



**HAL**  
open science

# Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités

Abdelwadoud Mehenni

► **To cite this version:**

Abdelwadoud Mehenni. Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités. Autre. Université de Lorraine, 2015. Français. NNT: 2015LORR0299 . tel-01754597

**HAL Id: tel-01754597**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01754597>**

Submitted on 30 Mar 2018

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

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



## AVERTISSEMENT

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

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

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

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

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

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

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



## UNIVERSITÉ DE LORRAINE

École doctorale RP2E -Ressources Procédés Produits Environnement  
Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée

### THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de  
**Docteur de l'Université de Lorraine**  
(Spécialité : Mécanique - Génie civil)

Par

**Abdelwadoud MEHENNI**

## COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE ET ÉROSION DES SOLS FINS TRAITÉS

-----  
Soutenue publiquement le 15 décembre 2015 devant la commission d'examen :

<b>M. Jean-Marie FLEUREAU</b>	Professeur à l'École Centrale de Paris	Rapporteur
<b>M. Zoubeir LAFHAJ</b>	Professeur à l'École Centrale de Lille	Rapporteur
<b>M. Jean-Jacques FRY</b>	Expert EDF	Examinateur
<b>M. Christophe CHEVALIER</b>	Chercheur à l'IFSTTAR	Examinateur
<b>M. Emmanuel LAVALLEE</b>	Expert géotechnique DTP/Bouygues Construction	Invité
<b>M. Simon BONNE</b>	Directeur technique DTP/Bouygues Construction	Invité
<b>M. Olivier CUISINIER</b>	Maître de Conférences à l'ENSG-Université de Lorraine	Co-directeur de thèse
<b>Mme Farimah MASROURI</b>	Professeur à l'ENSG-Université de Lorraine	Directeur de thèse





*À mes parents*



## Remerciements

Les travaux de recherche ont été réalisés à l'Université de Lorraine au sein du Laboratoire d'Énergétique et de Mécanique Théorique et Appliquée (LEMETA) dans le cadre d'une thèse CIFRE réalisée avec l'entreprise DTP.

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

Je remercie sincèrement Monsieur Olivier Cuisinier, codirecteur de thèse et maître de conférences à l'école de Géologie (ENSG) de l'Université de Lorraine, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail. Je le remercie vivement pour sa grande disponibilité, pour sa rigueur scientifique, pour ses conseils avisés et pour son soutien permanent.

Je tiens aussi à remercier Monsieur J.M. Fleureau, professeur à l'École Centrale de Paris, et Monsieur Z. Lafhaj, professeur à l'École Centrale de Lille, pour l'intérêt qu'ils ont apporté à mon travail et pour avoir bien voulu accepter la tâche de rapporteur de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur J.J. Fry, expert chez EDF, et Monsieur C. Chevallier, chercheur à l'IFSTTAR, pour avoir accepté d'examiner mes travaux de thèse.

Je tiens aussi à remercier les membres du comité de pilotage de l'entreprise DTP. Monsieur Simon Bonne, directeur technique, pour avoir soutenu le projet depuis son début et apporté son expertise géotechnique. Monsieur Emmanuel Lavallée, responsable du service géotechnique, pour son implication dans les différents aspects des travaux de recherche, pour ses remarques et commentaires constructifs et pour la mise en avant des applications pratiques. Merci également à Monsieur Tangi Le Borgne, responsable du laboratoire central de DTP, pour l'aide apportée tout au long de ce travail.

Mes remerciements vont aussi au personnel technique du laboratoire, Monsieur Éric Lefebvre, Monsieur Romain Cael, Monsieur Franck Mansuy et Monsieur Jacques Tisot pour leur aide apportée à la mise en place des dispositifs expérimentaux et à la réalisation des essais.

Merci aux collègues doctorants, post doctorants et ATER, pour toutes les expériences vécues ensemble au laboratoire et en dehors. Merci à Hossein, Luc, Zemenu, Ahmed, Nidal, Wahib, Victor, Kanssoune, Gaëtan, Romain et Guillaume.

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



---

## Sommaire

Table des illustrations .....	xi
Liste des tableaux .....	xvii
Liste des abréviations et symboles .....	xix
Introduction générale.....	1
<b>I Chapitre I : Propriétés hydromécaniques et érosion des sols traités : État de l’art ..</b>	<b>7</b>
<b>I.1 Introduction .....</b>	<b>8</b>
<b>I.2 Le sol dans les ouvrages en terre.....</b>	<b>9</b>
I.2.1 Principaux constituants d'un sol .....	9
I.2.2 Classification des sols selon le Guide des Terrassements Routiers (GTR).....	11
I.2.3 Compactage des sols .....	12
I.2.4 Impact des conditions de compactage sur le comportement hydromécanique des sols.....	13
<b>I.3 Traitement des sols en terrassement.....</b>	<b>14</b>
I.3.1 Généralités sur le traitement des sols .....	14
I.3.2 Traitement à la chaux .....	15
I.3.3 Traitement au ciment.....	20
I.3.4 Traitement par produits argileux .....	24
I.3.5 Conclusion traitement des sols .....	26
<b>I.4 Érosion des sols.....</b>	<b>27</b>
I.4.1 Érosion interne .....	27
I.4.2 Érosion externe.....	30
I.4.3 Quantifications en laboratoire de l'érodabilité des sols .....	31
I.4.4 Facteurs influençant les caractéristiques d'érosion .....	41
I.4.5 Érodabilité des sols traités.....	43
I.4.6 Conclusion sur l'érosion des sols .....	47
<b>I.5 Évolution des caractéristiques hydromécaniques à long terme des sols traités ...</b>	<b>48</b>
I.5.1 Problématique de la durabilité des traitements .....	48
I.5.2 Impact des sollicitations hydriques .....	48
I.5.3 Bilan des études de durabilités .....	61
<b>I.6 Conclusion générale et objectifs de l'étude .....</b>	<b>62</b>
<b>II Chapitre II : Démarche expérimentale .....</b>	<b>65</b>
<b>II.1 Introduction .....</b>	<b>66</b>
<b>II.2 Sol support de l'étude .....</b>	<b>67</b>
II.2.1 Caractéristiques physiques et géotechniques .....	67
II.2.2 Produits de traitement.....	68
II.2.3 Modalités de traitement .....	69
II.2.4 Impact des traitements sur les références de compactage .....	70
<b>II.3 Érosion interne : développement d'un dispositif « Hole Erosion Test optimisé».</b> .....	<b>71</b>

II.3.1	Principe de l'essai.....	72
II.3.2	Modèle d'analyse .....	72
II.3.3	Description du dispositif .....	76
II.3.4	Préparation des éprouvettes.....	78
II.3.5	Déroulement d'un essai d'érosion.....	79
II.3.6	Validation du dispositif expérimental et du modèle d'analyse .....	83
II.3.7	Conclusion sur le HET optimisé .....	88
<b>II.4</b>	<b>Caractérisation du comportement à court terme du sol traité .....</b>	<b>89</b>
II.4.1	Préparation des éprouvettes.....	89
II.4.2	Résistance à la compression simple .....	89
II.4.3	Conductivité hydraulique à l'état saturé.....	90
<b>II.5</b>	<b>Caractérisation du comportement hydromécanique et de l'érosion interne sous sollicitations hydriques .....</b>	<b>93</b>
II.5.1	Méthodes existantes de simulation des conditions hydriques au laboratoire.....	94
II.5.2	Protocoles d'imposition des cycles hydriques .....	96
II.5.3	Synthèse de l'étude du comportement sous sollicitations hydriques .....	98
<b>II.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>99</b>
<b>III</b>	<b>Chapitre III : Comportement hydromécanique et érosion interne des sols traités à court terme.....</b>	<b>101</b>
<b>III.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>102</b>
<b>III.2</b>	<b>Résistance à la compression simple .....</b>	<b>102</b>
III.2.1	Limon sans traitement .....	103
III.2.2	Effets des produits argileux .....	104
III.2.3	Effets des liants .....	105
III.2.4	Synthèse et conclusion des résultats ( $R_c$ ) .....	108
<b>III.3</b>	<b>Conductivité hydraulique .....</b>	<b>108</b>
III.3.1	Effets des produits argileux.....	108
III.3.2	Effets des liants hydrauliques.....	109
III.3.3	Synthèse et conclusion des résultats ( $k$ ) .....	110
<b>III.4</b>	<b>Érosion interne .....</b>	<b>111</b>
III.4.1	Paramètres d'érosion du sol sans traitement .....	111
III.4.2	Classification de l'érodabilité du limon .....	113
III.4.3	Effets du traitement sur les caractéristiques d'érosion du sol .....	114
III.4.4	Synthèse et conclusion des résultats des essais d'érosion interne.....	123
<b>III.5</b>	<b>Synthèse du comportement hydromécanique et d'érodabilité à court terme du limon traité.....</b>	<b>126</b>
<b>III.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>129</b>
<b>IV</b>	<b>Chapitre IV : Évolution des caractéristiques hydromécaniques et de l'érosion interne des sols traités soumis à des sollicitations hydriques .....</b>	<b>131</b>
<b>IV.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>132</b>
<b>IV.2</b>	<b>Résistance à la compression simple .....</b>	<b>133</b>
IV.2.1	Limon sans traitement .....	134

---

IV.2.2	Traitement par des produits argileux.....	136
IV.2.3	Traitement par des liants .....	141
IV.2.4	Conclusion : Impact des cycles hydriques sur le comportement mécanique du limon traité .....	149
<b>IV.3</b>	<b>Conductivité hydraulique .....</b>	<b>149</b>
IV.3.1	Limon sans traitement .....	150
IV.3.2	Traitement par produits argileux .....	151
IV.3.3	Traitement par des liants .....	153
IV.3.4	Conclusion : Impact des cycles hydriques sur la conductivité hydraulique du limon traité.....	157
<b>IV.4</b>	<b>Érosion interne .....</b>	<b>158</b>
IV.4.1	Évolution de l'érodabilité du limon traité à la chaux .....	158
IV.4.2	Évolution de l'érodabilité du limon traité au ciment.....	170
IV.4.3	Conclusion : impact des cycles hydriques sur l'érodabilité du limon traité.....	177
<b>IV.5</b>	<b>Synthèse et bilan de l'étude en laboratoire sur le comportement du limon traité sous sollicitations hydriques .....</b>	<b>178</b>
<b>IV.6</b>	<b>Investigation in situ : évolution et durabilité du comportement hydromécanique d'ouvrages en sol fin traité .....</b>	<b>179</b>
IV.6.1	Présentation du projet et du cadre de l'étude .....	179
IV.6.2	Matériaux .....	180
IV.6.3	Configuration des bassins.....	181
IV.6.4	Réalisation des bassins .....	182
IV.6.5	Campagnes d'essais.....	182
IV.6.6	Évolution des paramètres du sol.....	186
IV.6.7	Conclusion des investigations in situ sur la durabilité des traitements .....	192
<b>IV.7</b>	<b>Analyse des résultats de l'étude de durabilité des effets de traitements .....</b>	<b>192</b>
<b>IV.8</b>	<b>Conclusion : durabilité des traitements de sols .....</b>	<b>197</b>
<b>V</b>	<b>Conclusion générale .....</b>	<b>199</b>
	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>205</b>





---

## Table des illustrations

Figure I.1 : Représentation schématique des différents états de l'eau dans le sol. ....	11
Figure I.2 : Classification des matériaux selon leur nature (cas des sols avec un $D_{max} < 50$ mm) d'après le GTR (LCPC-SETRA, 1992).....	11
Figure I.3 : Impact des conditions de compactage sur la conductivité hydraulique (Mitchell et al., 1965). ....	14
Figure I.4 : Exemple de l'impact de l'ajout de la chaux sur les propriétés d'un sol (Venstermans et al., 2001). a) Courbe de compactage. b) Indice de Portance Immédiat.....	17
Figure I.5 : Influence du temps de cure et du dosage de chaux sur la résistance à la compression simple de deux sols de nature minéralogique différente (Bell, 1996). a) Kaolinite. b) Quartz. ....	18
Figure I.6 : Influence de la teneur en eau sur la conductivité hydraulique d'une argile sableuse traitée avec différents dosages en chaux (El Rawi & Awad, 1981).....	19
Figure I.7 : Exemple de l'effet du ciment sur la résistance à la compression simple d'un sol fin (Sariosseiri & Muhunthan, 2009). ....	22
Figure I.8 : Impact du dosage en ciment sur les caractéristiques de compactage de trois types de sol (Sariosseiri & Muhunthan, 2009). a) Évolution de la teneur en eau optimale. b) Évolution de la masse volumique sèche maximale. ....	23
Figure I.9 : Illustration de l'évolution usuellement observée de la conductivité hydraulique en fonction du dosage en bentonite pour des sols sableux à teneur en fines inférieure à 10 % (d'après Chapuis, 2002). ....	25
Figure I.10 : Impact du dosage et de la nature de l'argile utilisée sur la conductivité hydraulique d'un sol sableux (Couradin et al., 2008).....	26
Figure I.11 : Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération.....	33
Figure I.12 : Schéma du dispositif Flow Pump Test (Reddi et al., 2000). a) Détail de la cellule d'essai d'érosion interne. b) Détail de la cellule celle d'essai d'érosion de surface. c) schéma du montage du dispositif complet. ....	34
Figure I.13 : Schéma du dispositif expérimental d'érosion de contact (Ho, 2007). ....	35
Figure I.14 : Schéma du dispositif Hole Erosion Test (HET) (Wan & Fell, 2002). a) Schéma du montage expérimental. b) Cellule d'essai SET. c) Cellule d'essai HET. ....	37
Figure I.15 : Schéma du principe de l'essai EFA développé par Briaud et al. (2001)(d'après Bennabi et al., (2012)). a) schéma de la chambre d'essai. b) Photo du montage expérimental. ....	39
Figure I.16 : Schéma du montage expérimental du dispositif RCT (Lim, 2006). ....	40
Figure I.17 : L'érodimètre à jets mobiles (Reiffsteck, 2004). a) Photo de l'utilisation in situ du dispositif. ....	40
Figure I.18 : Exemple de l'impact des conditions de compactage sur l'indice d'érosion des sols (Lim, 2006). ....	42
Figure I.19 : Impact du pourcentage de la fraction argileuse dans un mélange sable-kaolinite (Pham, 2008).....	43
Figure I.20 : Impact du traitement à la chaux et du temps de cure sur la loi d'érosion (Herrier et al., 2012b). ....	46
Figure I.21 : Exemple de l'impact du pourcentage de ciment utilisé sur la loi d'érosion (Indraratna et al., 2009). ....	46
Figure I.22 : Exemples de l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'accumulation des cycles hydriques (Pedarla, 2009). a) Exemple sol 1 avec traitement à la chaux. b) Exemple sol 1 avec traitement au ciment. c) Exemple sol 2 avec traitement à la chaux. d) Exemple sol 2 avec traitement au ciment. ....	51
Figure I.23 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de l'accumulation des cycles hydriques (Akcanca & Aytakin, 2014). a) 80 % sable-20 % bentonite. b) 70 % sable-30 % bentonite. c) 60 % sable-40 % bentonite. d) 50 % sable-50 % bentonite. ....	52
Figure I.24 : Exemple de l'effet d'une circulation continue (45 jours) sur les propriétés de gonflement d'une argile compactée à différentes teneur en eau initiales (McCallister & Petry, 1992). OMC = teneur en eau optimale. a) Évolution de la pression de gonflement. b) Évolution du gonflement libre. ....	53
Figure I.25 : Impact d'une circulation d'eau sur la résistance à la compression simple de deux sols traités à la chaux (McCallister & Petry, 1992). ....	54
Figure I.26 : Exemple de l'évolution de la résistance à la compression simple du limon de Jossigny (Le Runigo et al., 2011). a) Traitement avec 1 % de chaux (C1 éprouvettes dont la perméabilité est supérieure à celle de C2).....	55

Figure I.27 : Exemple de l'évolution de la conductivité hydraulique d'une argile traitée avec différents dosages de chaux est soumise à une circulation d'eau permanente (McCallister & Petry, 1991). .....	56
Figure I.28 : Évolution de la conductivité hydraulique des éprouvettes de limon de Jossigny traité à la chaux... 56	56
Figure I.29 : Schéma d'évolution de la résistance à la compression des sols traités au ciment avec et sans cycles de gel-dégel (diagramme traduit d'après Packard & Chapman (1963)). .....	58
Figure I.30 : Évolution de la conductivité hydraulique de plusieurs sols, traités ou non, avec l'accumulation des cycles de gel-dégel (d'après les résultats de Guney et al. (2006)). .....	59
Figure I.31 : Ratio de variation de la conductivité hydraulique après cycles de gel-dégel de plusieurs sols traités au ciment (Jamshidi, 2014). .....	60
Figure I.32 : Impact de la période de cure à la fin des cycles de gel-dégel sur la conductivité hydraulique finale des éprouvettes de différents sols traités au ciment (Jamshidi, 2014). .....	61
Figure II.1 : Courbe granulométrique du limon du Saint-Quentin (selon les normes NF P94-056 et NF P94-057). .....	68
Figure II.2 : Illustration des états de compactage considérés dans cette étude. Exemple illustré sur la courbe Proctor du limon sans traitement. .....	70
Figure II.3 : Quelques exemples de l'évolution du signal de turbidité en fonction du temps pour une concentration donnée constante. ....	75
Figure II.4 : Quelques exemples de la relation entre la turbidité et la concentration de particules de sol. ....	75
Figure II.5 : Dispositif d'érosion Hole Erosion Test optimisé. ....	76
Figure II.6 : Schéma détaillé de la cellule d'essai. ....	78
Figure II.7 : Préparation de l'éprouvette de sol pour l'essai d'érosion au HET. a) compactage du sol dans le moule d'essai. b) forage du conduit initial. ....	79
Figure II.8 : Résultats typiques d'un essai d'érosion HET réalisé sur le limon non traité .....	81
Figure II.9 : Exemple de l'évolution de la section transversale du conduit d'une éprouvette de limon traité avec 3 % de chaux. ....	82
Figure II.10 : Forme du conduit final après érosion. Vue en coupe longitudinale réalisée après remplissage en du conduit érodé en paraffine. ....	82
Figure II.11 : Exemple de loi d'érosion issue d'un essai HET (cas du limon sans traitement). .....	83
Figure II.12 : Comparaison entre le diamètre final calculé à partir du signal de turbidité et le diamètre final mesuré à la fin de l'essai. ....	84
Figure II.13 : Impact du forage sur la loi d'érosion du limon traité à la chaux. a) forage après cure de 7 jours. b) forage avant cure de 7 jours. c) forage après cure de 30 jours. d) forage avant cure de 30 jours. ....	85
Figure II.14 : Exemples de la forme de la section transversale du conduit après érosion. a) section circulaire. b) section légèrement non circulaire. c) section ellipsoïdale. ....	87
Figure II.15: Impact de la forme réelle du conduit sur les paramètres d'érosion. a) cas d'une éprouvette de limon sans traitement b) cas d'une éprouvette de limon traité à 9 % de kaolinite. ....	88
Figure II.16 : Essai de résistance à la compression simple (écrasement de l'éprouvette de sol dans une presse à chargement axial). ....	90
Figure II.17 : Dispositif de mesure de la conductivité hydraulique. ....	91
Figure II.18 : Saturation des éprouvettes par l'application de contre pression. a) évolution des débits entrant et sortant d'une éprouvette en cours de saturation. b) exemples de l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction des paliers de pression appliquées sur deux éprouvettes de sols. ....	92
Figure II.19 : Évolution au cours du temps du volume d'eau injecté à la base de l'éprouvette. ....	93
Figure II.20 : Illustration des dispositifs expérimentaux utilisés pour l'application des cycles hydriques par la méthode d'humidité relative-contact d'eau. ....	97
Figure II.21 : Illustration des dispositifs expérimentaux utilisés pour l'application des cycles hydriques par la méthode étuve-immersion. ....	98
Figure II.22 : Illustration de la durée et de l'intensité des cycles selon la méthode de sollicitation imposée. Exemple d'une éprouvette 35 × 70 mm de limon traité à 6 % de ciment. ....	98
Figure III.1 : Impact des conditions de compactage sur la résistance à la compression simple du limon. ....	104
Figure III.2 : Effets du traitement par des produits argileux sur la résistance à la compression simple du limon. ....	104

---

Figure III.3 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 1 % de chaux. ....	106
Figure III.4 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 3 % de chaux. ....	106
Figure III.5 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 3 % de ciment. ....	107
Figure III.6 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 6 % de ciment. ....	107
Figure III.7 : Impact du pourcentage du produit argileux (kaolinite/bentonite) sur la réduction de la conductivité hydraulique du limon. ....	109
Figure III.8 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec des liants (chaux/ciment) en fonction du temps de cure. ....	110
Figure III.9 : Deux exemples de la loi d'érosion du limon sans traitement. Résultats issus de deux essais réalisés dans les mêmes conditions. ....	112
Figure III.10 : Caractéristiques d'érosion du limon sans traitement. ....	114
Figure III.11 : Impact du traitement à la kaolinite sur la loi d'érosion du limon. ....	115
Figure III.12 : Impact du traitement à la bentonite sur la loi d'érosion du limon. ....	117
Figure III.13 : Impact du dosage et du temps de cure sur la loi d'érosion du limon traité à la chaux. ....	120
Figure III.14 : Impact du dosage et du temps de cure sur la loi d'érosion du limon traité au ciment. ....	122
Figure III.15 : Loi d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment à 7 jours de cure. ....	123
Figure III.16 : Impact des traitements sur le coefficient d'érosion du limon (valeur moyenne). ....	124
Figure III.17 : Impact du dosage et du temps de cure sur l'évolution de la contrainte critique du limon traité (valeur moyenne de la contrainte critique). ....	125
Figure III.18 : Impact des différents traitements sur les caractéristiques d'érosion du limon de Saint-Quentin. ....	126
Figure III.19 : Relation entre la résistance à la compression simple et la contrainte critique du limon avec et sans traitement. ....	128
Figure III.20 : Relation entre la conductivité hydraulique et le coefficient d'érosion du limon de Saint-Quentin avec et sans traitement. ....	129
Figure IV.1 : Exemple de deux éprouvettes du limon non traité ayant subi 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	134
Figure IV.2 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	135
Figure IV.3 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 2 % de kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	137
Figure IV.4 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 5 % de bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	138
Figure IV.5 : Évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes de limon traité à la kaolinite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	139
Figure IV.6 : Évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes de limon traité à la bentonite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	140
Figure IV.7 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	142
Figure IV.8 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux après 1 cycles hydrique par la méthode-Ag. ....	142
Figure IV.9 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	143
Figure IV.10 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag. ....	143
Figure IV.11 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	145
Figure IV.12 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 3 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	145

---

Figure IV.13 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 3 % de ciment avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	147
Figure IV.14 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 6 % de ciment avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	147
Figure IV.15 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la chaux et au ciment avec en fonction du nombre de cycles hydriques. ....	149
Figure IV.16 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon sans traitement en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr. ....	150
Figure IV.17 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la kaolinite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr. ....	151
Figure IV.18 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la bentonite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr. ....	152
Figure IV.19 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. ....	154
Figure IV.20 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 3 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. ....	154
Figure IV.21 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 3 % de ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. ....	155
Figure IV.22 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 6 % de ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. ....	156
Figure IV.23 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la chaux et au ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. ....	157
Figure IV.24 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	159
Figure IV.25 : Évolution de la masse sèche des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques. ....	161
Figure IV.26 : État d'une éprouvette du limon traité avec 1 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. ....	161
Figure IV.27 : Exemples de loi d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	163
Figure IV.28 : Évolution de la contrainte critique du limon traité avec 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	163
Figure IV.29 : Exemple d'une éprouvette de limon traité avec 3 % de chaux après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	166
Figure IV.30 : Exemple de résultats des essais d'érosion sur le limon traité avec 3 % de chaux. ....	167
Figure IV.31 : Exemple de l'état d'une éprouvette du limon traité avec 3 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essai). ....	169
Figure IV.32 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 6 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET). ....	171
Figure IV.33 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET). ....	171
Figure IV.34 : État des éprouvettes du limon traité à 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. ....	172
Figure IV.35 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essai HET). ....	173
Figure IV.36 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 6 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET). ....	174
Figure IV.37 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET). ....	175
Figure IV.38 : Deux exemples de l'état des éprouvettes du limon traité à 6 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essais). ....	176
Figure IV.39 : État du bassin de rétention n°2 avant les travaux de réparation. ....	180
Figure IV.40 : Configurations et matériaux constitutifs retenus sur chaque bassin. ....	181

---

Figure IV.41 : Perméamètre type simple anneau fermé à charge constante.....	183
Figure IV.42 : Schéma de l'excavation réalisée pour les essais de conductivité hydraulique.....	185
Figure IV.43 : Disposition des perméamètres dans l'excavation. ....	186
Figure IV.44 : Évolution dans le temps des profils de la résistance mécanique des trois bassins de rétention... ..	189
Figure IV.45 : Illustration de la durabilité d'un traitement à travers l'évolution à court terme et à long terme des performances d'un sol traité .....	198



---

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Récapitulatif des méthodes de réalisation d'un essai d'érosion par un dispositif type HET.....	36
Tableau I.2 : Impact de l'accumulation des cycles hydriques sur la résistance à la compression simple d'éprouvettes de sol traité au ciment (Hoyos et al., 2005). .....	50
Tableau I.3 : Évolution de la résistance à la compression simple (kPa) avec l'accumulation des cycles de gel-dégel de quatre sols traités à la chaux (Dempsey & Thompson, 1968).....	58
Tableau II.1 : Principales caractéristiques du limon de Saint-Quentin. ....	67
Tableau II.2 : Analyse minéralogique du limon de Saint-Quentin.....	68
Tableau II.3 : Principales caractéristiques des produits argileux utilisés. ....	69
Tableau II.4 : Modalités de traitement du limon (produits, dosages et temps de cure) .....	69
Tableau II.5 : Références de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité avec différents produits de traitement (selon la norme NF P94-093).....	71
Tableau II.6 : Méthodes d'imposition des cycles hydriques sur des sols traités (liste non exhaustive).....	95
Tableau III.1 : Programme expérimental des essais de la résistance à la compression simple. ....	103
Tableau III.2 : Programme expérimental des essais de conductivité hydraulique.....	108
Tableau III.3 : Programme expérimental des essais d'érosion interne par le HET. ....	111
Tableau III.4 : Paramètres d'érosion du limon sans traitement. ....	112
Tableau III.5 : Classification de l'érodabilité des sols selon l'indice d'érosion (Wan & Fell, 2002). ....	113
Tableau III.6 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la kaolinite. ....	116
Tableau III.7 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la bentonite. ....	118
Tableau III.8 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la chaux. ....	119
Tableau III.9 : Caractéristiques d'érosion du limon traité au ciment. ....	122
Tableau III.10 : Récapitulatif des caractéristiques hydromécaniques et d'érosion du limon de Saint-Quentin avec et sans traitement. ....	127
Tableau III.11 : Corrélations entre la résistance à la compression simple et la contrainte critique. ....	128
Tableau IV.1 : Programme des essais de résistance à la compression simple après sollicitations hydriques. ....	133
Tableau IV.2 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies. ....	136
Tableau IV.3 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la kaolinite en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.....	139
Tableau IV.4 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la kaolinite en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.....	141
Tableau IV.5 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la chaux en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.....	146
Tableau IV.6 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité au ciment en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.....	148
Tableau IV.7 : Programme des essais de conductivité hydraulique après sollicitations hydriques. ....	150
Tableau IV.8 : Programme des essais d'érosion après sollicitations hydriques. ....	158
Tableau IV.9 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux après application de sollicitations hydriques par la méthode-Hr. ....	160
Tableau IV.10 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.....	162
Tableau IV.11 : Évolution des caractéristiques d'érosion des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux après une période de cure sans sollicitations hydriques.....	164
Tableau IV.12 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité à 3 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	168
Tableau IV.13 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. ....	170
Tableau IV.14 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment mesurées à la fin de 6 cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	171

Tableau IV.15 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr. ....	172
Tableau IV.16 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.....	173
Tableau IV.17 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.....	175
Tableau IV.18 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment mesurées à la fin de 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.....	176
Tableau IV.19 : Paramètres de compactage et conductivité hydraulique initiale des différentes couches des trois bassins de rétention d'eau. ....	184
Tableau IV.20 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 1.....	187
Tableau IV.21 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 2.....	190
Tableau IV.22 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 3.....	191
Tableau IV.23 : Principales différences entre les conditions au laboratoire et les conditions in situ considérées dans le cadre de l'étude de la durabilité des traitements de sol.....	193
Tableau IV.24 : Évolution en laboratoire et in situ du comportement mécanique du limon traité et non traité ..	194
Tableau IV.25 : Évolution en laboratoire et in situ du comportement hydrique du limon traité et non traité .....	195
Tableau IV.26 : Synthèse des effets des traitements et des effets des sollicitations hydriques sur le comportement hydromécanique du limon de Saint-Quentin. ....	196



---

## Liste des abréviations et symboles

$\dot{\epsilon}$	Taux d'érosion par unité de surface par unité de temps
$\tau_c$	Contrainte critique
$a$	Grand rayon de conduit
$A$	Section transversale du conduit
$b$	Petit rayon du conduit
$C$	Concentration de particules de sol
$c'$	Cohésion effective
<i>CBR</i>	Californian Bearing Ratio
<i>CEC</i>	Capacité d'Échange Cationique
CEM I à V	Classes du ciment
CETMEF	Centre D'études Techniques Maritimes Et Fluviales
CFBR	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CFdG	Comité Français des Géosynthétiques
CFGB	Comité Français des Grands Barrages (ancien nom du CFBR)
$D$	Diamètre du conduit
$D_c$	Diamètre du conduit calculé
$D_m$	Diamètre du conduit mesuré
$dm$	Perte de masse
$dr$	Augmentation du rayon du conduit
$dt$	Pas de temps
$E$	Module d'élasticité
<i>EFA</i>	Erosion Function Apparatus
$E_i$	État de compactage défini par un couple spécifique de $\rho_d/w$
ERINOH	Projet national sur l'érosion interne des ouvrages hydrauliques
$\epsilon_i$	Déformation axiale pour chaque chargement
$F$	Force axiale maximale
<i>GTR</i>	Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme
<i>GTS</i>	Guide technique du traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques
$h$	Humidité relative
<i>HET</i>	Hole Erosion Test
$i$	Gradient hydraulique
$I_e$	Indice d'érosion
$I_p$	Indice de plasticité
<i>IPI</i>	Indice portant immédiat
<i>JET</i>	Jet Erosion Test
$k$	Conductivité hydraulique ou le coefficient de perméabilité
$ker$	Coefficient d'érosion
$L$	Longueur d'une éprouvette cylindrique
<i>LB</i>	Limon traité à la bentonite
<i>LC</i>	Limon traité à la chaux
<i>LCi</i>	Limon traité au ciment
<i>LHR</i>	Liant hydraulique routier
<i>LK</i>	Limon traité à la kaolinite
<i>LNT</i>	Limon non traité
Méthode-Ag	Méthode de sollicitation hydrique selon le protocole de sollicitations hydriques « extrêmes »
Méthode-Hr	Méthode de sollicitation hydrique selon le protocole de sollicitations hydriques « modérées »
<i>MoJET</i>	Érodimètre à jets mobiles
<i>Nd</i>	Non déterminée
<i>NTU</i>	Unité de Turbidité Néphélométrique
$P$	Pression dans la chambre d'entrée
$P$	Pression appliquée à l'entrée de la cellule
PCA	Portland Cement Association
$p_r$	Périmètre de la section transversale du conduit
$Q$	Débit traversant l'éprouvette du sol
$r$	Rayon du conduit
$R_c$	Résistance à la compression simple

$R_{c(h)}$	Résistance à la compression simple pour une teneur en eau $w_{OPN+/-2,5\%}$
$R_{c(OPN)}$	Résistance à la compression simple pour une teneur en eau $w_{OPN}$
$RCT$	Rotating Cylinder Test
$RT/gM$	Constante de calcul de succion (pour une température de 20°C)
$s$	Succion
$S$	Section transversale moyenne d'une éprouvette cylindrique
$SET$	Slot Erosion Test
$S_r$	Degré de saturation
$T$	Turbidité
$UU$	Essai triaxial non consolidé non drainé
$v$	Vitesse d'écoulement
$VBS$	Valeur d'adsorption au bleu de méthylène du sol
$V_m$	Valeur mesurée
$Vol(t_i)$	Volume d'eau traversant l'éprouvette dans un temps $t_i$
$V_s$	Valeur estimée
$w$	Teneur en eau
$w_i$	Teneur en eau initiale
$w_{ini}$	Teneur en eau initiale
$w_L$	Limite de plasticité
$w_{moy}$	Teneur en eau moyenne
$w_{OPN}$	Teneur en eau optimale
$w_{OPN+/-2,5\%}$	Teneur en eau située à l'optimum + 2,5%
$w_p$	Limite de liquidité
$\alpha$	Rapport entre le grand rayon et le petit rayon du conduit
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\rho_d$ courbe Proctor normal	Valeur de la masse volumique sèche déterminée directement de la courbe de compactage Proctor normale pour une teneur en eau donnée
$\rho_{dmax}$	Masse volumique sèche maximale
$\rho_s$	Masse volumique des particules solides
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau à 20°C
$\Delta h$	Différence de la charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'éprouvette lors d'un essai de perméabilité
$\Delta P$	Différentiel de pression appliqué entre l'amont et l'aval de la l'éprouvette
$\sigma'_3$	Contrainte effective moyenne
$\tau$	Contrainte de cisaillement hydraulique
$\phi'$	Angle de frottement effectif

# Introduction générale

---

## **Enjeu, problématique et cadre de travail**

L'érosion constitue l'un des défis les plus importants auquel est confronté l'ingénieur lors de la conception et du dimensionnement d'un ouvrage hydraulique. En effet, les sols constituant ces ouvrages en terre peuvent être sujets à divers phénomènes d'érosion qui peuvent provoquer des dégâts importants au niveau de la structure de l'ouvrage, allant même jusqu'à sa ruine. À titre d'exemple, dans le cadre du projet ERINOH, Fry et al. (2012) recensent 44 cas de rupture par érosion des ouvrages hydrauliques entre 2010 et 2012, chiffres incluant notamment 8 cas de rupture de grands barrages. Les dégâts engendrés par ces phénomènes d'érosion peuvent être parfois catastrophiques comme en 2005 avec l'ouragan Katrina qui a ravagé la Nouvelle-Orléans (USA) et qui a causé plus de 100 milliards de dollars de dégâts (Briaud et al., 2008).

Un moyen pour prévenir le risque d'érosion est d'utiliser des matériaux présentant une érodabilité qui répond aux critères d'érosion requis, et aussi aux autres critères portant sur le comportement hydrique et mécanique des sols. Lorsque les sols disponibles pour la construction ne permettent pas de satisfaire aux critères requis, le traitement constitue une alternative intéressante. Il existe plusieurs techniques de traitement qui permettent d'améliorer le comportement des sols. Dans cette étude, le traitement des sols fait référence à la technique de stabilisation du sol par l'ajout d'un additif avant compactage du sol. Durant les travaux de terrassement, le recours à une solution de traitement des sols est très fréquent, et concerne environ 50 % des sols extraits, car il facilite le réemploi des matériaux très humides et permet l'amélioration des performances mécaniques des sols médiocres. Le traitement favorise le réemploi des matériaux extraits et ainsi la valorisation des ressources locales disponibles dans l'emprise des ouvrages. Le traitement des sols est actuellement utilisé pour la réalisation des infrastructures routières telles des remblais routiers et des couches de forme, mais aussi pour des infrastructures ferroviaires, ou des plates-formes. Il est cependant intéressant d'élargir le domaine d'application des traitements, notamment pour des applications dans des ouvrages hydrauliques en terre (e.g., barrages en terre ; digues ; canaux ; bassins de rétention d'eau).

Différents produits de traitement peuvent être utilisés : des produits argileux qui diminuent la perméabilité, des chaux qui améliorent l'ouvrabilité des sols et des liants hydrauliques qui augmentent les performances mécaniques des sols. Si les effets de ces traitements sont généralement connus sur les principales caractéristiques hydromécaniques des sols, peu d'informations sont disponibles quant à leur impact sur l'érodabilité des sols qui constitue un paramètre crucial pour les ouvrages hydrauliques.

Au-delà de la caractérisation de leur comportement hydromécanique et d'érodabilité à court terme, l'utilisation des sols traités pour la réalisation de structures hydrauliques en terre nécessite une étude approfondie sur l'évolution de leurs paramètres hydromécaniques et d'érodabilité dans le temps. En effet, les ouvrages hydrauliques en terre sont soumis à diverses sollicitations environnementales de diverses amplitudes tout au long de leur durée de vie. Il peut s'agir de sollicitations climatiques, comme des cycles de séchage-humidification ou de gel-dégel, ou bien des sollicitations liées à la fonction hydraulique de l'ouvrage comme une circulation d'eau permanente. Les paramètres de sols traités, satisfaisant initialement aux critères requis, peuvent évoluer défavorablement suite à ces sollicitations.

Dans ce contexte scientifique et technique, le travail réalisé dans cette thèse se base sur une approche expérimentale approfondie, avec un volet d'étude au laboratoire et des investigations in situ sur des planches d'essais expérimentales. Cette étude a été effectuée dans le cadre d'une thèse CIFRE entre le laboratoire LEMTA de l'Université de Lorraine et l'entreprise DTP.

### **Objectifs de l'étude**

Ce travail a pour objectifs d'apporter des éléments de réponse sur le comportement à long terme des sols traités, ce qui passe, tout d'abord par la caractérisation de l'impact des traitements sur les propriétés des sols, puis par le suivi de l'évolution des propriétés des sols traités dans le temps, notamment lorsque le sol traité est soumis à des sollicitations climatiques et hydriques. Pour répondre à ces objectifs, certains verrous doivent être levés :

- Le premier verrou concerne la qualification et la quantification de l'apport à court terme du traitement sur le comportement hydromécanique du sol et notamment son érodabilité. L'enjeu est de bien connaître et de bien maîtriser les facteurs qui influencent les effets du traitement sur le sol. La contrainte technique concerne la mise en place d'un dispositif expérimental apte à quantifier l'impact du traitement sur la résistance à l'érosion des sols fins traités. Il s'agit à mettre en place un dispositif d'érosion interne qui se base sur un principe d'essai bien établi du type Hole Erosion Test (*HET*), tout en apportant des améliorations nécessaires pour rendre le dispositif capable de caractériser les paramètres d'érosion des sols traités.
- Le second verrou est lié aux méthodes de sollicitations hydriques au laboratoire afin d'apprécier la durabilité des effets des différents traitements. Il est nécessaire de mettre en place différentes méthodes de sollicitations hydriques caractérisant différents niveaux d'intensité hydrique. L'utilisation de différentes méthodes de sollicitation vise

à dégager le rôle de l'intensité des sollicitations sur la cinétique d'évolution des caractéristiques du sol traité.

- Enfin, il est nécessaire d'envisager le moyen d'assurer le passage des essais de durabilité en laboratoire vers le comportement des ouvrages in situ, ce qui constitue le troisième verrou. L'enjeu est de reproduire des conditions de mise en place des sols similaires entre le laboratoire et le terrain afin de réaliser une étude comparative et complémentaire et de pouvoir généraliser les conclusions de l'étude.

### **Structure du mémoire**

Le mémoire s'articule en cinq chapitres.

Le premier chapitre donne un état des lieux des informations actuellement disponibles sur le traitement des sols et le comportement hydromécanique à court terme et à long terme des sols traités. La problématique de l'érosion des sols sera abordée avec un intérêt particulier portant sur l'érosion interne. Les données bibliographiques recueillies permettent de caractériser les effets connus des produits de traitement sur les caractéristiques hydromécaniques à court et à long terme tout en identifiant les effets dont les données font défaut.

Le second chapitre donne la démarche expérimentale retenue dans cette étude. Tout d'abord le sol et les produits de traitement étudiés ainsi que les modalités de traitement seront exposés. Vient ensuite une partie de présentation détaillée du dispositif d'érosion développé et qui comporte notamment la méthode de validation du dispositif et la méthode d'analyse des résultats. Une partie de ce chapitre sera aussi dédiée à la présentation des protocoles de réalisation d'essais de caractérisation hydrique et mécanique du sol étudié. La dernière partie est consacrée à la description des méthodes de sollicitations hydriques de séchage-humidification appliquées.

Le troisième chapitre expose l'ensemble des résultats des essais de caractérisation du comportement hydromécanique à court terme du sol avec et sans traitement. Les premières parties de ce chapitre traiteront de l'impact du traitement sur la résistance à la compression simple et la conductivité hydraulique du sol. Ce chapitre sera axé notamment sur la présentation des résultats des essais d'érosion par le *HET*. Les différentes corrélations existantes entre les caractéristiques du sol seront présentées.

Le quatrième chapitre présente l'étude de durabilité des effets de traitements, avec un volet d'étude au laboratoire et un volet d'investigations in situ. La première partie s'attache à l'étude de l'évolution des caractéristiques hydromécaniques et d'érodabilité au laboratoire, les travaux

étant principalement axés sur le traitement à la chaux ou au ciment. Ensuite, ce chapitre traite de la réalisation et du suivi de l'évolution de planches d'essai. L'analyse comparative et complémentaire entre l'étude au laboratoire et l'étude in situ permet dans un dernier temps de qualifier et de quantifier la durabilité des performances des sols fins traités vis-à-vis des sollicitations hydriques et climatiques. Les résultats de l'étude permettent de dégager des recommandations de dispositions constructives à adopter pour s'assurer de la fiabilité et de la durabilité des ouvrages hydrauliques en sols traités.





# **Chapitre I : Propriétés hydromécaniques et érosion des sols traités : État de l'art**

---

## **I.1 Introduction**

Lors des travaux de construction d'ouvrages en terre, le traitement des sols permet de faciliter la mise en œuvre des matériaux très humides et aussi d'améliorer les performances mécaniques des sols médiocres non utilisables en l'état. Le traitement permet ainsi d'améliorer la valorisation des ressources locales disponibles dans l'emprise des ouvrages et de limiter les emprunts extérieurs. Cette solution devient particulièrement intéressante pour la réalisation des grands ouvrages linéaires. Dans le cas des ouvrages hydrauliques (e.g., barrages, digues, bassins de rétention), les sols employés dans la réalisation de l'ouvrage doivent satisfaire aux critères mécaniques et hydriques, ainsi qu'à certains aspects plus spécifiques comme la résistance à l'érosion. Il est donc important de connaître l'impact des traitements sur les différentes caractéristiques hydromécaniques du sol et aussi de bien connaître, et de bien maîtriser, les facteurs susceptibles de les influencer. Par ailleurs, il s'agit aussi de déterminer l'évolution des caractéristiques hydromécaniques dans le temps, lorsque le sol traité est soumis à des sollicitations extérieures susceptibles de faire évoluer les performances du matériau traité.

Ce chapitre va permettre d'introduire ces différents aspects successivement. Tout d'abord, sera exposé l'état de connaissances du traitement des sols pour la construction d'ouvrages en terre. L'accent sera mis sur les différents paramètres qui peuvent affecter le résultat d'un traitement, c'est-à-dire la performance initiale obtenue.

Ensuite, la problématique de l'érosion des sols traités sera abordée avec un intérêt particulier portant sur l'érosion interne. L'objectif de cette seconde partie est de passer en revue les différents éléments essentiels à la compréhension de l'érosion et notamment à l'érosion interne des sols traités. Cette partie comprendra tout d'abord une description de phénomènes d'érosion, de méthodes et de dispositifs de caractérisation de l'érosion. Les facteurs susceptibles d'affecter les caractéristiques d'érosion des sols seront ensuite discutés. Enfin seront présentées les études portant sur l'impact des traitements sur la résistance à l'érosion et les caractéristiques d'érosion des sols.

La troisième partie traite de l'état des connaissances sur le comportement des sols traités à long terme, c'est-à-dire la durabilité des effets de traitement. L'objectif de cette troisième partie est de mettre en évidence l'évolution des caractéristiques hydromécaniques lorsque les sols traités sont soumis à des sollicitations hydriques. L'accent sera mis en particulier sur trois sollicitations hydriques : les cycles de séchage-humidification, la circulation permanente d'eau et les cycles de gel-dégel.

## I.2 Le sol dans les ouvrages en terre

### I.2.1 Principaux constituants d'un sol

Le sol est un matériau constitué de trois phases : une phase solide (les grains solides), une phase liquide (l'eau) et une phase gazeuse (l'air). La phase solide dans le sol est constituée de minéraux dont l'assemblage constitue le squelette du sol. Les espaces vides, connectés ou non, constituent l'espace poral du sol. Les pores peuvent être remplis soit avec l'eau et/ou soit avec l'air. Les propriétés géotechniques et hydromécaniques du sol dépendent, d'une part, des propriétés de chacune de ces phases et, d'autre part, de leurs proportions respectives. Les principaux constituants du sol sont : les minéraux, la matière organique et l'eau. Ces constituants sont brièvement détaillés ci-après.

*Les minéraux* constituant les grains solides du sol représentent l'ensemble des produits de l'altération physique et chimique d'une roche mère, d'où la nature très variable de ces minéraux. Les familles minérales les plus représentées sont : les silicates, qui représentent 95 % des constituants de l'écorce terrestre (e.g., le quartz, les argiles, les feldspaths et les micas) ; puis les carbonates ; et enfin des minéraux accessoires qui sont présents en faible pourcentage dans les sols et qui n'interviennent pas dans leur définition : (e.g., sulfates, phosphates, sulfures, chlorures).

Le quartz, de par sa dureté et sa très faible solubilité qui lui confèrent une résistance à l'altération, est l'un des minéraux silicatés les plus présents dans le sol. Il constitue une forme cristalline très commune de la silice ( $\text{SiO}_2$ ). Parmi les autres minéraux silicatés figurent aussi : les feldspaths, les silico-aluminates potassiques, sodiques, ou calciques de la famille des tectosilicates, ou les micas, de la famille des phyllosilicates, minéraux plus sensibles à l'altération qui sont donc moins présents dans les sols. Les argiles sont issues de la dégradation de ces minéraux suite à l'altération. Les argiles sont des aluminosilicates en feuillet, plus ou moins hydratés, constitués d'une association de couches tétraédriques (T) et de couches octaédriques (O). La couche tétraédrique est formée de l'association de tétraèdres de silicium ( $\text{SiO}_2$ ), chaque tétraèdre partageant trois sommets avec les tétraèdres voisins. L'ensemble des sommets partagés constitue un assemblage plan hexagonal. Le sommet du tétraèdre qui n'est pas dans le plan est partagé avec un octaèdre  $\text{Al}(\text{OH})_6$  de la couche octaédrique. Les deux couches sont reliées par des atomes d'oxygènes. C'est l'association de couches tétraédriques (T) et de couches octaédriques (O) qui constitue le feuillet élémentaire du réseau cristallin de chaque argile. Parmi ces argiles, figurent la kaolinite et la bentonite.

La kaolinite  $[Al_2.(Si_2O_5).(OH)_4]$  est une argile dont le feuillet élémentaire est constitué d'un empilement d'un niveau tétraédrique et d'un niveau octaédrique. L'épaisseur du feuillet est de 0,7 nm. Entre les différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles  $(OH)^-$  de l'octaèdre et celui contenant les atomes d'oxygène  $O^{2-}$  du tétraèdre. La particule de kaolinite comporte une centaine de feuillets avec une épaisseur de l'ordre de 0,05 à 2  $\mu m$  et une largeur de 0,1 à 4  $\mu m$  (Goldman et al., 1990). Le développement de la liaison hydrogène O-H confère une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. La kaolinite est une argile non gonflante et sa structure n'est donc pas affectée par la présence d'eau.

La bentonite se compose principalement d'argile de type smectite qui est un minéral argileux fortement gonflant. Les smectites peuvent être classées selon la nature minéralogique en deux grandes familles (Goldman et al., 1990) :

- les smectites sodiques : qui se caractérisent par un fort gonflement et présentent une limite de liquidité élevée qui peut dépasser les 500%. En absorbant l'eau ces bentonites peuvent gonfler de 15 à 20 fois leur volume ;
- les smectites calciques : qui se composent d'un grand pourcentage de montmorillonite calcique dont le gonflement est faible comparé à la montmorillonite sodique (entre 0 et 5 fois le volume initial) ;

Par ailleurs, il existe aussi les smectites calciques activées de manière artificielle. Ce sont des smectites calciques naturelles auxquelles des cendres volcaniques, de composition générale  $NaHCO_3$ , sont ajoutées afin de provoquer le remplacement du calcium par du sodium.

**La matière organique** peut aussi exister dans le sol. Elle provient de la décomposition d'êtres vivants végétaux et animaux. La matière organique est constituée souvent d'eau et de carbone, mais peut aussi contenir les éléments hydrogène, oxygène, azote, phosphore et soufre.

**L'eau**, dans la structure du sol, peut se présenter en différents états (Figure I.1) :

- eau de constitution : qui entre dans la composition chimique des minéraux du sol ;
- eau liée ou absorbée : qui est présente à la surface des grains très fins ;
- eau libre : en dessous de la nappe, dans le sol saturé, l'eau interstitielle présente dans l'espace poreux du sol est soumise à l'effet des forces de pesanteur et obéit aux lois d'écoulements hydrauliques.

- eau capillaire : en dessus de la nappe, dans le sol non saturé, l'eau interstitielle se trouvant dans l'espace poreux est soumise d'une part, à l'effet des forces de pesanteur, et d'autre part, à des forces de tension qui se développent à l'interface eau/air.

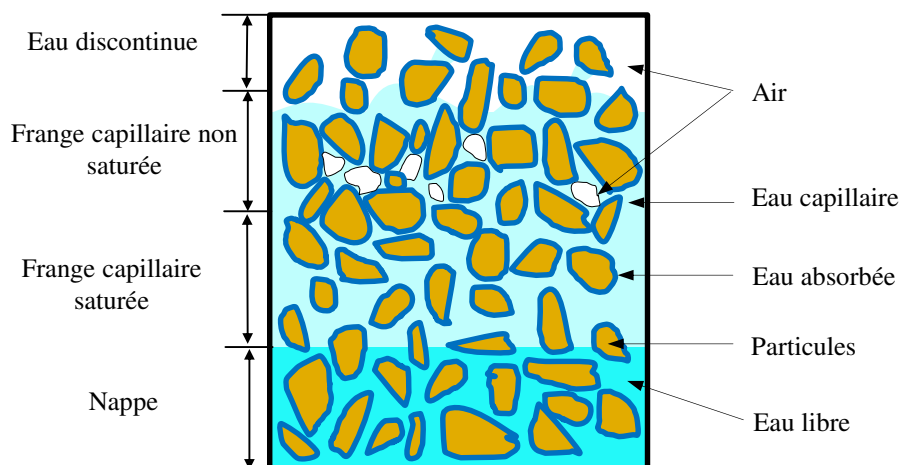


Figure I.1 : Représentation schématique des différents états de l'eau dans le sol.

### I.2.2 Classification des sols selon le Guide des Terrassements Routiers (GTR)

En France, dans les travaux de terrassement, et notamment pour la réalisation de remblais ou de couches de forme, le guide GTR est utilisé pour classer les sols selon leur nature et leur état. Dans un premier temps pour déterminer la nature du sol, la classification GTR se base sur : la granulométrie du sol, l'indice de plasticité et sur la valeur de bleu de méthylène VBS. Cette classification est illustrée dans la Figure I.2 pour les sols avec un  $D_{max} < 50$  mm. Puis, dans un deuxième temps, la classification GTR permet de classer le sol selon leur état hydrique en cinq classes allant de l'état très sec (*ts*) à l'état très humide (*th*).

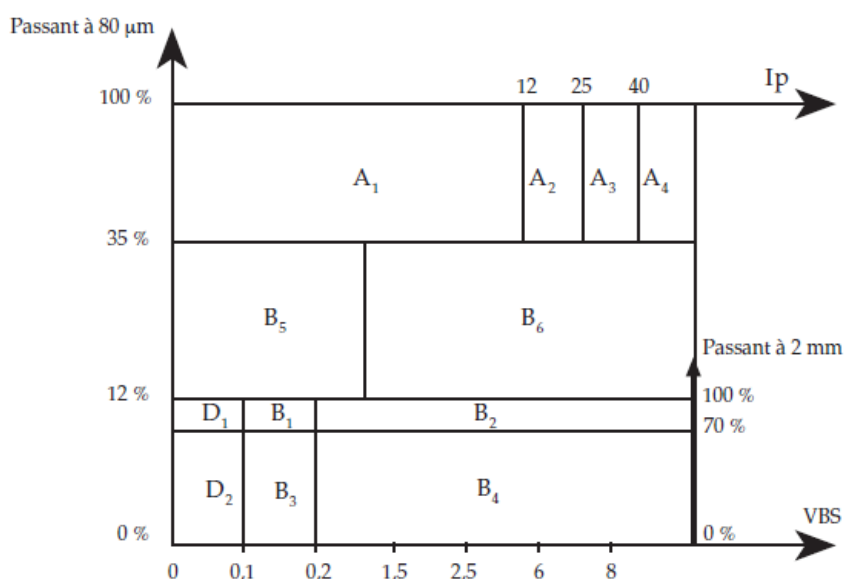


Figure I.2 : Classification des matériaux selon leur nature (cas des sols avec un  $D_{max} < 50$  mm) d'après le GTR (LCPC-SETRA, 1992).

### I.2.3 Compactage des sols

Le compactage permet la densification des sols par application d'énergie mécanique qui conduit à la diminution de la porosité et à des modifications de la structure des sols. L'objectif du compactage est d'améliorer les propriétés géotechniques du sol pour satisfaire aux besoins et aux exigences des structures. Les principales actions d'amélioration par compactage sont :

- réduction et prévention contre les tassements préjudiciables ;
- augmentation des résistances mécaniques, et donc optimisation de la stabilité des pentes ;
- augmentation de la portance des sols ;
- diminution et limitation des variations de volume indésirables qui peuvent être causées par l'action du gel, et/ou par le retrait-gonflement des sols.

L'évolution de la densité et de la structure du sol compacté dépendent de plusieurs facteurs qui peuvent être contrôlés lors du processus de compactage du sol. Proctor a établi les principes fondamentaux du compactage dans une série d'articles parus dans *Engineering News Record* (Proctor, 1933a; b; c; d). Il a ainsi démontré que le compactage d'un sol dépend de quatre facteurs : *i*) la masse volumique du sol sec ( $\rho_d$ ), *ii*) la teneur en eau du sol ( $w$ ), *iii*) l'énergie de compactage appliquée et *iv*) la nature du sol (granulométrie, nature des minéraux argileux, etc.). Par ailleurs, Proctor a mis au point un essai de compactage du sol au laboratoire qui constitue actuellement la référence dans le domaine de compactage (NF P94-093 ; ASTM D698 ; AASHTO T99).

Lors du compactage du sol, la masse volumique sèche augmente avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à un optimum de teneur en eau ( $w_{OPN}$ ) qui engendre une masse volumique sèche maximale ( $\rho_{dmax}$ ). La masse volumique sèche décroît ensuite avec l'augmentation de la teneur en eau. Le couple  $w_{OPN}/\rho_{dmax}$  constitue la référence de compactage des sols sur chantier. Lambe (1958) explique cette forme de la courbe de compactage à partir de la disposition relative des particules de sol. Ainsi, le compactage du côté sec de l'optimum conduit à une structure dite "floculée", alors que le compactage du côté humide de l'optimum conduit à une structure dite "dispersée".

Par ailleurs, il existe aussi d'autres méthodes de compactage du sol en laboratoire. De manière globale, ces méthodes de compactage peuvent être classées en trois catégories : le compactage dynamique, le compactage statique et le compactage par pétrissage. Ces méthodes se distinguent entre elles par le protocole de compactage utilisé et aussi par l'énergie employée.

Ainsi, plusieurs auteurs ont montré que la méthode de compactage utilisée ainsi que l'énergie de compactage appliquée modifient la courbe de compactage du sol (e.g., Proctor, 1933c ; Mitchell et al., 1965 ; Elsbury et al., 1990 ; Daoud, 1996).

#### **I.2.4 Impact des conditions de compactage sur le comportement hydromécanique des sols**

Les conditions de compactage peuvent être classées en deux catégories, d'une part, les conditions liées à la méthode de compactage, c'est-à-dire le protocole et l'énergie employés et, d'autre part, les conditions liées à l'état du sol, telles que : la teneur en eau et la taille des mottes. Ces conditions de compactage affectent la texture et la densité du sol compacté. Par ailleurs, les conditions de compactage influencent aussi les paramètres mécaniques des sols comme la résistance à la compression simple ou la portance. Ainsi le comptage du côté sec de l'optimum permet d'obtenir des portances plus élevées que le compactage du côté humide de l'optimum (e.g., Holtz, 1990 ; LCPC-SETRA, 1992 ; Venstermans et al., 2001).

Les conditions de compactage affectent aussi la conductivité hydraulique. Un exemple de résultats est illustré dans la Figure I.3. Plusieurs études montrent ainsi que le compactage du côté humide de l'optimum permet d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible (e.g., Mitchell et al., 1965 ; Boynton & Daniel, 1985 ; Benson & Daniel, 1990 ; Elsbury et al., 1990 ; Benson & Trast, 1995 ; Daoud, 1996 ; Watabe et al., 2000). Cependant la nature des sols joue un rôle important sur l'ampleur de la variation de la conductivité hydraulique entre le côté sec de l'optimum et le côté humide de l'optimum et qui peut atteindre 1 à 3 ordres de grandeurs de différence. Plusieurs études ont aussi montré le rôle du mode de compactage et l'énergie employée sur l'évolution de la conductivité hydraulique (e.g., Mitchell et al., 1965 ; Boynton & Daniel, 1985 ; Benson & Daniel, 1990 ; Elsbury et al., 1990 ; Benson & Trast, 1995 ; Daoud, 1996). Les résultats de ces études s'accordent sur le fait que le compactage par pétrissage permet d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible et que l'augmentation de l'énergie de compactage employée permet de réduire la conductivité hydraulique. In situ, une augmentation excessive de l'énergie de compactage peut conduire à des phénomènes de feuilletage qui sont défavorables pour la réduction de la conductivité hydraulique.

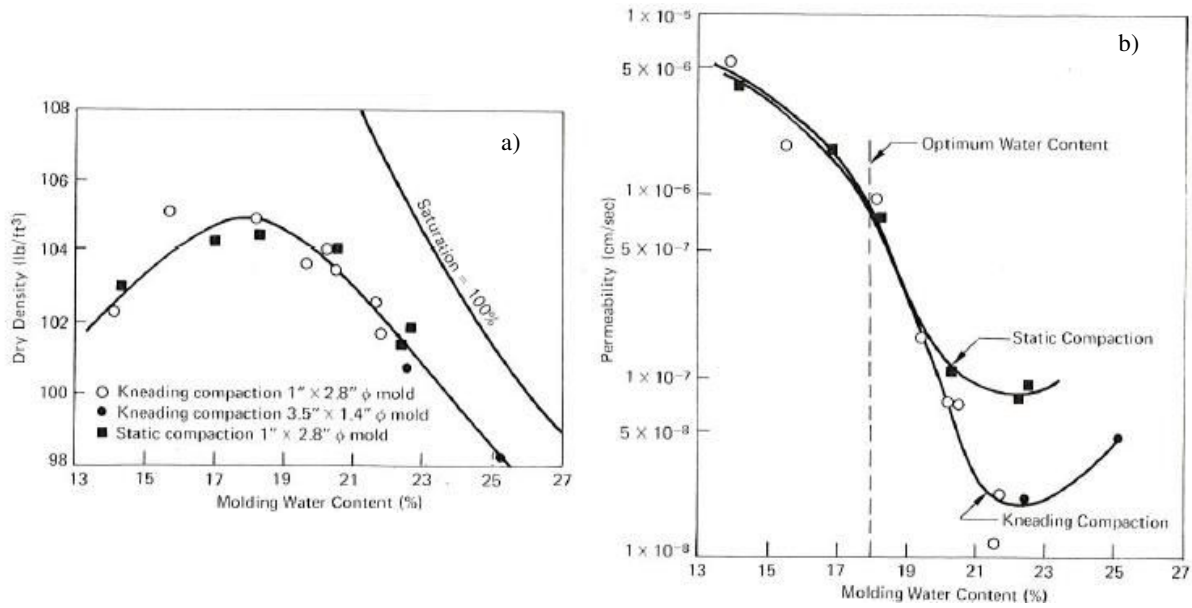


Figure 1.3 : Impact des conditions de compactage sur la conductivité hydraulique (Mitchell et al., 1965).  
a) Conditions de compactage. b) Conductivité hydraulique.

### I.3 Traitement des sols en terrassement

Dans cette section sont détaillées les principales caractéristiques des sols fins traités et compactés. Après de brèves généralités sur le traitement, l'accent sera mis sur les trois types de produits considérés dans cette étude et leurs principaux effets sur le sol.

#### I.3.1 Généralités sur le traitement des sols

Le traitement des sols permet de valoriser les ressources naturelles et d'optimiser le comportement des sols médiocres inaptes à une utilisation dans leur état naturel. Il existe plusieurs techniques qui permettent d'améliorer le comportement des sols. Dans cette étude, le traitement des sols fait référence à la technique de stabilisation du sol par l'ajout d'un additif avant le compactage du sol. Le mélange sol-produit de traitement, ou le sol traité, constitue donc un nouveau matériau dont les caractéristiques hydromécaniques dépendent de plusieurs conditions : *i*) la nature du sol traité ; *ii*) la nature du produit de traitement ; *iii*) la teneur en eau du sol ; *iv*) la densité du sol, et *v*) le mode et l'énergie de compactage (dynamique, statique, par pétrissage).

Différents produits de traitement peuvent être utilisés pour améliorer le comportement ou les propriétés des sols. Ces produits peuvent être regroupés en deux catégories : soit des produits minéraux (e.g., liants, argiles, sels) ou des produits organiques (e.g., fibres végétales, sous-produits des industries du végétal ou pétrolières). Dans le cadre de cette étude l'intérêt est porté



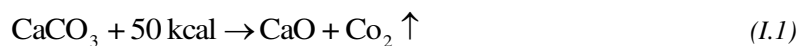
uniquement sur les trois types de produit de traitement les plus utilisés : la chaux, le ciment et les produits argileux.

### **I.3.2 Traitement à la chaux**

#### **I.3.2.1 Généralités**

En France, la technique du traitement à la chaux est employée depuis les années soixante, elle est actuellement largement utilisée pour la réalisation des infrastructures routières, tels que les remblais routiers et les couches de forme, mais aussi pour dans la construction des infrastructures ferroviaires.

La chaux vive est obtenue par un procédé de calcination du calcaire ( $\text{CaCO}_3$ ), à une température avoisinant les  $900^\circ\text{C}$ , suivant la réaction :



L'ajout de la chaux au sol entraîne le développement de différents processus physico-chimiques principalement : *i*) l'hydratation et l'ionisation de la chaux ; *ii*) les réactions d'échanges cationiques et *iii*) les réactions pouzzolaniques. La carbonatation de la chaux peut aussi être considérée comme un quatrième processus chimique qui peut se produire après l'ajout de la chaux. Par ailleurs, ces processus engendrent des modifications sur le comportement et les propriétés des sols. Celles-ci peuvent apparaître à court terme après l'ajout de la chaux, ou à moyen et à long terme avec le développement des réactions pouzzolaniques. Dans un premier temps les processus physico-chimiques sont brièvement détaillées ensuite l'accent sera mis sur l'impact de ces processus sur les propriétés du sol traité à la chaux.

#### **I.3.2.2 Réactions chaux-sol**

- Hydratation et ionisation de la chaux :

L'hydratation de la chaux vive se produit dès que la chaux réagit avec l'eau du sol. Cette réaction exothermique conduit à la formation d'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (la chaux éteinte) selon la réaction suivante :



L'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  peut être dissout selon la réaction suivante :



L'ajout de chaux entraîne donc une augmentation de la concentration des ions  $\text{Ca}^{2+}$  et  $\text{OH}^-$  et aussi une augmentation du pH du sol. Le pH augmente avec l'augmentation de la quantité de chaux jusqu'à un certain pourcentage de chaux au-delà duquel le pH atteint une valeur

maximale de l'ordre de 12,4 (e.g., Clare & Cruchley, 1957 ; Eades & Grim, 1966 ; Locat et al., 1996), cette valeur correspond au pH d'une solution saturée en portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .

○ Échanges cationiques :

La capacité d'une argile à échanger des cations avec le milieu environnant est une propriété chimique exprimée par la capacité d'échange cationique (CEC) [meq/100g]. Le contact d'une particule argileuse avec un fluide, dont la composition cationique diffère, crée un déséquilibre chimique qui conduit alors à des échanges cationiques entre le fluide et l'argile.

L'hydratation de la chaux provoque une augmentation de la concentration des ions  $\text{Ca}^{2+}$  et  $\text{OH}^-$ . 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 (e.g., Bell, 1996 ; Mathew & Rao, 1997). Tuncer & Basma (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. Les particules argileuses ont tendance alors à s'agréger (Locat et al., 1990). Ces réactions conduisent à la floculation/agrégation des particules argileuses.

○ Réactions pouzzolaniques :

La valeur élevée du pH, proche de 12,4, favorise les réactions de dissolution de la silice ( $\text{SiO}_2$ ) et de l'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) contenues dans les particules du sol. Une fois en solution, ces composés peuvent réagir avec le calcium et conduisent à la formation de composés cimentaires. Les travaux de plusieurs auteurs (e.g., Eades & Grim, 1960 ; Diamond & Kinter, 1965 ; Croft, 1967 ; Abadi & Wild, 1993) montrent que ces composés cimentaires sont : des silicates de calcium hydratés (C-S-H), des aluminates de calcium hydratés (C-A-H), ou des aluminosilicates de calcium hydratés (C-A-S-H). Ces réactions se regroupent sous le terme de réactions pouzzolaniques.

### ***1.3.2.3 Effets de la chaux sur les propriétés du sol***

Les modifications liées à l'ajout de la chaux peuvent être classées en actions à court terme et actions à moyen et à long termes.

*a) Effets des actions à court terme*

Les actions à court terme interviennent jusqu'à quelques heures après le traitement. Les principales actions sont discutées ci-après.

L'un des avantages de la chaux est d'abaisser la teneur en eau des sols humides. Cette diminution est attribuée à : *i*) la réaction exothermique de l'hydratation de la chaux, *ii*) la vaporisation liée

à la chaleur dégagée du processus d'hydrations de la chaux, et *iii*) l'apport de matière solide. La baisse moyenne de la teneur en eau est estimée entre 1 et 1,5 % pour un dosage de 1 % de chaux (Vivier et al., 1970).

L'ajout de la chaux entraîne généralement une augmentation de la limite de plasticité ( $w_p$ ) et peut aussi provoquer une modification de la limite de liquidité ( $w_L$ ), ce qui engendre donc une diminution de l'indice de plasticité ( $I_p$ ). L'ampleur du changement des limites d'Atterberg et de la diminution de l'indice de plasticité du sol est liée à la quantité de chaux utilisée (e.g., Clare & Cruchley, 1957 ; Le Roux, 1969 ; Brandl, 1981 ; Boardman et al., 2001).

L'ajout de la chaux engendre une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la masse volumique sèche maximale (e.g., Vivier et al., 1970 ; El Rawi & Awad, 1981 ; Abadi & Wild, 1993 ; Bell, 1996 ; Osula, 1996 ; Nalbantoglu, 2006). Un exemple est illustré dans la Figure I.4.a. Ces modifications s'obtiennent aussi avec des dosages faibles en chaux (< 1 %), et leur ampleur dépend de la quantité de chaux utilisée. La diminution de la masse volumique sèche des sols traités à la chaux est attribuée au phénomène de floculation/agrégation qui provoque une réorganisation des particules de sol (e.g., Little, 1995). Le traitement à la chaux améliore aussi la portance des sols (e.g., Eades & Grim, 1966 ; Thompson, 1970 cité par Little, 1995 ; LCPC–SETRA, 2000) (Figure I.4.b).

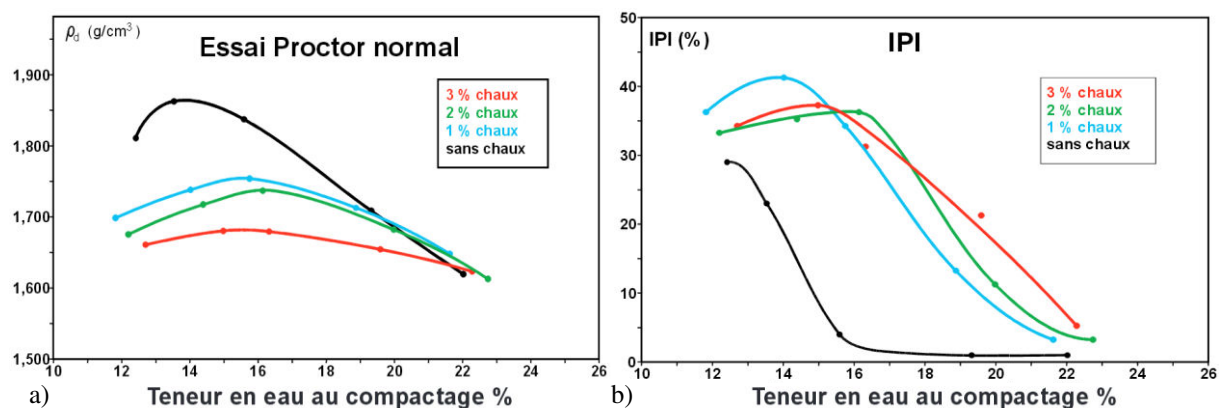


Figure I.4 : Exemple de l'impact de l'ajout de la chaux sur les propriétés d'un sol (Venstermans et al., 2001).  
 a) Courbe de compactage. b) Indice de Portance Immédiat.

Les modifications de la granulométrie des sols peuvent être observées immédiatement après ajout de la chaux. Plusieurs auteurs montrent une diminution du pourcentage des particules fines dès la première heure après le malaxage sol-chaux ainsi qu'une augmentation des particules de taille plus grande (e.g., Lund & Ramsey, 1960 cité par Diamond & Kinter, 1965 ; Tuncer & Basma, 1991 ; Osula, 1996). Selon Tuncer & Basma (1991) la diminution du pourcentage des particules fines inférieures à 2  $\mu\text{m}$  est plus importante avec des dosages plus

élevés en chaux. Little (1995) et Osula (1996) attribuent les modifications de la granulométrie aux processus floculation/agrégation des particules argileuses.

Par ailleurs, le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des sols diminuent considérablement après l'ajout de la chaux (e.g., McCallister & Petry, 1991 ; Bell, 1996 ; Afès & Didier, 2000 ; Nalbantoglu & Tuncer, 2000 ; Al-Rawas et al., 2005 ; Lasledj & Al-Mukhtar, 2008). Ces modifications sont amplifiées avec l'ajout de grandes quantités de chaux.

### *b) Effets des actions à moyen et à long terme*

#### ○ Résistance mécanique

Le traitement à la chaux permet d'augmenter les performances mécaniques des sols. Plusieurs auteurs ont montré que le traitement à la chaux apporte une amélioration des paramètres de cisaillement ( $\phi'$ ,  $c'$ ), une augmentation du module d'élasticité ( $E$ ), et une augmentation de la résistance à la compression simple (e.g., Laguros & Davidson, 1963 ; Le Roux, 1969 ; Brandl, 1981 ; Locat et al., 1990 ; Tuncer & Basma, 1991 ; Bell, 1996 ; Little, 1999 ; Boardman et al., 2001). L'amélioration de la résistance mécanique des sols peut être associée aux phénomènes qui s'opèrent à court terme, qui sont le séchage, la floculation et l'agrégation, mais plus encore au développement à long terme des réactions pouzzolaniques qui engendrent la formation des composés cimentaires (e.g., Thompson, 1967 ; Locat et al., 1990 ; Prusinski & Bhattacharja, 1999). Les exemples donnés dans la Figure I.5 illustrent le rôle des différents facteurs pouvant influencer la résistance à la compression simple des sols traités à la chaux (Bell, 1996). L'augmentation du dosage de chaux, ainsi que le temps de cure, favorisent l'amélioration de la résistance à la compression simple. La nature du sol influence aussi l'ampleur de l'amélioration de la résistance à la compression simple des sols traités à la chaux.

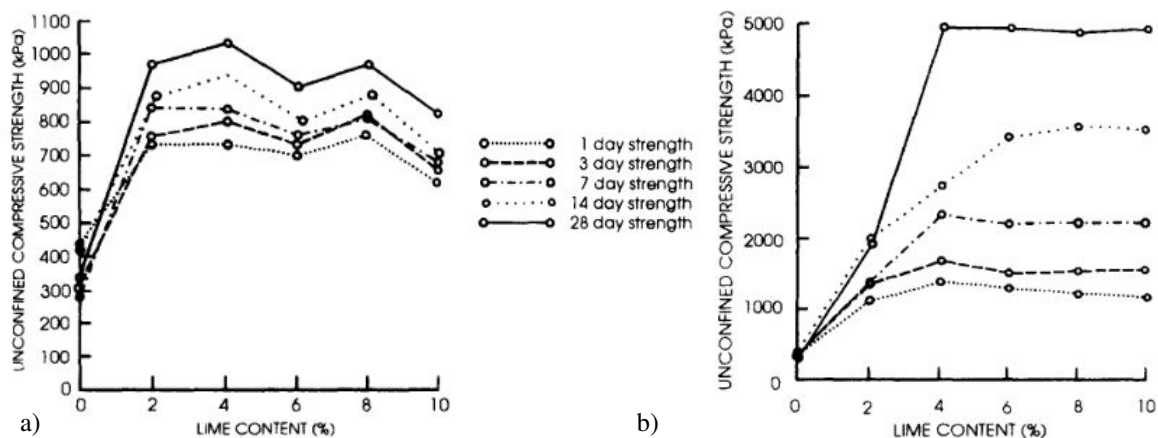


Figure I.5 : Influence du temps de cure et du dosage de chaux sur la résistance à la compression simple de deux sols de nature minéralogique différente (Bell, 1996). a) Kaolinite. b) Quartz.

D'autres facteurs sont aussi à prendre en considération : la température de cure, la teneur en eau ou la densité (e.g., Estéoule & Perret, 1979 ; Perret, 1979 ; Locat et al., 1990 ; Bell, 1996 ; Al-Amoudi, 2002 ; Rao & Shivananda, 2005).

○ Conductivité hydraulique

Selon plusieurs auteurs, lorsqu'un sol fin est compacté à sa teneur en eau optimale, l'ajout de la chaux provoque une augmentation de la conductivité hydraulique (Brandl, 1981 ; El Rawi & Awad, 1981 ; McCallister & Petry, 1991 ; Nalbantoglu & Tuncer, 2001 ; Rajasekaran & Rao, 2002 ; Khattab et al., 2007). L'augmentation de la conductivité hydraulique est principalement attribuée à la diminution de la densité des sols traités à la chaux et au phénomène de floculation/agrégation qui engendre une structure plus poreuse que celle du même sol non traité (Brandl, 1981 ; McCallister & Petry, 1991 ; Locat et al., 1996 ; Rajasekaran & Rao, 2002). Cependant, de même que le sol sans traitement, les conditions de compactage jouent un rôle primordial sur l'évolution de la conductivité hydraulique. L'exemple donné dans la Figure I.6 illustre l'impact de la teneur en eau sur la conductivité hydraulique une argile sableuse traitée à la chaux (sol de Tikreet :  $w_L = 28 \%$  et  $I_P = 10 \%$ ) (El Rawi & Awad, 1981). Plusieurs auteurs ont montré que le compactage par pétrissage, associé à une teneur en eau du côté humide de l'optimum, peut diminuer ou maintenir le même ordre de grandeur de la conductivité hydraulique du sol avant traitement (Cuisinier & Le Borgne, 2008 ; Le Runigo et al., 2009 ; Cuisinier et al., 2011 ; Charles et al., 2012 ; Herrier et al., 2012a; b).

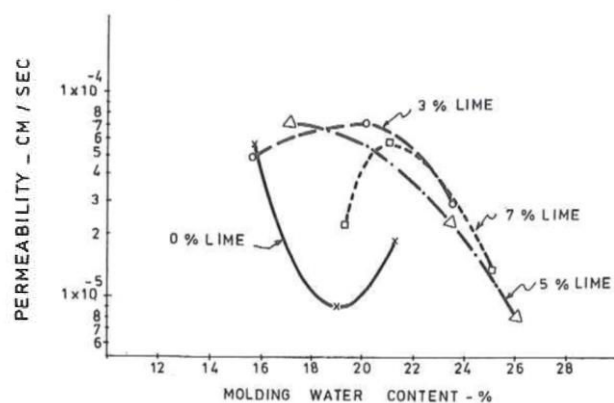


Figure I.6 : Influence de la teneur en eau sur la conductivité hydraulique d'une argile sableuse traitée avec différents dosages en chaux (El Rawi & Awad, 1981).

L'évolution de conductivité hydraulique après traitement est aussi liée au dosage de chaux utilisée. Ainsi plusieurs auteurs (e.g., Brandl, 1981 ; McCallister & Petry, 1991 ; Nalbantoglu & Tuncer, 2001) montrent qu'il existe un dosage en chaux qui engendre la conductivité hydraulique la plus élevée pour un sol traité. Ce dosage dépend de la nature du sol traité. Pour

ce dosage de chaux spécifique, le maximum de floculation se produit. Au-delà de ce dosage, la conductivité hydraulique tend à diminuer mais reste toutefois supérieure à celle du sol naturel. Quelques auteurs se sont intéressés à l'évolution de la conductivité hydraulique des sols traités à la chaux avec le temps de cure (e.g., Brandl, 1981 ; El Rawi & Awad, 1981). Ils ont ainsi observé une diminution de la conductivité hydraulique avec le temps, mais l'ampleur de cette diminution dans le temps reste toutefois inférieure à un ordre de grandeur. Cette diminution de la conductivité hydraulique est attribuée principalement au développement des composés cimentaires qui réduisent la taille des pores et les chemins de circulation d'eau.

#### **I.3.2.4 Conclusion traitement à la chaux**

L'ajout de la chaux provoque plusieurs actions, à court, à moyen et à long terme, sur le comportement et les propriétés hydromécaniques des sols. Les actions à court terme permettent l'amélioration des sols notamment pour la mise en œuvre, l'ouvrabilité et la traficabilité sur le chantier. Tandis que les actions à moyen et à long terme, et qui sont sensiblement affectées par les conditions de compactage, modifient le comportement hydrique du sol et contribuent à améliorer ses performances mécaniques.

### **I.3.3 Traitement au ciment**

L'action principale recherchée avec l'ajout du ciment est l'amélioration des performances mécaniques. Les réactions ciment-sol qui engendrent cette amélioration des performances mécaniques ainsi que les facteurs qui influencent cette amélioration sont présentés ci-après.

#### **I.3.3.1 Généralités**

Les produits cimentaires utilisés pour le traitement des sols se présentent sous deux formes : soit *i*) des liants hydrauliques routiers (NF P15-108), soit, *ii*) sous forme de ciment (CEM I à V) (NF EN 197-1, 2001). La classification des ciments (CEM I à V) dépend de la proportion des composantes principales. Ces composantes principales peuvent être : le Clinker, les laitiers de hauts-fourneaux, les cendres volantes, la pouzzolane naturelle, le calcaire, les schistes calcinés et la fumée de silice.

#### **I.3.3.2 Réactions ciment-sol**

Le ciment courant est constitué de composants anhydres dont les principaux sont : l'alite ou silicate tricalcique ( $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ) noté  $\text{C}_3\text{S}$ , la bélite ou silicate bicalcique ( $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ) noté

C<sub>2</sub>S, l'aluminate ou aluminat tricalcique ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ) noté C<sub>3</sub>A et la ferrite ou aluminoferrite tétracalcique ( $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ ) noté C<sub>4</sub>AF (e.g., Herzog & Mitchell, 1963).

L'ajout du ciment au sol humide conduit à l'hydratation des différents composés (silicates et aluminates) et engendre la formation de composés cimentaires dont les principaux sont : des silicates de calcium hydratés noté CSH, des aluminates de calcium hydratés CAH et de la portlandite noté CH.

De façon générale, la prise hydraulique d'un ciment courant peut se décomposer en trois étapes (LCPC–SETRA, 2000) :

- La première étape est celle du démarrage de la prise qui correspond au 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 temps, qui correspond au délai de maniabilité, peut varier entre 2 et 24 h.
- La deuxième étape correspond au développement de la cristallisation du gel et donc de la rigidification du mélange provoquant ainsi la prise hydraulique proprement dite. Elle s'étend, selon le type de ciment, de quelques jours à quelques semaines.
- La troisième étape commence une fois la prise terminée, c'est-à-dire après formation de la quasi-totalité des silicates et d'aluminates hydratés. Elle correspond à la période dite de durcissement durant laquelle la croissance des résistances mécaniques se poursuit. Cette étape peut durer, selon la nature du ciment, quelques semaines à plusieurs mois.

Plusieurs facteurs affectent aussi la prise hydraulique : la nature du sol, la nature du ciment, la teneur en eau et la température (e.g., Catton, 1959 ; Noble & Plaster, 1970).

### **I.3.3.3 Effets du ciment sur le sol**

L'effet principal du traitement au ciment réside dans l'augmentation des performances mécaniques des sols. Par ailleurs, d'autres effets peuvent aussi être apportés sur les propriétés géotechniques des sols. Les principaux effets du traitement au ciment sont présentés ci-après.

#### ○ Résistance mécanique

L'effet principal recherché par l'ajout du ciment est l'amélioration des performances mécaniques des sols. Les résultats issus de nombreuses études ont montré l'amélioration globale des paramètres de résistance au cisaillement, du module d'élasticité ou de la résistance à la traction des sols traités aux ciments (e.g., Felt, 1955 ; Felt & Melvin, 1957 ; Balmer, 1958 ; Croft, 1968 ; PCA, 1969 ; Noble & Plaster, 1970 ; Consoli et al., 1998 ; Bahar et al., 2004 ;

Kamruzzaman et al., 2009 ; Sariosseiri & Muhunthan, 2009). Le gain de performance est directement lié à la formation de composés cimentaires, et à leur nature.

La résistance à la compression simple augmente ainsi après le traitement au ciment. Plusieurs facteurs affectent l'ampleur de cette augmentation : la nature du sol traité, la nature du ciment utilisé, le dosage en ciment, et les conditions de comptage (e.g., Felt & Melvin, 1957 ; Herzog & Mitchell, 1963 ; Croft, 1968 ; PCA, 1969 ; Noble & Plaster, 1970 ; Al-Amoudi, 2002 ; Bahar et al., 2004 ; Sariosseiri & Muhunthan, 2009). La Figure I.7 illustre l'impact du traitement au ciment sur le comportement d'un sol fin ( $w_L = 54,2\%$  et  $I_P = 11,4\%$ ) lors d'un essai d'écrasement uniaxial (Sariosseiri & Muhunthan, 2009).

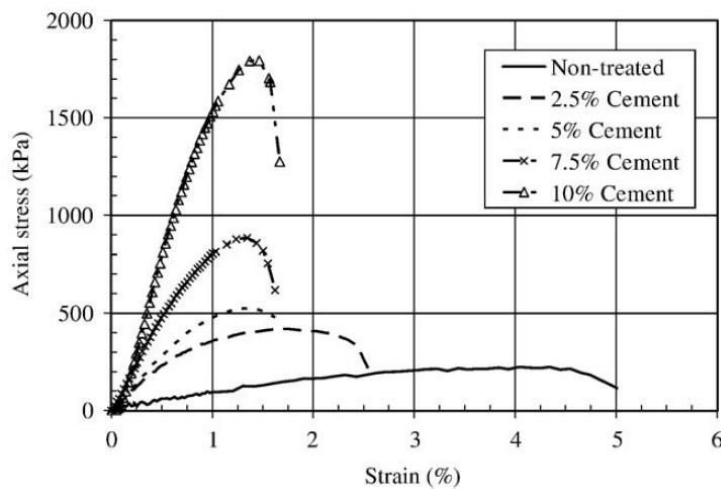


Figure I.7 : Exemple de l'effet du ciment sur la résistance à la compression simple d'un sol fin (Sariosseiri & Muhunthan, 2009).

#### ○ Conductivité hydraulique

L'ajout du ciment engendre généralement une réduction de la conductivité hydraulique des sols et cette réduction est favorisée par l'augmentation du dosage en ciment et du temps de cure (e.g., Nussbaum & Colley, 1971 ; Nussbaum, 1979 ; Brandl, 1992 ; Bahar et al., 2004). Cependant, certains auteurs ont observé une augmentation de la conductivité hydraulique suite au traitement au ciment (Bellezza & Fratolocchi, 2006 ; Shea, 2011). Les travaux menés par Bellezza & Fratolocchi (2006) sur 15 types de sol, montrent que la nature des sols joue un rôle important sur l'évolution de la conductivité hydraulique après traitement au ciment. Ils ont ainsi constaté que la conductivité hydraulique des sols à forte proportion en particules argileuses augmente après le traitement au ciment. Tandis que, pour les sols à faible proportion en particules argileuses la conductivité hydraulique peut rester la même ou diminuer après le traitement au ciment.



Par ailleurs, Bellezza & Fratolocchi (2006) attribuent la modification de la conductivité hydraulique du sol suite à l'ajout de ciment à : *i*) la modification de la granulométrie du sol, et *ii*) la modification de la structure interne du sol suite à la formation de composés cimentaires.

○ Autres effets du ciment sur le sol

L'ajout du ciment entraîne une diminution de la teneur en eau du sol. Cette diminution est liée à l'hydratation du ciment et elle est estimée de 0,3 à 0,5 % par 1 % de ciment ajouté (LCPC–SETRA, 2000).

L'ajout de ciment entraîne généralement une augmentation de la limite de plasticité ( $w_P$ ) et une modification significative de la limite de liquidité ( $w_L$ ), ce qui engendre donc une diminution de l'indice de plasticité ( $I_P$ ). L'ampleur du changement de la plasticité du sol est liée à la nature du sol et au dosage de ciment utilisé (e.g., Catton, 1959 ; Christensen, 1969 ; Osula, 1996 ; Scullion et al., 2005 ; Sariosseiri & Muhunthan, 2009).

Le traitement au ciment peut modifier les caractéristiques de compactage d'un sol. L'ampleur de ces changements dépend du dosage utilisé et de la nature du sol (e.g., Osula, 1996 ; Al-Amoudi, 2002 ; Bellezza & Fratolocchi, 2006 ; Rekik & Boutouil, 2006 ; Sariosseiri & Muhunthan, 2009 ; Le Borgne, 2010). L'exemple donné dans la Figure I.8 illustre les changements des caractéristiques de compactage à l'optimum Proctor normal pour trois types de sol (Sariosseiri & Muhunthan, 2009). Tout comme le traitement à la chaux, le traitement au ciment améliore aussi la portance des sols (PCA, 1992; Al-Amoudi, 2002; Rekik & Boutouil, 2006). Le temps écoulé entre le malaxage et le compactage constitue un facteur important qui influence l'évolution des caractéristiques de compactage des sols traités au ciment (e.g., West, 1959 ; Osula, 1996).

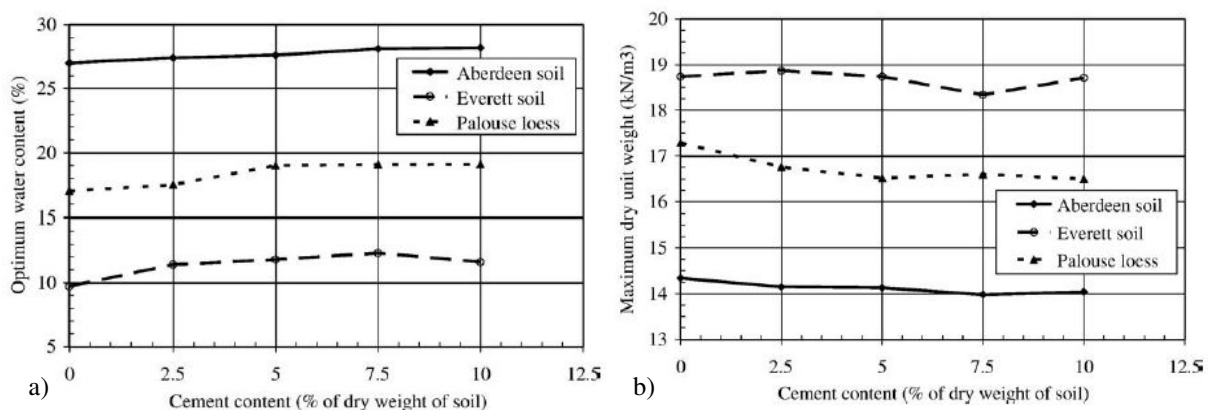


Figure I.8 : Impact du dosage en ciment sur les caractéristiques de compactage de trois types de sol (Sariosseiri & Muhunthan, 2009). a) Évolution de la teneur en eau optimale. b) Évolution de la masse volumique sèche maximale.

L'ajout du ciment peut engendrer une modification de la granulométrie du sol. avec une diminution du pourcentage des particules fines et une augmentation des particules de taille plus grande (e.g., Osula, 1996). L'ampleur de cette diminution dépend du dosage et du temps d'attente après le malaxage.

Le traitement au ciment permet aussi de diminuer le gonflement des sols (e.g., Herzog & Mitchell, 1963 ; Croft, 1968 ; PCA, 1992 ; Al-Rawas et al., 2005). Cette diminution est favorisée avec l'augmentation du dosage en ciment, et son ampleur dépend de la nature du sol.

Il est important aussi de noter que les sols traités au ciment sont sujets à des retraits qui se produisent à la fin du durcissement du sol-ciment. Ces retraits peuvent apparaître à la fin de la construction des ouvrages et engendrent la formation de fissures. L'ampleur de ces fissures dépend du dosage de ciment utilisé et de la teneur en eau initiale. Cependant, ce comportement est prévisible et des dispositions constructives sont mises en œuvre pour conserver les performances globales de la structure (PCA, 1969 ; ACI Committee 230, 1990).

#### **I.3.3.4 Conclusion traitement au ciment**

L'ajout du ciment permet essentiellement d'optimiser les performances mécaniques du sol. L'ampleur de ces optimisations dépend du dosage, de la nature du sol et du temps de cure. L'ajout du ciment peut affecter aussi les autres propriétés du sol, dont la conductivité hydraulique. Selon la nature du sol, la conductivité hydraulique après traitement peut évoluer à la baisse comme à la hausse.

### **I.3.4 Traitement par produits argileux**

Dans le contexte de réalisation de dispositifs d'imperméabilisation, une solution pour réduire la conductivité hydraulique des sols consiste à utiliser un matériau argileux comme produit de traitement. Parmi ces produits argileux, figurent les kaolinites et les bentonites.

#### **I.3.4.1 Effets d'un produit argileux sur le sol**

L'amélioration recherchée par l'ajout de l'argile est principalement la réduction de la conductivité hydraulique. Les deux facteurs les plus importants qui contrôlent la conductivité hydraulique des mélanges sol-argile sont le dosage et la nature minéralogique de l'argile utilisée (e.g., Chapuis, 1990, 2002 ; Kenny et al., 1992 ; Sivapillaiah et al., 2000 ; Couradin et al., 2008 ; Mishra et al., 2011).

Kenney et al. (1992) et Chapuis (2002) montrent, dans le cas des sables, que l'utilisation de faibles dosages de bentonite peut conduire à un lessivage des particules argileuses et à une perte des effets de réduction de la conductivité hydraulique. La Figure I.9 illustre ce comportement et montre qu'au-delà d'un certain dosage, la conductivité hydraulique est de l'ordre de celle de l'argile seule (Chapuis, 2002). Sivapillaiah et al. (2000) ont étudié des mélanges de limon-argile et ont constaté que la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du dosage d'argile.

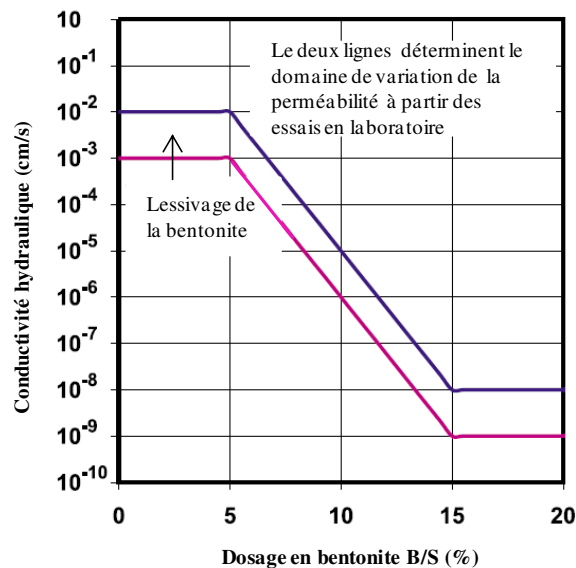


Figure I.9 : Illustration de l'évolution usuellement observée de la conductivité hydraulique en fonction du dosage en bentonite pour des sols sableux à teneur en fines inférieure à 10 % (d'après Chapuis, 2002).

Certains auteurs ont étudié l'importance de la nature minéralogique des produits argileux utilisés sur les performances hydriques finales des mélanges sable-bentonite (e.g., Couradin et al., 2008 ; Mishra et al., 2011). Couradin et al. (2008) ont étudié la conductivité hydraulique d'un sol sableux traité avec 9 produits argileux (Figure I.10). Les résultats montrent que la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du dosage d'argile utilisée. L'ampleur de cette diminution dépend de la nature minéralogique de l'argile. Ainsi les argiles les plus gonflantes (bentonites calciques activées) engendrent une réduction plus importante de la conductivité hydraulique. Mishra et al. (2011) ont étudié le rôle de la nature minéralogique des produits argileux sur les propriétés géotechniques et hydriques des mélanges sable-bentonite. Leur étude a montré que la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation du gonflement libre des produits argileux.

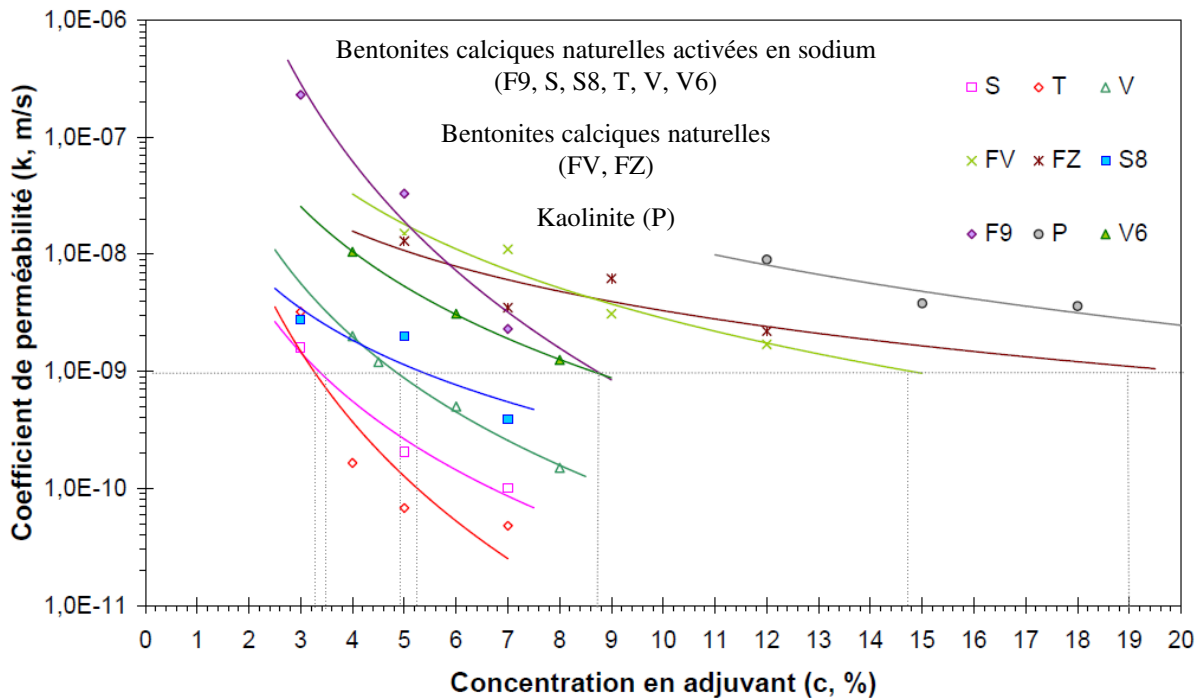


Figure 1.10 : Impact du dosage et de la nature de l'argile utilisée sur la conductivité hydraulique d'un sol sableux (Couradin et al., 2008).

La conductivité hydraulique des mélanges sable-bentonite est aussi affectée par les conditions de compactage (e.g., Haug & Wong, 1992 ; Kenny et al., 1992). Haug & Wong (1992) ont étudié le rôle de la teneur en eau du compactage sur la conductivité hydraulique d'un sable homométrique traité avec 8% de bentonite sodique. Les résultats montrent que le minimum de la conductivité hydraulique s'obtient du côté humide de l'optimum. Toutefois, la conductivité hydraulique ne varie pas de manière très significative avec la variation de la teneur en eau. Le ratio entre la conductivité hydraulique du côté sec et du côté humide ne dépasse pas 4,5.

### I.3.4.2 Conclusion traitement par produit argileux

L'ampleur de la réduction de la conductivité hydraulique des sols par l'ajout d'un produit argileux, dépend du dosage et de la nature du produit argileux utilisé. Il est cependant important de noter que les études qui traitent de l'impact de l'ajout de produit argileux concernent le plus souvent des sols sableux.

### I.3.5 Conclusion traitement des sols

Cette partie a mis en évidence les principales modifications des caractéristiques géotechniques des sols suite à un traitement par la chaux, le ciment et par des produits argileux. Ces changements sont influencés par les conditions de compactage des sols. Si les tendances de ces modifications sont prévisibles, leur ampleur n'est a priori pas connue sans étude complète au

préalable. Toutefois, l'état actuel de connaissance permet de cibler l'investigation et de limiter le nombre d'essais.

Les différents traitements apportent donc des améliorations sur les propriétés hydriques ou/et mécaniques des sols. Cependant, utilisation des sols dans des ouvrages hydrauliques nécessite aussi de caractériser l'érodabilité de sols. Les différents aspects liés aux phénomènes d'érosion et à la caractérisation d'érosion, et notamment l'impact des traitements sur la résistance à l'érosion des sols, seront abordés dans la partie suivante.

## **I.4 Érosion des sols**

Les sols constituant les ouvrages hydrauliques en terre peuvent être sujets à des phénomènes d'érosion pouvant affecter les ouvrages de différentes manières. Le CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs) définit l'érosion comme un phénomène causé par un écoulement d'eau qui arrache et transporte certaines particules du sol. Les phénomènes d'érosion peuvent être externes ou internes. L'érosion interne intervient au sein de l'ouvrage tandis que l'érosion externe affecte la surface externe en contact avec l'eau. Cette partie concerne principalement la caractérisation de l'érosion interne des sols dans les ouvrages hydrauliques.

Dans un premier temps les phénomènes d'érosion interne et externe sont décrits. Puis dans un second temps, l'approche de la caractérisation de l'érosion en laboratoire est abordée et les différents dispositifs d'érosion sont présentés. Un dispositif d'érosion interne avec le modèle d'analyse sont examinés en particulier, à savoir : le « Hole Erosion Test ». Les facteurs influençant l'érodabilité des sols sont ensuite présentés. Enfin, les études disponibles sur l'impact des traitements sur les caractéristiques d'érosion sont présentées et discutées.

### **I.4.1 Érosion interne**

#### **I.4.1.1 *Processus d'érosion interne***

Les ruptures et les incidents causés par l'érosion interne des remblais de barrages, et de leurs fondations, peuvent être classés selon quatre modes de rupture (Bonelli, 2013) :

- érosion interne associée à des structures traversant l'ouvrage, telles que des conduits ;
- érosion interne à travers le remblai ;
- érosion interne à travers la fondation ;
- érosion interne du remblai à travers ou jusqu'à la fondation.

Par ailleurs, ces modes de rupture se développent progressivement dans l'ouvrage. Selon Fell et al. (2003, 2004) le processus de l'érosion interne et du renard hydraulique dans un remblai de digue peut être divisé en quatre phases :

- initiation de l'érosion dans une zone de concentration de fuites ;
- continuation de l'érosion ;
- progression de l'érosion avec l'élargissement de la zone de fuites jusqu'à la formation d'un conduit ;
- formation d'une brèche qui peut conduire à la destruction totale de la structure.

Pour chaque mode de rupture, les phases de développement du processus d'érosion peuvent être différentes, et ce selon le mécanisme initiateur de l'érosion et de sa localisation. Plusieurs mécanismes d'érosion peuvent être la cause de l'initiation et de la progression de l'érosion interne. Ces mécanismes sont décrits ci-après.

#### **I.4.1.2 Mécanismes d'érosion interne**

Blais (2004), donne de façon générale l'ensemble des mécanismes d'érosion pouvant causer de l'érosion interne et qui sont de deux catégories : les phénomènes d'arrachement des particules de sols et les phénomènes de transport. Selon Blais (2004), dans la catégorie des phénomènes d'arrachement figurent : la boullance, le débouillage, l'entraînement, la défloculation, l'érosion régressive, l'exsolution et la dissolution. Selon Blais, le transport de particules de sols peut se faire par deux phénomènes : le renard hydraulique et la suffusion. Cependant, l'importance de chaque phénomène dans l'initiation d'érosion n'est pas de la même ampleur. En effet, selon Fry et al. (2012) et Bonelli (2013) quatre mécanismes principaux sont à l'origine de l'initiation de l'érosion interne : *i*) suffusion, *ii*) concentration de fuites, *iii*) érosion régressive, *iv*) érosion de contact.

**Suffusion** : sous l'effet d'un écoulement d'eau, une redistribution des particules fines peut se produire dans le sol. Le squelette solide constitué de grains de grande taille reste stable, tandis que les particules fines migrent suivant le sens d'écoulement. La masse du sol solide ne change pas, mais la migration des particules fines provoque un changement de porosité induisant ainsi un changement de la perméabilité locale (Kovacs, 1981, cité par Garner & Sbokowiks, 2002). Fry et al. (1997) (cité par Tarog, 2000) distinguent deux types de suffusions : *i*) *la suffusion interne* : appelée aussi suffusion de volume, et qui se développe au sein d'une masse du sol. *ii*) *la suffusion de contact* : appelée aussi suffusion externe, et qui apparaît dans le cas d'un

écoulement parallèle entre deux couches de sol de granulométries distinctes, elle peut être considérée aussi comme un phénomène d'érosion de contact.

**Concentration de fuites :** la présence d'une zone de concentration de fuites favorise le détachement de particules de la surface du sol dans cette zone. Selon le Comité Français des Grands Barrages (CFGB) (Blais, 2004) les principales causes sont : les tassements différentiels, les terriers de rongeurs, les conduites dans le corps des digues et les racines d'arbres. Selon Bonelli (2013), certaines conditions doivent être réunies pour que l'érosion progresse jusqu'à la formation d'un conduit d'érosion traversant la structure. Ces conditions sont liées à la géométrie et aux conditions hydrauliques des zones d'ouverture et de fuite. Ce mécanisme d'initiation est la cause de rupture par érosion interne de 73 % des petits et moyens barrages et de 53 % des grands barrages (Fry et al., 2012).

**Érosion régressive :** c'est un processus mécanique qui se déclenche en aval des ouvrages hydrauliques et remonte progressivement vers l'amont. Ce phénomène concerne principalement les sols granulaires (Tarog, 2000). Le détachement des grains de sol en aval survient lorsque les gradients hydrauliques et les vitesses d'écoulement sont suffisamment élevés pour causer l'arrachement et le départ des grains de sols de la surface de contact. Le processus se poursuit ensuite progressivement vers l'amont. Le départ de particules de sols s'accélère alors par l'augmentation du gradient hydraulique. La progression du processus engendre l'initiation du phénomène de renard. Deux types d'érosion régressive peuvent être distingués (Blais, 2004). *i) le déchaussement :* qui concerne les remblais, en effet en pied de pentes des talus, l'initiation de l'écoulement provoque la déstabilisation des matériaux formant le squelette du sol. Ces matériaux sont transportés par écoulement ce qui déstabilise le remblai provoquant un glissement de terrain. Ce glissement apporte de nouveaux matériaux qui seront à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution des chemins hydrauliques) et/ou par affaissement du remblai (augmentation de la pente en aval). *ii) l'érosion régressive par conduits :* des conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux jusqu'en amont de l'ouvrage.

**Érosion de contact :** l'érosion intervient dans ce cas dans la zone de contact entre un sol granulaire (type gravier) et un sol fin. L'écoulement qui se fait dans un sens parallèle à l'interface de contact, peut alors provoquer l'érosion et le départ des particules fines (Fry et al., 2012). L'érosion de contact est favorisée à l'interface de couches de sol de granulométrie et de perméabilité différentes. Selon Beguin et al. (2012) l'érosion de contact intervient lorsque deux conditions sont réunies. La première concerne un critère hydraulique qui est définie par la

contrainte hydraulique qui doit atteindre un niveau assez élevé pour causer le détachement des particules. La deuxième concerne la géométrie des particules du sol fin qui doit être suffisamment petite pour passer à travers les pores de la couche du sol granulaire. Les travaux de Beguin (2011) montrent que l'érosion de contact peut conduire à la formation d'un conduit d'érosion en dessous de l'interface sol granulaire/sol fin. Les essais in situ sur des digues expérimentales montrent aussi que la formation des conduits d'érosion à l'interface de deux sols conduit à une rapide rupture des structures (Beguin et al., 2012).

Au-delà des phénomènes d'initiation d'érosion par l'action mécanique de l'eau sur le sol, il existe aussi un autre mécanisme d'érosion lié à la nature des sols, et qui est la dispersion, où l'action des forces électrochimiques éloigne les particules les unes des autres dans le fluide. Le mécanisme est régi par les forces de répulsion qui engendrent l'extension de la double couche (Gray & Rex, 1961). Les mécanismes responsables du passage d'une substance colloïdale initialement floculée vers une forme dispersée peuvent être de nature physique, chimique, ou physicochimique. Sherard et al. (1976a) expliquent que la principale différence entre une argile dispersive et une argile non dispersive réside dans la nature des cations présents dans l'eau des pores. Les argiles dispersives ont une prépondérance du sodium, tandis que, les argiles non dispersives ont une prépondérance des cations de calcium et de magnésium. Holmgren et Flanagan (1977) (cité par Pham, 2008) distinguent quatre phases qui régissent le processus de dispersion des argiles : l'hydratation, la désaération, le gonflement et finalement la dispersion proprement dite. Le processus est initié par *l'hydratation et la désaération* qui conduisent à la séparation des agrégats et de particules de sol non saturé. *Le gonflement* commence à se développer avant la saturation du sol et peut continuer après saturation. finalement *la dispersion proprement dite* se produit lorsque le processus de relâchement des particules est suffisamment grand pour produire un fort déplacement relatif entre les particules (feuilletés) constituant le sol (Pham, 2008).

#### **I.4.2 Érosion externe**

L'érosion externe peut être définie comme la déstructuration de surface par arrachement et déplacement des particules d'un sol ou d'une roche sous l'action d'un agent extérieur naturel. Lorsque l'eau joue le rôle de cet agent érosif, trois types d'érosion externe sont identifiables : l'érosion pluviale, l'érosion fluviale, l'érosion maritime (CFdG, 2003).



- Érosion pluviale

L'érosion pluviale se caractérise par deux mécanismes distincts de détachement et de transport. Le détachement du sol se produit sous l'effet de l'impact des gouttes ou de battance. En effet, en percutant le sol, une goutte d'eau libère son énergie cinétique (qui est en moyenne 256 fois plus grande que celle du ruissellement) et il peut se produire : un éclatement de la goutte d'eau en petites gouttelettes qui rebondissent, et un détachement partiel ou total des particules du sol et leur projection à une certaine distance de l'impact (CFdG, 2003). Le transport des particules se fait par ruissellement où l'écoulement de l'eau exerce à l'interface sol-eau un effort de cisaillement sur les particules du sol. L'intensité du ruissellement dépend de la vitesse et de la masse d'eau en mouvement (CFdG, 2003).

- Érosion fluviale

L'érosion fluviale affecte principalement les structures hydrauliques linéaires (e.g., les voies navigables, les cours d'eau naturels, les plans d'eau) avec des intensités de sollicitations sensiblement différentes. Elle peut se manifester par plusieurs manières. *i*) vagues et batillage : les vagues peuvent être créées par l'effet du vent ou par le passage des bateaux. Les vagues appliquent des actions mécaniques et hydrauliques répétitives sur les talus et causent l'arrachement des particules de sol (CETMEF, 2002). *ii*) marnage : la houle ou le passage de navires peuvent engendrer de variations du niveau d'eau. *iii*) jet d'hélice et courant : en effet, au fond des voies navigables, les courants naturels ou dus à des jets d'hélice, engendrent des forces hydromécaniques importantes qui exercent une action de dragage d'érosion des matériaux du fond. Ces actions hydromécaniques peuvent causer essentiellement des phénomènes d'affouillements.

- Érosion maritime

L'érosion maritime affecte le paysage ou l'ouvrage d'une manière plus globale. Les courants marins constituent un cas d'étude indépendant, où la problématique d'érosion doit être considérée sur l'échelle de l'ouvrage entier.

### **I.4.3 Quantifications en laboratoire de l'érodabilité des sols**

Plusieurs chercheurs ont essayé de développer des méthodes et des essais pour évaluer l'érodabilité des sols. Tandis que certaines méthodes déterminent qualitativement l'érosion des sols, d'autres cherchent à déterminer une relation entre les contraintes de cisaillement hydraulique appliquées et la résistance à l'érosion des sols.

### I.4.3.1 Relation entre les contraintes de cisaillement hydraulique et l'érosion des sols

À l'interface sol-eau, et sous l'effet d'un écoulement d'eau, des contraintes de cisaillement hydraulique se développent. À partir d'un certain seuil, ces contraintes provoquent l'arrachement et le transport des particules de sol. De manière globale, l'ampleur de l'érosion dépend d'un ensemble de paramètres qui peuvent être classés en deux catégories : *i*) les paramètres hydriques liés à la puissance de l'agent ou des agents érosifs, *ii*) les paramètres liés à la résistance d'un sol donné face aux forces érosives appliquées. La relation qui permet de lier le taux d'érosion du sol à la contrainte de cisaillement hydraulique est considérée comme une relation qui exprime donc l'érodabilité du sol. Après les travaux de Shields (1936), plusieurs auteurs ont tenté de relier l'érosion, c'est-à-dire la quantité de matière érodée par unité de temps à la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée. Shields (1936), à partir d'essais d'arrachement et de transport de particules au fond d'un canal, a postulé la linéarité entre la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée et la masse du sol érodée. La loi d'érosion peut donc être exprimée par la relation donnée par l'équation (I.4).

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon} &= 0 & \text{si } \tau < \tau_c \\ \dot{\varepsilon} &= k_{er}(\tau - \tau_c) & \text{si } \tau > \tau_c \end{aligned} \quad (I.4)$$

où :

$\dot{\varepsilon}$  : taux d'érosion par unité de surface par unité de temps [kg/s/m<sup>2</sup>] ;

$\tau$  : contrainte de cisaillement hydraulique [Pa] ;

$\tau_c$  : contrainte critique [Pa] ;

$k_{er}^*$  : coefficient d'érosion [s/m].

La contrainte critique exprime le seuil de déclenchement d'érosion du sol, tandis que, le coefficient d'érosion exprime la vitesse de départ de particules de sol une fois le processus d'érosion initié.

Il est important de noter que cette relation entre la contrainte de cisaillement hydraulique et le taux d'érosion peut être considérée à la fois dans le cas de l'érosion interne ou de l'érosion externe. Dans la partie ci-après, sont exposés les principaux dispositifs d'érosion décrits dans la bibliographie. Plusieurs dispositifs expérimentaux ont été développés afin de mesurer la résistance à l'érosion des sols. Chaque dispositif a été conçu dans l'objectif de simuler un processus d'érosion spécifique pouvant être interne et externe. Certains essais visent à déterminer juste qualitativement l'érodabilité des sols. Tandis que, d'autres cherchent à établir la relation  $\dot{\varepsilon} = f(\tau)$ .

\* La notation utilisée dans la thèse pour le coefficient d'érosion ( $k_{er}$ ) est celle de Benahmed & Bonelli (2007).

Par ailleurs, d'autres types de dispositifs visent à déterminer le caractère dispersif des sols. Quelques essais de dispersion sont normalisés [Double Hydrometer Test (ASTM-D4221) ; Crumb Test (ASTM-6572) ; Pinhole Test (ASTM-D4647)]. Il existe aussi d'autres essais de dispersion basés sur les échanges cationiques entre le sol et le fluide et qui sont couramment utilisés en Australie et en Afrique du Sud pour déterminer le caractère dispersif des sols (Knodel, 1991). Ces essais se focalisent uniquement sur la caractérisation de la dispersion des sols et ne seront pas abordés dans le présent travail.

#### I.4.3.2 Dispositifs d'érosion interne

##### a) Essai d'érosion au triaxial « Triaxial Erosion Test »

Le Triaxial Erosion Test est un dispositif d'érosion qui permet notamment d'étudier la suffusion des sols. Le dispositif, initialement développé par Sanchez et al. (1983), permet d'amorcer l'érosion des éprouvettes de sols grâce à des modifications d'un appareil triaxial classique. Ces modifications touchent la partie haute et l'embase de la cellule d'essai. Cependant, plusieurs hypothèses sur le développement uniforme et hyperbolique de la surface d'érosion doivent être établies afin de calculer la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion. Bendahmane (2005) a optimisé le dispositif afin de limiter notamment l'apparition des perturbations non contrôlées. Ces modifications portent sur le système d'injection d'eau sous pression et le système d'évacuation des particules érodées (Figure I.11).

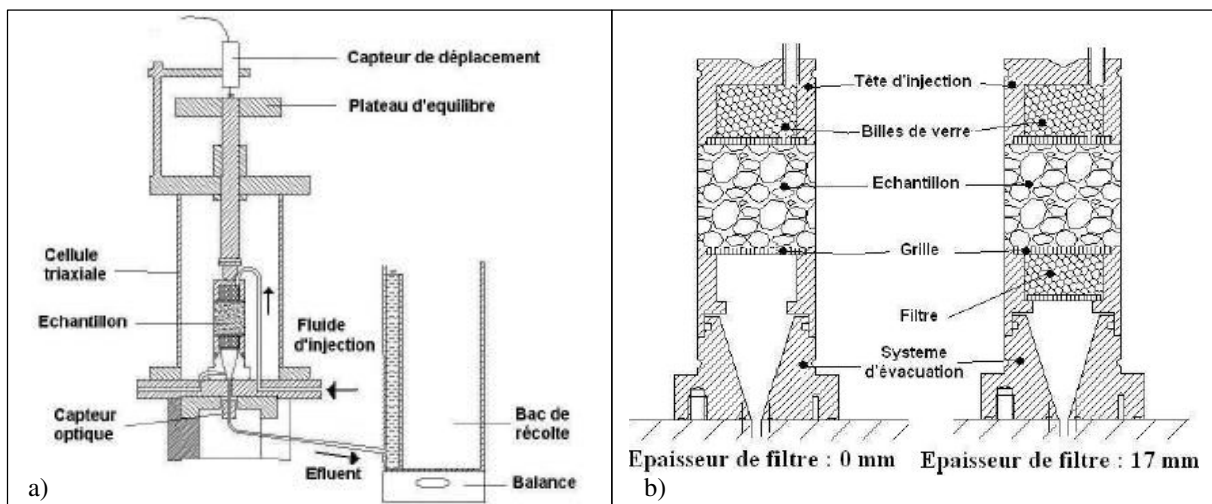


Figure I.11 : Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération.

### b) *Flow Pump Test*

Le Flow Pump Test est un essai d'érosion développé par Reddi et al. (2000) qui présente la particularité de pouvoir étudier deux processus d'érosion séparément : l'érosion interne et l'érosion de surface. L'érosion du sol est étudiée par le passage d'un écoulement d'eau à travers l'éprouvette du sol selon deux protocoles : soit *i*) directement à l'intérieur du réseau des pores de l'échantillon du sol ce qui est qualifiée d'érosion interne par Reddi et al. (2000) (Figure I.12.a). Soit *ii*) à l'intérieur d'un conduit initialement formé dans l'éprouvette du sol ce qui est qualifié par érosion de surface par Reddi et al. (2000) (Figure I.12.b). Toutefois il est important de noter que le second cas pourrait être assimilé au cas de l'érosion interne dans un conduit et qui sera développé dans la section suivante. La pression hydraulique est appliquée par une pompe et le volume des particules du sol arrachées est mesuré par un turbidimètre.

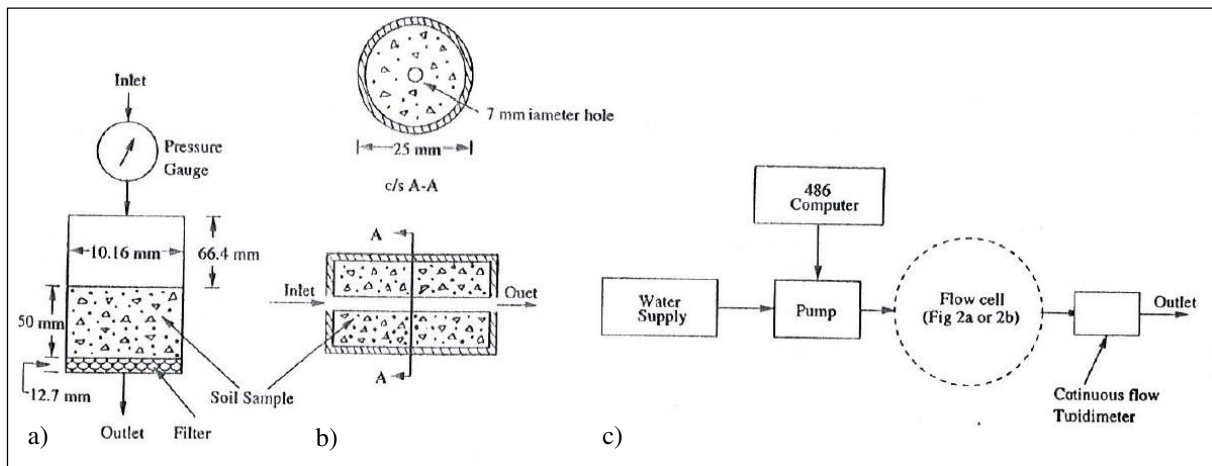


Figure I.12 : Schéma du dispositif Flow Pump Test (Reddi et al., 2000). a) Détail de la cellule d'essai d'érosion interne. b) Détail de la cellule d'essai d'érosion de surface. c) schéma du montage du dispositif complet.

### c) *Essai d'érosion de contact*

Ce dispositif permet d'étudier l'érosion à l'interface des sols de granulométrie très différente (Ho, 2007 ; Beguin et al., 2010 ; Beguin, 2011). Une membrane souple permet d'appliquer une charge verticale à l'échantillon testé. Un écoulement parallèle à l'interface sol-gravier est imposé à l'aide d'une pompe qui applique alors une charge hydraulique constante. Le dispositif comporte aussi un débitmètre et un turbidimètre placés à la sortie de la cellule. Par ailleurs, la cellule d'essai est conçue en plexiglass transparent ce qui permet de visualiser le développement de l'érosion le long de l'interface des deux sols (Figure I.13).

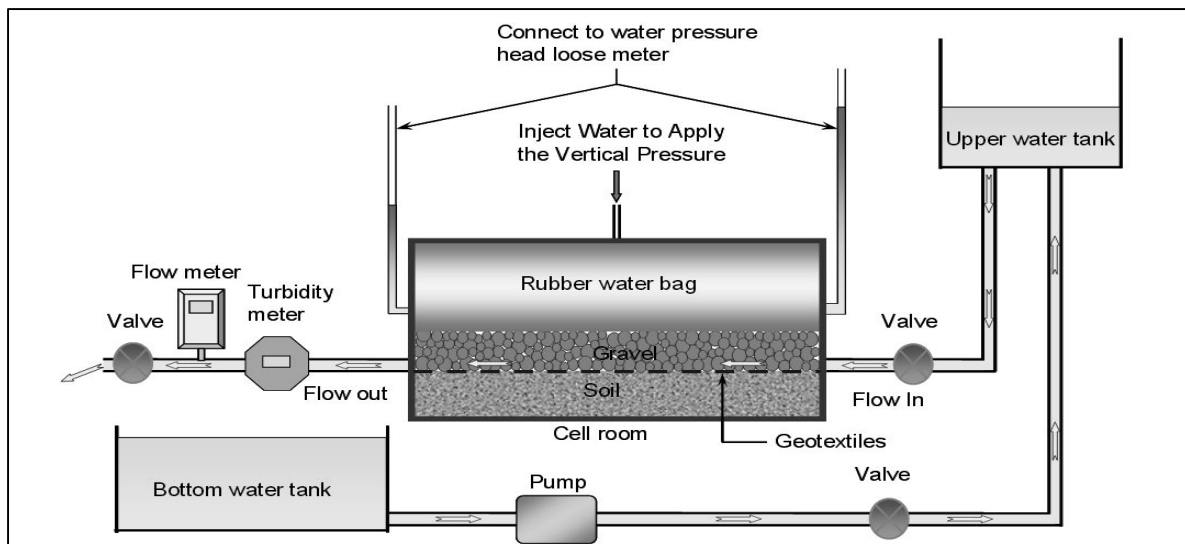


Figure I.13 : Schéma du dispositif expérimental d'érosion de contact (Ho, 2007).

**d) Essai d'érosion dans un conduit :**

L'étude de l'érosion interne dans un conduit a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. Le principe de la majorité de ces essais dérive d'un concept commun entre les différents dispositifs d'érosion interne, qui a évolué au cours du temps, et qui consiste à étudier l'érosion qui se développe dans une fissure ou dans une ouverture dans l'éprouvette du sol. Christensen & Das (1973) ont développé l'un des premiers dispositifs de caractérisation de l'érosion interne des sols. Le principe a été utilisé aussi par Sherard et al. (1976b) pour caractériser la dispersion des sols par le Pinhole Test. D'autres auteurs ont cherché par la suite à étudier l'érosion qui se produit dans les fissures qui se développent dans les éprouvettes de sols durant les essais d'érosion (Hjeldnes & Lavania, 1980 ; Maranha das Neves, 1987). Lefebvre et al. (1985) et Rohan et al. (1986) ont développé le dispositif Drill Hole Test, où un conduit initial est réalisé par forage, puis ils ont étudié l'évolution de ce conduit lorsque le sol est soumis à un écoulement d'eau. Reddi et al. (2000) ont mis en place le Flow Pump Test détaillé ci-avant. Cedeño (1998) (d'après Wan & Fell, 2002) et Wan & Fell (2002, 2004b) ont mis en place le Slot Erosion Test (*SET*), dispositif dont le principe est de réaliser une entaille dans une éprouvette de sol, et de suivre l'évolution et le départ du sol avec l'application d'un écoulement d'eau. Par la suite, (Wan & Fell, 2002, 2004a ; 2004b) ont développé le Hole Erosion Test (*HET*) dont les dimensions sont inférieures à celles de *SET*. Le principe de l'essai *HET* est d'établir un écoulement d'eau dans un conduit cylindrique, préformé initialement dans le sol, et de suivre l'augmentation du diamètre du conduit au cours du temps et ce afin de déterminer la relation  $\dot{\epsilon} = f(\tau)$  qui régit l'érosion du sol dans un conduit.

L'essai *HET* peut être réalisé par trois méthodes différentes. Ces méthodes se distinguant entre elles par le choix du paramètre hydraulique à imposer durant l'essai d'érosion (Tableau I.1). Contrôler un paramètre ou un autre durant l'essai ne constitue qu'un pilotage de la sollicitation appliquée, et donc de l'écoulement dans le conduit, la loi d'érosion ne dépend pas de cet aspect technique (Benahmed & Bonelli, 2010).

Tableau I.1 : Récapitulatif des méthodes de réalisation d'un essai d'érosion par un dispositif type *HET*.

Auteur ayant utilisé cette méthode pour la réalisation de leurs essais d'érosion par un dispositif type <i>HET</i>	État des paramètres durant l'essai		
	$P$	$\Delta P$	$Q$
(Wan & Fell, 2002, 2004a, 2004b ; Lim, 2006 ; Ferrar et al., 2007 ; Indraratna et al., 2008, 2009 ; Muttuvel, 2008 ; Regazzoni et al., 2008 ; Wahl & Erdogan, 2008 ; Wahl et al., 2009 ; Wahl, 2010 ; Attom, 2012)	Constante	Variable	Variable
(Pham, 2008 ; Haghighi, 2012 ; Haghighi et al., 2013)	Variable	Constant	Variable
(Benahmed & Bonelli, 2007, 2010, 2012a, 2012b)	Variable	Variable	Constant

( $P$  : pression appliquée à l'entrée de la cellule ;  $\Delta P$  : différentiel de pression appliqué entre l'amont et l'aval de la l'éprouvette ;  $Q$  : débit traversant l'éprouvette).

Une schématisation du dispositif *HET* est présentée dans la Figure I.14. L'écoulement dans le conduit est engendré par une charge hydraulique constante réglée par le réservoir en amont. Par ailleurs (Wan & Fell, 2002, 2004a , 2004b) ont aussi amélioré le *SET* très similaire au *HET* mais dont les dimensions sont plus grandes (Figure I.14a.b). En effet, dans le *HET* l'essai est réalisé sur une éprouvette dont les dimensions sont celles d'un moule Proctor, tandis que, dans un essai *SET* les dimensions de l'éprouvette sont  $0,1 \times 0,15 \times 1$  m.

De nombreuses équipes de recherche ont travaillé sur l'optimisation du dispositif *HET* dans la dernière décennie (e.g., Benahmed & Bonelli, 2007 ; Indraratna et al., 2008 ; Pham, 2008 ; Wahl & Erdogan, 2008 ; Haghighi et al., 2013). Ces améliorations portent sur les dispositifs d'application de pression et sur les instruments de mesure des paramètres hydrauliques durant le processus d'érosion.

Le calcul des caractéristiques d'érosion passe par la détermination du rayon du conduit durant le processus d'érosion. Différentes méthodes de détermination de ce diamètre au cours du temps existent. Elles sont détaillées ci-après.

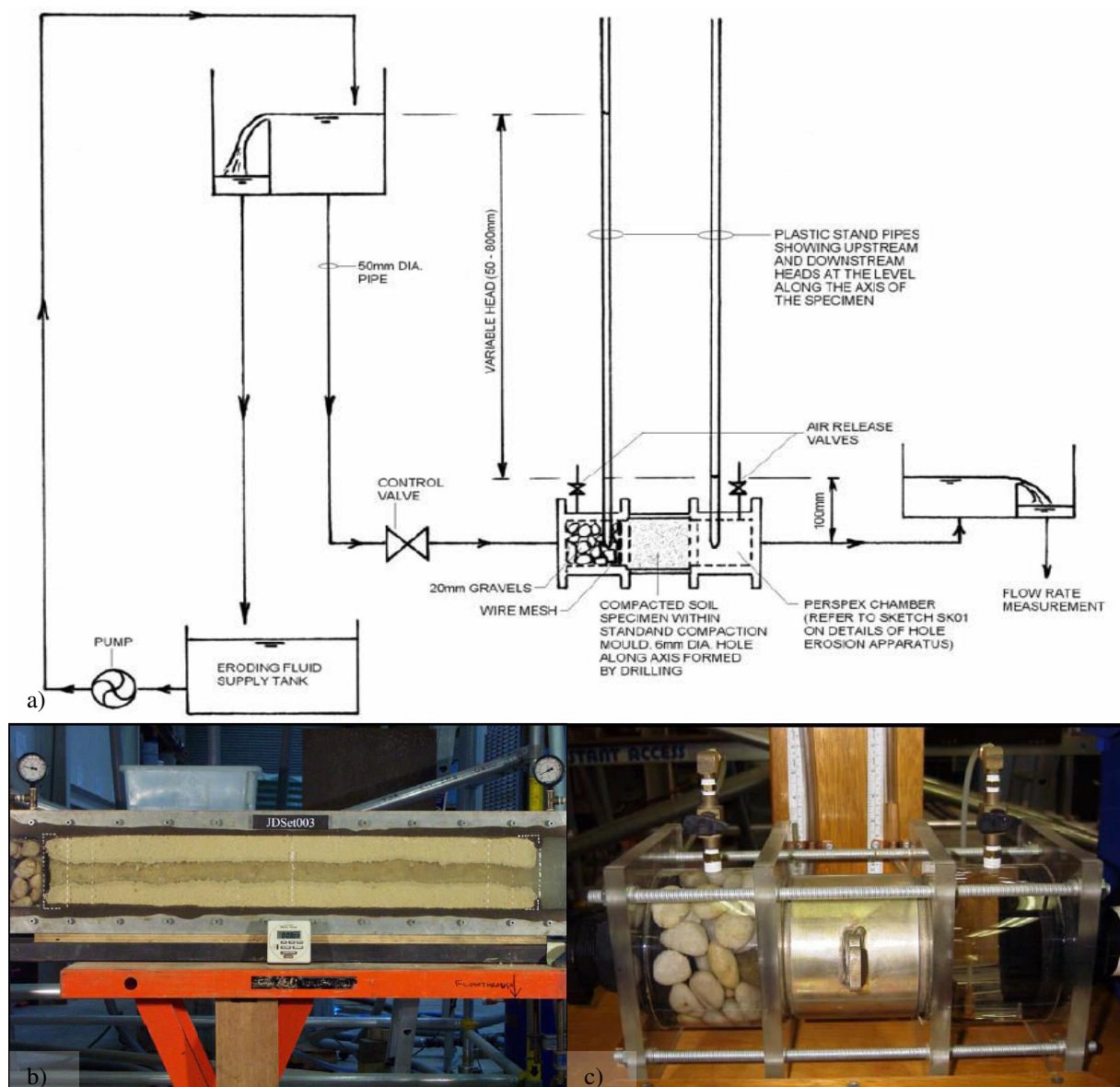


Figure 1.14 : Schéma du dispositif Hole Erosion Test (HET) (Wan & Fell, 2002). a) Schéma du montage expérimental. b) Cellule d'essai SET. c) Cellule d'essai HET.

Pour déterminer l'évolution de diamètre au cours du temps Wan & Fell (2002, 2004b) ont proposé une méthode se basant sur le coefficient de friction. Avec l'hypothèse que le coefficient de friction varie linéairement entre le début et la fin de l'essai et ce selon le régime d'écoulement (laminaire ou turbulent). Cette méthode nécessite obligatoirement la détermination du diamètre final du conduit à la fin de l'érosion ce qui est parfois difficile à réaliser. Haghghi et al., (2013) notent deux inconvénients à cette méthode : *i)* durant la phase de forage le conduit initial est perturbé, et donc le coefficient de friction initial n'est pas représentatif de l'état réel du conduit. *ii)* l'hypothèse de la variation linéaire du coefficient de friction, est une hypothèse simplifiée mais qui n'est basé sur aucune raison physique ou mécanique.

Benahmed & Bonelli (2007, 2012b) proposent pour déterminer l'évolution du diamètre au cours du temps, des relations en partant de lois d'écoulement reliant le débit, le différentiel de pression et le rayon. Or ces lois s'appliquent uniquement lorsque le régime d'écoulement turbulent est pleinement établi et avec la condition que le terme de rugosité relative reste constant au cours des essais (Pham, 2008; Haghghi, 2012). Par ailleurs, afin d'utiliser le modèle, les essais *HET* doivent être réalisés à débit d'eau constant ou à différentiel de pression constant.

Plusieurs auteurs (e.g., Muttuvel, 2008 ; Pham, 2008 ; Benahmed & Bonelli, 2012b ; Haghghi et al., 2013) ont proposé, pour la détermination du diamètre du conduit au court du temps, de mesurer la masse du sol érodée. Ces auteurs ont mesuré tout d'abord la turbidité des effluents. Ensuite, à travers des relations d'étalonnage entre la turbidité et la concentration, ils ont déterminé la concentration des particules de sol dans les effluents pour chaque pas de temps. Ce qui permet donc d'avoir une mesure directe de la masse du sol érodée. La distribution de la perte de masse sur la géométrie du conduit permet de calculer le diamètre du conduit pour chaque pas de temps. Le modèle de calcul est discuté en détail au point II.3.2.

Il est cependant important de noter que le *HET* est un essai qui caractérise uniquement le comportement du sol lorsque le conduit est complètement formé dans la masse du sol. L'essai ne permet donc pas d'étudier les phases amont de la formation du conduit d'érosion proprement dit.

#### *e) Autres dispositifs d'érosion interne*

Il existe aussi d'autres dispositifs d'érosion qui permettent d'étudier les phénomènes de suffusion ou d'érosion dans un forage, d'autres qui permettent d'obtenir des critères qualitatifs de stabilité de sol à l'érosion, ou des dispositifs qui simulent des modèles réduits d'ouvrage en laboratoire. Parmi ces dispositifs figurent :

- Device for Horizontal Seepage Flow (Ahlinhan et al., 2012) ;
- Stress-Controlled Internal Erosion Testing Apparatus (Chang et al., 2012) ;
- Cross Erosion Test (Nguyen, 2013) ;
- Laboratory Flume for Levee Piping (Sharif, 2013).

### **I.4.3.3 Dispositifs d'érosion externe**

#### *a) Essai d'érosion en canal*

Cette catégorie de dispositifs a été développée et utilisée initialement pour étudier l'érosion des sols dans les lits de canaux fluviaux. Un ensemble de dispositifs, des essais d'érosion de surface



sous écoulement d'eau, peut être classée dans cette catégorie (Gibbs, 1962 ; Lyle & Smerdon, 1965 ; Kandiah & Arulanandan, 1974 ; Arulanandan & Perry, 1983 ; Shaikh et al., 1988a, 1988b). Le principe de cet essai est de créer un écoulement à surface libre parallèle à la surface de sol. Les échantillons de sols sont placés au fond du lit du canal et subissent un débit d'écoulement constant. La masse du sol érodée est mesurée par pesée différentielle avant et après essai. L'érosion est observée et décrite visuellement à la fin de l'essai seulement. La contrainte de cisaillement hydraulique appliquée au sol est constante durant l'essai. Cette contrainte est assimilée à la force de traction exercée par l'écoulement.

Briaud et al. (1999, 2001) ont développé le « Erosion Function Apparatus » (*EFA*) (Figure I.15) qui se base sur le principe d'érosion du canal. L'objectif principal est d'étudier la résistance à l'affouillement des sols au voisinage des piles de pont. L'essai est réalisé par déplacement progressif de l'éprouvette du sol avec un pas de 1 mm. Le temps nécessaire pour causer l'érosion d'une couche de 1 mm, ainsi que la vitesse d'écoulement sont alors utilisés pour calculer les caractéristiques d'érosion du sol.

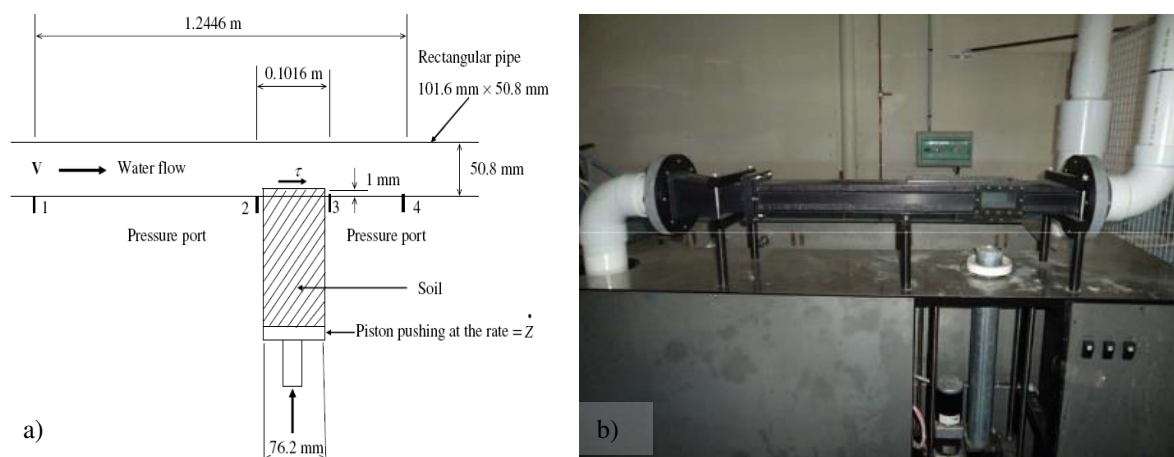


Figure I.15 : Schéma du principe de l'essai EFA développé par Briaud et al. (2001)(d'après Bennabi et al., (2012)). a) schéma de la chambre d'essai. b) Photo du montage expérimental.

### b) Essai d'érosion par cylindre tournant

Le principe de cet essai est d'engendrer l'érosion de la surface latérale d'une éprouvette de sol cylindrique. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau. Le dispositif permet de maintenir l'éprouvette de sol stable pendant la rotation du cylindre extérieur. Cette rotation crée alors des contraintes de cisaillement hydraulique sur la surface latérale de l'éprouvette. Le dispositif nommé « Rotating Cylinder Test » (*RCT*) a été développé par Moore et Masch (1962) puis amélioré par différents auteurs (e.g., Arulanandan & Perry, 1983 ; Chapuis, 1986 ; Chapuis & Gatién, 1986 ; Rohan & Lefebvre, 1991 ; Lim, 2006).

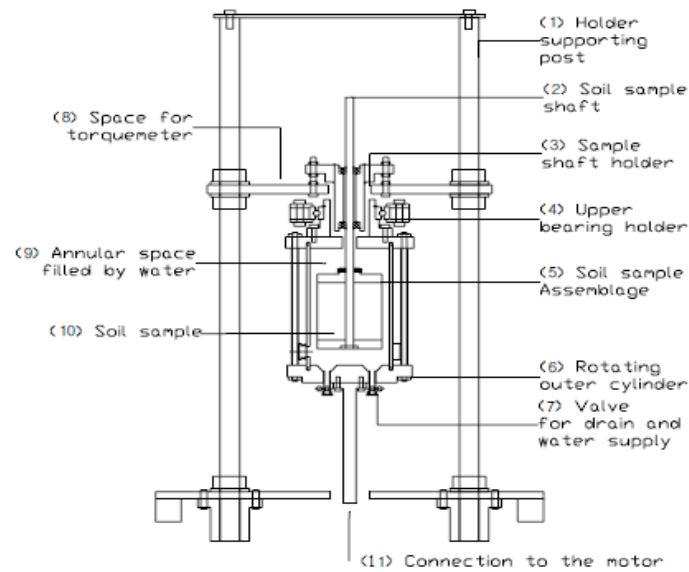


Figure I.16 : Schéma du montage expérimental du dispositif RCT (Lim, 2006).

### c) Essais d'érosion au jet

L'érodimètre à jet est un essai qui consiste à provoquer l'érosion sur la surface du sol par application d'un jet d'eau perpendiculaire à la surface du sol. L'impact du jet d'eau sur la surface du sol provoque des pressions et des contraintes de cisaillement qui engendrent l'érosion et l'affouillement directement sous la source du jet d'eau. Le dispositif a été conçu initialement par Moore & Masch (1962) et a connu ensuite plusieurs améliorations qui ont conduit à la mise en place de deux dispositifs actuellement largement utilisés. Il s'agit de l'érodimètre à jets mobiles (nommé *MoJET*) (e.g., Hénensal & Duchatel, 1990 ; Reiffsteck, 2004 ; Pham, 2008 ; Haghghi, 2012), et du Jet Erosion Test (*JET*) (Hanson, 1990, 1991 ; Hanson & Robinson, 1993 ; ASTM-D5852, 2000 ; Hanson & Cook, 2004 ; Hanson & Hunt, 2006). Par ailleurs, les récentes modifications apportées aux dispositifs du *JET* ont permis de mettre en place un dispositif qui quantifie les caractéristiques d'érosion du sol ( $k_{er}$  et  $\tau$ ) (Hanson & Hunt, 2006).

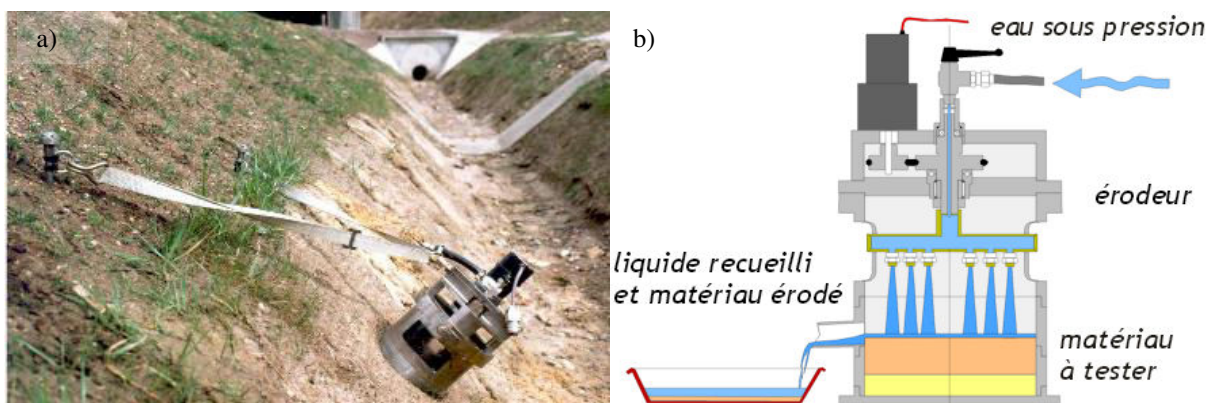


Figure I.17 : L'érodimètre à jets mobiles (Reiffsteck, 2004). a) Photo de l'utilisation in situ du dispositif. b) Schéma de la cellule d'essai.

#### ***d) Autres dispositifs d'érosion externe***

Divers dispositifs d'érosion ont été développés pour étudier l'impact de l'eau sur la surface extérieure du sol. Certains dispositifs ont pour objectif d'accéder facilement à des mesures qualitatives de la résistance à l'érosion, tandis que, d'autres dispositifs nécessitent la mise en place de moyen laborieux. À titre d'exemple :

- Hillside Erosion Device (Inderbitzen, 1961 d'après Lim, 2006) ;
- Simulateur de pluie (Warloulzel, 1999 d'après Pham, 2008) ;
- Slaking Test (Lim, 2006) ;
- Ex situ Erosion Test Device (Shan et al., 2012) ;
- Pocket Erodrometer Test (Briaud et al., 2012).

#### **I.4.3.4 Conclusion sur les dispositifs d'étude d'érosion**

Il existe un large choix de dispositifs de qualification et de quantification de la résistance à l'érosion des sols. Ces différents dispositifs permettent de simuler différents mécanismes d'érosion interne ou externe. Cependant, bon nombre de ces dispositifs d'étude de l'érosion sont encore en phase de développement et n'ont pas encore atteint le stade d'utilisation comme dispositif de référence.

#### **I.4.4 Facteurs influençant les caractéristiques d'érosion**

Les facteurs qui peuvent influencer le comportement à l'érosion des sols sont : la nature et la composition minéralogique du sol, la densité initiale, le pourcentage de particules fines, la granulométrie du sol, la limite de plasticité, le potentiel de gonflement, la composition chimique et la température du fluide érodant, et aussi la teneur en eau initiale et le degré de saturation. Cependant, la synthèse des données existantes est limitée par la diversité des dispositifs utilisés et des processus d'érosion étudiés. Dans cette partie sont examinés les paramètres de compactage et ceux de la nature et du pourcentage des fines. Ces résultats permettent de mettre en évidence la tendance d'évolution de la résistance à l'érosion des sols en fonction de ces paramètres.

##### **I.4.4.1 Impact des conditions de compactage**

- Essai d'érosion externe

À partir des essais d'érosion externes, plusieurs auteurs (e.g., Gibbs, 1962 ; Lyle & Smedon, 1965 ; Kandiah & Arulanandan, 1974 ; Hénensal & Duchatel, 1990 ; Hanson & Robinson,

1993) ont examiné qualitativement l'impact la teneur en eau et de la densité sur l'érodabilité des sols. Ainsi, le sol présente une meilleure résistance à l'érosion lorsque : *i*) lorsque le sol est compacté à une densité plus élevée, et donc l'indice des vides est plus faible, *ii*) lorsque le sol est compacté du côté humide de l'optimum.

○ Essai d'érosion interne

Concernant les essais d'érosion interne, et principalement d'érosion dans un conduit, quelques auteurs ont étudié le rôle des conditions de compactage sur les caractéristiques d'érosion  $k_{er}$  et  $\tau_c$ . Christensen & Das (1973) constatent une diminution du taux d'érosion du sol durant l'essai avec l'augmentation de la teneur en eau initiale de compactage. Wan & Fell (2002) et Lim (2006) ont montré que l'augmentation de la teneur en eau initiale engendre une augmentation indice d'érosion  $I_e$  et donc une meilleure résistance à l'érosion. L'indice d'érosion étant défini comme  $I_e = -\log(k_{er})$ . Cependant, l'ampleur de cette augmentation est liée à la nature du sol. Wan & Fell (2002) et Lim (2006) ont aussi observé une augmentation de  $I_e$  avec l'augmentation de la densité initiale. Benahmed & Bonelli (2012b) ont étudié l'érosion interne d'une kaolinite, et constaté que la contrainte critique passe d'environ 35 à 55 Pa lorsque la densité sèche passe de 1,25 à 1,47 Mg/m<sup>3</sup>. Attom (2012) montre que pour la même densité, le sol présente un indice d'érosion plus élevé lorsqu'il est compacté du côté humide de l'optimum. Attom (2012) montre aussi que les impacts de la densité et de la teneur en eau sont liés. Aussi selon Attom (2012) l'augmentation de la densité engendre une augmentation de l'indice d'érosion et que l'ampleur de cette augmentation est plus importante du côté sec de l'optimum. Les travaux de Wahl (2010) et de Attom (2012) montrent aussi que, le long de la courbe de compactage, les valeurs les plus élevées de l'indice d'érosion sont obtenues à la référence de compactage de l'optimum Proctor.

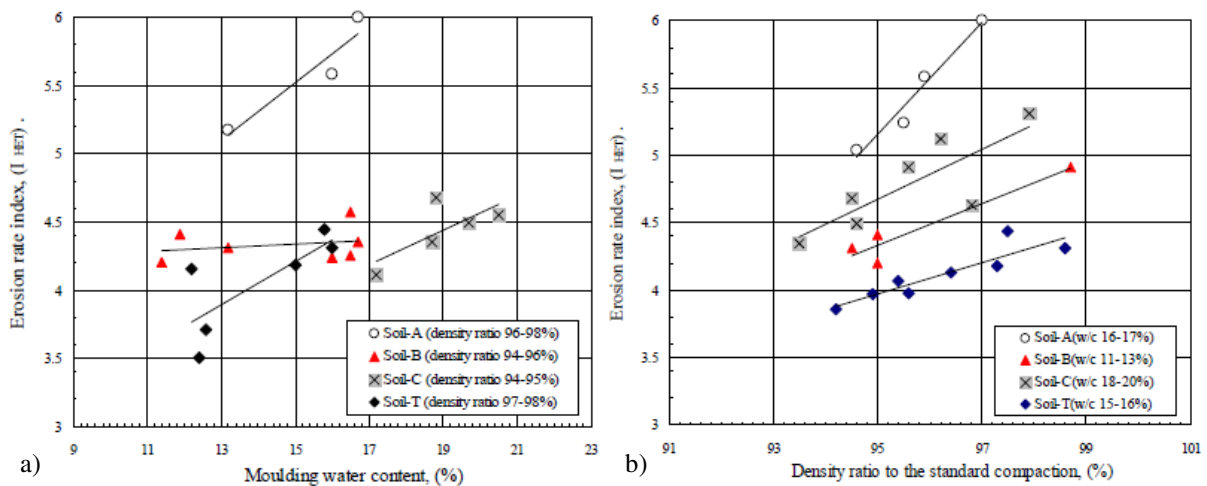


Figure I.18 : Exemple de l'impact des conditions de compactage sur l'indice d'érosion des sols (Lim, 2006).  
a) Impact de la teneur en eau. b) Impact de la densité sèche.

#### I.4.4.2 Impact de la nature et du pourcentage des particules fines

- Essai d'érosion externe

La nature et le pourcentage des particules argileuses jouent un rôle important sur l'érodabilité et aussi la dynamique d'érosion externe des sols. Pham (2008) a réalisé des essais sur des mélanges de sable/limon/argile à l'aide d'un dispositif MoJET. Les résultats de l'étude de Pham (2008) montrent que la masse finale érodée est similaire entre les différents mélanges des sols mais que la dynamique d'érosion est très différente. Ainsi les mélanges les plus argileux présentent une meilleure résistance initiale à l'érosion.

- Essai d'érosion interne

Plusieurs auteurs ont cherché à déterminer le rôle de la fraction argileuse, et sa nature, sur l'évolution de la résistance à l'érosion interne des mélanges sable-argile (e.g., Pham, 2008 ; Bennabi et al., 2012 ; Haghghi, 2012). Les résultats de ces études montrent que l'augmentation de la fraction argileuse engendre une augmentation de la contrainte critique et une diminution du coefficient d'érosion. L'exemple donné dans la Figure I.19 montre l'évolution de la loi d'érosion en fonction du pourcentage d'argile dans des mélanges sable-kaolinite (Pham, 2008). Pham constate aussi que lorsque la kaolinite est remplacée par l'Illite, la contrainte critique dépasse 150 Pa pour un dosage de 25 % l'illite.

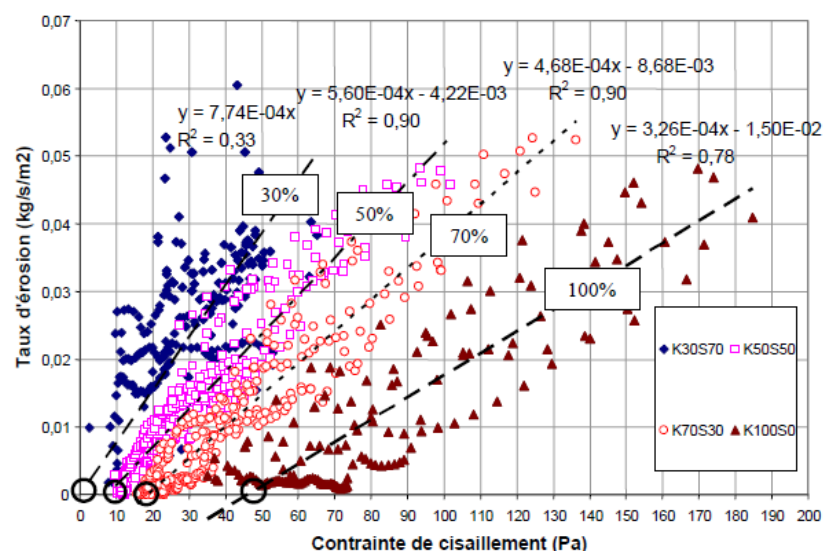


Figure I.19 : Impact du pourcentage de la fraction argileuse dans un mélange sable-kaolinite (Pham, 2008).

#### I.4.5 Érodabilité des sols traités

Quelques auteurs ont étudié l'impact de l'ajout de la chaux/ciment sur la résistance à l'érosion des sols. Ces auteurs ont utilisés divers dispositifs et différents types de sols pour qualifier ou quantifier l'impact des traitements sur l'érodabilité des sols.

#### **I.4.5.1 Essais d'érosion externe**

Hansen (2002) rapporte que le premier cas d'étude d'érosion des sols traités au ciment a été conduit en 1942 par des chercheurs de l'université d'Oklahoma. Ils ont étudié l'érosion d'un sol (60% sable et 40% limon et argile) traité avec 8 % de ciment et utilisé comme matériau de revêtement dans un canal. Ils ont appliqué un écoulement avec une vitesse de 8,5 m/s sur une durée de 6 jours. L'inspection visuelle n'a montré aucune érosion du sol traité au ciment.

Nussbaum & Colley (1971) ont étudié l'érosion des sols traités avec différents dosages en ciment. Les sols ont été soumis à un écoulement d'eau contenant une certaine quantité de gravier ce qui permet donc de mesurer l'érosion et de simuler des effets d'impact du gravier sur la surface du sol. Les essais ont été réalisés avec une vitesse d'écoulement de 1,2 m/s et ont été conduits jusqu'à l'obtention d'une profondeur d'érosion de 25 mm. Cette profondeur a été obtenue après un jour d'écoulement sur le sol sans traitement, et après 20 jours pour le même sol traité avec 7,5 % de ciment. Les résultats montrent aussi que l'augmentation du dosage en ciment permet aux sols de mieux résister à l'action d'érosion.

Akky & Shen (1973) (cité par Hansen, 2002) ont utilisé un dispositif d'érosion *RCT* pour étudier la résistance à l'érosion de sols traités au ciment. Ils montrent ainsi que l'augmentation du dosage du ciment permet d'augmenter la résistance à l'érosion des sols.

Machan et al. (1977) ont utilisé un dispositif de simulation de pluie, où l'érosion est causée par impact d'eau et la résistance des sols est mesurée par perte de masse. L'étude a été réalisée sur quatre sols et deux produits de traitement (chaux et ciment) les facteurs étudiés sont le dosage, le temps de cure et l'énergie de compactage. Les résultats montrent que l'ajout de 1 % de chaux ou du ciment réduit la masse du sol érodée, et que l'ampleur de cette réduction est liée à la nature du sol. Les résultats montrent aussi que la quantité du sol érodée est plus importante dans le cas des éprouvettes peu compactées. Le temps de cure joue aussi un rôle très important pour chaque produit de traitement. Ainsi, dans le cas du traitement avec 1 % de ciment, le gain de la résistance à l'érosion atteint son optimum après 1 jour de cure, tandis que pour le traitement à 1 % de chaux, le gain de la résistance à l'érosion atteint son maximum après 7 jours de cure.

Litton and Lohnes (1982) (cité par Hansen, 2002) ont étudié l'érosion des mélanges limon-sable, traités avec du ciment. Ils ont mis en place un dispositif d'érosion par impact d'eau. La résistance à l'érosion a été quantifiée par la comparaison de la perte de masse. Ils ont observé que le traitement augmente la résistance à l'érosion des sols proportionnellement au dosage utilisé.

Ola & Mbata (1990) ont étudié la résistance à l'érosion des briques pleines confectionnées en laboratoire à partir de mélanges de sol-ciment avec de faibles dosages en ciment (inférieurs à 7 %). Les éprouvettes ont été soumises à un jet d'eau permanent qui simule des conditions de pluie et la résistance à l'érosion a été quantifiée par la perte de masse. Ils constatent que l'augmentation du dosage de ciment permet de diminuer, et même d'arrêter, la quantité du sol érodée durant l'essai.

Hénensal & Duchatel (1990), à l'aide du dispositif *MoJET*, montrent que le traitement d'une argile avec 5 % de chaux diminue significativement la masse du sol érodée pendant l'application du jet. La perte de masse par érosion passe de 25 (g/2 min) à 1,9 (g/2 min) suite au traitement (l'unité g/2 min est choisie par les auteurs, elle est liée au protocole de l'essai).

Chevalier et al. (2012) ont aussi utilisé le *MoJET* pour l'étude de l'impact du traitement à la chaux sur une argile et un limon. Par ailleurs ils ont apporté des modifications sur le protocole expérimental pour appliquer des jets d'eau avec un débit plus grand et sur une durée plus longue. Toutefois, et malgré ces modifications, ils constatent que les sols traités n'ont subi quasiment aucune altération durant l'essai et que la masse du sol érodée est négligeable.

Robbins & Wibowo (2012) ont réalisé des essais d'érosion par un dispositif *JET* sur un remblai de digue. L'argile constituant le remblai a été traitée sur certaines sections de l'ouvrage. La contrainte critique du sol traité à la chaux augmente, tandis que, le coefficient d'érosion diminue globalement d'un ordre de grandeur. Robbins & Wibowo (2012) concluent donc que le traitement à la chaux permet d'augmenter la résistance à l'érosion du sol. Cependant, le gain de résistance à l'érosion lié au traitement n'a pas été obtenu sur l'ensemble des essais, et de grandes variations sont notées d'un essai à l'autre. À titre d'exemple, sur quatre essais sur le même traitement  $\tau_c$  varie entre 8,59 à 157,25 Pa.

L'ensemble des essais d'érosion externes réalisés sur des sols traités à la chaux/ciment montrent donc un gain de résistance à l'érosion. Cependant, pour la majorité de ces essais, le gain de résistance à l'érosion, c'est-à-dire l'amélioration des performances du sol, est qualifié uniquement par des mesures comparatives de pertes de masse avec et sans traitement sans toutefois mesurer des caractéristiques d'érosion des sols ( $\tau_c$ ,  $k_{er}$ ).

#### **I.4.5.2 Essais d'érosion interne**

Peu d'études d'érosion interne sur des sols traités à la chaux/ciment sont actuellement disponibles. Chevalier et al. (2012) ont testé la résistance à l'érosion d'un limon traité à la chaux avec un dispositif *HET*. Cependant, le dispositif atteint ses limites avant de causer l'érosion du



sol testé. En effet, le dispositif utilisé ne permettait pas d'appliquer les contraintes de cisaillement hydraulique nécessaires pour amorcer l'érosion des éprouvettes.

Herrier et al. (2012b) ont réalisé des essais d'érosion avec le *HET* sur un limon argileux ( $I_P=11\%$ ) traité à la chaux. Les résultats montrent une augmentation de la contrainte critique et une diminution du coefficient d'érosion. Comme illustré dans la Figure I.20, ces optimisations sont favorisées avec l'augmentation de temps de cure.

Muttuvel (2008) et Indraratna et al. (2009) ont étudié l'impact du ciment sur un sol sableux très érodable. Les résultats montrent que le traitement au ciment augmente la contrainte critique et diminue le coefficient d'érosion (Figure I.21). Ces modifications des caractéristiques d'érosion augmentent avec l'augmentation du dosage du ciment.

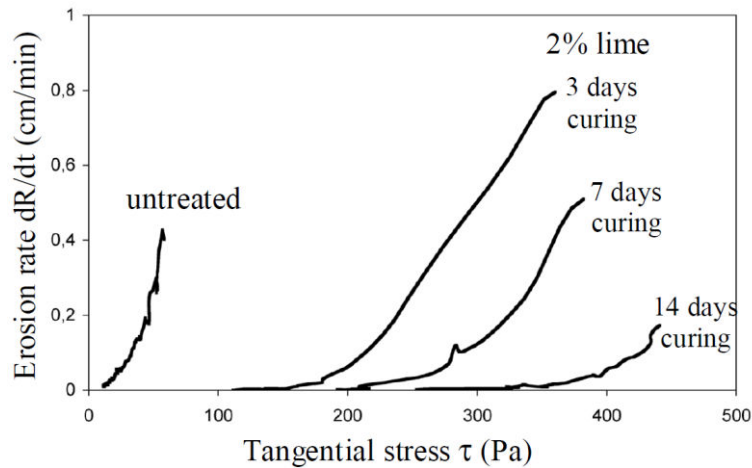


Figure I.20 : Impact du traitement à la chaux et du temps de cure sur la loi d'érosion (Herrier et al., 2012b).

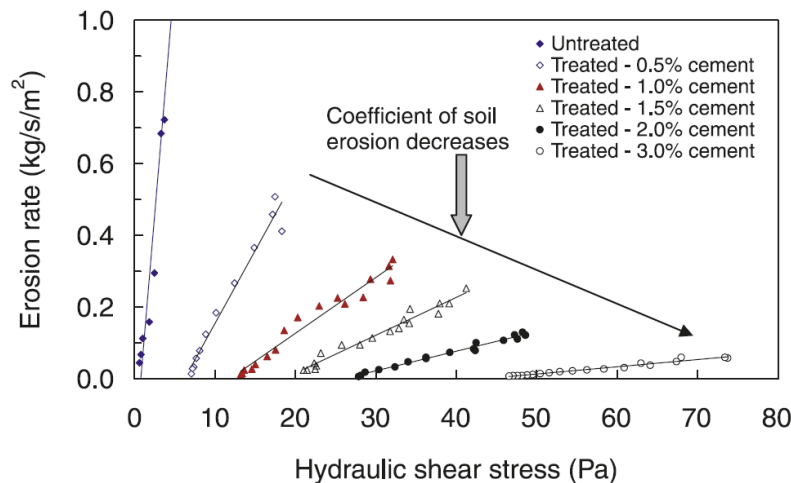


Figure I.21 : Exemple de l'impact du pourcentage de ciment utilisé sur la loi d'érosion (Indraratna et al., 2009).



Malgré la grande diversité des dispositifs d'érosion actuellement disponibles, très peu d'entre eux sont adaptés à l'étude de l'érosion interne des sols traités. En effet, caractériser les paramètres d'érosion d'un sol traité nécessite d'appliquer de très grandes contraintes de cisaillement hydraulique afin d'amorcer le processus d'érosion.

#### **I.4.5.3 Conclusion concernant l'érodabilité des sols traités**

L'étude bibliographique montre que le traitement par la chaux/ciment peut améliorer la résistance à l'érosion des sols. Ces résultats sont constatés et confirmés aussi sur plusieurs ouvrages hydrauliques réalisés aux USA avec des sols traitées au ciment et qui présentent une bonne tenue vis-à-vis de l'érosion (e.g., bassin de stockage d'eau a Georgetown, déversoir d'urgence au barrage de Board Canyon (PCA, 1986)). Cependant, la majorité des études sur l'impact de traitement sur l'érodabilité des sols se limitent à des observations qualitatives ou à des mesures basées sur uniquement sur des comparaisons de perte de masse avec et sans traitement. Peu d'études disponibles ont quantifié l'optimisation des caractéristiques d'érosion suite au traitement.

#### **I.4.6 Conclusion sur l'érosion des sols**

L'étude bibliographique montre que plusieurs mécanismes sont responsables du développement de l'érosion dans les sols constituant les ouvrages hydrauliques. L'étude de ces mécanismes nécessite l'utilisation des dispositifs spécifiques. Plusieurs auteurs ont cherché à développer des dispositifs expérimentaux capables de simuler ces mécanismes d'érosion et de mesurer des caractéristiques d'érosion des sols testés. Ces dispositifs simulent des processus d'érosion très différents. Les sols présentent les mêmes tendances relatives d'un essai à un autre, mais l'ordre de grandeur des caractéristiques d'érosion mesurées est très variable (Pham, 2008 ; Wahl, 2010 ; Bennabi et al., 2012 ; Haghghi, 2012). Cette différence est liée aux mécanismes d'érosion étudiés qui diffèrent d'un essai à un autre.

Au-delà de ces difficultés liées aux différents dispositifs et mécanismes étudiés, les résultats disponibles montrent que les conditions de compactage affectent aussi la résistance à l'érosion des sols, tout comme les autres caractéristiques hydromécaniques. La maîtrise des conditions de compactage permet donc d'apporter une optimisation globale du comportement hydromécanique des sols.

Le traitement des sols a une action d'amélioration de la résistance à l'érosion des sols. L'ampleur de cette amélioration est liée à la nature du produit, au dosage utilisé et au temps de cure. Bien que l'action de ces facteurs a bien été qualifiée par différentes études, très peu

d'études ont réellement quantifié les modifications sur les caractéristiques d'érosion ( $\tau_c$ ,  $k_{er}$ ). Ceci est liée aux limites techniques des dispositifs actuellement disponibles. Un enjeu important est donc de mettre en place des dispositifs d'érosion internes, capables de quantifier les caractéristiques d'érosion des sols traités.

## **I.5 Évolution des caractéristiques hydromécaniques à long terme des sols traités**

Le traitement apporte des améliorations significatives sur le comportement hydromécaniques des sols. Ces améliorations dépendent de divers paramètres (e.g., nature du produit de traitement, dosage, conditions de compactage) dont la maîtrise permet d'atteindre les critères de performances requis. Mais au-delà de ces améliorations à court terme, il est primordial aussi de vérifier le comportement à long terme du sol traité sur la durée de vie de l'ouvrage. Dans cette partie sont exposées les principales sollicitations d'origine hydrique pouvant affecter le comportement à long terme des sols traités, notamment les sols traités à la chaux et/ou au ciment.

### **I.5.1 Problématique de la durabilité des traitements**

Les sols constituant les ouvrages en terre sont sujets à diverses sollicitations environnementales tout au long de leur durée de vie. Il peut s'agir de sollicitations climatiques, ou liées à la fonction hydraulique de l'ouvrage. Les caractéristiques des sols traités peuvent donc être affectées. Dempsey & Thompson (1968) définissent la durabilité comme « la capacité d'un matériau à maintenir une stabilité de performances au cours des années d'exposition aux forces climatiques destructrices ». Une approche d'étudier la durabilité est de suivre l'évolution des caractéristiques du sol traité lorsqu'il est soumis à une sollicitation hydrique donnée. Ainsi, plusieurs auteurs ont essayé de quantifier les éventuelles pertes de performances suite à des dégradations d'origine hydrique.

### **I.5.2 Impact des sollicitations hydriques**

#### **I.5.2.1 Cycles de séchage-humidification**

Packard & Chapman (1963) ont montré que les sollicitations hydriques de séchage-humidification peuvent induire des variations volumiques plus ou moins importantes selon la nature du sol. Leur étude a porté sur différents types de sols traités avec différents dosages en ciment. Ils montrent une certaine perte de masse liée à l'application des cycles hydriques par la méthode ASTM-D559, cette perte de masse diminue avec l'augmentation du dosage en ciment.

Cependant, ils remarquent que la résistance à la compression simple ne diminue pas avec l'accumulation de 12 cycles hydriques et ils observent même une augmentation pour certains types de sols testés.

Plusieurs auteurs ont étudié l'évolution du gonflement des sols traités après l'application de cycles de séchage-humidification. Rao et al. (2001) ont étudié l'évolution du gonflement d'un sol argileux nommé Black Cotton ( $w_L = 65 \%$  et  $I_P = 46 \%$ ) traité avec différents dosages de chaux et ayant subi quatre cycles de séchage-humidification. Les éprouvettes ont été séchées par ventilation d'air chaud à  $40 \text{ }^\circ\text{C}$ , et l'humidification a été réalisée par remontée d'eau par capillarité. Les résultats de l'étude montrent une baisse de performance. L'étude de Guney et al., (2007) indique aussi que les cycles de séchage et d'humidification peuvent altérer les effets dus au traitement à la chaux. Le sol traité peut donc gonfler lors des phases d'humidification. Les travaux de Stoltz et al. (2012, 2014), réalisés sur un sol argileux ( $w_L = 71 \%$  et  $I_P = 42 \%$ ), montrent que les effets du traitement à la chaux peuvent être dissipés avec l'accumulation des cycles hydriques. D'autres travaux (Khattab et al. (2007) sur un sol traité à la chaux et Estabragh et al. (2013) sur un sol traité à la chaux/ciment), montrent aussi une augmentation du gonflement avec l'accumulation des cycles hydriques. Cependant, le gonflement observé par Khattab et al. (2007) et Estabragh et al. (2013) reste inférieur à celui des sols sans traitement ayant subi les mêmes cycles hydriques.

Au-delà des modifications des propriétés de gonflement, d'autres auteurs se sont intéressés à l'évolution des caractéristiques hydromécaniques des sols avec l'accumulation des cycles hydriques.

Hoyos et al., (2005) ont réalisé une série d'essais triaxiaux UU et de résistance à la compression simple sur une argile plastique ( $w_L = 74 \%$  et  $I_P = 45 \%$ ) traitée au ciment. Les éprouvettes ont subi plusieurs cycles hydriques, selon la méthode ASTM-D559, avant la mesure des caractéristiques. Les résultats montrent une diminution des résistances mécaniques du sol traité avec  $5 \%$  de ciment suite à l'accumulation des cycles hydriques. Les éprouvettes de sol traité avec  $10 \%$  de ciment conservent globalement le même niveau de performances mécaniques. L'évolution de la résistance à la compression simple est donnée dans le Tableau I.2. Par ailleurs, un certain gain de résistance a été observé après un certain temps d'exposition, mais ce gain est probablement lié à la baisse de la teneur en eau des éprouvettes lors de la réalisation des essais.

Tableau I.2 : Impact de l'accumulation des cycles hydriques sur la résistance à la compression simple d'éprouvettes de sol traité au ciment (Hoyos et al., 2005).

Nombre de cycles	Résistance à la compression simple (kPa)		
	Sol naturel	Sol + 5 % ciment	Sol + 10 % ciment
0	182,9	1004,6	1742,3
1	116,6	568,5	1201,7
2	100,5	431,6	1368,5
4	83,5	409,4	1454,1
8	77,3	398,0	1915,8
16	73,6	336,8	1927,3
32	64,3	625,6	2143,0

Chittoori (2008) et Pedarla (2009) ont utilisé le protocole de la norme ASTM-D559 pour réaliser des cycles de séchage-humidification tout en mesurant la résistance à la compression simple avec l'accumulation des cycles. L'étude a été effectuée sur quatre sols argileux ( $I_P$  variant entre 32 et 45 %) traités avec différents dosages de chaux et de ciment. Les résultats de leurs études montrent que la résistance à la compression simple diminue avec l'accumulation des cycles hydriques (Figure I.22). Plusieurs facteurs semblent conditionner à la fois l'augmentation initiale et la dégradation au cours de l'application des cycles hydriques. Ces facteurs sont la nature du produit de traitement et son pourcentage, et aussi la nature minéralogique du sol étudié.

Aldaood et al. (2014) ont étudié un sol argileux peu plastic ( $w_L = 29$  % et  $I_P = 8$  %) traité avec 3 % de chaux. Les cycles ont été appliqués selon une méthode similaire à celle de la norme (ASTM-D559) et la résistance à la compression a été mesurée à la fois à la fin du chemin d'humidification mais aussi à la fin du cycle de séchage. Les résultats montrent que : *i*) à la fin du chemin de séchage la résistance à la compression simple passe d'une valeur de l'ordre de 3,7 MPa après 2 cycles à une valeur de l'ordre de 1,75 MPa après 6 cycles, *ii*) à la fin du chemin d'humidification la résistance à la compression simple passe d'une valeur de l'ordre de 0,5 MPa après 1 cycle à une valeur de l'ordre de 0,25 MPa après 6 cycles. Par ailleurs Aldaood et al. (2014) ont aussi appliqué la même stratégie expérimentale sur des mélanges de sol-gypse à différentes proportions et ils ont observé un comportement similaire.

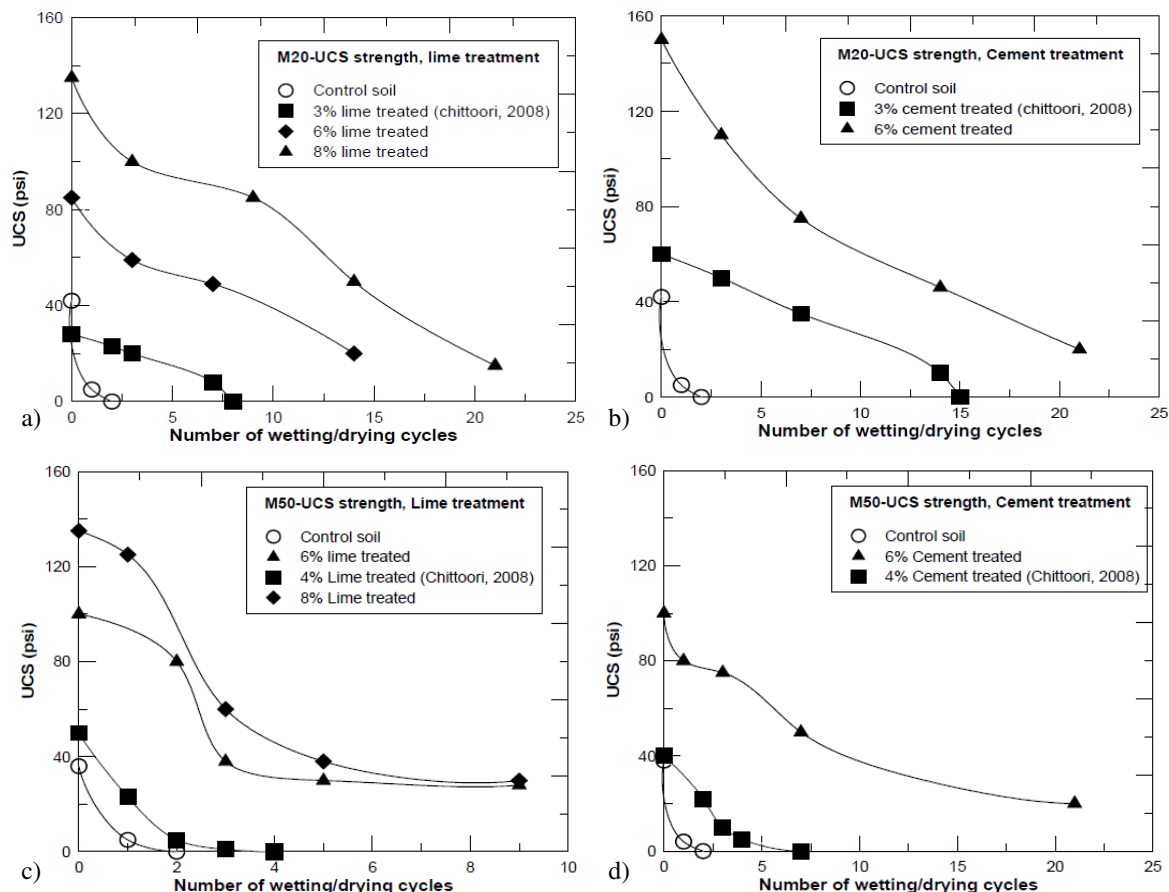


Figure I.22 : Exemples de l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'accumulation des cycles hydriques (Pedarla, 2009). a) Exemple sol 1 avec traitement à la chaux. b) Exemple sol 1 avec traitement au ciment. c) Exemple sol 2 avec traitement à la chaux. d) Exemple sol 2 avec traitement au ciment.

L'évolution de la conductivité hydraulique des sols traités soumis à des cycles de séchage-humidification est peu évoquée dans la bibliographie. Akcanca & Aytekin (2014) ont étudié l'évolution de la conductivité hydraulique de différents mélanges de sable-bentonite traités avec trois dosages de chaux (1, 2 et 3 %). Des perméamètres à paroi rigide ont été utilisés, et les éprouvettes ont subi une phase d'humidification par imbibition jusqu'à saturation et une phase de séchage à l'étuve de  $35 \pm 5^\circ\text{C}$ . Les résultats de l'étude (Figure I.23) montrent que la conductivité hydraulique des éprouvettes traitées diminue légèrement, ou reste stable, avec l'accumulation des cycles hydriques. Quant aux éprouvettes non traitées, la conductivité hydraulique augmente légèrement, ou reste stable, avec l'accumulation des cycles hydriques. Il est toutefois important de noter que de manière générale, les variations de la conductivité hydraulique sont inférieures à un ordre de grandeur.

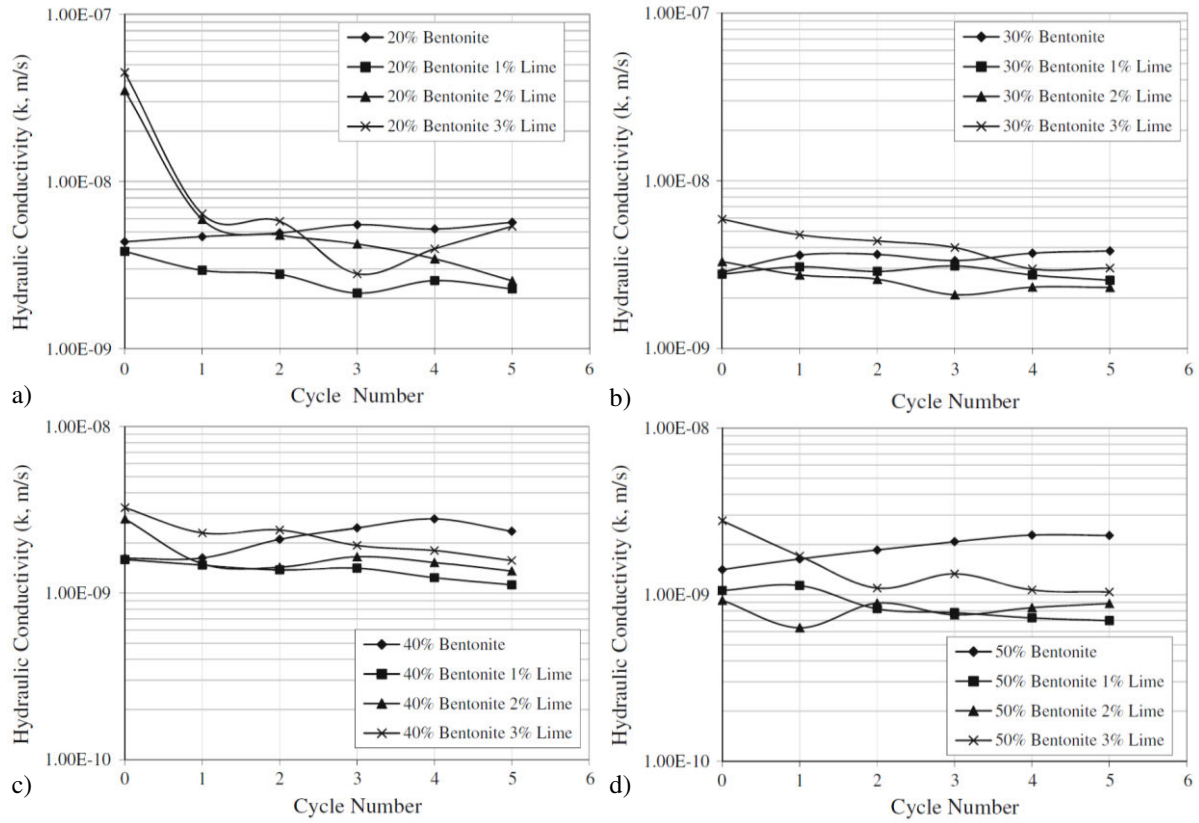


Figure 1.23 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de l'accumulation des cycles hydriques (Akcanca & Aytekin, 2014). a) 80 % sable-20 % bentonite. b) 70 % sable-30 % bentonite. c) 60 % sable-40 % bentonite. d) 50 % sable-50 % bentonite.

### I.5.2.2 Circulation permanente de l'eau

La circulation de l'eau peut entraîner un lessivage du sol traité. Le lessivage peut être défini comme le processus qui provoque la dissolution des composés solides par effet de percolation ou de diffusion. Ce lessivage peut entraîner les particules argileuses, les ions, mais aussi les produits de traitement. Dans le cas des traitements à la chaux et au ciment le risque réside aussi dans les éventuelles modifications pouvant être causées aux produits cimentaires ou à leurs processus de développement.

Certains auteurs ont étudié les modifications des paramètres physico-chimiques de l'eau lixiviée sous l'effet d'une circulation d'eau permanente (e.g., McCallister & Petry, 1991, 1992 ; Khattab et al., 2007 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo, 2008). McCallister & Petry (1991, 1992) et Khattab et al. (2007) observent une diminution du pH et aussi une diminution des concentrations des ions de calcium. La diminution du pH et le lessivage des ions de calcium ont été observés dès le début de la circulation. Par ailleurs, McCallister & Petry (1991, 1992) constatent que cette diminution est linéaire avec le temps, tandis que, Khattab et al. (2007) observent une diminution initiale plus rapide au début et une diminution plus lente après

quelques jours. Chittoori (2008), dont l'étude a porté sur 8 sols différents et avec 14 jours de circulation seulement, n'observe pas de modifications significatives du pH et constate que la diminution des concentrations des ions de calcium est liée à la nature des sols. Le Runigo (2008), dont l'étude a porté sur un limon du Bassin Parisien, constate que le pH reste stable même après 320 jours de circulation. Le Runigo (2008) observe une diminution des concentrations des ions de calcium, mais la cinétique de diminution diffère de celle des études de McCallister & Petry (1991, 1992) et de Khattab et al. (2007), l'auteur attribue cette différence à la nature du sol étudié.

Au-delà de ces modifications physico-chimiques, des modifications de paramètres hydromécaniques sont aussi constatées. McCallister & Petry (1991, 1992) ont étudié l'évolution du gonflement libre et de la pression de gonflement de trois types de sols ( $I_p$  entre 30 et 45 %) traités avec différents dosages de chaux. Les résultats montrent que la circulation provoque une augmentation du gonflement libre et de la pression de gonflement (Figure I.24). Ces modifications sont obtenues après 45 jours de circulation et leurs amplitudes sont liées aux dosages de chaux et aux conditions de compactages initiales. Ainsi, les modifications les plus importantes sont notées sur les éprouvettes compactées à l'optimum, ou du côté humide de l'optimum, et traitées avec des dosages de 3 à 6 % de chaux. Cependant, même après circulation, les sols traités présentent une pression de gonflement ainsi qu'un gonflement libre inférieurs à ceux des sols non traités.

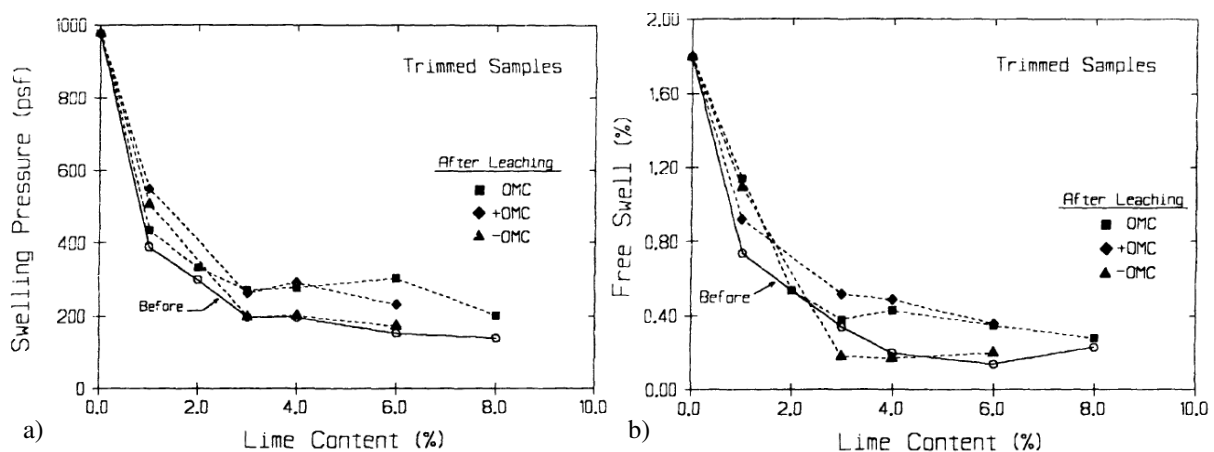


Figure I.24 : Exemple de l'effet d'une circulation continue (45 jours) sur les propriétés de gonflement d'une argile compactée à différentes teneur en eau initiales (McCallister & Petry, 1992). OMC = teneur en eau optimale. a) Évolution de la pression de gonflement. b) Évolution du gonflement libre.

Les paramètres mécaniques des sols traités à la chaux peuvent être significativement affectés par la circulation permanente d'eau (e.g., Malhotra & Bashkar, 1983 ; McCallister & Petry, 1991, 1992 ; De Bel et al., 2005 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo et al., 2011). Ainsi, les travaux

de Malhotra & Bashkar (1983) (cité par Le Runigo et al., 2011) montrent que la circulation de l'eau cause une baisse de l'indice CBR de 36 et 54 %.

Quelques auteurs (McCallister & Petry, 1991, 1992 ; De Bel et al., 2005 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo et al., 2011) ont cherché à évaluer la perte des performances mécaniques par la mesure de l'évolution de la résistance à la compression simple après circulation. McCallister & Petry (1992) observent une baisse de la résistance à la compression simple des éprouvettes traitées à la chaux avec l'augmentation du temps de circulation (Figure I.25). McCallister & Petry (1992) constatent que le dosage de chaux et la teneur en eau de compactage jouent un rôle primordial, et que pour certaines éprouvettes la résistance à la compression simple augmente après circulation d'eau (Figure I.25.b). Cette augmentation peut être expliquée par le développement des réactions pouzzolaniques et la formation de composées cimentaires.

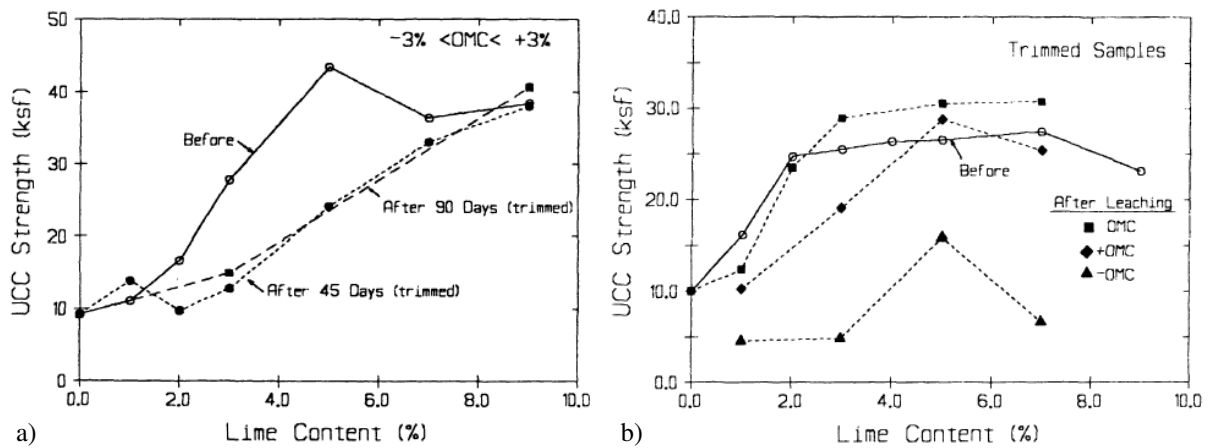


Figure I.25 : Impact d'une circulation d'eau sur la résistance à la compression simple de deux sols traités à la chaux (McCallister & Petry, 1992).

- a) Rôle du dosage et de la durée de circulation sur des éprouvettes compactées à l'optimum.  
b) Rôle du dosage et de la teneur en eau de compactage (durée de circulation 45 jours).

L'étude de Chittoori (2008) a porté sur 8 sols différents traités avec différents dosages de chaux et de ciment et soumis à une durée de 14 jours de circulation. Les essais ont été réalisés sous circulation accélérée correspondant au passage d'une quantité d'eau égale au volume des pores sur une durée d'un jour. Sur les 8 sols testés, 7 gardent 85 à 98 % de leur performance mécanique initiale. Chittoori (2008) observe qu'un seul sol, traité avec le plus faible dosage de chaux (3%), a subi une dégradation importante équivalente à 45 % de la performance initiale.

Le Runigo et al. (2011) ont découpé les effets liés au contact d'eau (immersion) et les effets de circulation d'eau. L'étude a porté sur le limon de Jossigny traité avec deux dosages de chaux (1 et 3 %) et avec un temps de cure de 25 jours. Les résultats montrent qu'après un temps d'immersion de 7 jours, la résistance à la compression simple décroît puis se stabilise jusqu'à



120 jours. La perte de la résistance à la compression simple est de 35 % et 45 % selon le dosage, elle reste cependant supérieure au niveau du sol sans traitement qui est considérée nulle puisque les éprouvettes non traitées se désintègrent complètement après immersion dans l'eau. Le Runigo et al. (2011) montrent que les effets de circulation d'eau sont étroitement liés à la quantité d'eau qui traverse le sol et donc à la conductivité hydraulique du sol. Ainsi, plus la perméabilité du sol traité est faible, plus les processus de dissolution sont négligeables et donc plus les pertes de performances sont limitées. Tandis que, plus la conductivité hydraulique du sol traité est forte plus les processus de dissolution sont importants et donc plus les pertes des performances mécaniques sont grandes.

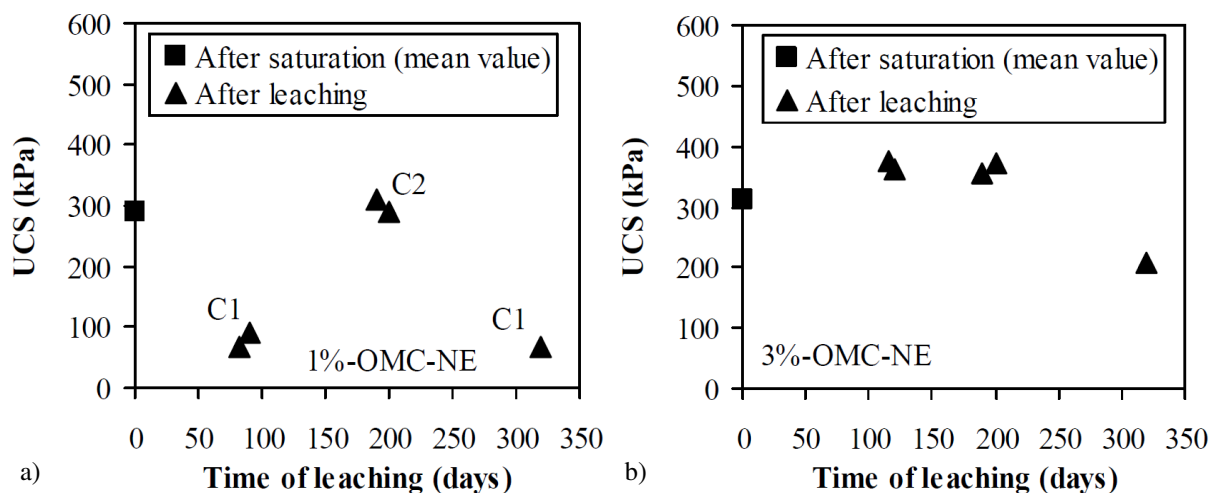


Figure 1.26 : Exemple de l'évolution de la résistance à la compression simple du limon de Jossigny (Le Runigo et al., 2011). a) Traitement avec 1 % de chaux (C1 éprouvettes dont la perméabilité est supérieure à celle de C2). b) Traitement à 3 % de chaux.

L'impact de la circulation d'eau sur l'évolution de la conductivité hydraulique a été étudié par quelques auteurs (McCallister & Petry, 1991, 1992 ; Khattab et al., 2007 ; Le Runigo et al., 2009). McCallister & Petry (1991) ont étudié trois argiles traitées avec différents dosages de chaux et soumises à une circulation d'eau permanente. Ils ont ainsi observé une diminution de la conductivité hydraulique (Figure 1.27). Mais la conductivité hydraulique reste toutefois supérieure à celle du sol naturel sans traitement.

Khattab et al. (2007) ont étudié une argile nommée FoCa ( $w_L = 115\%$  et  $I_p = 70\%$ ). Ils ont aussi observé une légère diminution de la conductivité hydraulique après lessivage. Khattab et al. (2007) attribuent cette diminution aux réactions chaux-sol qui engendrent la formation de composés cimentaires, le remplissage et/ou la fermeture des pores. Ce qui provoque donc des changements de la distribution de la taille des pores et de l'accessibilité des pores, donc de la tortuosité du sol, et cause par conséquent une diminution de la conductivité hydraulique.

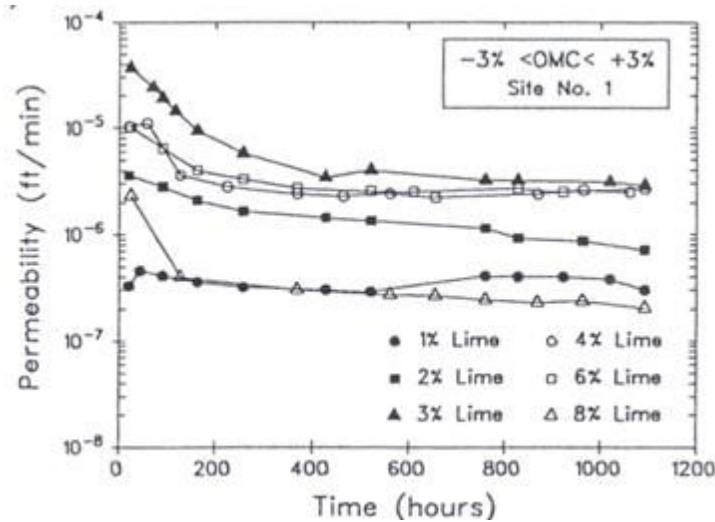


Figure I.27 : Exemple de l'évolution de la conductivité hydraulique d'une argile traitée avec différents dosages de chaux est soumise à une circulation d'eau permanente (McCallister & Petry, 1991).

Les résultats de l'étude de Le Runigo et al. (2009) montrent que, pour un compactage Proctor normal, la conductivité hydraulique du limon traité ne varie pas de manière significative sous l'effet d'une circulation d'eau permanente à long terme (Figure I.28). Seules les éprouvettes compactées avec une faible énergie de compactage, ont subi une diminution de la conductivité hydraulique. Le Runigo et al. (2009) attribuent ce comportement à la microstructure du limon traité qui n'a pas été affectée par la circulation d'eau.

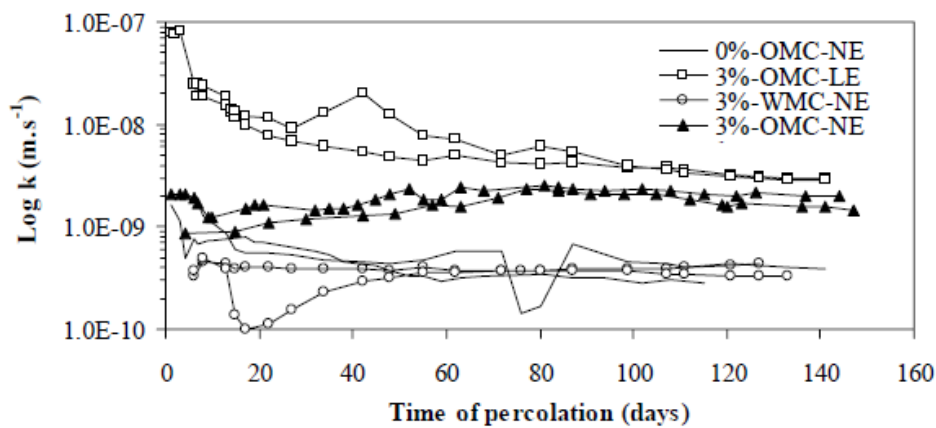


Figure I.28 : Évolution de la conductivité hydraulique des éprouvettes de limon de Jossigny traitées à la chaux. Notation : OMC teneur en eau optimale, WMC teneur en eau humide, LE faible énergie de compactage, NE énergie de compactage normale (Le Runigo et al. 2009).

La bibliographie disponible montre que le comportement des sols est lié à deux processus opposés qui influencent de manière parallèle le comportement des sols. Ces processus sont : la dissolution/décalcification et la précipitation. La prédominance de l'un sur l'autre détermine le sens de l'évolution de paramètres hydromécaniques des sols traités soumis à une circulation permanente d'eau.

### **I.5.2.3 Cycles de gel-dégel**

Sous l'effet du gel-dégel, les sols subissent des changements de volume importants qui sont principalement liés aux variations du volume d'eau lors du passage entre la phase liquide et la phase solide. À terme, ces variations peuvent être dommageables à l'échelle de la structure. Les dommages causés par le gel-dégel sont connus et des normes existent pour déterminer les seuils de tolérances acceptables sur les sols traités (ASTM-D560). Ainsi, plusieurs études montrent que sous l'effet des cycles de gel-dégel, les sols traités à la chaux/ciment peuvent subir des dégradations marquées par une perte de masse et/ou des variations volumiques (Packard & Chapman, 1963 ; Dempsey & Thompson, 1968, 1973 ; Aldaood et al., 2014a). Certains auteurs ont aussi mesuré l'évolution de la résistance à la compression simple des sols avec l'accumulation des cycles de gel-dégel, les résultats des principales études sont détaillés ci-après.

L'étude menée par Packard & Chapman (1963), sur 104 types de sol différents, tous traités avec différents dosages de ciment, constitue une base de données importante qui permet de retracer les différents comportements des sols. Les résultats de l'étude montrent que pour l'ensemble des éprouvettes testées, la perte de masse varie entre 3 et 100 %, après 12 cycles de gel-dégel selon la norme ASTM-D560. La résistance à la compression diminue pour certains sols, mais augmente pour d'autres sols en comparaison à la référence de l'étude (cure à 7 jours). Le diagramme explicatif donné par Packard & Chapman (1963) (Figure I.29) permet de distinguer les différentes évolutions observées. La courbe (1) correspondant au gain de performance lié à la période de cure prolongée. La courbe (2) correspond au maximum de gain de performance observé sur les éprouvettes n'ayant pas été endommagées (pas perte de masse ni de variation volumique) par les cycles de gel-dégel. La courbe (3) représente le niveau de performance des éprouvettes légèrement endommagées par les cycles de gel-dégel. En-dessous de la courbe (3), figurent les éprouvettes ayant subi des dégradations importantes ou même une destruction complète. Par ailleurs, l'analyse du diagramme permet de mettre en évidence la perte de performance mécanique liée aux cycles et qui délimite sur le domaine séparant les courbes (1) et (2). Par conséquent, une diminution des performances est observée sur l'ensemble des sols testés.

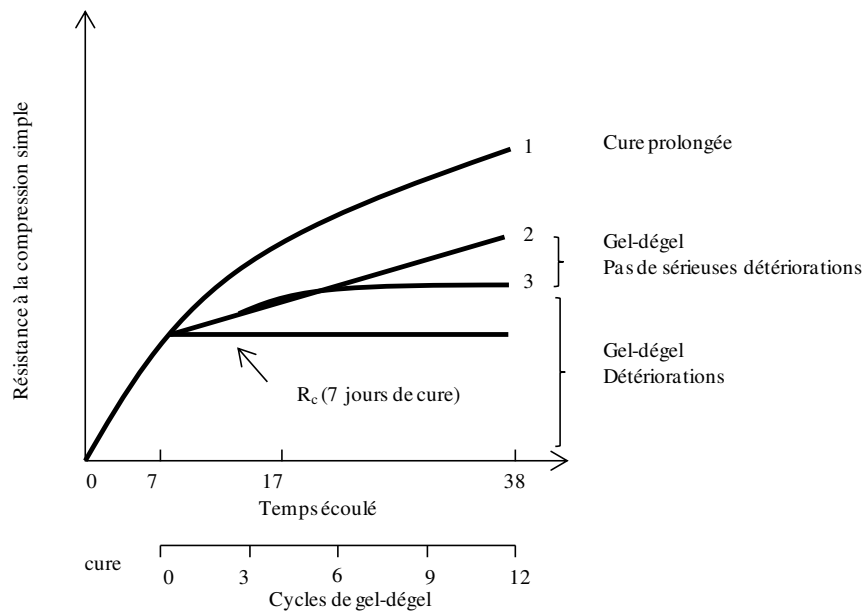


Figure I.29 : Schéma d'évolution de la résistance à la compression des sols traités au ciment avec et sans cycles de gel-dégel (diagramme traduit d'après Packard & Chapman (1963)).

L'étude menée par Dempsey & Thompson (1968) a porté sur 4 sols différents traités à la chaux. La cure des éprouvettes a été réalisée par deux méthodes accélérées. Les résultats (Tableau I.3) montrent une décroissance, globalement linéaire, de la résistance à la compression simple avec l'augmentation de nombre de cycles de gel-dégel pour l'ensemble des éprouvettes testées. Les éprouvettes ayant subi un temps de cure plus grand, ont montré des résistances initiales plus élevées mais ont subi aussi des dégradations avec l'accumulation des cycles de gel-dégel.

Tableau I.3 : Évolution de la résistance à la compression simple (kPa) avec l'accumulation des cycles de gel-dégel de quatre sols traités à la chaux (Dempsey & Thompson, 1968).

Nombre de cycles	Sol 1 $w_L = 22,7 \%$ $I_P = 7 \%$		Sol 2 $w_L = 53,1 \%$ $I_P = 28,8 \%$		Sol 3 $w_L = 50,7 \%$ $I_P = 23,5 \%$		Sol 4 $w_L = 25,5 \%$ $I_P = 11 \%$	
	Cure 48 h	Cure 96 h	Cure 48 h	Cure 96 h	Cure 48 h	Cure 96 h	Cure 48 h	Cure 96 h
0	443	1283	2188	3349	1790	2060	2603	3577
3	192	744	1629	3030	2139	1308	2677	3216
6	154	386	2075	2315	2117	1440	2532	3140
9	123	185	1127	1976	1301	457	2019	2394
12	106	192	1735	1793	1347	419	1681	2325

D'autres études (e.g., Felt, 1955 ; Dempsey & Thompson, 1973 ; Shihata & Baghdadi, 2001 ; Guney et al., 2006 ; Jamshidi, 2014 ; Aldaood et al., 2014a) ont confirmé aussi que les performances mécaniques des éprouvettes de différents sols traités à la chaux ou au ciment

décroit avec l'accumulation des cycles de gel-dégel. La cinétique de dégradation dépend : du dosage du ciment, de la nature des sols, des conditions de cure mais aussi de l'intensité de la méthode d'application des cycles de gel-dégel. Cependant, l'étude de Thompson & Dempsey (1969), réalisée sur deux sols traités à la chaux avec un temps de cure de 48 h à 49°C, montre l'existence d'un gain de performances mécaniques si une période de cure est appliquée entre les cycles. Ce gain de performance est lié à l'auto-cicatrisation apparente du sol traité qui permet de garder le même niveau de performances initiales. Ce comportement peut être attribué aux réactions pouzzolaniques qui continuent à se développer avec le temps. En effet, le temps de cure initial, 48 h à 49°C, peut être insuffisant pour le développement total des réactions pouzzolaniques.

Peu d'études traitent de l'évolution du comportement hydrique des sols traités suite à l'application des cycles de gel-dégel. Guney et al. (2006) ont étudié l'évolution de la conductivité hydraulique d'un sable traité à la chaux/ciment est soumis à des cycles de gel-dégel. Les résultats, illustrés dans la Figure I.30, montrent une augmentation de la conductivité hydraulique avec l'accumulation des cycles hydriques, le maximum de cette augmentation est obtenu au premier cycle de gel-dégel. Après 8 cycles, le ratio d'augmentation est de 20 pour le sol traité au ciment et de 1000 pour le sol traité à la chaux.

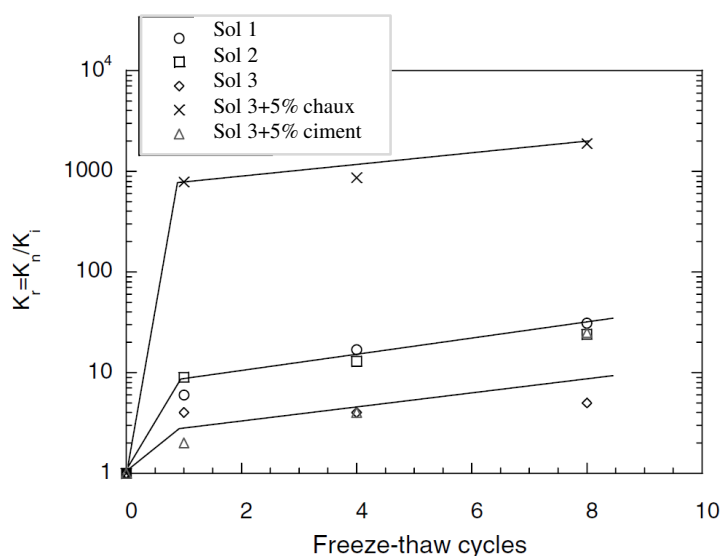


Figure I.30 : Évolution de la conductivité hydraulique de plusieurs sols, traités ou non, avec l'accumulation des cycles de gel-dégel (d'après les résultats de Guney et al. (2006)).

Shea (2011) a mesuré la conductivité hydraulique de différents sols traités avec trois dosages de chaux après un seul cycle de gel-dégel. La référence de l'étude étant le cas où le sol a été traité avec le plus faible dosage en ciment. Les résultats de l'étude montre que, selon la nature

du sol, la conductivité hydraulique après un cycle de gel-dégel peut augmenter ou diminuer avec l'augmentation du dosage en ciment.

Jamshidi (2014) a étudié l'évolution de la conductivité hydraulique avec les cycles de gel-dégel. L'auteur a conduit les cycles de gel-dégel selon plusieurs méthodes, et les essais ont été réalisés sur des éprouvettes avec ou sans cure. Les résultats de l'étude sont donnés dans la Figure I.31. Selon les sols testés, la conductivité hydraulique décroît légèrement ou augmente avec des ratios allant à 5000 fois la conductivité hydraulique avant cycles. L'auteur explique l'augmentation de la conductivité hydraulique par la formation de fissures et de micro fissures dans les éprouvettes suite au processus de gel, la légère réduction de la conductivité hydraulique peut être expliquée par la possibilité d'une continuation d'hydratation du ciment. Par ailleurs, l'étude montre que les éprouvettes sans de temps de cure, subissent une moindre variation de la conductivité hydraulique. Jamshidi (2014) attribue ce constat au comportement fragile du sol traité au ciment à la fin de cure. Les éprouvettes ayant subi une cure sont plus susceptibles de subir des déformations durant le gel.

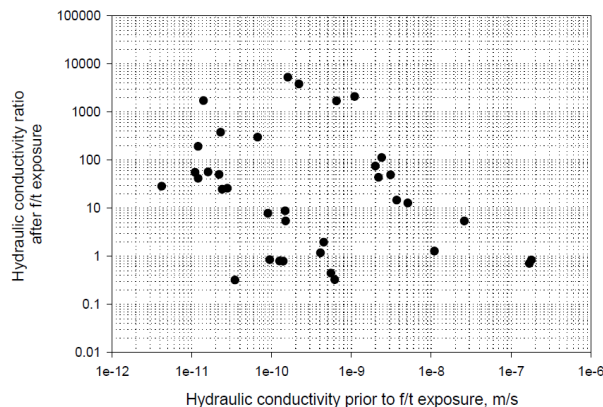


Figure I.31 : Ratio de variation de la conductivité hydraulique après cycles de gel-dégel de plusieurs sols traités au ciment (Jamshidi, 2014).

Par ailleurs, dans l'étude de Jamshidi (2014), à la fin des cycles les éprouvettes ont subi une période de cure de 120 jours. Les résultats montrent que si la dégradation due aux cycles n'est pas importante, la conductivité hydraulique peut diminuer encore avec le temps mais sans atteindre le niveau initial de conductivité hydraulique (Figure I.32). Toutefois, cette diminution a été principalement observée sur les éprouvettes n'ayant pas subi de cure. Ce comportement peut traduire donc une continuation de formation de composés cimentaires ce qui explique cette réduction de la conductivité hydraulique. Ce comportement est donc similaire à celui constaté par Thompson & Dempsey (1969), si les conditions de cure sont favorables, et selon la nature du sol et les dégradations subies dans la phase d'application des cycles, le sol a une capacité à reprendre ces performances. Mais le peu d'études ne permet pas de conclure sur ces effets.

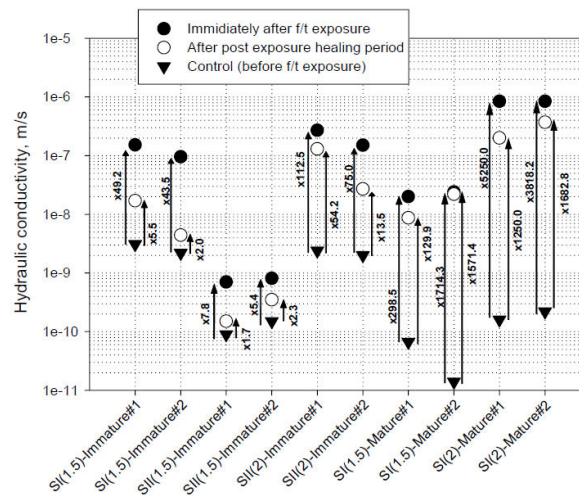


Figure I.32 : Impact de la période de cure à la fin des cycles de gel-dégel sur la conductivité hydraulique finale des échantillons de différents sols traités au ciment (Jamshidi, 2014).

Les études disponibles sur l'impact des cycles de gel-dégel montrent globalement une dégradation des échantillons testés, qui s'accompagne d'une diminution des caractéristiques mécaniques dont l'ampleur dépend des conditions de cure mais aussi du dosage de ciment et de la nature du sol. Le peu d'études disponibles ne permet pas de conclure quant à l'évolution de la conductivité hydraulique des sols après cycles. Malgré une tendance globale d'augmentation de la conductivité hydraulique après application de cycles de gel-dégel, plusieurs facteurs sont à prendre en considération et notamment la nature du sol et le temps de cure. Des études complémentaires sont nécessaires pour approfondir la connaissance de l'évolution du comportement hydrique des sols traités suites aux cycles de gel-dégel.

### I.5.3 Bilan des études de durabilités

L'étude bibliographique, axée sur trois sollicitations hydriques, montre que les sols traités par la chaux/ciment peuvent subir des dégradations marquées essentiellement par : des variations volumiques, des pertes de masse et des dégradations de performances mécaniques. Peu d'études sont disponibles sur le comportement hydrique et les résultats ne permettent pas de conclure sur le sens ou l'ampleur de la variation de la conductivité hydraulique. L'étude bibliographique montre aussi l'absence de données relatives à l'évolution des caractéristiques d'érosion suite à des sollicitations d'origine hydrique.

L'étude bibliographique a permis aussi de dégager un certain nombre de facteurs susceptibles d'influencer les dégradations, et leur ampleur, à savoir :

- type de la sollicitation hydrique appliquée ;
- intensité de la sollicitation ;
- nature du sol ;

- nature du produit de traitement (chaux ou ciment) ;
- condition de cure des éprouvettes ;
- dosage du produit de traitement ;
- conditions initiales de compactage.

## **I.6 Conclusion générale et objectifs de l'étude**

Dans ce premier chapitre, une revue générale de l'état de connaissance dans le domaine de traitements des sols a été réalisée. L'étude bibliographique a porté tout d'abord sur le comportement hydromécanique des sols traités à court terme et ensuite sur l'évolution à long terme sous sollicitations hydriques cycliques.

L'étude bibliographique a permis de montrer le rôle important des conditions de compactage sur l'évolution des caractéristiques hydromécaniques et l'érosion des sols, avec ou sans traitement. Toutefois, ces conclusions découlent des résultats de différentes études et il n'existe pas une étude globale qui quantifie le rôle des traitements et des conditions de compactage à la fois sur les paramètres hydrique, mécanique et sur l'érodabilité des sols.

L'érosion des sols, et les facteurs qui l'influencent, ont été étudiés par différents dispositifs de mesure d'érosion. Pour l'étude de l'érosion interne, le « Hole Erosion Test » constitue le dispositif le plus utilisé. En effet, différentes équipes de recherche ont travaillé sur le *HET* sur la dernière décennie (e.g., Wan & Fell, 2002 ; Benahmed & Bonelli, 2007 ; Wahl & Erdogan, 2008 ; Haghighi et al., 2013) montrant ainsi la fiabilité du dispositif et aussi des modèles d'analyse théoriques qui régissent le phénomène d'érosion étudié par le *HET*. Toutefois, des améliorations sont à apporter au dispositif pour le rendre apte à mesurer les caractéristiques d'érosion des sols traités.

Les sollicitations hydriques induisent des changements de densité et de porosité du sol traité, et causent des pertes de masse progressives. Les sollicitations hydriques peuvent aussi provoquer des variations de la texture et de la structure des sols. Toutes ces modifications peuvent engendrer des dégradations des caractéristiques mécaniques des sols traités. Cependant, peu d'études traitent de l'évolution de la conductivité hydraulique et de l'érodabilité des sols traités soumis à des sollicitations hydriques.

Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse est de mener une étude globale sur le comportement hydrique, mécanique et l'érodabilité des sols traités compactés, à la fois à court terme mais aussi à long terme lorsque les sols traités sont soumis des sollicitations cycliques de séchage-humidification. Les facteurs influençant ces paramètres sont aussi pris en considération, à



savoir, les conditions de compactage, le dosage et la nature du produit, et le temps de cure. Un enjeu technique important est aussi de concevoir un dispositif *HET* capable d'appliquer des contraintes de cisaillement hydrauliques assez élevées pour causer, et suivre, l'érosion des sols traités. Pour étudier la durabilité des sols traités, l'enjeu scientifique est de déterminer l'évolution du comportement hydrique, mécanique et aussi la résistance à l'érosion des sols traités soumis à des sollicitations hydriques. La représentativité des sollicitations simulées au laboratoire doit être prise en considération. Aussi, et au-delà de la caractérisation au laboratoire de l'évolution des caractéristiques hydromécaniques des sols traités, il s'agit de vérifier les résultats *in situ* sur des ouvrages en sols traités. L'approche multi échelle, laboratoire et *in situ*, apportera des éléments de réponse sur la durabilité des traitements et permettra de déterminer les dispositions constructives dans le domaine de construction d'ouvrages hydrauliques en sols traités.



## **Chapitre II : Démarche expérimentale**

---

## II.1 Introduction

L'objectif principal de cette thèse est de mener une étude globale sur le comportement hydrique, mécanique et l'érodabilité des sols traités compactés, à la fois à court terme mais aussi à long terme lorsque les sols traités sont soumis à des sollicitations de séchage-humidification. La démarche expérimentale suivie tout au long de l'étude est décrite dans ce second chapitre qui est décomposé en quatre parties.

La première partie est consacrée à la présentation du sol étudié et des différents produits de traitement considérés dans cette étude. Les méthodes de malaxage et de préparation sont présentées. Ensuite les effets des produits de traitement sur les références de compactage sont donnés pour chaque traitement. Enfin, les modalités de traitement et les facteurs étudiés sont exposés.

La seconde partie concerne la présentation du dispositif d'érosion développé dans le cadre de cette thèse. Après une description du principe d'essai et du modèle d'analyse, le nouveau dispositif est exposé en détail. Les différentes étapes d'essai, de la préparation des éprouvettes jusqu'au traitement des données, seront décrites en détail. Enfin l'étude de validation du dispositif apporte les éléments qui confirment la fiabilité du dispositif et la validité de la méthode d'analyse des résultats.

La troisième partie est dédiée à la présentation des protocoles de réalisation d'essais de caractérisation hydromécanique du limon. À savoir : la résistance à la compression simple et la conductivité hydraulique. L'accent est mis en particulier sur l'étude des modalités de réalisation des essais de conductivité hydraulique.

La quatrième et dernière partie est consacrée à l'étude de l'évolution des caractéristiques du sol traité en fonction des sollicitations hydriques cycliques de séchage-humidification. Tout d'abord, une synthèse des méthodes utilisées pour la simulation au laboratoire des sollicitations hydriques est présentée. Ensuite, les méthodes de sollicitations hydriques utilisées dans le cadre de cette étude sont exposées. L'utilisation de différentes méthodes de sollicitation permet de mettre en évidence le rôle de l'intensité des sollicitations sur la cinétique d'évolution des caractéristiques du sol traité.

## II.2 Sol support de l'étude

### II.2.1 Caractéristiques physiques et géotechniques

Le sol retenu pour cette étude est un limon fin peu argileux du Bassin Parisien très souvent rencontré dans les travaux de terrassement et de traitement des sols. Le prélèvement a été effectué sur un site dans la région de Saint-Quentin. Une masse humide du limon de 2500 kg a été prélevée. Après une période de séchage à l'air libre, le matériau a été quarté, puis concassé et broyé au malaxeur. Le matériau a ensuite été tamisé à 2 mm.

Les principales caractéristiques physiques et géotechniques du matériau ont été déterminées. Les résultats sont donnés dans le Tableau II.1 et la courbe de compactage du matériau est disponible en annexe A1. La courbe granulométrique du sol est donnée dans la Figure II.1. Selon la classification GTR (NF P11-300), le sol retenu est un limon fin peu plastique de classe A1.

Tableau II.1 : Principales caractéristiques du limon de Saint-Quentin.

Propriétés géotechniques	Valeur	Norme
Limite de liquidité (%)	28,5	NF P94-051
Limite de plasticité (%)	20,5	NF P94-051
Indice de plasticité (%)	8,0	NF P94-051
VBS (g de bleu/100 g de sol)	1,56	NF P94-068
Masse volumique des grains solides (Mg/m <sup>3</sup> )	2,64	NF P94-054
Granulométrie		
Passant au tamis 80 µm (%)	99,2	NF P94-056
Particules argileuses (<2 µm) (%)	6,0	NF P94-057
Référence de compactage Proctor normal		
Teneur en eau optimale (%)	15,0	NF P94-093
Masse volumique sèche maximale (Mg/m <sup>3</sup> )	1,82	NF P94-093

Les résultats de l'analyse minéralogique (Tableau II.2) montrent que le limon est essentiellement composé de quartz, associé à des feldspaths potassiques (de type microcline ou orthoclase) et alcalino-terreux (plagioclase de type albite), avec la présence de traces d'amphibole. Quant aux minéraux argileux ils sont peu abondants (illite, chlorite et kaolinite). Par ailleurs, les analyses ont permis d'identifier la présence de traces de minéraux gonflant (smectite et d'interstratifié illite/smectite).

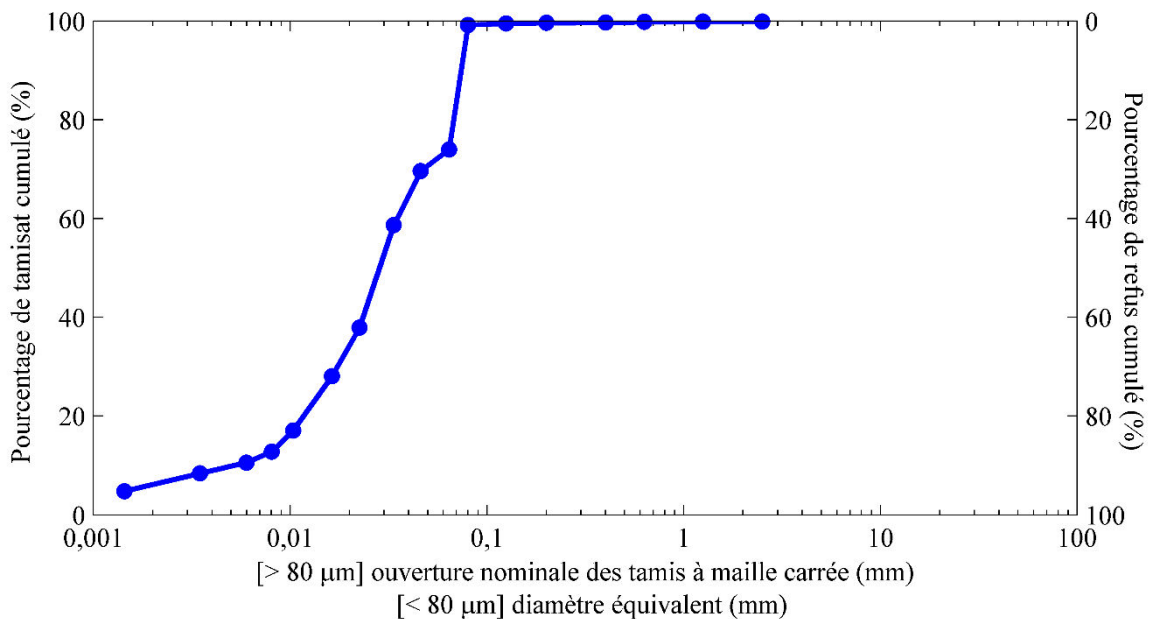


Figure II.1 : Courbe granulométrique du limon du Saint-Quentin (selon les normes NF P94-056 et NF P94-057).

Tableau II.2 : Analyse minéralogique du limon de Saint-Quentin.

Proportion des principaux minéraux (%)					
Quartz	Feldspath potassique	Minéraux argileux	Quartz	Plagioclase	Amphibole type hornblende
84	6	5	84	4	Trace
Proportion des minéraux argileux (%)					
Illite	Interstratifié type chlorite-smectite	Kaolinite	Chlorite type clinochlore	Smectite	
33	24	18	16	9	

## II.2.2 Produits de traitement

Un des objectifs du travail est de mettre en évidence l'impact de différents types de traitement sur le comportement hydromécanique du sol. Ainsi, différents produits ont été sélectionnés en fonction de leur(s) action(s) principale(s). Ce choix permet donc d'avoir un panel représentatif des différents types de produits de traitement disponibles. Deux produits argileux, connus pour leur action sur la conductivité hydraulique, ont été retenus : une bentonite calcique activée et une kaolinite. Deux autres produits de traitement, fréquemment utilisés pour améliorer les performances mécaniques des sols, ont aussi été retenus : la chaux et le ciment.

- Produits argileux

La bentonite calcique activée utilisée est de type IMPERSOL T (SÜD-CHEMIE ©). La kaolinite est de type PROCLAY (IMERYS CERAMICS ©). Leurs principales caractéristiques géotechniques sont données dans le Tableau II.3.

Tableau II.3 : Principales caractéristiques des produits argileux utilisés.

Propriétés géotechniques	Bentonite	Kaolinite
Limite de liquidité (%)	333	55
Limite de plasticité (%)	52	31
Indice de plasticité (%)	281	24
VBS (g de bleu/100 g de sol)	> 8	3,5
Masse volumique des grains solides (Mg/m <sup>3</sup> )	2,69	2,54
Granulométrie		
Passant au tamis 80 µm (%)	100	100
Particules argileuses (<2 µm) (%)	75,0	54,0

- Les liants

La chaux utilisée est une chaux vive type CL 90 (CARMEUSE©). Le ciment utilisé est de type CEM II B-M (LL-V) 32.5 R CE (LAFARGE ©), ces principaux constituants sont le Clinker (65 à 79 %) ainsi que le calcaire et les cendres volantes. La chaux et le ciment ont été conditionnés dans des sacs en plastique de quelques centaines de grammes hermétiquement scellés jusqu'à leur utilisation.

### II.2.3 Modalités de traitement

Les différentes modalités de traitements sont données dans le Tableau II.4. Ces modalités ont été adaptées aux spécificités des produits utilisés. Ainsi, pour les liants (chaux et ciment), deux facteurs ont été étudiés : le dosage et le temps de cure. Deux dosages ont été étudiés : un dosage standard et un dosage correspondant au maximum usuellement utilisé dans le terrassement en France. Ainsi les dosages sont de 1 et 3 % pour la chaux, et de 3 et 6 % pour le ciment. Plusieurs périodes de cure ont été considérées (0, 7, 30 et 90 jours). Tandis que pour les produits argileux (kaolinite et bentonite), le facteur étudié a été le dosage (sans temps de cure). Trois dosages ont été considérés, faible (2 %), standard (5 %) et maximal (9 %). Ces dosages ont été retenus aussi par rapport aux pratiques courantes en France.

Tableau II.4 : Modalités de traitement du limon (produits, dosages et temps de cure)

Nature du traitement	Dosages (%)				Temps de cure (jours)		
	2	5	9	0	7	30	90
Kaolinite	2	5	9	0	/	/	/
Bentonite	2	5	9	0	/	/	/
Chaux	1	3	/	0	7	30	90
Ciment	3	6	/	0	7	30	90

Dans le cadre de cette thèse, le choix des conditions de compactage des éprouvettes de sol a été guidé par les données bibliographiques qui montrent que le minimum de la conductivité hydraulique des sols fins traités s'obtient du côté humide de l'optimum (cf. partie I.2.4). Principalement un seul état de compactage a été considéré ( $w_{ini}$  et  $\rho_d$ ). Cet état correspond à une teneur en eau du côté humide de l'optimum ( $w_{OPN+2,5\%}$ ) et à une densité correspondant à la valeur  $\rho_d$  de la courbe de compactage Proctor normal de chaque modalité de traitement (Figure II.2). D'autres états de compactage ont été considérés, mais uniquement pour la caractérisation de la résistance à la compression simple.

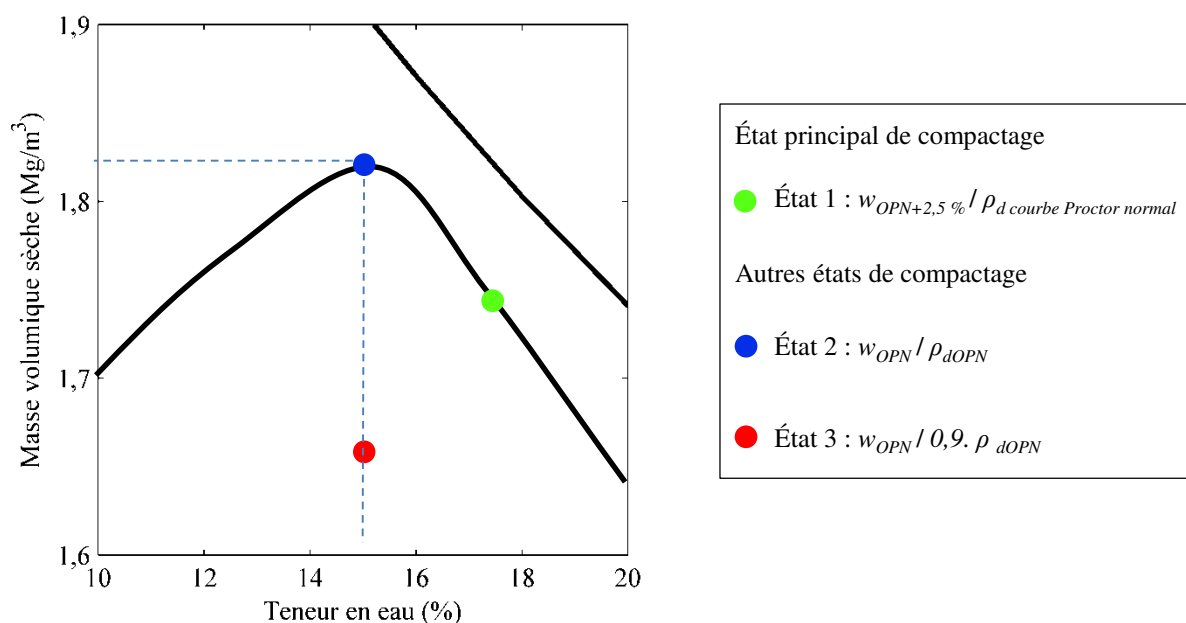


Figure II.2 : Illustration des états de compactage considérés dans cette étude. Exemple illustré sur la courbe Proctor du limon sans traitement.

## II.2.4 Impact des traitements sur les références de compactage

Initialement le sol a été porté à la teneur en eau souhaitée par humidification et malaxage, puis conservé dans des sacs hermétiques pour homogénéisation durant 24 h minimum. Le produit de traitement a ensuite été malaxé avec le sol, en respectant les spécificités de chaque produit. Ainsi, le mélange sol-chaux a subi un temps de cure de 1h entre le malaxage et le compactage. Le mélange ciment-sol a été compacté dans un délai maximal de 30 min après le malaxage (NF EN 13286-2). Aucun temps d'attente n'a été nécessaire entre l'opération du malaxage et celle du compactage pour le limon traité par les produits argileux ou le limon sans traitement. Les courbes de compactage ont été déterminées pour chaque traitement selon les normes NF P94-093 et NF EN 13286-2. Les références de compactage Proctor normal de chaque modalité sont données dans le Tableau II.5 et les courbes de compactage sont disponibles en annexe A.2.



Tableau II.5 : Références de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité avec différents produits de traitement (selon la norme NF P94-093).

Nature du traitement	Dosage (%)	Teneur en eau optimale (%)	Masse volumique sèche maximale (Mg/m <sup>3</sup> )
Limon sans traitement	/	1,82	15,0
Kaolinite	2	1,80	15,5
Kaolinite	5	1,80	15,0
Kaolinite	9	1,79	15,8
Bentonite	2	1,78	15,3
Bentonite	5	1,78	16,0
Bentonite	9	1,74	17,5
Chaux	1	1,75	17,5
Chaux	3	1,73	17,5
Ciment	3	1,81	15,0
Ciment	6	1,82	15,0

### II.3 Érosion interne : développement d'un dispositif « Hole Erosion Test optimisé »

L'étude bibliographique a mis en évidence la nécessité d'adapter le dispositif *HET* pour permettre la quantification des effets du traitement au ciment et à la chaux sur l'érodabilité des sols. En effet, caractériser les paramètres d'érosion d'un sol traité nécessite d'appliquer de très grandes contraintes de cisaillement hydraulique afin d'amorcer le processus d'érosion.

Dans ce contexte, il a été décidé de concevoir un dispositif expérimental basé sur le principe d'un dispositif existant et d'apporter les modifications et les optimisations nécessaires pour le rendre apte à caractériser les paramètres d'érosion d'un sol traité ( $\tau_c$ ,  $k_{er}$ ). Le choix s'est fixé sur le modèle « Hole Erosion Test » (*HET*) pour lequel l'étude bibliographique a montré qu'il est actuellement largement utilisé pour la caractérisation de l'érosion interne des sols. Par ailleurs, différents auteurs ont montré la fiabilité du dispositif de mesure et la validité du modèle d'analyse (cf. partie II.3.2).

Après une description du principe de l'essai, l'accent sera mis sur le modèle d'analyse, sur le dispositif expérimental mis en place ainsi que sur le protocole de réalisation d'essais et d'analyse de résultats.

### II.3.1 Principe de l'essai

Le principe de l'essai *HET* est d'établir un écoulement d'eau dans un conduit perforé initialement dans une éprouvette de sol compacté sur toute sa longueur. Le diamètre du conduit est suivi au cours du temps (cf. point I.4.3.2). L'objectif est de déterminer la relation entre les contraintes de cisaillement hydraulique appliquées et le taux d'érosion du sol. Ces contraintes sont générées dans le conduit par un système d'application et de contrôle de pression en amont de l'éprouvette du sol. Des capteurs de pression, de débit et de turbidité sont reliés à la cellule afin de mesurer les différents paramètres nécessaires pour le suivi du processus d'érosion dans le conduit.

### II.3.2 Modèle d'analyse

La détermination de la loi d'érosion passe par le calcul, pour chaque pas de temps, du taux d'érosion du sol et de la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée. Le conduit d'érosion est alors considéré comme un cylindre tout au long de l'essai, avec une longueur fixe ( $L$ ) et un rayon ( $r$ ) augmentant avec le départ de particules de sol.

L'application d'un différentiel de pression  $\Delta P$  entre l'amont et l'aval du cylindre génère des contraintes de cisaillement à l'interface sol-fluide. L'écoulement dans le conduit est considéré comme quasi stationnaire et peut être, pour chaque pas de temps, considéré comme un écoulement établi dans une conduite de rayon  $r(t)$  (Pham, 2008 ; Haghghi et al., 2013). La contrainte de cisaillement hydraulique peut être déterminée en considérant l'équilibre de forces exercées par l'eau sur le sol suivant l'axe longitudinal de l'écoulement (Wan & Fell, 2002, 2004a). Avec l'hypothèse que les contraintes de cisaillement hydraulique sont appliquées uniquement sur l'interface sol-fluide, l'équilibre de forces s'établit ainsi :

$$\tau \cdot p_r \cdot L = \Delta P \cdot A \quad (II.1)$$

où :

$p_r$  : le périmètre de la section transversale du conduit ( $p_r = 2 \cdot \pi \cdot r(t)$ ) [m] ;

$L$  : la longueur de l'éprouvette [m] ;

$\Delta P$  : le différentiel de pression appliqué entre l'amont et l'aval de la l'éprouvette [Pa];

$A$  : la section transversale du conduit, considérée comme circulaire et uniforme sur l'axe longitudinal du conduit ( $A = \pi \cdot r(t)^2$ ) [m<sup>2</sup>].

La contrainte de cisaillement hydraulique peut donc être exprimée sous la forme suivante :

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta P(t)}{L} \cdot r(t) \quad (II.2)$$

Par ailleurs, le taux d'érosion du sol est donné par la masse du sol érodée sur une surface de sol dans un intervalle de temps donné (e.g., Wan & Fell, 2002, 2004b).

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\text{Masse du sol érodé}}{\text{unité de surface de sol} \times \text{unité de temps}}$$

$$\dot{\varepsilon} = \rho_d \cdot \frac{dr(t)}{dt} \quad (II.3)$$

où :

$dr(t)$  : l'augmentation du rayon du conduit à l'instant  $t$  [m].

Les équations (II.2) et (II.3) montrent que la détermination des paramètres  $\dot{\varepsilon}$  et  $\tau$  passe par la détermination du rayon du conduit pour chaque pas de temps.

La détermination du diamètre du conduit à un instant  $t$  se base sur la mesure de la quantité du sol érodé au même instant. La quantité du sol érodé est liée à la concentration des particules de sol dans les effluents. Pour cela, le signal de turbidité est utilisé pour déterminer la concentration des particules de sol dans les effluents. La relation turbidité-concentration de particules de sol ( $T=f(C)$ ) est détaillée au point suivant.

La turbidité est une caractéristique optique de l'eau, qui exprime sa capacité à diffuser ou à absorber la lumière incidente. La turbidité est causée par la présence dans l'eau de particules en suspension. C'est une mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau et sa valeur désigne la teneur de l'eau en matières qui le troublent. Il existe plusieurs unités de mesures (e.g., FNU ; FAU ; NTU ; ppm). Les deux unités les plus utilisées pour les études de sols sont le ppm (partie par million) et le NTU (Unité de Turbidité Néphélométrique) car elles expriment non seulement la quantité des matières en suspension mais aussi leur type et leur nature.

Afin de déterminer l'évolution du rayon au cours de l'essai, l'hypothèse est faite que la perte de masse se fait de manière uniforme le long de l'axe longitudinal du conduit. Ainsi, la perte de masse  $dm$  sur un pas de temps  $t$  peut être donnée par la relation suivante :

$$dm = 2 \cdot \pi \cdot \rho_d \cdot L \cdot r(t-1) \cdot dr \quad (II.4)$$

Avec l'hypothèse que l'eau passe uniquement dans le conduit et que l'eau qui traverse la masse du sol est négligeable, la perte de masse peut être aussi liée à la concentration de particules de sol dans les effluents  $C(t)$  pour chaque pas de temps  $t$  par la relation suivante :

$$dm = C(t) \cdot Q(t) \cdot dt \quad (II.5)$$

Où :

$Q(t)$  : le débit d'eau qui traverse l'éprouvette du sol à l'instant  $t$  [m<sup>3</sup>/s].

À partir des équations (II.4) et (II.5), la variation de rayon peut être obtenue par la relation ci-après :

$$dr = \frac{C(t) \cdot Q(t)}{2 \cdot \pi \cdot \rho_d \cdot L} \cdot \frac{dt}{r(t-1)} \quad (II.6)$$

Le rayon initial  $r_0$  étant connu, le rayon pour chaque pas temps peut être calculé par la relation suivante :

$$r(t) = r(t-1) + dr \quad (II.7)$$

Le rayon instantané est donc utilisé dans les équations (II.2) et (II.3) pour déterminer les paramètres  $\varepsilon$  et  $\tau$  pour chaque pas de temps. Par ailleurs, l'équation de la détermination du rayon (II.6) fait intervenir la concentration de particules de sol dont la méthode de détermination est détaillée au point suivant.

### ***Relation turbidité- concentration- de particules de sol***

La relation turbidité-concentration de particules de sol  $T = f(C)$  a été déterminée pour chaque traitement et chaque dosage. La quantité de sol utilisée pour l'étalonnage a été prélevée juste avant le compactage du sol traité puis ajoutée de manière progressive dans un récipient opaque contenant un litre d'eau (l'eau utilisée étant la même que celle utilisée durant l'essai *HET*). Le récipient est placé sur un agitateur magnétique qui permet de garder l'eau et les particules de sol en suspension en mouvement continu. L'agitateur empêche aussi le dépôt du sol sur le fond du récipient. La sonde de turbidité est introduite dans le récipient et permet d'enregistrer de façon continue le signal de turbidité.

Après l'acquisition du signal de turbidité de l'eau seule, une quantité de sol a été ajoutée par palier successif. Tout d'abord, pour de faibles concentrations allant de 0,1 à 1 g/L (par pas de 0,1 g). Ensuite, pour des concentrations plus élevées allant de 1 à 20 g/L (par pas de 1 g). Ce choix permet de mieux caractériser la relation  $T = f(C)$  notamment dans le cas des sols traités où le départ des particules de sol se fait par petites quantités. Pour chaque quantité de sol ajoutée le signal de turbidité a été mesuré sur une durée minimale de l'ordre de 20 min, quelques exemples sont donnés dans la Figure II.3. Selon le traitement de sol utilisé, le signal de turbidité peut être constant dès le début du test, ou peut augmenter progressivement selon la nature du sol testé pour atteindre après quelques minutes un palier constant. Cette augmentation du signal de turbidité, qui se produit en début de l'essai, pourrait être liée à la dispersion des particules de sol qui forment initialement des agrégats du fait de la teneur en eau humide lors du malaxage. Des essais menés sur une durée de 24 h montrent, qu'au-delà de la première augmentation, le signal reste stable. À noter aussi que les variations de la turbidité, c'est-à-dire l'augmentation

entre la valeur initiale et le palier final, n'affectent pas significativement le calcul des paramètres ( $r$ ,  $\varepsilon$  et  $\tau$ ). De ce fait, pour l'ensemble des essais, la valeur retenue est celle mesurée lorsque le palier est atteint.

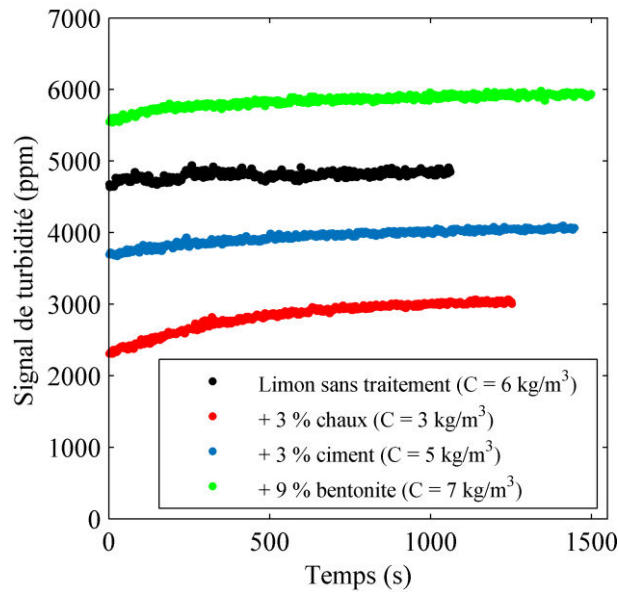


Figure II.3 : Quelques exemples de l'évolution du signal de turbidité en fonction du temps pour une concentration donnée constante.

Les résultats des essais d'étalonnage sont donnés en annexe A.3 et quelques exemples sont illustrés dans la Figure II.4. La relation  $T=f(C)$  est considérée comme bilinéaire. Le seuil de changement de la droite dépend de la nature du traitement utilisé.

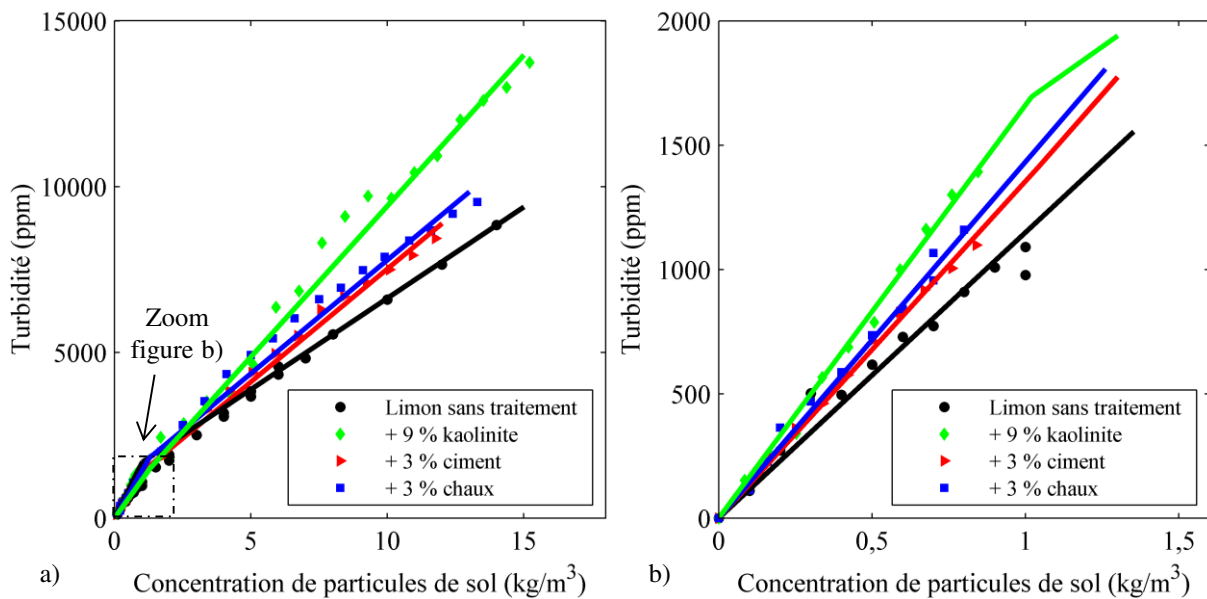


Figure II.4 : Quelques exemples de la relation entre la turbidité et la concentration de particules de sol. a) domaine de grandes concentrations [1 à 20 g/L]. b) domaine de faibles concentrations [0,1 à 1 g/L].

### II.3.3 Description du dispositif

Le dispositif *HET* optimisé mis en place est présenté dans la Figure II.5 et les principales composantes sont détaillées dans les points suivants.

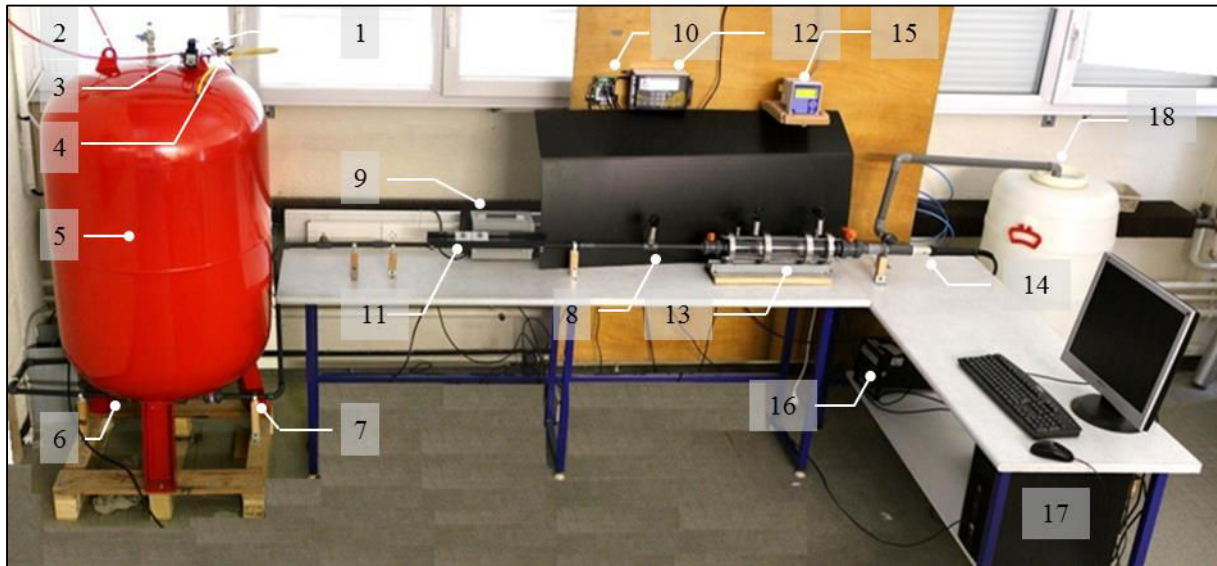


Figure II.5 : Dispositif d'érosion Hole Erosion Test optimisé.

#### Système d'application de pression

(1) Électrovanne de régulation d'entrée d'air	(6) Alimentation en eau du réservoir
(2) Vanne de sécurité de sortie d'eau du réservoir	(7) Sortie de vidange du réservoir
(3) Entrée d'air dans le réservoir	(8) Capteur de pression à l'entrée de la cellule
(4) Vanne de sécurité de sortie d'air du réservoir	(9) Alimentation stabilisée pour la consigne de pression
(5) Réservoir à membrane air-eau	(10) Boîtier de commande de l'électrovanne

#### Autres composantes

(11) Débitmètre à ultrason	(15) Transmetteur de turbidité.
(12) Boîtier d'acquisition de données du débitmètre	(16) Centrale d'acquisition des signaux
(13) Cellule d'essai (cf. Figure II.6 pour les détails)	(17) Ordinateur
(14) Capteur de turbidimètre	(18) Réservoir de sortie

#### II.3.3.1 Le système d'application de pression

Le système d'application de pression permet de générer et de maintenir la pression via une boucle de régulation automatique composée de trois organes : *i*) un réservoir à membrane air-eau d'une capacité de 500 L, *ii*) une électrovanne de régulation du débit d'entrée d'air dans le réservoir, et *iii*) un capteur de pression placé juste à l'entrée de la cellule d'essai.

La consigne de pression est donnée par une entrée analogique via le réglage approprié du voltage d'une alimentation stabilisée dédiée. L'électrovanne reçoit alors la consigne de pression via son boîtier de commande et compare cette consigne à la valeur de pression donnée par le

capteur de pression. Ainsi le réglage de l'ouverture ou de la fermeture de l'électrovanne se fait de manière automatique, ce qui permet donc de réguler le débit d'air comprimé entrant dans le réservoir. L'air dans le réservoir exerce via la membrane une pression sur l'eau. La pression d'eau dans le réservoir, et par conséquent à l'entrée de la cellule, varie sur une gamme de 10 à 670 kPa.

### **II.3.3.2 *Le débitmètre***

Le débit d'eau traversant l'éprouvette du sol est mesuré en amont de la cellule d'essai par un débitmètre à ultrason (Micronics U4000 ©). Le débitmètre est composé d'un boîtier de commandes relié à deux transducteurs jouant à la fois un rôle émetteur-récepteur. Les transducteurs sont fixés à la canalisation horizontale et alignés sur le même axe avec une distance d'écartement de 1,6 mm calculée en fonction du diamètre de la canalisation (19 mm). Le débit est calculé à travers le temps de propagation d'ondes ultrasonores. La plage de mesure de vitesse est de 0,1 à 20 m/s, sur une canalisation de 19 mm cela se traduit par une gamme de débit de 1,7 à 340 L/min avec une précision de l'ordre de 3 %.

### **II.3.3.3 *La cellule d'essai***

La cellule d'essai (Figure II.6) se compose de trois compartiments cylindriques (chambre d'entrée, moule de l'éprouvette et chambre de sortie). Les pièces ont été usinées dans du plexiglass afin de pouvoir observer l'état de l'éprouvette et les éventuels désordres durant l'essai. Les trois compartiments sont assemblés par un système de fixation par serrage, des joints toriques assurent l'étanchéité de l'ensemble. La cellule est connectée au reste du dispositif par une vanne amont et une vanne aval. La longueur du moule peut être réduite de 150 à 70 mm.

Les chambres d'entrée et de sortie sont reliées chacune à un capteur de pression, pour mesurer le différentiel de pression appliqué à l'éprouvette. Elles sont aussi munies de vannes de purge d'air nécessaire pour la saturation de la cellule avant le début de l'essai. Le diamètre intérieur des chambres est inférieur à celui de l'éprouvette de sol, et ce afin de maintenir l'éprouvette de sol lors de l'application des hautes pressions. Cette configuration permet : *i*) d'exercer une action de confinement sur la surface transversale de l'éprouvette, *ii*) d'empêcher la rupture brutale de l'éprouvette, *iii*) de limiter les effondrements du sol sur le conduit ; et *iv*) de limiter le détachement et le départ des gros morceaux de sol.

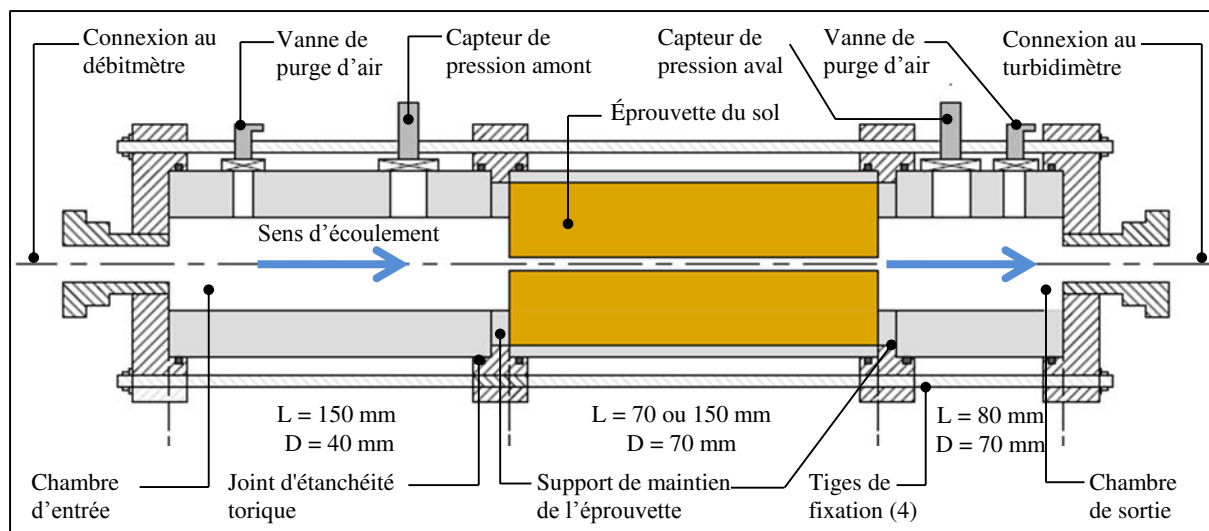


Figure II.6 : Schéma détaillé de la cellule d'essai.

### II.3.3.4 Turbidimètre

Le turbidimètre est composé d'un transmetteur de turbidité (DA-Trb8300 ©) et sa sonde de turbidité (InPro 8050 ©). La sonde de turbidité est placée directement à la sortie de la cellule afin de mesurer la turbidité des effluents. La gamme de mesure varie entre 10 et 4000 FTU (Formazine Turbidity Unit), ce qui correspond à une masse de particules solides de l'ordre de 0 à 250 g/L. Pour des essais réalisés sur les sols, l'unité du signal de turbidité considérée est le ppm (partie par million).

### II.3.3.5 Système d'acquisition de données

Les différents capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition des signaux qui traite et transmet les données à l'ordinateur. Le pilotage et l'enregistrement de données se font via des logiciels dédiés aux différents capteurs.

## II.3.4 Préparation des éprouvettes

Après la préparation du mélange sol-produit de traitement (cf. chapitre II.2.3), le sol a été compacté statiquement dans le moule d'essai (Figure II.7.a). Le principe est d'appliquer une force statique à l'aide d'un piston sur le sol contenu dans un moule jusqu'à atteindre la masse volumique sèche visée. Cette méthode permet principalement de réaliser des éprouvettes homogènes de densité et de teneur en eau très similaires. Le compactage a été réalisé en 5 couches de 30 mm chacune. L'éprouvette de sol a ensuite été emballée dans un film en plastique et placée dans des sacs hermétiquement fermés puis stockée dans un local à 20°C. Après le temps de cure, variant selon la modalité de chaque essai, le conduit initial a été formé par forage (Figure II.7.b). Le forage a été réalisé par un tour vertical et le conduit a été formé par plusieurs



passes successives du foret. Un guide de perçage a été utilisé pour s'assurer de l'orthogonalité du conduit par rapport la section transversale de l'éprouvette.

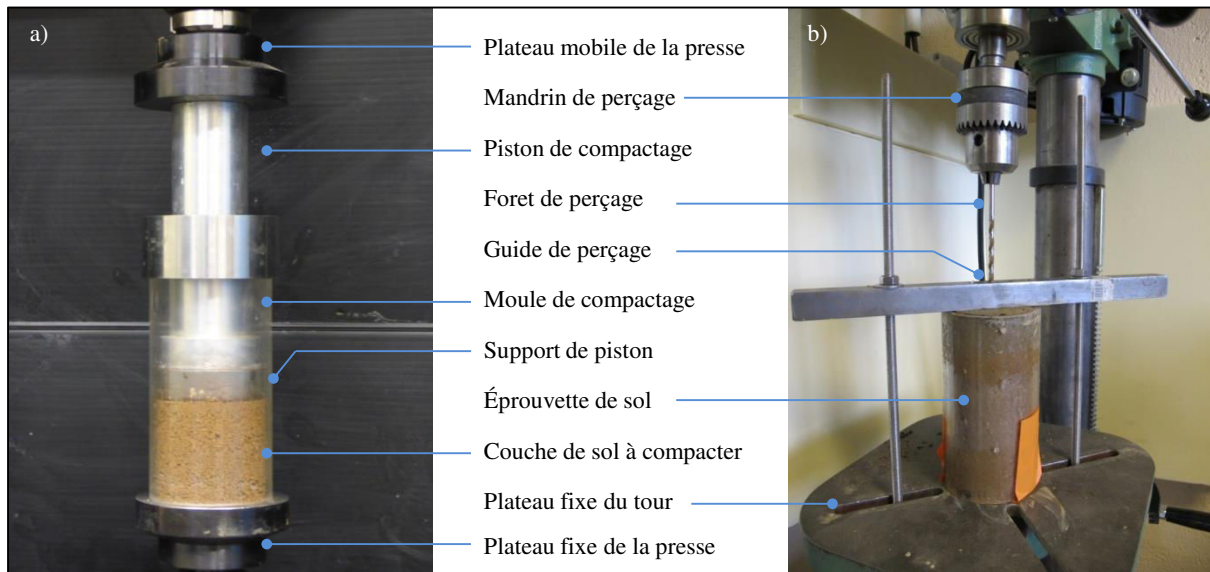


Figure II.7 : Préparation de l'éprouvette de sol pour l'essai d'érosion au HET. a) compactage du sol dans le moule d'essai. b) forage du conduit initial.

### II.3.5 Déroulement d'un essai d'érosion

#### ○ Montage de la cellule

Avant la réalisation de chaque série d'essai, la cellule est montée tout d'abord dans le dispositif sans l'éprouvette de sol, puis une circulation d'eau est imposée pour assurer la saturation de la canalisation de l'ensemble du dispositif. Ensuite la cellule est isolée du reste du dispositif par la fermeture des vannes amont et aval et l'éprouvette de sol est montée dans la cellule. La vanne en amont de la cellule et les vannes de purge sont ouvertes et l'air est chassé des différents compartiments de la cellule. Ensuite la vanne avale est ouverte et un écoulement à faible différentiel de pression (de l'ordre de 10 kPa) a permis d'assurer la saturation complète de tout le dispositif. Cette dernière étape permet aussi d'évacuer les particules solides pouvant être présentes dans le conduit, suite au forage, et qu'il est nécessaire d'évacuer pour ne pas altérer le signal de turbidité durant l'essai d'érosion.

#### ○ Application de la pression d'entrée

Pour chaque modalité d'essai, une étude préliminaire a été réalisée pour déterminer le niveau minimal de la pression d'entrée initiale nécessaire pour amorcer l'érosion d'une éprouvette de sol donné. Les essais ont été réalisés par augmentation progressive de la pression d'entrée jusqu'au seuil correspondant au début de l'érosion. Les essais suivants ont été réalisés ensuite directement avec le seuil de pression d'entrée.

Dans le cadre de cette étude, les essais ont été réalisés par imposition et contrôle de la pression d'entrée en amont de la cellule.

Durant l'essai d'érosion, le système permet d'appliquer un niveau de pression constant à l'entrée de la cellule (Figure II.8.a). Au fur et à mesure de l'agrandissement du conduit en raison de l'érosion, et notamment dans le cas où les pressions imposées sont supérieures à 300 kPa, la pression appliquée peut diminuer légèrement durant l'essai. L'essai est arrêté lorsque la pression appliquée chute de plus de 30 % par rapport à la pression initiale.

- Déroulement d'essai et suivi du processus d'érosion

Un exemple de suivi des différents paramètres lors d'un essai d'érosion sur le limon sans traitement est présenté dans la Figure II.8. L'évolution du processus d'érosion est suivie par le signal de turbidité (Figure II.8.c). De manière globale, trois phases peuvent être distinguées :

- Phase 1 (0 - 10 s) : elle correspond à l'évacuation des particules de sol présentes dans le conduit (résidus de forage). L'application instantanée du différentiel de pression en amont peut causer aussi un arrachement des particules en amont de l'éprouvette formant ainsi une forme conique. Cette phase n'est pas considérée dans le traitement du processus d'érosion.
- Phase 2 (10 - 40 s) : le processus d'érosion proprement dit commence par une augmentation rapide de la masse du sol érodée (Figure II.8.b). Le départ de particules engendre un agrandissement progressif du diamètre du conduit, provoquant ainsi une augmentation du débit traversant le conduit (Figure II.8.d) ainsi qu'une diminution progressive du différentiel de pression. Dans cette phase, le taux d'érosion calculé (cf. chapitre II.3.2) augmente suite à l'augmentation de la contrainte de cisaillement hydraulique calculée (Figure II.8.e et Figure II.8.f).
- Phase 3 (40 - 90 s) : au début de cette phase, l'érosion des particules du sol provoque un agrandissement important du conduit. Au-delà de ce niveau, l'augmentation du diamètre du conduit engendre une chute du différentiel de pression entre l'amont et l'aval de l'éprouvette (Figure II.8.b). Ceci engendre donc une diminution des particules de sols érodées et une augmentation du débit traversant le conduit de l'éprouvette (Figure II.8.c et Figure II.8.d). La chute du différentiel de pression appliqué provoque aussi une diminution de la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée (Figure II.8.f) et qui a comme conséquence une diminution du taux d'érosion du sol (Figure II.8.e). L'essai est arrêté lorsque le signal de turbidité atteint une asymptote horizontale.

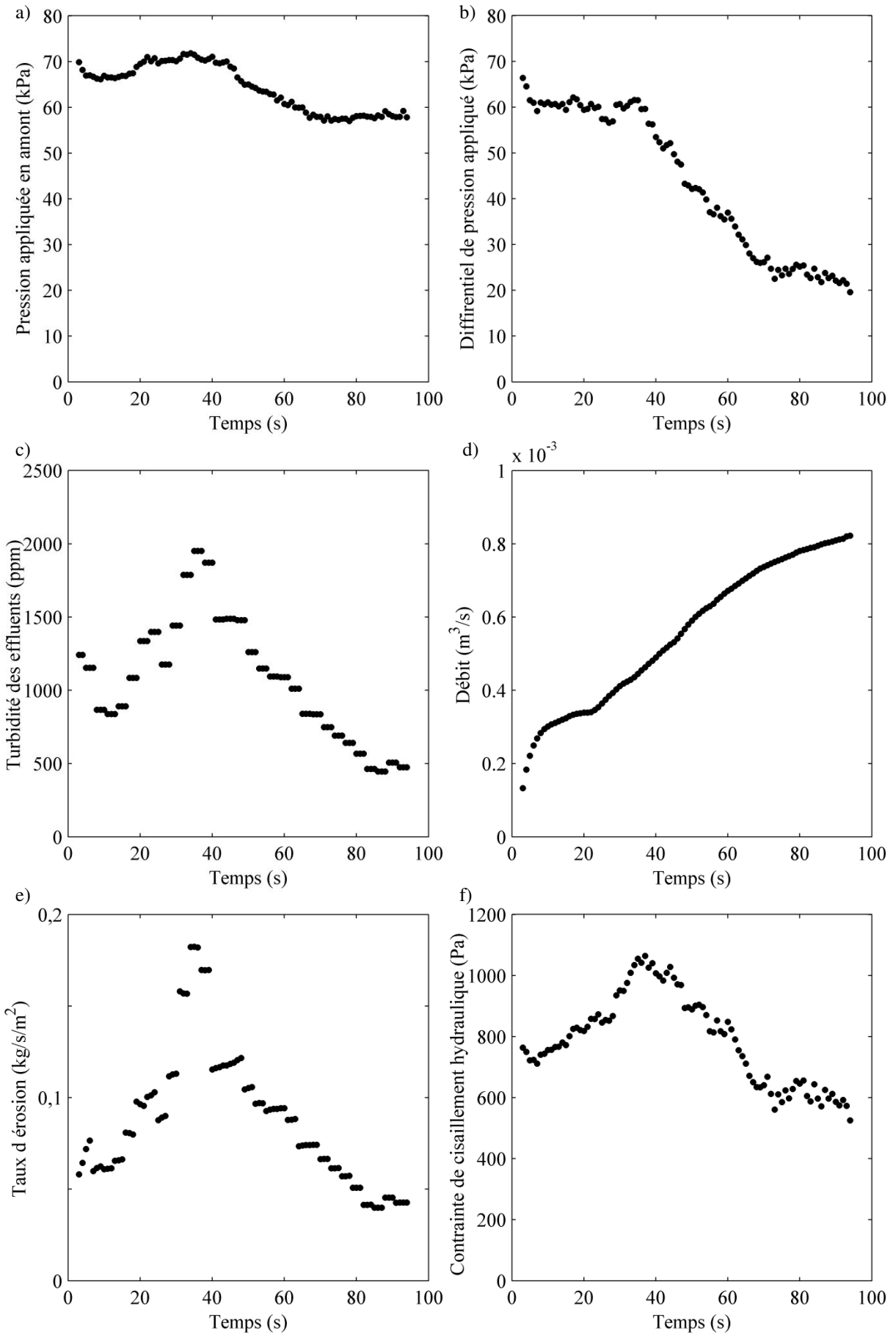


Figure II.8 : Résultats typiques d'un essai d'érosion HET réalisé sur le limon non traité

A la fin de l'essai, l'éprouvette du sol est démontée de la cellule et le conduit rempli avec de la paraffine liquide, ce qui permet d'accéder la forme réelle longitudinale du conduit érodé (Figure II.9 et Figure II.10). La forme de la section transversale et son diamètre sont aussi déterminés. Les éprouvettes avec une forme longitudinale non uniforme, ou avec des sections transversales irrégulières n'ont pas été prises en considération.

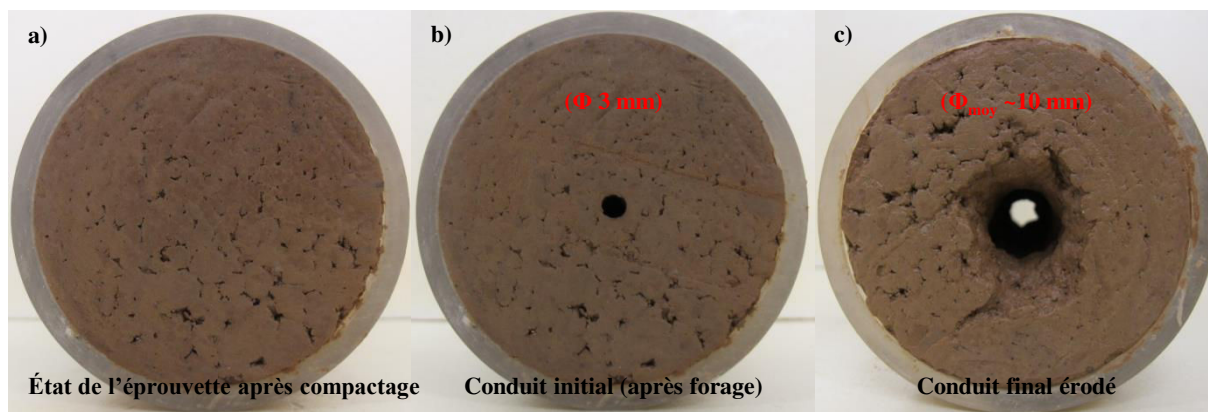


Figure II.9 : Exemple de l'évolution de la section transversale du conduit d'une éprouvette de limon traité avec 3 % de chaux.

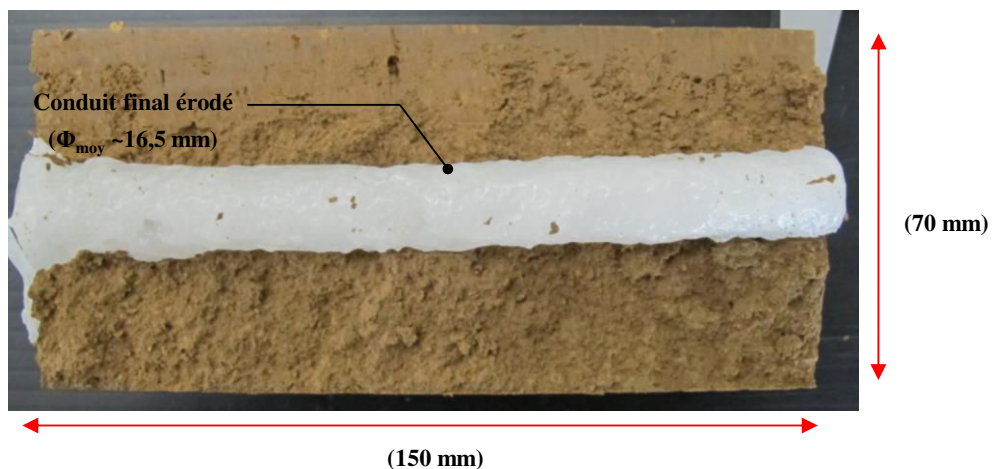


Figure II.10 : Forme du conduit final après érosion. Vue en coupe longitudinale réalisée après remplissage en du conduit érodé en paraffine.

Après le traitement des résultats et le calcul de l'évolution du rayon, le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement hydraulique peuvent être calculés en fonction du temps. Un exemple de la loi d'érosion déterminée à partir du traitement des données issues d'un essai *HET* est donné dans la Figure II.11. L'exemple présenté montre en effet une relation linéaire entre  $\dot{\epsilon}$  et  $\tau$ .

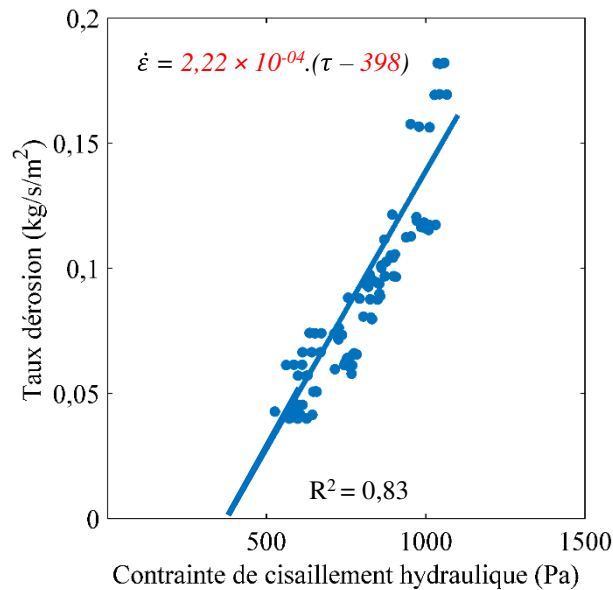


Figure II.11 : Exemple de loi d'érosion issue d'un essai HET (cas du limon sans traitement).

### II.3.6 Validation du dispositif expérimental et du modèle d'analyse

Dans le cadre de ce travail, l'approche d'analyse fait appel à plusieurs méthodes utilisées par d'autres chercheurs ayant travaillé sur le HET (Wan & Fell, 2002 ; Muttuvel, 2008 ; Pham, 2008 ; Haghghi, 2012). La vérification et la validation du dispositif et de l'approche d'analyse a été axée sur trois points. Tout d'abord la validation de la méthode de calcul de l'évolution du diamètre du conduit dans le temps. Ensuite, la vérification de l'impact de la réalisation du conduit initial sur processus d'érosion des sols et notamment les sols traités. Enfin, l'intégration de la forme finale du conduit dans le processus de calcul afin de déterminer la sensibilité des paramètres d'érosion calculés aux petites variations observées de la forme de la section transversale.

#### II.3.6.1 Validation de la méthode de détermination du diamètre

Le diamètre final calculé à partir du signal de turbidité (équations (II.6) et (II.7)) a été comparé au diamètre final moyen du conduit érodé mesuré à la fin de l'essai sur le moulage en paraffine. Ce contrôle a été effectué sur l'ensemble des éprouvettes testées dans le cadre de ce travail. Des exemples sont donnés dans la Figure II.12. Les valeurs du diamètre calculé sont proches de celle du diamètre mesuré. La légère différence pourrait être liée, d'une part, aux variations de la valeur initiale du conduit qui est supposée être exactement égale à la valeur de l'outil de forage et, d'autre part, à la sensibilité du capteur de turbidité utilisé et aux incertitudes de mesures de la turbidité. Ces résultats confirment la validité de la méthode utilisée pour calculer le diamètre réel au cours du temps, et par conséquent sur le calcul des paramètres  $\dot{\epsilon}$  et  $\tau$ .

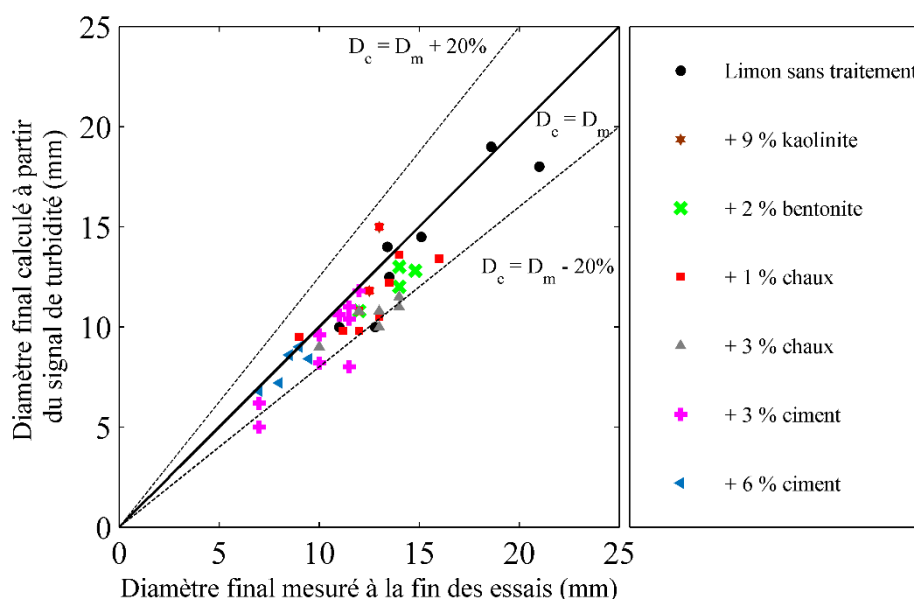


Figure II.12 : Comparaison entre le diamètre final calculé à partir du signal de turbidité et le diamètre final mesuré à la fin de l'essai.

### II.3.6.2 Analyse de l'impact du forage du conduit initial

Des essais ont été réalisés pour évaluer l'impact de la procédure de réalisation du conduit initial, et principalement le moment de forage du conduit, sur le comportement du sol traité. Les éprouvettes ont été préparées dans les mêmes conditions. Pour certaines éprouvettes, le forage a été effectué avant la période de cure. Sur d'autres, le forage a été effectué après la période de cure, c'est-à-dire juste avant la réalisation de l'essai. La Figure II.13 illustre quelques résultats des essais effectués sur le limon traité à 3 % de chaux (à 7 et 30 jours de cure).

Lorsque le forage du conduit initial est réalisé après la période de cure, le processus d'érosion d'un essai peut être décomposé en deux phases (Figure II.13.a et c). Une première phase, qui correspond à la première partie de l'essai, où l'augmentation de la contrainte de cisaillement engendre une augmentation du taux d'érosion. Ensuite, une seconde phase de diminution de la contrainte critique qui provoque une diminution du taux d'érosion. Cependant, l'érosion s'arrête à un niveau de contrainte critique plus élevé que le niveau qui a provoqué le départ du sol dans la première phase (Figure II.13.a et c). Ces deux phases d'érosion peuvent être caractérisées chacune par une loi d'érosion, avec une contrainte critique plus élevée pour la seconde phase de l'essai.

Lorsque le forage du conduit initial est réalisé avant la période de cure, le processus d'érosion d'un essai peut être aussi décomposé en deux phases. Une première phase d'augmentation de la contrainte de cisaillement qui engendre une augmentation du taux d'érosion. Ensuite, une seconde phase de diminution de la contrainte critique qui provoque une diminution du taux

d'érosion. Toutefois, les deux phases sont très proches et se confondent, et l'érosion s'arrête à un niveau de contrainte critique très proche de celui qui a provoqué le départ du sol dans la première phase (Figure II.13.b et d). La loi d'érosion est donc unique lorsque le forage est conduit avant la période de cure.

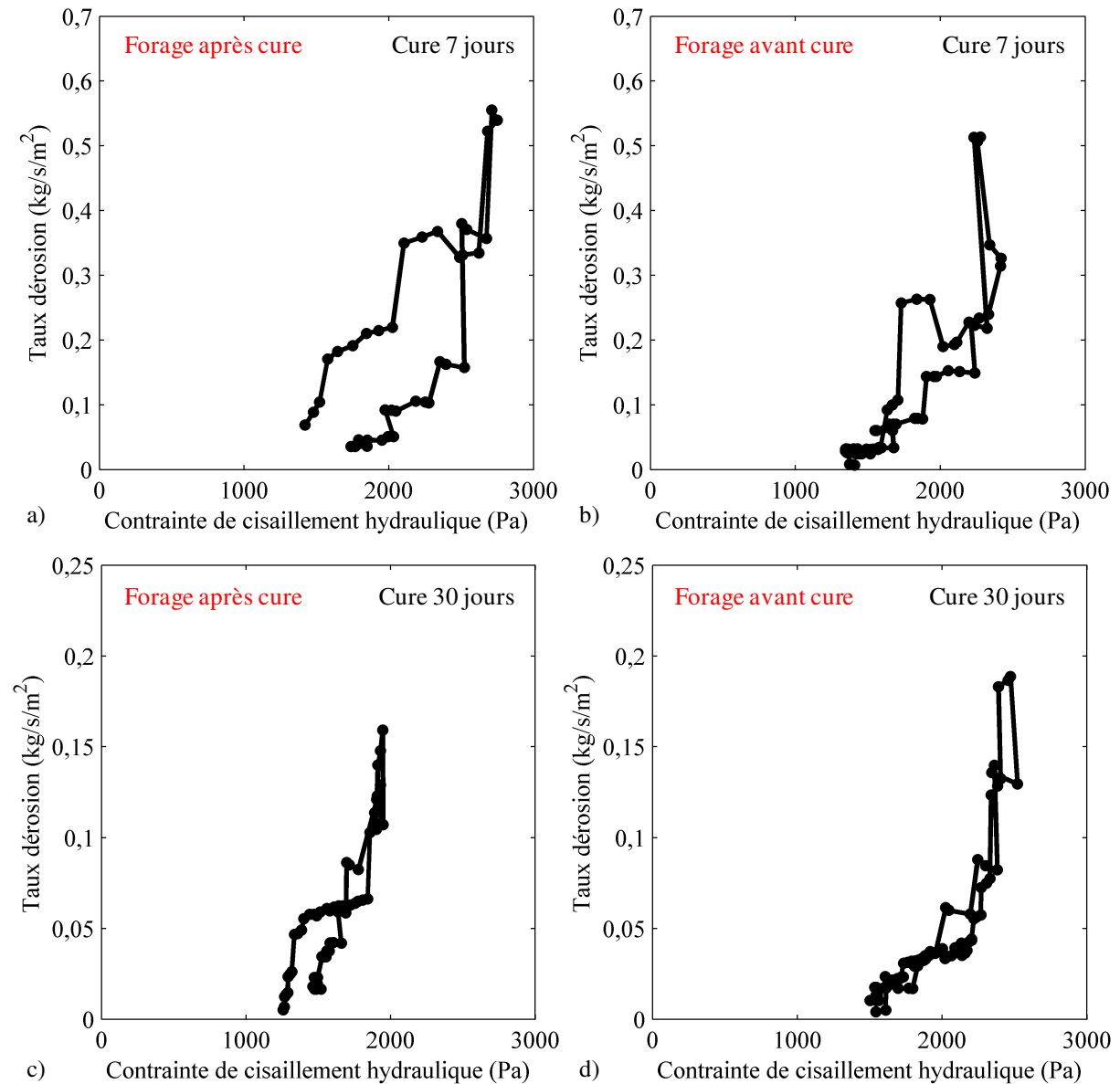


Figure II.13 : Impact du forage sur la loi d'érosion du limon traité à la chaux. a) forage après cure de 7 jours. b) forage avant cure de 7 jours. c) forage après cure de 30 jours. d) forage avant cure de 30 jours.

Ces résultats montrent que : lorsque le forage est réalisé après la cure, le sol résiste mieux à l'érosion durant la seconde phase que durant la première phase. Alors que si le forage est réalisé avant la cure, cela n'affecte pas de manière significative le comportement du sol durant l'érosion. Ce comportement pourrait être lié à un endommagement du sol traité induit par la phase de forage du conduit. En effet, le traitement à la chaux ou au ciment induit la création de

ponts cimentaires entre les particules du sol. La performance du sol traité dépend ainsi de l'état de ces cimentations. Lorsque le conduit est réalisé après la période de cure, le perçage du conduit peut endommager le sol à proximité du conduit en raison de l'action mécanique du foret en rotation. Cette partie du sol est donc plus vulnérable à l'action d'eau, et elle résiste moins que la partie du sol non affectée par le forage. Ce qui explique que la phase initiale de l'essai d'érosion montre une contrainte critique plus faible qu'à la fin de l'essai. En revanche, si le forage est réalisé avant la période de cure, et donc avant le développement des composés cimentaires, le sol traité à la chaux ne présente pas encore un comportement fragile. Les dommages causés par le forage sont donc limités, ce qui semble être confirmé par la loi d'érosion qui est identique en début et en fin d'essai.

D'autres essais ont été réalisés de manière similaire sur des éprouvettes traitées au ciment et les résultats conduisent aux mêmes conclusions que dans le cas du traitement à la chaux. De façon globale, ce comportement est observé dans les cas suivants : *i*) les éprouvettes traitées avec 1 % de chaux (à partir de 7 jours de cure), *ii*) les éprouvettes traitées avec 3 % de chaux (dès 1 jour de cure), *iii*) les éprouvettes traitées avec 3 et 6 % de ciment (dès 1 jour de cure). Ces résultats montrent donc que la qualité du forage affecte le comportement à l'érosion des sols et qu'il faut en tenir compte au moment de l'interprétation des résultats des essais.

### **II.3.6.3 Forme de la section transversale du conduit**

Pour l'ensemble des essais retenus, l'observation de la forme finale du conduit montre que la section transversale finale peut, dans certains cas, présenter un écart par rapport à la forme circulaire. Cet écart pourrait être lié aux hétérogénéités dans l'éprouvette de sol, au départ non uniforme de matériau, ou encore à des réparations de pression non uniforme le long du conduit. Des investigations ont donc été menées pour vérifier la sensibilité des paramètres d'érosion calculés ( $\dot{\epsilon}$  et  $\tau$  et par conséquent  $k_{er}$  et  $\tau_c$ ) vis-à-vis des petites variations de la forme de la section transversale entre la forme réelle et la forme théorique.

De manière générale, la section transversale finale est souvent : soit une *section circulaire* avec un diamètre quasiment constant sur toute la section (Figure II.14.a). Soit une *section légèrement ellipsoïdale* avec un diamètre évoluant entre une valeur minimale et une valeur maximale, le rapport entre les deux diamètres est de l'ordre de 1,1 à 1,3 (Figure II.14.b). Une troisième forme, moins répandue, existe dans certains cas (e.g., limon non traité et traité à la kaolinite). Cette dernière est *non circulaire* mais peut être assimilée à une section ellipsoïdale avec deux diamètres, le rapport entre les deux diamètres peut varier entre 1,3 à 2,2 (Figure II.14.c).



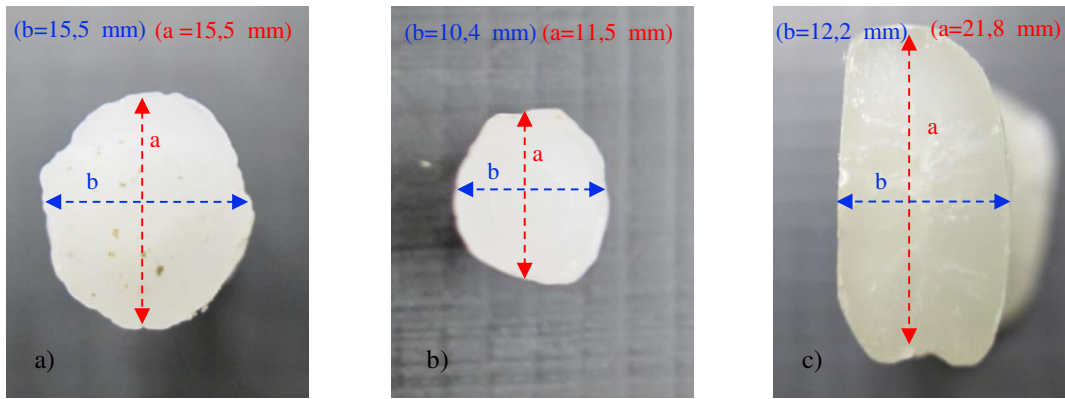


Figure II.14 : Exemples de la forme de la section transversale du conduit après érosion. a) section circulaire. b) section légèrement non circulaire. c) section ellipsoïdale.

Il est donc important de déterminer la sensibilité des paramètres d'érosion ( $\dot{\varepsilon}$  et  $\tau$  et par conséquent  $k_{er}$  et  $\tau_c$ ) aux petites variations de la forme de la section transversale entre la forme réelle et la forme théorique. La géométrie du conduit a été intégrée au modèle de calcul. Avec comme objectif de quantifier la sensibilité des paramètres d'érosion en fonction de la forme réelle de la section du conduit. Le modèle proposé se base sur une section ellipsoïdale (grand rayon :  $a$  ; petit rayon  $b$  ; rapport entre les rayons :  $\alpha = a/b$ ). Ce modèle a l'avantage de pouvoir se ramener à une section circulaire si  $a=b$ .

Considérant le même principe d'équilibre de forces exercées sur le volume d'eau suivant l'axe longitudinal de l'écoulement (cf. II.3.2), et dont la section et le périmètre sont  $A = \pi \cdot a \cdot b$  et  $p_r = \pi \sqrt{2(a^2 + b^2)}$ , la contrainte de cisaillement hydraulique est définie comme suit :

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\Delta P(t)}{L} \cdot \frac{a(t) \cdot b(t)}{\sqrt{a(t)^2 + b(t)^2}} = \frac{\Delta P(t)}{L} \cdot \frac{\alpha}{\sqrt{2(\alpha^2 + 1)}} \cdot b(t) \quad (II.8)$$

De même, le taux d'érosion est défini par la relation suivante :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\rho_d}{2} \cdot \sqrt{\frac{2}{a(t)^2 + b(t)^2}} \cdot (a(t)db + b(t)da) \frac{1}{dt} = \rho_d \cdot \sqrt{\frac{2\alpha^2}{(\alpha^2 + 1)}} \cdot \frac{db}{dt} \quad (II.9)$$

La résolution des équations (II.8) et (II.9) passe par l'hypothèse d'uniformité de la section transversale le long de l'axe longitudinale du conduit tout au long de l'essai, et aussi par l'hypothèse de l'unicité de la relation entre les rayons de l'ellipsoïde  $a$  et  $b$ . C'est-à-dire que le facteur  $\alpha$  est constant au cours de l'essai. Le facteur  $\alpha$  est mesuré à la fin de l'essai à partir du moule en paraffine réalisé.

La variation du petit rayon au cours du temps ( $db$ ) se détermine de la même manière que la variation de  $dr$  pour la section circulaire. Ainsi  $db$  est calculée par la relation ci-après :

$$db = \frac{C(t) \cdot Q(t)}{2 \cdot \alpha \cdot \pi \cdot \rho_d \cdot L} \cdot \frac{dt}{b(t-1)} \quad (II.10)$$

Afin de déterminer l'influence de la section réelle sur les paramètres d'érosion ( $k_{er}$  et  $\tau_c$ ), les résultats issus d'un même essai ont été traités par les deux méthodes de calcul. La première, en considérant une section circulaire ( $\alpha = 1$ ), la seconde, en prenant en compte la valeur réelle de  $\alpha$ . Deux exemples de résultats sont donnés dans la Figure II.15. Dans le cas où la section transversale s'écarte légèrement de la forme cylindrique ( $\alpha = 1,30$ , Figure II.15.a) cela n'engendre pas de modifications significatives sur  $k_{er}$  et  $\tau_c$  qui présentent des valeurs très similaires. Tandis que lorsque l'écart de la forme cylindrique est grand ( $\alpha = 1,91$ , Figure II.15.b) cela induit des variations sur les paramètres d'érosion, et notamment sur  $\tau_c$  qui augmente de 20 % par rapport à la forme cylindrique.

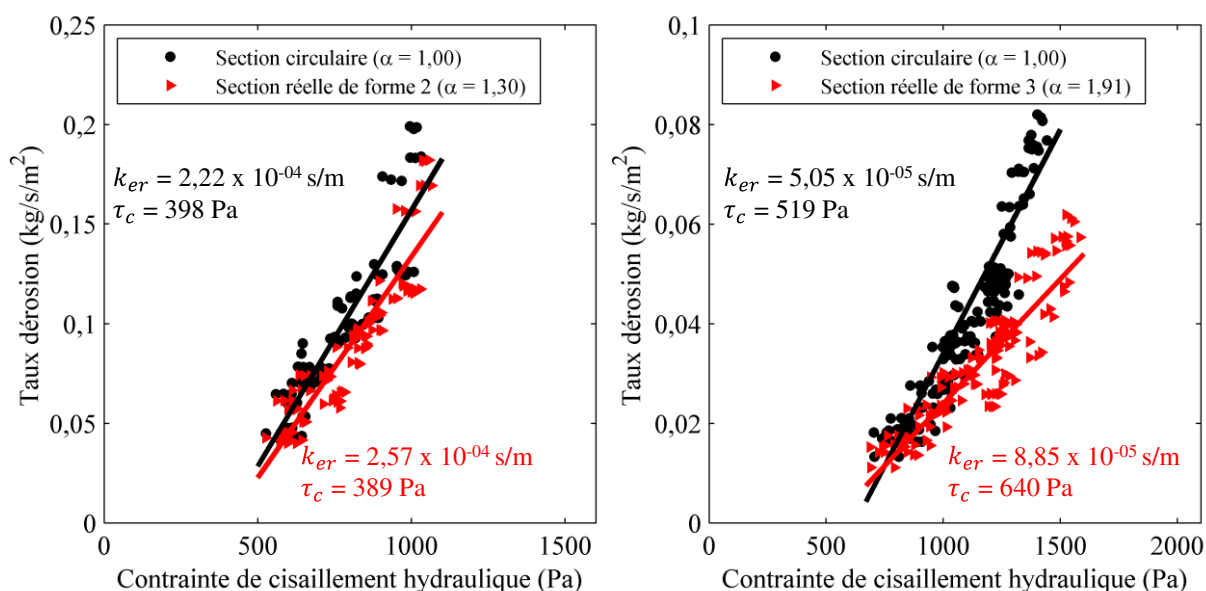


Figure II.15: Impact de la forme réelle du conduit sur les paramètres d'érosion. a) cas d'une éprouvette de limon sans traitement b) cas d'une éprouvette de limon traité à 9 % de kaolinite.

### II.3.7 Conclusion sur le HET optimisé

Un dispositif d'érosion interne *HET* a été mis en place dans le cadre de cette thèse. Les optimisations apportées ont permis de concevoir un dispositif capable d'appliquer des contraintes de cisaillement suffisamment élevées pour provoquer le départ des particules d'un sol traité. La campagne de validation, et les essais de répétabilité, ont montré la fiabilité du dispositif et de la méthode d'analyse des résultats. Ce dispositif a été utilisé pour quantifier l'impact de l'ajout des produits de traitement sur les paramètres d'érosion du limon étudié. Les différentes étapes de validation ont permis de déterminer les conditions de réalisation des essais et les limites d'interprétation des résultats, à savoir :

- l'impact du processus du forage du conduit sur la loi d'érosion ;
- l'impact de la forme finale du conduit érodé (circulaire ou ellipsoïdale et avec une limite d'acceptation de résultats de pour une valeur de  $\alpha$  ordre de 2) ;
- La chute de la pression appliquée en amont de la cellule.

## II.4 Caractérisation du comportement à court terme du sol traité

Le comportement hydromécanique du sol, avec ou sans traitement, a été caractérisé par deux essais, à savoir la résistance à la compression simple et la conductivité hydraulique à l'état saturé. Dans cette partie, et après la description de la méthode de préparation des éprouvettes, les deux protocoles d'essai seront détaillés.

### II.4.1 Préparation des éprouvettes

Après l'ajout et le malaxage du sol avec le produit de traitement (cf. chapitre II.2.4), des éprouvettes cylindriques de taille  $35 \times 70$  mm ont été confectionnées par compactage statique (NF EN 13286-53). La quantité du sol, déterminée au préalable pour atteindre la densité voulue, est introduite en une seule fois dans le moule de compactage, puis les pièces amovibles sont enlevées au fur et à mesure de l'application d'une pression verticale par les deux pistons. Cette méthode de compactage à double piston permet la confection d'éprouvettes de densité et de teneur en eau avec précision, afin de favoriser une bonne répétabilité des essais.

### II.4.2 Résistance à la compression simple

Les essais ont été réalisés selon les normes NF EN 13286-53 et NF P94-077. L'éprouvette du sol est placée sur le plateau d'une presse à chargement axial. Après la mise en contact des deux plateaux de la presse avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante de 1,04 mm/min (Figure II.16). La force maximale de rupture est déterminée à partir de la courbe force-déformation axiale. Cette force est déterminée à partir du pic dans le cas des matériaux à comportement fragile, ou à partir d'un palier dans le cas des matériaux à comportement ductile.

La résistance à la compression simple ( $R_c$ ) est la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture ( $F$ ) (valeur au pic ou au palier) et la section transversale moyenne de l'éprouvette ( $A$ ) :

$$R_c = \frac{F}{A} \quad (II.11)$$

La résistance à la compression simple est calculée à partir de la moyenne de trois mesures réalisées sur trois éprouvettes compactées et testées dans les mêmes conditions. La géométrie de l'éprouvette évolue pendant le chargement axial. Des corrections de la section transversale de l'éprouvette sont, si besoin, faites pour apporter plus de précision au calcul de la contrainte à la rupture.

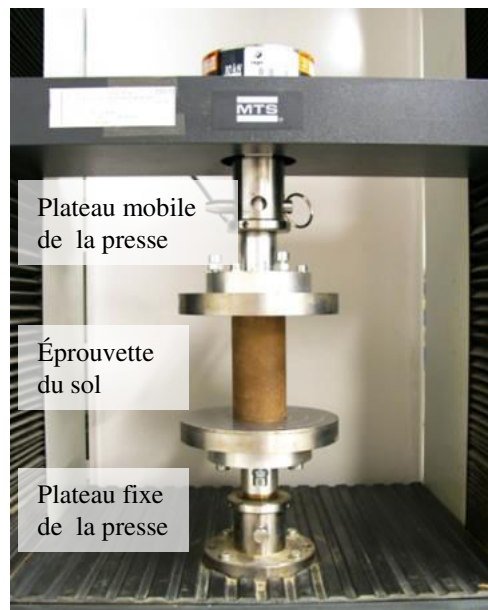


Figure II.16 : Essai de résistance à la compression simple (écrasement de l'éprouvette de sol dans une presse à chargement axial).

### II.4.3 Conductivité hydraulique à l'état saturé

Le protocole de réalisation des essais a été élaboré en se basant sur la norme ASTM-D5084.

#### II.4.3.1 Dispositif expérimental

Le choix du dispositif expérimental approprié constitue une étape cruciale pour la mesure de la conductivité hydraulique des sols. Dans cette étude, des perméamètres à paroi flexible (cellules triaxiales), associés à des contrôleurs pression-volume, ont été utilisés pour mesurer la conductivité hydraulique saturée. L'éprouvette du sol est placée dans une cellule triaxiale et entourée d'une membrane imperméable. Une pression de confinement radiale de 40 kPa est appliquée à l'éprouvette de sol. L'écoulement d'eau est engendré par la différence de pression entre la base de l'éprouvette (injection à 30 kPa) et le haut de l'éprouvette (pression atmosphérique). Les essais ont été réalisés dans un local à température constante de 20°C (Figure II.17).



Figure II.17 : Dispositif de mesure de la conductivité hydraulique.

Ce type de dispositif permet tout d'abord, l'application de la pression de confinement sur la membrane qui entoure l'éprouvette du sol, ce qui limite les fuites et les chemins d'écoulement préférentiel qui peuvent se créer entre le sol et la paroi. Ensuite, grâce aux contrôleurs pression-volume, la quantité d'eau injectée et la pression appliquée sont mesurées avec grande précision.

#### II.4.3.2 Saturation des éprouvettes

Dans cette étude la conductivité hydraulique a été mesurée à l'état saturé. Des investigations ont été menées dans le cadre d'une étude préliminaire pour valider la méthode de saturation pour l'ensemble du programme expérimental.

Pour l'étude préliminaire, trois contrôleurs pression-volume ont été utilisés : un premier pour l'application de la pression de confinement, un second pour l'injection à la base de l'éprouvette (contre pression base), et un troisième pour l'application de la contre pression haute à la sortie de l'éprouvette (Figure II.17). L'étude a été conduite sur un sol présentant une conductivité hydraulique de l'ordre de  $1,0 \times 10^{-10}$  m/s. Les essais sont réalisés dans un premier temps avec une contre pression haute égale à la pression atmosphérique et une contrainte effective moyenne  $\sigma_3$  égale à 25 kPa afin d'évacuer les bulles d'air. Ensuite, l'augmentation progressive des pressions appliquées par pallier (pression de confinement ; contre pression basse et contre

pression haute), avec le maintien d'une contrainte effective moyenne constante (à 25 kPa), permet de mieux dissoudre les bulles d'air emprisonnées dans les pores du sol. À la fin de chaque palier de pression, la conductivité hydraulique a été mesurée après équilibre entre le débit entrant et le débit sortant (Figure II.18.a). Les résultats montrent que la conductivité hydraulique est stable entre le premier palier et le dernier palier de saturation (Figure II.18.b). La saturation mesurée à la fin de l'essai était supérieure à 98 %.

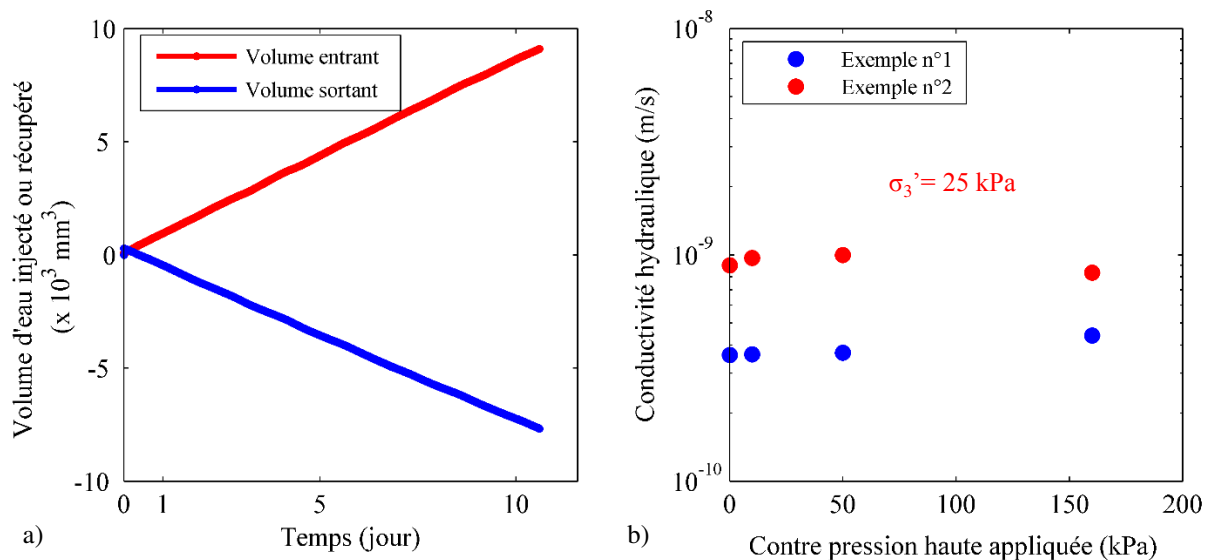


Figure II.18 : Saturation des éprouvettes par l'application de contre pression. a) évolution des débits entrant et sortant d'une éprouvette en cours de saturation. b) exemples de l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction des paliers de pression appliquées sur deux éprouvettes de sols.

Cette phase a donc permis d'établir le protocole de saturation. La saturation de l'éprouvette a été réalisée en appliquant une pression de confinement radiale de 40 kPa, une pression d'injection de 30 kPa à la base de l'éprouvette, et une sortie à l'air libre (pression atmosphérique) en haut de l'éprouvette. Le volume d'eau injecté a été mesuré pendant la phase de saturation. Le critère de saturation retenu étant la stabilité du débit d'eau injecté, c'est-à-dire la stabilité de la pente de la droite du volume d'eau injecté au cours du temps (Figure II.19). Le temps nécessaire pour atteindre cette stabilité est de 10 à 15 jours selon le niveau de la conductivité hydraulique du sol testé. La durée de l'essai a donc été fixée à 21 jours, et ce à la fois pour s'assurer de la saturation complète et aussi pour effectuer plusieurs mesures de la conductivité hydraulique après saturation. De plus, les pressions choisies restent représentatives des conditions *in situ*, et le gradient d'injection reste assez faible pour éviter de provoquer des phénomènes de suffusion ou de déplacement de particules fines.

Par ailleurs, à la fin de chaque essai, le degré de saturation a été calculé à partir des mesures de la masse et du volume de l'éprouvette du sol humide par pesée hydrostatique après paraffinage.

(NF P94-053) et des mesures de la teneur en eau et de la masse sèche du sol par étuvage (NF P94-050). Les valeurs finales du degré de saturation étaient supérieures à 98 %.

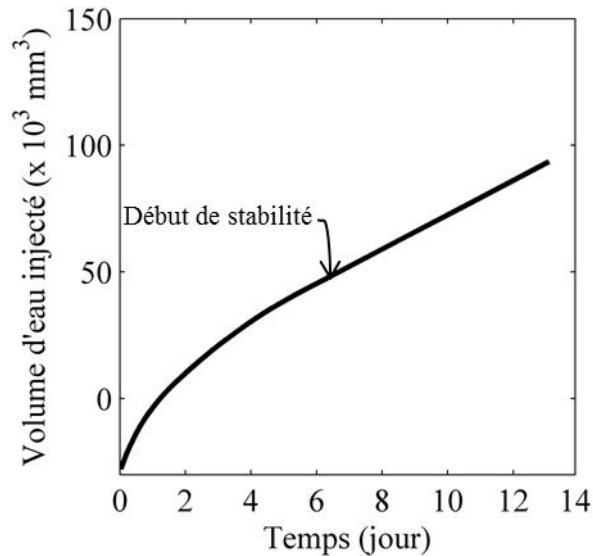


Figure II.19 : Évolution au cours du temps du volume d'eau injecté à la base de l'éprouvette.

#### II.4.3.3 Calcul de la conductivité hydraulique à l'état saturé

La détermination de la conductivité des sols se base sur la loi de Darcy qui donne la relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique appliquée. Afin de mesurer la conductivité hydraulique d'un sol, il s'agit de maintenir une charge hydraulique constante entre le haut et le bas de l'éprouvette et de mesurer la quantité d'eau traversant l'éprouvette pendant un intervalle de temps donné. Ainsi, la conductivité hydraulique peut se calculer directement par la formule suivante :

$$k = \frac{Vol(t_2) - Vol(t_1)}{(t_2 - t_1)} \cdot \frac{L}{A \cdot \Delta h} \quad (II.12)$$

où :

$Vol(t_i)$  : volume d'eau traversant l'éprouvette dans un temps  $t_i$  [m³];

$L$  : hauteur de l'éprouvette [m] ;

$A$  : section transversale de l'éprouvette traversée par l'écoulement [m²] ;

$\Delta h$  : différence de la charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'éprouvette [m].

### II.5 Caractérisation du comportement hydromécanique et de l'érosion interne sous sollicitations hydriques

L'étude de la durabilité du traitement consiste à déterminer l'évolution de caractéristiques du sol traité dans le temps. Notamment, lorsque le sol traité est soumis à des sollicitations

hydriques de séchage-humidification. Cette étude passe tout d'abord par la simulation au laboratoire de ces conditions hydriques. Cette simulation se fait, d'une part, sur des durées bien plus courtes comparées aux durées de vies des ouvrages et, d'autre part, en imposant des conditions qui se rapprochent le plus possible des conditions auxquelles ces ouvrages sont soumis.

### **II.5.1 Méthodes existantes de simulation des conditions hydriques au laboratoire**

Une liste non exhaustive qui résume les principales méthodes d'imposition des cycles hydriques de séchage-humidification sur des sols traités chaux/ciment est donnée dans le Tableau II.6.

La méthode proposée par la norme ASTM-D559 a constitué la référence dans de nombreuses études de durabilité des effets des traitements. De nombreux auteurs ont adapté la procédure de la norme selon les spécificités de leurs dispositifs, des sols étudiés ou des caractéristiques mesurées (e.g., Hoyos et al., 2005 ; Akcanca & Aytekin, 2014 ; Stoltz et al., 2014 ; Aldaood et al., 2014). Ces protocoles sont rapides à réaliser mais les conditions hydriques restent toutefois peu représentatives des sollicitations qui peuvent être rencontrées in situ sur les ouvrages géotechniques. Les conditions hydriques peuvent donc être qualifiées « d'extrêmes » comparées aux conditions réelles in situ.

Pour appliquer les cycles de séchages-humidification, d'autres auteurs ont utilisé des cycles hydriques moins « agressifs » et qui se rapprochent des conditions pouvant être rencontrées in situ (e.g., Rao et al., 2001a ; Guney et al., 2007 ; Tang et al., 2011 ; Estabragh et al., 2013 ; Stoltz et al., 2014). L'objectif de ces méthodes est de tester le comportement des sols pour des variations de teneur en eau sur des intervalles spécifiques et non « extrêmes ».

Il existe ainsi différents protocoles d'application de cycles de séchage-humidification et ce selon l'intensité et la durée d'application de chaque cycle hydrique. Le comportement du sol traité vis-à-vis de ces cycles, c'est-à-dire l'évolution de ces paramètres, va dépendre de la méthode de sollicitation utilisée. Le choix approprié de la méthode de sollicitation constitue donc le premier pas vers la qualification/quantification de la durabilité des sols traités. Il est donc important de prendre en considération à la fois deux approches de sollicitations hydriques. Une première méthode inspirée de la norme ASTM-D559 qui permet de solliciter le sol dans les conditions les plus défavorables. Une seconde méthode plus modérée qui permet d'appréhender le comportement de sol dans des conditions de sollicitation hydrique plus proche de la réalité.



Tableau II.6 : Méthodes d'imposition des cycles hydriques sur des sols traités (liste non exhaustive).

Étude	Méthode d'humidification	Méthode de séchage
(ASTM-D559, 1996)	Éprouvette libre. Immersion dans l'eau à (21±1,5°C). Durée : 5 h.	Éprouvette libre. Passage à l'étuve (71°C). Durée : 42 h.
(Rao et al., 2001)	Éprouvette placée dans une bague de consolidation. Absorption d'eau à partir d'un lit de matériau sableux humide. Durée : 48 h.	Éprouvette placée dans une bague de consolidation. Séchage par ventilation d'air chaud (40°C). Durée : 48 h.
(Hoyos et al., 2005)	Dispositif spécifique qui permet le retrait-gonflement. Immersion dans l'eau à (22°C). Durée : 12 h	Dispositif spécifique qui permet le retrait-gonflement. Passage à l'étuve (71°C). Durée : 12 h.
(Guney et al., 2007)	Éprouvette dans une cellule de consolidation permettant le retrait-gonflement Ajout d'eau jusqu'à la stabilisation du gonflement. Durée : 60 h.	Éprouvette libre. Séchage à l'air libre (24 °C) Durée : temps requis pour le retour à la teneur en eau initiale
(Khattab et al., 2007)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Gonflement possible. imbibition d'eau à la base de la cellule. Durée : saturation de l'éprouvette.	Éprouvette placée dans un dessiccateur. Imposition de l'humidité relative par solution saline (20 °C). Puis passage à l'étuve (60 °C). Durée : 48 h par palier.
(Kalkan, 2011)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Gonflement possible. Immersion dans l'eau à température ambiante. Durée : 24 h.	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Séchage à l'air libre (22 °C). Durée : 120°h
(Tang et al., 2011)	Éprouvette libre. Pulvérisation d'eau sur l'éprouvette, puis éprouvette entourer de film en plastique pour homogénéisation de la teneur en eau. Durée : temps requis pour atteindre la teneur en eau souhaitée, 24 h minimum.	Éprouvette libre. Séchage à l'air libre, puis éprouvette entourer de film en plastique pour homogénéisation de la teneur en eau. Durée : retour à la teneur en eau initiale.
(Estabragh et al., 2013)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique modifiée avec un système d'application de température. Imbibition d'eau avec gonflement à charge constante. Durée : stabilisation du gonflement, 168 h (7 jours).	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique modifiée avec un système d'application de température. séchage par augmentation de la température de la cellule (45 °C). le drainage étant possible d'eau Durée : stabilisation du retrait.
(Akcanca & Aytakin, 2014)	Éprouvette placée dans un perméamètre à paroi rigide. Imbibition d'eau jusqu'à saturation. Durée : 5 semaines.	Éprouvette placée dans un perméamètre à paroi rigide. Passage à l'étuve (35±5 °C). Durée : 48 h.

(Aldaood et al., 2014b)	Éprouvette libre. Immersion dans l'eau (20 °C). Durée : 48 h.	Éprouvette libre. Passage à l'étuve (60 °C). Durée : 48 h.
(Stoltz et al., 2014)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Immersion dans l'eau (20 °C). Durée : 168 h (7 jours).	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Passage à l'étuve (60 °C). Durée : 72 h.
(Stoltz et al., 2014)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique à succion contrôlée par solution osmotique. Imposition d'une succion de 0 MPa. Durée : 168 h (7 jours).	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique à succion contrôlée par solution osmotique. Imposition d'une succion de 8 MPa. Durée : 168 h (7 jours).

## II.5.2 Protocoles d'imposition des cycles hydriques

Deux méthodes d'imposition de cycles de séchage-humidification ont été utilisées pour simuler les sollicitations hydriques au laboratoire. Les deux méthodes diffèrent selon l'intensité des conditions hydriques appliquées et de la durée d'application de ces conditions. Les différentes caractéristiques du sol ( $k$ ,  $R_c$ ,  $k_{er}$  et  $\tau_c$ ) ont été mesurées avec l'accumulation des cycles hydriques (1, 3, 6 et 12 cycles). Dans le cas des traitements à la chaux et au ciment, les éprouvettes ont subi initialement un temps de cure de 90 jours. Par ailleurs, des éprouvettes ont été conservées à long terme (180 et 360 jours) à teneur en eau constante, et ce afin d'obtenir des références d'évolution de comportement en absence de sollicitations hydriques.

### II.5.2.1 Méthode par humidité relative-contact d'eau (Méthode-Hr)

Cette première méthode d'imposition de sollicitations hydriques se base sur des cycles hydriques pouvant être qualifiés de longs par rapport à la méthode ASTM-D559, et d'amplitudes plus modérées que celles exercées par la méthode ASTM-D559. La notation méthode-Hr est utilisée pour faire référence à cette méthode. Un cycle hydrique consiste à appliquer une phase de séchage puis une phase d'humidification, les conditions des deux phases sont détaillées ci-dessous.

La phase de séchage avec cette méthode a été réalisée par imposition de l'humidité relative. Cette technique dérive des méthodes proposées par Khattab et al., (2007) ainsi que Stoltz et al., (2014) et qui ont appliqué ces méthodes sur des éprouvettes traitées à la chaux. Après compactage, et éventuellement une période de cure, les éprouvettes du sol ont été placées dans une enceinte climatique (SECASI technologies SH-600 ©) qui permet d'imposer des succions par contrôle de l'humidité relative environnante (Figure II.20). La relation entre l'humidité relative et la succion est définie par la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$s = u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \cdot \ln(h) \quad (II.13)$$

Avec:  $s$  = succion ;  $u_a$  : pression d'air ;  $u_w$  : pression d'eau ;  $h$  : humidité relative. À 20°C le rapport  $RT/gM = 137,837$  MPa.

La phase de séchage a été réalisée à une température de 20°C et une humidité relative de 54 %, ce qui permet d'atteindre une teneur en eau de l'ordre de 3 % pour le limon sans traitement. La durée de cette phase est de 15 jours pour les éprouvettes de taille 35 × 70 mm et de 21 jours pour les éprouvettes 70 × 150 mm destinées aux essais *HET*.

L'humidification a été effectuée par remontée d'eau par capillarité, cette humidification peut être qualifiée de « modérée » comparativement à l'immersion complète. À la fin de la phase de séchage, l'éprouvette est placée sur un papier filtre disposé sur une pierre poreuse. La pierre poreuse repose sur un film d'eau. L'ensemble est placé dans un caisson isolé et entreposé dans un local à 20°C (Figure II.20). Ainsi l'eau remonte au niveau de l'éprouvette du sol par capillarité. Les éprouvettes sont retournées périodiquement pour assurer une bonne réparation d'eau sur l'ensemble de l'éprouvette. La durée de cette période est de 7 à 21 jours.

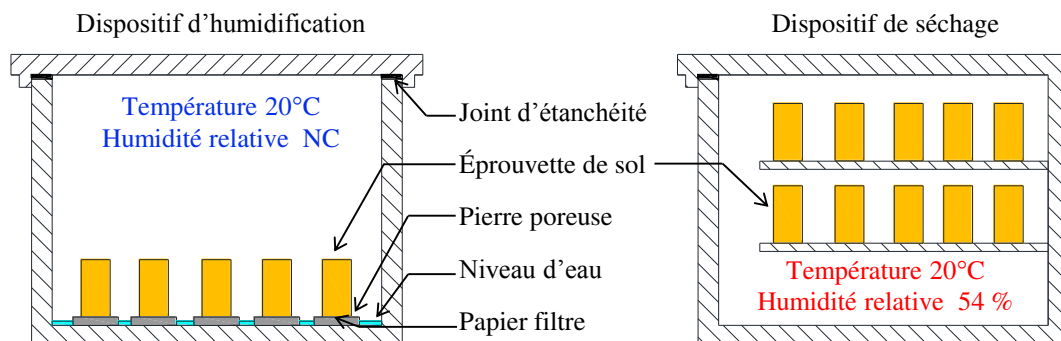


Figure II.20 : Illustration des dispositifs expérimentaux utilisés pour l'application des cycles hydriques par la méthode d'humidité relative-contact d'eau.

### II.5.2.2 Méthode par étuvage-immersion (Méthode-Ag)

La méthode de séchage dérive de la norme ASTM-D559. Après le compactage, et éventuellement une période de cure, les éprouvettes du sol ont été placées dans une étuve à 60°C (Figure II.21). La durée de la phase de séchage est de 48 h.

À la fin de la phase de séchage, l'éprouvette de sol est immergée dans un bac d'eau à température de 20°C. La durée de la phase de d'humidification est de 48 h.

Avec cette seconde méthode, les sollicitations hydriques peuvent être qualifiées « d'agressives », avec des cycles hydriques « rapides » et d'amplitudes « extrêmes », et peu représentatives des conditions réelles. La notation méthode-Ag est utilisée pour faire référence

à cette méthode. De même que la méthode précédente, un cycle hydrique consiste à appliquer une phase de séchage suivie d'une phase d'humidification, les conditions des deux phases sont détaillées ci-dessous.

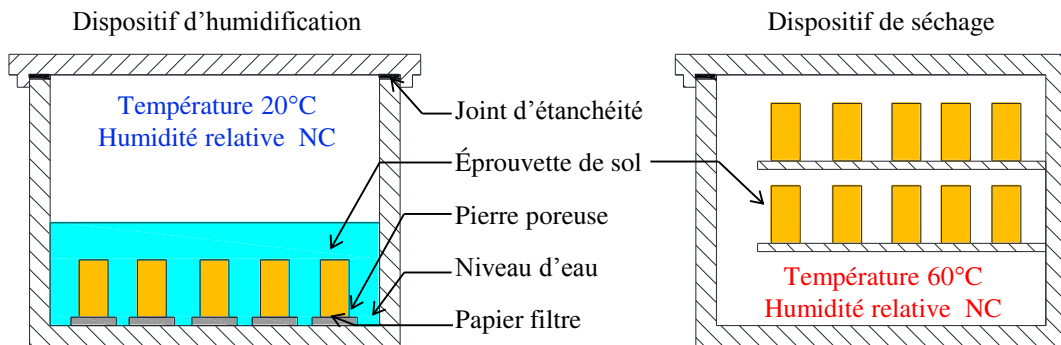


Figure II.21 : Illustration des dispositifs expérimentaux utilisés pour l'application des cycles hydriques par la méthode étuve-immersion.

### II.5.3 Synthèse de l'étude du comportement sous sollicitations hydriques

L'impact des sollicitations hydriques et thermiques a été évalué en prenant pour référence les performances du matériau après une période de cure à teneur en eau et à température constantes. Cette comparaison doit cependant prendre en compte le temps nécessaire pour accomplir les différents cycles hydriques. En effet, un cycle hydrique selon la méthode-Ag s'étend sur une période de 4 jours alors qu'un cycle hydrique selon la méthode-Hr dure entre 3 à 6 semaines (Figure II.22).

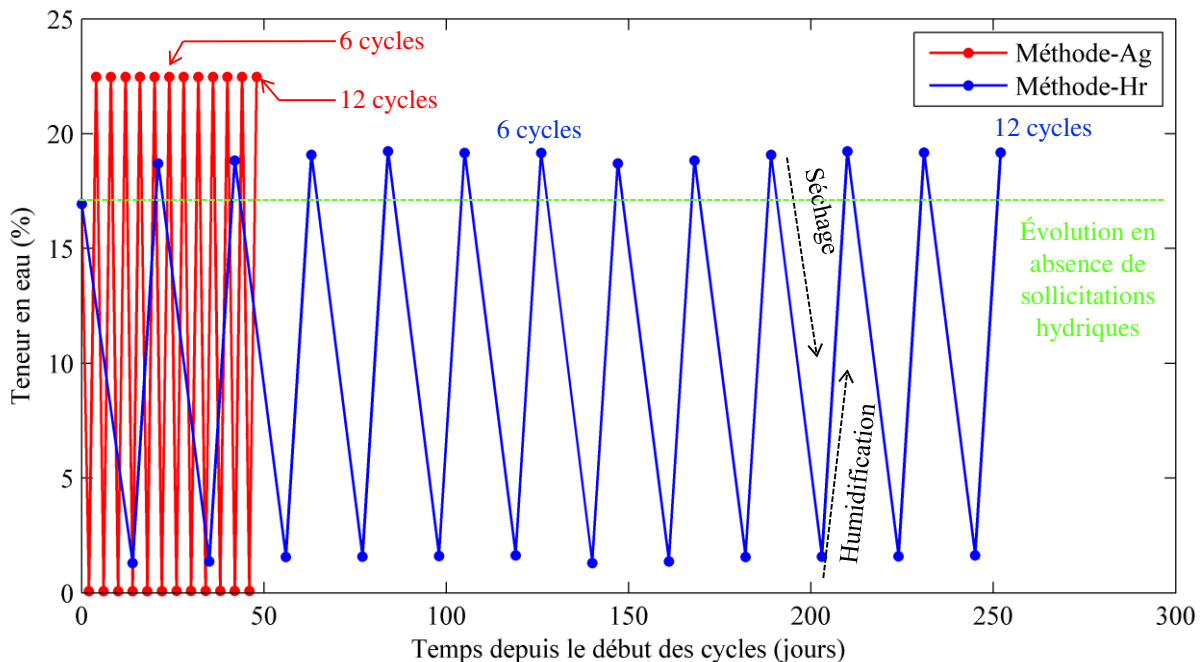


Figure II.22 : Illustration de la durée et de l'intensité des cycles selon la méthode de sollicitation imposée. Exemple d'une éprouvette 35 × 70 mm de limon traité à 6 % de ciment.

Pour les deux méthodes utilisées les éprouvettes de sol ont été testées à la fin du cycle d'humidification. Des dispositions techniques ont été considérées pour se rapprocher d'avantage de la teneur en eau initial ( $w_{OPN+2,5}$  %).

## **II.6 Conclusion**

Avec pour l'objectif principal d'étudier la durabilité des traitements de sols, l'approche expérimentale se base dans un premier temps sur la quantification à court terme des caractéristiques du sol traité (hydrique, mécanique et érosion) ainsi que sur les facteurs qui peuvent influencer ces caractéristiques. Dans un second temps, la démarche expérimentale se focalise sur l'évolution de ces caractéristiques lorsque les éprouvettes du sol traité sont soumises à des sollicitations hydriques. Par ailleurs, les modalités de traitement ont été adaptées aux spécificités de chaque produit de traitement et aussi aux paramètres étudiées.

Le dispositif d'érosion *Hole Erosion Test* optimisé mis en place dans le cadre de cette thèse constitue un outil fiable qui permet de quantifier l'apport du traitement sur l'évolution de la résistance à l'érosion interne des sols. Ce dispositif se distingue des autres dispositifs actuellement disponibles par sa large gamme d'application de pression.

Les protocoles d'imposition de sollicitations hydriques élaborés constituent une approche améliorée qui tient compte de la diversité des choix des méthodes de simulation de sollicitation hydriques au laboratoire. La confrontation de deux méthodes de sollicitation apporte des éléments nouveaux quant au rôle de l'intensité de la sollicitation sur la cinétique d'évolution des caractéristiques du sol traité.



# **Chapitre III : Comportement hydromécanique et érosion interne des sols traités à court terme**

---

### III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats de l'impact à court terme du traitement sur les caractéristiques hydromécaniques et sur la résistance à l'érosion interne du limon de Saint-Quentin. Les résultats et les discussions seront présentés en quatre parties. Ces résultats permettront de mettre en évidence les relations entre les caractéristiques mécaniques, hydriques et d'érodabilité pour les différents traitements retenus dans le cadre de cette étude.

La première partie traite de l'impact du traitement sur la résistance à la compression simple du limon. L'accent est mis sur le traitement à la chaux et au ciment et sur les facteurs qui influencent l'augmentation de la résistance mécanique du sol suite à ces traitements. Les résultats permettront de quantifier l'impact du compactage du côté humide, c'est-à-dire à une densité plus faible et avec une teneur en eau plus élevée que l'optimum Proctor, sur les performances mécaniques du sol.

Dans la seconde partie, l'impact des différents traitements sur la conductivité hydraulique du limon sera abordé. Tout d'abord, les résultats du traitement par des produits argileux sont présentés, et ensuite les résultats du traitement par des liants.

La troisième partie constitue le pivot de ce chapitre et concerne la présentation des résultats des essais d'érosion par le *HET*. Dans un premier temps les caractéristiques d'érosion du limon sans traitement sont présentées. Les méthodes de classification de sols sont brièvement présentées et une méthode plus spécifique de présentation de résultats est exposée. Dans un second lieu, les impacts de chaque produit de traitement sur les caractéristiques d'érosion sont abordés d'abord séparément, et ensuite, synthétisés dans une dernière partie.

La quatrième partie présente l'impact global à court terme du traitement sur les caractéristiques hydromécaniques et sur la résistance à l'érosion du limon. Les corrélations existantes entre les différentes caractéristiques du sol sont également présentées.

### III.2 Résistance à la compression simple

Le programme expérimental des essais de résistance à la compression simple est donné dans le Tableau III.1. Différents états de compactage ont été considérés selon la nature des traitements (cf. partie II.2.3). L'état de compactage principal étant l'état qui permet d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible. C'est-à-dire un compactage à une teneur en eau du côté humide de l'optimum ( $w_{OPN+ \sim 2,5 \%}$ ) et une densité correspondant à la valeur de la courbe de compactage Proctor normal atteinte pour une teneur en eau de  $w_{OPN+ \sim 2,5 \%}$ . D'autres états de



compactage ont été testés avec l'objectif principal de quantification de la perte de la résistance mécanique entre le compactage à l'optimum ( $w_{OPN}$ ) et le côté humide ( $w_{OPN+2,5\%}$ ). L'ensemble de ces états a été déterminé par rapport au couple  $w_{OPN} / \rho_{dmax}$  propre à chaque modalité de traitement.

Tableau III.1 : Programme expérimental des essais de la résistance à la compression simple.

Traitement	Dosage (%)			Temps de cure (jours)				État de compactage				Nombre de modalités
	D1	D2	D3	0	7	30	90	E1	E2	E3	E4	
Limon	/	/	/	*	/	/	/	*	*	*	*	4
+ chaux	1	3	/	*	*	*	*	*	*	*	/	24
+ ciment	3	6	/	*	*	*	*	*	*	*	/	24
+ bentonite	2	5	9	*	/	/	/	*	/	/	/	3
+ kaolinite	2	5	9	*	/	/	/	*	/	/	/	3
Nombre total de modalités											58	

Les états E1 à E4 sont illustrés dans la Figure III.1.

### III.2.1 Limon sans traitement

L'évolution de la résistance à la compression simple du limon en fonction des conditions de compactage est présentée sur la Figure III.1. Lorsque le limon naturel est compacté à l'optimum Proctor normal (15,0 % / 1,82 Mg/m<sup>3</sup>), la résistance à la compression simple est de 263 kPa (notation  $R_{c(OPN)}$ ). Le compactage du côté humide de l'optimum (17,5 % / 1,73 Mg/m<sup>3</sup>) (notation  $R_{c(h)}$ ) engendre une diminution de la résistance à la compression simple qui est de l'ordre de 0,55  $R_{c(OPN)}$ . Pour les deux teneurs en eau considérées, le compactage à une densité plus faible cause une diminution de la résistance à la compression simple, les valeurs sont de l'ordre de 0,63  $R_{c(OPN)}$  pour  $w_{OPN}$  et de l'ordre de 0,37  $R_{c(OPN)}$  pour  $w_h$ .

La résistance à la compression simple à l'état humide ( $R_{c(h)}$ ) constitue la référence pour cette étude. L'impact de chaque traitement sera donc quantifié par rapport à cette valeur.

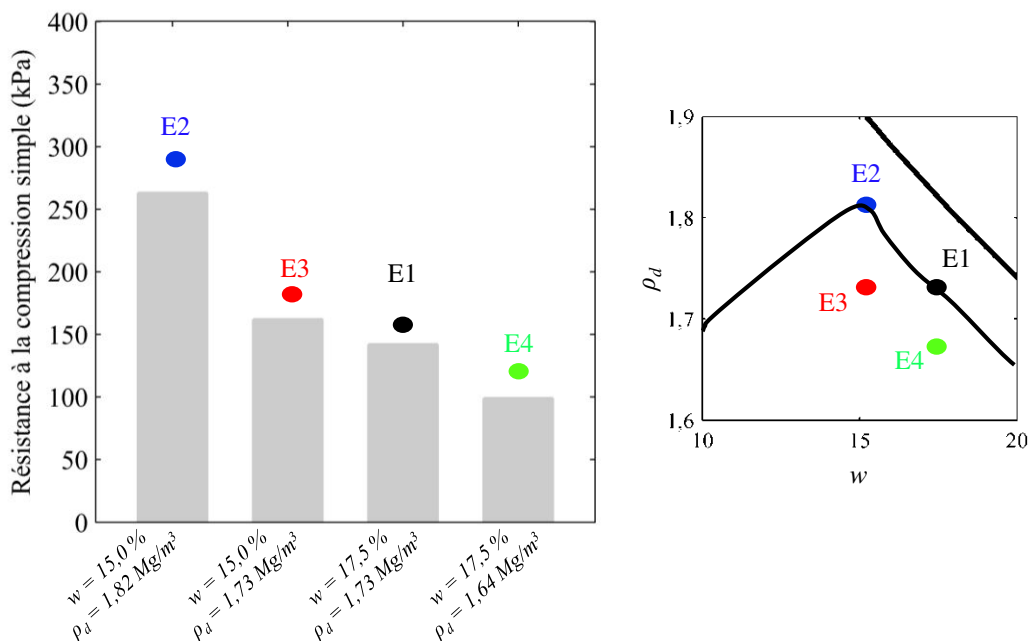


Figure III.1 : Impact des conditions de compactage sur la résistance à la compression simple du limon.

### III.2.2 Effets des produits argileux

La Figure III.2 illustre l'impact du traitement par produits argileux sur la résistance à la compression simple du limon. Les éprouvettes du sol traité ont été compactées à une teneur en eau humide ( $w_{OPN+2,5\%}$ ) et à une densité correspondant à la valeur  $\rho_d$  de la courbe de compactage Proctor normal propre à chaque modalité de traitement. Les résultats montrent que globalement la résistance à la compression simple ne varie pas significativement avec l'ajout de la kaolinite ou de la bentonite. Ainsi, pour les six modalités, la résistance à la compression simple est comprise entre 186 et 142 kPa.

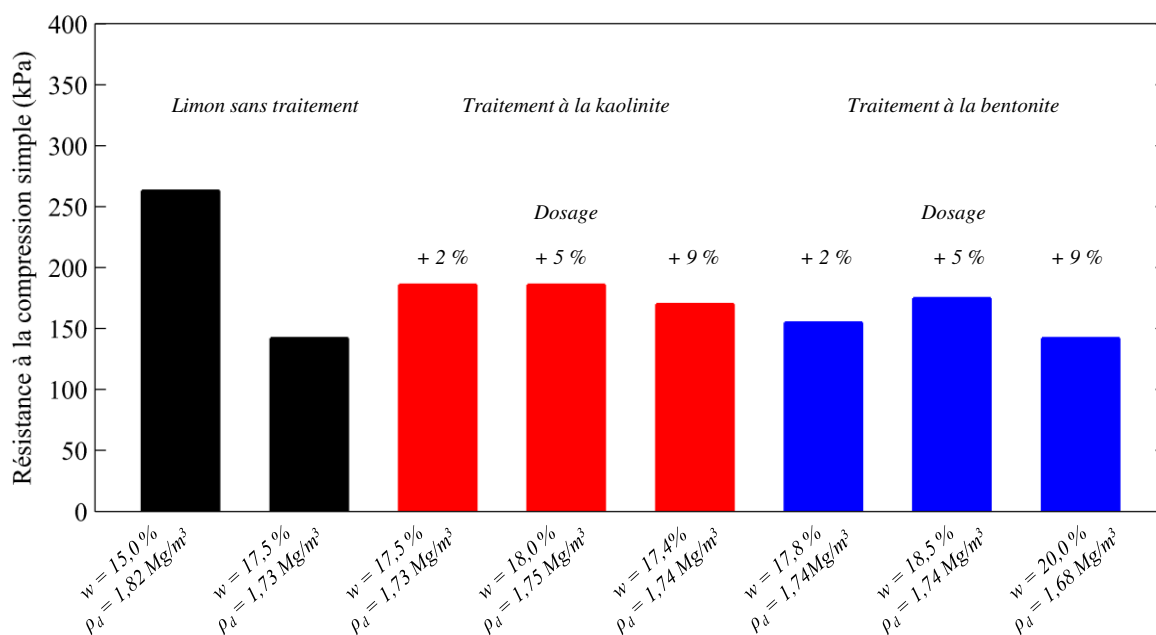


Figure III.2 : Effets du traitement par des produits argileux sur la résistance à la compression simple du limon.

### III.2.3 Effets des liants

Trois états de compactage ont été considérés (cf. chapitre II.2.3). Ces états ont été déterminés par rapport au couple  $w_{OPN} / \rho_{dmax}$  propre à chaque modalité de traitement. Les résultats de l'impact des traitements par liants hydrauliques sur la résistance à la compression simple sont donnés dans les Figures III.3, III.4, III.5 et III.6.

Le traitement avec 1 % de chaux engendre une légère augmentation de la résistance à la compression simple (Figure III.3). À 90 jours de cure, le ratio d'augmentation de la résistance à la compression simple est de 2,44 pour  $R_{c(OPN)}$  et de 2,33 pour  $R_{c(h)}$ . De plus, la résistance à la compression simple augmente avec l'augmentation du temps de cure. De façon globale, la cinétique d'augmentation est similaire pour les différents états de compactage.

Les résultats du traitement avec 3 % de chaux sont représentés dans la Figure III.4. La résistance à la compression simple augmente avec l'ajout de 3 % de chaux. À 90 jours de cure le ratio d'augmentation de la résistance à la compression simple est de 4,69 pour  $R_{c(OPN)}$  et de 3,42 pour  $R_{c(h)}$ . Une augmentation de la résistance à la compression simple est observée avec l'augmentation du temps de cure. La cinétique d'augmentation est similaire pour les différents états de compactage.

La Figure III.5 illustre l'impact du traitement avec 3 % de ciment sur la résistance à la compression simple. Pour les différents états de compactage, la résistance à la compression simple augmente avec le temps de cure. La cinétique d'augmentation est similaire pour les différents états de compactage, avec des ratios de l'ordre de 2 à 3 entre les valeurs mesurées juste après compactage et celles mesurées après un temps de cure de 90 jours de cure. La résistance à la compression simple des éprouvettes compactées côté humide est inférieure à celle des éprouvettes compactées à l'optimum. À 90 jours de cure, le ratio d'augmentation de la résistance à la compression simple, par rapport à celle du limon sans traitement, est de 6,84 pour  $R_{c(OPN)}$  et de 5,76 pour  $R_{c(h)}$ . Les éprouvettes compactées avec une faible densité présentent une résistance à la compression simple inférieure à celle des éprouvettes compactées à la densité maximale, avec un ratio de 4,20 par rapport à celle du limon sans traitement.

Les résultats du traitement avec 6 % de ciment sont donnés dans la Figure III.6. La résistance à la compression simple augmente avec le temps de cure. La cinétique d'augmentation est similaire pour les différents états de compactage. À 90 jours de cure le ratio d'augmentation de la résistance à la compression simple est de 15,24 pour  $R_{c(OPN)}$  et de 10,84 pour  $R_{c(h)}$ .

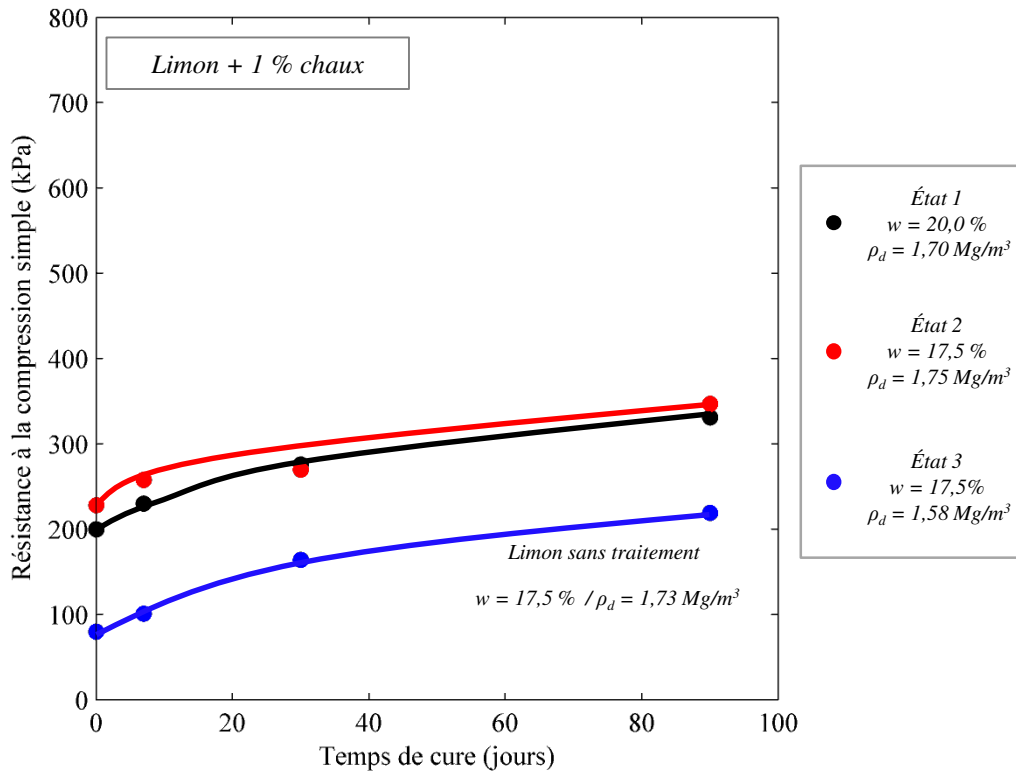


Figure III.3 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 1 % de chaux.

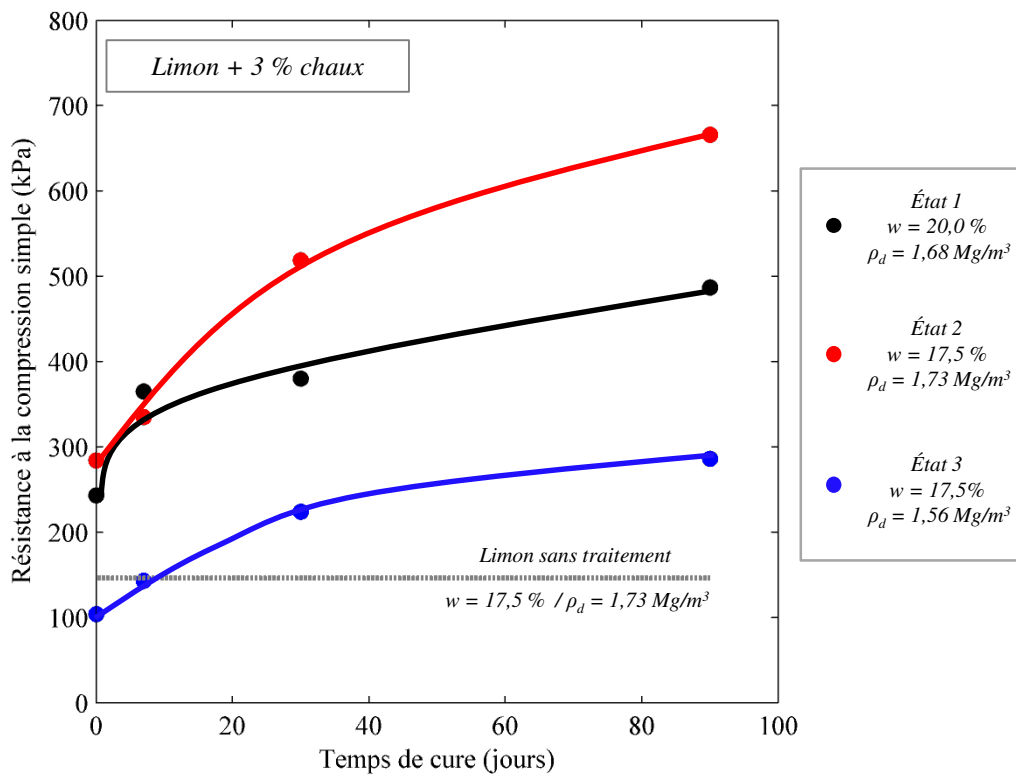


Figure III.4 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 3 % de chaux.

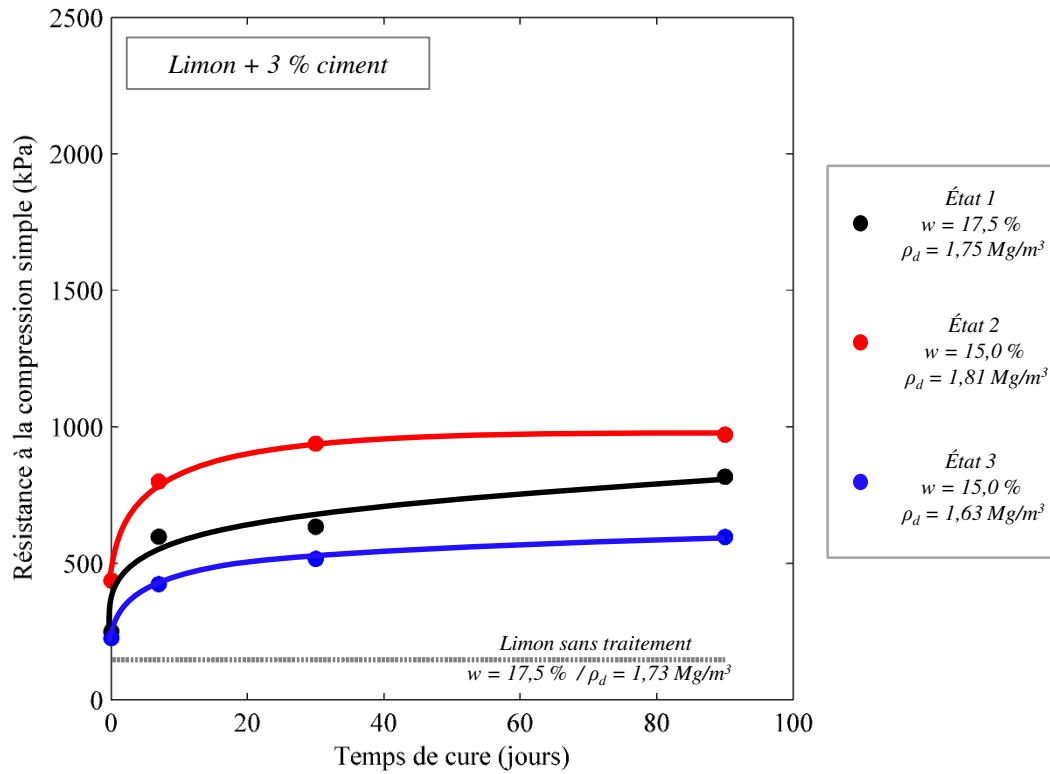


Figure III.5 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 3 % de ciment.

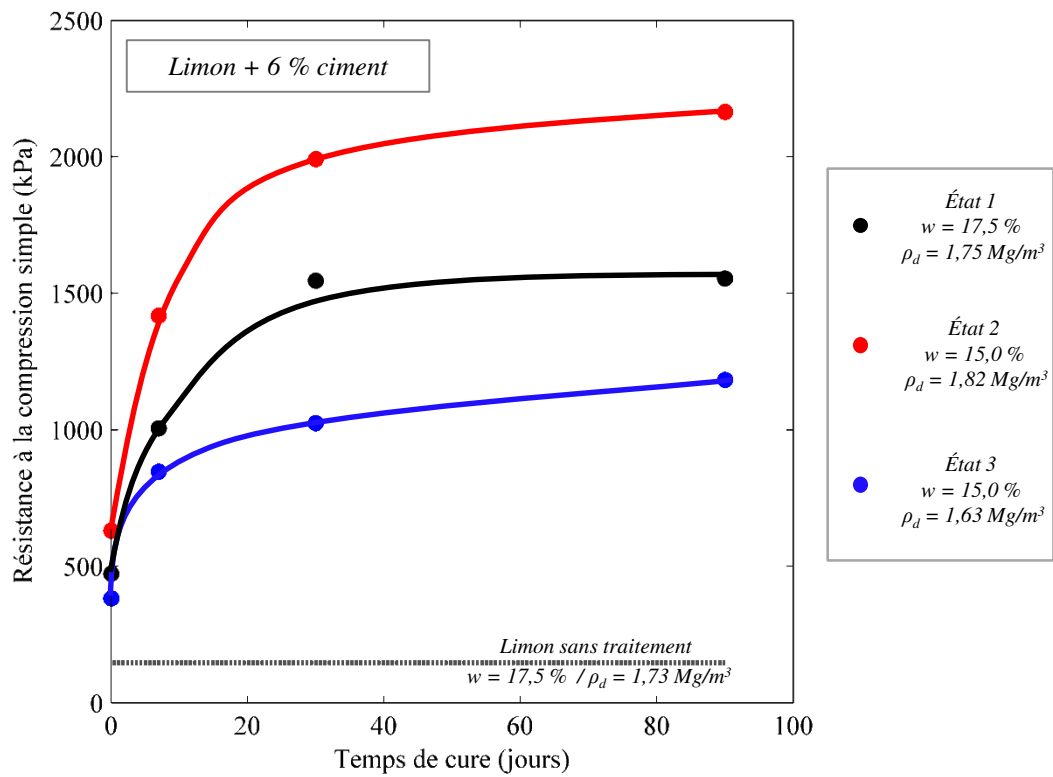


Figure III.6 : Impact du traitement et du temps de cure sur la résistance à la compression simple du limon traité avec 6 % de ciment.

### III.2.4 Synthèse et conclusion des résultats ( $R_c$ )

L'état de compactage côté humide est l'état qui permet d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible. Différents états de compactage ont été testés afin de quantifier la perte de la résistance mécanique entre un compactage à l'optimum ( $w_{OPN}$ ) et un compactage du côté humide ( $w_{OPN+2,5\%}$ ). Les résultats montrent que le compactage du côté humide de l'optimum conduit à une diminution de la résistance à la compression simple. De même, une diminution de la résistance à la compression simple a aussi été observée sur les éprouvettes compactées à la teneur en eau optimale mais à une densité sèche de  $0,9 \rho_{dmax}$ .

### III.3 Conductivité hydraulique

Un seul état de compactage a été considéré et qui correspond à une teneur en eau ( $w_{OPN+2,5\%}$ ) et à une densité correspondant à la valeur de  $\rho_d$  de la courbe de compactage propre à chaque modalité de traitement (cf. partie II.2.3). Le Tableau III.2 résume les différentes modalités d'essai.

Par ailleurs, dans les conditions de compactage décrites ci-dessus, le limon sans traitement présente une conductivité hydraulique de  $6,0 \times 10^{-09}$  m/s. Cette valeur constitue la référence de l'étude et l'impact des différents traitements, qui sera décrit dans les paragraphes suivants, sera quantifié par rapport à cette valeur.

Tableau III.2 : Programme expérimental des essais de conductivité hydraulique.

Traitement	Dosage (%)			Temps de cure (jours)				État de compactage	Nombre de modalités
	D1	D2	D3	0	7	30	90		
Limon	/	/	/	*				*	1
+ chaux	1	3	/	*	*	*	*	*	8
+ ciment	/	3	6	*	*	*	*	*	8
+ bentonite	2	5	9	*				*	3
+ kaolinite	2	5	9	*				*	3
Nombre total de modalités									23

L'état E1 est similaire à celui illustré dans la Figure III.1.

#### III.3.1 Effets des produits argileux

La Figure III.7 illustre l'impact de l'ajout de produits argileux sur la conductivité hydraulique du limon étudié. Le traitement à la kaolinite engendre une réduction de la conductivité hydraulique. Cette réduction est plus importante avec l'augmentation du dosage de kaolinite et

atteint un ordre de grandeur avec l'ajout de 9 % de kaolinite ( $7,3 \times 10^{-10}$  m/s). Le traitement à la bentonite induit aussi une réduction de la conductivité hydraulique. Ainsi, avec 2 % de bentonite, la conductivité hydraulique est de  $2,2 \times 10^{-10}$  m/s, et elle passe à  $2,6 \times 10^{-11}$  m/s pour un dosage de 9 % de bentonite. Pour les différents dosages utilisés, le traitement par bentonite induit donc une réduction plus grande de la conductivité hydraulique que le traitement par kaolinite, ce qui est en ligne avec les résultats disponibles dans la bibliographie (cf. I.3.4.1)

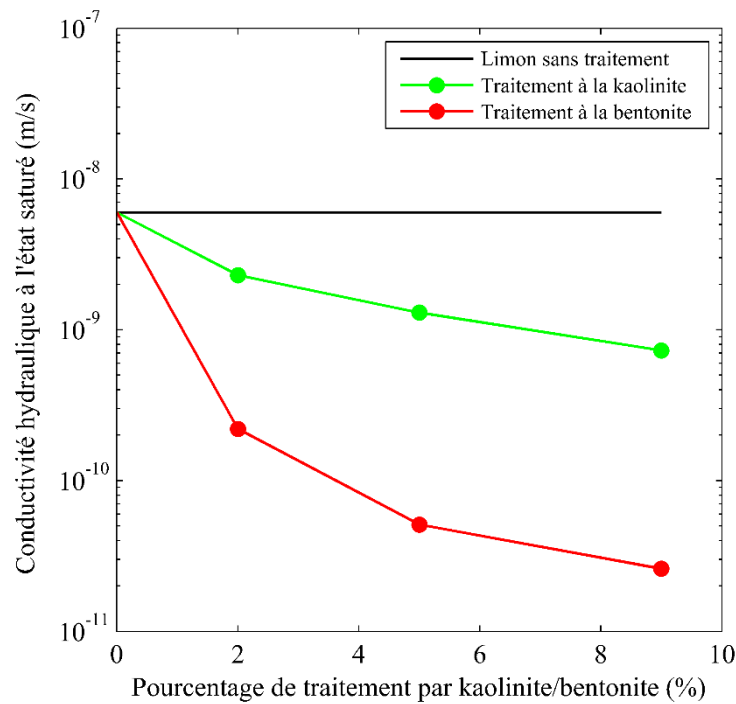


Figure III.7 : Impact du pourcentage du produit argileux (kaolinite/bentonite) sur la réduction de la conductivité hydraulique du limon.

### III.3.2 Effets des liants hydrauliques

La conductivité hydraulique du limon traité à la chaux est globalement du même ordre de grandeur que celle du limon avant traitement (Figure III.8). L'évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure dépend du dosage utilisé. Ainsi, avec 1 % de chaux la conductivité hydraulique tend à diminuer, tandis qu'avec 3 % de chaux la conductivité hydraulique tend à augmenter avec le temps de cure. Toutes ces variations restent néanmoins inférieures à un ordre de grandeur et peuvent donc être considérées comme non significatives.

Pour les deux dosages de ciment considérés, 3 et 6 %, la conductivité hydraulique après traitement est inférieure à celle du limon sans traitement. Par ailleurs, la conductivité hydraulique tend à diminuer avec le temps de cure, et reste inférieure à la valeur du limon sans traitement. Cette diminution reste cependant inférieure à un ordre de grandeur et peut donc être considérée aussi comme non significative.

Le traitement par des liants hydrauliques permet de conserver un niveau de conductivité hydraulique globalement inférieur ou égale à celui du limon avant traitement.

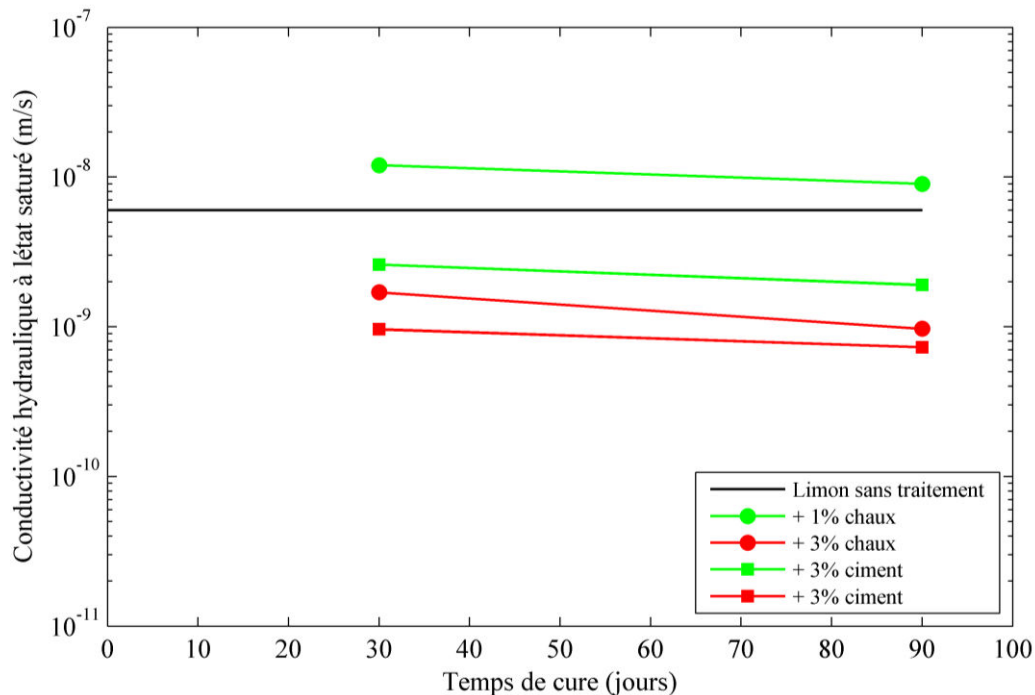


Figure III.8 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec des liants (chaux/ciment) en fonction du temps de cure.

### III.3.3 Synthèse et conclusion des résultats (k)

Afin d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible les éprouvettes de sol, avec et sans traitement, ont été préparées à des teneurs en eau se situant du côté humide de l'optimum propre à chaque traitement. Dans ces conditions de compactage, le limon présente un niveau de perméabilité de  $6 \times 10^{-9}$  m/s.

L'impact des traitements a été déterminé en prenant en considération principalement les effets de l'augmentation du dosage du produit de traitement utilisé. Les résultats montrent que pour l'ensemble des traitements, la conductivité hydraulique après traitement varie de moins d'un ordre de grandeur par rapport à celle du limon avant traitement. Seul le traitement à la bentonite permet de diminuer la conductivité hydraulique de plus d'un ordre de grandeur. Par ailleurs, pour le traitement avec des liants, la conductivité hydraulique ne varie pas de manière significative avec le temps de cure.



### III.4 Érosion interne

Comme mentionné précédemment (cf. partie II.2.3), principalement un seul état de compactage a été considéré, il correspond à une teneur en eau ( $w_{OPN+2,5\%}$ ) et à une densité correspondant à la valeur de  $\rho_d$  de la courbe de compactage propre à chaque modalité de traitement. Les différentes modalités d'essai sont données dans le Tableau III.3.

Après la validation du dispositif, avec des essais conduits sur le limon sans traitement, l'impact des traitements a été quantifié sur les propriétés d'érosion du limon étudié. Pour chaque modalité de traitement, plusieurs éprouvettes ont été testées, et uniquement les éprouvettes présentant une géométrie finale uniforme conforme aux hypothèses de calcul et aux restrictions listées dans le précédent chapitre ont été retenues et seront présentées dans cette partie.

Tableau III.3 : Programme expérimental des essais d'érosion interne par le HET.

Traitement	Dosage (%)			Temps de cure (jours)				État de compactage	Nombre de modalités
	D1	D2	D3	1	7	30	90		
Limon	/	/	/	*				*	1
+ chaux	1	3	/	*	*	*	*	*	8
+ ciment	/	3	6	*	*	*	*	*	7
+ bentonite	2	/	9	*				*	2
+ kaolinite	2	/	9	*				*	2
Nombre total de modalités									20

L'état E1 est similaire à celui illustré dans la Figure III.1.

Dans le cas du traitement avec 9 % de bentonite, le compactage du côté humide de l'optimum n'a pas pu être réalisé correctement sur les éprouvettes de longueur 150 mm. Les éprouvettes ont été alors compactées à un état de compactage se rapprochant de l'optimum Proctor normal de la courbe du limon traité avec 9 % de bentonite.

#### III.4.1 Paramètres d'érosion du sol sans traitement

La Figure III.9 illustre deux exemples de la loi d'érosion du limon sans traitement. Les résultats montrent la linéarité de la loi d'érosion, ce qui permet donc de déterminer le coefficient d'érosion  $k_{er}$  et la contrainte critique  $\tau_c$ . Pour l'ensemble des essais retenus sur le limon sans traitement, les caractéristiques d'érosion sont données dans le Tableau III.4. La durée du processus d'érosion, qui correspond à l'intervalle de données considérées pour tracer la loi d'érosion, varie entre 90 et 200 s. Cet intervalle de temps a été déterminé selon les critères de début et de fin d'essai décrits précédemment (cf. point II.3.5). Les résultats montrent que le coefficient d'érosion varie entre  $1,13 \times 10^{-04}$  et  $3,04 \times 10^{-04}$  s/m, tandis que la contrainte critique

varie entre des valeurs de l'ordre de 300 à 600 Pa. Les valeurs moyennes sont de  $2,07 \times 10^{-4}$  s/m pour le coefficient d'érosion et 429 Pa pour la contrainte critique.

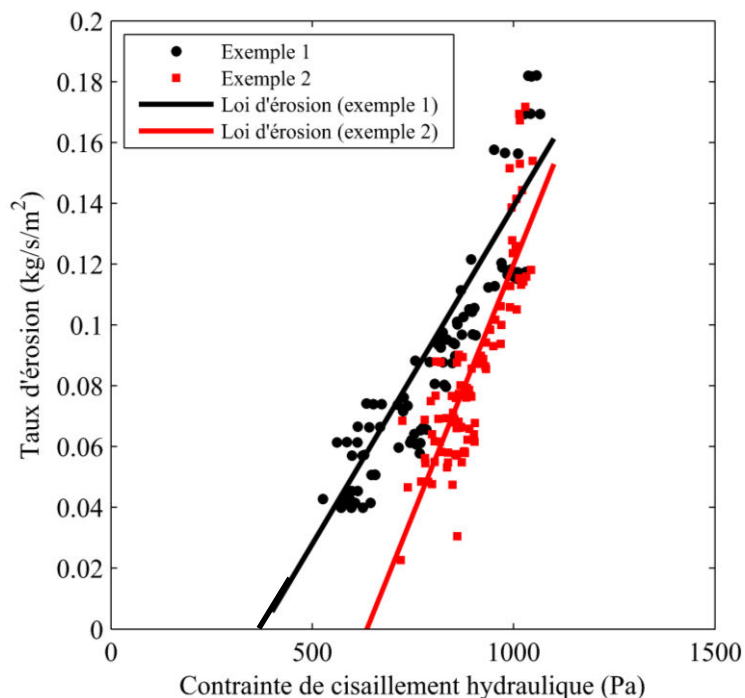


Figure III.9 : Deux exemples de la loi d'érosion du limon sans traitement. Résultats issus de deux essais réalisés dans les mêmes conditions.

Tableau III.4 : Paramètres d'érosion du limon sans traitement.

Essai	$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)	Valeurs moyennes	
			$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)
1	$2,58 \times 10^{-4}$	391	$2,07 \times 10^{-4}$	429
2	$2,16 \times 10^{-4}$	389		
3	$2,22 \times 10^{-4}$	398		
4	$1,13 \times 10^{-4}$	491		
5	$3,04 \times 10^{-4}$	615		
6	$1,30 \times 10^{-4}$	291		

Sans traitement le limon présente une contrainte critique élevée (de l'ordre de 300 à 600 Pa). Ceci peut être lié d'une part, au pourcentage élevé des particules fines inférieures à  $80 \mu\text{m}$  (99,2 %), et d'autre part, aux conditions de compactage. En effet, le compactage du côté humide de l'optimum confère un meilleur arrangement des particules de sol et aussi une porosité plus faible que le compactage à l'optimum Proctor. Le compactage côté humide, combiné au niveau élevé de la densité sèche ( $1,73 \text{ Mg/m}^3$ ), engendre une compacité plus élevée du sol. Ceci nécessite alors une contrainte hydraulique élevée pour provoquer le détachement des particules de sol. Cependant, quand la contrainte critique est atteinte, l'érosion progresse rapidement du fait de la valeur élevée du coefficient d'érosion (de l'ordre  $10^{-4}$  s/m). Ce comportement est lié

à l'absence de liens de cohésion entre les particules du limon. Par ailleurs, les résultats obtenus s'accordent aux observations d'autres auteurs ayant travaillé sur un sol similaire (e.g., Haghghi, 2012) et qui remarquent un niveau similaire des caractéristiques d'érosion.

### III.4.2 Classification de l'érodabilité du limon

À partir des résultats des essais *HET* et afin de classer les sols selon leur érodabilité, les auteurs utilisent souvent la méthode proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) qui se base sur l'indice d'érosion  $I_e$  calculé à partir du coefficient d'érosion  $k_{er}$  par la relation (III.1). Les sols sont ensuite groupés en six classes d'érodabilité allant de 1 (érosion extrêmement rapide) jusqu'à 6 (érosion extrêmement lente) (Tableau III.5).

$$I_e = -\log(k_{er}) \quad (III.1)$$

Tableau III.5 : Classification de l'érodabilité des sols selon l'indice d'érosion (Wan & Fell, 2002).

Numéro du groupe	Indice d'érosion $I_e$	Description
1	<2	Extrêmement rapide
2	2 – 3	Très rapide
3	3 – 4	Modérément rapide
4	4 – 5	Modérément lente
5	5 – 6	Très lente
6	>6	Extrêmement lente

Selon la classification proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) le limon sans traitement peut être considéré comme un sol à érosion « modérément rapide ».

Cette méthode de classification ne prend pas en considération la contrainte critique. En effet, elle donne uniquement une idée sur la vitesse de départ des particules du sol mais ne donne pas d'indication sur le seuil du début du déclenchement du processus d'érosion. Ce choix est justifié par les auteurs (Wan & Fell, 2002, 2004a) par la répétabilité qui n'est pas toujours assurée pour le paramètre  $\tau_c$ . En effet, pour des éprouvettes d'un même sol, préparées dans les mêmes conditions,  $k_{er}$  peut varier d'un facteur de 2 (e.g., Ferrar et al., 2007). Tandis que  $\tau_c$  peut varier d'un facteur de 10 ou plus (e.g., Wan & Fell, 2002). L'utilisation de l'indice d'érosion permet donc de classer les différentes éprouvettes d'un même sol dans le même groupe d'érosion malgré la variation de  $\tau_c$ .

Pham (2008) et Haghghi (2012) proposent une autre méthode qui permet de pallier aux éventuels problèmes de dispersion des essais vis-à-vis de  $\tau_c$ . La méthode consiste tout d'abord

à réaliser plusieurs essais sur des éprouvettes d'un même sol préparées dans les mêmes conditions, et ensuite de tracer l'ensemble des résultats ( $\dot{\epsilon}$  et  $\tau$ ) dans un seul référentiel ce qui permet de tracer une loi d'érosion unique avec un seul couple de paramètre  $k_{er}$  et  $\tau_c$ .

Afin de prendre en compte la contrainte critique du sol dans la classification il est possible aussi de représenter dans un référentiel ( $\tau_c, k_{er}$ ) les différentes valeurs obtenues du limon sans traitement. Ce mode de présentation permet notamment de prendre en compte par la suite les effets du traitement sur les deux caractéristiques du sol simultanément. Ce mode permet aussi de visualiser les dispersions des valeurs.

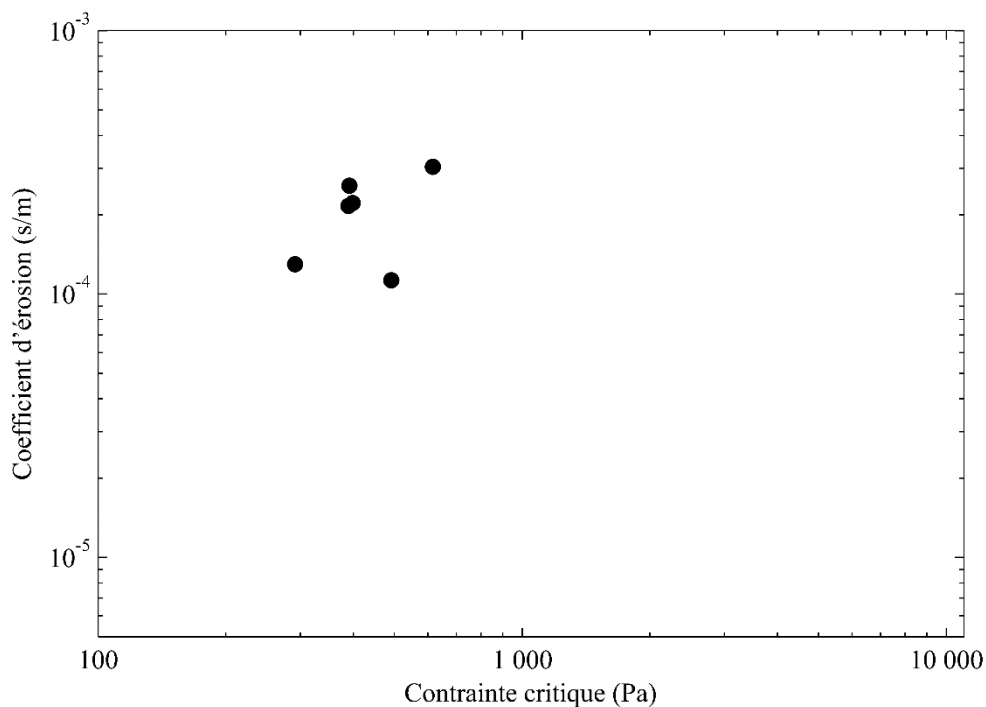


Figure III.10 : Caractéristiques d'érosion du limon sans traitement.

### III.4.3 Effets du traitement sur les caractéristiques d'érosion du sol

Dans les parties qui suivent les effets de l'ajout de chaque produit de traitement seront présentés séparément. Les ordres de grandeur du taux d'érosion et de la contrainte de cisaillement hydraulique peuvent être très variables d'un traitement à l'autre. Afin de mettre en évidence les effets de chaque traitement, deux résultats obtenus avec le limon sans traitement seront reportées sur chaque graphique, ils serviront de références pour faciliter l'appréciation de l'impact de chaque traitement. Les droites choisies représentent le minimum et le maximum des lois d'érosion obtenues sur le limon sans traitement. Elles décrivent donc le domaine de variation des lois d'érosion du limon sans traitement.

### III.4.3.1 Traitement à la kaolinite

Le niveau de pression en amont de la cellule nécessaire pour amorcer l'érosion du limon traité à la kaolinite est de 70 à 80 kPa pour 2 % de kaolinite et de 100 à 120 kPa pour un dosage de 9 % de kaolinite. La Figure III.11 illustre l'impact du traitement à la kaolinite sur la loi d'érosion du limon. Le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement hydraulique sont au même niveau que ceux du limon sans traitement. La durée du processus d'érosion, qui correspond à l'intervalle de données considérées pour tracer la loi d'érosion, varie entre 100 et 200 s. Cet intervalle de temps a été déterminé selon les critères de début et de fin d'essai décrits précédemment (cf. point II.3.5). Les caractéristiques d'érosion du limon traité à la kaolinite sont données dans le Tableau III.6. Les résultats montrent que l'ajout de 2 % de kaolinite ne modifie pas significativement le coefficient d'érosion du sol dont la valeur moyenne est de  $1,99 \times 10^{-4}$  s/m. Tandis que, la contrainte critique (429 Pa pour le limon sans traitement) augmente légèrement avec une valeur moyenne de 607 Pa. L'utilisation d'un dosage plus élevé en kaolinite (9 %) conduit à une diminution du coefficient d'érosion du sol d'un ordre de grandeur avec une valeur moyenne de l'ordre de  $6,92 \times 10^{-5}$  s/m. Par ailleurs, le traitement avec 9 % de kaolinite ne modifie pas de manière significative la contrainte critique dont la valeur moyenne est de 530 Pa.

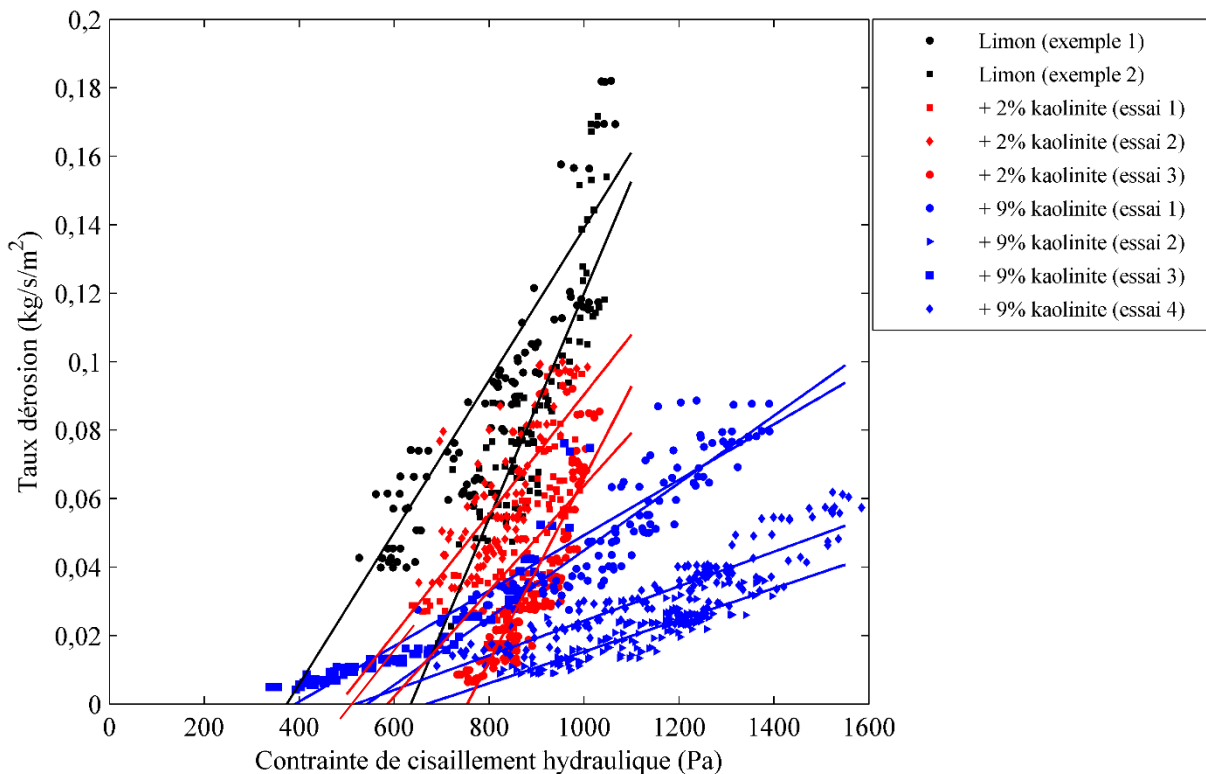


Figure III.11 : Impact du traitement à la kaolinite sur la loi d'érosion du limon.

Selon la classification proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) le limon traité avec 2 % de kaolinite se classe dans le même groupe d'érodabilité que le limon sans traitement (« érosion modérément rapide »). Tandis que, le limon traité avec 9 % de kaolinite se trouve dans la catégorie « érosion modérément lente ».

Tableau III.6 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la kaolinite.

Essai	Pourcentage du traitement	$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)	Valeurs moyennes	
				$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)
1		$1,54 \times 10^{-04}$	586		
2	+ 2 % kaolinite	$1,75 \times 10^{-04}$	483	$1,99 \times 10^{-04}$	607
3		$2,68 \times 10^{-04}$	754		
1		$9,83 \times 10^{-05}$	543		
2	+ 9 % kaolinite	$4,62 \times 10^{-05}$	668	$6,92 \times 10^{-05}$	530
3		$8,10 \times 10^{-05}$	391		
4		$5,05 \times 10^{-05}$	519		

L'ajout de 2 % de kaolinite ne modifie pas le coefficient d'érosion du sol, alors que l'ajout de 9 % de permet de réduire le coefficient d'érosion d'un ordre de grandeur. Les effets de l'ajout de la kaolinite sur le coefficient d'érosion dépendent donc du dosage de kaolinite utilisé. Ces résultats confirment donc l'existence d'un dosage seuil de kaolinite qui marque le début d'effet de traitement sur la résistance à l'érosion du sol (Benahmed & Bonelli, 2012b). Cependant, les travaux de Benahmed & Bonelli (2012b) montrent que ce dosage, nommé dosage critique d'argile, est de l'ordre de 25 % pour des mélanges sable/kaolinite. Alors que dans le cas des sols fins, par exemple le cas du limon de Saint-Quentin, ce dosage critique se situe à des faibles valeurs variant entre 2 et 9 % de kaolinite. Par ailleurs, cette diminution pourrait être liée à la modification de la granulométrie du sol liée au pourcentage élevé de kaolinite.

Par ailleurs, l'ajout de la kaolinite, indépendamment du dosage, ne modifie pas de manière significative la contrainte critique. Ce comportement peut être lié, d'une part, à la nature sol qui est un sol fin [99,2 % de particules < à 80  $\mu\text{m}$ ] avec une contrainte critique initiale élevée, et, d'autre part, au niveau du dosage de kaolinite utilisé. En effet, les auteurs ayant noté une augmentation importante de la contrainte critique avec l'augmentation du dosage en kaolinite (e.g., Pham, 2008 ; Benahmed & Bonelli, 2012b ; Bennabi et al., 2012) ont, d'une part, travaillé avec des sols sableux et, d'autre part, utilisé des dosages de kaolinite variant entre 20 et 80 %.

### III.4.3.2 Traitement à la bentonite

Le niveau de pression en amont de la cellule nécessaire pour amorcer l'érosion du limon traité à la bentonite est de l'ordre de 80 kPa pour 2 % de bentonite et de 80 à 100 kPa pour un dosage de 9 % de bentonite. L'impact de traitement à la bentonite sur la loi d'érosion du limon est illustré dans la Figure III.12. Globalement, le taux d'érosion et la contrainte de cisaillement hydraulique sont au même niveau que ceux du limon sans traitement. La durée du processus d'érosion, qui correspond à l'intervalle de données considérées pour tracer la loi d'érosion, varie entre 110 et 320 s. Cet intervalle de temps a été déterminé selon les critères de début et de fin d'essai décrit précédemment (cf. point II.3.5). Les caractéristiques d'érosion du limon traité à la bentonite sont données dans le Tableau III.7. Le traitement à la bentonite, pour les deux dosages utilisés, induit une diminution du coefficient d'érosion d'un ordre de grandeur. Les valeurs moyennes du coefficient d'érosion sont de  $5,62 \times 10^{-05}$  s/m pour un dosage de 2 % et de  $6,46 \times 10^{-05}$  s/m pour un dosage de 9 %. Par ailleurs, la contrainte critique diminue légèrement pour les deux dosages, les valeurs moyennes de  $\tau_c$  sont de 316 et 292 Pa respectivement pour 2 % et 9 % de bentonite.

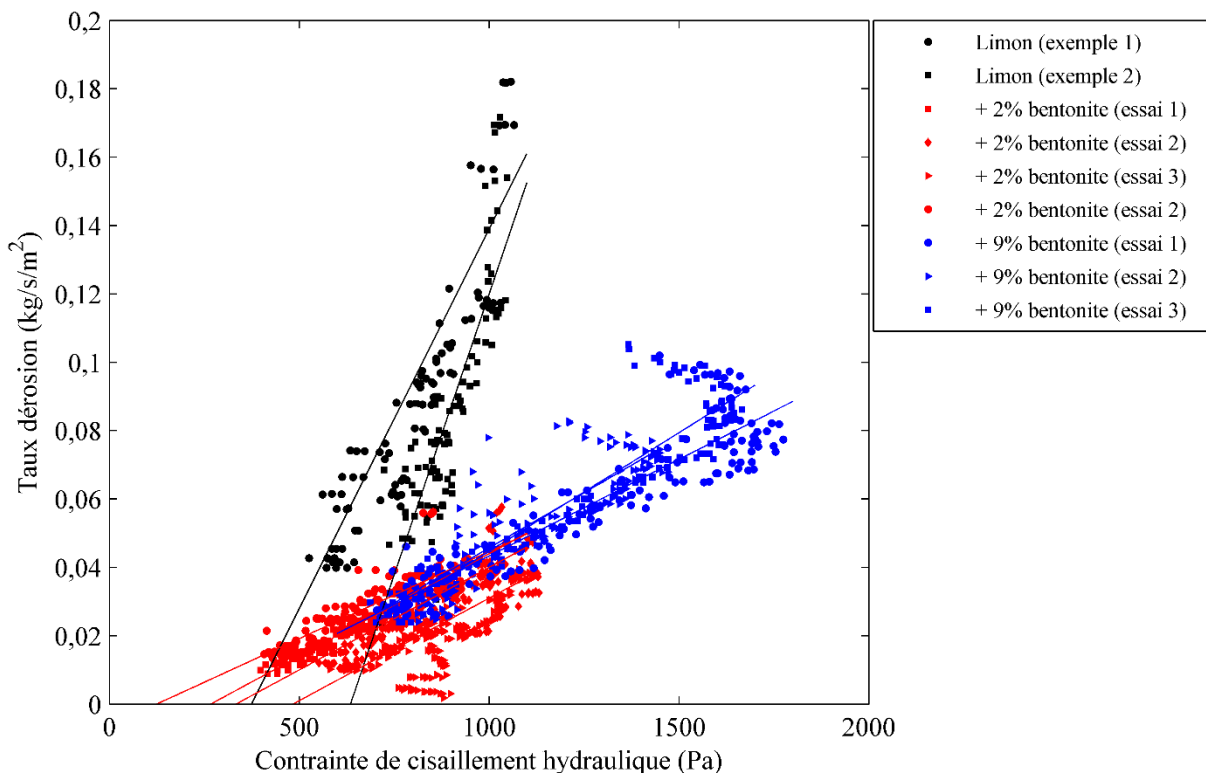


Figure III.12 : Impact du traitement à la bentonite sur la loi d'érosion du limon.

Selon la classification proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) le limon traité à la bentonite, indépendamment du dosage utilisé, est classé dans la catégorie « érosion modérément lente ».

Tableau III.7 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la bentonite.

Essai	Pourcentage du traitement	$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)	Valeurs moyennes	
				$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)
1	+ 2 % bentonite	$5,98 \times 10^{-05}$	273	$5,62 \times 10^{-05}$	316
2		$5,66 \times 10^{-05}$	357		
3		$5,71 \times 10^{-05}$	511		
4		$5,13 \times 10^{-05}$	123		
1	+ 9 % bentonite	$6,00 \times 10^{-05}$	222	$6,46 \times 10^{-05}$	292
2		$6,45 \times 10^{-05}$	291		
3		$6,94 \times 10^{-05}$	365		

Le traitement à la bentonite induit donc une diminution du coefficient d'érosion même avec un faible dosage (2 %). Ceci pourrait être lié à la nature minéralogique de la bentonite.

Par ailleurs, l'ajout de la bentonite induit une légère diminution de la contrainte critique. Cependant, cette diminution reste non significative puisque les valeurs s'inscrivent dans le même domaine de variation de la contrainte critique du limon sans traitement.

#### III.4.3.3 Traitement à la chaux

Le niveau de pression en amont de la cellule nécessaire pour amorcer l'érosion du limon traité à la chaux est de l'ordre de 150 à 250 kPa pour 1 % de chaux et de 200 à 300 kPa pour un dosage de 3 % de chaux. L'impact du traitement à la chaux sur la loi d'érosion du limon est illustré dans la Figure III.13. La durée du processus d'érosion, qui correspond à l'intervalle de données considérées pour tracer la loi d'érosion, varie entre 40 et 250 s. Cet intervalle de temps a été déterminé selon les critères de début et de fin d'essai décrits précédemment (cf. point II.3.5) et en prenant en compte l'impact du processus du forage sur la loi d'érosion (cf. point II.3.6.2). Pour les deux dosages étudiés, et pour les différents temps de cure, l'ajout de la chaux ne modifie pas de manière significative le coefficient d'érosion du sol (Tableau III.8), en revanche, l'ajout de la chaux engendre une augmentation de la contrainte critique. Cette augmentation s'obtient après 7 jours de cure pour un dosage de 1 % de chaux et dès le premier jour de cure pour un dosage de 3 % de chaux. L'augmentation du temps de cure, engendre de manière globale une augmentation de la contrainte critique bien que la cinétique de cette augmentation ne soit pas bien établie. À 90 jours de cure, la contrainte critique atteint 1720 Pa pour un dosage de 1% de chaux et dépasse les 3350 Pa pour un dosage de 3 % de chaux. Cette



dernière valeur a été estimée à partir des essais conduits sous des contraintes de cisaillement hydraulique de l'ordre de 3350 Pa et dont aucune érosion mesurable n'a été notée sur ces éprouvettes.

Selon la classification proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) le limon traité à la chaux, indépendamment du dosage et du temps de cure, est classé dans la catégorie « érosion modérément rapide ».

Tableau III.8 : Caractéristiques d'érosion du limon traité à la chaux.

Dosage (%)	Temps de cure (jours)	Essai	Durée du processus d'érosion (s)	Caractéristiques d'érosion		Valeur moyenne		
				$k_{er}(s/m)$	$\tau_c(Pa)$	$k_{er}(s/m)$	$\tau_c(Pa)$	
1	1	1	160	$1,25 \times 10^{-04}$	780	$1,25 \times 10^{-04}$	745	
		2	75	$1,20 \times 10^{-04}$	618			
		3	90	$2,62 \times 10^{-04}$	836			
	7	1	70	$2,87 \times 10^{-04}$	1725	$2,63 \times 10^{-04}$	1660	
		2	60	$2,35 \times 10^{-04}$	1770			
		3	60	$2,65 \times 10^{-04}$	1487			
	30	1	40	$2,71 \times 10^{-04}$	1336	$2,11 \times 10^{-04}$	1279	
		2	40	$2,53 \times 10^{-04}$	1538			
		3	50	$1,09 \times 10^{-04}$	963			
	90	1	45	$1,30 \times 10^{-04}$	1720	$1,30 \times 10^{-04}$	1720	
	3	1	1	250	$2,01 \times 10^{-04}$	990	$2,24 \times 10^{-04}$	1200
			2	130	$2,47 \times 10^{-04}$	1409		
7		1	60	$1,54 \times 10^{-04}$	1857	$2,46 \times 10^{-04}$	1707	
		2	70	$1,75 \times 10^{-04}$	1863			
		3	60	$4,52 \times 10^{-04}$	1889			
		4	45	$2,15 \times 10^{-04}$	1567			
		5	36	$2,28 \times 10^{-04}$	1522			
		6	34	$3,07 \times 10^{-04}$	1648			
		7	41	$1,81 \times 10^{-04}$	1608			
30		1	70	$2,16 \times 10^{-04}$	1329	$1,71 \times 10^{-04}$	1362	
		2	70	$2,27 \times 10^{-04}$	1035			
		3	80	$1,78 \times 10^{-04}$	1197			
		4	92	$1,68 \times 10^{-04}$	1845			
		5	72	$2,42 \times 10^{-04}$	1365			
		6	75	$1,67 \times 10^{-04}$	1405			

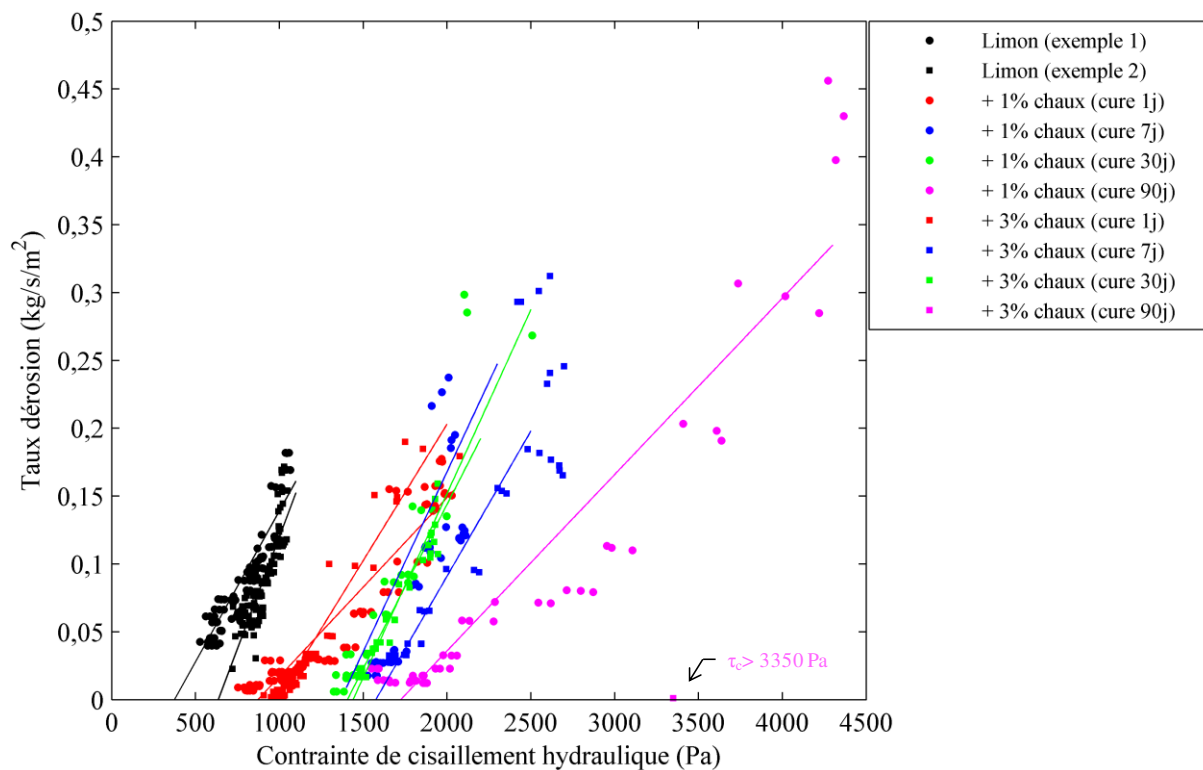


Figure III.13 : Impact du dosage et du temps de cure sur la loi d'érosion du limon traité à la chaux.

Le traitement à la chaux n'affecte pas de manière significative le coefficient d'érosion du limon. Ceci peut être expliqué par le processus de détachement du sol durant l'érosion. L'ajout de la chaux engendre des modifications de la granulométrie du sol qui sont marquées par une augmentation de la proportion des particules de taille plus grande (e.g., Lund & Ramsey, 1960 cité par Diamond & Kinter, 1965 ; Tuncer & Basma, 1991 ; Osula, 1996). Ces modifications de la granulométrie sont par ailleurs attribuées aux processus floculation/agrégation des particules de sol (e.g., Little, 1995 ; Osula, 1996) et constituent une cause qui pourrait aussi expliquer la quantité du sol érodée, et par conséquent le niveau du coefficient d'érosion. Ainsi, il est possible de supposer que le sol traité s'érode davantage par départ d'agrégats et non de particules individuelles de sol, ce qui cause donc le détachement instantané d'une quantité de sol plus grande que dans le cas du départ de particule par particule. Les particules de sol forment des agrégats qui, soumis à des contraintes de cisaillement hydraulique, se détachent de la masse du sol en un seul morceau, puis sont transportés par l'écoulement et commencent à se disperser. Ce comportement montre que les contraintes hydrauliques affectent en premier lieu les liens entre agrégats qui seraient plus faibles que les liens entre particules de sol.

Le traitement à la chaux engendre principalement une augmentation de la contrainte critique. Cette augmentation pourrait être liée dans un premier temps aux effets immédiats de l'ajout de la chaux qui sont marqués par la floculation et l'agrégation des particules du sol. Puis dans un

second temps, au développement des réactions pouzzolaniques qui créent des liens cimentaires entre les particules de sol. Il serait donc nécessaire d'appliquer une contrainte de cisaillement hydraulique plus élevée, que celle du limon sans traitement, pour rompre ces liens.

#### **III.4.3.4 Traitement au ciment**

Le niveau de pression en amont de la cellule nécessaire pour amorcer l'érosion du limon traité au ciment est de 400 à 500 kPa pour 3 % de ciment et de 500 à 650 kPa pour un dosage de 6 % de ciment. Les résultats de l'impact du traitement au ciment sont présentés dans la Figure III.14 et le Tableau III.9 résume les caractéristiques d'érosion du limon traité au ciment.

Le traitement avec 3 % de ciment ne modifie pas de manière significative le coefficient d'érosion du sol, avec des valeurs variant entre  $1,13 \times 10^{-04}$  et  $1,13 \times 10^{-04}$  s/m indépendamment du temps de cure. Par ailleurs, l'ajout de 3 % de ciment engendre principalement une augmentation de la contrainte critique avec des valeurs de l'ordre de 3000 Pa. Entre 1 et 30 jours de cure la contrainte critique semble être indépendante du temps de cure. Les éprouvettes testées à 90 jours de cure ont subi des contraintes de l'ordre de 3350 Pa sans aucune érosion mesurable. Ceci montre que la contrainte critique à 90 jours est supérieure à 3350 Pa. Selon la classification proposée par Wan & Fell (2002, 2004b) le limon traité à 3 % de ciment, indépendamment du temps de cure, est classé dans la catégorie « érosion modérément rapide ».

Le traitement à 6 % de ciment affecte simultanément les deux caractéristiques d'érosion du limon. À 1 jour de cure, le coefficient d'érosion diminue d'un ordre de grandeur et la contrainte critique moyenne est de 5891 Pa. Un exemple de la loi d'érosion du limon traité à 6 % de ciment obtenue après 7 jours de cure est illustré dans la Figure III.15. Sur la zone la moins affectée par le processus d'érosion, la résistance à l'érosion élevée du sol nécessite l'application de contraintes très élevées pour provoquer le départ du sol. Sur ce domaine il est parfois difficile de déterminer le coefficient d'érosion et seule la contrainte critique peut être calculée. Le coefficient d'érosion n'a donc pas été calculé à 7 jours de cure. Cependant, il peut être estimé à une valeur de l'ordre de  $1,78 \times 10^{-05}$  à  $6,0 \times 10^{-05}$  s/m. Cette dernière valeur étant déterminée lors de la phase initiale du processus d'érosion. Après 30 jours de cure les éprouvettes ont été soumises à des contraintes de cisaillement hydraulique de l'ordre de 7200 Pa et aucune érosion mesurable n'a été détectée. Ceci montre que la contrainte critique est supérieure à 7200 Pa et elle peut aussi être estimée supérieure à 9800 Pa, valeur qui correspond à la contrainte critique à 7 jours de cure.

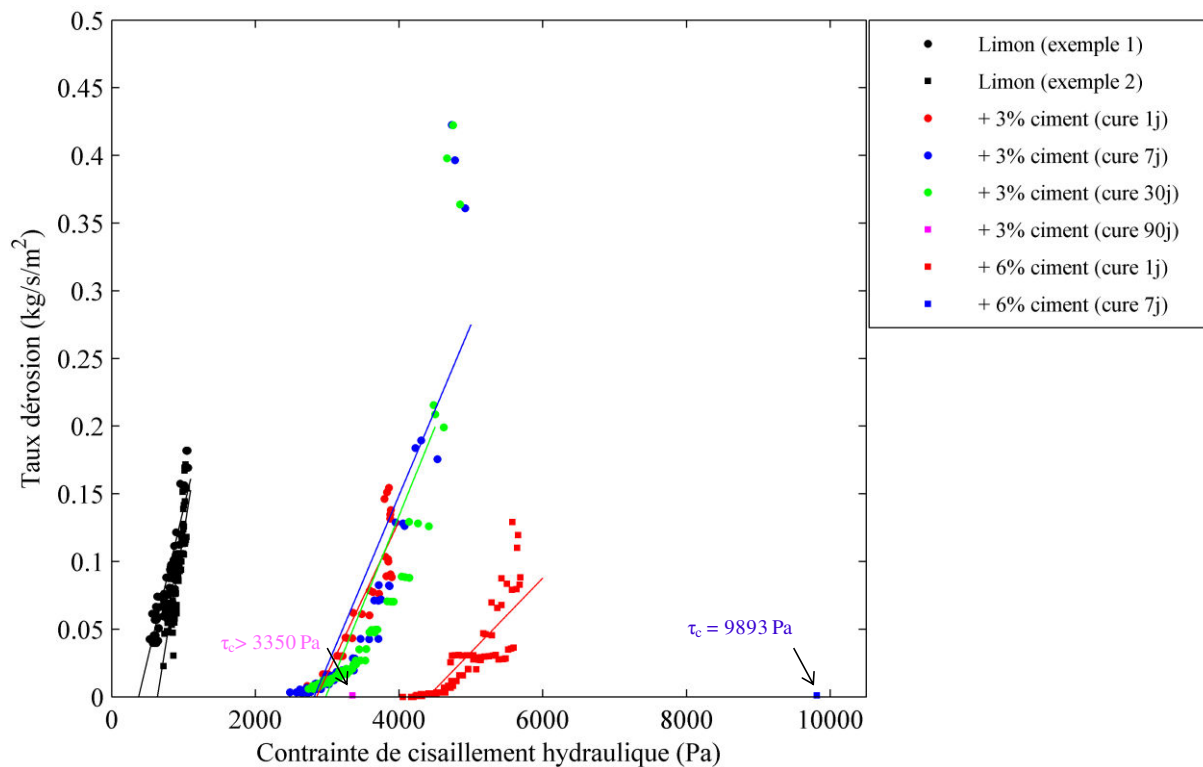


Figure III.14 : Impact du dosage et du temps de cure sur la loi d'érosion du limon traité au ciment.

Tableau III.9 : Caractéristiques d'érosion du limon traité au ciment.

Dosage (%)	Temps de cure (jours)	Essai	Durée du processus d'érosion (s)	Caractéristiques d'érosion		Valeurs moyennes	
				$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)
3	1	1	75	$1,13 \times 10^{-04}$	2850	$1,13 \times 10^{-04}$	2850
		2	65	Nd	2850		
	7	1	80	$1,22 \times 10^{-04}$	2520	$1,31 \times 10^{-04}$	2985
		2	65	$1,47 \times 10^{-04}$	3619		
		3	80	$1,26 \times 10^{-04}$	2817		
	30	1	1	60	$1,31 \times 10^{-04}$	2977	$1,47 \times 10^{-04}$
2			30	$1,43 \times 10^{-04}$	2531		
3			40	$1,67 \times 10^{-04}$	3150		
6	1	1	160	$5,48 \times 10^{-05}$	4398	$4,83 \times 10^{-05}$	5891
		2	170	$8,00 \times 10^{-05}$	6475		
		3	120	$1,00 \times 10^{-05}$	6800		
	7	1	120	Nd	9734	Nd	9814
		6	200	Nd	9893		

Nd : non déterminé

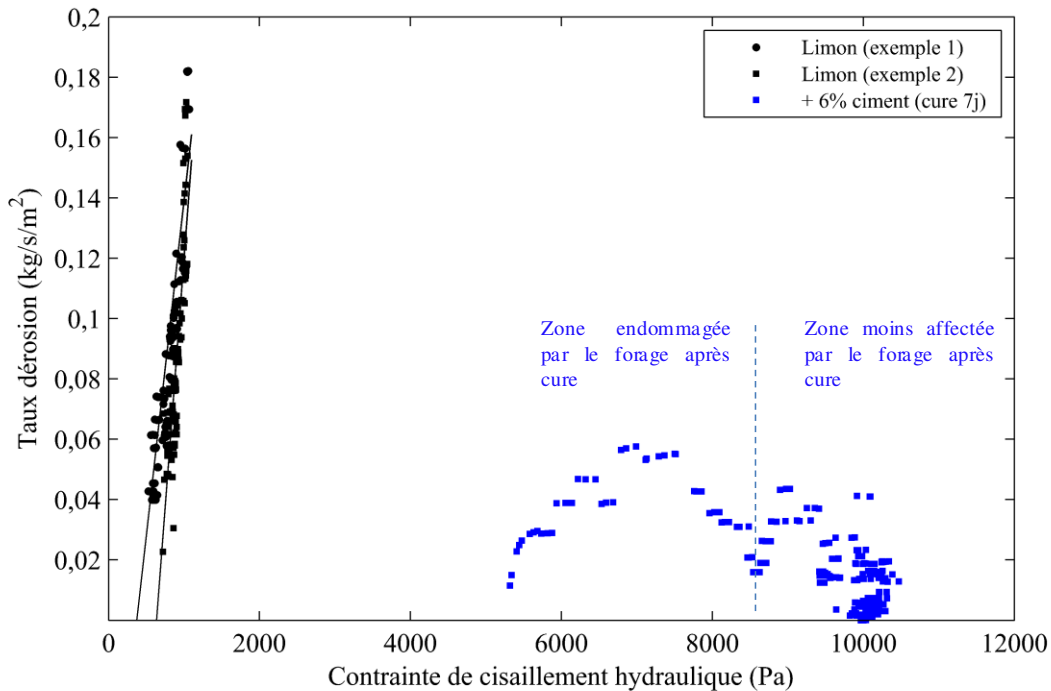


Figure III.15 : Loi d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment à 7 jours de cure.

Le traitement au ciment engendre donc une augmentation de la contrainte critique du sol. Ceci est principalement lié à la prise du ciment et au développement des composés cimentaires. Les composés cimentaires ainsi formés confèrent au sol une meilleure résistance à l'érosion. Il est alors nécessaire d'appliquer une contrainte de cisaillement hydraulique plus élevée que celle du limon sans traitement, pour rompre ces liens. L'impact du temps de cure sur l'évolution des caractéristiques d'érosion dépend du dosage utilisé. Pour un dosage de 3 % de ciment, le temps de cure n'a pas d'effet significatif sur les caractéristiques d'érosion, le gain de la résistance à l'érosion s'obtient donc à court terme. Tandis que pour 6 % de ciment, le gain de la résistance à l'érosion est plus important avec l'augmentation du temps de cure. Par ailleurs, avec un dosage élevé en ciment, le coefficient d'érosion du sol diminue aussi ce qui favorise le gain de résistance à l'érosion.

#### III.4.4 Synthèse et conclusion des résultats des essais d'érosion interne

Les deux paramètres qui caractérisent la résistance à l'érosion des sols, le coefficient d'érosion  $k_{er}$  et la contrainte critique  $\tau_c$ , peuvent être modifiés, de manière indépendante, par l'ajout d'un produit de traitement.

La Figure III.16 illustre l'évolution du coefficient d'érosion du limon étudié (valeur moyenne) en fonction de l'augmentation du dosage pour les différents produits de traitement et les différents temps de cure utilisés. Pour des dosages inférieurs à 3 % les différents traitements ne

modifient pas le coefficient d'érosion de manière significative. Seul le traitement à la bentonite (2 %) permet de réduire le coefficient d'érosion avec d'un ordre de grandeur. Pour cette gamme de dosage aussi, le temps de cure ne semble pas avoir un impact significatif sur le coefficient d'érosion. Pour des dosages supérieurs à 6 %, l'ajout de différents produits de traitement (excepté la chaux qui n'a pas été testée) réduit le coefficient d'érosion. Dans cette gamme de dosage, le temps de cure semble avoir un effet favorable pour diminuer le coefficient d'érosion du limon traité au ciment.

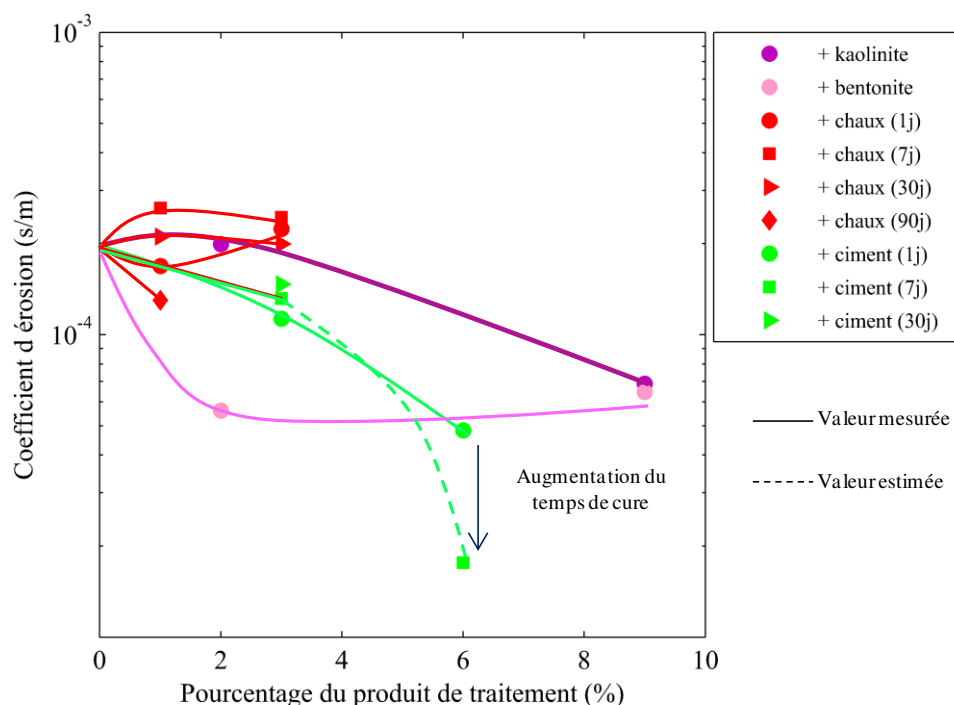


Figure III.16 : Impact des traitements sur le coefficient d'érosion du limon (valeur moyenne).

L'évolution de la contrainte critique (valeur moyenne) en fonction du dosage utilisé pour différents produits de traitement et différents temps de cure est présentée dans la Figure III.17. Les résultats montrent que les produits argileux n'apportent pas de modifications significatives sur la contrainte critique. Concernant le traitement par des liants, dans certains cas la contrainte critique n'a pas été calculée mais a été estimée comme décrit précédemment (cf. partie III.4.3.3 et partie III.4.3.4). Le traitement par des liants induit une augmentation de la contrainte critique. L'ampleur de l'augmentation de la contrainte critique est par ailleurs liée aux trois paramètres suivants : nature de traitement, dosage utilisé et temps de cure. Les effets de ces trois paramètres sont interdépendants. Ainsi, l'augmentation de la contrainte critique est plus marquée dans le cas du traitement au ciment. L'augmentation du dosage utilisé favorise l'augmentation de la contrainte critique mais avec un effet plus marqué dans le cas du ciment que dans le cas de la

chaux. Le temps de cure semble favoriser l'augmentation de la contrainte critique mais avec un effet plus ou moins important selon le dosage et la nature du produit de traitement.

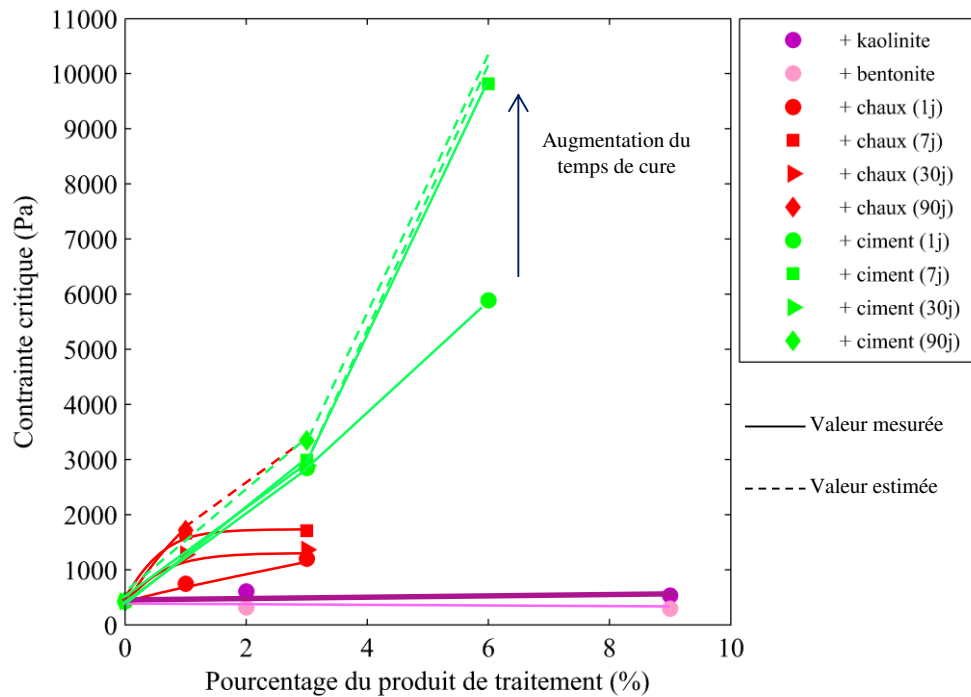


Figure III.17 : Impact du dosage et du temps de cure sur l'évolution de la contrainte critique du limon traité (valeur moyenne de la contrainte critique).

L'impact des traitements sur les caractéristiques d'érosion du limon ( $\tau_c, k_{er}$ ) est illustré dans la Figure III.18. Ce mode de présentation permet de s'affranchir de la barrière de classification qui se limite à un seul paramètre ( $k_{er}$ ). Les effets de chaque produit de traitement peuvent donc être visualisés avec la prise en compte de la dispersion des résultats. Selon chaque produit de traitement ces effets peuvent être décrits comme suit :

*Traitement à la kaolinite* : l'influence est notable uniquement pour un dosage de 9 % de kaolinite, et elle est marquée par la diminution du coefficient d'érosion, d'un ordre de grandeur, sans grande modification de la contrainte critique.

*Traitement à la bentonite* : l'action principale est la diminution du coefficient d'érosion, d'un ordre de grandeur, sans modification significative de la contrainte critique. Ces effets sont obtenus même avec un faible dosage de bentonite.

*Traitement à la chaux* : l'ajout de la chaux ne modifie pas de manière significative le coefficient d'érosion du sol. L'effet principal est l'augmentation de la contrainte critique. Par ailleurs, l'augmentation de la contrainte critique semble être plus importante avec l'augmentation du temps de cure.

*Traitement au ciment* : l'impact de l'ajout du ciment est lié au dosage utilisé. Avec un dosage moyen (3 %) le coefficient d'érosion n'est pas significativement modifié et la contrainte critique est augmentée. Un temps de cure variant entre 1 et 30 jours ne semble pas affecter les caractéristiques d'érosion du traitement avec 3 % de ciment. Avec un dosage de 6 % de ciment, le coefficient d'érosion est diminué d'un ordre de grandeur et la contrainte critique est augmentée. Avec ce dosage élevé, le temps de cure semble favoriser les modifications des caractéristiques d'érosion.

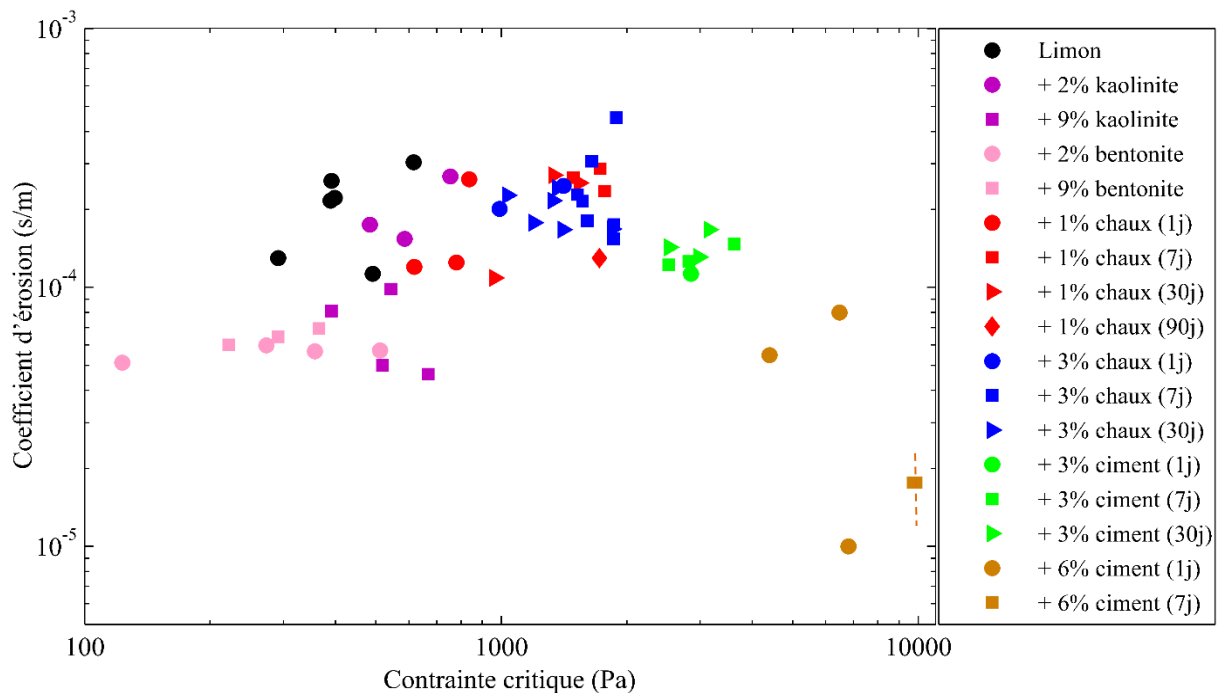


Figure III.18 : Impact des différents traitements sur les caractéristiques d'érosion du limon de Saint-Quentin.

### III.5 Synthèse du comportement hydromécanique et d'érodabilité à court terme du limon traité

Le Tableau III.10 regroupe l'ensemble des caractéristiques hydromécaniques et de résistance à l'érosion du limon avec et sans traitement. Les valeurs données sont les valeurs moyennes. Certaines valeurs n'ont pas été mesurées pour des temps de cure de 90 jours, les valeurs reportées sont celles des temps de cures inférieurs. Ces résultats ont été obtenus pour des conditions de compactage du côté humide de l'optimum de chaque modalité de traitement.

Dans son état naturel le limon présente une conductivité hydraulique de l'ordre de  $10^{-09}$  m/s, les différents traitements gardent globalement ce même niveau ou provoquent une réduction d'un ordre de grandeur. Seul le traitement à la bentonite permet de réduire la conductivité hydraulique à un niveau de l'ordre de  $10^{-11}$  m/s.



Par ailleurs, le traitement par produits argileux n'a pas modifié la résistance à la compression simple. Le traitement par des liants, chaux et ciment, engendre une augmentation de la résistance à la compression simple. Cette augmentation est plus importante avec l'augmentation du dosage et du temps de cure, et elle est aussi plus grande pour le traitement au ciment.

Tableau III.10 : Récapitulatif des caractéristiques hydromécaniques et d'érosion du limon de Saint-Quentin avec et sans traitement.

Type de traitement (dosage et temps de cure)	Caractéristiques du sol (valeurs moyennes)			
	$k$ (m/s)	$R_c$ (kPa)	$k_{er}$ (s/m)	$\tau_c$ (Pa)
Limon naturel	$6,0 \times 10^{-09}$	142	$2,07 \times 10^{-04}$	429
+ 2 % kaolinite	$2,3 \times 10^{-09}$	186	$1,99 \times 10^{-04}$	607
+ 5 % kaolinite	$1,3 \times 10^{-09}$	186	/	/
+ 9 % kaolinite	$7,3 \times 10^{-10}$	170	$6,92 \times 10^{-05}$	530
+ 2 % bentonite	$2,2 \times 10^{-10}$	155	$5,62 \times 10^{-05}$	316
+ 5 % bentonite	$5,1 \times 10^{-11}$	175	/	/
+ 9 % bentonite	$2,6 \times 10^{-11}$	142	$6,46 \times 10^{-05}$	292
+ 1 % chaux (90 jours)	$9,0 \times 10^{-09}$	331	$1,30 \times 10^{-04}$ (90 j)	1720 (90 j)
+ 3 % chaux (90 jours)	$9,7 \times 10^{-10}$	485	$1,71 \times 10^{-04}$ (30 j)	1362 (30 j)
+ 3 % ciment (90 jours)	$1,9 \times 10^{-09}$	818	$1,47 \times 10^{-04}$ (30 j)	2886 (30 j)
+ 6 % ciment (90 jours)	$7,3 \times 10^{-10}$	1554	$3,88 \times 10^{-05}$ ( $V_s$ à 7 j)	9814 (7 j)

$V_s$  : valeur estimée.

Les caractéristiques d'érosion du limon sont affectées par les traitements de manière indépendante. Ainsi, l'ajout de la kaolinite n'a d'effet qu'avec un dosage élevé (9 %) et engendre uniquement une réduction du coefficient d'érosion. L'ajout de la bentonite provoque aussi le même effet et ce même avec un dosage faible (2 %). Le traitement à la chaux engendre une augmentation de la contrainte critique sans grande modification du coefficient d'érosion. Les effets du traitement au ciment sur les caractéristiques d'érosion sont liés au dosage utilisé, et peuvent engendrer une diminution du coefficient d'érosion et une grande augmentation de la contrainte critique.

Il est aussi intéressant de regarder les différentes relations qui existent entre les différents paramètres et ce à afin de pouvoir prédire le comportement à l'érosion du sol en fonction des paramètres hydromécaniques déjà disponibles. Ainsi la Figure III.19 illustre l'évolution de la contrainte critique en fonction de la résistance à la compression simple pour les différents traitements. Les résultats montrent que les éprouvettes présentant une résistance à la

compression simple élevée donnent une contrainte critique élevée. Cette tendance peut être expliquée par les liens cimentaires qui se créent dans le sol traité et qui confèrent au sol une meilleure résistance mécanique et aussi une meilleure résistance à l'arrachement lors du processus d'érosion.

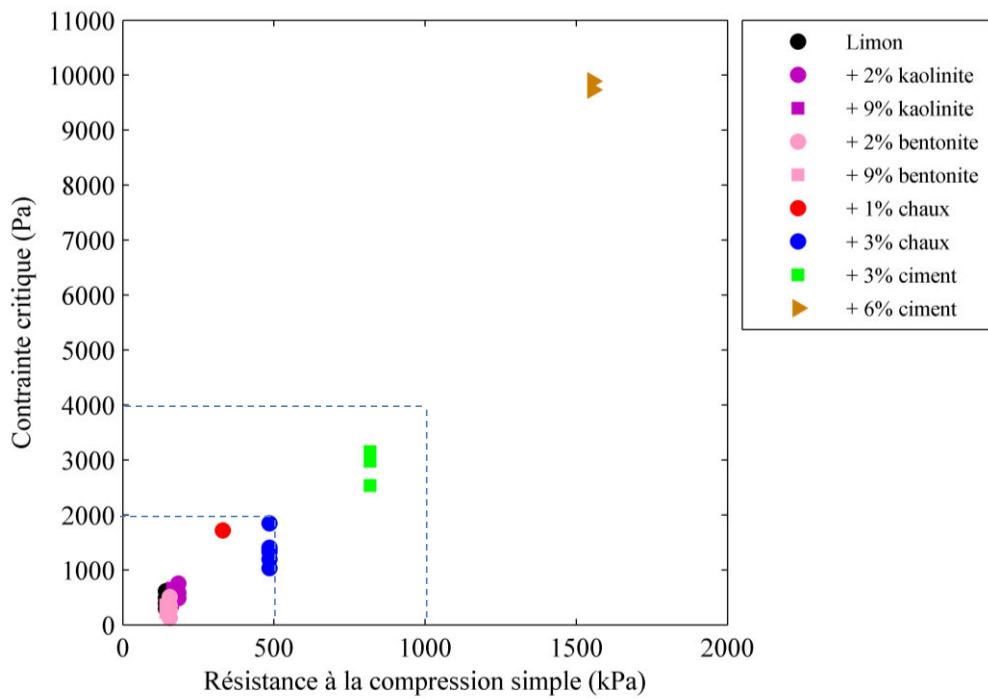


Figure III.19 : Relation entre la résistance à la compression simple et la contrainte critique du limon avec et sans traitement.

Bien qu'il soit difficile de proposer une relation linéaire entre les deux paramètres ( $R_c$  et  $\tau_c$ ), il est possible de définir des domaines de variations des deux paramètres comme illustré dans le Tableau III.11. Ces domaines permettent de donner une idée sur l'ordre de grandeur de la contrainte critique pour le processus d'érosion interne dans un conduit à partir des résultats des essais de résistance à la compression simple.

Tableau III.11 : Corrélation entre la résistance à la compression simple et la contrainte critique.

Résistance à la compression simple (kPa)	Contrainte critique (Pa)
0 - 500	0 - 2000
500 - 1000	2000 - 4000
> 1000	> 4000

L'évolution du coefficient d'érosion en fonction de la conductivité hydraulique est représentée dans la Figure III.20. Globalement, les valeurs du coefficient d'érosion peuvent être séparées en deux zones. Une zone où le coefficient d'érosion est supérieur à  $1 \times 10^{-04}$  s/m et avec des valeurs de conductivité hydraulique globalement supérieures à  $1 \times 10^{-09}$  m/s. Une seconde zone

où le coefficient d'érosion est inférieur à  $1 \times 10^{-4}$  s/m et avec des valeurs de conductivité hydraulique inférieures à  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Ces résultats montrent que les éprouvettes présentant une faible conductivité hydraulique offrent aussi un coefficient d'érosion plus faible.

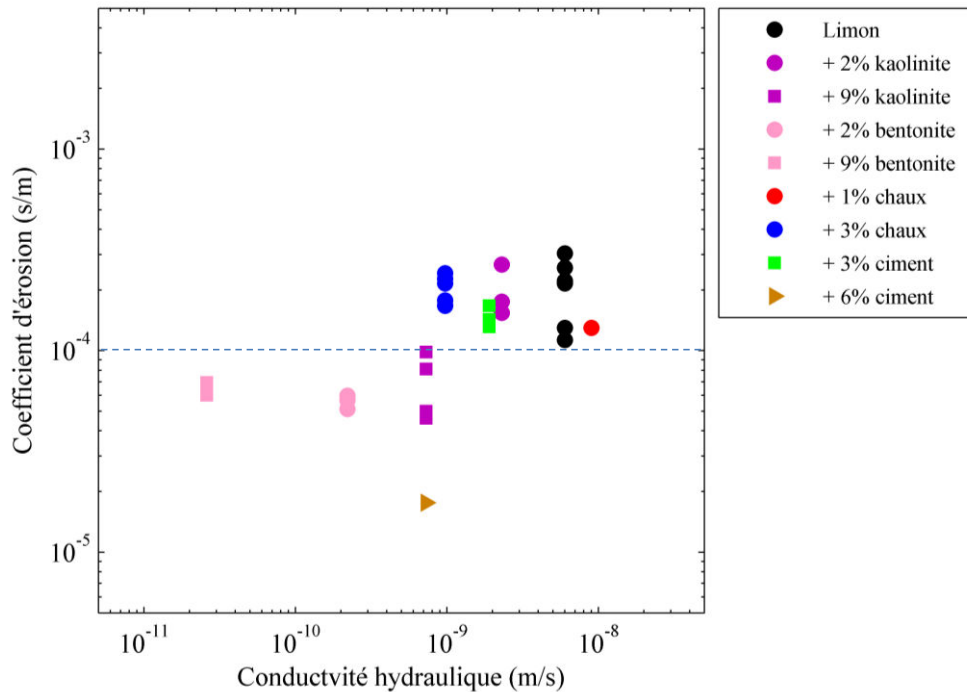


Figure III.20 : Relation entre la conductivité hydraulique et le coefficient d'érosion du limon de Saint-Quentin avec et sans traitement.

### III.6 Conclusion

Ce chapitre regroupe les résultats de l'étude de l'impact à court terme du traitement des sols sur les caractéristiques hydromécaniques et sur la résistance à l'érosion interne du limon de Saint-Quentin. Ces résultats ont permis de qualifier et de quantifier l'influence de chaque produit de traitement sur certains paramètres hydromécaniques d'un limon fin. L'influence de plusieurs facteurs (condition de compactage, dosage, etc.) a aussi été mise en évidence. Ainsi, les différents traitements conservent globalement le même niveau de conductivité hydraulique, ou provoquent une réduction d'un ordre de grandeur (à l'exception du traitement à la bentonite permet de réduire la conductivité hydraulique jusqu'à deux ordres de grandeur). Le traitement par produits argileux n'a pas modifié la résistance à la compression simple. Cependant, le traitement par des liants (chaux et ciment), engendre une augmentation de la résistance à la compression simple. Cette augmentation est favorisée avec l'augmentation du dosage et du temps de cure, et elle est aussi plus grande pour le traitement au ciment. L'impact des différents traitements sur les caractéristiques d'érosion du limon de Saint-Quentin se traduit principalement par une augmentation de la contrainte critique. Cette augmentation est plus

grande avec l'augmentation du dosage, et aussi plus grande dans le cas du traitement au ciment. De plus, pour les traitements avec la chaux et le ciment, la contrainte critique tend à augmenter avec le temps de cure. Par ailleurs, le coefficient d'érosion est affecté uniquement par le traitement à la bentonite ou dans le cas d'utilisation d'un grand dosage de traitement (6 % de ciment et 9 % de kaolinite).

L'ensemble des résultats permet donc de déterminer l'optimisation globale apportée par chaque produit de traitement. Ces résultats constituent donc un premier outil de choix et de sélection de produit de traitement, du dosage, et aussi des conditions de comptage nécessaires pour satisfaire, à la fois, des critères hydriques/mécaniques/érodabilité lors de la conception d'ouvrages hydrauliques.

Toutesfois, ces améliorations initiales sont susceptibles d'évoluer au cours du temps lorsque le sol traité est soumis à des sollicitations hydriques de séchage-humidification. L'enjeu majeur est de suivre cette évolution et de déterminer donc la durabilité des effets de traitements.

**Chapitre IV : Évolution des caractéristiques  
hydromécaniques et de l'érosion interne des sols  
traités soumis à des sollicitations hydriques**

---

## IV.1 Introduction

Les résultats du précédent chapitre montrent que les différents traitements peuvent améliorer à court terme les caractéristiques hydriques, mécaniques et d'érosion interne des sols. Toutefois, ces améliorations initiales sont susceptibles d'évoluer au cours du temps, notamment lorsque le sol traité est soumis à des sollicitations liées à l'environnement, comme la succession des cycles hydriques de séchage-humidification. Les études de durabilité en laboratoire peuvent permettre d'évaluer la sensibilité du sol traité à ce type de sollicitation. Il est cependant difficile à partir de seuls essais de laboratoire de prédire la cinétique de l'évolution des performances du même sol in situ, et d'accéder au comportement global à l'échelle de l'ouvrage. En effet, l'évolution à l'échelle in situ peut être conditionnée par d'autres paramètres qui sont parfois non reproductibles au laboratoire.

L'objectif de ce quatrième chapitre est de présenter l'étude de durabilité des traitements réalisée au laboratoire, étude complétée par des investigations in situ. Les éprouvettes du limon de Saint-Quentin, avec et sans traitement, ont été confectionnées dans les conditions optimales définies par un état de compactage du côté humide de l'optimum ( $W_{OPN+2,5\%}/\rho_d$  courbe Proctor normal). Ensuite, les éprouvettes ont subi différentes séries de cycles hydriques de séchage et d'humidification selon deux méthodes de sollicitations différentes. Les résultats visent à apprécier l'évolution potentielle des caractéristiques du limon traité, et donc à évaluer la durabilité de chaque traitement. Les investigations in situ concernent la réalisation de planches d'essais in situ à grande échelle. L'étude in situ présente deux objectifs, d'une part, la qualification et la quantification des performances hydriques et mécaniques initiales des sols traités à l'échelle d'ouvrages, et d'autre part, le suivi du comportement hydromécanique à long terme des sols constituant ces ouvrages.

La première partie de ce chapitre concerne l'évolution de la résistance à la compression simple du limon traité. Une description détaillée de l'évolution de l'état des éprouvettes avec l'accumulation des cycles hydriques est ainsi présentée.

Dans la seconde partie, l'impact de l'accumulation des cycles hydriques sur la conductivité hydraulique du limon avec et sans traitement est abordé.

La troisième partie est consacrée à la présentation de l'impact des cycles hydriques sur les caractéristiques d'érosion du limon traité. L'étude s'est focalisée uniquement sur les cas des traitements à la chaux et au ciment.

La quatrième partie synthétise l'étude en laboratoire de l'impact global des cycles hydriques sur l'ensemble des caractéristiques hydrique/mécanique/érodabilité du limon de Saint-Quentin.

La cinquième partie traite de l'étude in situ, et détaille le cadre et les contraintes de réalisation de planches d'essais ainsi que les matériaux utilisés et les méthodes de mise en place des sols. L'évolution des matériaux constitutifs de chaque bassin est ensuite discutée.

Les résultats de cette étude permettent de qualifier et de quantifier la durabilité des sols traités et aussi de donner quelques dispositions constructives à adopter pour s'assurer de la fiabilité et de la durabilité des ouvrages hydrauliques en sol traité.

## IV.2 Résistance à la compression simple

Pour l'étude de la durabilité, les éprouvettes traitées ont subi des sollicitations hydriques de séchage humidification par deux méthodes d'imposition de cycles hydriques. Les deux méthodes diffèrent selon l'intensité des conditions hydriques appliquées et la durée d'application de ces conditions. La confrontation de deux méthodes différentes permet de mieux appréhender le rôle de l'intensité de la sollicitation hydrique sur la cinétique d'évolution des caractéristiques du sol traité. Ainsi, la première méthode, « méthode-Hr », applique des cycles selon des conditions pouvant être qualifiées de « modérées » (cf. II.4.2.1). Tandis que, la seconde méthode qui est inspirée de la norme ASTM-D559, « méthode-Ag », applique des cycles dont les conditions peuvent être qualifiées « d'extrêmes » (cf. II.4.2.2). Pour l'ensemble des modalités étudiées la résistance à la compression simple des éprouvettes a été mesurée avec l'accumulation des cycles hydriques (1, 3, 6 et 12 cycles). Par ailleurs, des éprouvettes ont été conservées à teneur en eau constante (270 et 360 jours), et ce afin d'obtenir des références d'évolution de la résistance à la compression simple à long terme en absence de sollicitations hydriques. Le programme des essais réalisés est donné dans le Tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Programme des essais de résistance à la compression simple après sollicitations hydriques.

Traitement	Dosage (%)			Conservation sans cycle (jours)		Méthode-Hr (nombre de cycle)				Méthode-Ag (nombre de cycle)				Nombre de modalités
	D1	D2	D3	270	360	1	3	6	12	1	3	6	12	
Limon	/	/	/	/	*	*	*	*	*	*	/	/	/	6
+ chaux	1	3	/	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	20
+ ciment	3	6	/	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	20
+ kaolinite	2	5	9	/	*	*	*	*	*	*	/	/	/	18
+ bentonite	2	5	9	/	*	*	*	*	*	*	/	/	/	18
Nombre total de modalités													62	

Pour chaque modalité étudiée, une description de l'état des éprouvettes après cycles hydriques précédera la présentation des résultats de la résistance à la compression simple. Les éprouvettes avant l'application de cycles hydriques ont une géométrie cylindrique et ne présentent pas de fissures ou de quelconques dégradations. L'évolution de l'état des éprouvettes est alors caractérisée par le changement de leur forme géométrique initiale et/ou l'apparition de fissures ou de dégradation.

Par ailleurs, et pour l'ensemble des modalités de traitement, plusieurs éprouvettes ont été testées pour chaque cycle réalisé (avec un minimum de 2 éprouvettes par cycle). Sur l'ensemble des graphiques donnés dans cette section, seule la valeur moyenne sera présentée. Pour une même modalité de traitement, et pour un nombre de cycles donné, l'écart moyen entre les différentes mesures est inférieur à 10 %, et l'écart maximal n'a pas dépassé les 30 %.

#### **IV.2.1 Limon sans traitement**

##### ***IV.2.1.1 Évolution de l'état des éprouvettes***

La Figure IV.1 présente l'état des éprouvettes du limon sans traitement à la fin de 12 cycles hydriques avec la méthode-Hr. Les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent pas de fissures apparentes. Par ailleurs, à la fin de 12 cycles hydriques, les éprouvettes testées présentent une teneur en eau proche de la teneur en eau initiale (17,5 %).

Les éprouvettes ayant subi des cycles hydriques avec la méthode-Ag ont été détruites dès le premier cycle d'humidification.



*Figure IV.1 : Exemple de deux éprouvettes du limon non traité ayant subi 12 cycles hydriques par la méthode-Hr.*

##### ***IV.2.1.2 Évolution de la résistance à la compression simple***

L'évolution de la résistance à la compression simple avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr est donnée dans la Figure IV.2. Sur l'axe des abscisses, l'échelle utilisée est



le temps depuis la confection des éprouvettes. Ce temps tient en compte à la fois de la durée de chaque cycle appliqué, et aussi du nombre et de l'accumulation des cycles hydriques appliqués. Ce mode de présentation sera utilisé par la suite pour les différents cas de traitement. Après 6 cycles hydriques, la résistance à la compression simple du limon sans traitement ne varie pas de manière significative. Après 12 cycles hydriques, qui correspondent à une période d'exposition de 252 jours, la résistance à la compression diminue légèrement jusqu'à atteindre une valeur de 121 kPa.

Les éprouvettes ayant subi des cycles hydriques avec la méthode-Ag ont été complètement détruites dès le premier cycle hydrique.

Les éprouvettes conservées durant 360 jours sans cycles hydriques présentent des valeurs de résistance à la compression simple qui dépendent de leur état hydrique au moment de la réalisation de l'essai. Ainsi, pour des teneurs en eau entre 17,8 et 18,3 %, les éprouvettes présentent une résistance à la compression simple de 105 kPa.

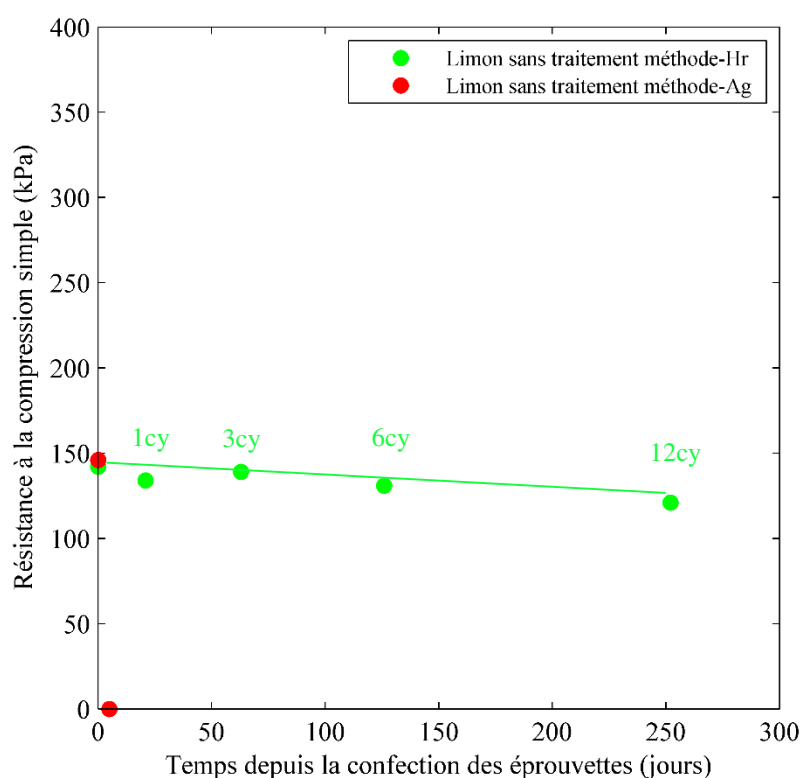


Figure IV.2 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement avec l'accumulation des cycles hydriques.

#### IV.2.1.3 Discussion

L'évolution de la résistance à la compression du limon en fonction des différents modes de sollicitation hydriques et de conservation est donnée dans le Tableau IV.2. Les éprouvettes ayant subi des cycles hydriques avec la méthode-Hr présentent un niveau de résistance à la

compression simple similaire à celui des éprouvettes initiales, ou ayant été conservées à long terme sans cycles hydriques. La résistance à la compression simple du limon sans traitement n'est donc pas affectée de manière significative par des cycles hydriques « modérés ». Cependant, l'imposition des cycles hydriques d'une intensité plus importante, qualifiée comme sollicitations « extrêmes », conduit à la destruction des éprouvettes et à la chute immédiate de la résistance à la compression simple du limon.

*Tableau IV.2 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon sans traitement en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.*

Sollicitations subies par les éprouvettes	$R_c$ (kPa)
Après compactage ( $w = 17,5 \%$ )	142
Après 12 cycles avec la méthode-Hr (252 jour) ( $w \approx 17,5 \%$ )	121
Après 1 cycle avec la méthode-Ag	/
Conservation 365 jours + humidification contrôlée après conservation ( $w \approx 17,8$ à $18,3 \%$ )	105

*Les teneurs en eau données entre parenthèse correspondent aux teneurs en eau au moment de la réalisation des essais.*

## IV.2.2 Traitement par des produits argileux

### IV.2.2.1 Évolution de l'état des éprouvettes

#### a) Traitement à la kaolinite

La Figure IV.3 présente l'état des éprouvettes du limon traité avec 2 % de kaolinite avec l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr. Les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent pas de déformations ou de fissures apparentes même après 12 cycles hydriques. Pour les éprouvettes du limon traité avec 5 et 9 % de kaolinite (cf. Annexe B.1), des déformations volumiques et des fissures sont observées après le troisième cycle hydrique. Ces fissures et ces déformations prennent une ampleur plus importante avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. Par ailleurs, à la fin des différents cycles hydriques, et pour les trois dosages étudiés, les essais d'écrasement ont été réalisés avec une teneur en eau proche de la teneur en eau initiale.

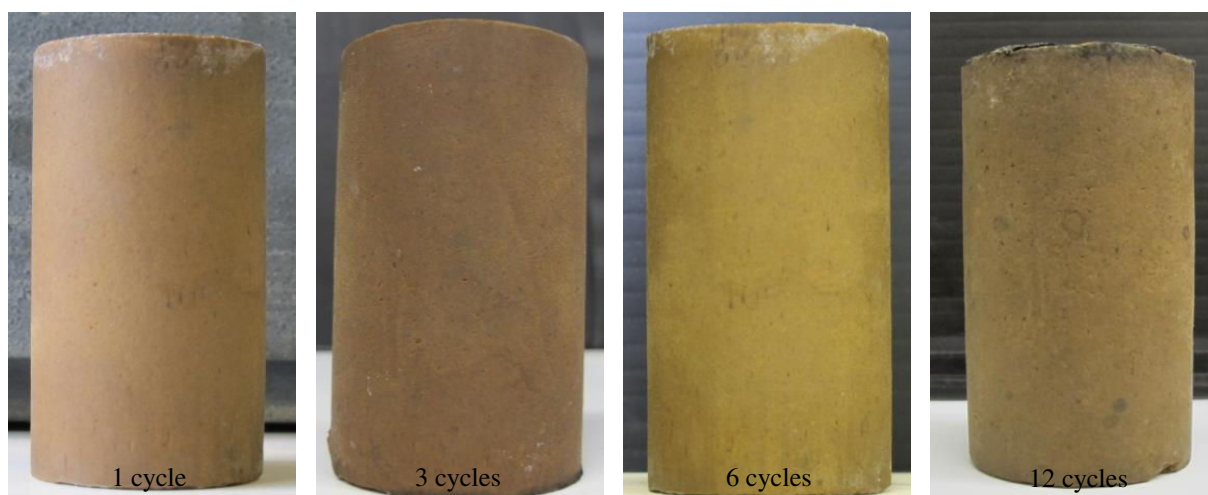


Figure IV.3 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 2 % de kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, les éprouvettes du limon traité à la kaolinite, indépendamment du dosage utilisé, ont subi une destruction complète dès le premier cycle d'humidification.

#### **b) Traitement à la bentonite**

La Figure IV.4 montre l'état des éprouvettes du limon traité avec 5 % de bentonite avec l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr (Pour les dosages 2 et 9 % les photos sont en annexe B.2). Avec un dosage de 2 % de bentonite, les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte jusqu'à six cycles hydriques, au-delà, l'accumulation des cycles hydriques s'accompagne d'une apparition progressive de fissures. L'accumulation des cycles hydriques engendre aussi des déformations volumiques. Elles semblent être principalement liées à une humidification non homogène sur la hauteur des éprouvettes. Pour les éprouvettes traitées avec des dosages de 5 et de 9 % de bentonite, les déformations volumiques et les fissures apparaissent dès les premiers cycles. Puis, avec une cinétique élevée, ces déformations volumiques et ces fissures prennent une ampleur plus importante. Ces détériorations conduisent à la destruction quasi-totale des éprouvettes traitées avec 5 et 9 % de bentonite après 12 cycles hydriques. Par ailleurs, à la fin des différents cycles hydriques, et pour les trois dosages étudiés, les essais d'écrasement ont été réalisés sur des éprouvettes présentant une teneur en eau proche de la teneur en eau initiale.



Figure IV.4 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 5 % de bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

#### IV.2.2.2 Évolution de la résistance à la compression simple

##### a) Traitement à la kaolinite

L'évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la kaolinite avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr est donnée dans la Figure IV.5. Avec un dosage de 2 et 5 % de kaolinite, la résistance à la compression simple diminue légèrement mais progressivement avec l'accumulation des cycles, pour atteindre après 12 cycles hydriques une valeur de 93 et 82 kPa respectivement pour 2 et 5 % de kaolinite. Avec un dosage de 9 % de kaolinite, la résistance à la compression simple diminue dès le premier cycle, puis se stabilise entre 1 et 12 cycles hydriques, et atteint 80 kPa après 12 cycles hydriques.

L'application des cycles hydriques avec la méthode-Ag conduit à la destruction complète des éprouvettes traitées à la kaolinite, la résistance à la compression simple est donc nulle pour les différents dosages de kaolinite.

Après une période de conservation de 360 jours, suivie d'une humidification contrôlée pour revenir à la teneur en eau initiale (humidification par le bas au moyen d'une pierre poreuse humide), les éprouvettes présentent une résistance à la compression simple similaire à leur valeur initiale.

Le Tableau IV.3 résume l'évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la kaolinite en fonction des différents modes de sollicitation et de conservation. Les éprouvettes maintiennent une résistance à la compression simple de l'ordre de 0,45 à 0,5 de la valeur initiale avant l'application des cycles hydriques par la méthode-Hr. Cependant la résistance à la compression simple s'annule après le premier cycle hydrique par la méthode-Ag. Cela montre

que si le niveau d'intensité de sollicitation hydrique reste « modéré », un certain niveau minimal de la résistance à la compression simple peut être maintenu dans le temps.

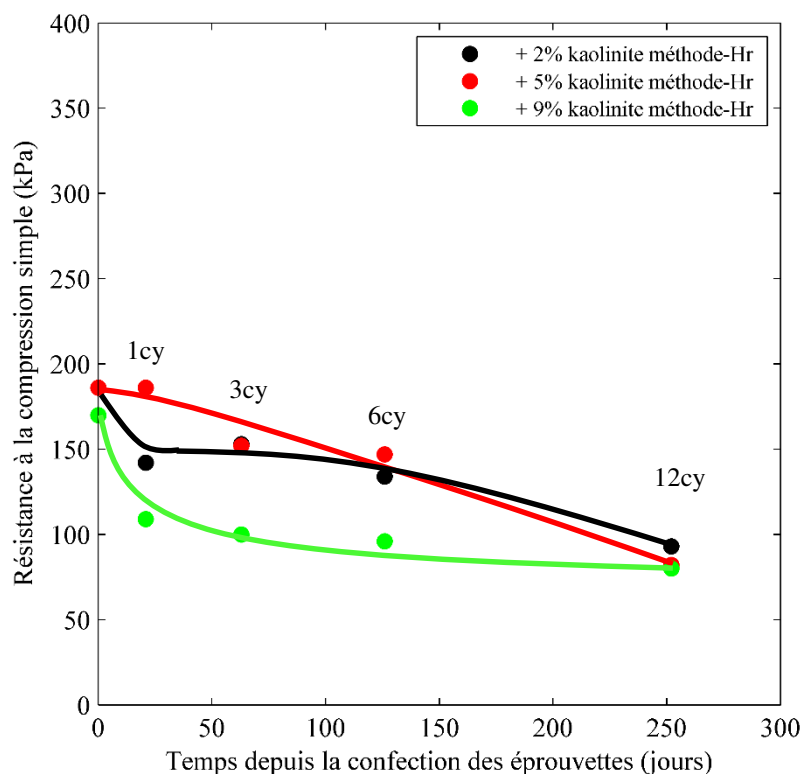


Figure IV.5 : Évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes de limon traité à la kaolinite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

Tableau IV.3 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la kaolinite en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.

Dosage (%)	Rc initiale (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Hr (kPa)	Rc 1 cycle méthode-Ag (kPa)	Rc 360 jour + humidification (kPa) (teneur en eau)
2	186	93	/	/
5	186	82	/	147 ( $w_{moy} \approx 17,8\%$ )
9	170	80	/	140 ( $w_{moy} \approx 17,4\%$ )

$w_{moy}$  : valeur moyenne de la teneur en eau au moment de la réalisation de l'essai.

### b) Traitement à la bentonite

L'évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la bentonite avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr est donnée dans la Figure IV.6. Avec un dosage de 2 % de bentonite la résistance à la compression simple diminue entre 1 et 3 cycles hydriques, puis se stabilise entre 3 et 12 cycles hydriques à un niveau de l'ordre de 80 kPa. Avec un dosage de 5 % de bentonite, la résistance à la compression simple atteint 80 kPa dès le premier cycle, puis continue à diminuer légèrement et atteint une valeur de l'ordre de 50 kPa après 12 cycles hydriques. La résistance à la compression simple des éprouvettes traitées avec

9 % de bentonite chute dès le premier cycle pour atteindre une valeur de 50 kPa puis continue à diminuer jusqu'à atteindre des valeurs presque nulles après 6 cycles hydriques.

Les éprouvettes traitées à la bentonite, ayant subi des cycles hydriques avec la méthode-Ag ont été complètement détruites dès le premier cycle et présentent donc une résistance à la compression simple nulle.

Après une période de conservation de 360 jours, une humidification contrôlée a été appliquée pour atteindre la teneur eau initiale et les éprouvettes ainsi testées présentent une résistance à la compression simple similaire à leur valeur initiale (pour les trois dosages testés).

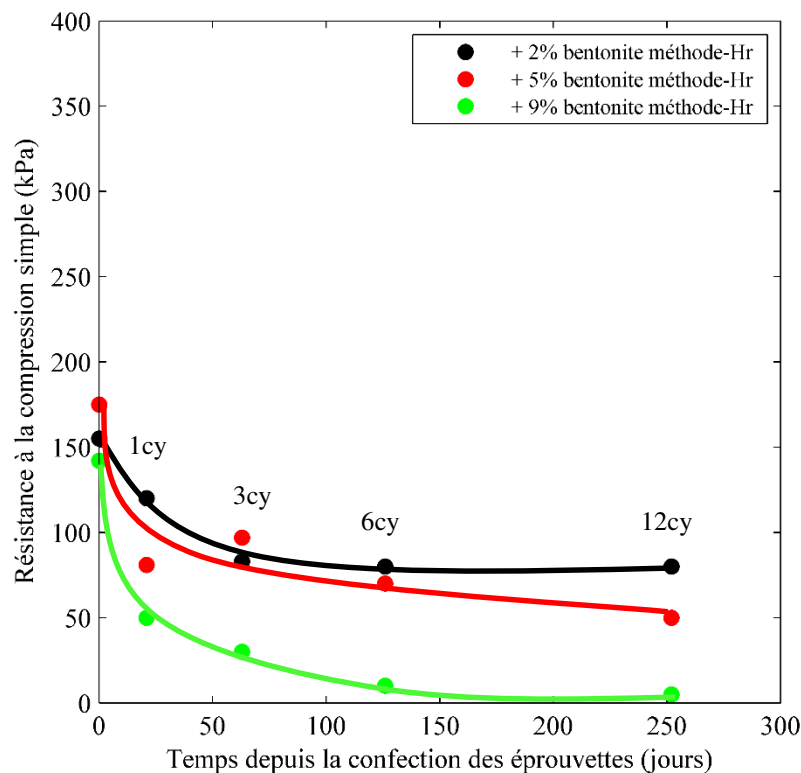


Figure IV.6 : Évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes de limon traité à la bentonite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

Le Tableau IV.4 résume l'évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la bentonite selon les différents modes de sollicitation et de conservation. La résistance à la compression simple diminue de façon continue avec l'accumulation des cycles hydriques jusqu'à atteindre des valeurs quasiment nulles. La cinétique de la diminution est favorisée avec les dosages élevés en bentonite. Cette diminution est liée principalement à la détérioration progressive des éprouvettes (fissures et déformations volumiques importantes). Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, la destruction des éprouvettes survient dès le premier cycle hydrique. Les cycles hydriques conduisent donc à la détérioration, puis la destruction des éprouvettes, avec une cinétique qui dépend du dosage de bentonite et de l'intensité des cycles hydriques.

Tableau IV.4 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la kaolinite en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.

Dosage (%)	Rc initiale (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Hr (kPa)	Rc 1 cycle méthode-Ag (kPa)	Rc 360 jours + humidification (kPa) (teneur en eau)
2	155	80	/	159 ( $w_{\text{moy}} \approx 18,5\%$ )
5	175	50	/	194 ( $w_{\text{moy}} \approx 17,5\%$ )
9	142	$\approx 0$	/	105 ( $w_{\text{moy}} \approx 20,5\%$ )

$w_{\text{moy}}$  : valeur de la teneur en eau au moment de la réalisation de l'essai.

### IV.2.2.3 Discussion et synthèse

Avec l'objectif de mieux appréhender le rôle de l'intensité de la sollicitation hydrique sur la cinétique d'évolution des caractéristiques du sol traité, les éprouvettes traitées ont subi des sollicitations hydriques de séchage-humidification par deux méthodes d'intensité et de durée d'application différentes. Les résultats obtenus montrent que la résistance à la compression simple des éprouvettes du limon traité par des argiles évolue selon deux facteurs. Le premier facteur est la nature de l'argile utilisée. Ainsi, le gonflement induit par la présence de la bentonite rend le limon traité plus sensible aux cycles hydriques. L'intensité des cycles hydriques est le second facteur déterminant. Ainsi, les éprouvettes du limon traité par un produit argileux conservent un niveau de résistance à la compression simples comparable au limon non traité pour des cycles hydriques d'une intensité « modérée », tandis qu'elles sont complètement détruites dès le premier cycle hydrique d'une intensité « extrême ».

## IV.2.3 Traitement par des liants

### IV.2.3.1 Évolution de l'état des éprouvettes

#### a) Traitement à la chaux

La Figure IV.7 et la Figure IV.8 montrent l'évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques. Avec des cycles hydriques par la méthode-Hr, les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent pas de déformations ou de fissures apparentes même après 12 cycles hydriques (Figure IV.7). Cependant, l'application des cycles hydriques par la méthode-Ag, comme illustrée par la Figure IV.8, conduit à la détérioration et la destruction des éprouvettes dès le premier cycle hydrique.

L'évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques est donnée en annexe B.3. De même que pour le dosage de 1 % de chaux, les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent



pas de déformations ou de fissures apparentes après 12 cycles hydriques. Aussi, les cycles hydriques avec la méthode-Ag provoquent une détérioration des éprouvettes à partir de 6 cycles hydriques, et conduisent à la destruction des éprouvettes après 8 cycles hydriques (Annexe B.3).

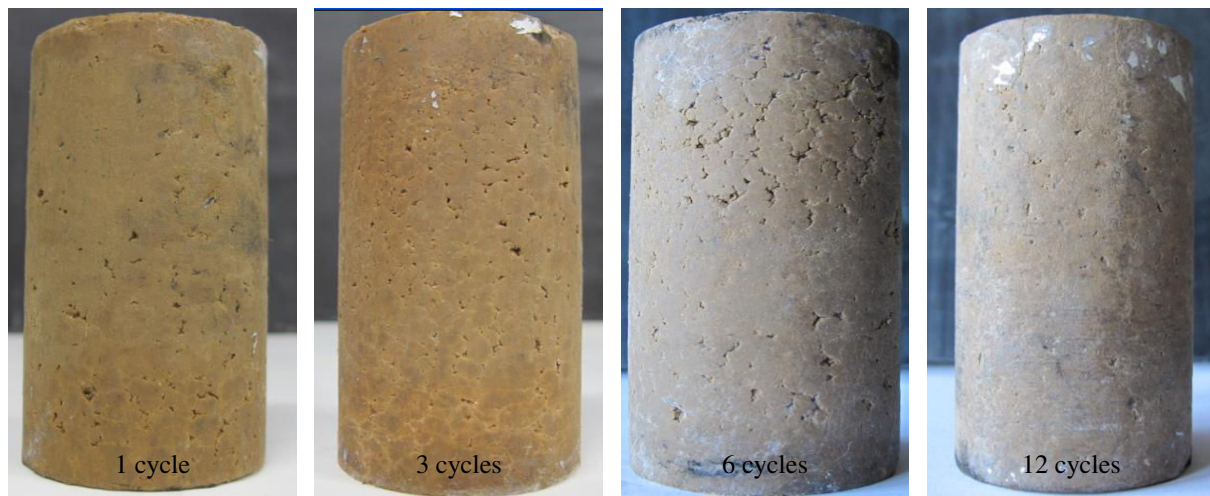


Figure IV.7 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

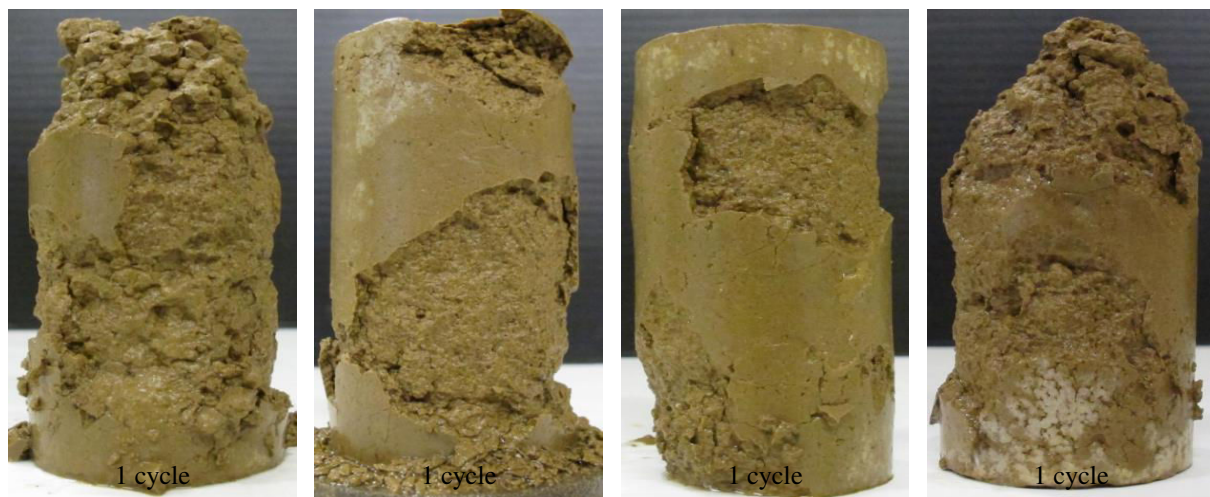


Figure IV.8 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux après 1 cycles hydrique par la méthode-Ag.

Par ailleurs, après la période de cure de 360 jours les éprouvettes du limon traité à la chaux, et indépendamment du dosage utilisé, ont subi une légère perte de la teneur en eau. Cette perte pourrait être en partie liée aux réactions de prise hydraulique qui consomment une partie de l'eau contenue dans l'espace poreux. Cette perte pourrait aussi être liée au mode de conservation des éprouvettes. En effet, des pertes de teneurs en eau ont aussi été constatées sur des éprouvettes de limon sans traitement. Ainsi, pour éviter les effets liés à l'état hydrique et à la succion sur la résistance à la compression simple mesurée, et pour pouvoir comparer des éprouvettes avec le même état de densité et de teneur en eau, certaines éprouvettes ont subi une



humidification contrôlée pour revenir à leur teneur en eau initiale (avant de réaliser les essais d'écrasement).

**b) Traitement au ciment**

L'évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment est donnée dans la Figure IV.9 pour les cycles hydriques par la méthode-Hr et dans la Figure IV.10 pour les cycles hydriques par la méthode-Ag. Avec des cycles hydriques par la méthode-Hr, les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent pas de déformations ou de fissures apparentes après 12 cycles hydriques. Cependant, avec des cycles par la méthode-Ag, les détériorations sont observées après 6 cycles hydriques, et la destruction des éprouvettes survient à partir de 7 cycles hydriques.



Figure IV.9 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

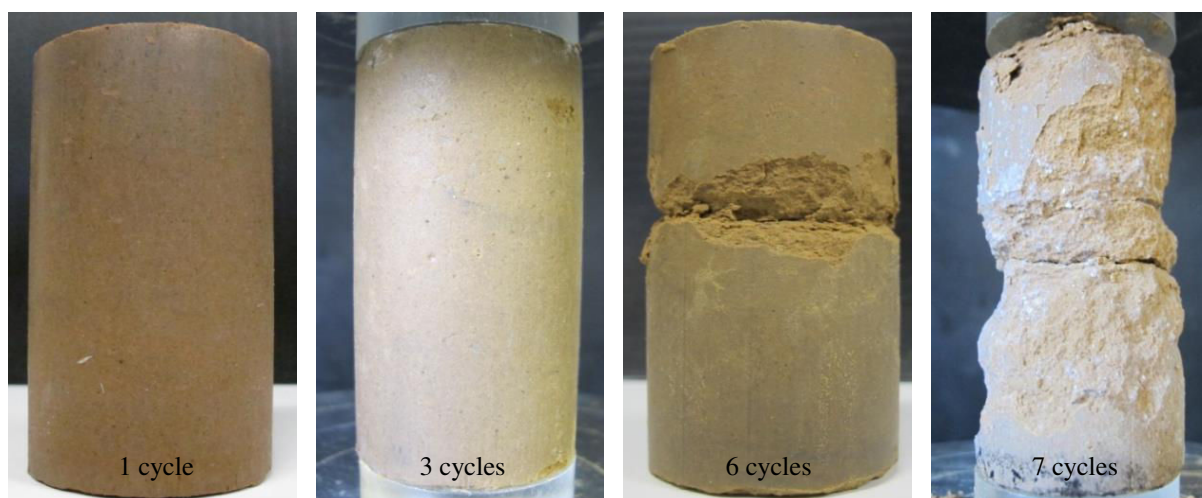


Figure IV.10 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag.

Les photos montrant l'évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment en fonction l'accumulation des cycles hydriques sont disponibles en annexe B.4. Pour les deux méthodes de sollicitation hydrique, les éprouvettes conservent une géométrie cylindrique intacte et ne présentent pas de déformations ou de fissures apparentes après 12 cycles hydriques.

Par ailleurs, après la période de cure de 360 jours les éprouvettes du limon traité au ciment, et indépendamment du dosage utilisé, ont subi une légère perte de la teneur en eau. De même que le traitement à la chaux, cette perte pourrait être en partie liée aux réactions de prise hydraulique qui consomment une partie de l'eau contenue dans l'espace poreux. Cette perte pourrait aussi être liée au mode de conservation des éprouvettes. Ainsi, ici aussi, la même stratégie d'humidification après cure, exposée précédemment dans le cas de traitement à la chaux, a été adoptée. L'objectif étant de comparer des éprouvettes dans le même état hydrique.

#### ***IV.2.3.2 Évolution de la résistance à la compression simple***

##### ***a) Traitement à la chaux***

L'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux est donnée dans la Figure IV.11. Avec les cycles hydriques par la méthode-Hr, la résistance à la compression simple diminue dès l'application du premier cycle hydrique, puis reste globalement stable jusqu'à 12 cycles hydriques pour une valeur de l'ordre de 170 kPa. Ainsi, la résistance à la compression simple a diminué de 52 % par rapport à la valeur initiale avant application des cycles hydriques. Avec les cycles hydriques par la méthode-Ag, la résistance à la compression simple est quasi-nulle dès le premier cycle hydrique.

L'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux est donnée dans la Figure IV.12. Avec les deux méthodes de sollicitations hydriques, la résistance à la compression simple reste stable jusqu'à 3 cycles hydriques. Au-delà, la résistance à la compression simple des éprouvettes ayant subi des cycles par la méthode-Hr diminue puis reste stable jusqu'à 12 cycles hydriques pour une valeur de l'ordre de 300 kPa. Ainsi, la résistance à la compression simple a diminué de 57 % par rapport à la valeur initiale avant application des cycles hydriques. Tandis que, la résistance à la compression simple des éprouvettes ayant subi des cycles par la méthode-Ag diminue progressivement pour atteindre une valeur quasi-nulle après 8 cycles hydriques.

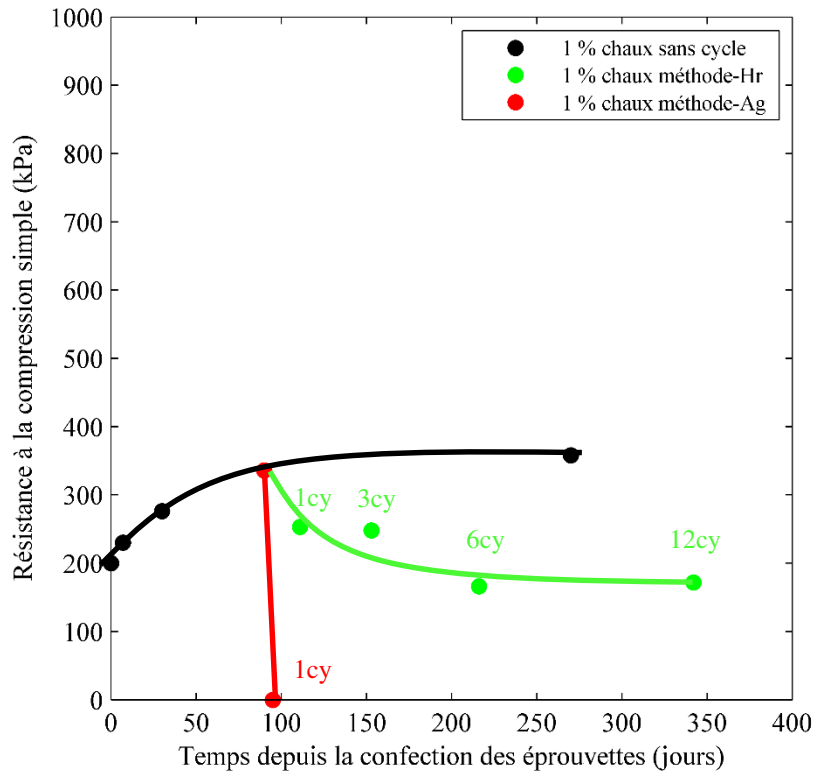


Figure IV.11 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques.

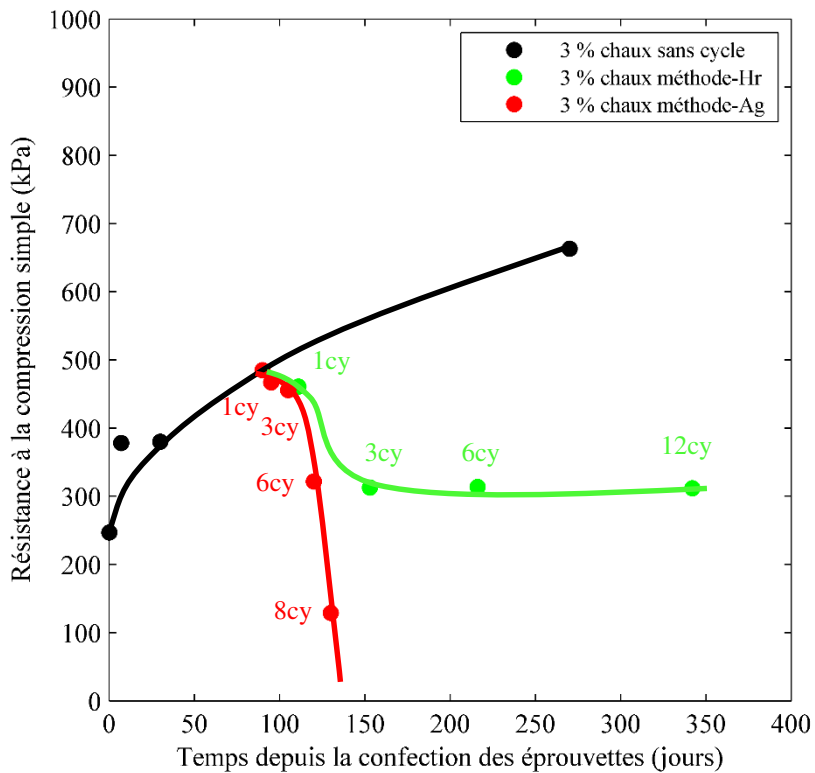


Figure IV.12 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 3 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques.

L'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes du limon traité à la chaux en fonction des différents modes de sollicitation est synthétisée dans le Tableau IV.5.

Après la période de cure de 360 jours les éprouvettes du limon traité à la chaux, et indépendamment du dosage utilisé, ont subi une légère perte de la teneur en eau. Par la suite les éprouvettes ont subi une humidification contrôlée pour revenir à leur teneur en eau initiale (avant de réaliser les essais d'écrasement). Les résultats des essais de résistance à la compression simple montrent alors des valeurs similaires aux valeurs initiales pour des teneurs en eau similaires.

Tableau IV.5 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité à la chaux en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.

Dosage (%)	Rc initiale (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Hr (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Ag (kPa)	Rc 360 jours + humidification (kPa) (teneur en eau)
1	331	172	0	358 ( $w_{moy} \approx 19,0$ %)
3	487	312	0	663 ( $w_{moy} \approx 18,0$ %)

$w_{moy}$ : valeur de la teneur en eau au moment de la réalisation de l'essai.

#### **b) Traitement au ciment**

La Figure IV.13 illustre l'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes de limon traité avec 3 % de ciment. Avec des cycles hydriques avec la méthode Hr la résistance à la compression simple diminue dès le premier cycle puis se stabilise entre 1 et 12 cycles hydriques avec une valeur de l'ordre de 450 kPa. Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, la résistance à la compression simple diminue progressivement jusqu'à atteindre un niveau en dessous du niveau du limon sans traitement après 7 cycles hydriques. Au-delà de 7 cycles hydriques, il n'est plus possible de réaliser l'essai de compression simple en raison de l'état de dégradation des éprouvettes.

Les résultats de l'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes traitées avec 6 % de ciment sont donnés dans la Figure IV.14. L'application des cycles hydriques par la méthode-Hr conduit à une diminution progressive de la résistance à la compression qui atteint une valeur de l'ordre de 500 kPa après 12 cycles hydriques. Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, la résistance à la compression simple diminue entre 1 et 9 cycles, puis se stabilise entre 9 et 12 cycles hydriques à une valeur de l'ordre de 850 kPa.

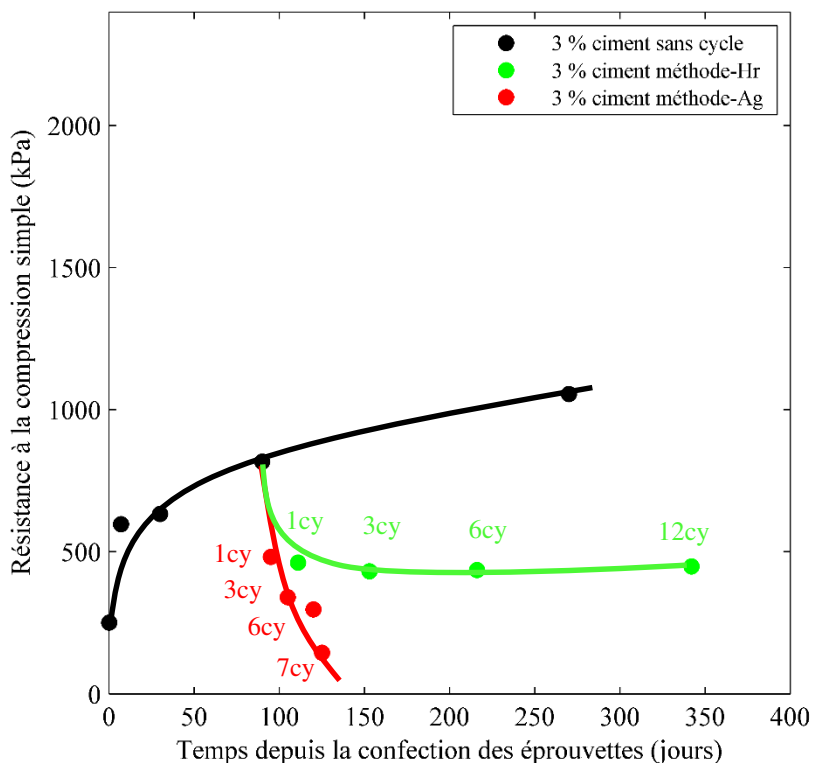


Figure IV.13 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 3 % de ciment avec l'accumulation des cycles hydriques.

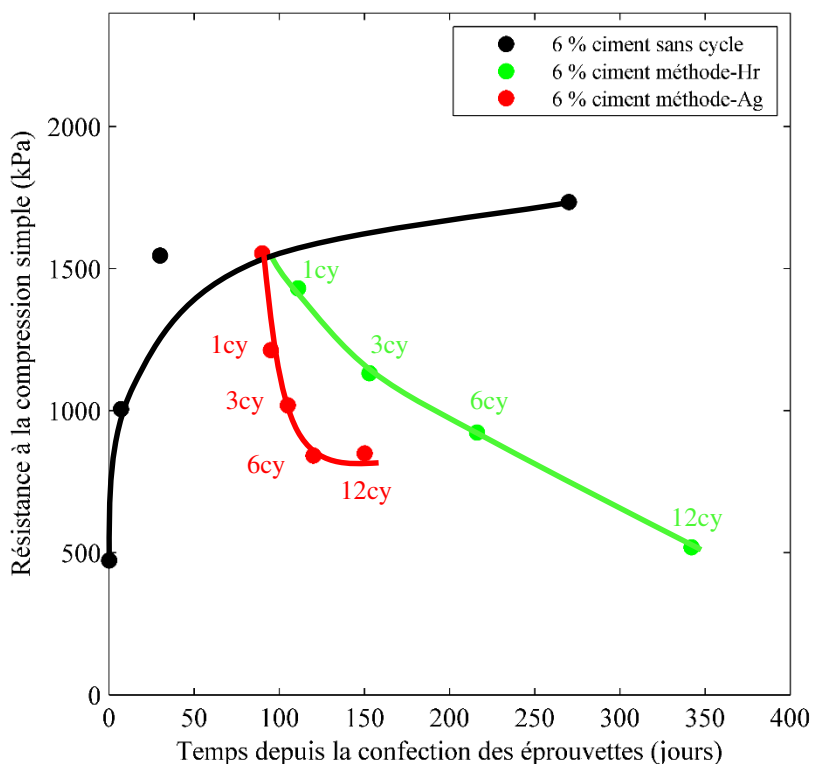


Figure IV.14 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à 6 % de ciment avec l'accumulation des cycles hydriques.

L'évolution de la résistance à la compression simple des éprouvettes du limon traité au ciment en fonction des différents modes de sollicitation est synthétisée dans le Tableau IV.6.

De même que les éprouvettes du limon traité à la chaux, après la période de cure de 360 jours les éprouvettes du limon traité au ciment, et indépendamment du dosage utilisé, ont subi une légère perte de la teneur en eau qui pourrait être liée à la prise hydraulique et aussi au mode de conservation des éprouvettes. Par la suite les éprouvettes ont subi une humidification contrôlée pour revenir à leur teneur en eau initiale (avant de réaliser les essais d'écrasement). Les résultats des essais de résistance à la compression simple montrent alors des valeurs similaires aux valeurs initiales pour des teneurs en eau similaires.

*Tableau IV.6 : Évolution de la résistance à la compression du limon traité au ciment en fonction des différents modes de conservation et des sollicitations hydriques subies.*

Dosage (%)	Rc 90 jours (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Hr (kPa)	Rc 12 cycles méthode-Ag (kPa)	Rc 360 jours + humidification (kPa)
3	817	449	0	1056
6	1554	520	850	1735

#### **IV.2.3.3 Discussion et synthèse**

L'impact du nombre de cycles hydriques sur la résistance à la compression simple du limon traité à la chaux et au ciment est donné dans la Figure IV.15. Les cycles hydriques induisent une diminution de la résistance à la compression simple du limon traité à la chaux (Figure IV.15.a). Cette diminution dépend de l'intensité des sollicitations hydriques appliquées. Ainsi avec des sollicitations qualifiées de « modérées », les éprouvettes conservent un niveau résiduel de la résistance à la compression simple équivalent à un ratio de 0,5 de la valeur de référence (valeur après 90 jours de cure). Par ailleurs, les sollicitations « extrêmes » provoquent une destruction des éprouvettes avec une cinétique de la détérioration dépendante du dosage utilisé. Ainsi avec un dosage de 1 % de chaux les éprouvettes sont immédiatement détruites, alors que pour un dosage de 3 % de chaux, les éprouvettes perdent graduellement leur résistance mécanique jusqu'à la destruction complète.

Dans le cas des éprouvettes du limon traité au ciment les cycles hydriques induisent aussi une diminution de la résistance à la compression simple (Figure IV.15.b). L'ampleur et la cinétique de diminution dépendent du dosage utilisé. Ainsi avec un dosage élevé de ciment (6 %) la diminution de la résistance à la compression simple semble être indépendante de l'intensité des sollicitations appliquées. Après 12 cycles hydriques les éprouvettes conservent un niveau résiduel de résistance à la compression simple de l'ordre 0,35 à 0,55 de la valeur de référence (valeur après 90 jours de cure). Cependant, avec un dosage de 3 % ciment, l'intensité des cycles hydriques joue un rôle primordial. Ainsi, avec des sollicitations qualifiées de « modérées », les

éprouvettes conservent après 12 cycles hydriques un niveau résiduel de la résistance à la compression simple équivalent à un ratio de 0,55 de la valeur de référence (valeur après 90 jours de cure). Alors que pour des sollicitations « extrêmes », les éprouvettes de limon traité à 3 % de ciment sont détruites avant d'atteindre les 12 cycles hydriques.

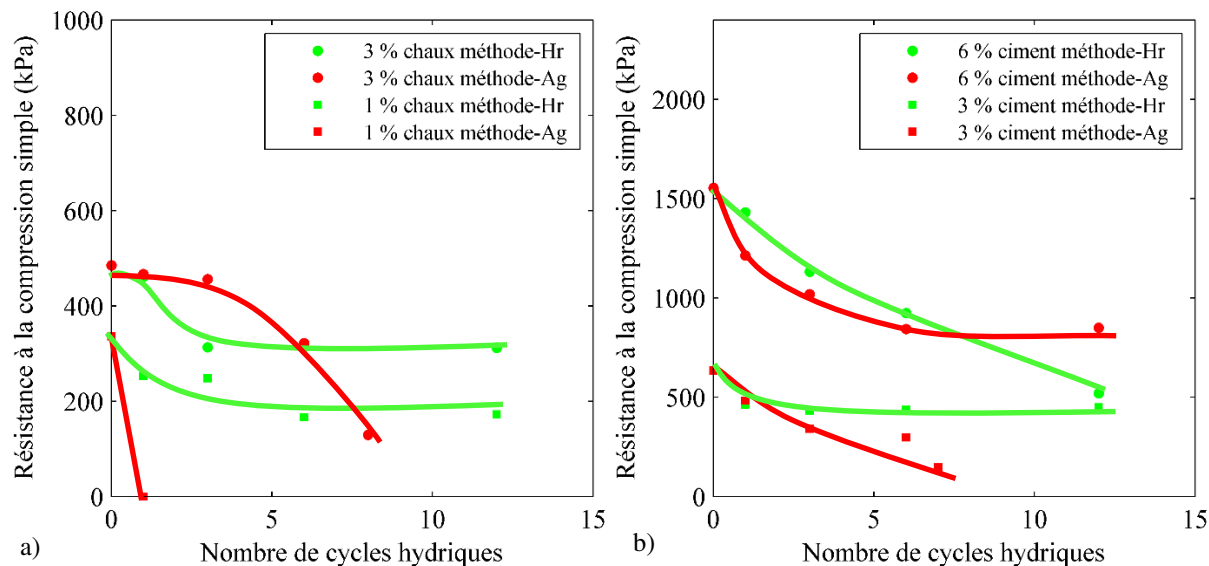


Figure IV.15 : Évolution de la résistance à la compression simple du limon traité à la chaux et au ciment avec en fonction du nombre de cycles hydriques.

#### IV.2.4 Conclusion : Impact des cycles hydriques sur le comportement mécanique du limon traité

Les résultats de l'étude montrent que l'évolution de la résistance à la compression simple dépend de deux facteurs : *i*) l'intensité des cycles hydriques imposés, et *ii*) la nature et le dosage du produit de traitement. Ainsi, sous les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée de « modérée », les éprouvettes maintiennent un niveau résiduel de résistance à la compression simple. Ce niveau dépend alors de la nature du produit de traitement et du dosage utilisé. Cependant, sous les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée d'« extrême », les éprouvettes se détériorent et perdent leur résistance à la compression simple. La cinétique de détérioration dépend aussi de la nature du produit de traitement et du dosage utilisé.

### IV.3 Conductivité hydraulique

L'étude présentée dans cette section traitera de l'impact des sollicitations hydriques sur l'évolution de la conductivité hydraulique du limon traité, et donc de la durabilité du comportement hydrique des traitements. Les éprouvettes traitées ont subi des sollicitations hydriques de séchage-humidification avec les deux méthodes d'imposition de cycles hydriques. Pour l'ensemble des modalités étudiées la conductivité hydraulique des éprouvettes a été

déterminée en fonction du nombre de cycles hydriques (1, 3, 6 et 12 cycles). Le programme des essais réalisés est donné dans le Tableau IV.7.

Tableau IV.7 : Programme des essais de conductivité hydraulique après sollicitations hydriques.

Traitement	Dosage (%)			Méthode-Hr (nombre de cycle)				Méthode-Ag (nombre de cycle)				Nombre de modalités
	D1	D2	D3	1	3	6	12	1	3	6	12	
Limon	/	/	/	*	*	*	*	*	/	/	/	5
+ chaux	1	3	/	*	*	*	*	*	*	*	*	16
+ ciment	3	6	/	*	*	*	*	*	*	*	*	16
+ bentonite	2	5	9	*	*	*	*	*	/	/	/	15
+ kaolinite	2	5	9	*	*	*	*	*	/	/	/	15
Nombre total de modalités											67	

### IV.3.1 Limon sans traitement

L'impact de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr sur la conductivité hydraulique des éprouvettes de limon sans traitement est illustré dans la Figure IV.16. La conductivité hydraulique tend à augmenter progressivement jusqu'à une valeur de l'ordre de  $5,0 \times 10^{-8}$  m/s. Ainsi après 12 cycles hydriques, la conductivité hydraulique augmente d'un seul ordre de grandeur par rapport à la valeur initiale. Avec la méthode-Ag les éprouvettes ont été détruites dès le premier cycle et la conductivité hydraulique n'a pas été mesurée.

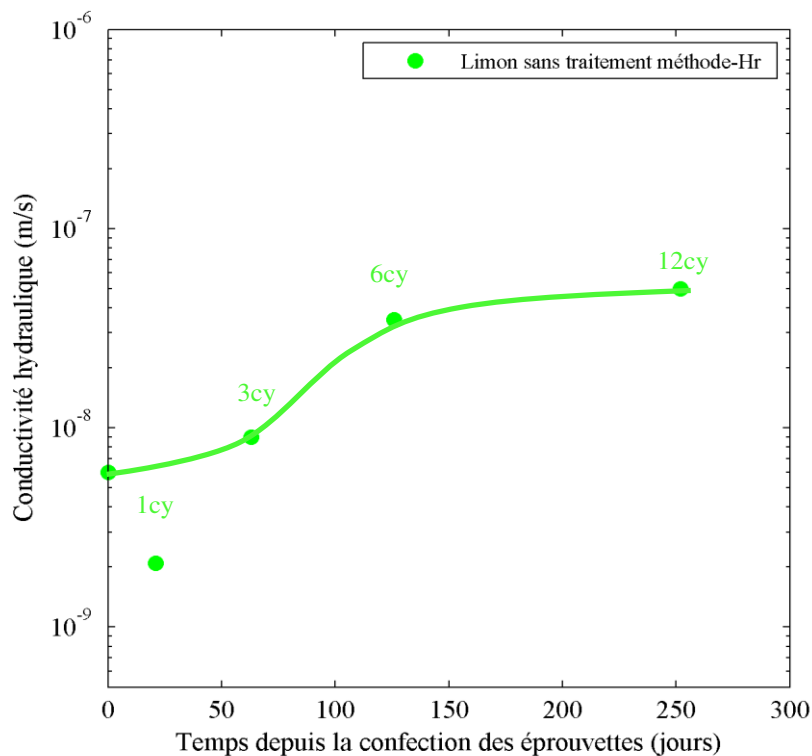


Figure IV.16 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon sans traitement en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr.



### IV.3.2 Traitement par produits argileux

#### IV.3.2.1 Traitement à la kaolinite

La Figure IV.17 montre l'impact de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr sur la conductivité hydraulique des éprouvettes de limon traité à la kaolinite. Avec un dosage de 2 % de kaolinite, la conductivité hydraulique reste stable jusqu'à 3 cycles hydriques puis augmente après 6 cycles hydriques et atteint une valeur de  $4,7 \times 10^{-8}$  m/s après 12 cycles hydriques. Ainsi après 12 cycles hydriques, la conductivité hydraulique augmente d'un ordre de grandeur par rapport à la valeur initiale. Avec un dosage de 5 % de kaolinite, la conductivité hydraulique augmente de manière progressive avec l'accumulation des cycles hydriques pour atteindre  $4,0 \times 10^{-8}$  m/s après 12 cycles hydriques. Par rapport à la valeur initiale, la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité à 5 % de kaolinite a augmenté d'un ordre de grandeur. Avec un dosage de 9 % de kaolinite la conductivité hydraulique augmente légèrement, mais de manière continue, avec l'accumulation des cycles hydriques et atteint une valeur de  $3,1 \times 10^{-9}$  m/s après 12 cycles hydriques. Par rapport à la valeur initiale, la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité à 9 % de kaolinite a augmenté de moins d'un ordre de grandeur après 12 cycles hydriques.

L'application des cycles hydriques par la méthode-Ag conduit à la destruction des éprouvettes et aucune mesure de conductivité hydraulique n'a été réalisée.

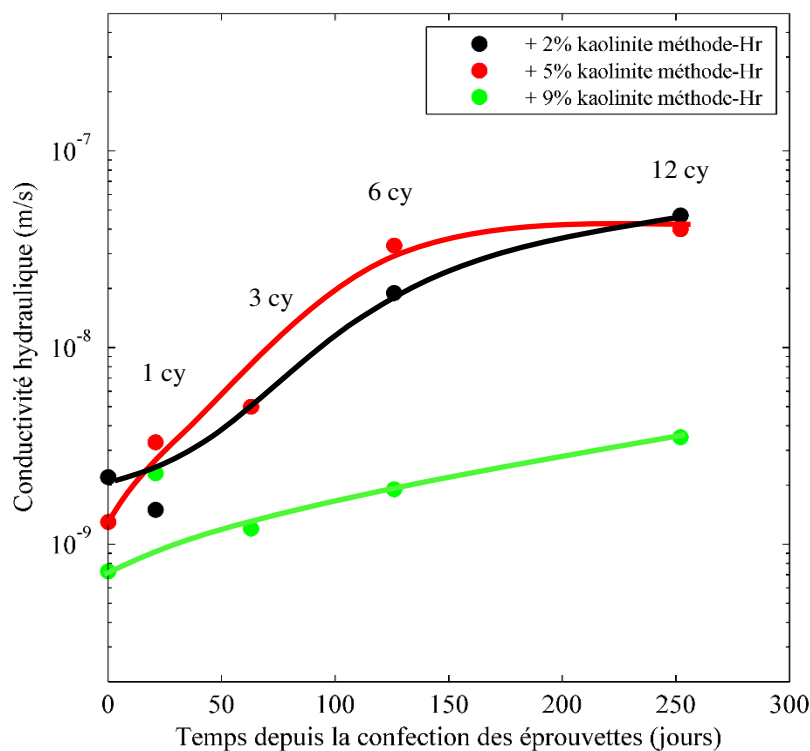


Figure IV.17 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la kaolinite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr.

### IV.3.2.2 Traitement à la bentonite

L'évolution de conductivité hydraulique des éprouvettes de limon traité à la bentonite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques est donnée dans la Figure IV.18. Avec un dosage de 2 % de bentonite la conductivité hydraulique augmente progressivement, mais avec une cinétique lente avec l'accumulation des cycles hydriques et atteint  $4,8 \times 10^{-9}$  m/s après 12 cycles hydriques. Par rapport à la valeur initiale, la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité à 2 % de bentonite a augmenté d'un ordre de grandeur après 12 cycles hydriques. Concernant les éprouvettes de limon traité avec 5 et 9 % de bentonite, la conductivité hydraulique augmente avec une cinétique rapide avec l'accumulation des cycles hydriques. Elle atteint ainsi  $4,8 \times 10^{-8}$  m/s après 12 cycles hydriques pour un traitement avec 5 % de bentonite et  $1,3 \times 10^{-8}$  m/s après 9 cycles hydriques dans le cas du traitement avec 9 % de bentonite. Pour ce dernier cas, la détérioration des éprouvettes n'a pas permis de mesurer la conductivité hydraulique après 12 cycles hydriques (cf. Annexe B.2). Ainsi, pour les dosages de 5 et 9 % de bentonite, la conductivité hydraulique a augmenté de trois ordres de grandeur avec l'accumulation des cycles hydriques.

Pour les trois dosages étudiés d'ajout de bentonite, l'application des cycles hydriques par la méthode-Ag a conduit à la destruction des éprouvettes dès le premier cycle et aucune mesure de conductivité hydraulique n'a été réalisée.

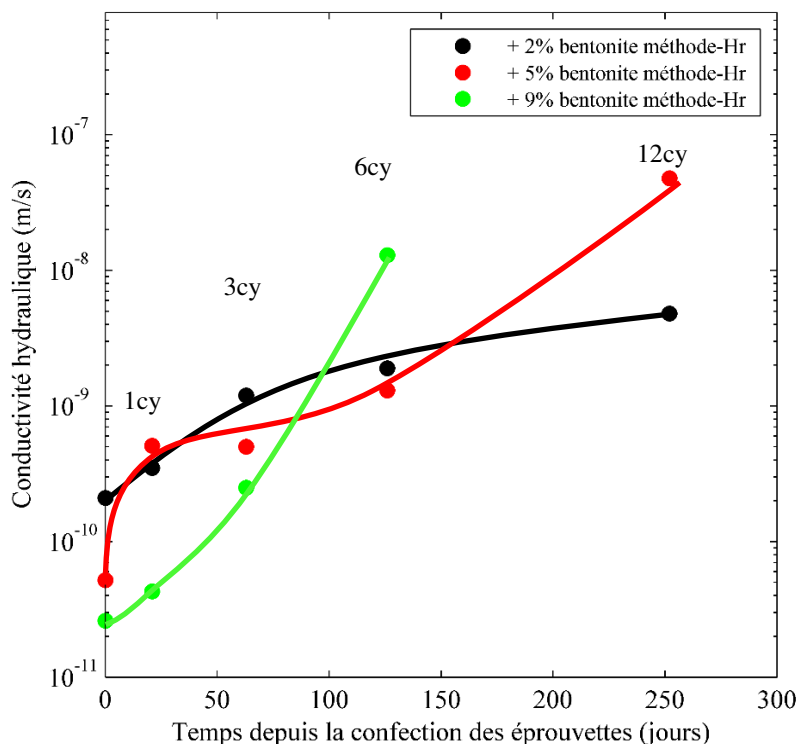


Figure IV.18 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la bentonite en fonction de l'accumulation des cycles hydriques avec la méthode-Hr.

### **IV.3.2.3 Discussion et synthèse**

Les résultats montrent que les cycles hydriques engendrent une augmentation de la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité par des produits argileux. Cette augmentation est influencée par la nature du produit argileux, par le dosage utilisé et par le nombre de cycle. Cette augmentation de conductivité hydraulique est probablement liée à la formation de fissures, qui sont en partie largement apparentes après un certain nombre de cycles. Certaines de ces fissures se referment par le gonflement de l'argile (cicatrisation) durant le processus d'humidification, tandis que d'autres restent ouvertes et engendrent une augmentation des chemins préférentiels de circulation qui causent l'augmentation de la conductivité hydraulique (cf. Annexe B.2).

## **IV.3.3 Traitement par des liants**

### **IV.3.3.1 Traitement à la chaux**

La Figure IV.19 illustre l'évolution de la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux. La conductivité hydraulique augmente dès le premier cycle hydrique puis reste globalement stable entre 1 et 12 cycles hydriques avec une valeur de l'ordre de  $6,0 \times 10^{-08}$  m/s. Ainsi après 6 cycles hydriques, la conductivité hydraulique augmente de moins d'un ordre de grandeur par rapport à la valeur initiale. Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag les éprouvettes sont très détériorées dès le premier cycle hydrique (cf. Figure IV.7), la conductivité hydraulique mesurée est cependant proche de la valeur initiale. Au-delà du premier cycle hydrique par la méthode-Ag, aucune mesure n'a pu être réalisée du fait de la destruction des éprouvettes.

L'évolution de la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux est présentée dans la Figure IV.20. Avec les cycles hydriques par la méthode-Hr, la conductivité hydraulique augmente entre 1 et 6 cycles hydriques, puis se stabilise entre 6 et 12 cycles hydriques à une valeur de  $2,2 \times 10^{-07}$  m/s. Ainsi après 12 cycles hydriques la conductivité hydraulique a augmenté de deux ordres de grandeur. Avec l'application des cycles hydriques par la méthode-Ag, la conductivité hydraulique augmente dès le premier cycle hydrique et atteint une valeur de l'ordre de  $3,5 \times 10^{-08}$  m/s. La conductivité hydraulique reste stable entre 1 et 6 cycles hydriques. La destruction des éprouvettes n'a pas permis de mesurer la conductivité hydraulique au-delà de 6 cycles hydriques.

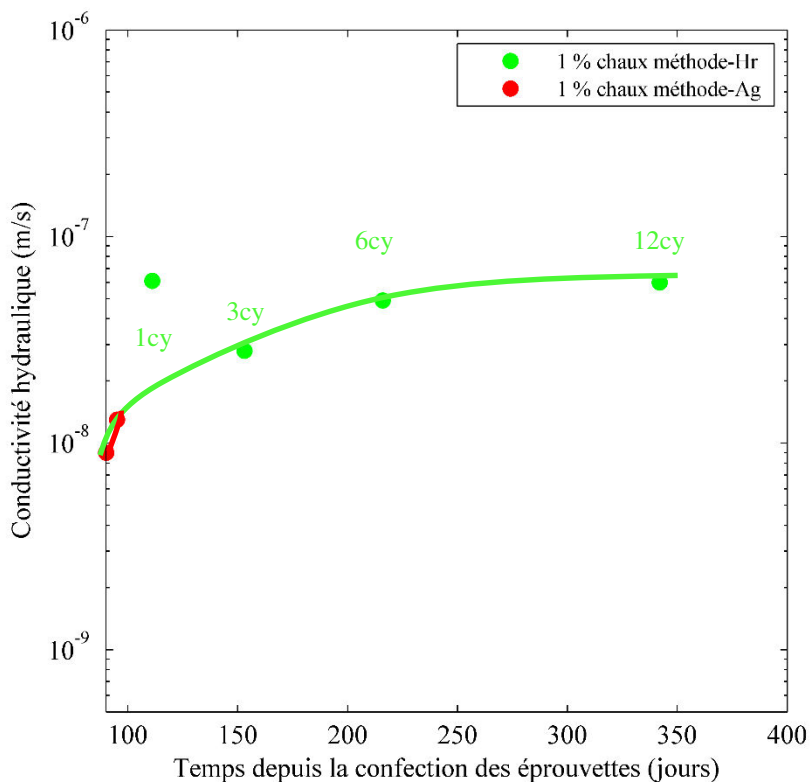


Figure IV.19 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques.

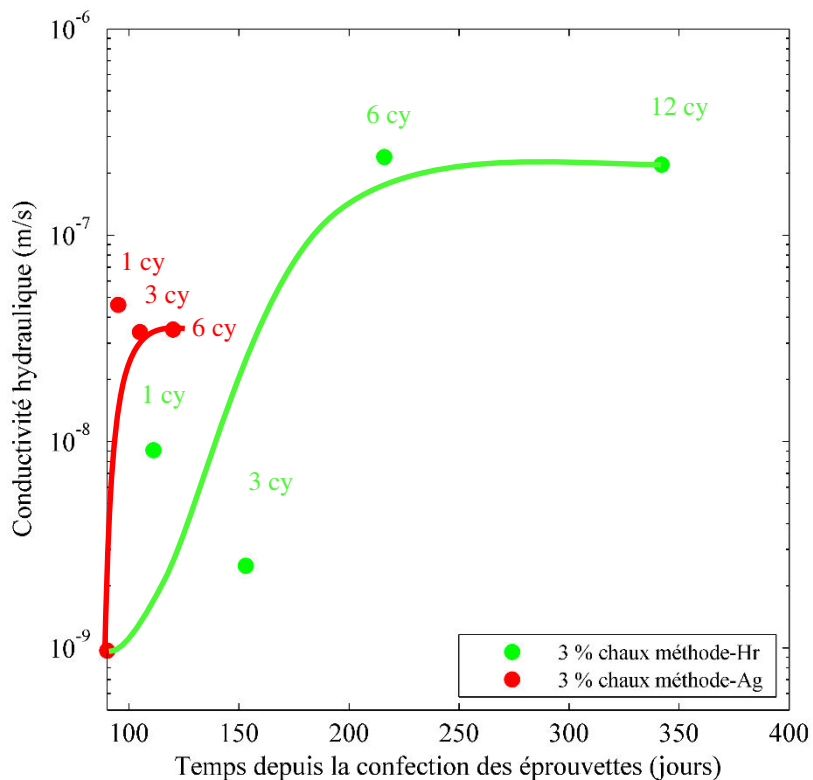


Figure IV.20 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 3 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques.

### IV.3.3.2 Traitement au ciment

L'impact de l'accumulation des cycles hydriques sur la conductivité hydraulique des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment est donné dans la Figure IV.21. Avec des cycles hydriques par la méthode-Hr, la conductivité hydraulique reste quasi stable après 1 cycle hydrique, puis augmente à partir de 3 cycles hydriques et se stabilise entre 3 et 12 cycles hydriques à une valeur de l'ordre de  $5,0 \times 10^{-8}$  m/s. Par rapport à la valeur de référence (à 90 jours de cure) la conductivité hydraulique a augmentée d'un ordre de grandeur après 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, la conductivité hydraulique augmente dès le premier cycle hydrique et atteint une valeur de  $2,1 \times 10^{-8}$  m/s après 6 cycles hydriques. Au-delà de 6 cycles hydriques par la méthode-Ag, la détérioration puis la destruction des éprouvettes n'ont pas permis de réaliser les mesures de conductivité hydraulique.

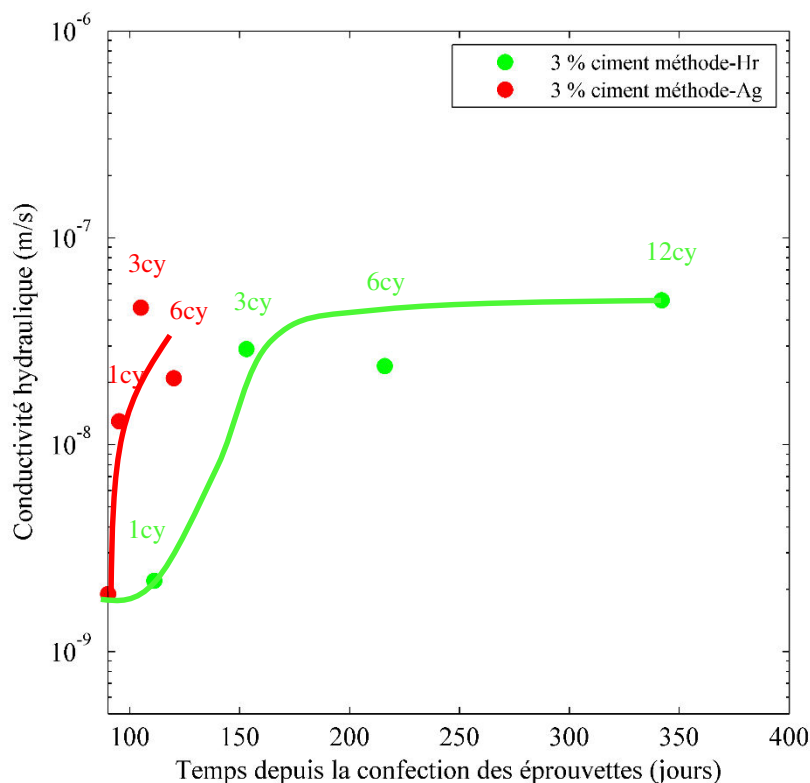


Figure IV.21 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 3 % de ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques.

La Figure IV.22 illustre l'impact de l'accumulation des cycles hydriques sur la conductivité hydraulique du limon traité avec 6 % de ciment. Avec des cycles hydriques par la méthode-Hr, la conductivité hydraulique reste stable après 1 cycle hydrique puis augmente progressivement entre 1 et 6 cycles hydriques. L'accumulation des cycles hydriques entre 6 et 12 cycles conduit à une légère augmentation de la conductivité hydraulique qui atteint une valeur de

$4,9 \times 10^{-08}$  m/s après 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. Par rapport à la valeur de référence (à 90 jours de cure) la conductivité hydraulique a augmenté de deux ordres de grandeur après 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. Avec des cycles hydriques par la méthode-Ag, la conductivité hydraulique augmente entre 1 et 3 cycles progressivement et avec une cinétique rapide. L'accumulation des cycles hydriques entre 3 et 12 cycles conduit à une augmentation de la conductivité hydraulique avec une cinétique plus lente. La conductivité hydraulique atteint une valeur de  $2,0 \times 10^{-08}$  m/s après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. Par rapport à la valeur de référence (à 90 jours de cure) la conductivité hydraulique augmente aussi de deux ordres de grandeur après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

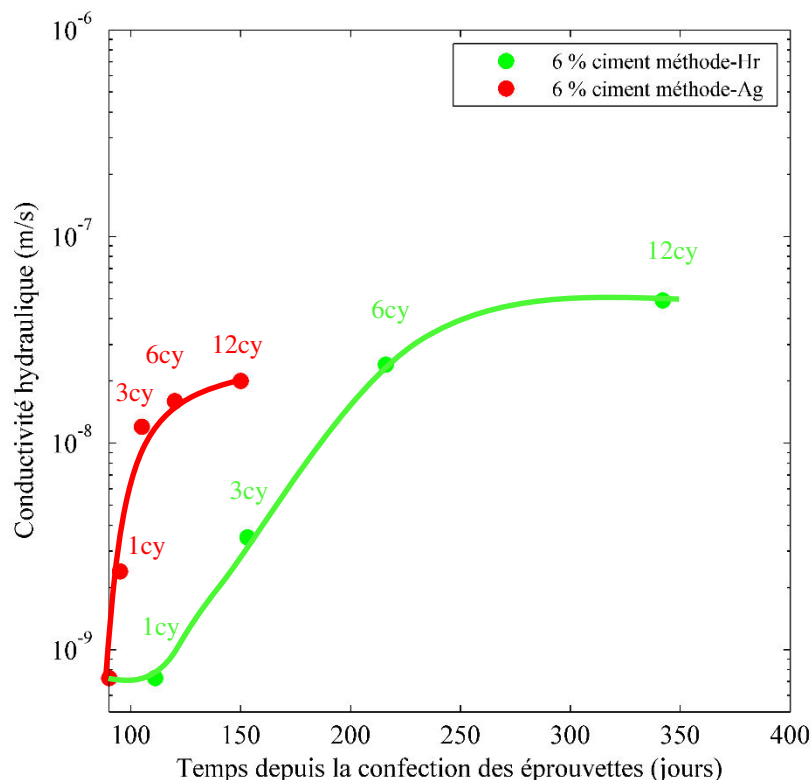


Figure IV.22 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité avec 6 % de ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques.

### IV.3.3.3 Discussion et synthèse

L'impact de l'accumulation du nombre de cycles hydriques sur la conductivité hydraulique des éprouvettes de limon traité à la chaux et au ciment est présenté dans la Figure IV.23. L'accumulation des cycles hydriques conduit à une augmentation de la conductivité hydraulique du limon traité à la chaux. Cette augmentation est liée à l'intensité des sollicitations hydriques et au dosage de chaux utilisé (Figure IV.23.a).

Ainsi avec des sollicitations d'une intensité qualifiée de « modérée », la conductivité hydraulique se stabilise à partir de 6 cycles hydriques. Avec un niveau d'augmentation d'un ordre de grandeur pour 1 % de chaux et de deux ordres de grandeur pour 3 % de chaux par rapport aux valeurs de référence (valeurs après 90 jours de cure).

Les sollicitations d'intensité « extrême » provoquent une destruction des éprouvettes avec une cinétique de détérioration dépendante du dosage de chaux. Ainsi avec un dosage de 1 % de chaux les éprouvettes sont immédiatement détruites. Alors que pour un dosage de 3 % de chaux, la conductivité hydraulique reste à un niveau de  $3,5 \times 10^{-8}$  m/s juste avant la destruction complète.

L'accumulation du nombre de cycles hydriques conduit aussi à une augmentation de la conductivité hydraulique du limon traité au ciment (Figure IV.23.b). Par rapport aux valeurs de référence, cette augmentation est de l'ordre d'un à deux ordres de grandeur pour les deux dosages utilisés et pour les deux méthodes de sollicitations hydriques.

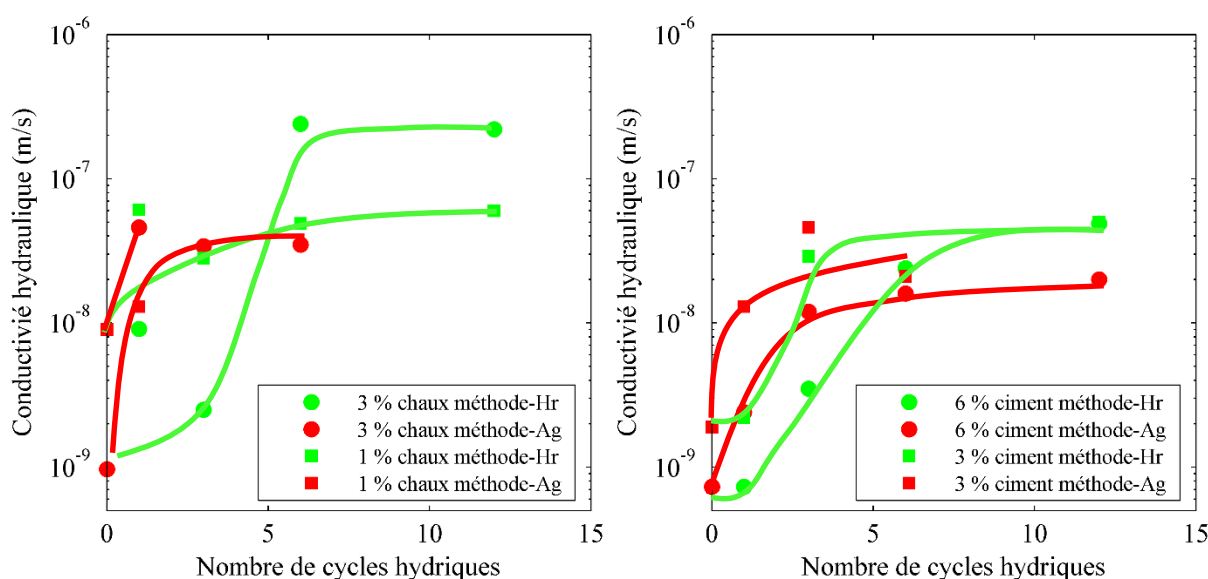


Figure IV.23 : Évolution de la conductivité hydraulique du limon traité à la chaux et au ciment en fonction de l'accumulation des cycles hydriques.

#### IV.3.4 Conclusion : Impact des cycles hydriques sur la conductivité hydraulique du limon traité

Les résultats de l'étude montrent que l'évolution de la conductivité hydraulique dépend de deux facteurs : *i*) l'intensité des cycles hydriques imposés, et *ii*) la nature et le dosage du produit de traitement. Ainsi, sous les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée de « modérée », la conductivité hydraulique augmente progressivement avec l'accumulation des cycles hydriques. Cependant, la cinétique d'augmentation dépend de la nature du produit et du dosage utilisé. Le

niveau moyen de la conductivité hydraulique après des cycles hydriques est de l'ordre de  $5,0 \times 10^{-08}$  m/s. Par ailleurs, sous les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée de « extrême », les éprouvettes se détériorent et la conductivité hydraulique augmente avec l'accumulation des cycles hydriques.

#### IV.4 Érosion interne

L'étude de l'impact à court terme du traitement sur la résistance à l'érosion du limon, présentée dans le précédent chapitre, a permis de déterminer les modifications apportées aux paramètres  $\tau_c$  et  $k_{er}$  après traitement. L'étude présentée dans cette section traitera de l'évolution des paramètres d'érosion lorsque les éprouvettes du limon traité sont soumises aux sollicitations hydriques.

L'étude a été axée uniquement sur les éprouvettes du limon traité par des liants (chaux et ciment). Les éprouvettes du limon traité ont subi des sollicitations hydriques de séchage humidification avec les deux méthodes d'imposition de cycles hydriques. Les essais d'érosion (HET) ont été réalisés principalement après 6 et 12 cycles hydriques par la méthode-Hr, et après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. Les essais réalisés sont donnés dans le Tableau IV.8

Tableau IV.8 : Programme des essais d'érosion après sollicitations hydriques.

Traitement	Conservation sans cycle (jours)		Méthode-Hr (nombre de cycle)			Méthode-Ag (nombre de cycle)	Nombre de modalités
	270	3	6	10	12	12	
+ 1 % chaux	/	*	*	/	*	*	4
+ 3 % chaux	*		*	*	/	*	4
+ 3 % ciment	/		*	*	/	*	3
+ 6 % ciment	/		*	*	/	*	3
Nombre total de modalités							14

#### IV.4.1 Évolution de l'érodabilité du limon traité à la chaux

##### IV.4.1.1 Traitement avec 1 % de chaux

###### a) Sollicitations hydriques avec la méthode-Hr

L'évolution de l'état des éprouvettes du limon traité à la chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr est donnée dans la Figure IV.24. Les éprouvettes ont été maintenues dans le moule durant l'application des cycles hydriques. La surface des sections transversales a subi une détérioration progressive avec l'accumulation des cycles hydriques.



Après 12 cycles hydriques, la perte de masse liée à cette détérioration n'excède cependant pas les 4 % de la masse sèche initiale.

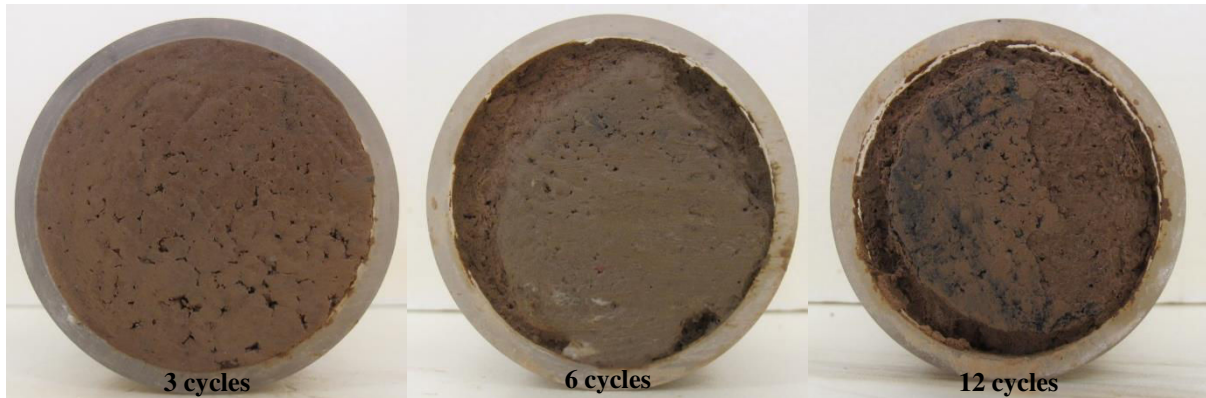


Figure IV.24 : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

Durant certains essais d'érosion, l'éprouvette a subi des pertes de masse dans les sections amont et aval du conduit. Cette perte de masse perturbe le signal de turbidité qui n'a pas pu être correctement exploité pour déterminer la quantité de matériau érodée uniquement dans le conduit. Dans ce cas, seule la contrainte critique a été estimée en se basant sur la connaissance des diamètres et des différentiels de pression appliqués (en début et en fin d'essai). Ces deux paramètres ont alors été utilisés dans l'équation II.2 (rappelée ci-après) pour estimer la contrainte critique appliquée ( $\tau$ ).

$$\tau = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta P(t)}{L} \cdot r(t) \quad (IV.1)$$

où :

$\Delta P$  : le différentiel de pression appliqué entre l'amont et l'aval de la l'éprouvette [kPa];

$L$  : la longueur de l'éprouvette [m] ;

$r(t)$  : le rayon du conduit [m].

Le Tableau IV.9 résume les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux mesurées après l'application des cycles hydriques par la méthode-Hr. Les résultats montrent qu'après 3 cycles hydriques, la contrainte critique varie entre 900 et 1200 Pa. Après 6 cycles hydriques, la contrainte critique varie entre 735 et 912 Pa, et après 12 cycles hydriques la contrainte critique varie entre 490 et 850 Pa. Lorsque sa mesure a été possible, le coefficient d'érosion varie entre  $5,00 \times 10^{-05}$  et  $8,49 \times 10^{-04}$  s/m.

Tableau IV.9 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux après application de sollicitations hydriques par la méthode-Hr.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
3 cycles	Test 1	$\approx 1200$	<i>Nd</i>
	Test 2	1000 à 1200	<i>Nd</i>
	Test 3	900 à 1100	$5,00 \times 10^{-05}$
6 cycles	Test 1	735	$8,49 \times 10^{-04}$
	Test 2	862	$1,10 \times 10^{-04}$
	Test 3	912	$5,71 \times 10^{-04}$
	Test 4	726	$6,17 \times 10^{-05}$
	Test 5	820	$1,28 \times 10^{-04}$
12 cycles	Test 1	600 à 800	<i>Nd</i>
	Test 2	600 à 850	<i>Nd</i>
	Test 3	700 à 850	<i>Nd</i>
	Test 4	490	$5,61 \times 10^{-04}$

*Nd* : non déterminé.

#### **b) Sollicitations hydriques avec la méthode-Ag**

Un suivi de la masse sèche des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Ag a été réalisé (Figure IV.25). La masse sèche reste constante jusqu'à 3 cycles hydriques. Au-delà, l'accumulation des cycles hydriques conduit à une perte progressive et continue de la masse sèche. Après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag, les éprouvettes perdent environ 40 % de leur masse sèche initiale. Les éprouvettes de sol étant maintenues dans leur moule durant l'application des cycles, la détérioration (perte de masse) induite affecte principalement les surfaces transversales amont et aval. Ainsi, après chaque cycle hydrique, l'éprouvette subit une destruction d'une couche du matériau d'une épaisseur d'ordre millimétrique. Ceci engendre donc une réduction progressive de la hauteur des éprouvettes avec l'accumulation des cycles hydriques (Figure IV.26).

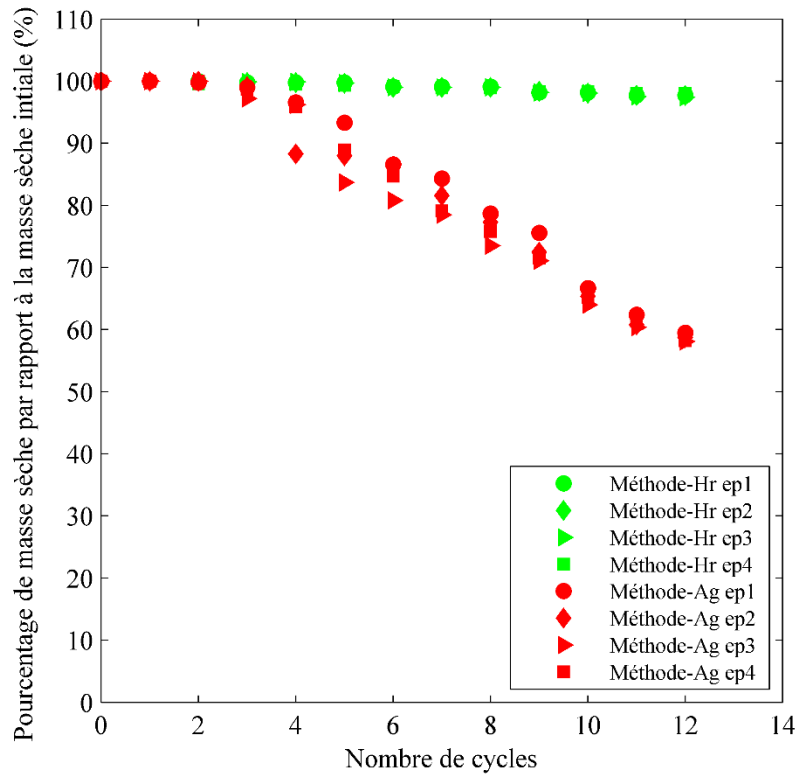


Figure IV.25 : Évolution de la masse sèche des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques.

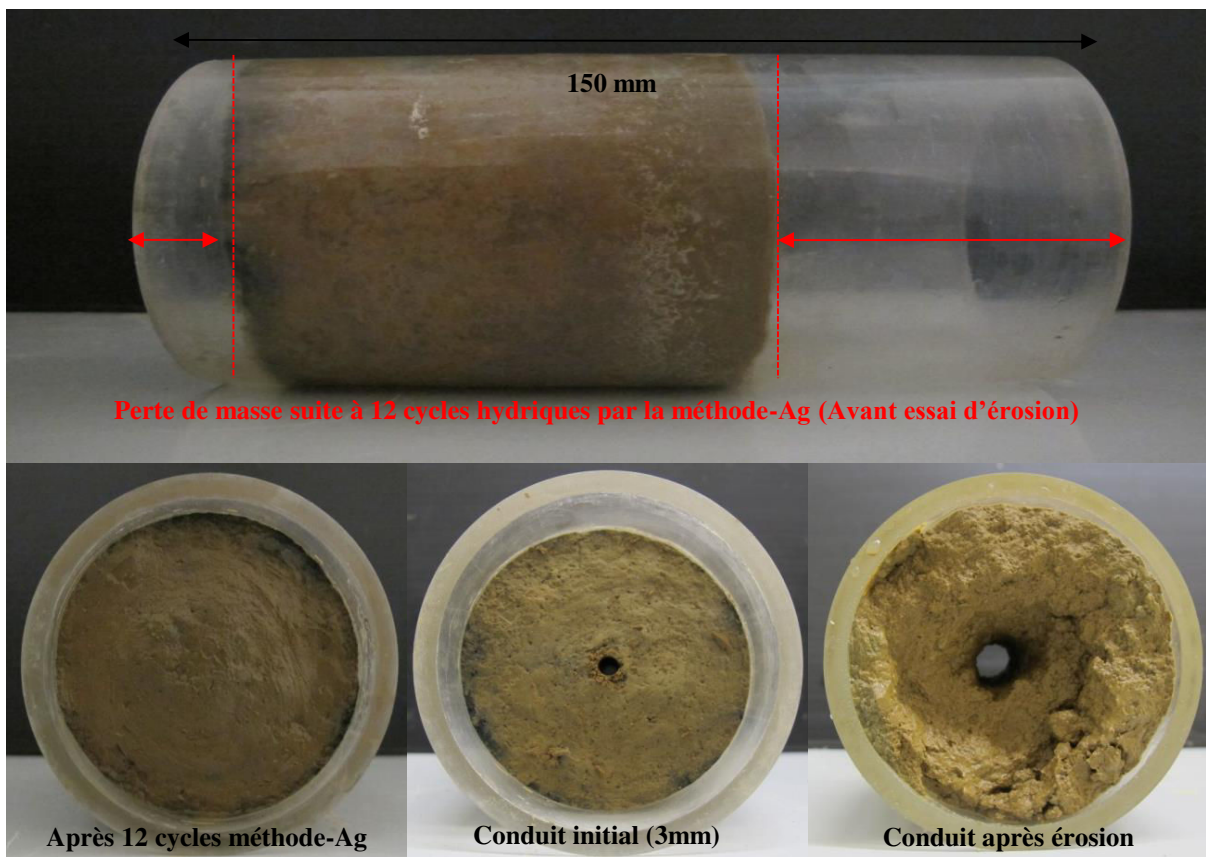


Figure IV.26 : État d'une éprouvette du limon traité avec 1 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Par ailleurs, durant l'essai d'érosion, la couche détériorée subit une érosion plus importante que les autres couches de l'éprouvette (Figure IV.26). Le départ de matériau sur cette couche détériorée perturbe le signal de turbidité. Le coefficient d'érosion n'a donc pas pu être mesuré et seule la contrainte critique a été estimée avec l'approche décrite précédemment (cf. IV.4.1.1b).

Le Tableau IV.10 donne les caractéristiques d'érosion des éprouvettes du limon traité à 1 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag. La valeur moyenne de la contrainte critique est de l'ordre de 1500 Pa. Cette valeur est proche de la valeur initiale avant application des cycles hydriques. Le coefficient d'érosion n'a pas été mesuré pour l'ensemble des essais réalisés. Cela est lié au départ de matériau sur la couche détériorée qui perturbe le signal de turbidité. La loi d'érosion linéaire n'a donc pas pu être déterminée dans ce cas.

Tableau IV.10 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
12 cycles	Test 1	1000 à 1500	Nd
	Test 2	≈ 1500	Nd
	Test 3	≈ 1500	Nd

Nd : non déterminé.

### c) Discussion et synthèse

La Figure IV.27 donne des exemples de loi d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux en fonction du nombre de cycles hydriques appliqués, et la Figure IV.28 donne l'évolution de la contrainte critique du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr de l'ensemble des éprouvettes testées. La contrainte critique tend à diminuer avec l'accumulation des cycles hydriques. Après 12 cycles hydriques, les valeurs minimales de la contrainte critique sont proches de celle du limon sans traitement. Cette diminution de la contrainte critique a été mesurée sur des éprouvettes n'ayant pas subi de modifications géométriques et aucune fissure apparente n'a été détectée avant les essais. Les cycles hydriques peuvent donc causer une certaine dissipation des modifications de la résistance à l'érosion initialement apportées par le traitement.

Le coefficient d'érosion, bien qu'il ne soit pas mesuré dans tous les cas, varie globalement entre  $5,00 \times 10^{-5}$  et  $8,49 \times 10^{-4}$  s/m. Ce domaine de variation englobe les valeurs initiales du coefficient d'érosion (entre  $1,09 \times 10^{-4}$  et  $2,71 \times 10^{-4}$  s/m). Cependant, la dispersion des

valeurs ne permet pas de conclure quant à la tendance de l'évolution du coefficient d'érosion après l'application des cycles hydriques.

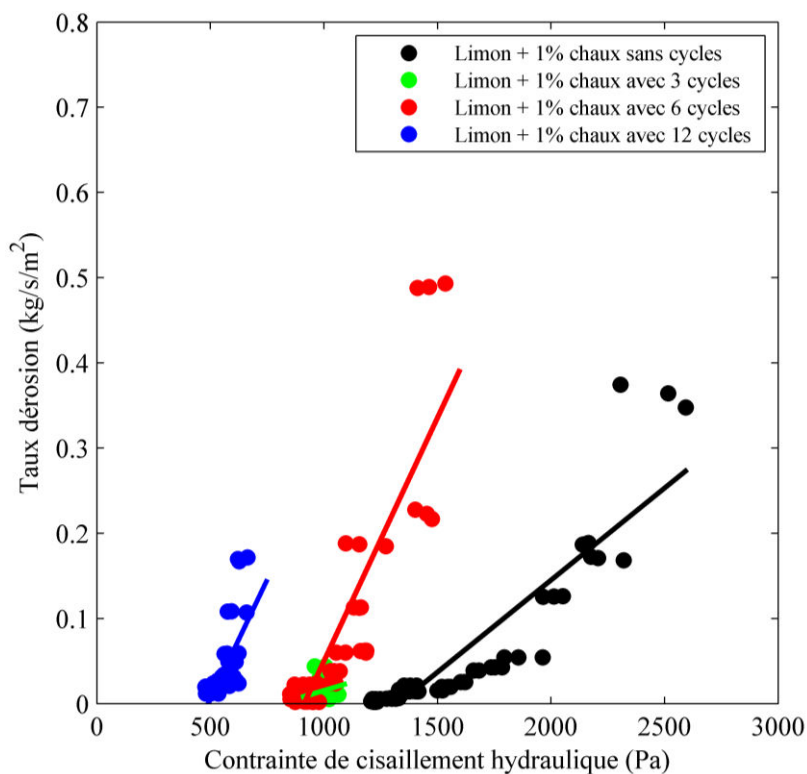


Figure IV.27 : Exemples de loi d'érosion du limon traité avec 1 % de chaux en fonction de l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

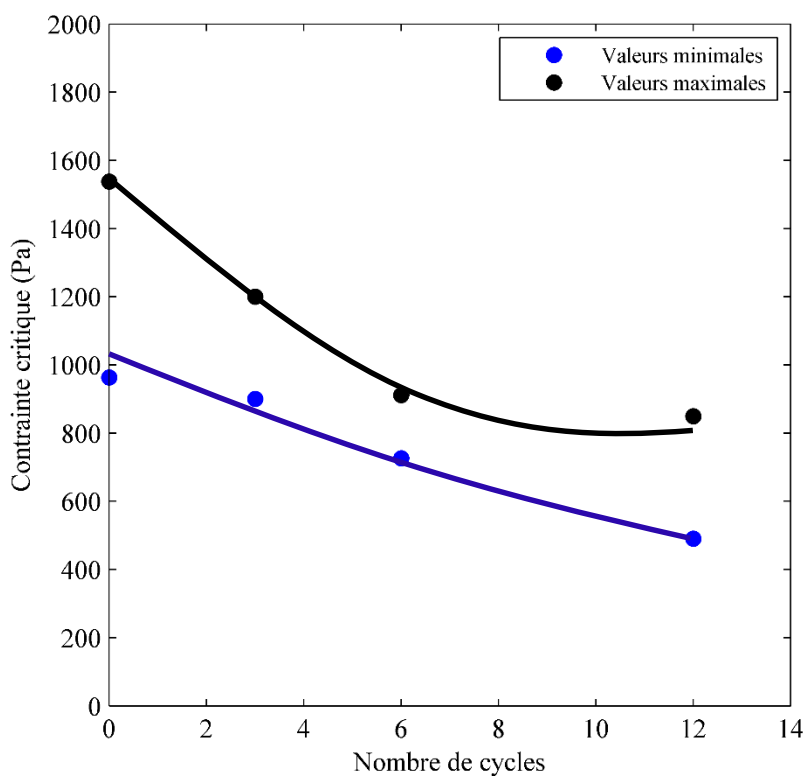


Figure IV.28 : Évolution de la contrainte critique du limon traité avec 1 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

L'application des cycles hydriques avec la méthode-Ag conduit à une détérioration du limon traité et à une perte de masse progressive avec l'accumulation des cycles hydriques. Cependant, le confinement imposé par le moule, permet de préserver la partie centrale des éprouvettes. Cette partie centrale est moins impactée par les cycles hydriques et présente une contrainte critique proche de la contrainte critique initiale avant application des cycles hydriques. Ainsi, les cycles hydriques n'affectent pas de manière similaire les différentes parties des éprouvettes. Les parties les plus exposées (section amont et aval de l'éprouvette) sont complètement détruites tandis que les parties centrales conservent des caractéristiques proches de leurs caractéristiques initiales. Les cycles hydriques peuvent conduire donc à une dissipation des effets de traitement, localisées sur les parties les plus exposées de l'éprouvette.

Les résultats montrent donc que l'application des cycles hydriques peut conduire à une modification des caractéristiques d'érosion et notamment de la contrainte critique. Cependant cette modification est liée à l'intensité des sollicitations appliquées.

#### IV.4.1.2 Traitement avec 3 % de chaux

Dans le cas du traitement avec 3 % de chaux des essais ont été réalisés après un temps de cure de 270 jours. Ces essais permettent d'avoir une référence de comparaison dans le cas d'une évolution en l'absence de toutes sollicitations hydriques.

##### a) *Évolution sans sollicitations hydriques*

Le Tableau IV.11 donne les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de chaux après une période de cure de 270 jours. Le coefficient d'érosion n'a pas été mesuré sur l'ensemble des éprouvettes. Un seul essai permet de donner une indication sur l'ordre de grandeur du coefficient d'érosion qui est de  $4,19 \times 10^{-05}$  s/m. La contrainte critique mesurée varie entre 3000 à 4500 Pa. Par rapport aux valeurs mesurées à 30 jours de cure (de l'ordre de 1700 Pa maximum), la contrainte critique augmente considérablement, et le coefficient d'érosion semble diminuer mais les données disponibles ne permettent pas d'affirmer cette diminution.

Tableau IV.11 : *Évolution des caractéristiques d'érosion des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux après une période de cure sans sollicitations hydriques*

Période de cure	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
270 jours	Test 1	$\approx 4000$	<i>Nd</i>
	Test 2	4128	$4,19 \times 10^{-05}$
	Test 3	3000 à 4500	<i>Nd</i>

***b) Sollicitations hydriques par la méthode-Hr***

L'accumulation des cycles hydriques non agressifs n'a pas engendré de modifications importantes sur l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux. Aucune fissure n'a été constatée et les éprouvettes n'ont pas subi de pertes de masse significatives. Par ailleurs, les surfaces transversales restent intactes après l'application des cycles hydriques par la méthode-Hr (Figure IV.29).

Durant les essais d'érosion, certaines éprouvettes ont subi des pertes de masse dans les sections amont et/ou aval du conduit. Cette perte de masse perturbe le signal de turbidité qui n'a pas pu être correctement exploité pour déterminer la quantité du matériau érodée uniquement dans le conduit. Dans ce cas, le coefficient d'érosion n'a pas pu être mesuré et seule la contrainte critique a été estimée selon la méthode décrite précédemment (cf. IV.4.1.1a).



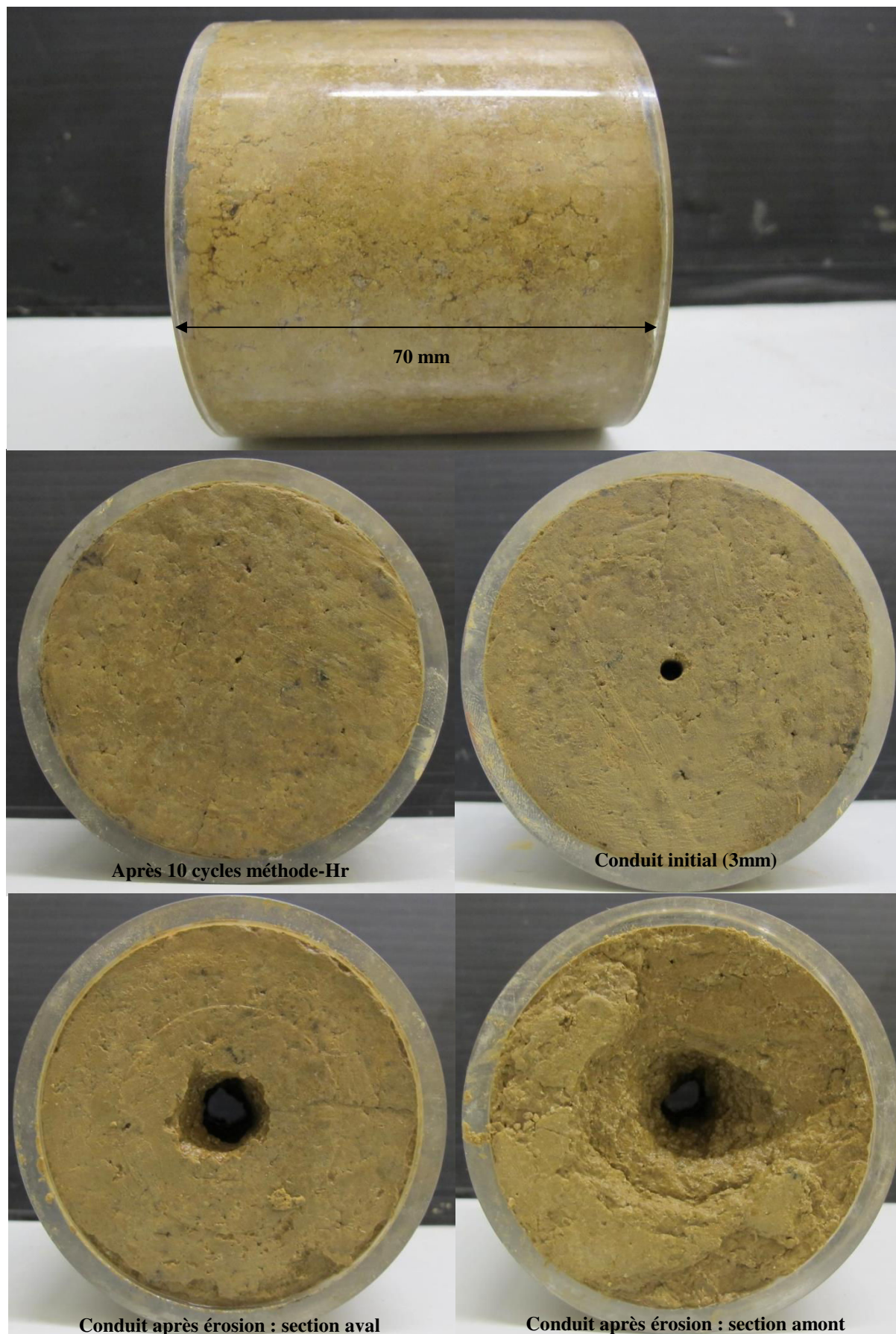


Figure IV.29 : Exemple d'une éprouvette de limon traité avec 3 % de chaux après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr.



La Figure IV.30 montre deux exemples de résultats d'essai d'érosion sur le limon traité avec 3 % de chaux après application de cycles hydriques. Sur l'exemple 1 (Figure IV.30.a), le départ des particules se produit uniquement dans le conduit d'érosion. La loi d'érosion a donc été déterminée. Sur l'exemple 2 (Figure IV.30.b) l'éprouvette subit des pertes de masse dans les sections amont et aval du conduit. Cette perte de masse perturbe le signal de turbidité tout au long de l'essai. Dans ce cas, le coefficient d'érosion n'a pas été déterminé et seule la contrainte critique a été estimée. En effet, l'analyse pour la détermination du coefficient d'érosion se base sur deux éléments, *i*) le départ des particules de sols durant le processus d'érosion, et *ii*) la forme finale du conduit d'érosion et de l'état général de l'éprouvette après érosion. Ces deux éléments combinés permettent de savoir si les deux caractéristiques d'érosion peuvent être déterminées ou si seule la contrainte critique peut l'être. L'estimation de la contrainte critique a été faite uniquement en se basant sur la connaissance des diamètres et des différentiels de pression appliqués en début et en fin d'essai. Ces deux paramètres ont été alors utilisés dans l'équation IV.1 pour estimer la contrainte critique appliquée.

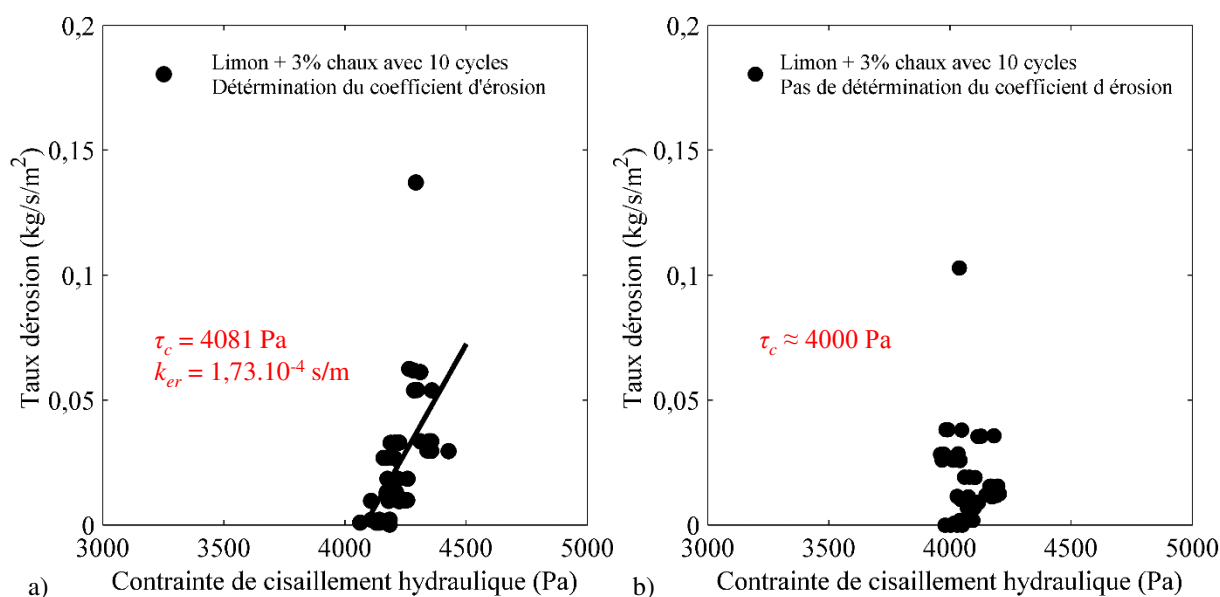


Figure IV.30 : Exemple de résultats des essais d'érosion sur le limon traité avec 3 % de chaux.  
 a) Cas où la détermination de la loi d'érosion est possible.  
 b) Cas où la détermination de la loi d'érosion n'est pas possible.

Le Tableau IV.12 donne les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr. Les valeurs de la contrainte critique varient entre 3300 et 4300 Pa indépendamment du nombre de cycles hydriques appliqués. La contrainte critique ne semble pas varier de manière significative avec l'accumulation des cycles hydriques. Ces valeurs de la contrainte critique sont proches de la valeur de référence mesurée sur des éprouvettes n'ayant pas subi de sollicitations hydriques.

Le coefficient d'érosion n'a pas été déterminé sur l'ensemble des essais (cf. explication ci-dessus). Cependant, les valeurs mesurées montrent globalement un coefficient d'érosion de l'ordre de  $1,00 \times 10^{-04}$  s/m, avec la présence de valeur faible de  $7,69 \times 10^{-06}$  s/m pour un essai.

Tableau IV.12 : Évolution des caractéristiques d'érosion du limon traité à 3 % de chaux avec l'accumulation des cycles hydriques par la méthode-Hr.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
3 cycles	Test 1	$\approx 4300$	<i>Nd</i>
	Test 2	$\approx 3800$	<i>Nd</i>
6 cycles	Test 1	2899	$1,29 \times 10^{-04}$
	Test 2	3500 à 4000	<i>Nd</i>
10 cycles	Test 1	3500 à 3800	<i>Nd</i>
	Test 2	4082	$1,73 \times 10^{-04}$
	Test 3	$\approx 4000$	<i>Nd</i>
	Test 4	3329	$7,69 \times 10^{-06}$

*Nd* : non déterminé.

### c) Sollicitations hydriques par la méthode-Ag

L'accumulation des cycles hydriques pas n'a pas engendré de modifications significatives sur l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux. Aucune fissure n'a été constatée et les éprouvettes n'ont pas subi de perte de masse significative ( $< 1$  %) et les surfaces transversales sont restées intactes (Figure IV.31).

Cependant, durant les essais d'érosion, les éprouvettes ont subi des pertes de masse importantes notamment dans les sections amont du conduit. Ces pertes de masse se produisent de manière continue durant l'essai d'érosion et affectent le signal de turbidité mesuré.

Le Tableau IV.13 donne l'état des éprouvettes et les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. Les mesures du diamètre final montrent une faible érosion du conduit qui ne dépasse pas les 2,5 mm. Cependant, la perte de matériau en amont et en aval conduit à une diminution importante de la hauteur des éprouvettes. La perte de matériau due à l'agrandissement du conduit est très inférieure comparée à la perte de matériau due à l'érosion en amont et en aval. Cela ne permet donc pas d'utiliser le signal de turbidité pour mesurer le coefficient d'érosion. Cependant, les mesures du différentiel de

pression, combinées à la géométrie du conduit, permettent d'estimer la contrainte de cisaillement hydraulique en début et en fin d'essai. Les valeurs de la contrainte critique estimées varient entre 2600 et 4900 Pa. Ces valeurs sont proches de la valeur de référence mesurée sur des éprouvettes n'ayant pas subi de sollicitations hydriques.

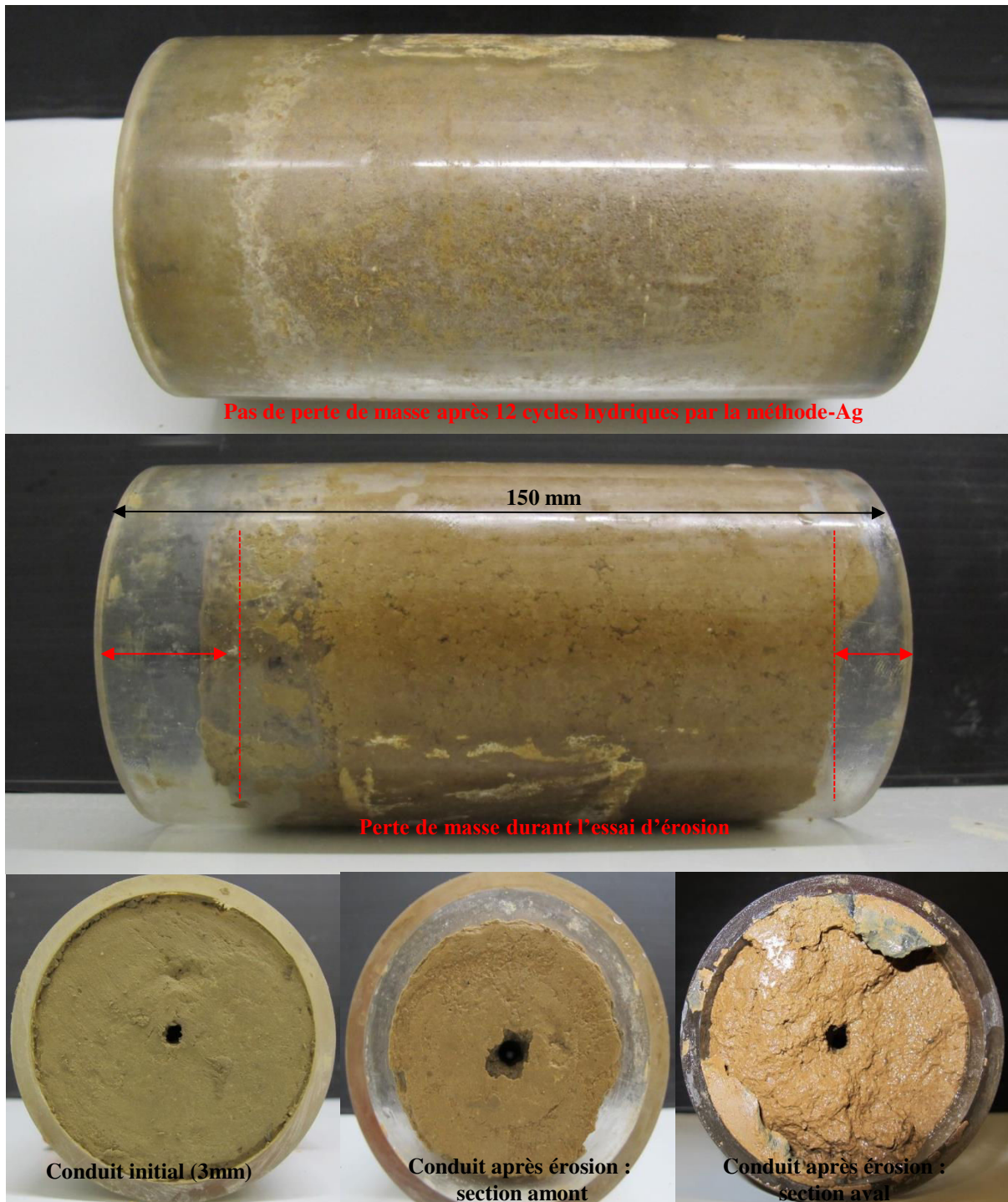


Figure IV.31 : Exemple de l'état d'une éprouvette du limon traité avec 3 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essai).

Tableau IV.13 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de chaux après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques du conduit (mm)				Différentiel de pressions (kPa)		Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$D_{initial}$	$D_{final}$	$H_{initiale}$	$H_{finale}$	$\Delta P_{initial}$	$\Delta P_{final}$	$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
12 cycles	Test 1	3	3	150	100	588	422	2900 à 3100	Nd
	Test 2	3	4,5	150	125	528	476	2600 à 4300	Nd
	Test 3	3	5,4	150	130	678	471	3400 à 4900	Nd
	Test 4	3	4,9	150	130	677	523	3400 à 4900	Nd

Nd : non déterminé.

#### d) Discussion et synthèse

L'application des cycles hydriques conduit à une détérioration des éprouvettes du limon traité avec un dosage de 3 %. La détérioration concerne uniquement les parties directement exposées, alors que la partie centrale reste intacte, protégée par le moule en plexiglas. Les parties détériorées s'érodent de façon plus rapide et plus importante que la partie centrale de l'éprouvette. Ces effets sont attribués principalement au confinement imposé par le moule et qui permet de maintenir intacte la partie centrale des éprouvettes. Cette partie centrale présente ainsi une contrainte critique et un coefficient d'érosion similaires aux valeurs initiales avant application des cycles hydriques.

### IV.4.2 Évolution de l'érodabilité du limon traité au ciment

#### IV.4.2.1 Traitement à 3 % de ciment

##### a) Sollicitations par la méthode-Hr

L'application des cycles hydriques par la méthode-Hr n'a pas engendré de modifications de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment. Les éprouvettes n'ont pas subi de pertes de masse et les surfaces transversales restent intactes après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr (Figure IV.32 et Figure IV.33).

Durant les essais d'érosion après 6 cycles hydriques, quelques éprouvettes ont subi une érosion plus marquée dans la section amont de conduit (Figure IV.32). Ceci est lié notamment à la pression d'eau dans la chambre d'entrée et son impact direct exercé sur la section transversale à l'entrée du conduit. La perte de masse liée à l'érosion dans cette zone perturbe le signal de turbidité qui n'a pas pu être correctement exploité pour déterminer la quantité du matériau érodé uniquement dans le conduit. Dans ce cas, le coefficient d'érosion n'a pas pu être mesuré sur tous les essais.

Durant les essais d'érosion après 10 cycles hydriques, les éprouvettes ont subi une perte de masse très importante en amont du conduit (Figure IV.33). Le coefficient d'érosion n'a pas pu être mesuré et seule la contrainte critique a été déterminée selon l'approche décrite précédemment (cf. IV.4.1.1a).

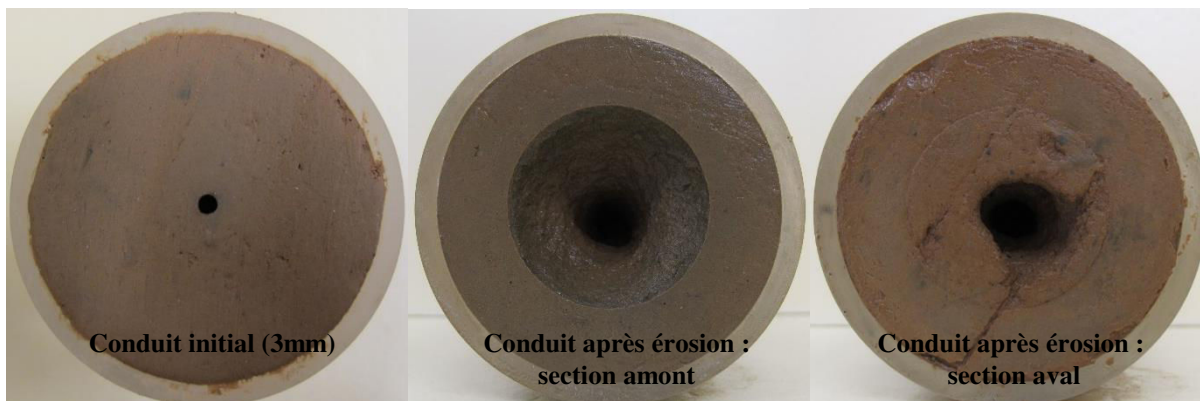


Figure IV.32 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 6 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET).



Figure IV.33 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET).

Les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment mesurées après 6 cycles hydriques par la méthode-Hr sont données dans le Tableau IV.14. Le coefficient d'érosion est de  $1,55 \times 10^{-04}$  s/m. La contrainte critique varie entre 1500 à 4000 Pa, avec toutefois une valeur moyenne proche de 3000 Pa. Par rapport à la valeur de référence, les paramètres d'érosion n'ont pas évolués après 6 cycles hydriques.

Tableau IV.14 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment mesurées à la fin de 6 cycles hydriques par la méthode-Hr.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
6	Test 1	1500 à 2500	Nd
	Test 2	2956	$1,55 \times 10^{-04}$
	Test 3	3000 à 4000	Nd

Nd : non déterminé.



L'état des éprouvettes et les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr est donné dans le Tableau IV.15. Les mesures du différentiel de pression et des dimensions du conduit, permettent d'estimer la contrainte de cisaillement hydraulique au début et en fin d'essai. Les valeurs de la contrainte critique estimée varient entre 1950 et 2100 Pa. Par rapport à la valeur de référence, la contrainte critique diminue après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr.

Tableau IV.15 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques du conduit (mm)				Différentiel de pressions (kPa)		Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$D_{initial}$	$D_{final}$	$H_{initiale}$	$H_{finale}$	$\Delta P_{initial}$	$\Delta P_{final}$	$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
10	Test 1	3	11	147	145	454	113	≈2100	Nd
	Test 2	3	11	146	144	416	133	≈2100	Nd
	Test 3	3	9,5	149	130	387	156	≈1950	Nd

Nd : non déterminé.

#### b) Sollicitations par la méthode-Ag

L'application des cycles hydriques par la méthode-Ag conduit à une certaine détérioration de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment. Cette détérioration est marquée par des pertes de masse qui sont localisées dans les surfaces transversales amont et aval (Figure IV.34). Ces pertes de masse provoquent une diminution de la hauteur des éprouvettes. Cependant cette diminution ne dépasse pas les 10 % de la hauteur initiale.

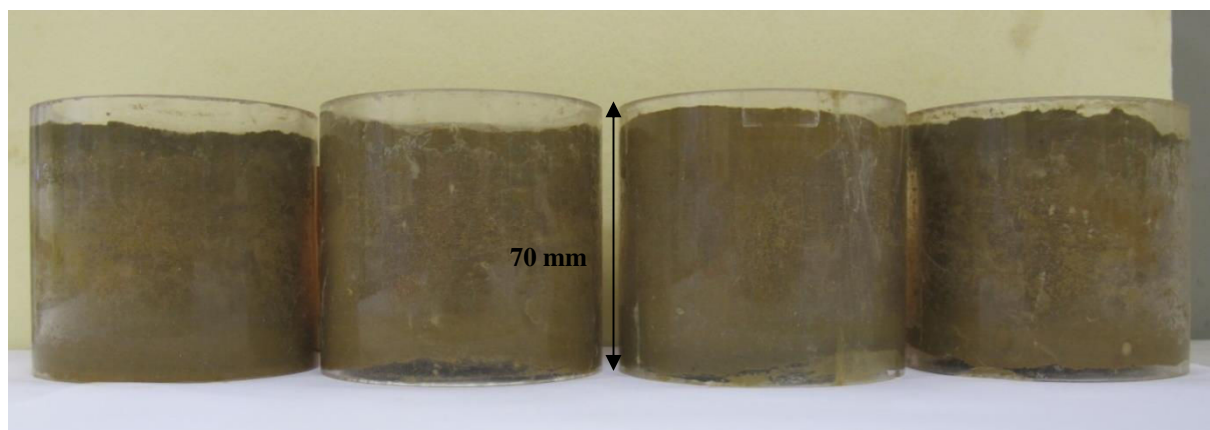


Figure IV.34 : État des éprouvettes du limon traité à 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Durant les essais d'érosion, les surfaces transversales altérées subissent un départ de particules de façon continue (Figure IV.35). Ces pertes de masse perturbent le signal de turbidité qui n'a pas pu être correctement exploité pour déterminer la quantité de matériau érodée uniquement

dans le conduit. Dans ce cas, le coefficient d'érosion n'a pas été déterminé est seule la contrainte critique a été estimée.



Figure IV.35 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essai HET).

L'état des éprouvettes et les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag est donné dans la Tableau IV.16. Les mesures du différentiel de pression, combinées à la géométrie du conduit, permettent d'estimer la contrainte de cisaillement hydraulique en début et en fin d'essai. Les valeurs estimées de la contrainte critique varient entre 1200 et 2400 Pa. Par rapport à la valeur de référence (proche de 3000 Pa), la contrainte critique diminue après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr.

Tableau IV.16 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 3 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques du conduit (mm)				Différentiel de pressions (kPa)		Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$D_{initial}$	$D_{final}$	$H_{initiale}$	$H_{finale}$	$\Delta P_{initial}$	$\Delta P_{final}$	$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
12	Test 1	3	9	65	63	200	184	≈ 2300	Nd
	Test 2	3	11	65	63	200	142	≈ 2300	Nd
	Test 3	3	11	65	63	102	86	≈ 1200	Nd
	Test 4	3	10,5	62	59	201	184	≈ 2400	Nd

Nd : non déterminé.

### c) Discussion et synthèse

Les éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment restent intactes et conservent leurs caractéristiques après 6 cycles hydriques. Cependant, l'accumulation plus importante de cycles hydriques (10 par la méthode-Hr et 12 par la méthode-Ag) conduit à une détérioration des éprouvettes de limon traité avec 3 % de ciment. Cette détérioration concerne l'ensemble de l'éprouvette mais de façon plus marquée sur les surfaces transversales amont et aval. Par

ailleurs, la détérioration conduit à une diminution de la contrainte critique qui atteint une valeur moyenne de 2000 Pa pour les deux méthodes de sollicitation. Cette valeur est 30 à 40 % plus faible que la valeur de référence (valeur minimale mesurée après 90 jours de cure). Elle reste toutefois supérieure avec un ratio entre 4 et 5 à la valeur de référence avant traitement du sol. La diminution de la contrainte critique a été mesurée sur des éprouvettes n'ayant pas subi de modifications géométriques et aucune fissure apparente n'a été détectée avant les essais. Les cycles hydriques peuvent donc causer une certaine dissipation des modifications de la résistance à l'érosion initialement apportées par le traitement avec un dosage de 3 % de ciment.

#### **IV.4.2.2 Traitement avec 6 % de ciment**

##### **a) Sollicitations par la méthode-Hr**

Les Figure IV.36 et Figure IV.37 illustrent l'état des éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment après 6 et 10 cycles hydriques par la méthode-Hr. L'application des cycles hydriques par la méthode-Hr n'a pas engendré de modifications de l'état des éprouvettes. Aucune perte de masse significative n'a été constatée et les surfaces transversales restent intactes.

Durant les essais d'érosion après 10 cycles hydriques, les éprouvettes ont subi une érosion plus marquée dans la section amont de conduit. La perte de masse dans cette section se fait de façon continue durant l'essai d'érosion et perturbe le signal de turbidité qui n'a pas pu être correctement exploité pour déterminer la quantité du matériau érodé uniquement dans le conduit. Dans ce cas, le coefficient d'érosion n'a pas pu être mesuré pour tous les essais réalisés après 10 cycles hydriques.



*Figure IV.36 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 6 % de ciment après 6 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET).*



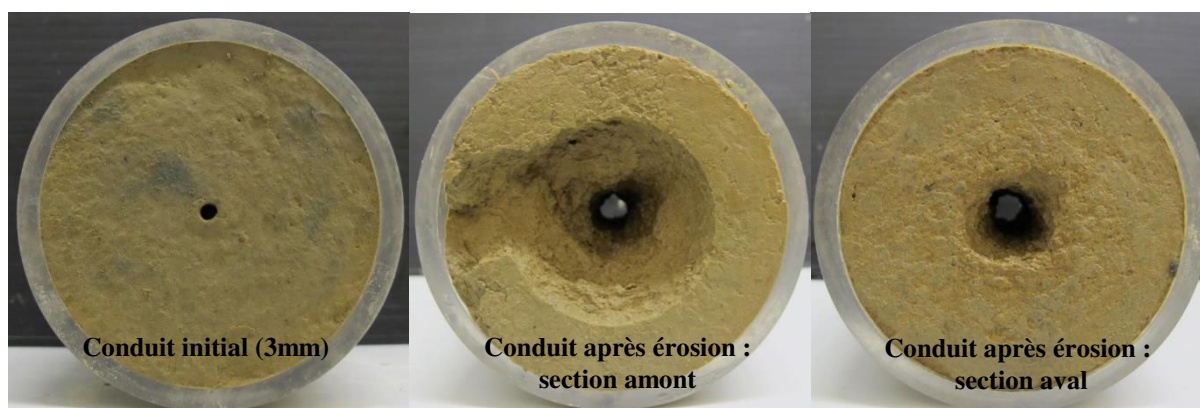


Figure IV.37 : Exemple de l'état d'une éprouvette de limon traité à 6 % de ciment après 10 cycles hydriques par la méthode-Hr (État avant et après essai HET).

Les essais réalisés après 6 cycles hydriques montrent que la contrainte critique est de 4970 Pa. Cette valeur est de l'ordre de 50 % de la valeur de référence (à 7 jours de cure 9814 Pa). Le coefficient d'érosion est de  $1,56 \times 10^{-05}$  s/m ce qui est proche de la valeur de référence.

Les résultats des essais réalisés après 10 cycles hydriques sont donnés dans le Tableau IV.17. Les mesures du différentiel de pression et des dimensions du conduit, permettent d'estimer la contrainte de cisaillement hydraulique au début et en fin d'essai. La contrainte critique estimée est de l'ordre de 7200 Pa, ce qui correspond à 75 % de la valeur de référence.

Tableau IV.17 : État des éprouvettes et caractéristiques d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques du conduit (mm)				Différentiel de pressions (kPa)		Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$D_{initial}$	$D_{final}$	$H_{initiale}$	$H_{finale}$	$\Delta P_{initial}$	$\Delta P_{final}$	$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
10	Test 1	3	11,5	70	70	668	333	$\approx 7150$	<i>Nd</i>
	Test 2	3	10	70	70	670	279	$\approx 7200$	<i>Nd</i>

ND : non déterminé.

#### b) Sollicitations hydriques par la méthode-Ag

L'accumulation des cycles hydriques n'a pas engendré de modifications significatives sur l'état des éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment. Aucune fissure n'a été constatée sur l'ensemble des éprouvettes. Les éprouvettes n'ont pas subi de pertes de masse significatives et les surfaces transversales restent intactes (Figure IV.38). Durant les essais d'érosion, la quantité du sol érodée reste globalement faible. Cependant, sur certaines éprouvettes des ruptures instantanées d'importants morceaux ont conduit à une érosion non contrôlée et à l'arrêt des essais.

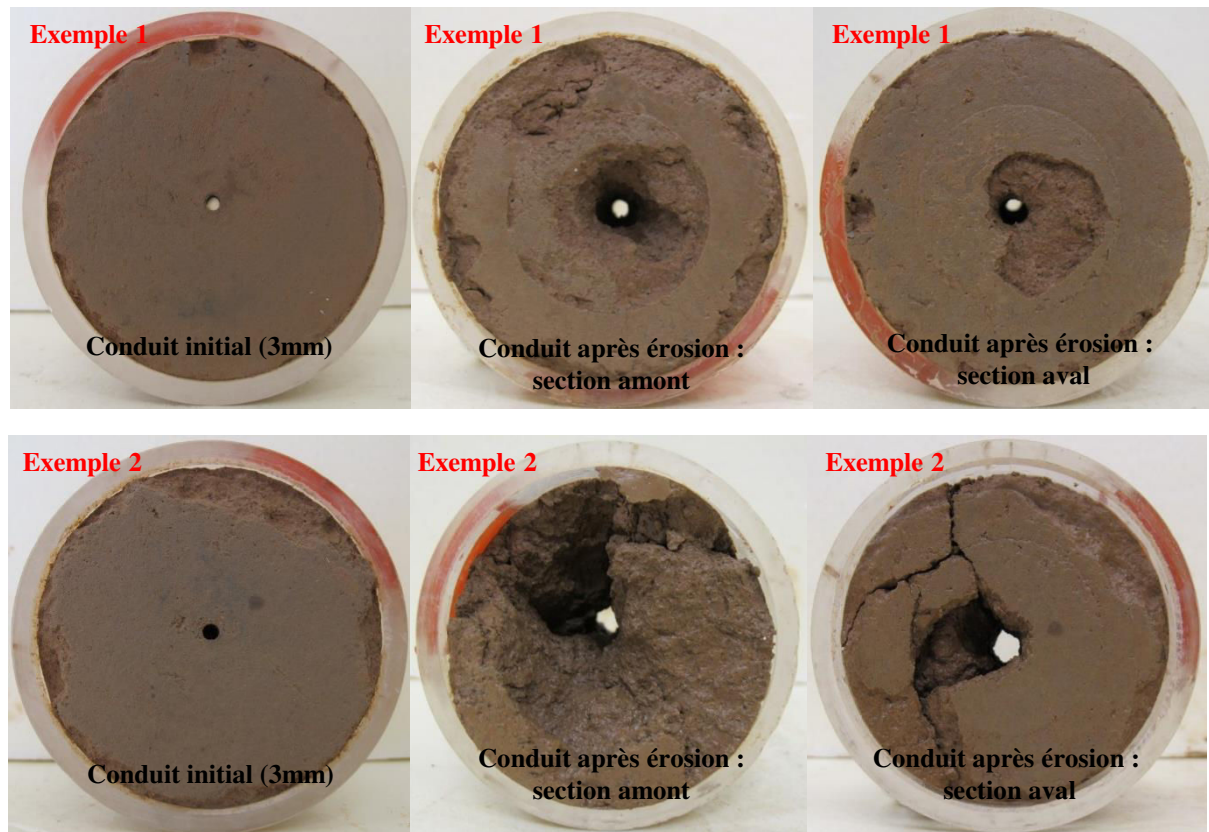


Figure IV.38 : Deux exemples de l'état des éprouvettes du limon traité à 6 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Ag (État avant et après essais).

Le Tableau IV.18 donne les caractéristiques d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment après 12 cycles hydriques par la méthode-Hr. Les valeurs de la contrainte critique varient entre 3600 et 5000 Pa. Ces valeurs ont un ratio de 0,35 à 0,50 de la valeur de référence. Les valeurs du coefficient d'érosion varient entre  $1,81 \times 10^{-05}$  et  $4,00 \times 10^{-05}$  s/m. Ces valeurs sont similaires à la valeur de référence.

Tableau IV.18 : Caractéristiques d'érosion du limon traité avec 6 % de ciment mesurées à la fin de 12 cycles hydriques par la méthode-Ag.

Nombre de cycles	Essai exploitable	Caractéristiques d'érosion à la fin des cycles	
		$\tau_c$ (Pa)	$k_{er}$ (s/m)
12	Test 1	3600 à 4000	Nd
	Test 2	4995	$1,81 \times 10^{-05}$
	Test 3	3990	$4,00 \times 10^{-05}$

ND : non déterminé.

### c) Discussion et synthèse

L'application des cycles hydriques sur les éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment n'affecte pas le coefficient d'érosion qui conserve sa valeur initiale même après 12 cycles

hydriques. L'impact des cycles hydriques se traduit uniquement par une diminution de la contrainte critique. L'ampleur de cette diminution est liée à l'intensité des cycles hydriques. Ainsi, la contrainte critique après 10 cycles hydriques est de l'ordre de 7200 Pa pour des cycles par la méthode-Hr et de 3600 à 5000 Pa pour les cycles par la méthode-Ag. Ces valeurs restent toutefois supérieures à la contrainte critique avant traitement de sol. Les cycles hydriques peuvent donc causer une certaine perte des modifications de la résistance à l'érosion initialement apportées par le traitement avec un dosage de 6 % de ciment.

#### **IV.4.3 Conclusion : impact des cycles hydriques sur l'érodabilité du limon traité**

Les résultats montrent que l'application des cycles hydriques peut conduire à une altération de l'état des éprouvettes et à une modification des caractéristiques d'érosion, principalement la contrainte critique. Cette modification est cependant liée, dans un premier temps, à l'intensité et au nombre des sollicitations appliquées et, dans un second temps, à la nature du produit de traitement et à son dosage.

L'application des cycles hydriques conduit à une détérioration des parties directement exposées aux sollicitations hydriques. Tandis que, la partie centrale des éprouvettes subit moins d'impact. Cette détérioration est plus importante dans le cas de la chaux que dans le cas du ciment. Aussi, pour les deux produits de traitement, l'augmentation du dosage s'accompagne d'une réduction de la partie détériorée. Ce comportement est principalement le résultat du confinement imposé par le moule qui permet alors de maintenir la partie centrale des éprouvettes intacte et limite ainsi les effets des variations hydriques. Les deux parties de l'éprouvette se comportent alors de manière différente. Les zones détériorées s'érodent de façon plus rapide. Cela exprime donc la dissipation totale de l'effet du traitement sur ces zones. Tandis que, sur la partie centrale de l'éprouvette, les caractéristiques d'érosion conservent un niveau résiduel. Sur cette partie centrale le coefficient d'érosion est similaire à la valeur initiale, mais la contrainte critique peut diminuer avec l'accumulation des cycles. L'ampleur de la diminution de la contrainte critique dépend de la nature du traitement, du dosage utilisé et du nombre de cycles hydriques. Les caractéristiques d'érosion restent cependant meilleures que les valeurs initiales avant traitement de sol. Ceci montre que les effets du traitement sur la résistance à l'érosion du limon, bien que la contrainte critique soit réduite, peuvent rester effectifs après l'accumulation de 12 cycles hydriques.

#### **IV.5 Synthèse et bilan de l'étude en laboratoire sur le comportement du limon traité sous sollicitations hydriques**

Cette étude de durabilité vis-à-vis de l'application des cycles hydriques montre que ces sollicitations peuvent modifier les caractéristiques hydromécaniques et d'érosion interne du limon traité. La procédure expérimentale d'imposition des cycles est déterminante. Ainsi, sous les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée de « modérée », les paramètres hydromécaniques et la résistance à l'érosion du limon conservent un niveau résiduel après sollicitations hydriques. Ce niveau dépend de la nature du produit et du dosage utilisés. Avec les sollicitations hydriques d'intensité qualifiée « d'extrême », les éprouvettes se détériorent de manière plus importante sur les parties exposées. Les effets du traitement sont alors dissipés sur cette partie. Sur la partie non exposée, les effets des cycles hydriques sont atténués et les paramètres hydromécaniques et la résistance à l'érosion du limon conservent un niveau résiduel. La cinétique de détérioration dépend aussi de la nature du produit et du dosage utilisés.

Par ailleurs avec des cycles hydriques-Hr, les dégradations ont été mesurées dans la majorité des cas sur des éprouvettes qui ont conservé une géométrie cylindrique intacte et n'ont pas présenté de déformations ou de fissures apparentes après les cycles hydriques. Cela montre que la diminution de la contrainte critique et de la résistance à la compression simple, ainsi que l'augmentation de la conductivité hydraulique sont liées principalement à des modifications à l'échelle de la microstructure du limon traité. Ces modifications peuvent résider dans l'altération des produits cimentaires initialement engendrés par les réactions entre le produit de traitement et le sol (e.g., McCallister & Petry, 1991, 1992 ; Khattab et al., 2007 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo, 2008). Ces produits cimentaires peuvent être complètement détruits avec un dosage faible en produit de traitement. Tandis que, pour un dosage plus élevé, le limon traité conserve un niveau résiduel de performance (hydrique et/ou mécanique et/ou érosion). La dissipation complète des effets de traitement nécessitera dans ce cas l'application d'un nombre plus important de cycles hydriques.

Ces principales conclusions obtenues dans le cadre de l'étude de durabilité en laboratoire sont à valider à l'échelle de l'ouvrage. Ceci constitue l'objet des investigations in situ exposées dans la section ci-après.

## **IV.6 Investigation in situ : évolution et durabilité du comportement hydromécanique d'ouvrages en sol fin traité**

Les résultats exposés dans les sections précédentes de ce chapitre ont permis d'évaluer la sensibilité de chaque type de traitement aux sollicitations de séchage-humidification cycliques de différentes intensités (dans le cas du limon de Saint-Quentin). L'étude en laboratoire montre que les sollicitations hydriques de séchage-humidification cycliques peuvent faire évoluer défavorablement les caractéristiques hydromécaniques et l'érosion interne des sols fins traités. Il est cependant indispensable de compléter ces données par des données in situ qui permettent de déterminer la cinétique d'évolution des performances des sols traités à l'échelle de l'ouvrage.

L'étude in situ constitue une étude complémentaire à celle en laboratoire, et présente deux objectifs : *i*) la qualification et la quantification des performances hydriques et mécaniques initiales des sols traités à l'échelle d'ouvrages (comportement à court terme), et *ii*) le suivi de l'évolution du comportement hydromécanique des sols constituant ces d'ouvrages (comportement à long terme). Avec ces deux objectifs, des bassins de rétention d'eau ont été réalisés avec un limon fin avec et sans traitement. Ensuite, les bassins ont été suivis par des campagnes d'investigation d'une fréquence annuelle. Le choix du site de réalisation des planches d'essais a été orienté par le choix du matériau support qui est un limon fin du Bassin Parisien. Ce limon fin provient de la même formation géologique que le limon de Saint-Quentin utilisé dans le cadre de l'étude en laboratoire, avec des caractéristiques géotechniques similaires. Cette démarche permettra donc de pouvoir comparer les résultats en laboratoire aux résultats in situ.

Les investigations in situ concernent la réalisation de planches d'essai in situ à grande échelle avec un limon fin traité et sans traitement. Ces ouvrages ont ensuite fait l'objet d'un suivi continu par des campagnes d'investigation d'une fréquence annuelle. Les résultats de ces campagnes d'investigation sont présentés dans les parties suivantes.

### **IV.6.1 Présentation du projet et du cadre de l'étude**

L'étude est axée sur trois bassins de rétention d'eau situés au droit de l'autoroute A 28 qui ne répondaient plus aux critères d'étanchéité, et nécessitaient des opérations de réparation et de réhabilitation (Figure IV.39). Les pratiques actuelles pour la réalisation de barrières étanches consistent à utiliser des matériaux argileux d'apport ou à installer des membranes ou des parements en béton. Toutefois, en se basant sur les résultats obtenus dans le cadre de l'étude préliminaire réalisée au laboratoire (Mehenni, 2011), l'utilisation des sols limoneux peu



plastiques disponibles dans l'emprise des ouvrages peut être envisagée. En effet, une conductivité hydraulique de l'ordre de  $10^{-09}$  m/s peut être atteinte sur un limon compacté en passant par la maîtrise des conditions de mise en œuvre, ou éventuellement par l'ajout d'un produit de traitement adapté.

Au-delà des performances initiales recherchées (hydrique et mécanique) dans les dispositifs d'étanchéité, il s'agit principalement de suivre l'évolution dans le temps des paramètres du sol constituant les couches des dispositifs d'étanchéité. Cela afin de s'assurer de la fiabilité et de la durabilité de ces dispositifs dans le temps, et aussi de vérifier la validité des résultats obtenus au laboratoire dans le cas de l'étude du comportement à court terme.



Figure IV.39 : État du bassin de rétention n°2 avant les travaux de réparation.

#### IV.6.2 Matériaux

Le sol utilisé est un sol limoneux fin du Bassin Parisien prélevé sur un site au droit de l'autoroute A 28 à proximité des ouvrages à réparer. Le limon est classé A1 selon la classification GTR ( $VBS = 1,65$ ). Les références de compactage Proctor normal sont les suivantes :  $w_{OPN} = 16,0 \%$  et  $\rho_{dmax} = 1,72 \text{ Mg/m}^3$ , avec  $IPI = 8$ .

Les produits de traitement choisis sont similaires à ceux de l'étude en laboratoire. Ainsi, quatre produits de traitement ont été utilisés : chaux vive (*LC*), liant hydraulique routier (*LHR*), bentonite calcique activée (*LB*) et kaolinite (*LK*). Le dosage retenu pour ces traitements est de 3 % de la masse sèche du sol.

### IV.6.3 Configuration des bassins

Dans le cadre de l'étude réalisée au laboratoire, les sollicitations hydriques sont simulées selon des conditions bien maîtrisées qui permettent d'imposer des cycles hydriques avec différentes intensités. Cependant, pour des planches d'essais in situ, il faut s'adapter aux conditions climatiques présentes. Afin d'étudier différents niveaux de sollicitations hydriques in situ il faut s'intéresser au niveau d'exposition de chaque couche de sol. Pour cela, le dispositif d'étanchéité a été réalisé en plusieurs couches qui subissent différents niveaux d'intensité de sollicitations hydriques et climatiques.

La stratégie de construction du dispositif d'étanchéité consiste à réaliser une couche superficielle, dite de protection (0,2 m d'épaisseur), et une couche profonde, dite d'imperméabilisation (0,3 m d'épaisseur). L'objectif est d'assurer une conductivité hydraulique inférieure à  $1,0 \times 10^{-8}$  m/s. La couche de protection sera donc plus exposée aux conditions climatiques que la couche d'imperméabilisation. Par ailleurs, et afin de pouvoir réaliser une étude comparative avec l'étude réalisée au laboratoire, différentes configurations ont été retenues par bassin (Figure IV.40). La couche en limon naturel sans traitement constitue la référence de l'étude. Cette couche a donc été mise à la fois comme couche d'imperméabilisation (bassin 1) et comme couche de protection (bassin 3). La chaux et le liant hydraulique ont été choisis comme produit de traitement pour la couche de protection. Ces deux produits permettent notamment d'augmenter les performances mécaniques des sols. Des argiles (kaolinite et bentonite) ont été utilisées pour le traitement au niveau de la couche d'imperméabilisation. Elles permettent principalement de diminuer la conductivité hydraulique des sols.

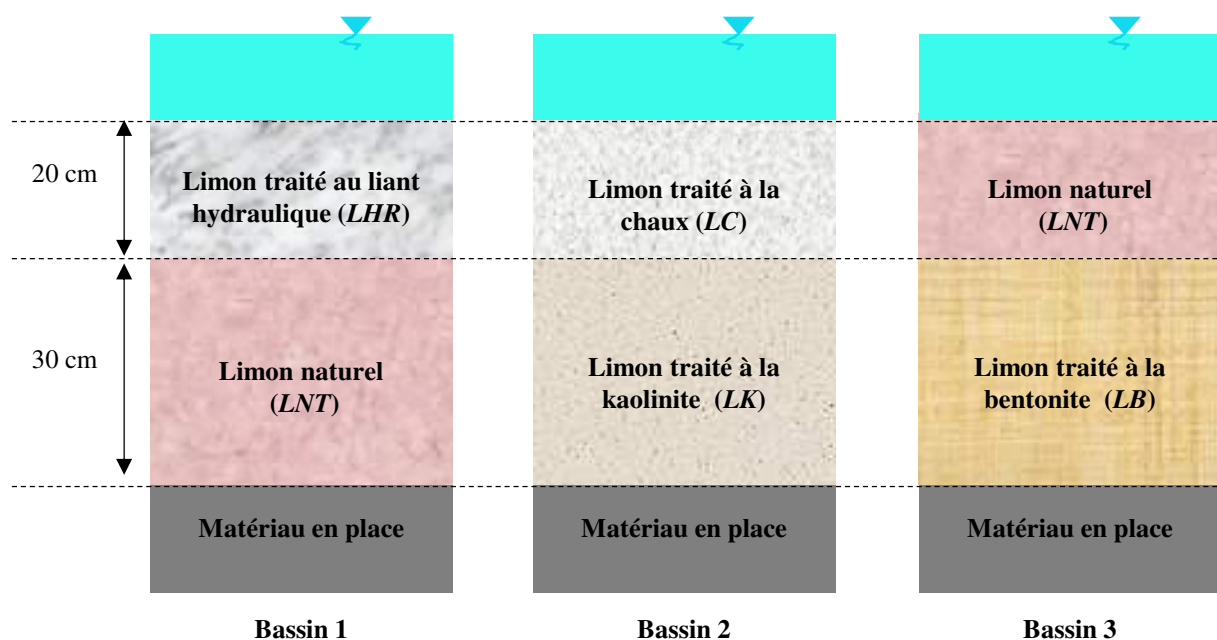


Figure IV.40 : Configurations et matériaux constitutifs retenus sur chaque bassin.

#### IV.6.4 Réalisation des bassins

Des opérations de purge du fond des bassins ont été réalisées au préalable sur une profondeur de 0,5 m (Annexe B.5). Ces opérations ont permis d'éliminer les dépôts dans chaque bassin et d'atteindre la couche du fond constituée d'argile à silex (C1A2 selon la classification GTR).

Les performances hydriques et mécaniques des sols traités dépendent de la qualité du traitement qui se traduit par le choix des méthodes d'exécution des opérations (e.g., l'incorporation du produit, le malaxage sol-produit d'ajout et le compactage). À cela s'ajoute la contrainte de la teneur en eau, qui constitue un paramètre déterminant pour atteindre les performances hydriques recherchées. Afin d'assurer d'une homogénéité optimale des traitements, le limon a été traité dans une aire de traitement dédiée (50 x 200 m) située à proximité des trois sites. Le produit de traitement a été déposé par un épandeur puis directement malaxé avec le limon à l'aide d'un pulvimixeur (Annexe B.5). Des vérifications des dosages utilisés ont permis de s'assurer d'un dosage de traitement minimal variant entre 2,7 et 2,8 %. Par ailleurs, un arrosage du matériau a été effectué (cas des matériaux *LNT*, *LK* et *LB*) pour atteindre la teneur en eau souhaitée ( $w_{OPN+2-3\%}$ ) (Annexe B.5).

Le limon traité a ensuite été repris à l'aide d'une pelle équipée d'un godet de curage et transporté jusqu'aux bassins par des camions routiers (Annexe B.6). Le limon traité a ensuite été mis en œuvre dans le bassin et compacté en deux couches, une première couche de 0,3 m (d'imperméabilisation) et une seconde couche de 0,2 m (couche de protection).

Les conditions de compactage ont été choisies de manière à reproduire les conditions de compactage des éprouvettes de sol traité au laboratoire. Ainsi, le compactage du sol a été réalisé au moyen d'un compacteur vibrant à pieds dameurs VP5 (Annexe B.6) qui permet d'appliquer une action de pétrissage au sol. La qualité de compactage visée étant la classe q4, soit  $\rho/\rho_{dmax} > 95\%$ . Le limon avec ou sans traitement a été compacté à un état de teneur en eau humide  $w_{OPN+2-3\%}$ . À la fin du compactage de la couche d'imperméabilisation des mesures de perméabilité et de densité ont été effectuées avant le compactage de la couche de protection (Annexe B.6).

#### IV.6.5 Campagnes d'essais

L'objectif des campagnes d'investigation est de s'assurer, dans un premier temps, de la conformité des dispositifs d'étanchéité aux critères de perméabilité et de compacité requis. Dans un deuxième temps, il s'agit de suivre de façon continue l'évolution de l'état de chaque bassin par des mesures des paramètres hydriques et mécaniques. Par ailleurs, des relevées de



données météorologiques ont été effectuées afin de connaître les sollicitations d'origine climatique qui affectent les trois ouvrages.

#### IV.6.5.1 Essais avant la mise en service

Pour chaque bassin, des essais de contrôle ont été effectués à la fois sur la couche d'imperméabilisation, et aussi sur la couche de protection. Ainsi, sur chaque couche, la vérification de la densité a été réalisée au moyen de 5 mesures au gamma densimètre, et la conductivité hydraulique a été mesurée en trois points. Les mesures de conductivité hydraulique ont été effectuées à l'aide d'un perméamètre simple anneau fermé (NF X30-420) (Figure IV.41). Le principe est de mesurer le débit d'infiltration d'eau dans le sol pour un écoulement unidirectionnel vertical. Les mesures sont effectuées après saturation et après l'obtention du régime proche du régime permanent. La conductivité hydraulique est calculée à partir du débit surfacique et du gradient hydraulique imposé. Ce type de perméamètre permet de mesurer la conductivité hydraulique en surface d'une couche de sol pour une plage de conductivité hydraulique variant entre  $1 \times 10^{-7}$  et  $1 \times 10^{-10}$  m/s.

En cours d'essai de perméabilité la température de l'eau dans un forage témoin réalisé à proximité du perméamètre, a été prélevée pour les corrections de viscosité de l'eau. À la fin de l'essai, deux prélèvements par carottage de 0,10 m d'épaisseur ont été réalisés, un à l'extérieur de la zone imbibée et un au centre de l'anneau. Cela afin de définir l'épaisseur de sol saturé  $z_w$ , en fonction des profils hydriques.

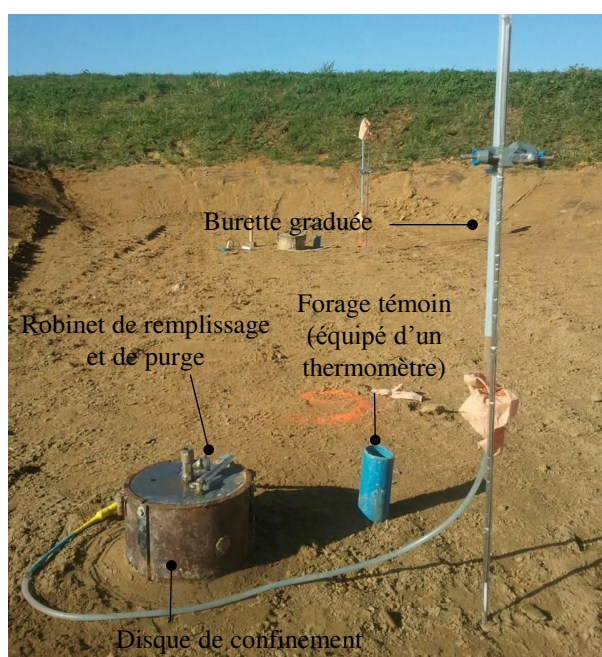


Figure IV.41 : Perméamètre type simple anneau fermé à charge constante.

Le Tableau IV.19 regroupe les résultats des essais réalisés tout au long des opérations. Les valeurs données représentent des valeurs moyennes de plusieurs mesures (3 au minimum). Ces résultats montrent que le limon, avec et sans traitement, a bien été compacté dans les conditions optimales. Ces conditions sont telles que les teneurs en eau se situent du côté humide de l'optimum et que la compacité des matériaux est supérieure à 95 %.

Le limon sans traitement présente une conductivité hydraulique variant entre  $3,4 \times 10^{-10}$  et  $7,6 \times 10^{-10}$  m/s (des mesures sur deux bassins). Les traitements à la chaux, au ciment et à la kaolinite n'ont pas affecté de manière significative la conductivité hydraulique. Le traitement à la bentonite permet de diminuer légèrement la conductivité hydraulique du limon mais cette diminution reste faible et inférieure à un ordre de grandeur. Par ailleurs, sur les différentes couches des trois bassins, toutes les mesures aboutissent à une conductivité hydraulique inférieure à  $1,0 \times 10^{-9}$  m/s.

Tableau IV.19 : Paramètres de compactage et conductivité hydraulique initiale des différentes couches des trois bassins de rétention d'eau.

Bassin	Type de traitement par couche	Notation	w (%)	$\rho / \rho_{dmax}$ (%)	k (m/s)
1	Traitement LHR	LHR	18,1	101,0	$2,6 \times 10^{-10}$
	Limon sans traitement	LNT	17,2	101,3	$3,1 \times 10^{-10}$
2	Traitement à la chaux	LC	16,5	96,3	$6,1 \times 10^{-10}$
	Traitement à la kaolinite	LK	16,3	100,0	$3,4 \times 10^{-10}$
3	Limon sans traitement	LB	17,2	96,8	$7,6 \times 10^{-10}$
	Traitement à la bentonite	LNT	17,9	97,8	$1,3 \times 10^{-10}$

#### IV.6.5.2 Campagnes de suivi des bassins

Des campagnes annuelles d'investigation ont été réalisées afin de suivre l'évolution des paramètres hydriques et mécaniques des différentes couches de sols. La méthode d'investigation se base sur des essais in situ de résistance mécanique et de conductivité hydraulique. Cette approche basée uniquement sur des essais in situ a été adaptée à la particularité des sols traités chaux/liant hydraulique qui présentent un comportement fragile et pourraient être détruits lors du carottage pour faire des essais en laboratoire (quelques exemples sont données en annexe B.7). En effet, les échantillons subissent une destruction de la couche de 0,2 m (ce qui correspond à la couche du limon traité LHR et traité chaux). Ce qui ne permet pas d'obtenir des échantillons intacts pour des essais de résistance mécanique ou de conductivité hydraulique en laboratoire. Ainsi, les investigations se basent sur des essais in situ. Par ailleurs, avant chaque campagne d'essai, les bassins ont été vidés par pompage avant de procéder aux essais.

Les résistances mécaniques des couches de sol ont été appréciées par des mesures au moyen d'un pénétromètre dynamique à charge variable type PANDA©. Le PANDA© est un pénétromètre dynamique léger à énergie variable qui permet de déterminer la résistance du sol en fonction de la profondeur. Bien qu'il soit souvent utilisé pour le contrôle de compactage, l'essai constitue un moyen direct d'accéder à un paramètre mécanique qualifiant l'état du sol en place. Le principe de l'essai consiste à enfoncer dans le sol une pointe fixée à un train de tiges. L'enfoncement se fait par un battage manuel à l'aide d'un marteau standardisé. Le couple de paramètre profondeur d'enfoncement/résistance dynamique est enregistré pour chaque coup de marteau. L'essai permet ainsi d'obtenir un profil de résistance mécanique du sol en fonction de profondeur. Dans le cadre des investigations in situ, et pour chaque campagne annuelle, le nombre d'essais varie entre 8 et 12 essais par bassin.

Des excavations en forme de gradin ont été réalisées (Figure IV.42 et Figure IV.43) afin de mesurer la conductivité hydraulique de chaque couche de sol. Selon la géométrie de chaque bassin, une à deux excavations ont été réalisées par bassin et par campagne. Des essais au perméamètre simple anneau fermé ont été réalisés au niveau de chaque palier de 0,1 m. Cette approche permet ainsi de mesurer la conductivité hydraulique en fonction du niveau d'exposition aux sollicitations climatiques de chaque couche de sol, et d'apprécier la variabilité spatiale de la performance de chacune des couches investiguées.

A la fin de chaque campagne annuelle, les bassins ont été remis en état par la mise en place d'une géomembrane étanche anti-poinçonnement puis d'un remblayage et compactage des casiers avec les matériaux correspondants.

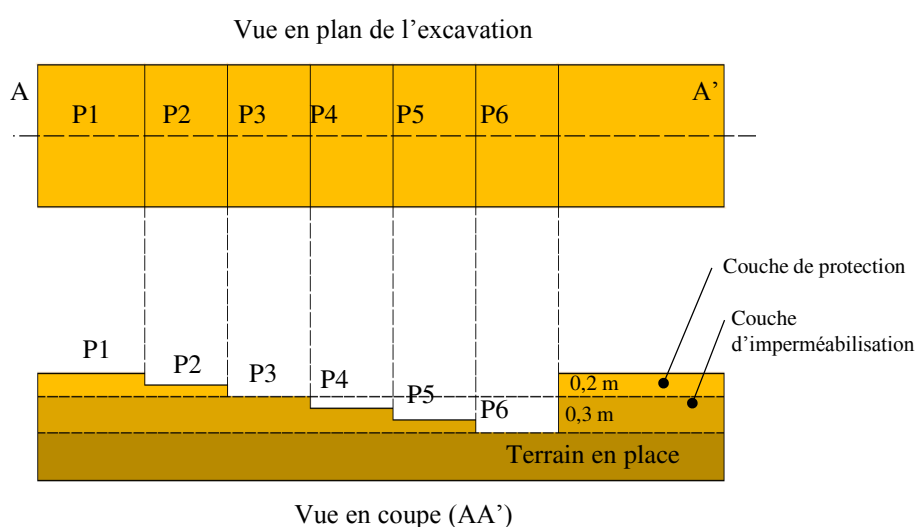


Figure IV.42 : Schéma de l'excavation réalisée pour les essais de conductivité hydraulique.



Figure IV.43 : Disposition des perméamètres dans l'excavation.

### **IV.6.5.3 Relevé de données météorologiques**

L'étude de la durabilité des ouvrages en sol traité nécessite la connaissance des conditions hydriques et météorologiques auxquelles les ouvrages sont soumis. Ainsi, des relevées de données météorologiques ont été récupérées de la station météo 27056003 (Le Champ Corbin-Bernay) située entre 5 et 25 km des trois bassins. L'annexe B.8 regroupe les données mensuelles sur les trois années (2011-2014) et qui concernent : les températures maximales et minimales moyennes, le cumul des précipitations et le nombre de jours avec gelée. Les relevées de données climatiques permettent de qualifier la nature des sollicitations hydriques auxquelles les bassins sont soumis. De façon générale, la région connaît un climat océanique tempéré, avec de faibles amplitudes saisonnières, des températures hivernales avoisinant les 2-3°C, et des étés avec des températures avoisinant les 20°C. Ainsi, les données montrent que les bassins ont subi des températures mensuelles moyennes se caractérisant par des valeurs minimas variant entre -2,6 et 12,9 °C et des valeurs maximas variant entre 5,2 et 25,7 °C. La région connaît aussi des périodes de gelées à hauteur de 20 à 40 jours par an, avec un nombre cumulé de 106 jours sur une période de trois années. Par ailleurs, des visites ponctuelles effectuées sur site ont permis aussi de suivre l'état de remplissage des bassins tout au long de la période de suivi.

## **IV.6.6 Évolution des paramètres du sol**

### **IV.6.6.1 Bassin 1 (LHR + LNT)**

La première campagne d'essai in situ a été réalisée en octobre 2012. L'inspection visuelle a révélé une détérioration superficielle de la couche de protection sur une profondeur allant jusqu'à 20 mm. Sur cette dernière profondeur, le sol se trouve dans un état hydrique th (très humide) selon la classification GTR. Par ailleurs, depuis sa réalisation, le bassin a été en contact

permanant avec l'eau, jusqu'à l'été 2013 où il est resté vide durant trois à quatre mois, il a donc subi une phase de séchage durant cette période.

Les évolutions de la conductivité hydraulique des différentes couches du sol durant deux années de service (2012 et 2013) sont données dans le Tableau IV.20. Après deux années de service, la conductivité hydraulique de la couche de protection, y compris la partie superficielle détériorée, est de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s sur toute sa profondeur. De même, la couche d'imperméabilisation en limon naturel sans traitement présente une conductivité hydraulique de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s. À noter que la campagne d'essai réalisée en 2012 montre quelques valeurs plus élevées de conductivité hydraulique mais ceci traduit principalement la conséquence de certaines fuites durant la réalisation des essais.

La conductivité hydraulique reste globalement stable après deux ans d'exposition permanente aux sollicitations hydriques, y compris celle de la couche de protection en sol traité au *LHR* qui a subi directement les sollicitations hydriques.

Tableau IV.20 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 1.

Profondeur (m)	Couche de sol	Conductivité hydraulique (m/s)		
		2011	2012	2013
0,0	Surface du bassin- <i>LHR</i>	$2,6 \times 10^{-10}$	$6,8 \times 10^{-09}$	$5,5 \times 10^{-10}$
0,1	<i>LHR</i>	$2,6 \times 10^{-10}$	$8,6 \times 10^{-09}$	$8,2 \times 10^{-10}$
0,2	Transition <i>LHR/LNT</i>	$3,1 \times 10^{-10}$	$6,8 \times 10^{-10}$	$4,7 \times 10^{-10}$
0,3	<i>LNT</i>	$3,1 \times 10^{-10}$	/	$9,2 \times 10^{-10}$
0,4	<i>LNT</i>	$3,1 \times 10^{-10}$	$3,8 \times 10^{-10}$	$6,7 \times 10^{-10}$
0,5	Transition <i>LNT/</i> terrain en place	$3,1 \times 10^{-10}$	$3,5 \times 10^{-08}$	$1,6 \times 10^{-09}$

Au-delà de la couche superficielle dégradée (jusqu'à 20 mm), les essais au pénétromètre dynamique réalisés en 2012, montrent que la résistance en pointe varie entre 8 et 25 MPa pour la couche de protection en limon traité au *LHR*, et entre 8 et 10 MPa pour la couche d'imperméabilisation réalisée en limon sans traitement.

Afin de mieux comparer l'évolution des profils de résistance mécanique avec le temps, seules trois courbes représentatives seront présentées par la suite. Ces courbes représentent, tout d'abord, les deux courbes délimitant les profils maximaux et minimaux, et une troisième courbe représentant un profil moyen. Cette approche de comparaison sera adaptée par la suite pour les deux autres bassins.

L'évolution dans le temps des profils de résistance mécanique est illustrée dans la Figure IV.44. Sur la couche de protection en limon traité au *LHR*, les profils de résistance mécaniques sont similaires entre les trois campagnes. De même, la couche d'étanchéité en limon sans traitement montre des profils de résistance mécaniques très proches sur les trois campagnes.

La couche du limon traité au *LHR*, directement exposée aux sollicitations climatiques, a subi une détérioration sur une profondeur de l'ordre de 20 mm. Au-delà de cette partie détériorée, le limon traité au *LHR* présente une résistance mécanique stable sur trois années de service, Par ailleurs, la couche de protection conserve sur toute sa profondeur une conductivité hydraulique de même ordre de grandeur que la conductivité hydraulique initiale.

La couche du limon sans traitement, protégée de l'impact direct des conditions climatiques, conserve une résistance mécanique stable sur les trois années de service et aussi une conductivité hydraulique de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s et qui n'a pas évoluée de manière significative.

#### **IV.6.6.2 Bassin 2 (LC/LK)**

Lors de la première campagne d'investigation in situ, réalisée en octobre 2012, l'inspection montre une détérioration d'une partie superficielle de la couche de protection sur une profondeur entre 20 à 50 mm. Sur cette partie de la couche du sol, le matériau se trouve dans un état hydrique th (très humide) selon la classification GTR. Par ailleurs, durant la période du suivi, le bassin a été en contact permanent avec l'eau depuis sa mise en service.

L'évolution de la conductivité hydraulique est donnée dans le Tableau IV.21. La campagne d'essais réalisée en 2012 n'a pas permis de déterminer la conductivité hydraulique sur l'ensemble des couches (problèmes de fuites aux droits des anneaux). Après deux années de service, les résultats montrent, que la conductivité hydraulique de la couche de protection en limon traité à la chaux est de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s sur toute sa profondeur. La conductivité hydraulique de la couche d'imperméabilisation en limon traité à la kaolinite est aussi de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s.

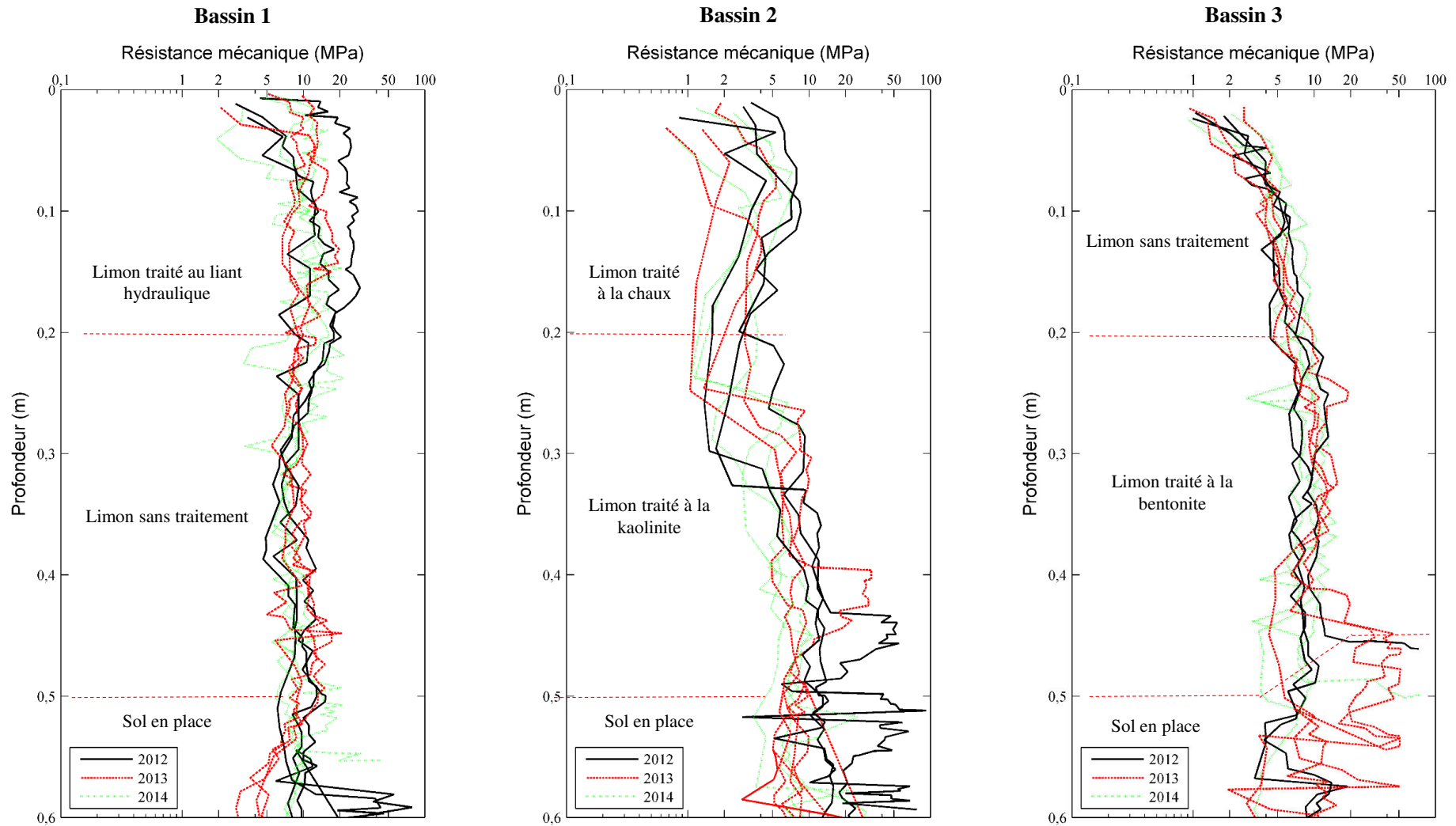


Figure IV.44 : Évolution dans le temps des profils de la résistance mécanique des trois bassins de rétention.

Tableau IV.21 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 2.

Profondeur (m)	Couche de sol	Conductivité hydraulique (m/s)		
		2011	2012	2013
0,0	Surface du bassin-LC	$6,1 \times 10^{-10}$	$2,6 \times 10^{-08}$	$4,8 \times 10^{-10}$
0,1	LC	$6,1 \times 10^{-10}$	$3,9 \times 10^{-09}$	$6,5 \times 10^{-10}$
0,2	Transition LC/LK	$3,4 \times 10^{-10}$	/	$6,9 \times 10^{-10}$
0,3	LK	$3,4 \times 10^{-10}$	/	$6,8 \times 10^{-10}$
0,4	LK	$3,4 \times 10^{-10}$	/	$6,7 \times 10^{-10}$
0,5	Transition LK/ terrain en place	$3,4 \times 10^{-10}$	/	$1,1 \times 10^{-09}$

L'évolution dans le temps des profils de résistance mécanique est présentée dans la Figure IV.44. Seuls trois profils représentatifs de chaque campagne sont présentés. Les résultats de la campagne de 2012 montrent que la couche de protection en limon traité à la chaux présente une résistance en pointe variant entre 2 et 10 MPa, Les valeurs sont très dispersées, et plus faibles que celles du limon non traité (bassin 1). De plus, entre 2012 et 2014, la couche du limon traité à la chaux a subi une diminution de la résistance en pointe sur les dix premiers centimètres avec des valeurs variant entre 1 et 5 MPa.

La couche d'imperméabilisation réalisée en limon traité à la kaolinite présente une résistance en pointe moyenne de l'ordre de 10 MPa. De plus, les campagnes de 2013 et 2014 montrent des profils de résistance en pointe similaires à ceux de 2012.

La couche du limon traité à la chaux, directement exposée aux sollicitations climatiques, a subi une détérioration sur une partie variant entre 20 et 50 mm dès la première année de mise en service du bassin. Les profils de résistance mécaniques montrent une détérioration progressive de la partie superficielle de la couche de protection sur les dix premiers centimètres, cette détérioration est marquée par une diminution de la résistance mécanique. La couche d'étanchéité en limon traité à la kaolinite conserve des résistances mécaniques très proches des valeurs initiales. Malgré la dégradation d'une partie de la couche superficielle en limon traité à la chaux, la conductivité hydraulique ne varie pas significativement avec le temps. Par ailleurs, la couche d'imperméabilisation en limon traité à la kaolinite, conserve le même niveau de conductivité hydraulique, sur toute sa profondeur.

#### IV.6.6.3 Bassin 3 (LB/LNT)

La campagne d'investigation réalisée en 2012 révèle une détérioration superficielle de la couche de protection sur une profondeur allant jusqu'à 20 à 30 mm. Sur cette dernière profondeur



constituée en limon naturel sans traitement, le sol se trouve dans un état hydrique th (très humide) selon la classification GTR. Par ailleurs, depuis sa réalisation, le bassin a été en contact permanent avec l'eau, jusqu'à l'été 2013 où il a été partiellement vidé durant quelques mois.

L'évolution dans le temps de la conductivité hydraulique est donnée dans le Tableau IV.22. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique de la couche de protection en limon sans traitement est de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s après deux années de service. De même, la couche d'imperméabilisation constituée de limon traité à la bentonite, présente aussi une conductivité hydraulique de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s. À noter que quelques essais conduits lors de la campagne de 2012 présentent quelques valeurs élevées. Ceci pourrait être lié aux problèmes de fuites au droit des anneaux.

Tableau IV.22 : Évolution de la conductivité hydraulique des différentes couches du bassin 3.

Profondeur (m)	Couche de sol	Conductivité hydraulique (m/s)		
		2011	2012	2013
0,0	Surface du bassin-LNT	$7,6 \times 10^{-10}$	$8,9 \times 10^{-10}$	$4,6 \times 10^{-10}$
0,1	LNT	$7,6 \times 10^{-10}$	$1,2 \times 10^{-09}$	$7,6 \times 10^{-10}$
0,2	Transition LNT/LB	$1,3 \times 10^{-10}$	$2,4 \times 10^{-10}$	$5,5 \times 10^{-10}$
0,3	LB	$1,3 \times 10^{-10}$	/	$2,9 \times 10^{-10}$
0,4	LB	$1,3 \times 10^{-10}$	$1,9 \times 10^{-10}$	$1,3 \times 10^{-09}$
0,5	Transition LB/ terrain en place	$1,3 \times 10^{-10}$	/	$1,8 \times 10^{-09}$

La Figure IV.44 donne l'évolution des profils de résistance mécaniques entre 2012 et 2014. Lors de la campagne de 2012, les résultats montrent que la résistance en pointe de la couche de protection, réalisée en limon sans traitement, varie entre 2 et 10 MPa. En ce qui concerne la couche d'imperméabilisation en limon traité à la bentonite, la résistance en pointe lors de la campagne de 2012 varie entre 5 et 15 MPa.

Les campagnes d'essais réalisées en 2013 et 2014 montrent des profils de résistance en pointe très similaires à ceux de 2012 à la fois sur la couche de protection et aussi sur la couche d'imperméabilisation. Cependant, sur l'ensemble des profils de résistance mécanique, le limon sans traitement constituant la couche de protection présente des résistances plus faibles en surface. Les valeurs de résistance mécanique augmentent en fonction de la profondeur pour atteindre des valeurs de l'ordre de 10 MPa à 0,2 m de profondeur.

#### **IV.6.7 Conclusion des investigations in situ sur la durabilité des traitements**

Cette étude in situ permet d'apprécier l'évolution des caractéristiques des matériaux traités in situ avec un recul de trois années depuis la construction des ouvrages. Les résultats obtenus montrent que l'exposition directe aux conditions environnementales conduit à une altération des caractéristiques mécaniques des matériaux traités des zones superficielles, sur quelques centimètres, les propriétés hydriques étant préservées. Cette altération est plus marquée pour le sol traité à la chaux que le sol traité au ciment, ces deux modalités ayant été utilisées comme couche de protection des sols traités à la kaolinite ou à la bentonite, qui malgré les sollicitations environnementales subies sur le site ont conservées leurs caractéristiques mécaniques et hydriques.

Durant leur durée de vie, les ouvrages à fonction hydraulique, sont soumis à des sollicitations hydriques et climatiques. L'impact de ces sollicitations dépend :

- du degré d'exposition, les parties exposées subissent des détériorations plus importantes que les parties profondes qui sont donc moins sollicitées ;
- de la nature du traitement du matériau constituant la couche directement exposée, qui traduit la résistance aux sollicitations hydriques et climatiques. Ainsi parmi les traitements étudiés le traitement au ciment semble le mieux adapté pour être utilisé en couche de protection.

#### **IV.7 Analyse des résultats de l'étude de durabilité des effets de traitements**

L'étude de la durabilité du traitement sur le limon de Saint-Quentin a été menée au laboratoire et complétée par des investigations in situ. Comparer l'ensemble de ces données pour aboutir à une compréhension globale de l'altération des sols traités nécessite de prendre en considération les différences entre le laboratoire et le terrain (Tableau IV.23). Ces différences sont au moins de trois ordres : *i*) les dimensions et la géométrie (éprouvette et structure d'ouvrage), *ii*) l'intensité des sollicitations appliquées, et *iii*) la durée d'exposition aux sollicitations. Les résultats obtenus peuvent donc permettre d'évaluer l'importance de l'intensité de sollicitations hydriques sur l'évolution dans le temps des caractéristiques des sols traités. Ce point sera discuté dans un premier temps. L'utilisation de différentes méthodes expérimentales pour imposer les cycles hydriques et la stratégie définie pour la construction des casiers permet aussi d'évaluer la représentativité des méthodes employées au laboratoire pour évaluer la sensibilité des sols traités aux conditions climatiques in situ. Ces aspects seront abordés dans un deuxième

temps. Enfin, les données obtenues peuvent aussi servir de base à une optimisation de la durabilité des structures en sols traités, ce qui sera abordé dans un dernier temps.

Tableau IV.23 : Principales différences entre les conditions au laboratoire et les conditions in situ considérées dans le cadre de l'étude de la durabilité des traitements de sol.

	Étude en laboratoire	Étude in situ
Dimension et géométrie	Éprouvettes de 35×70 mm ( $R_c$ et $k$ ) Éprouvettes de 70×70 ou 70×150 mm ( $HET$ )	Couche de protection (200 mm) Couche d'imperméabilisation (300 mm)
Intensité	Selon la méthode d'imposition de la sollicitation de séchage-humidification : - sollicitations « extrêmes » - sollicitations « modérées »	Selon les conditions climatiques naturelles : niveau d'exposition selon la profondeur des couches (la couche superficielle subit un impact direct)
Temps	Sollicitations « extrêmes » 21j/c ( $R_c$ et $k$ ) à 28 j/c ( $HET$ ) (12 cycles) Sollicitations « modérées » 5j/c ( $R_c$ , $k$ , $HET$ ) (12 cycles)	Investigations effectuées sur trois années de service (2011-2014) Selon les conditions météorologiques de la région

- Rôle de l'intensité des sollicitations hydriques sur l'évolution des caractéristiques hydromécaniques des sols traités

Le Tableau IV.24 synthétise les résultats du comportement mécanique à long terme du limon avec et sans traitement, la résistance à l'érosion, et notamment la contrainte critique, étant directement reliée à cette performance mécanique (Figure III.19). Les résultats de l'étude réalisée au laboratoire montrent que l'ampleur de cette dégradation dépend de l'intensité des cycles hydriques appliqués (Figure IV.15). In situ, les résultats montrent une détérioration de la partie supérieure de toutes les couches superficielles (environ 20 à 30 mm). Au-delà de cette partie, l'ensemble des couches conserve un niveau de performance mécanique stable, à l'exception du limon traité à la chaux et du limon sans traitement. En effet, la couche du limon traité à la chaux, directement exposée aux conditions climatiques et hydriques subit une altération importante, jusqu'à 100 mm. Par ailleurs, la couche du limon sans traitement directement exposée présente une performance mécanique plus faible que la couche du limon sans traitement qui est protégée par une couche de protection. L'ensemble de ces résultats, au laboratoire et in situ, met en évidence une dégradation des performances mécaniques en fonction de l'intensité des sollicitations subies par le sol traité.

Tableau IV.24 : Évolution en laboratoire et in situ du comportement mécanique du limon traité et non traité

Évolution du comportement mécanique du sol traité et non traité				
En laboratoire			In situ	
Comportement mécanique	Sollicitations « extrêmes »		Couche superficielle (~ 5 à 10 cm)	
	Limon sans traitement	Non disponible Essai non réalisable	Limon sans traitement	Dégradation puis maintien du niveau (selon la profondeur)
	Traitement par produits argileux	Non disponible Essai non réalisable	Traitement par produits argileux	Pas de mesure
	Chaux	Diminution	Diminution puis stabilisation	Dégradation
	Ciment	Diminution puis stabilisation (selon dosage)	Liant hydraulique routier	Maintien du niveau
	Sollicitations « modérées »		Au-delà de la couche superficielle	
	Limon sans traitement	Maintien du niveau	Limon sans traitement	Maintien du niveau
	Traitement par produits argileux	Maintien du niveau ou diminution (selon dosage et nature d'argile)	Traitement par produits argileux	Maintien du niveau
	Chaux	Diminution puis stabilisation	Chaux	Dégradation
	Ciment	Diminution puis stabilisation	Liant hydraulique routier	Maintien du niveau

Le Tableau IV.25 synthétise les résultats du comportement hydrique à long terme du limon avec et sans traitement. Les résultats montrent une dégradation de la performance hydrique au laboratoire, cette dégradation dépend de l'intensité de la sollicitation hydrique (Figure IV.23), alors que pour les résultats in situ, la conductivité hydraulique se maintient au cours du temps. Cette contradiction pourrait être liée aux conditions de réalisation des essais. En effet, au laboratoire les éprouvettes ne sont pas confinées, tandis qu'in situ, il existe un effet de confinement globale à l'échelle de la structure qui peut limiter l'impact des cycles hydriques, et ainsi favoriser le maintien de la performance hydrique.

Tableau IV.25 : Évolution en laboratoire et in situ du comportement hydrique du limon traité et non traité

Évolution du comportement hydrique du sol traité et non traité				
En laboratoire			In situ	
Comportement hydrique $k$	Sollicitations « extrêmes »		Couche superficielle (~ 5 à 10 cm)	
	Limon sans traitement	Non disponible Essai non réalisable	Limon sans traitement	Maintien du niveau
	Traitement par produits argileux	Non disponible Essai non réalisable	Traitement par produits argileux	Pas de mesure
	Chaux	Augmentation	Chaux	Maintien du niveau
	Ciment	Augmentation puis stabilisation	Ciment	Maintien du niveau
	Sollicitations « modérées »		Au-delà de la couche superficielle	
	Limon sans traitement	Augmentation puis stabilisation	Limon sans traitement	Maintien du niveau
	Traitement par produits argileux	Augmentation puis stabilisation	Traitement par produits argileux	Maintien du niveau
	Chaux	Augmentation puis stabilisation	Chaux	Maintien du niveau
	Ciment	Augmentation puis stabilisation	Ciment	Maintien du niveau

- Apport et limites des essais en laboratoire pour la compréhension et la prédiction de la durabilité du comportement des sols traités

Les essais réalisés au laboratoire montrent que les performances mécaniques des sols traités peuvent se dégrader avec les cycles hydriques. Cette dégradation est plus importante dans le cas des cycles avec une ampleur pouvant être qualifiée « d'extrême ». La dégradation des performances mécaniques a également été constatée in situ dans les cas du traitement à la chaux et du limon sans traitement. Bien qu'il soit difficile de lier directement l'ampleur des dégradations en laboratoire à celles in situ, du fait des différences de conditions hydriques et thermiques, il est possible de déterminer des tendances de baisse de performance. Dans ce contexte, il est important de noter la dégradation de la partie supérieure de toutes les couches superficielles (20 ~ 30 mm). Ce comportement a été constaté au laboratoire avec les cycles « extrêmes » où les éprouvettes ont été complètement détruites. La partie des ouvrages directement exposée subira donc une dégradation importante, cependant il est difficile de déterminer l'épaisseur de cette dégradation à partir des données obtenues au laboratoire. Par ailleurs, les cycles réalisés en conditions qualifiées de « modérées » permettent de prévoir la

tendance de dégradation des performances de sols lorsque les couches de sol ne subissent pas directement l'impact des sollicitations hydriques et climatiques.

Les essais réalisés en laboratoire montrent une augmentation de la conductivité hydraulique de l'ensemble des éprouvettes traitées soumises à des cycles hydriques. Tandis que, les investigations in situ ne montre pas de modifications significatives de la conductivité hydraulique. Des investigations complémentaires doivent être effectuées pour apporter plus d'éléments qui permettront de prédire l'évolution du comportement hydrique in situ.

- Prise en compte de la durabilité à l'échelle de l'ouvrage

L'ensemble des résultats obtenus dans le cadre de ce travail permet de déterminer les facteurs qui influencent le comportement à court terme et à long terme du sol traité. Le Tableau IV.26 synthétise l'amélioration globale apportée par chaque type de traitement et l'impact des sollicitations hydriques et leur ampleur sur les caractéristiques hydromécaniques du sol traité. Les principaux facteurs sont liés à la nature du produit de traitement, son dosage, et aussi à l'intensité des cycles hydriques imposés.

Tableau IV.26 : Synthèse des effets des traitements et des effets des sollicitations hydriques sur le comportement hydromécanique du limon de Saint-Quentin.

Nature du traitement	Caractéristique du sol			Durabilité et impact des sollicitations hydriques	
	$(k_{er}$ et $\tau_c$ )	$k$	$R_c$	Sollicitations « extrêmes »	Sollicitations « modérées »
Produits argileux	~ ou ↑ (selon dosage)	↓↓	~	Dégradation	Diminution puis stabilisation
Chaux	↑	~	↑	Dégradation	Diminution puis stabilisation
Ciment	↑↑	~ ou ↓ (selon dosage)	↑↑	Dégradation (selon dosage)	Diminution puis stabilisation (selon dosage)

*Bleu* : pas d'effet/ *Vert* : optimisation de la performance/ *Rouge* : dégradation de la performance.

*NB* : optimisation de la performance correspond à : augmentation de  $R_c$ / augmentation de  $\tau_c$  / diminution de  $k_{er}$  / diminution de  $k$ .

Les caractéristiques hydromécaniques des sols traités sont susceptibles de se dégrader lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations hydriques et mécaniques. La Figure IV.45 illustre schématiquement le chemin d'évolution des performances qui correspond à la durabilité des effets des traitements des sols. L'ampleur de cette dégradation est d'autant plus grande que l'ampleur des variations de sollicitation hydriques auxquelles l'ouvrage sera soumis est grande. Pour assurer la durabilité, il est indispensable de considérer la perte de performances des sols

traités. L'une des approches est de prévoir un surdimensionnement de l'épaisseur des couches traitées et de considérer une perte progressive et définitive des performances du sol traité sur cette surépaisseur. Cette surépaisseur apportera aussi une protection sur les couches du sol traité située au-delà de cette surépaisseur dégradable. Cependant pour assurer une efficacité de cette protection il est important de sélectionner un produit de traitement approprié, et de s'assurer de l'efficacité du traitement par une étude de formulation de traitement approfondie.

#### **IV.8 Conclusion : durabilité des traitements de sols**

L'étude du comportement à long terme du limon traité soumis à des sollicitations hydriques a permis de déterminer la durabilité des traitements. Ainsi les sollicitations hydriques peuvent dégrader les optimisations initialement apportées par le traitement et les performances du sol traité diminuent. Cela se traduit donc par une augmentation de la conductivité hydraulique, une diminution de la résistance mécanique et aussi une diminution de la contrainte critique qui traduit une diminution de la résistance à l'érosion interne. Cependant la cinétique de perte de performance est conditionnée par plusieurs facteurs. D'une part, la nature du produit de traitement et son dosage utilisé, et d'autre part, le niveau d'exposition, le nombre et l'intensité ces cycles hydriques. L'étude in situ montre aussi qu'il est possible de limiter la dégradation des performances de sols à travers des dispositions constructives. Ces dispositions constructives consistent en la mise en place de protection, ces protections sont à réaliser avec un traitement et un dosage adapté.

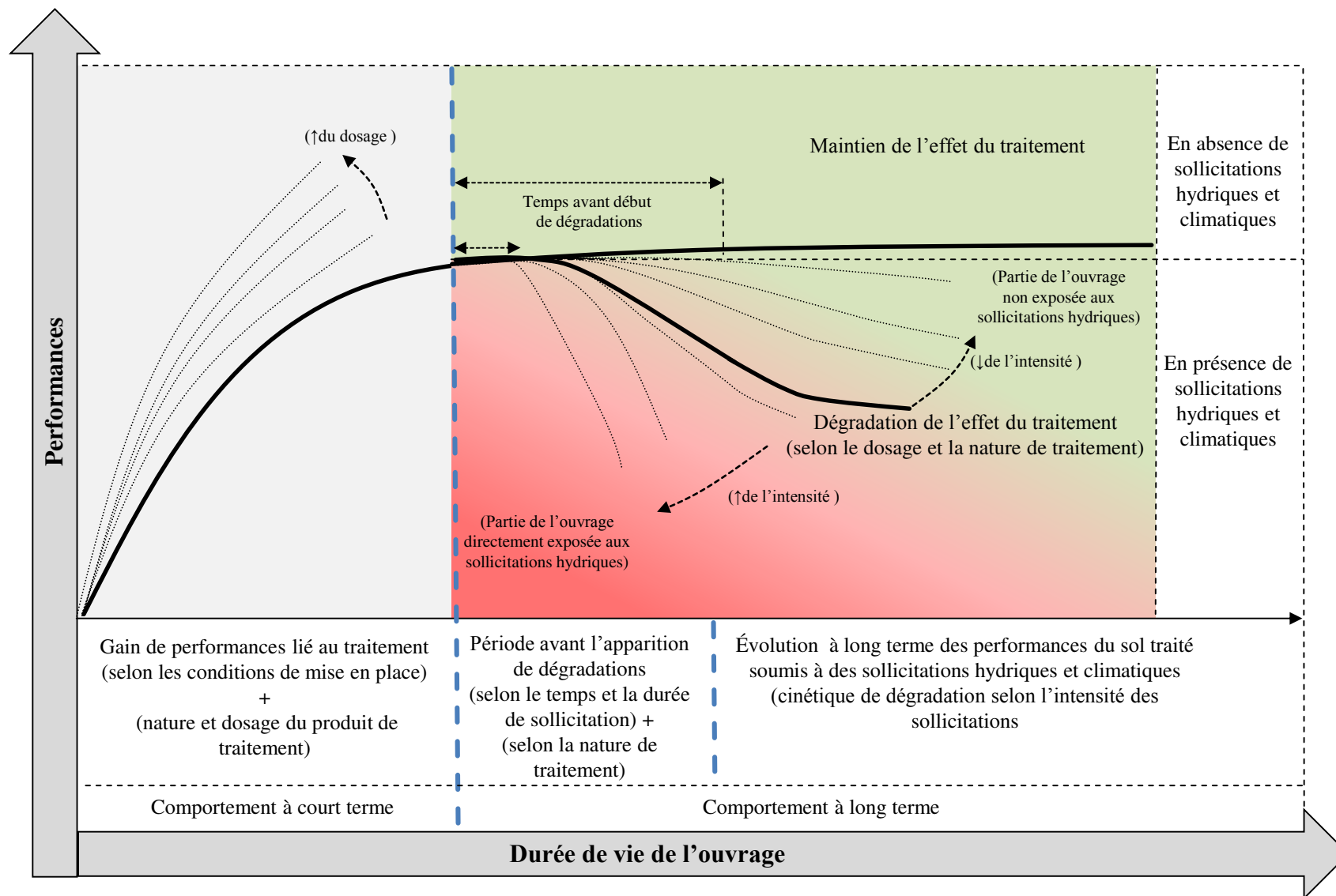


Figure IV.45 : Illustration de la durabilité d'un traitement à travers l'évolution à court terme et à long terme des performances d'un sol traité



## Conclusion générale

---

L'évolution actuelle du contexte socio-économique oblige les différents acteurs du secteur des travaux publics à s'adapter aux problématiques du développement durable. Dans le domaine des ouvrages en terre, les entreprises doivent proposer des solutions techniques pour réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets afin de limiter les emprunts extérieurs et la mise en dépôt des sols non utilisés. Dans ce contexte, le traitement des sols par l'ajout d'un produit de traitement se distingue comme une solution intéressante sur le plan technique, économique et environnemental. En effet, cette technique permet d'améliorer une caractéristique spécifique du sol. L'objectif de ce travail était d'évaluer les effets de différents traitements sur les principales caractéristiques du sol qui entrent dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (hydrique, mécanique, érosion), à court et à long terme. L'étude de la durabilité est effectuée à travers une approche basée sur des données issues d'études en laboratoire ainsi que des investigations in situ sur des ouvrages hydrauliques réalisés en sol traité.

L'étude bibliographique a montré le rôle important des conditions de compactage sur l'évolution des caractéristiques hydromécaniques et l'érosion des sols traités. Toutefois, ces conclusions découlent des résultats de différentes études et peu d'études quantifient l'impact des traitements et des conditions de compactage à la fois sur les paramètres hydriques, mécaniques et sur l'érodabilité des sols. Pour l'étude de l'érosion interne, le *HET* constitue le dispositif le plus utilisé et plusieurs travaux montrent la fiabilité du dispositif et aussi des modèles d'analyse théoriques qui régissent le phénomène d'érosion étudié par le *HET*. Néanmoins, des améliorations sont à faire pour rendre le dispositif apte à mesurer les caractéristiques d'érosion des sols traités. Les données bibliographiques ont montré aussi que les sollicitations hydriques peuvent induire des dégradations des caractéristiques mécaniques des sols traités. Cependant, rares sont les études qui ont traité de l'évolution de la conductivité hydraulique et de l'érodabilité des sols traités soumis à des sollicitations hydriques.

Pour l'étude de l'érodabilité, un dispositif *HET* optimisé a été mis en place dans le cadre de ce travail avec une méthode d'analyse et d'exploitation des résultats. Afin d'évaluer l'impact et la durabilité des effets de traitements sur le comportement hydrique/mécanique/érosion interne d'un sol fin deux méthodes d'imposition de cycles hydriques de séchage-humidification ont été élaborées. Ces méthodes ont permis de quantifier et qualifier l'intensité des cycles hydriques sur l'évolution des caractéristiques des sols.

La qualification et la quantification de l'impact de chaque produit de traitement sur l'ensemble des caractéristiques étudiées, et principalement l'érodabilité du limon, a permis de mettre en

évidence l'influence de plusieurs facteurs. Le traitement par des produits argileux permet de réduire la conductivité hydraulique du limon. L'augmentation du dosage utilisé favorise cette réduction qui est plus importante dans le cas de la bentonite que dans le cas de la kaolinite. Le traitement avec les produits argileux n'apporte pas de gain de performance mécanique mais permet d'augmenter la résistance à l'érosion interne selon le dosage utilisé. Le traitement à la chaux et au ciment conserve globalement le même niveau de conductivité hydraulique, ou provoque une réduction d'un ordre de grandeur. Ce traitement apporte aussi un gain de résistance mécanique et de résistance à l'érosion interne. Ce gain est plus grand avec l'augmentation du dosage et du temps de cure et aussi plus grand dans le cas du ciment que dans le cas de la chaux. Les résultats montrent aussi que l'augmentation de la résistance à la compression simple s'accompagne d'une augmentation de la contrainte critique. Par ailleurs, la diminution de plus d'un ordre de grandeur de la conductivité hydraulique s'accompagne aussi d'une diminution du coefficient d'érosion. Les résultats exposés dans ce chapitre constituent donc un premier outil de choix et de sélection du produit de traitement, du dosage, et aussi des conditions de compactage requises pour satisfaire l'ensemble des critères hydriques/mécaniques/érodabilité à l'échelle de ouvrage.

L'étude de la durabilité des traitements à la fois en laboratoire et in situ montre que les caractéristiques du limon traité peuvent se dégrader lorsque le limon est soumis à des sollicitations d'origine hydrique ou climatique. Pour chaque type de traitement, la perte de performance (augmentation de conductivité hydraulique et baisse de la résistance mécanique et de la résistance à l'érosion) a été quantifiée. L'étude a permis de mettre en évidence le rôle de l'intensité des sollicitations hydriques. Ainsi, pour un traitement donné, le limon traité peut conserver des caractéristiques résiduelles lorsque l'intensité des sollicitations hydriques est « modérée », tandis qu'il sera détruit pour des sollicitations d'intensité « extrême ». Ces conclusions ont été complétées par les mesures in situ. Le choix de la représentativité des cycles est donc important pour prédire le comportement du sol traité in situ.

Les résultats de cette étude permettent d'établir le chemin d'évolution des performances d'un sol traité selon les conditions initiales de mise en œuvre et aussi les conditions subies sur la durée de vie du sol traité à l'échelle de l'ouvrage. Le comportement du sol traité sur la durée de vie de l'ouvrage peut être considéré selon trois phases.

La première phase correspond au comportement à court terme du sol traité. Durant cette phase les performances du sol augmentent grâce au traitement. L'ampleur de cette augmentation dépend de l'aptitude du sol au traitement et aussi du produit utilisé et de son dosage. À ce stade

de l'étude, les essais d'aptitude de traitement constituent la première étape dans l'analyse de la durabilité.

La seconde phase concerne le comportement du matériau à l'échelle de l'ouvrage après sa mise en œuvre. Ainsi, le sol traité dispose d'une certaine période avant le début de l'apparition des altérations et des dégradations liées aux conditions environnementales hydriques et climatiques auxquelles l'ouvrage est soumis. La durée de cette période dépend de différents facteurs qui peuvent être classés en deux catégories, d'une part, les facteurs liés à la nature et au dosage du produit utilisé, et d'autre part, les facteurs liés à l'intensité des conditions hydriques.

La troisième phase correspond au comportement à long terme du sol traité. En absence de sollicitations hydriques, le sol traité conserve ses performances initiales. Cependant, en présence de sollicitations hydriques, les performances du sol se dégradent selon une cinétique liée au degré d'exposition aux sollicitations hydriques.

Le sol constituant les parties non exposées aux sollicitations hydriques se dégrade selon une cinétique lente qui assure donc un maintien du niveau de performance recherchée. Tandis que, les parties très exposées subissent des dégradations selon une cinétique plus rapide. Cette troisième phase est aussi influencée, d'une part, par les facteurs liés à la nature et au dosage du produit utilisé, et d'autre part, par les facteurs liés à l'intensité des sollicitations hydriques. Ces derniers facteurs sont déterminés selon le niveau d'exposition du sol, selon la fonction hydraulique de l'ouvrage, et aussi selon les conditions météorologiques. À ce stade, lors d'une future étude de durabilité d'ouvrage hydraulique dans une autre région, les informations issues des investigations réalisées dans le cadre de cette étude peuvent servir de référence pour déterminer les effets des dégradations par comparaison des intensités des conditions météorologiques. La durabilité du traitement est assurée si la condition suivante est assurée tout au long de la durée de vie de l'ouvrage :

*Performances résiduelles après dégradation > Performances minimales requises.*

Les résultats de cette étude montrent que le limon fin avec ou sans traitement peut être utilisé dans des structures d'étanchéité, de plus, il conserve ses propriétés hydriques et même mécaniques lorsqu'il n'est pas en contact direct avec les sollicitations climatiques. Il est cependant primordial de respecter certaines dispositions pratiques nécessaires pour l'utilisation des traitements dans les ouvrages hydrauliques. À savoir : *i*) l'adoption d'une épaisseur superficielle supplémentaire, qui dépend de l'intensité des sollicitations. Les données climatiques fournies dans cette étude peuvent servir de référence, pour de futures études de

durabilité, pour une comparaison de l'intensité des sollicitations et sa conséquence directe sur les ouvrages. *ii)* La réalisation des couches de protection en utilisant un produit adapté. En effet, dans le cas du limon utilisé, la solution d'une couche de protection en limon traité à la chaux ne semble pas très adéquate car les sollicitations hydriques peuvent dégrader le comportement hydromécanique du sol dans le cas de ce traitement.

Il est donc important d'adapter le traitement du sol à la fonction de la couche du sol traité, et ce afin d'atteindre, et de maintenir dans le temps, les propriétés hydromécaniques des sols traités. La présence de la couche de protection permet de préserver le dispositif d'étanchéité et d'améliorer son efficacité. Il s'agit aussi de bien maîtriser les conditions de mise en place pour favoriser l'optimisation de la performance recherchée sur chaque couche.

Quelques perspectives intéressantes peuvent être envisagées pour enrichir le travail réalisé.

- Ce travail est basé sur un limon fin, il serait nécessaire de regarder le comportement hydromécanique et l'érodabilité d'autres types de sols traités afin de compléter les résultats obtenus et de généraliser les conclusions de cette étude.
- Il serait intéressant aussi de regarder l'influence des variations de température et des cycles de température sur les caractéristiques hydromécaniques des sols traités. La combinaison des cycles de séchage/humidification hydriques et thermiques permettra d'étudier le comportement couplé thermo-hydro-mécanique des sols traités.
- Techniquement, il serait intéressant de poursuivre le développement de dispositifs d'érosion aptes à quantifier l'apport du traitement sur les caractéristiques d'érosion et notamment de l'érosion externe. Cela afin de disposer d'un outil complémentaire au *HET* pour la caractérisation de l'érodabilité des sols.
- Une approche de quantification de l'évolution de la texture et des paramètres à l'échelle microscopique pourrait apporter des éléments nouveaux quant aux dégradations liées aux cycles hydriques. Des méthodes telles que l'ATG/ATD, ou la RMN solide peuvent constituer des outils de quantification physico-chimique pour l'analyse à l'échelle microscopique.



## Références bibliographiques

- AASHTO T99. 2010. Standard method of test for moisture-density relations of soils using a 2.5-kg (5.5-lb) rammer and a 305-mm (12-in.) drop.
- Abadi, M.R., & Wild, S. 1993. Sulphate expansion of lime-stabilized kaolinite: I. Physical characteristics. *Clay Minerals* 28, 555–567.
- ACI Committee 230. 1990. State-of-the-art report on soil cement. *Materials Journal* 87, 395–417.
- Afès, M., & Didier, G. 2000. Stabilisation des sols gonflants : cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 59, 75–83.
- AFNOR NF EN 13286-2. 2010. Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 2 : méthodes d'essai de détermination en laboratoire de la masse volumique de référence et de la teneur en eau Compactage Proctor.
- AFNOR NF EN 13286-53. 2005. Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 53 : méthode de confection par compression axiale des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques.
- AFNOR NF EN 197-1. 2001. Ciment Partie 1 : Composition, spécificationset critères de conformité des ciments courants.
- AFNOR NF P11-300. 1992. Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- AFNOR NF P15-108. 2000. Liants hydrauliques. Liants hydrauliques routiers : Composition, spécifications et critères de conformité.
- AFNOR NF P94-050. 1995. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.
- AFNOR NF P94-051. 1993. Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.
- AFNOR NF P94-053. 1991. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire - Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.
- AFNOR NF P94-054. 1991. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.
- AFNOR NF P94-056. 1996. Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.
- AFNOR NF P94-057. 1992. Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.
- AFNOR NF P94-068. 1998. Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.
- AFNOR NF P94-077. 1997. Sols : reconnaissance et essais - Essai de compression uniaxiale.
- AFNOR NF P94-093. Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau.
- AFNOR NF X30-420. 1999. Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place, de matériaux rapportés, ou artificiellement reconstitués : infiltromètre à double ou simple anneau, de type fermé.
- Ahlinhan, M.F., Achmus, M., Hoog, S., & Wouya, E.K. 2012. Stability of non-cohesive soils with respect to internal erosion. p. 329–336. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Akcanca, F., & Aytakin, M. 2014. Impact of wetting–drying cycles on the hydraulic conductivity of liners made of lime-stabilized sand–bentonite mixtures for sanitary landfills. *Environmental Earth Sciences* 72, 59–66.
- Al-Amoudi, O.S.B. 2002. Characterization and chemical stabilization of Al-Qurayyah sabkha soil. *Journal of Materials in Civil Engineering* 14, 478–484.
- Aldaood, A., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. 2014a. Impact of freeze–thaw cycles on mechanical behaviour of lime stabilized gypseous soils. *Cold Regions Science and Technology* 99, 38–45.
- Aldaood, A., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. 2014b. Impact of wetting–drying cycles on the microstructure and mechanical properties of lime-stabilized gypseous soils. *Engineering Geology* 174, 11–21.
- 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.
- Arulanandan, K., & Perry, E.B. 1983. Erosion in relation to filter design criteria in earth dams. *Journal of Geotechnical Engineering* 109, 682–698.

- ASTM D698. 2007. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>)).
- ASTM-D2166. 1998. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive Soil.
- ASTM-D4221. 1999. Standard test method for dispersive characteristics of clay soil by double hydrometer.
- ASTM-D4647. 1998. Standard test method for identification and classification of dispersive clay Soils by the pinhole test.
- ASTM-D5084. 1997. Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter.
- ASTM-D559. 1996. Standard test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures.
- ASTM-D560. 1996. Standard test methods for freezing and thawing compacted soil-cement mixtures.
- ASTM-D5852. 2000. Standard test method for erodibility determination of soil in the field or in the laboratory by the jet index method.
- ASTM-D6572. 2000. Standard test method for dispersive characteristics of clay soil by the crumb test.
- Attom, M. 2012. The effect of compaction and initial water content on soil erosion. p. 49–56. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Bahar, R., Benazzoug, M., & Kenai, S. 2004. Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement and Concrete Composites* 26, 811–820.
- Balmer, G.G. 1958. Shear strength and elastic properties of soil-cement mixtures under triaxial loading. p. 1187–1204. In *The Sixty-first Annual meeting of the Society Boston*, June 22-27, 1958.
- Beguïn, R. 2011. Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre. Thèse de doctorat, Université de Grenoble - France, p. 320.
- Beguïn, R., Faure, Y.H., Guidoux, C., & Philippe, P. 2010. Hydraulic erosion along the interface of different soil layers. p. 387–396. In ICSE5 San Francisco, November 7-10, 2010.
- Beguïn, R., Fry, J.-J., Picault, C., Courivaud, J.-R., & Faure, Y.-H. 2012. Control of the risk of dyke failure caused by contact erosion. p. 1551–1558. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- De Bel, R., Bollens, Q., Duvigneaud, P.H., & Verbruge, J.C. 2005. Influence of curing time, percolation and temperature on the compressive strength of a loam treated with lime. p. 10 p. In *International Symposium TREMTI Paris* - October 24-26, 2005.
- Bell, F.G. 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering geology* 42, 223–237.
- Bellezza, I., & Fratolocchi, E. 2006. Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures. *Ground Improvement* 10, 77–90.
- Benahmed, N., & Bonelli, S. 2007. Étude expérimentale de l'érosion interne d'une kaolinite. p. 1–4. In *25e rencontres de l'AUGC Bordeaux* - Mai 23-25, 2007.
- Benahmed, N., & Bonelli, S. 2010. L'essai d'érosion de conduit HET (Hole Erosion Test). *Archive ouverte d'Irstea / Cemagref*, p. 6.
- Benahmed, N., & Bonelli, S. 2012a. Internal erosion of cohesive soils: laboratory parametric study. p. 1041–1048. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Benahmed, N., & Bonelli, S. 2012b. Investigating conc entrated leak erosion behaviour of cohesive soils by performing Hole Erosion Test. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 16, 43–58.
- Bendahmane, F. 2005. Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Thèse de doctorat, Université de Nantes - France, p. 153.
- Bennabi, A., Karoui, T., Benamar, A., & Wang, H.-Q. 2012. Some elements of comparison between two laboratory devices for soil erosion testing. p. 1089–1096. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Benson, G.H., & Daniel, D.E. 1990. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering* 116, 12311248.
- Benson, G.H., & Trast, J.M. 1995. Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. *Clay and Clay minerals* 43, 669–681.
- Blais, J.-P. 2004. Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales. Une courte revue bibliographique. p. 201–211. In *Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation Orléans*, Novembre 25-26, 2004.
- Boardman, D.I., Glendinning, S., & Rogers, C.F.D. 2001. Development of stabilisation and solidification in lime-clay mixes. *Geotechnique* 50, 533–543.
- Bonelli, S. 2013. Erosion in geomechanics applied to dams and levees. p. 416.



- Bonelli, S., Benahmed, N., & Brivois, O. 2006. On modelling of the erosion test. p. 1–6. In ICSE3 Amsterdam, November 1-3, 2006.
- Le Borgne, T. 2010. Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols. Thèse de doctorat, INPL - France, p. 224.
- Boynton, S.S., & Daniel, D.E. 1985. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering* 111, 465–478.
- Brandl, H. 1981. Alteration of soil parameters by stabilization with lime. p. 587–594. In 10th International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering - June 15-19, 1981.
- Brandl, H. 1992. Mineral liners for hazardous waste containment. *Geotechnique* 42, 57–65.
- Briaud, J.L., Bernhardt, M., & Leclair, M. 2012. The Pocket Erodrometer Test: Development and Preliminary Results. *Geotechnical Testing Journal* 35, 342–352.
- Briaud, J.L., Chen, H.C., Govindasamy, A. V., & Storesund, R. 2008. Levee erosion by overtopping in New Orleans during the Katrina hurricane. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134, 618–632.
- Briaud, J.L., Ting, F.C.K., Chen, H.C., Cao, Y., Han, S.W., & Kwak, K.W. 2001. Erosion function apparatus for scour rate predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127, 105–113.
- Briaud, J.L., Ting, C.K., Chen, H.C., Gudavalli, R., Perugu, S., & Wei, G. 1999. SRICOS: prediction of scour rate in cohesive soils at bridge piers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125, 237–246.
- Catton, M.D. 1959. Early soil-cement research and development. *Journal of the Highway division* 1899, 1–44.
- CETMEF. 2002. Ouvrage de navigation et écoulements souterrains. Phénomènes, surveillance, prévention et réparation. Centre D'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales, p. 153.
- CFdG. 2003. Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques dans la lutte contre l'érosion (CF des Géosynthétiques, Ed.). Comité Français des Géosynthétiques, p.128.
- Chang, D.S., Zhang, L., & Xu, T.H. 2012. Laboratory investigation of initiation and development of internal erosion in soils under complex stress states. ICSE6 Paris - August 27-31, 2012, 895–902.
- Chapuis, R.P. 1986. Quantitative measurement of the scour resistance of natural solid clays. *Canadian Geotechnical Journal* 23, 132–141.
- Chapuis, R.P. 1990. Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal* 27, 47–57.
- Chapuis, R.P. 2002. The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil–bentonite and compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 417–439.
- Chapuis, R.P., & Gatién, T. 1986. Improved rotating cylinder technique for quantitative measurements of the scour resistance of clays. *Canadian Geotechnical Journal* 23, 83–87.
- Charles, I., Herrier, G., Chevalier, C., & Durand, E. 2012. An experimental full-scale hydraulic earthen structure in lime treated soil. p. 1223–1230. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Chevalier, C., Haghghi, I., & Herrier, G. 2012. Resistance to erosion of lime treated soils: a complete parametric study in laboratory. p. 1065–1072. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Chittoori, B.C.S. 2008. Clay mineralogy effects on long-term performance of chemically treated expansive clays. PhD thesis, University of Texas - USA, p. 302.
- Christensen, A. 1969. Cement modification of clay soils. *Research and development bulletin of Portland Cement Association*, 1–11.
- Christensen, R.W., & Das, B.M. 1973. Hydraulic erosion of remoulded cohesive soils. *Highway Research Board Special Report* 135, 8–19.
- Clare, K.E., & Cruchley, A.E. 1957. Laboratory experiments in the stabilization of clays with hydrated lime. *Geotechnique* 7, 97–111.
- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., & Ulbrich, L.A. 1998. Influence of fiber and cement addition on the behavior of sandy soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124, 1211–1214.
- Couradin, A., Razakamanantsoa, A.R., Didier, G., & Djeran-maigre, I. 2008. Etude comparative des performances hydrauliques d'adjuvants argileux en traitement de sols. p. 53–60. In JNGG 8 Nantes - Juin 18-20, 2008.
- Croft, J.B. 1967. The structures of soils stabilized with cementous agents. *Engineering Geology* 2, 63–80.
- Croft, J.B. 1968. The problem in predicting the suitability of soils for cementitious stabilization. *Engineering geology* 2, 397–424.

- 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.
- Cuisinier, O., & Le Borgne, T. 2008. Relationship between microstructure and hydraulic conductivity in compacted lime-treated soils. p. 643–649. In *Advances in Transportation Geotechnics Proceedings of the International Conference Nottingham - August 25-27, 2008*.
- Daoud, F. 1996. La perméabilité des sols fins compactés. Thèse de doctorat, INPL - France, p. 193.
- Dempsey, B.J., & Thompson, M.R. 1968. Durability properties of lime-soil mixtures. *Highway Research Records* 235, 61–75.
- Dempsey, B.J., & Thompson, M.R. 1973. Effects of freeze-thaw parameters on the durability of stabilized materials. A report of the investigation of the durability testing of stabilized materials. University of Illinois Report Project IHR-401, 10–18.
- Diamond, S., & Kinter, E.B. 1965. Mechanisms of soil-lime stabilization. *Highway Research Record* 92, 83–102.
- 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.
- Eades, J.L., & Grim, R.E. 1966. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Board Bulletin* 139, 61–72.
- Elsbury, B.R., Daniel, D.E., Sraders, G.A., & Anderson, D.C. 1990. Lessons learned from compacted clay liner. *Journal of Geotechnical Engineering* 116, 1641–1660.
- Estabragh, A.R., Pereshkafti, M.R.S., Parsaei, B., & Javadi, A.A. 2013. Stabilised expansive soil behaviour during wetting and drying. *International Journal of Pavement Engineering* 14, 418–427.
- Estéoule, J., & Perret, P. 1979. Étude expérimentale des phénomènes de stabilisation des sols fins par la chaux. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 99, 99–109.
- Fell, R., Wan, C.F., Cyganiewicz, J., & Foster, M. 2003. Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129, 307–314.
- Fell, R., Wan, C.F., & Foster, M. 2004. Methods for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping – piping through the embankment. UNICIV REPORT R – 428, p. 115.
- Felt, E.J. 1955. Factors influencing physical properties of soil-cement mixtures. *Highway Research Board Bulletin* 108, 138–162.
- Felt, E.J., & Melvin, S.A. 1957. Strength and elastic properties of compacted soil-cement mixtures. ASTM, Special technical Publication 206, 152–179.
- Ferrar, J.A., Torres, R.L., & Erdogan, Z. 2007. Bureau of reclamation erosion testing for evaluating piping and internal erosion of dams. *Geotechnical Special Publication* 167, 22–31.
- Fry, J.-J., Vogel, A., Royet, P., & Courivaud, J.-R. 2012. Dam failures by erosion: lessons from ERINOH data bases. p. 273–280. In *ICSE6 Paris - August 27-31, 2012*.
- Gibbs, H.S. 1962. A study of erosion and tractive force characteristics in relation to soil mechanics properties. United States Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories Denver, Soils Engineering Report No. EM-643, 1–26.
- Goldman, L.J., Greenfield, L.I., Damle, A.S., Kingsbury, G.L., Norheim, C.M., & Trusdale, R.S. 1990. Design, Construction, and evaluation of clay liners for waste management facilities. Report, p. 532.
- Gray, D. h., & Rex, R.W. 1961. Formation damage in sandstones caused by clay dispersion and migration. p. 355–366. In *14th National conference on clay and clay minerals California, 1961*.
- Guney, Y., Aydilek, A.H., & Demirkan, M.M. 2006. Geoenvironmental behavior of foundry sand amended mixtures for highway subbases. *Waste management* 26, 32–45.
- 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.
- Haghighi, I. 2012. Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols : développement d'essais et applications pratiques. Thèse de doctorat, ENPC - France, p. 202.
- Haghighi, I., Chevalier, C., Duc, M., Guédon, S., & Reiffsteck, P. 2013. Improvement of hole erosion test and results on reference soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139, 330–339.
- Hansen, K.D. 2002. Erosion and abrasion resistance of soil-cement and roller-compacted concrete. Report of Portland Cement Association RD126, p. 22.
- Hanson, G.J. 1990. Surface erodibility of earthen channels at high stresses. Part II-Developing an in situ testing device. *Transactions of the ASAE* 33, 132–137.

- Hanson, G.J. 1991. Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways. *Transactions of the ASAE* 34, 2015–2020.
- Hanson, G.J., & Cook, K.R. 2004. Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in-situ. *Applied Engineering in Agriculture* 40, 455–462.
- Hanson, G.J., & Hunt, S.L. 2006. Lessons learned using laboratory jet method to measure soil erodibility of compacted soils. *Applied Engineering in Agriculture* 23, 305–312.
- Hanson, G.J., & Robinson, K.M. 1993. The influence of soil moisture and compact on spillway erosion. *Transactions of the ASAE* 36, 1349–1352.
- Haug, D.M., & Wong, L.C. 1992. Impact of molding water content on hydraulic conductivity of compacted sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal* 29, 253–262.
- Hénensal, P., & Duchatel, F. 1990. L'érodimètre à jets mobiles. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 167, 47–52.
- Herrier, G., Chevalier, C., Froumentin, M., Cuisinier, O., Bonelli, S., & Fry, J.-J. 2012a. Lime treated soil as an erosion-resistant material for hydraulic earthen structures. p. 585–592. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Herrier, G., Lesueur, D., Puiatti, D., Auriol, J.-C., Chevalier, C., Haghghi, I., Cuisinier, O., Bonelli, S., & Fry, J.-J. 2012b. Lime treated materials for embankment and hardfill dam. p. 1–6. In ICOLD 2012–International Symposium On Dams For A Changing World Kyoto - June 5-8, 2012.
- Herzog, A., & Mitchell, J.K. 1963. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. *Highway Research Record* 36, 146–171.
- Hjeldnes, E.I., & Lavania, B.V.K. 1980. Cracking, Leakage, and Erosion of Earth Dam Materials. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 106, 117–135.
- Ho, C.C. 2007. The erosion behaviour of revetment using geotextile. Thèse de Doctorat, université de Joseph Fourier, France, p. 238.
- Holtz, D.R. 1990. Guide to earthwork construction. Chapter 3 in State of the art report 8: Guide to earthwork construction, 9–23.
- Hoyos, L.R., Laikram, A., & Puppala, A.. 2005. Assessment of seasonal effects on engineering behavior of chemically treated sulfate rich expansive clay. p. 483–504. In International Conference on Problematic Soils GEOPROB FAMAGUSTA, May 25-27, 2005.
- Indraratna, B., Muttuvel, T., & Khabbaz, H. 2009. Modelling the erosion rate of chemically stabilized soil incorporating tensile force-deformation characteristics. *Canadian Geotechnical Journal* 46, 57–68.
- Indraratna, B., Muttuvel, T., Khabbaz, H., & Armstrong, R. 2008. Predicting the erosion rate of chemically treated soil using a process simulation apparatus for internal crack erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134.
- Jamshidi, R.J. 2014. Evaluation of cement-treated soils subjected to cycles of freezing and thawing. PhD thesis, Dalhousie University - Canada, p. 177.
- Kalkan, E. 2011. Impact of wetting–drying cycles on swelling behavior of clayey soils modified by silica fume. *Applied Clay Science* 52, 345–352.
- Kamruzzaman, A.H.M., Chew, S.H., & Lee, F.H. 2009. Structuration and destructuration behavior of cement-treated singapore marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135, 573–589.
- Kandiah, A., & Arulanandan, K. 1974. Hydraulic erosion of cohesive soils. *Transportation Research Record* 497, 60–68.
- Kenney, T.C., Van Venn, W.A., Swallow, M.A., & Sungaila, M.A. 1992. Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal* 29, 364–374.
- Khattab, S.A.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.
- Knodel, P.C. 1991. Characteristics of dispersive and problems clay soils. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division Materials Engineering Branch Report R-91-09, p. 17.
- Laguros, J.G., & Davidson, D.T. 1963. Effect of chemicals on soil-cement stabilization. p. 172–208. In Cement-treated soil mixtures; 10 reports presented at the 42nd annual meeting - January 7-11, 1963.
- Lambe, T.W. 1958. The structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 84, 1–35.
- Lasledj, A., & Al-Mukhtar, M. 2008. Effect of Hydrated Lime on the Engineering Behaviour and the Microstructure of Highly Expansive Clay. p. 3590–3598. In The 12th IACMAG Goa - October 1-6, 2008.

- LCPC-SETRA. 1992. Guide des terrassements routiers, réalisation de remblais et des couches de formes, fascicules I : Principes généraux.
- LCPC-SETRA. 2000. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme.
- Lefebvre, G., Rohan, K., & Douville, S. 1985. Erosivity of natural intact structured clay: evaluation. *Canadian Geotechnical Journal* 22, 508–517.
- Lim, S.S. 2006. Experimental investigation of erosion in variably saturated clay soils. PhD thesis, University of New South Wales - Australia, p. 171.
- Little, D.N. 1995. Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. National Lime Association, p. 219.
- Little, D.N. 1999. Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Volume 1: summary of findings. Prepared for the National Lime Association, p. 89.
- Locat, J., Bérubé, M.-A., & M. Choquette. 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays : shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal* 27, 294–304.
- Locat, J., Tremblay, H., & Leroueil, S. 1996. Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime. *Canadian Geotechnical Journal* 33, 654–669.
- Lund, O.L., & Ramsey, W.J. 1960. Experimental lime stabilisation in Nebraska. *Highway Research Board Bull* 262, 20–32.
- Lyle, W.M., & Smerdon, E.T. 1965. Relation of compaction and other properties to resistance of soils. *Transactions of the ASCE* 8, 419–422.
- Machan, G., Diamond, S., & Leo, edmon. 1977. Laboratory study of the effectiveness of cement and lime stabilization for erosion control. *Transportation Research Record* 641, 24–28.
- Maranha das Neves, E. 1987. Analysis of Crack erosion in dam cores. The crack erosion test. p. 284–298. In *De Mello Volume: a tribute to Prof. Dr. Victor F.B. de Mello São Paulo, Brazil*.
- Mathew, P.K., & Rao, S.N. 1997. Effect of lime on cation exchange capacity of marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123, 183–185.
- McCallister, L.D., & Petry, T.M. 1991. Physical property changes in a lime-treated expansive clay caused by leaching. *Transportation Research Record* 1295, 37–44.
- McCallister, L.D., & Petry, T.M. 1992. Property changes in lime treated expansive clays under continuous leaching. Civil Engineering Department, The University of Texas Technical Report GL-90-17, p. 319.
- Mehenni, A. 2011. Impact des conditions de compactage sur la perméabilité des sols traités. Rapport de Master. Rapport de Master, INPL - France, p. 61.
- Mishra, A.K., Ohtsubo, M., Li, L., & Higashi, T. 2011. Controlling factors of the swelling of various bentonites and their correlations with the hydraulic conductivity of soil-bentonite mixtures. *Applied Clay Science* 52, 78–84.
- Mitchell, J.K., Hooper, D.R., & Campanella, R.G. 1965. Permeability of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 91, 41–65.
- Moore, W.L., & Masch, F.D.J. 1962. Experiments on the scour resistance of cohesive sediments. *Journal of geophysical Research* 67, 1437–1446.
- Muttuvel, T. 2008. Erosion rate of chemically stabilized soils incorporating tensile stress-deformation behaviour. PhD thessis, University of Wollongong - Australia, p. 202.
- Nalbantoglu, Z. 2006. Lime stabilization of expansive clay. *Expansive soils. Recent advances in characterization and treatment* chapter 23, 341–349.
- Nalbantoglu, Z., & Tuncer, E.R. 2001. Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal* 38, 154–160.
- Nguyen, D.M. 2013. Méthode Hydro-Géomécanique de caractérisation de la susceptibilité des sols à l'érosion interne. Thèse de doctorat, Université de Grenoble - France, 183.
- Noble, D.F., & Plaster, R.W. 1970. Reaction in portland cement-clay mixture. *Virginia Highway Research Council Final Report*, 519–553.
- Nussbaum, P.J. 1979. Permeability of soil-cement, lime and fly ash mixes. *Construction Technology Laboratories a division of Portland Cement Association R&D Serial No. 2995*, 1–6.
- Nussbaum, P.J., & Colley, B.E. 1971. Dam construction and facing with soil-cement. *Research and development bulletin. Portland Cement Association*, 1–11.

- Ola, S., & Mbata, A. 1990. Durability of soil-cement for building purposes - Rain erosion resistance test. *Construction & Building Materials* 4, 182–187.
- Osula, D.O.A. 1996. A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering geology* 42, 71–81.
- Packard, R.G., & Chapman, G.A. 1963. Developments in durability testing of soil-cement mixtures. *Highway Research Record* 36, 97–123.
- PCA. 1969. Soil cement construction handbook. Portland Cement Association, p. 41.
- PCA. 1986. Soil-cement for facing slopes and lining channels, reservoirs, and lagoons. Portland Cement Association, 1–8.
- PCA. 1992. Properties and uses of cement-modified soil. *Concrete information*, Portland Cement Association, 1–10.
- Pedarla, A. 2009. Durability studies on stabilization effectiveness of soils containing different fractions of montmorillonite. Master thesis, University of Texas - USA, p. 118.
- Perret, P. 1979. Application pratique des nouvelles données expérimentales relatives à la stabilisation des sols fins par la chaux. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 99, 110–118.
- Pham, T.L. 2008. Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide. Thèse de doctorat, ENPC - France, P. 232.
- Proctor, R.R. 1933a. New principles applied to actual dam-building. *Engineering News-Record* 111, 286–289.
- Proctor, R.R. 1933b. Field and laboratory verification of soil suitability. *Engineering News-Record* 111, 372–376.
- Proctor, R.R. 1933c. Description of field and laboratory methods. *Engineering News-Record* 111, 245–248.
- Proctor, R.R. 1933d. Fundamental principes of soil compaction. *Engineering News-Record* 111, 348–351.
- Prusinski, J.R., & Bhattacharja, S. 1999. Effectiveness of portland cement and lime in stabilizing clay soils. *Transportation Research Record* 1652, 215–227.
- Rajasekaran, G., & Rao, S.N. 2002. Permeability characteristics of lime treated marine clay. *Ocean Engineering* 29, 113–127.
- 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.
- Rao, S.M., & Shivananda, P. 2005. Role of curing temperature in progress of lime-soil reactions. *Geotechnical & Geological Engineering* 23, 79–85.
- El Rawi, N., & Awad, A.A.A. 1981. Permeability of lime stabilized Soils. *Transportation Engineering Journal* 107, 25–35.
- Reddi, L.N., Lee, I.M., & Bonala, M.V.S. 2000. Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture. *Geotechnical Testing Journal* 23, 116–122.
- Regazzoni, P.-L., Wahl, T.L., Hanson, G.J., Courivaud, J.-R., & Marot, D. 2008. Caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols : confrontation de deux érodimètres. p. 441–448. In *JNGG 8 Nantes - Juin 18-20, 2008*.
- Reiffsteck, P. 2004. Érodabilité des sols dans le cadre des terrassements. p. 65–72. In *JNGG Lille - Juin 28-30, 2004*.
- Rekik, B., & Boutouil, M. 2006. Etude de la compressibilité et de la microstructure d'un sédiment de dragage traité au liant hydraulique. p. 635–642. In *IXèmes Journées Nationales Génie Civil et Génie Côtier Brest - Septembre 12-14, 2006*.
- Robbins, B.A., & Wibowo, J.L. 2012. Field Jet Erosion Tests of treated clay levee embankments. p. 1239–1246. In *ICSE6 Paris - August 27-31, 2012*.
- Rohan, K., & Lefebvre, G. 1991. Hydrodynamic aspects in the rotating cylinder erosivity test. *Geotechnical Testing Journal* 14, 166–170.
- Rohan, K., Lefebvre, G., Douville, S., & Milette, J.P. 1986. A new technique to evaluate erosivity of cohesive material. *Geotechnical Testing Journal* 9, 87–92.
- Le Roux, A. 1969. Traitement des sols argileux par la chaux. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 40.
- Le Runigo, B. 2008. Durabilité du limon de Jossigny traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydriques : comportement hydraulique, microtextural et mécanique. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes - France, p. 196.
- 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. *Canadian Geotechnical Journal* 46, 1243–1257.

- 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.
- Sanchez, R.L., Strutynsky, A.I., & Silver, M.L. 1983. Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using laboratory triaxial erosion test procedure. U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station in Vicksburg, Technical Report GL- 83-4, p. 51.
- Sariosseiri, F., & Muhunthan, B. 2009. Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology* 104, 119–125.
- Scullion, T., Sebesta, S., Harris, J.P., & Syed, I. 2005. evaluating the performance of soil-cement and cement modified soil for pavements; a laboratory study. Research and Development bulletin of Portland Cement Association no. RD120, p. 142.
- Shaikh, A., Ruff, J.F., & Abt, S.R. 1988a. Erosion rate of compacted Na-montmorillonite soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 114, 296–305.
- Shaikh, A., Ruff, J.F., Charlie, W.A., & Abt, S.R. 1988b. Erosion rate of dispersive and non dispersive clays. *Journal of Geotechnical Engineering* 114, 589–600.
- Shan, H., Kerenyi, K., Guo, J., Shen, J.J., Wagner, A., & Xie, and Z. 2012. An ex-situ scour testing device for characterizing erosion of cohesive soils. p. 63–69. In ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- Sharif, Y.A. 2013. Experimental study on piping failure of earthen levee and dams. Partial fulfillment of PhD thesis, University of South Carolina - USA, p. 73.
- Shea, M.S. 2011. Hydraulic conductivity of cement-treated soils and aggregates after freezing. Master thesis, Brigham Young University - USA, p. 77.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., & Decker, R.S. 1976a. Identification and nature of dispersive soils. *Journal of Geotechnical Engineering* 102, 287–301.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S., & Steele, E.F. 1976b. Pinhole test for identifying dispersive soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division* 102, 69–85.
- Shields, A. 1936. Anwendung der Aehnlichkeits mechanik und der Turbulenz forschungaufdie Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preussiischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau, Heft 26 : 5–24., traduit en anglais par Ott W.P. et van Uchelen J.C. : Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement, dans Hydrodynamics Laboratory Publication No. 167, Hydrodynamics Lab., California Institute of Technology, Pasadena, 1–46.
- Shihata, S.A., & Baghdadi, Z.A. 2001. Simplified method to assess freeze-thaw durability of soil cement. *Journal of Materials in Civil Engineering* 13, 243–247.
- Sivapillaiah, P.V., Sridharan, A., & Stalin, V.K. 2000. Hydraulic conductivity of bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal* 37, 406–413.
- Stoltz, G., Cuisinier, O., & Masroui, F. 2012. Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage on a lime-treated expansive soil. *Applied Clay Science* 61, 44–51.
- Stoltz, G., Cuisinier, O., & Masroui, F. 2014. Weathering of a lime-treated clayey soil by drying and wetting cycles. *Engineering geology* 181, 281–289.
- 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.
- Tarog, I. 2000. Perméabilité et érosion interne des mélanges sable-argile, contribution théorique et expérimentale. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon - France, p. 297.
- Thompson, M.R. 1967. Factors influencing the plasticity and strength of lime-soil mixtures. *Engineering experiment station* 4, 20.
- Thompson, M.R. 1970. Suggested method of mixture design procedure for lime treated soil. ASTM Special Technical publication 479, 430–440.
- Thompson, M.R., & Dempsey, B.J. 1969. Autogenous healing of lime-soil mixtures. *Highway Research Record* 263, 1–7.
- Tuncer, E.R., & Basma, A. 1991. Strength and stress-strain characteristics of a lime-treated cohesive soil. *Transportation Research Record* 1295, 70–79.
- Venstermans, G., Guelton, B., Verfaillie, D., & Janssens, M. 2001. Amélioration des sols à la chaux. *Bulletin du Centre De Recherches Routières* 47, 1–12.
- Vivier, M., Relotius, F., Andrieux, P., & Leplat, J. 1970. Les limons traités à la chaux dans le nord de la france. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 47, 81–96.

- Wahl, T.L. 2010. A comparison of the hole erosion test and jet erosion test. p. 1–12. In Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling Las Vega - June 27 July 1, 2010.
- Wahl, T.L., & Erdogan, Z. 2008. Hole Erosion Tests for Wolf Creek Dam. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Materials Engineering Research Laboratory, Technical Memorandum No. MERL-08-10, p. 228.
- Wahl, T.L., Regazzoni, P.-L., & Erdogan, Z. 2009. Practical Improvements for the Hole Erosion Test. p. 1–9. In The 33rd IAHR Congress Vancouver - August 9-14, 2009.
- Wan, C.F., & Fell, R. 2002. Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. UNICIV Report no. R-412, p. 358.
- Wan, C.F., & Fell, R. 2004a. Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams. *Geotechnical Testing Journal* 27, 295–303.
- Wan, C.F., & Fell, R. 2004b. Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130, 373–380.
- Watabe, S., Leroueil, S., & Le Bihan, J.P. 2000. Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. *Canadian Geotechnical Journal* 37, 1184–1194.
- West, G. 1959. Laboratory investigation into the effects of elapsed time after mixing on the compaction and strength of soil-cement. *Géotechnique* 9, 22–28.





## Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités

**Résumé :** L'évolution actuelle du contexte socio-économique oblige les différents acteurs du secteur des travaux publics à s'adapter aux problématiques du développement durable. Dans le domaine des ouvrages en terre, les entreprises doivent proposer des solutions techniques de valorisation des matériaux situés dans l'emprise des projets afin de limiter les emprunts extérieurs et la mise en dépôt des sols non utilisés. Les techniques de traitement des sols constituent une possibilité de valoriser ces matériaux. Cette étude se focalise sur quatre produits de traitement (kaolinite, bentonite, chaux et ciment) ainsi que sur leurs effets sur le comportement hydromécanique et la résistance à l'érosion interne d'un limon fin. Un dispositif d'érosion interne *HET optimisé* a été spécialement conçu dans le cadre de ce travail pour déterminer les caractéristiques d'érosion des sols traités notamment à la chaux et au ciment. Au-delà de la caractérisation des effets du traitement sur le comportement hydromécanique à court terme des sols, le travail de cette étude s'étend sur la durabilité des traitements et l'évolution du comportement hydromécanique à long terme des sols traités soumis à des sollicitations hydriques de séchage-humidification. Cette étude de la durabilité est effectuée à travers une approche multi-échelle fondée sur des données d'études en laboratoire sur des éprouvettes de sol traité et des investigations in situ sur des ouvrages hydrauliques en sol traité. L'étude montre que les sollicitations hydriques peuvent dégrader les performances du sol traité. Cette dégradation se traduit par une augmentation de la conductivité hydraulique, une diminution de la résistance mécanique et aussi une diminution de la contrainte critique qui exprime une diminution de la résistance à l'érosion interne. La cinétique de perte de performances est conditionnée par la nature du produit de traitement et son dosage utilisé, et aussi par le niveau d'exposition, le nombre et l'intensité des cycles hydriques. Cependant, l'étude in situ montre qu'il est possible de diminuer la cinétique de dégradation des performances de sols à travers des dispositions constructives adaptées.

**Mots clefs :** Terrassement, traitement des sols, conductivité hydraulique, résistance à la compression simple, Hole Erosion Test, érosion interne, chaux, ciment, bentonite, kaolinite.

## Hydro-mechanical behavior and erosion of fine tread soils

**Abstract:** The current evolution of the social and economic context requires from the different actors of the public works sector to adapt their practices to the challenges of sustainable development. In the field of earthworks, companies must offer technical solutions to reuse the materials located in the vicinity of the projects in order to limit the borrowing materials and unused soils deposits. Soil treatment may allow the reuse of these materials. This study was focused on four treatment products (kaolinite, bentonite, lime and cement) as well as their effects on the hydro-mechanical behavior and internal erosion resistance of a fine silt. An enhanced HET device was designed in the framework of this study to determine the internal erosion characteristics of treated soils especially with lime and cement. Beyond the characterization of treatment effects on short-term hydro-mechanical behavior of soils, the work of this study extends to the durability of treatment and the evolution of long-term hydro-mechanical behavior of treated soils subjected to drying-wetting cycles. This study of sustainability was carried out through a multi-scale approach based on laboratory study data on soil samples and field investigations on hydraulic structures made of treated soil. The study showed that hydraulic conditions variations can decrease the performance of treated soils. These degradations result on an increase in hydraulic conductivity, a decrease of the mechanical strength and also a reduction in the critical shear stress which expresses a decrease of the internal erosion resistance. The kinetic of performance loss depends to the nature of the treatment product and percentage used as well as the exposure level, the number and amplitude of the hydraulic variations. However, the field study showed that it is possible to reduce the kinetic degradation of the soil performance through an appropriate construction design.

**Key words:** Earthworks, soil treatment, hydraulic conductivity, unconfined compression strength, Hole Erosion Test, internal erosion, lime, cement, bentonite, kaolinite.



# Annexe A

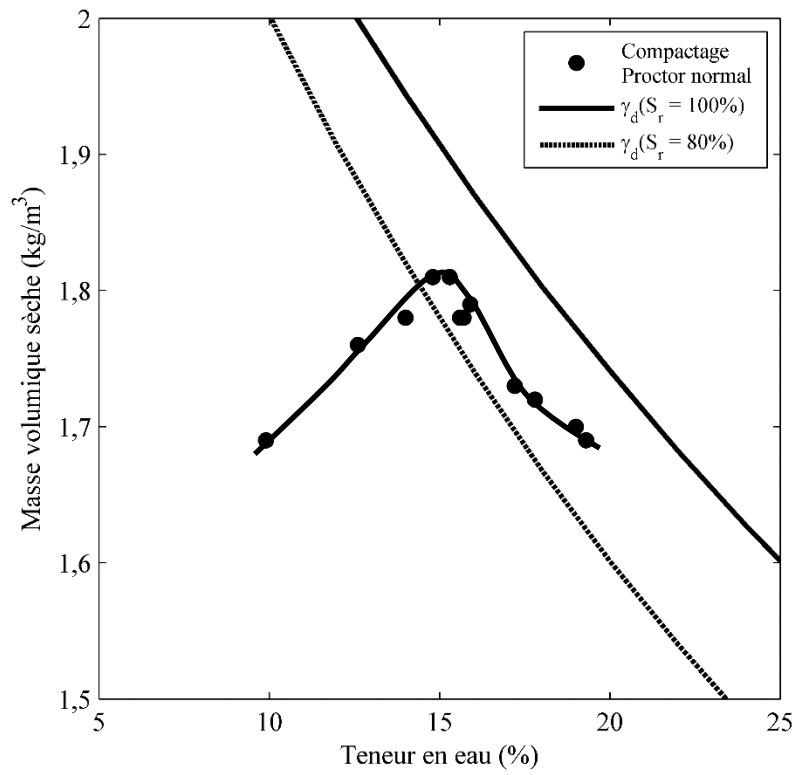
---

**Annexe A.1** : Courbe de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin.

**Annexe A.2** : Impact des traitements sur la courbe de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin.

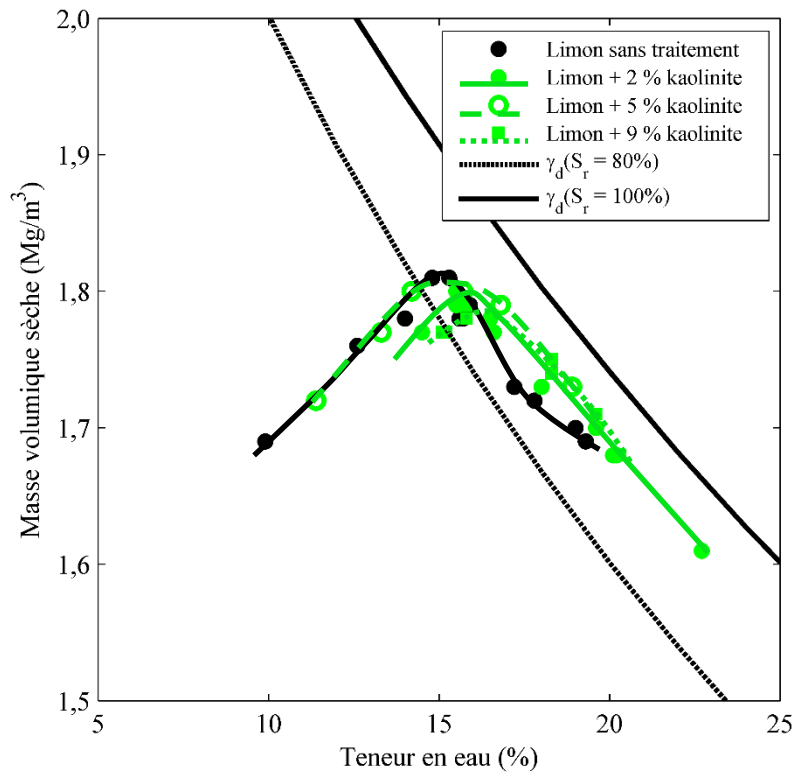
**Annexe A.3** : Relation entre le signal de turbidité la concentration en particules de sol du limon de Saint-Quentin avec et sans traitement.

## Annexe A.1

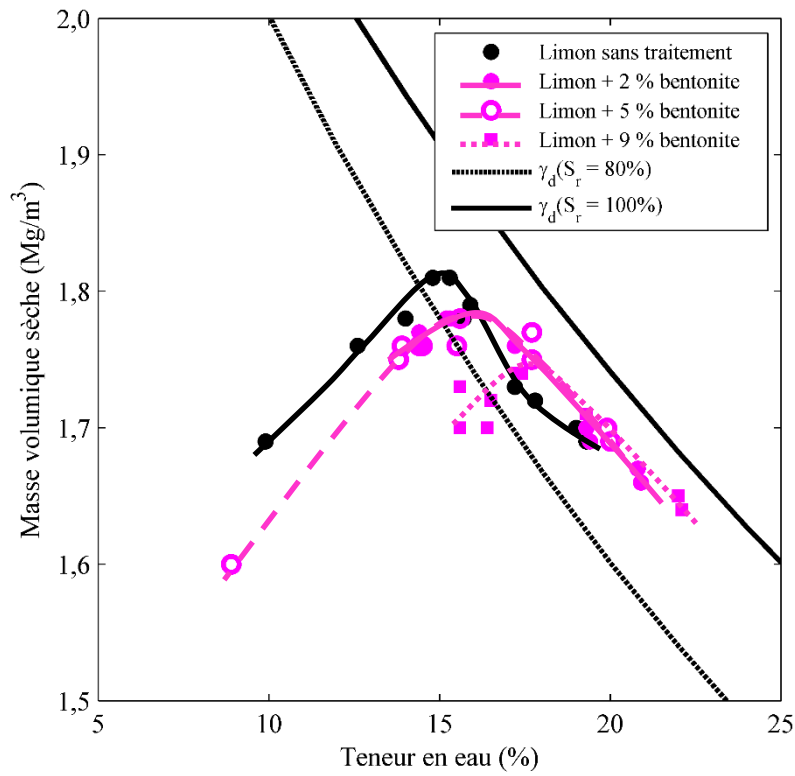


*Courbe de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin.*

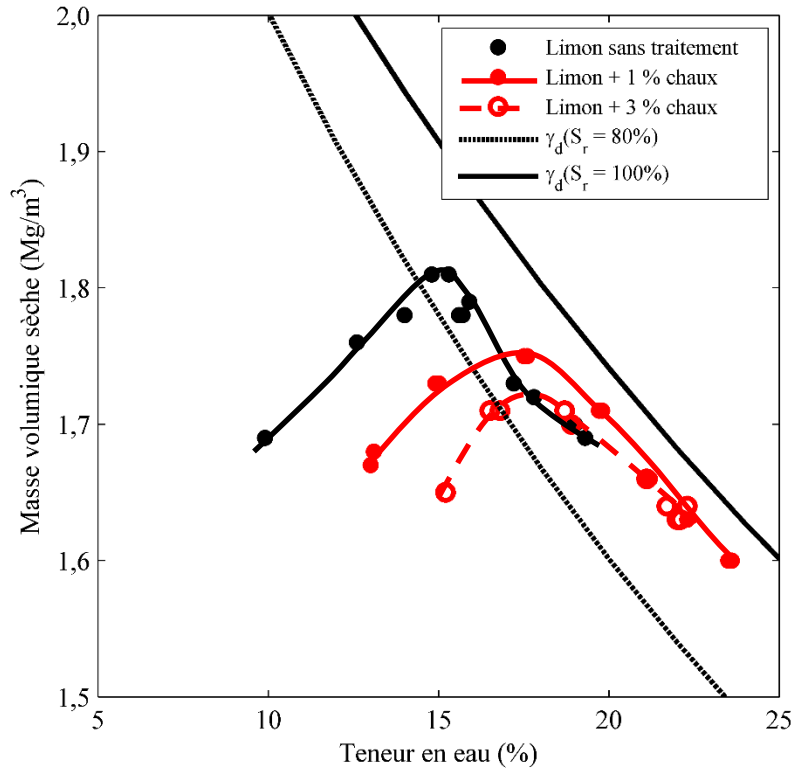
## Annexe A.2



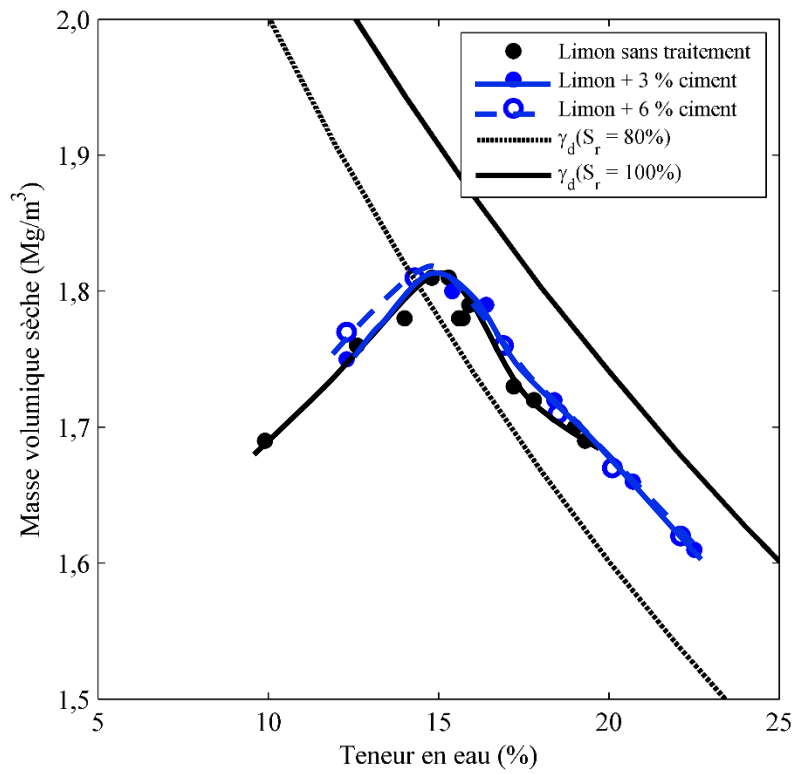
*Courbes de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité à la kaolinite.*



*Courbes de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité à la bentonite.*

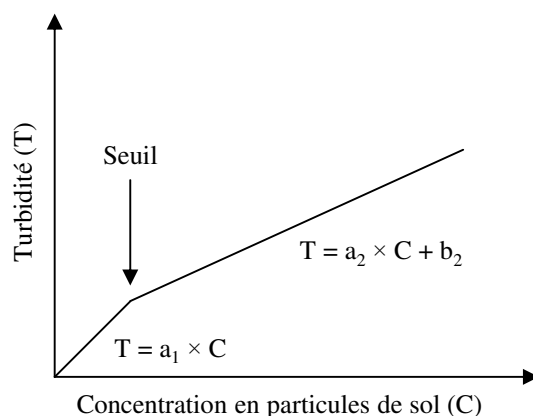


*Courbes de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité à la chaux.*



*Courbes de compactage Proctor normal du limon de Saint-Quentin traité au ciment.*

### Annexe A.3



*Illustration de la relation entre la turbidité et la concentration en particules de sol*

*Relations d'étalonnage entre le signal de turbidité et la concentration particules de sol*

Type de traitement	Relation Turbidité-Concentration		
	$T = a_1 \times C$	Seuil (g/l)	$T = a_2 \times C + b_2$
Limons sans traitement	$1149 \times C$	1,35	$573 \times C + 778$
+ 2 % kaolinite	$1260 \times C$	1,20	$756 \times C + 602$
+ 9 % kaolinite	$1660 \times C$	1,02	$878 \times C + 798$
+ 2 % bentonite	$1982 \times C$	0,92	$756 \times C + 1114$
+ 9 % bentonite	$1488 \times C$	1,78	$737 \times C + 1323$
+ 1 % chaux	$1359 \times C$	1,04	$775 \times C + 605$
+ 3 % chaux	$1429 \times C$	1,26	$780 \times C + 820$
+ 3 % ciment	$1354 \times C$	1,02	$742 \times C + 621$
+ 6 % ciment	$1241 \times C$	1,42	$615 \times C + 892$





# Annexe B

---

**Annexe B.1** : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec de la kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

**Annexe B.2** : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec de la bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.

**Annexe B.3** : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité à la chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr et la méthode-Ag.

**Annexe B.4** : Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité au ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr et la méthode-Ag.

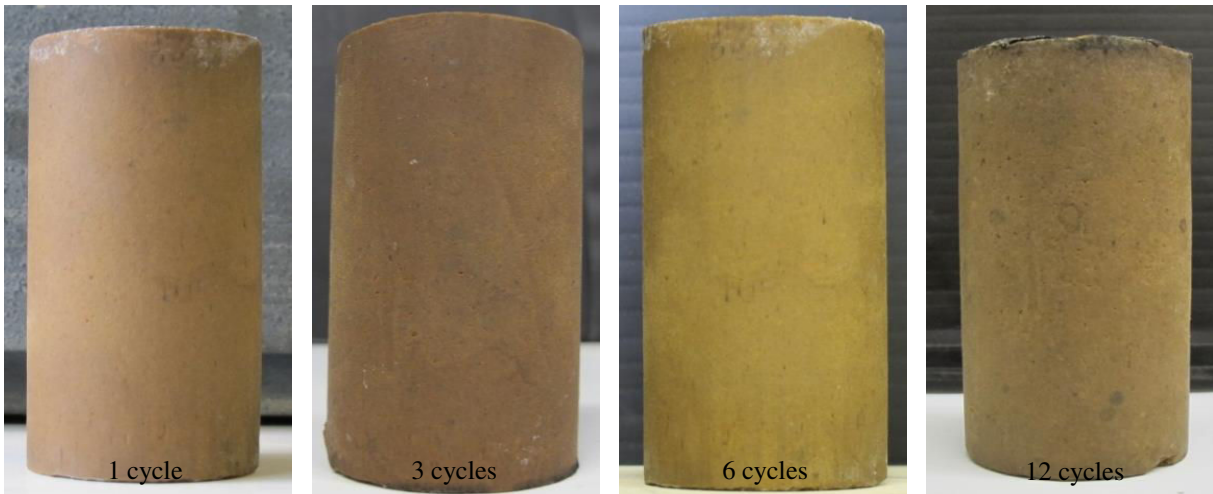
**Annexe B.5** : Différentes phases des opérations de préparation du terrain et du traitement du limon.

**Annexe B.6** : Différentes opérations de mise en place et du compactage des couches de bassins.

**Annexe B.7** : État de quelques sondages carottés réalisés six mois après la mise en service des bassins

**Annexe B.8** : Données météorologiques de la station météo 270560033 (Le Champs Corbin-Bernay).

## Annexe B.1



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 2 % de kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*

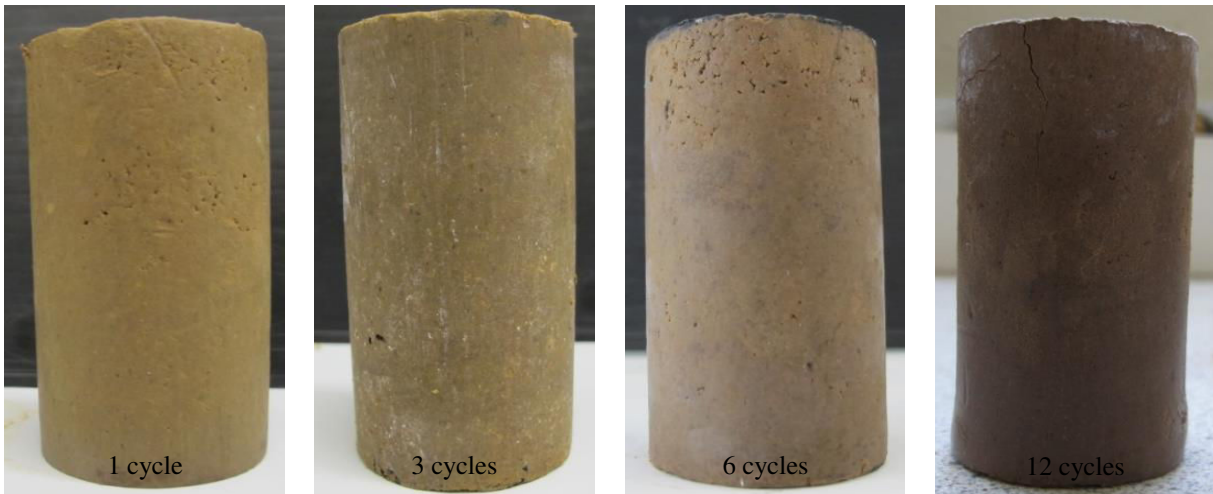


*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 5 % de kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 9 % de kaolinite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*

## Annexe B.2



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 2 % de bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



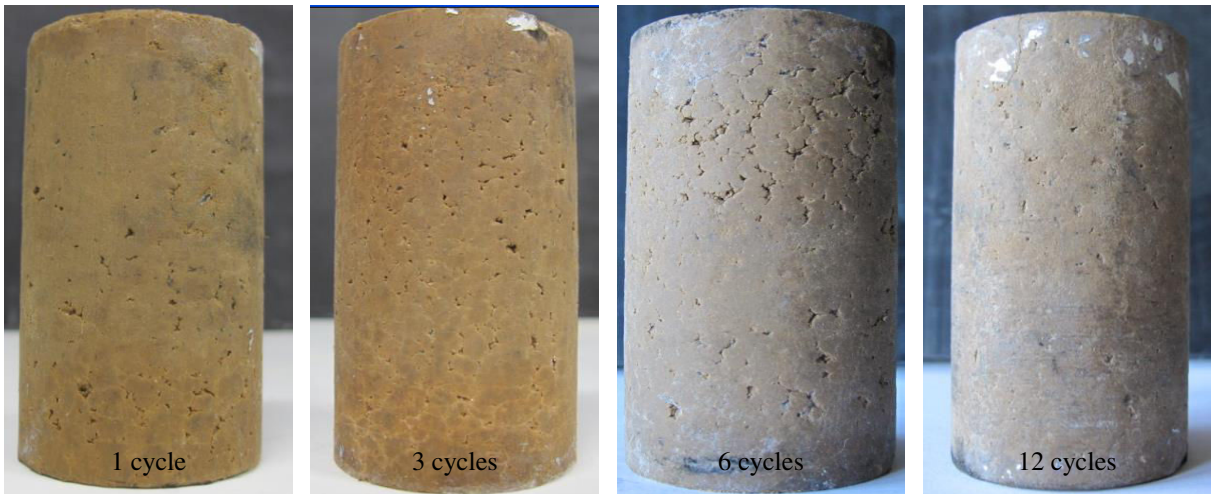
*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 5 % de bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



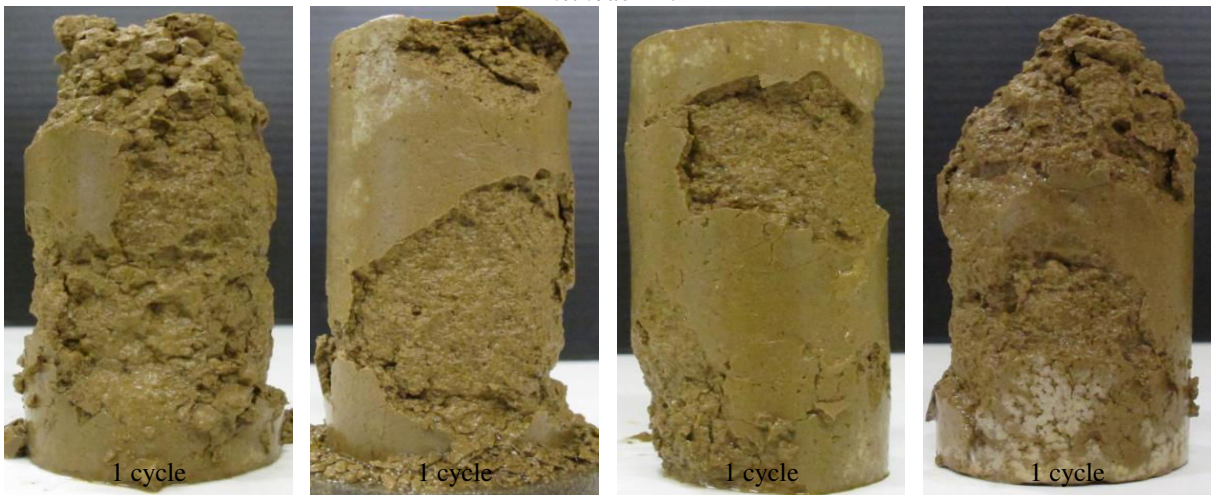
*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 9 % de bentonite soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



### Annexe B.3



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 1 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



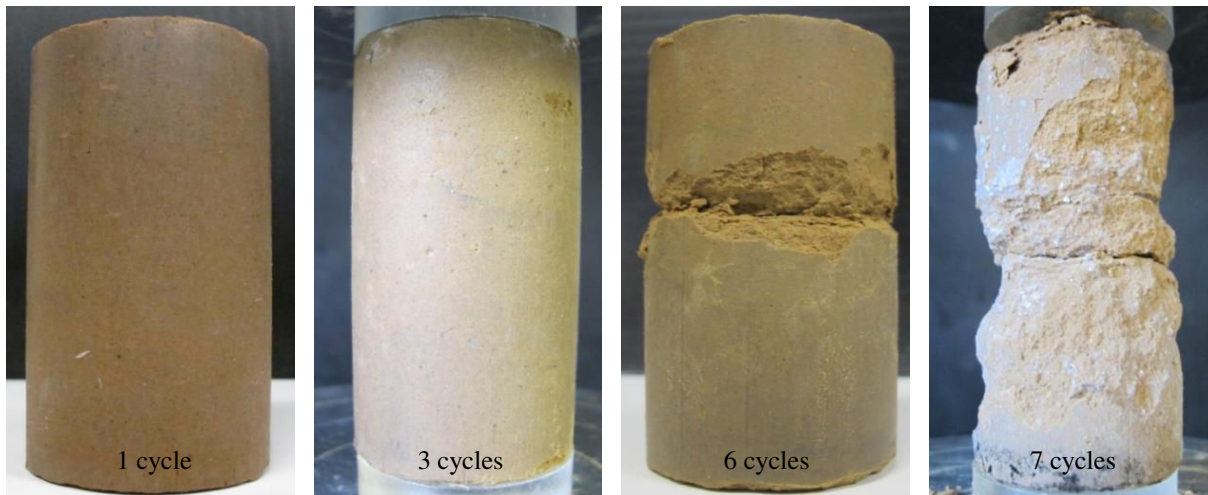
*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de chaux soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag.*



#### Annexe B.4



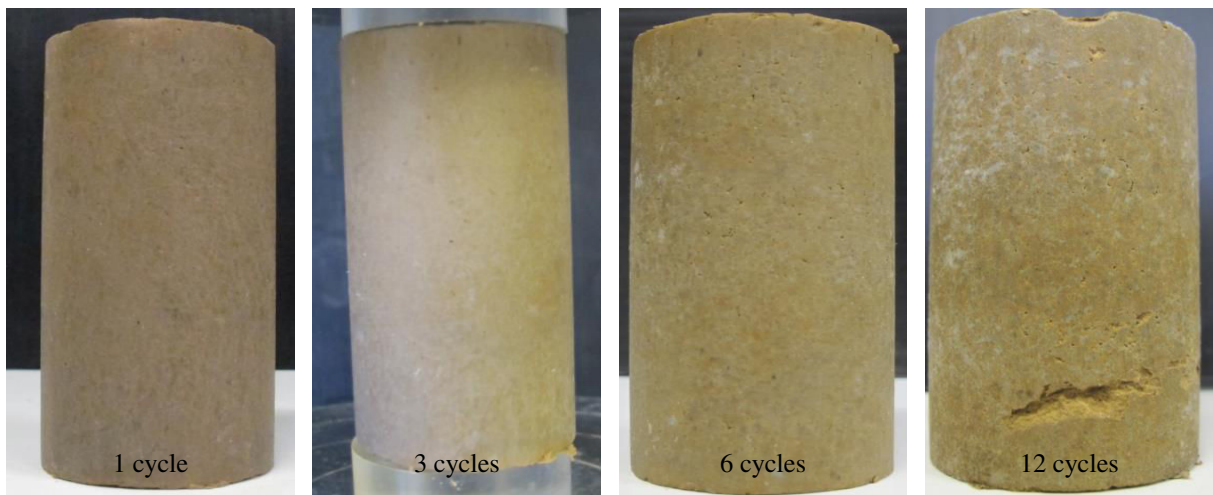
*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 3 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Hr.*



*Évolution de l'état des éprouvettes du limon traité avec 6 % de ciment soumises à des cycles hydriques par la méthode-Ag.*

## Annexe B.5



*Les différentes phases des opérations de préparation du terrain et du traitement du limon.*

- a) Purge du fond d'un bassin.*
- b) Epannage du produit de traitement (cas de la bentonite).*
- c) Malaxage de la bentonite et du limon.*
- d) Arrosage du mélange pour ajustement de la teneur en eau.*



## Annexe B.6



*Différentes opérations de mise en place et du compactage des couches de bassins.*

*a) Repris du limon après traitement.*

*b) Mise en place du limon traité dans le bassin.*

*c) Compactage du limon traité par un compacteur vibrant à pieds dameurs VP5.*

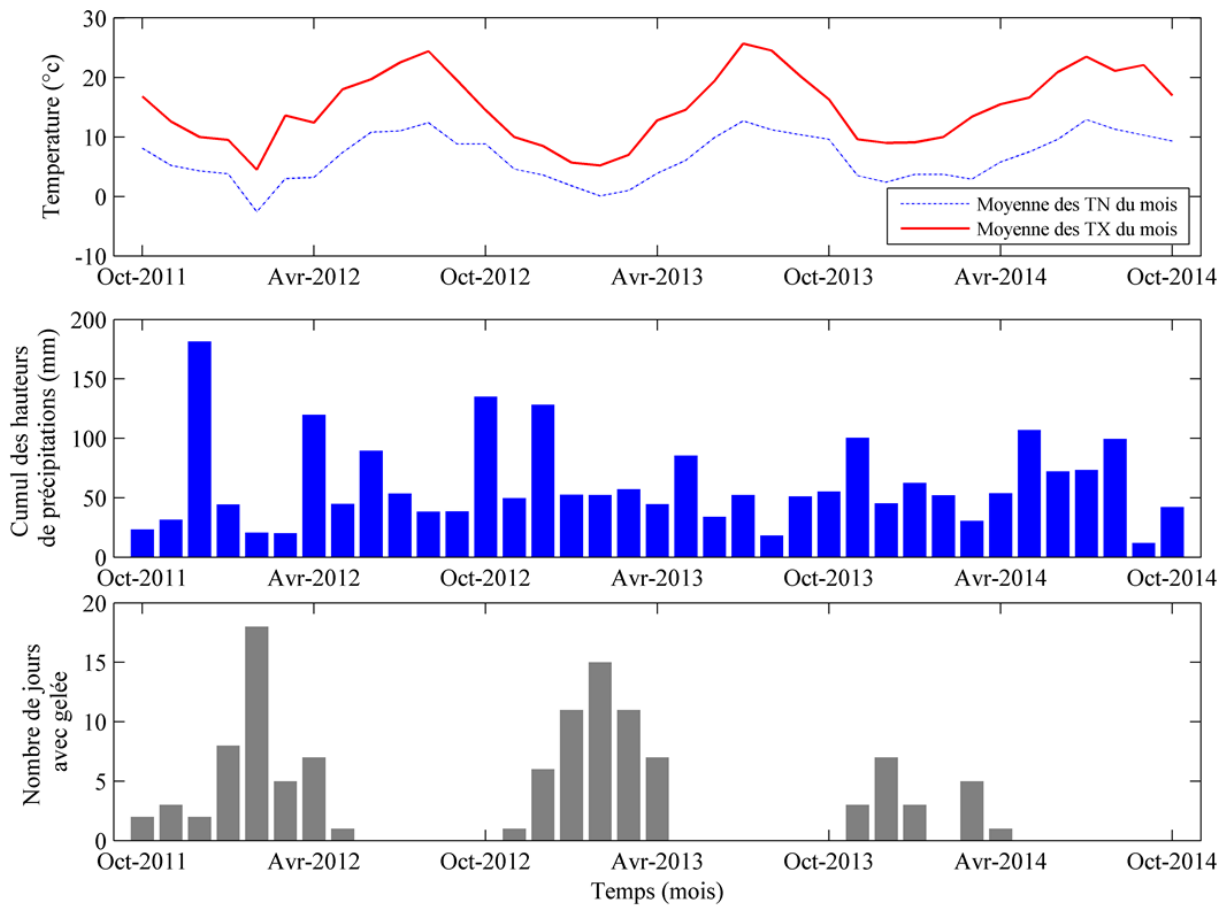
*d) Réalisation d'une première série de mesure avant le compactage de la couche suivante.*

Annexe B.7



*État de quelques sondages carottés réalisés six mois après la mise en service des bassins.*

## Annexe B.8



TN : Température journalière minimale. TX : Température journalière maximale.

*Données météorologiques de la station météo 270560033 (Le Champs Corbin-Bernay).*