PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Caractérisation de la perméabilité d'une argile sensible de Lachenaie
Auteur: Author:	El Mehdi Benabdallah
Date:	2006
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Benabdallah, E. M. (2006). Caractérisation de la perméabilité d'une argile sensible de Lachenaie [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7762/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/7762/
Directeurs de recherche: Advisors:	Robert P. Chapuis
Programme: Program:	Unspecified

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CARACTERISATION DE LA PERMEABILITE D'UNE ARGILE SENSIBLE DE LACHENAIE

EL MEHDI BENABDALLAH
DÉPARTEMENT DES GÉMIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)
JUILLET 2006

© El Mehdi Benabdallah, 2006.

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-19281-8
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-19281-8

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CARACTERISATION DE LA PERMEABILITE D'UNE ARGILE SENSIBLE DE LACHENAIE

présenté par: BENABDALLAH El Mehdi
en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., président
M. CHAPUIS Robert, D.Sc.A., membre et directeur de recherche
M. LADANY Branko, D.Sc.A, membre

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord le bon Dieu, qui m'a donné la force et le courage d'arriver à ce stade de mes études et de faire ce que j'aime le plus.

J'aimerais remercier le Pr. Robert Chapuis, qui m'a enseigné et encadré durant toute la durée de cette recherche. Vous avez su me conseiller et me diriger vers les meilleurs choix. Vos consignes, explications et encouragements m'ont toujours donné des ailes pour aller de l'avant.

Merci à Antonio Gatien pour sa patience, sa collaboration, ses déplacements sur le site et sa disponibilité à chaque fois que j'ai eu besoin de son aide et de son assistance.

Merci à Etienne Belanger pour son assistance technique au laboratoire et pour m'avoir encouragé à chaque fois que j'en ai eu besoin.

Un grand remerciement à tout le personnel du département CGM pour être toujours là pour moi.

Merci à BFI-Canada de nous avoir permis de mener cette étude sur ses terrains.

Je voudrais particulièrement remercier André Chulak de BFI (Lachenaie) pour sa collaboration et la qualité de ses données.

Enfin, Merci à mon épouse, ma mère, mon père, mes grands-parents, mes frères et sœur et à toute ma famille pour leur soutien et leur amour.

RÉSUMÉ

La caractérisation de la perméabilité d'une argile est un volet essentiel dans l'étude et le suivi technique et environnemental d'un site d'enfouissement de déchets. Les normes imposées par les ministères et les organismes gouvernementaux imposent une démarche prudente pour pouvoir déterminer avec précision la valeur de la conductivité hydraulique.

Dans le cadre de cette étude, les caractéristiques de perméabilité d'une argile molle naturelle de Québec de type Champlain ont été déterminées. Pour cela, trois approches ont été adoptées.

Premièrement, des essais au laboratoire sur des cellules œdométrique et triaxiales ont permis d'estimer les caractéristiques mécaniques et physiques de l'argile et de déterminer, sur des échantillons de quelques centimètres, la conductivité hydraulique de cette argile. Ces essais ont permis de calculer les conductivités hydrauliques horizontales et verticales en fonction de l'indice des vides et de l'état de consolidation.

En second lieu, on a procédé à des essais de perméabilité in situ dans des piézomètres préalablement installées à différentes profondeurs et en utilisant deux méthodes de préparation de la lanterne : une première méthode ou le remaniement de l'argile a été minimisé en utilisant un tube à paroi mince et une deuxième méthode ou le trou accueillant la lanterne a été réalisé avec une tarière. Ces essais ont été réalisés à niveaux remontant et descendant en appliquant diverses différences de charges hydrauliques. On a pu déterminer la conductivité hydraulique horizontale in situ à plus grande échelle qu'au laboratoire. On est aussi parvenu à calculer les modules d'élasticité de l'argile grâce à une méthode d'ajouts et de retraits de volumes d'eau des piézomètres.

Finalement, la dernière approche utilisée a été de prédire les valeurs de la conductivité hydraulique de l'argile à l'aide de méthodes qui font appel aux paramètres géotechniques du sol.

À partir des données obtenues, et en comparant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, on a pu vérifier s'il existe ou non un effet d'échelle dans cette argile et

de voir s'il est indiqué de prendre beaucoup de précautions pour minimiser le remaniement de l'argile pendant l'installation d'un piézomètre destiné à réaliser des essais de perméabilité in situ.

ABSTRACT

The determination of the permeability characteristics of the clay bed at a sanitary landfill is an essential part of all the technical and environmental studies. In order to respect the governmental standards, one must follow a structural approach to determinate, with a great accuracy, the hydraulic conductivity.

In this study, the permeability characteristics of Quebec natural soft clays are determined. For this purpose, three approaches were used:

Firstly, laboratory tests were performed to estimate the mechanical and physical properties of the clay. Then, oedometric and triaxial cells were used to compute the vertical and horizontal conductivities and to obtain the variation of these values with respect to the void ratio and the consolidation state.

Secondly, in situ permeability tests were run on the installed hydraulic piezometers. These tests consist on rising and falling permeability tests. They allow obtaining the horizontal hydraulic conductivity of the clay at a greater scale than in laboratory. Another in situ test, consisting in adding ad removing volumes of water from the piezometers, enables to find the elastic modulus of the clay.

Finally, prediction methods were used to compute the hydraulic conductivities using the geotechnical properties of the soils.

The comparison between the laboratory and in situ results allowed to verify the existence of scale effects in the clay and to indicate the necessity of taking precautions with respect to the reworking of clay when installing the piezometers.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **IV**

RÉSUMÉ ..... **V**

ABSTRACT ..... **VII**

TABLE DES MATIÈRES ..... **VIII**

LISTE DES FIGURES ..... **XI**

LISTE DES TABLEAUX ..... **XIV**

LISTE DES ANNEXES ..... **XVI**

LISTE DES SYMBOLES ..... **XVII**

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION **1**

1.1. Nature des travaux 1

1.2. Organisation du mémoire 2

1.3. Objectifs de l'étude 3

CHAPITRE 2 : PRÉSENTATION DU SITE ET NOTIONS **4**

2.1. Localisation du site 4

2.2. Stratigraphie et géologie du site 5

2.3. Conductivité hydraulique 6

2.4. Effets d'échelle 8

CHAPITRE 3 : ESSAIS EN LABORATOIRE **11**

3.1. Extraction et préparation de l'échantillon d'argile 12

3.1.1. Préparation pour les essais de perméabilité *12*

3.1.2. Préparation pour les limites d'Atterberg *12*

3.2. Autres travaux en laboratoire 13

3.3. Essais sur cellule œdométriques 14

3.3.1. Essai de consolidation *15*

3.3.2. Essai direct de perméabilité *32*

3.4. Comparaison entre les méthodes conduites sur œdomètre 43

3.5. Essais en cellule triaxiale 44

3.5.1. Description de l'essai *45*

3.5.2. Méthodes de calculs *48*
3.5.3. Résultats des essais *48*
3.5.4. Discussions sur les résultats des essais sur cellules triaxiales *50*

CHAPITRE 4 : ESSAI DE PERMÉABILITÉ IN SITU **52**

4.1. Travaux de terrain : forages et installation des piézomètres 52
4.2. Essai à charge variable et méthodes d'interprétation 55
4.3. Notion de « Time LAG » 58
4.4. Résultats des essais 61
4.4.1. Niveau remontant, colonne d'eau de1 m *61*
4.4.2. Niveau descendant, colonne d'eau de 1 m *62*
4.4.3. Niveau remontant, colonne d'eau de 2 m *63*
4.4.4. Niveau remontant, colonne d'eau de 2 m *65*
4.4.5. Niveau descendant, colonne d'eau de 3 m *66*
4.5. Autres essais 68
4.5.1. Conductivité électrique et température de l'eau *68*
4.5.2. Ajout et retrait de colonnes d'eau *69*

CHAPITRE 5 : PRÉDICTION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE **82**

5.1. Méthode de Kozeny-Carman 82
5.1.1. Étapes de prédiction et calculs *82*
5.1.2. Discussions sur la méthode de prédiction de Kozeny-Carman *84*
5.2. Méthode de Mbonimpa et al. (2002) 85
5.2.1. Étapes de prédictions et calculs *85*
5.2.2. Discussions sur la méthode de prédiction de Mbonimpa et al. (2002) *87*
5.3. À propos des méthodes de prédiction 88
5.4. Comparaison entre méthodes de prédiction et autres essais 89

CHAPITRE 6 : SYNTHÈSE ET DISCUSSIONS **91**

6.1. Synthèse sur les propriétés physiques et géotechniques de l'argile 93
6.2. Objectif 1 : Essais de laboratoire 96
6.3. Objectif 2 : Essai in situ 106
6.4. Objectif 3 : Effets D'échelle 110
6.5. Objectif 4 : Influence du remaniement de l'argile sur la valeur des conductivités hydrauliques .. 113

CHAPITRE 7 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS **115**

BIBLIOGRAPHIE **117**

ANNEXES **123**

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Localisation du site de l'usine de triage BFI-Lachenaie 4

Figure 2.2 : Localisation du site prévu pour l'extension du site 5

Figure 3.1 : Appareil de Casagrande utilisé pour déterminer les limites de liquidité 13

Figure 3.2 : Distribution de la teneur d'eau, de la limite de plasticité, de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité par rapport à la profondeur 14

Figure 3.3 : Cellules œdométriques du laboratoire 16

Figure 3.4 : Indice des vides initial e_0 versus conductivité hydraulique verticale initiale kv_0 20

Figure 3.5 : Courbe de consolidation œdométrique 21

Figure 3.6 : Indice des vides "Montage horizontal" versus indice des vides "Montage vertical" pour les mêmes contraintes effectives 22

Figure 3.7 : Méthode des logarithmes des temps 25

Figure 3.8 : Méthode de la racine carrée des temps 27

Figure 3.9 : Conductivité hydraulique (Méthode de Taylor) versus contraintes verticales effectives 30

Figure 3.10 : c_v versus contraintes verticales effectives 30

Figure 3.11 : Conductivité hydraulique (Taylor) versus indices des vides 31

Figure 3.12 : Cellule œdométrique avec dispositif de mesure de la conductivité hydraulique utilisée lors de nos essais 33

Figure 3.13 : Graphe de ln ($\Delta h_0/\Delta h_t$) versus t pour l'échantillon 20A H 35

Figure 3.14 : Conductivité hydraulique versus pression de préconsolidation 38

Figure 3.15 : Conductivité hydraulique versus profondeur de l'échantillon 38

Figure 3.16 : Conductivité hydraulique versus contraintes verticales effectives 39

Figure 3.17 : Conductivité hydraulique versus indices des vides 39

Figure 3.18 : Conductivité hydraulique verticale versus conductivité hydraulique horizontale pour chacune des contraintes 40

Figure 3.19 : Moyenne des Conductivité hydraulique verticales versus moyenne des conductivité hydraulique horizontales avant consolidation 41

Figure 3.20 : Conductivité hydraulique directe versus Conductivité hydraulique indirecte (Méthode de Taylor) 44

Figure 3.21 : Cellules triaxiales utilisées lors des essais 46
Figure 3.22 : Panneau de réglages des pressions pour les cellules triaxiales 47
Figure 3.23 : Composantes d'une cellule triaxiale 47
Figure 3.24 : Valeur de la conductivité hydraulique en cellules triaxiales 49
Figure 3.25 : Diamètre, hauteur et profondeur du spécimen versus conductivité hydraulique 50
Figure 4.1 : Foreuse mobile utilisée pour l'installation des piézomètres 53
Figure 4.2 : Dimensions du piézomètre et du trou de forage 54
Figure 4.3 : Vue d'ensemble montrant toutes les installations 55
Figure 4.4 : Paramètres géométriques pour l'essai dans un piézomètre 57
Figure 4.5 : Température versus profondeur pour P-20B 69
Figure 4.6 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=1m) 72
Figure 4.7 : Niveau d'eau théorique versus niveau d'eau réel 72
Figure 4.8 : Profondeur de l'eau versus temps avec sonde manuelle (H=1m) 73
Figure 4.9 : Niveau d'eau versus temps (H=1m) (Capteur Levelogger 3001) 73
Figure 4.10 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=2m) 77
Figure 4.11 : Profondeur d'eau versus temps (H=2m) 77
Figure 4.12 : Niveau d'eau versus temps (H=2m) (Capteur Levelogger 3001) 78
Figure 4.13 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=3m) 79
Figure 5.1 : Conductivité hydraulique prédites (Kozeny-Carman) versus indices des vides 84
Figure 5.2 : Conductivité hydraulique versus indice des vides e_0 (Méthode Mbonimpa et al. (2002)) 88
Figure 5.3 : Conductivité hydraulique mesurée ou estimée par plusieurs méthodes versus conductivité hydraulique estimée par la méthode de Mbonimpa et al. (2002) 89
Figure 6.1 : Distribution de la teneur d'eau, de la limite de plasticité, de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité par rapport à la profondeur 94
Figure 6.2 : Distribution des indices de vides par rapport à la profondeur de l'échantillon 95
Figure 6.3 : Distribution des pressions de préconsolidation par rapport à la profondeur de l'échantillon 95
Figure 6.4 : Pression de préconsolidation de l'argile versus conductivité hydraulique (Méthode de laboratoire) 98
Figure 6.5 : Profondeur de l'échantillon d'argile versus conductivité hydraulique (Méthode de laboratoire) 99

Figure 6.6 : Conductivité hydraulique versus contraintes verticales effectives 100

Figure 6.7 : Conductivité hydraulique versus indices des vides 101

Figure 6.8 : Conductivité hydraulique versus $e^3/(1+e)$ 102

Figure 6.9 : Conductivité hydraulique directe versus conductivité hydraulique horizontale de l'argile (Méthode directe de laboratoire) 103

Figure 6.10 : Conductivité hydraulique horizontale versus conductivité hydraulique verticale de l'argile (Méthode directe et méthode de Taylor) 104

Figure 6.11 : Relation e-log k pour l'argile testée avec les trois méthodes de laboratoire 105

Figure 6.12 : Relation e-log k pour les argiles du Canada et emplacement de l'argile Lachenaie sur le graphe (D'après Tavenas et al. (1983)). 105

Figure 6.13 : Distribution de la conductivité hydraulique horizontale par rapport à la profondeur du forage 108

Figure 6.14 : Conductivité hydraulique versus taille de l'échantillon testé 112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Résultats des limites d'Atterberg, teneurs en eau et indices des vides 13

Tableau 3-2 : Variation de l'indice des vides initial et de la pression de préconsolidation par rapport à la profondeur 23

Tableau 3-3 : Résultats obtenus par la méthode de Taylor 28

Tableau 3-4 : Pression de préconsolidation pour chaque échantillon 31

Tableau 3-5 : Conductivité hydraulique directe, indices des vides et pressions de préconsolidation 37

Tableau 3-6 : Comparatif entre les résultats obtenus sur œdomètre 43

Tableau 3-7 : Paliers de pressions utilisés pour saturer l'échantillon 45

Tableau 3-8 : Propriétés de l'essai et conductivités hydrauliques 49

Tableau 4-1 : Dimensions du piézomètre et du trou de forage 54

Tableau 4-2 : Propriétés de chaque forage (Décembre 05/ Janvier 06) 61

Tableau 4-3 : Relevés piézométriques Décembre 05/ Janvier 06 (Remontant H=1m) 61

Tableau 4-4 : Valeurs des conductivités hydrauliques in-situ pour H=1m remontant (Décembre 05/ Janvier 06) 61

Tableau 4-5 : Relevés piézométriques Avril 06 (Descendant H=1m) 62

Tableau 4-6 : Valeurs de la conductivité hydraulique in-situ pour H=1m (Descendant) (Avril 06) 63

Tableau 4-7 : Relevés piézométriques Mai 06 (Descendant H=2m) 63

Tableau 4-8 : Propriétés de chaque forage (Mai 2006) 64

Tableau 4-9 : Valeurs de la conductivité hydraulique in-situ pour H=2m (Descendant) (Avril 06) 64

Tableau 4-10 : Données et résultats obtenues pour l'essai à niveau remontant (H=2m) 65

Tableau 4-11 : Données et résultats obtenues pour l'essai à niveau descendant H=3m 66

Tableau 4-12 : Profondeurs, conductivités et températures pour P20B 68

Tableau 4-13 : Niveaux réels et théorique de l'eau après ajout et retrait d'un mètre d'eau 71

Tableau 4-14 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne d'eau de 1 m 75

Tableau 4-15 : Exemple des résultats obtenus lors de l'ajout et retrait de 2m d'eau pour le P11B 76

Tableau 4-16 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne d'eau de 2m 78

Tableau 4-17 : Résultats obtenus lors de l'ajout et retrait de 3m d'eau pour le P15A 79

Tableau 4-18 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne de 3m d'eau 80

Tableau 5-1 : Valeurs de w_L, w_p et I_p pour les échantillons prélevés 82

Tableau 5-2 : Valeurs calculées de Ss (m^2/kg) pour les échantillons 83

Tableau 5-3 : Valeurs prédites de la conductivité hydraulique 84

Tableau 5-4 : Résultat de la conductivité hydraulique prédite selon La méthode de Mbonimpa et al. (2002) 87

Tableau 5-5 : Conductivités hydrauliques estimées par plusieurs méthodes 89

Tableau 6-1 : Valeurs de la viscosité et de la masse volumique de l'eau en fonction de la température 92

Tableau 6-2 : Conductivité hydraulique de l'argile par méthodes de laboratoire 97

Tableau 6-3: Conductivités hydrauliques in situ dans chaque forage selon la nature de l'essai 106

Tableau 6-4 : Valeurs moyennes des conductivités hydrauliques in situ et le rapport max/min (par rapport à la nature de l'essai) 107

Tableau 6-5 : Valeurs moyennes des conductivités hydrauliques in situ et le rapport max/min (Pour chaque piézomètre tous essais confondus) 107

Tableau 6-6 : k_{max}/k_{min} pour chaque forage réalisé 109

Tableau 6-7 : $k_{desc.}/k_{rem.}$ Pour chaque piézomètre à 1m et 2m de charges hydrauliques 109

Tableau 6-8 : Récapitulatif des conductivités hydrauliques obtenues avec les méthodes in situ et de laboratoire 110

Tableau 6-9 : Rapport des conductivités hydrauliques (Beurré/Non beurré) pour une même profondeur 114

LISTE DES ANNEXES

(CD-ROM)

Annexe 1 : Limites d'Atterberg et densité des grains

Annexe 2 : Essais de consolidation sur œdomètre

Annexe 3 : Essais directs de perméabilité sur cellule œdométrique

Annexe 4 : Essais de perméabilité sur cellules triaxiales

Annexe 5 : Essais à niveau remontant 1 m

Annexe 6 : Essais à niveau descendant 1 m

Annexe 7 : Essais à niveau descendant 2 m

Annexe 8 : Essais à niveau remontant 2 m

Annexe 9 : Essais à niveau descendant 3 m

Annexe 10 : Ajout et retrait d'eau

Annexe 11 : Travaux quotidiens de forage

LISTE DES SYMBOLES

a_{in}: Section de la burette d'entrée, m^2

a_{out}: Section de la burette de sortie, m^2

A: Section du spécimen testé, m^2

C: Constante indiquant les caractéristiques du sol

C_k: Index du changement de la conductivité hydraulique

c_v: Coefficient de consolidation, m^2/s

c: Coefficient de forme de la zone d'injection, m

C_e: Paramètres du matériau qui représentent l'influence de la tortuosité

C_p: Constante utilisée dans l'équation proposée pour les sols plastics/cohésifs, g^2/m^4

d: Diamètre du piézomètre, m

D: Diamètre du trou de forage, m

D_R: Densité relative des solides

ε: Déformation, m

e: Indice des vides du sol

e_o: Indice des vides in situ du sol

e_{ave}: Valeur moyenne des indices des vides durant un palier de chargement

F: Coefficient de forme (de la lanterne), m

G_S: Densité des grains

H_D : Plus long chemin de drainage, m

h_i : Perte de charge hydraulique au temps t_i, m

I_p: Indice de plasticité

i: Gradient hydraulique, m/m

k: Conductivité hydraulique, m/s

$k_{prédite}$: Conductivité hydraulique prédite, m/s

k_0: Conductivité hydraulique in situ, m/s

k_h: Conductivité hydraulique horizontale, m/s

k_v: Conductivité hydraulique verticale, m/s

k_p: Conductivité hydraulique pour sols plastics, m/s

k_T :Conductivité hydraulique à la température T°C, m/s

k_{TU} : Conductivité hydraulique dans un trou foré avec le tube, m/s

k_{TA} : Conductivité hydraulique dans un trou foré avec la tarière, m/s

K : Perméabilité, m/s

L : Hauteur du spécimen, m

m_v : Coefficient de compressibilité, $m^3.s^{-2}.N^{-1}$

n: Nombre entier prenant les valeurs 4 ou 5 dépendamment du sol

η_T : Viscosité de l'eau à la température T°C en kg/m.s

q: débit de la section, m^3/s

Q_{inj}: Débit dans le tuyau d'injection, m^3/s

Q_{sol}: Débit dans le sol, m^3/s

S_s: surface spécifique en m^2/kg

S_m: Surface spécifique massique, m^2/kg

V : Volume actuel, m^3

V_o : Volume initial, m^3

V_s : Volume des solides, m^3

v : Vitesse d'écoulement, m/s

w : teneurs en eau, %

w_L : limite de liquidité, %

w_p : limite de plasticité, %

x : Paramètres du matériau qui représentent l'influence de la tortuosité

σ' : Contraintes verticales effectives, kPa

ν : Coefficient de Poisson du matériau

μ_w : Viscosité dynamique de l'eau, $kg.m^{-1}.s^{-1}$

γ_w : Poids volumique de l'eau, kN/m^3

ρ_s: Densité des grains, kg/m^3

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

La détermination des caractéristiques de la conductivité hydraulique est importante dans la plupart des travaux de génie civil et notamment dans la construction de barrages et de routes, dans la conception de fondations et dans l'aménagement de cellules d'enfouissement de déchets. C'est justement dans un site d'enfouissement de la compagnie BFI-Canada que les travaux de ce document ont été réalisés.

La présence d'une couche d'argile est nécessaire dans ce type de projet. La faible conductivité hydraulique de cette dernière empêche la contamination de la nappe d'eau souterraine par le lixiviat et d'autres contaminants de plusieurs natures. Les normes imposées par les organismes gouvernementaux à ce sujet sont strictes. La précision des calculs de la conductivité hydraulique est alors nécessaire.

Cette étude a été menée sur la couche d'argile du site de Lachenaie. L'argile de Lachenaie est une argile sensible de type Champlain, peu surconsolidée et facilement déformable. Ces travaux ont consisté à déterminer sa conductivité hydraulique à l'aide de différents essais de laboratoire et notamment sur des cellules œdomètriques et triaxiales et d'essais in situ à niveaux variables. Les essais in situ ont donné la conductivité hydraulique horizontale pour l'indice des vides in situ tandis que les essais de laboratoire ont permis de déterminer les deux conductivités hydrauliques, verticale et horizontale, pour l'indice des vides in situ et pour différents indices des vides obtenus suite à des étapes de consolidation.

1.1. Nature des travaux

Les travaux de terrain comprennent huit sondages à la tarière, destinés à l'installation de huit piézomètres hydrauliques à quatre profondeurs différentes. Une série de quatre avec une lanterne prédécoupée par un tube à paroi mince, et une deuxième série avec une lanterne découpée avec la tarière. Les essais de perméabilité dans les huit piézomètres ont été effectués pour étudier l'importance du remaniement de la paroi argileuse sur la qualité de l'essai et cela par la nature des résultats obtenues avec les deux méthodes de la préparation de la lanterne. Ces essais ont pu être réalisés à niveau descendant et à

niveau remontant, pour des différentes charges. Les essais ont duré en moyenne 20 jours, à cause des très faibles débits.

Pendant les sondages à la tarière, on a prélevé des échantillons d'argile intacte à l'aide de tubes à paroi mince de 75 mm de diamètre. L'argile échantillonnée a été extraite des tubes au laboratoire, par une technique minimisant le remaniement, afin d'obtenir des échantillons de grande qualité pour les essais de laboratoire. Les échantillons extraits et découpés ont été identifiés et conservés en chambre froide et humide jusqu'au moment de la réalisation des essais.

Les travaux en laboratoire ont compris des essais d'identification de l'argile (teneur en eau, indices des vides, densité des solides, limites de consistance), des essais de consolidation œdométrique (sens vertical et horizontal), avec mesure directe de la conductivité hydraulique entre deux étapes de consolidation. Aussi, on a réalisé des essais de perméabilité en cellule triaxiale. Les essais de laboratoire ont permis d'établir les valeurs des conductivités hydrauliques verticales et horizontales en fonction de l'indice des vides ou de l'état de consolidation.

En comparant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, on a pu vérifier l'existence ou non d'un effet d'échelle dans cette argile et s'il était indiqué de prendre beaucoup de précautions pour installer un piézomètre destiné à réaliser des essais de perméabilité in situ. Les deux méthodes de préparation de la lanterne remanient à des degrés différents l'argile.

1.2. Organisation du mémoire

Le chapitre 2 nous expose les caractéristiques du site, sa localisation, le type de stratifications et la nature géologique du site. Dans le chapitre 3, on présente les différents essais réalisés au laboratoire, la méthodologie suivie, les résultats obtenus et les analyses effectuées à partir des résultats. Le chapitre 4 expose les essais réalisés in situ. On y présente les propriétés des forages et des piézomètres, les diverses essais à niveau remontant et descendant réalisés et la méthode d'ajout et de retrait d'eau des piézomètres servant à déterminer le module d'élasticité de l'argile. Dans le chapitre 5, on estime les conductivités hydrauliques à partir de méthodes de prédiction présentes

dans la littérature et on compare ces dernières aux valeurs obtenues avec les méthodes de laboratoire et in situ. Enfin, dans les chapitres 6 et 7, on effectue une synthèse et une analyse de tous les résultats obtenus et on émet des recommandations.

1.3. Objectifs de l'étude

Le premier objectif est de déterminer, par des essais de laboratoire, sur des petits échantillons, les deux conductivités hydrauliques (verticale et horizontale) en fonction de l'indice des vides et de l'état de consolidation.

Le deuxième objectif est de déterminer la conductivité hydraulique horizontale in situ, à plus grande échelle qu'au laboratoire.

Le troisième objectif est de vérifier s'il existe ou non une différence dans les valeurs des conductivités hydrauliques calculées avec les diverses méthodes exposées et si oui ou non il existe un effet d'échelle dans cette argile.

Le quatrième objectif est de vérifier s'il est indiqué de prendre beaucoup de précautions pour minimiser le remaniement de l'argile pendant l'installation d'un piézomètre destiné à réaliser des essais de perméabilité in situ.

CHAPITRE 2 : PRÉSENTATION DU SITE ET NOTIONS

2.1. Localisation du site

Le site de BFI-Lachenaie est situé sur la bordure de l'autoroute 640 à 2 km au nord de la ville de Lachenaie (Figure 2.1). Les piézomètres sont installés sur une parcelle d'environ 500 m² prévue pour accueillir une nouvelle cellule d'enfouissement de déchets dans le secteur nord de l'exploitation (Figure 2.2).

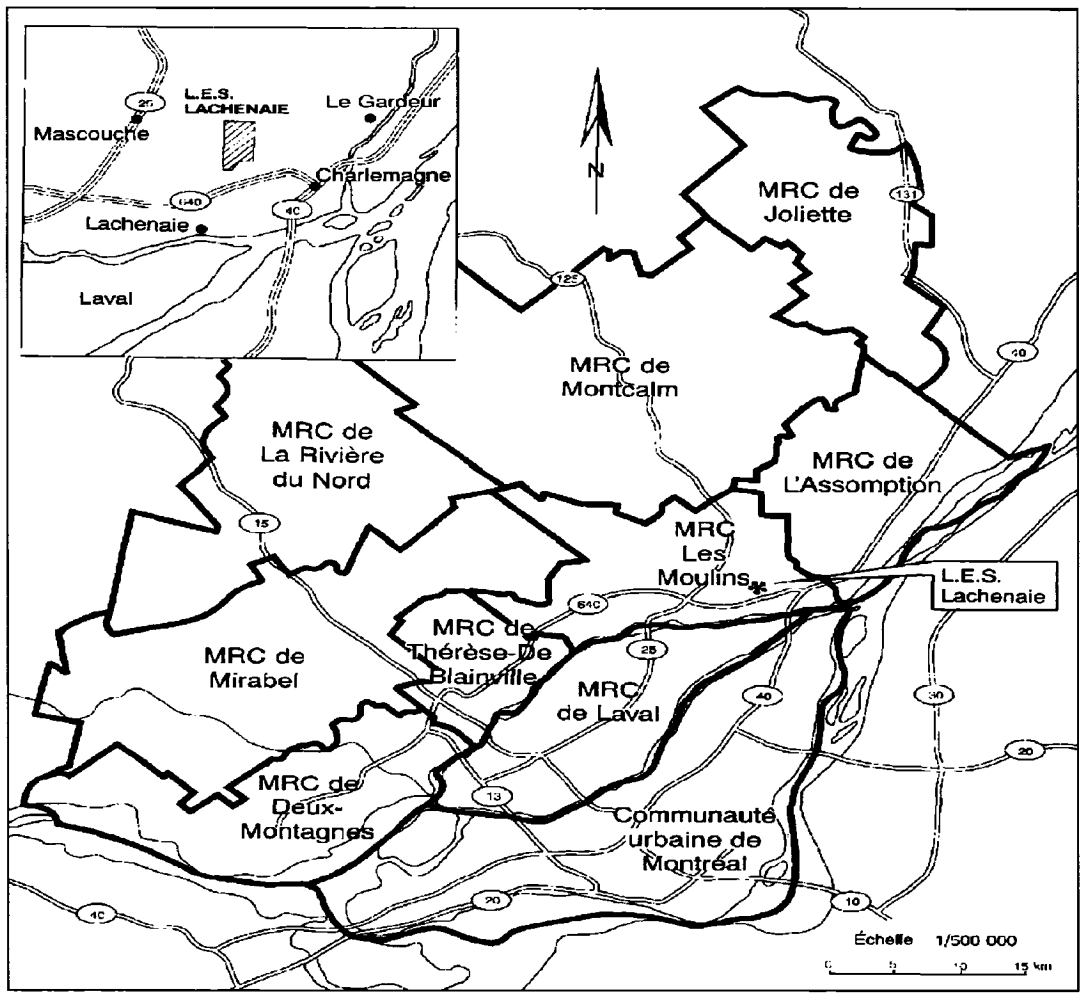


Figure 2.1 : Localisation du site de l'usine de triage BFI-Lachenaie

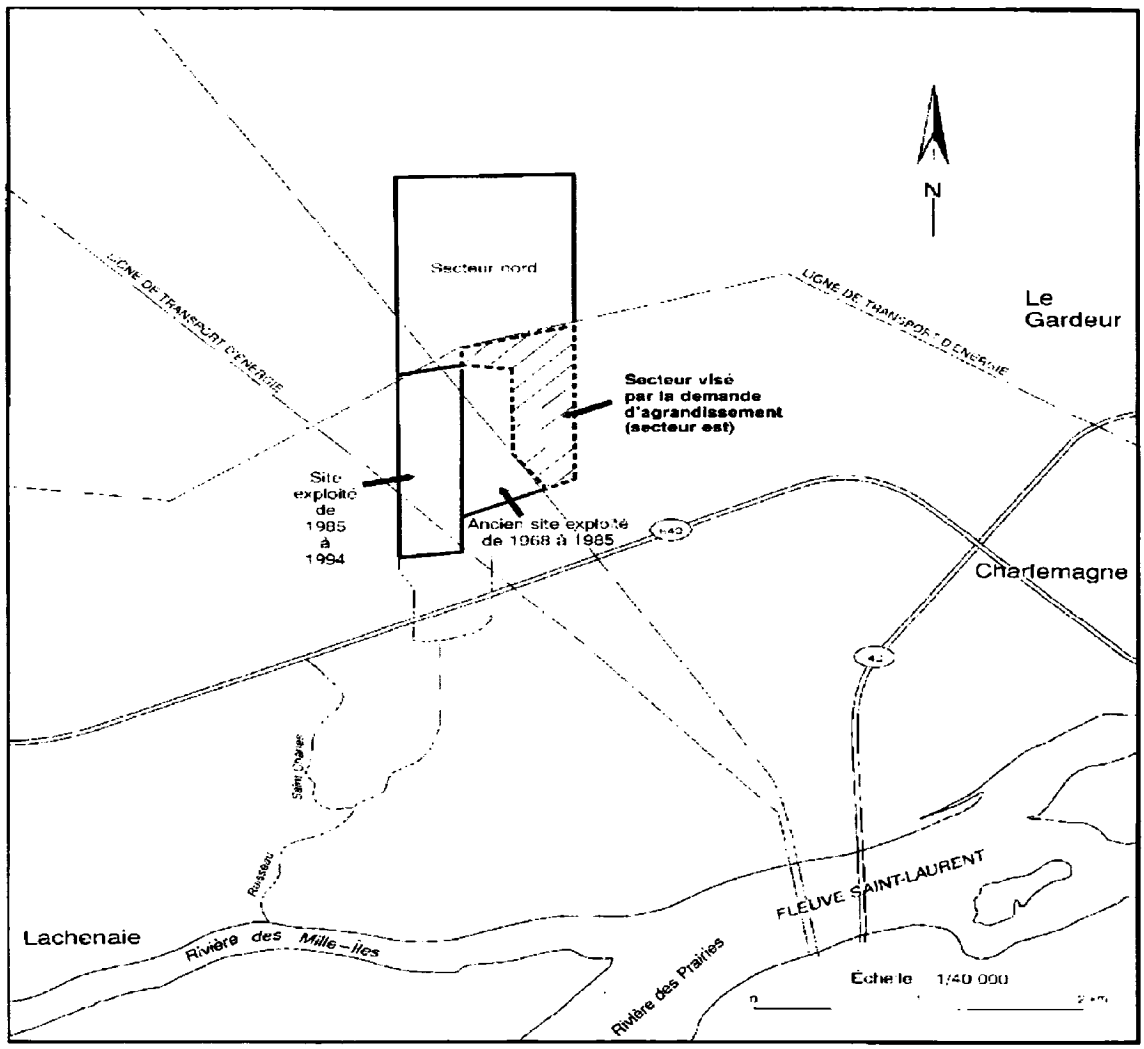


Figure 2.2 : Localisation du site prévu pour l'extension du site

2.2. Stratigraphie et géologie du site

D'après un précédent rapport réalisé par la firme GSI Environnement (2001) pour le compte de BFI, il apparaît que la stratigraphie est homogène et se compose des couches suivantes :

- Une couche de terre végétale d'une épaisseur inférieure à 0.30 m ;
- Une couche de sable d'épaisseur variable;
- Une couche d'argile dont l'épaisseur dépasse 18 m ;
- Une couche de till de fond ;

- Un socle rocheux composé de schiste argileux.

Notre étude s'est portée sur le dépôt d'argile qui va accueillir les déchets. La connaissance de la conductivité hydraulique de ce dernier est primordiale. En effet, la faible valeur de celle-ci va empêcher la contamination de la nappe d'eau souterraine et va servir comme une zone tampon entre les déchets et la nappe.

D'un point de vue géologique, Lachenaie se trouve dans la province des Basses-Terres-du-Saint-Laurent où la plupart des terrains sont sédimentaires. La vallée « *repose sur des roches sédimentaires formées à la période cambrienne de l'ère paléozoïque datant d'environ 450 millions d'années. L'assise rocheuse du secteur est composée de schistes argileux du groupe Utica, de schistes argileux et de grès du groupe de Lorraine (sous-formation de Breault) ainsi que de schistes argileux calcaires du groupe Lorraine (sous-formation de Chambly)* » (D'après Parc Canada : http://www.pc.gc.ca/lhn-nhs/qc/chambly/natcul/natcul1b_F.asp). Les argiles de la Mer de Champlain (mer issue de la fonte des glaciers) sont la formation la plus épaisse. Selon l'étude de GCI, son épaisseur varie entre 17.1m et 23.6 m sur le site.

2.3. Conductivité hydraulique

Avant de commencer notre étude, un rappel théorique des principes de la conductivité hydraulique est nécessaire pour mieux cerner la problématique.

L'écoulement à travers un milieu poreux est défini par:

$$q = k \cdot i \cdot A$$

Avec,

q = débit de la section (m^3/s)

A = Section (m^2)

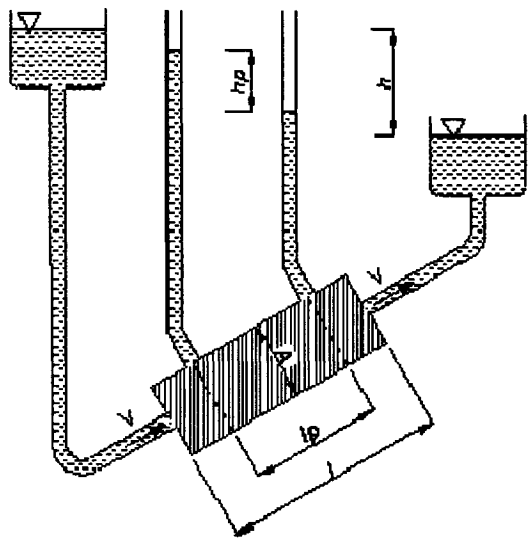
Ou le gradient hydraulique i est,

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{hp}{lp} = \frac{h}{l}$$

Et la conductivité hydraulique k (m/s) est :

$$k = \frac{v}{i} = \frac{q}{Ai}$$

avec, v = vitesse d'écoulement (m/s)



Loi de Darcy

(Adapté de: Centre of Experimental Geotechnics (CEG) on the Faculty of Civil Engineering CTU, University of Prague http://ceg.fsv.cvut.cz/EN/index.htm)

La conductivité hydraulique k peut être déterminée de plusieurs façons, dépendamment des besoins et des objectifs des études à effectuer. On distingue trois principales façons :

- Essais en laboratoire
  - Méthodes directes (cellules triaxiales, perméamétre à paroi rigide et essais à niveau variable ou constant)
  - Méthodes indirectes (à partir des essais œdométriques et des données de consolidation)
- Essais in situ
- Méthodes de prédiction

Le choix de la méthode à utiliser dépend du type et de la nature du sol. Pour les essais en laboratoire, on recommande des sols dont les valeurs k sont comprises entre 10^{-1} et 10^{-11} m/s. Les essais in-situ sont quant à eux recommandés pour des sols granulaires avec des valeurs k variant entre 10^{-1} et 10^{-6} m/s et des sols argileux de 10^{-6} et 10^{-11} m/s (D'après : Chapuis R.P. cours « Hydrogéologie » GML6107, Septembre-Décembre 2005).

On verra tout au long du document les hypothèses et les limites qui régissent chaque type d'essais.

2.4. Effets d'échelle

Lors de notre étude, la détermination de la conductivité hydraulique se fait à différentes échelles d'investigation. Au niveau des essais en laboratoire, des échantillons de quelques centimètres sont utilisés alors qu'au niveau des essais in-situ, un essai à niveau variable est réalisé sur des dizaines de centimètres voir quelques mètres (Longueur de la crépine).

Selon le type de matériau testé et la technique d'investigation utilisée, la valeur de la conductivité hydraulique est différente suivant l'échelle d'investigation. En effet, on trouve un certain ordre de grandeur à une petite échelle et un autre différent pour une échelle plus grande. Dans les textes cités dans ce paragraphe, la valeur de k augmente généralement avec le volume de l'échantillon. Pour certains types de matériaux, le volume de sol utilisé n'a aucune influence sur la valeur de k.

Il est à noter que le volume de l'échantillon n'est pas la seule échelle à considérer. Il faut aussi tenir compte de l'orientation de l'échantillon dans l'espace. Il existe donc une échelle horizontale/verticale.

Plusieurs auteurs se sont intéressés aux effets d'échelles lors d'études de perméabilité. La littérature nous a démontré qu'il n'y avait pas encore un consensus à propos de ce sujet : Rovey et Niemann (2000) démontrent qu'il existe bien une différence dans les résultats obtenus avec un essai à niveau variable et un essai de pompage. Ils expliquent ces effets d'échelle par les hétérogénéités du milieu qui sont plus ou moins importantes selon le volume de sol étudié. Plus le volume de sol testé est grand, plus l'hétérogénéité est importante et influente.

Butler et Healey (1997) rejettent l'idée qu'il puisse exister un effet d'échelle. Il ne s'agit selon eux que d'artéfacts liés entre eux, à l'installation du piézomètre et au développement de ce dernier. Sur des essais de pompages et des essais à niveau variable, ils constatent que les effets pariétaux se font plus ressentir sur des essais à niveau variable.

Rovey et Cherkauer (1994) estiment que les chances qu'un essai à petite échelle soit perturbé par une hétérogénéité du milieu est minime. La perturbation ne sera importante que lors des mesures de conductivité à échelle régionale. Donc sur une petite échelle d'investigation, il y a moins de chances de rencontrer une hétérogénéité par rapport à un essai réalisé à une échelle régionale.

Pour un milieu fracturé, et notamment pour un aquitard de till argileux, Abichou et al. (2002) ont menés deux séries de tests pour déterminer l'existence ou non d'effets d'échelle: Un « slug » test (essai in situ à niveau variable) et des essais en laboratoire. Les auteurs ont réalisés ces essais sur des blocs fracturés et non fracturés. En tenant compte des fractures, la conductivité hydraulique augmente avec le volume testé. Par contre, sur le bloc non fracturé, l'effet d'échelle n'est pas constaté.

Pour un sable relativement homogène, Chapuis et al. (2005) ne trouvent aucun effet d'échelle lors d'essais à différentes échelles de grandeur, du petit échantillon à l'essai de pompage.

Pour Cazaux et Didier (2002) qui ont comparé les résultats provenant d'essais au laboratoire et in situ sur une argile, il ressort que pour les essais in situ réalisés avec un infiltromètre, les résultats sont influencés par les conditions surfaciques et notamment par la surface par où l'infiltration se produit et par la technique utilisée. Au niveau des essais au laboratoire, l'effet d'échelle existe à cause de la représentativité de l'échantillon: les échantillons doivent avoir un diamètre minimal de 100 mm pour pouvoir être représentatifs. Par contre la comparaison entre les essais au laboratoire et les essais in situ est plus difficile car les conductivités hydrauliques ne sont pas calculées dans la même direction. L'écoulement est unidimensionnel et vertical dans les essais au laboratoire et horizontal et radial dans les essais in situ. Pour des sols à faible conductivité hydrauliques, les essais à niveau variable exigent beaucoup de temps pour que la variation du niveau

d'eau dans le tube soit significative. Les essais préssiomètriques quant à eux sous estiment la valeur de la conductivité hydraulique. Enfin, les auteurs concluent que les essais à niveau variable et les essais de laboratoires donnent des résultats comparables.

Enfin, Chapuis (2006) affirme que plusieurs auteurs prennent l'effet d'échelle comme excuse quand ils ignorent l'hétérogénéité du matériau testé ou pour couvrir des erreurs survenues lors de l'échantillonnage, la préparation, les tests et l'interprétation des essais au laboratoire et lors du forage et l'installation des piézomètres lors des essais in situ.

Cette étude a permis de nous positionner par rapport aux affirmations de ces auteurs et on a pu déterminer, si oui ou non, il existe un effet d'échelle pour des argiles de type Champlain et en déterminer l'ampleur. Les volumes testés étaient de l'ordre de quelques centimètres cubes pour les essais œdométriques et les essais sur cellule triaxiale (les essais de laboratoire) et de l'ordre de plusieurs mètres cubes pour les essais in situ. Notre investigation a consisté à voir l'évolution de la valeur de la conductivité hydraulique par rapport à l'épaisseur de l'échantillon testé tout en ayant étudié les courbes de consolidation, les teneurs en eau et les limites de consistance et déterminé leur variation par rapport aux profondeurs des forages.

CHAPITRE 3 : ESSAIS EN LABORATOIRE

Des essais de laboratoire ont été menés sur les échantillons prélevés lors des forages effectués sur le site de BFI-LACHENAIE. Ces derniers ont permis en un premier temps de déterminer les propriétés physiques et mécaniques de l'argile par le biais des limites d'Atterberg, des teneurs en eau et des densités relatives des argiles. Puis, en deuxième temps, les conductivités hydrauliques du sol sont calculées par des méthodes directes ou indirectes.

Les essais de perméabilité ont été réalisés en utilisant les deux dispositifs expérimentaux suivants :

- Une cellule œdométrique munie d'un dispositif de mesure de la conductivité hydraulique. L'essai se fait en deux phases : Une première phase de consolidation (norme ASTM D 2435-96 : Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils) où des charges allant de 0.1 kg à 23.5 kg sont appliquées sur l'échantillon d'argile. Cela permet d'obtenir la pression de pré-consolidation, les indices de vides et de déduire la valeur de la conductivité hydraulique en se servant des coefficients de consolidation (méthode de Taylor). La conductivité hydraulique est calculée à partir des valeurs du coefficient de consolidation Cv. Une deuxième phase où l'objectif est de calculer directement la valeur de la conductivité hydraulique du sol (norme ASTM D 5856-95 : Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter) est aussi conduite sur l'œdomètre une fois que le tassement dû à une charge semble atteint (Après un chargement de 24h).
- Une cellule triaxiale où l'échantillon d'argile est confiné à une pression constante (inférieure à la pression de préconsolidation de l'argile) (norme ASTM D 5084-00 : Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeater). L'objectif est le calcul direct de la conductivité hydraulique. Dans une cellule triaxiale, la hauteur de l'échantillon est de 3 à 5 fois supérieure à celle de l'échantillon monté dans un œdomètre.

3.1. Extraction et préparation de l'échantillon d'argile

Lors des sondages à la tarière réalisés sur le site de BFI-LACHENAIE, des échantillons d'argile intacte ont été prélevés à l'aide de tubes à parois minces de 73.5 mm de diamètre. L'argile échantillonnée a été extraite des tubes au laboratoire, à l'aide d'un piston, par une technique minimisant le remaniement afin d'obtenir des échantillons de haute qualité. Ces derniers sont découpés, identifiés, recouverts de paraffine, et conservés en chambre froide et humide jusqu'au moment de l'essai.

3.1.1. Préparation pour les essais de perméabilité

Pour un essai sur la cellule œdométrique, l'échantillon a été taillé pour avoir une hauteur variant de 19 mm à 20 mm et un diamètre de 63.70 mm. La suppression de la couche externe de l'argile a augmenté les chances d'avoir un échantillon non remanié. Par contre, pour les essais sur la cellule triaxiale, le diamètre est d'environ 73 mm et la hauteur varie entre 50 mm et 90 mm.

Pour les essais sur œdomètre, il fallait pour chaque échantillon, faire un montage horizontal et un autre vertical (pour avoir les conductivités hydrauliques horizontales et verticales de chaque échantillon). Cela a été réalisable pour les échantillons 11B, 15B, 15A, 20A et 20B. Pour les autres (10A et 10B), le bloc d'argile se fissurait dès qu'il était découpé verticalement. On a donc décidé de continuer avec seulement des échantillons montés horizontalement. (conductivités hydrauliques verticales).

3.1.2. Préparation pour les limites d'Atterberg

Pour obtenir les limites de liquidité et de plasticité, les échantillons d'argile sont préparés de la manière suivante : l'argile est passée dans le tamis #4 (ouverture de 4.750 mm), la partie récupérée est homogénéisée, humidifiée et laissée une durée de 24h reposer pour que l'eau puisse être absorbée par l'argile. Après cette durée, l'argile est homogénéisée (pour être uniforme) une deuxième fois et peut être ainsi utilisée.

3.2. Autres travaux en laboratoire

En plus des essais décrits ci-dessous, des travaux visant à déterminer les propriétés physiques de l'argile sont conduits au laboratoire. Ces travaux sont réalisés à chaque fois qu'un échantillon est monté sur une des cellules œdométriques ou triaxiales. Ci-dessous, la liste de ces travaux :

- 18 teneurs en eau, w (ASTM D2216-90)
- 12 essais pour déterminer les limites d'Atterberg, w_L et w_p (ASTM D 4318-98)
- 3 essais pour déterminer la densité des grains G_S (ASTM D 854-98)

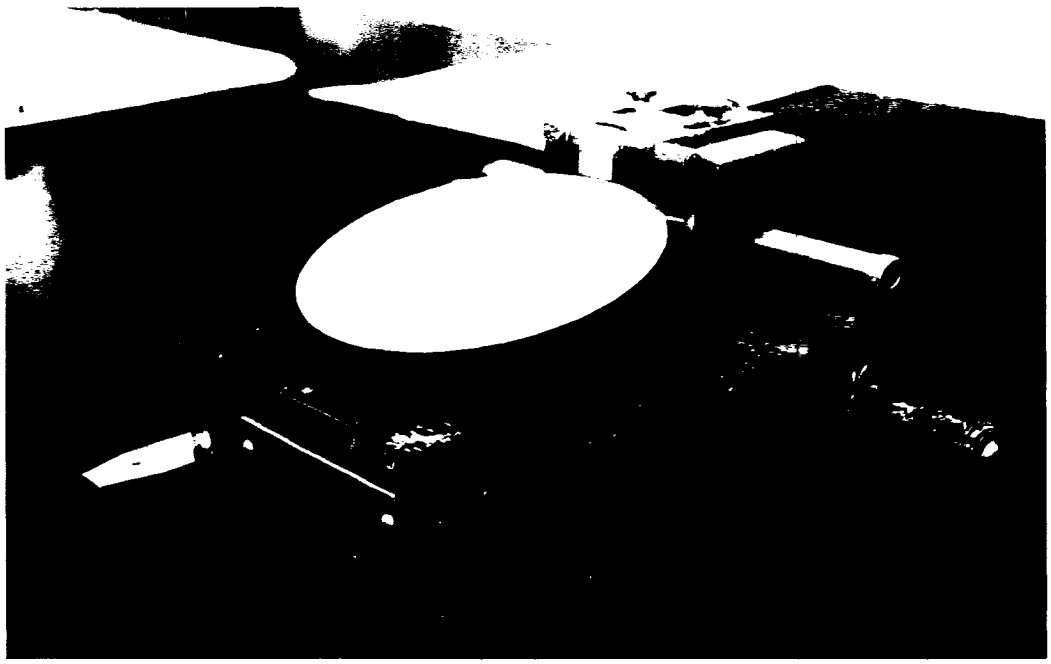


Figure 3.1 : Appareil de Casagrande utilisé pour déterminer les limites de liquidité

Le tableau 3.1 ci-dessous résume les résultats obtenus :

Tableau 3-1 : Résultats des limites d'Atterberg, teneurs en eau et indices des vides

	Moy.	Max.	Min.
Teneur en eau naturelle (%)	63.14	65.96	57.63
Limite de liquidité (%)	60.28	64.13	54.00
Limite de plasticité (%)	22.54	24.32	18.05
Indice de plasticité (%)	37.93	42.22	29.68
Indice des vides	1.867	1.961	1.721

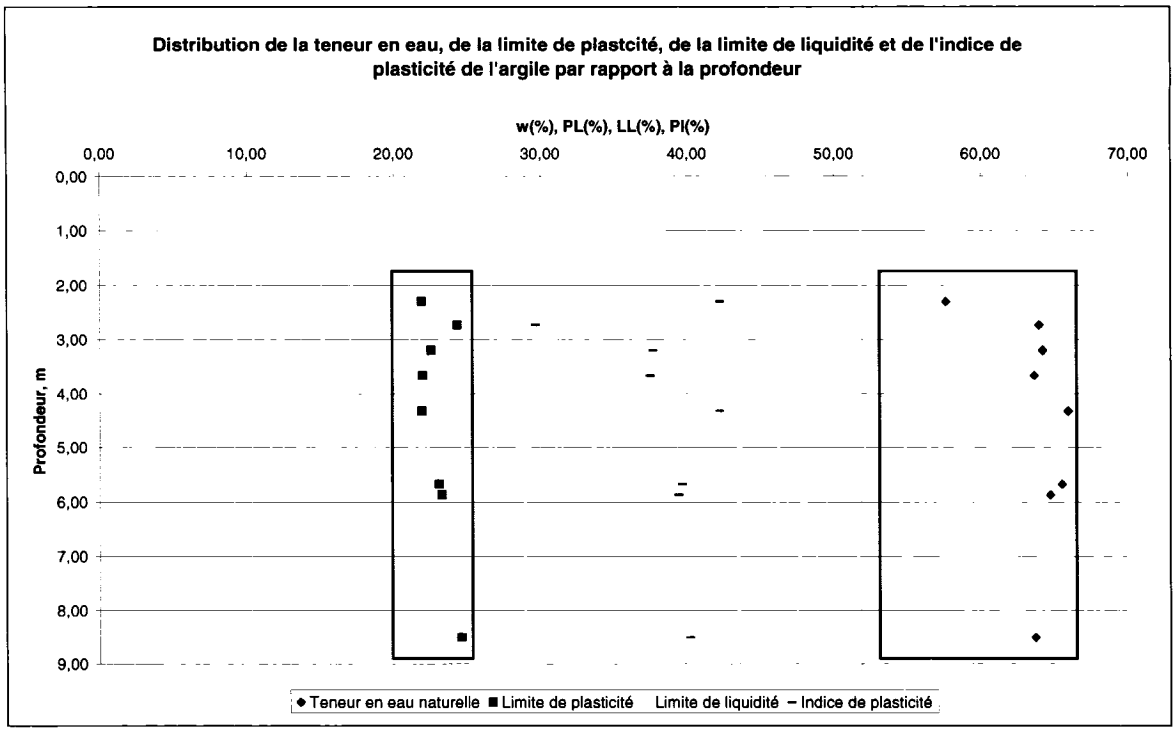


Figure 3.2 : Distribution de la teneur d'eau, de la limite de plasticité, de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité par rapport à la profondeur

D'après ces résultats, on constate que les variations d'un échantillon à un autre, pour toutes les valeurs calculées, sont relativement minimes. De plus, que ce soit au niveau de la teneur en eau ou des limites d'Atterberg, il n'y a pas une variation considérable de ces dernières, en fonction de la profondeur de l'échantillon ou en fonction de son emplacement sur le terrain. De ce fait, on suppose que tous les échantillons proviennent de la même couche d'argile.
Le détail des calculs pour déterminer les limites apparaissent en Annexe 1.

3.3. Essais sur cellule œdométriques

Sur la cellule œdométrique du laboratoire, on a effectué des essais de consolidation et des essais de perméabilité à niveau descendant. Ces deux essais permettent de calculer la conductivité hydraulique de l'échantillon d'argile par voies directe et indirecte. En effet, la courbe de consolidation permet de trouver la conductivité hydraulique par le biais du coefficient de consolidation et de la méthode de Taylor, alors que le test à niveau descendant permet d'obtenir la valeur de conductivité hydraulique directement.

3.3.1. Essai de consolidation

Lorsqu'un sol saturé est soumis à des contraintes, la pression interstitielle de l'eau augmente. Dans les sols sablonneux où la conductivité hydraulique est élevée, le drainage causé par cette augmentation de pression interstitielle est complété rapidement. Cela est accompagné par la réduction du volume du sol ce qui engendre un tassement. Pour les sols sablonneux, le tassement immédiat et la consolidation hydrodynamique se produisent simultanément. Par contre, dans des argiles, et vu la faible conductivité hydraulique, la consolidation est en fonction du temps.

Terzaghi (1925) fut parmi les premiers à proposer les essais de consolidation en 1-D. L'échantillon du sol est placé dans un anneau métallique entre deux pierres poreuses. Dans tous nos essais, l'échantillon est d'une épaisseur comprise entre 19.50mm et 20.00 mm et d'un diamètre d'environ 63.5 mm. L'échantillon est placé dans un bol et est immergé dans de l'eau durant toute la période de l'essai.

Les poids appliqués sur l'échantillon ont été placés sur un levier et les lectures de tassement prises à l'aide d'un micromètre.

Le spécimen d'argile est taillé et placé dans un anneau métallique bloquant son expansion latérale. Les pierres poreuses placées en dessus et en dessous de l'argile servent à drainer l'eau interstitielle. Aussi, le spécimen est totalement immergé dans de l'eau pour que ce dernier soit saturé durant toute la durée de l'essai de consolidation.

Quand une contrainte axiale σ est exercée sur un spécimen d'argile dont la hauteur initiale est de h_o, ce dernier subit une déformation verticale. Un tassement de Δh est atteint lorsque la totalité de la suppression d'eau interstitielle est dissipée. Au moment où la contrainte effective σ' devient égale à la contrainte axiale σ, la déformation axiale ε_z est :

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h_0} \qquad [1]$$

La déformation latérale étant nulle ($\varepsilon_x=\varepsilon_y=0$) à cause de l'anneau métallique qui prévient tout déplacement latéral. La déformation volumétrique ε_V devient égale à la déformation axiale :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h_o}$$

$$\varepsilon_v = \frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{V_0/V_s - V/V_s}{V_0/V_s} = \frac{e_0 - e}{1+e_0}$$

$$\Rightarrow e = e_0 - \varepsilon_v(1+e_0) = e_0 - \frac{\Delta h}{h_0}(1+e_0)$$

Avec, e = Indice des vides actuel

e_o = Indice des vides initial

V = Volume actuel (cm^3)

V_o = Volume initial (cm^3)

V_s = Volume des solides (cm^3)

Dans la figure 3-3 ci-dessous, on peut voir une photo du dispositif expérimental (Cellule œdométrique standard) utilisées lors de nos essais.

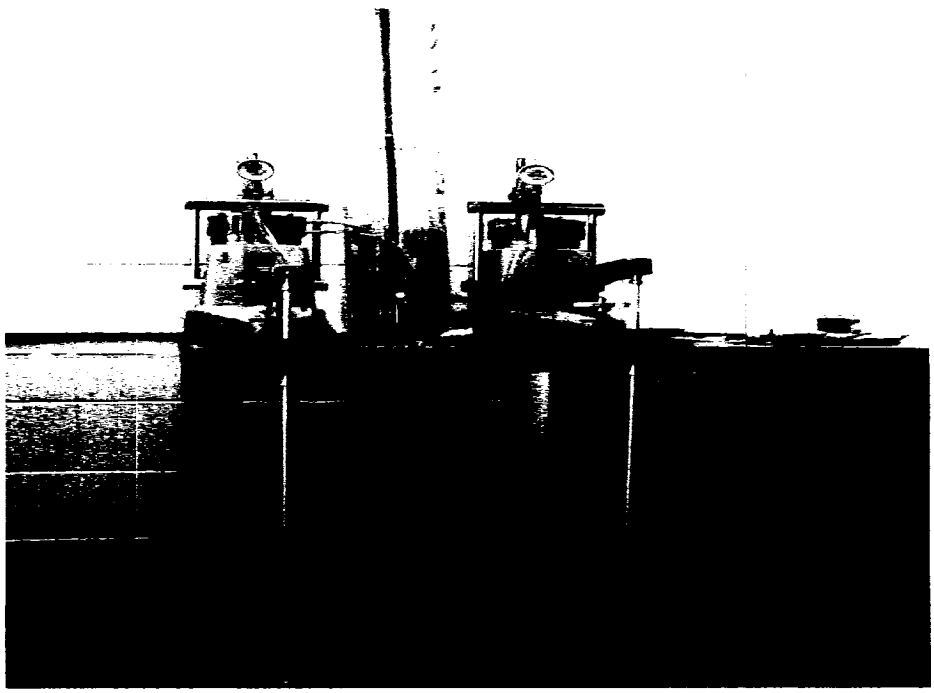


Figure 3.3 : Cellules œdométriques du laboratoire

Les charges utilisées dans l'essai de consolidation ont été de 0.100, 0.250, 0.500, 1, 2.5, 3.5, 5, 7.5, 11.5, 15 et 23.5 kg. Chaque charge a été appliquée pendant une durée de 24 heures, les lectures ont été prises aux temps suivants : 0,1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 440 et 1440 min. Dans notre cas, cet essai a essentiellement permis de :

- Déterminer l'indice des vides à la fin de chaque chargement.
- Obtenir la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme des contraintes.
- Déterminer la pression de préconsolidation du sol.
- Obtenir la valeur de la conductivité hydraulique par la méthode de la déformation versus les logarithmes du temps et/ou versus la racine carrée du temps (Taylor).

Une fois les résultats des essais obtenus, on a procédé en deux étapes :

Étape1 : *Obtenir la variation des indices des vides en fonction des contraintes verticales effectives (e versus log σ')*

Comme cité précédemment, un essai de consolidation permet d'obtenir la variation des indices des vides en fonction des contraintes verticales effectives. La réalisation du graphe de e versus log σ' passe par les étapes suivantes :

1. Calculer la hauteur des solides, H_s, à partir de la masse sèche finale de l'échantillon m_s : $H_S = \frac{m_S}{AG_S\rho_w}$ [2]

   Avec : A : Surface de l'échantillon

2. Calculer la hauteur initiale des vides, H_v : $H_v = H - Hs$ [3]

   Avec : H : Hauteur initiale de l'échantillon

3. Calculer l'indice des vides initial, e_o.

$$e_0 = \frac{V_V}{V_S} = \frac{H_V}{H_S}\frac{A}{A} = \frac{H_V}{H_S} \quad [4]$$

4. Pour chaque incrément de charge σ_1 causant une déformation Δh_1, on a calculé la variation de l'indice des vides Δe_1 puis e_1. Puis, pour l'incrément suivant σ_2 (cumulatif) causant la déformation Δh_2, on a calculé la variation de l'indice des vides e_2 et ainsi de suite :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta h_1}{H_S}$$
$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$
$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta h_2}{H_S}$$

De la même manière, on est arrivé à calculer les indices des vides à la fin de chaque chargement.

Les résultats détaillés de tous les essais de consolidation réalisés apparaissent dans l'Annexe 2 : Essais de consolidation sur œdomètre.

Les courbes de l'indice des vides versus les contraintes verticales effectives ont été regroupées sur la figure 3.5. La figure 3.6 montre les valeurs des indices des vides e pour les échantillons testés dans le sens vertical (axe des x) et dans le sens horizontal (axe des y).

Dans la littérature, la recherche de la relation existant entre la conductivité hydraulique et l'indice des vides dans une argile a souvent été établie et cela en travaillant sur différentes argiles.

Samarasinghe et al. (1982) ont suggéré, pour une argile normalement consolidée et à partir de la relation établie par Kozeny (1927) et Carman (1956) valide pour des sables, la relation suivante :

$$k = C\frac{e^n}{1+e} \qquad [5]$$

k : Conductivité hydraulique, cm/s

e : Indice des vides du sol

C : Constante indiquant les caractéristiques du sol

n : Nombre entier prenant les valeurs 4 ou 5 dépendamment du sol

Taylor (1948) a proposé une relation entre le logarithme de la conductivité hydraulique et l'indice des vides :

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \qquad [6]$$

k : Conductivité hydraulique, cm/s

k_0 : Conductivité hydraulique in situ, cm/s

e : Indice des vides

e_0 : Indice des vides in situ

C_k : Index du changement de la conductivité hydraulique

Dans tous les essais réalisés, C_k est définit comme étant la pente de e versus log k pour des déformations inférieures à 20%. Les résultats expérimentaux délivrent une simple relation entre C_k et e_0. Pour $0.8< e_0<3$, $C_k=0.5\ e_0$

Mesri et Rokhsa (1974) ont noté par la suite que cette relation était valide pour les indices des vides rencontrés dans les problèmes courants de génie.

Mesri et Olson (1971) ont douté de la validité de la relation de Taylor (1948) et ont suggéré une relation linéaire entre log k et log e :

$$\log k = A \cdot \log e + B \qquad [7]$$

A, B : Constantes

Dans une étude de Tavenas et al. (1983) sur différents types d'argiles et notamment des argiles provenant de Suède, des États Unies et du Canada, il apparaît qu'aucune relation n'est valable pour toutes les argiles étudiées. Aucune de ces relations ne prend en considération le probable comportement complexe de la structure d'une argile intacte quand elle devient normalement consolidée. Ils ont privilégiés par contre la relation proposée par Taylor (1948) pour les raisons suivantes :

1. Elle décrit le comportement de la conductivité hydraulique en fonction des conditions initiales e_o, k_0 et l'index C_k. Ces derniers sont simples à calculer.
2. Une relation linéaire e versus log k est une bonne représentation du comportement de la plupart des argiles naturelles molles dont la déformation est inférieure à 20%

Dans un dépôt d'argile homogène comme celui étudié dans ce document, on s'attend à un arrangement des grains uniforme (Tavenas et al. (1983)). Donc, la porosité ou

l'indice des vides serait la seule variable à influencer la variation de la conductivité hydraulique par rapport à la profondeur.

Ils ont par la suite démontré que pour toutes les argiles étudiées (Argiles de Champlain, de Louise ville,...), la relation entre e_o et log k_o n'est pas établie excepté dans des dépôts extrêmement homogènes. Aucune corrélation entre k_o et e_o n'est établie.

Dans notre cas, le graphe de e_o versus log k_o donne les résultats de la figure 3.4 ci-dessous :

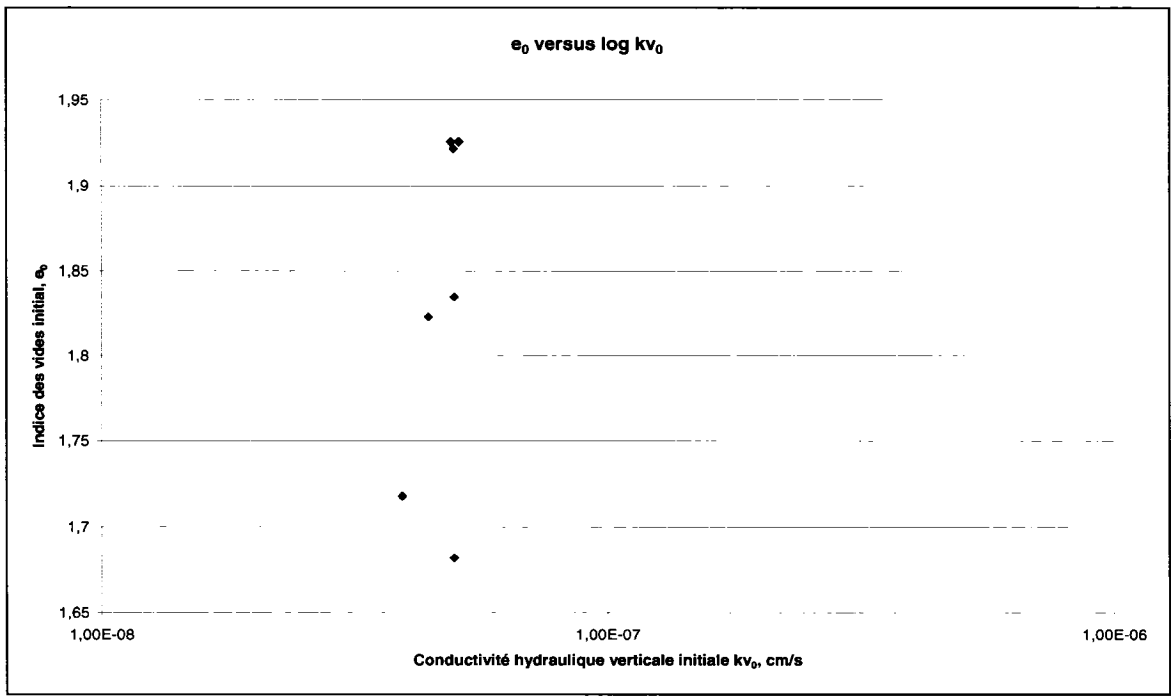


Figure 3.4 : Indice des vides initial e_0 versus conductivité hydraulique verticale initiale kv_0

La relation existant entre e_o versus log k_o n'est pas linéaire. En effet, comme on a vu dans la littérature, il est difficile d'établir une relation entre k_o et e_o.

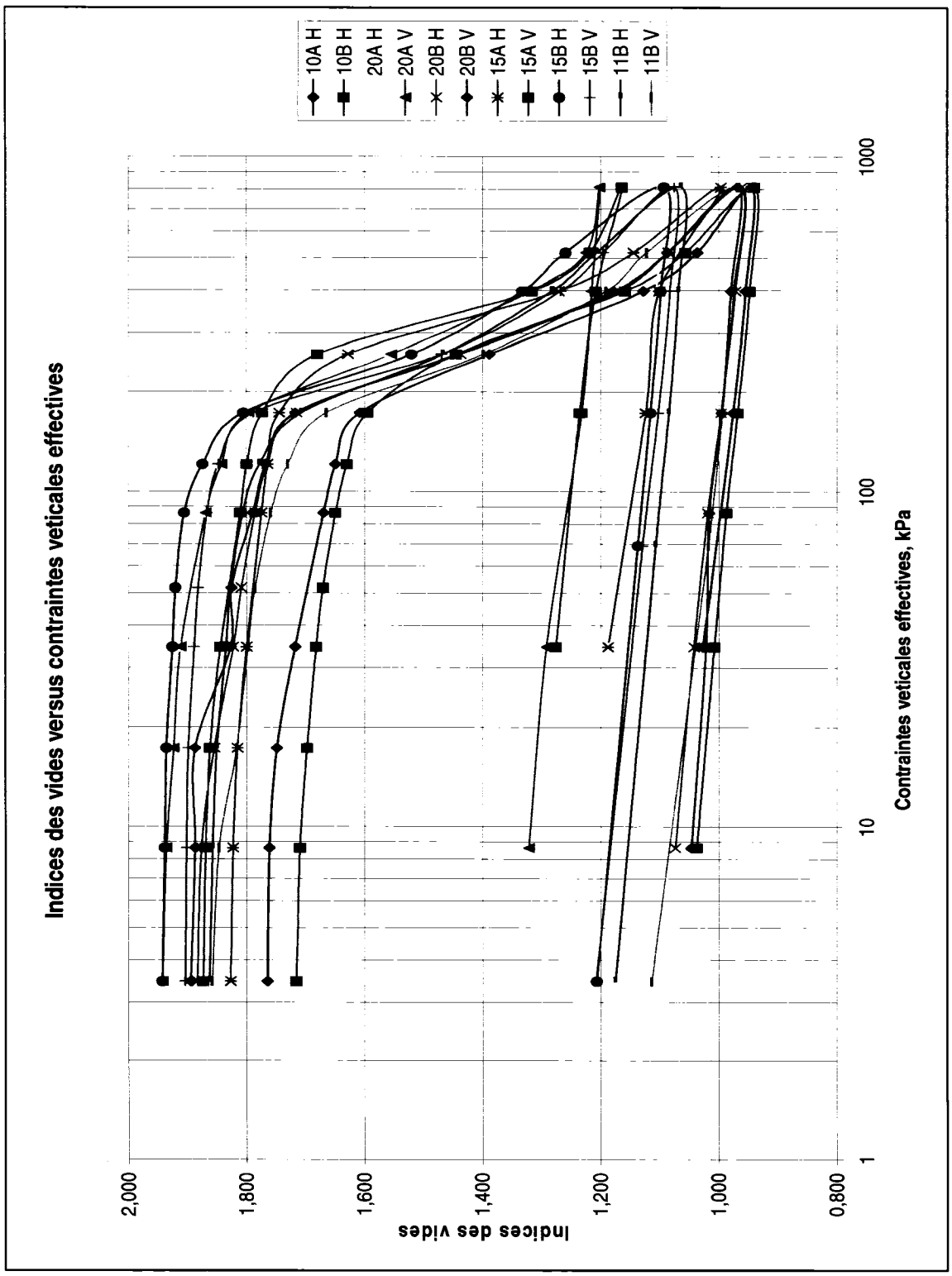


Figure 3.5 : Courbe de consolidation œdométrique

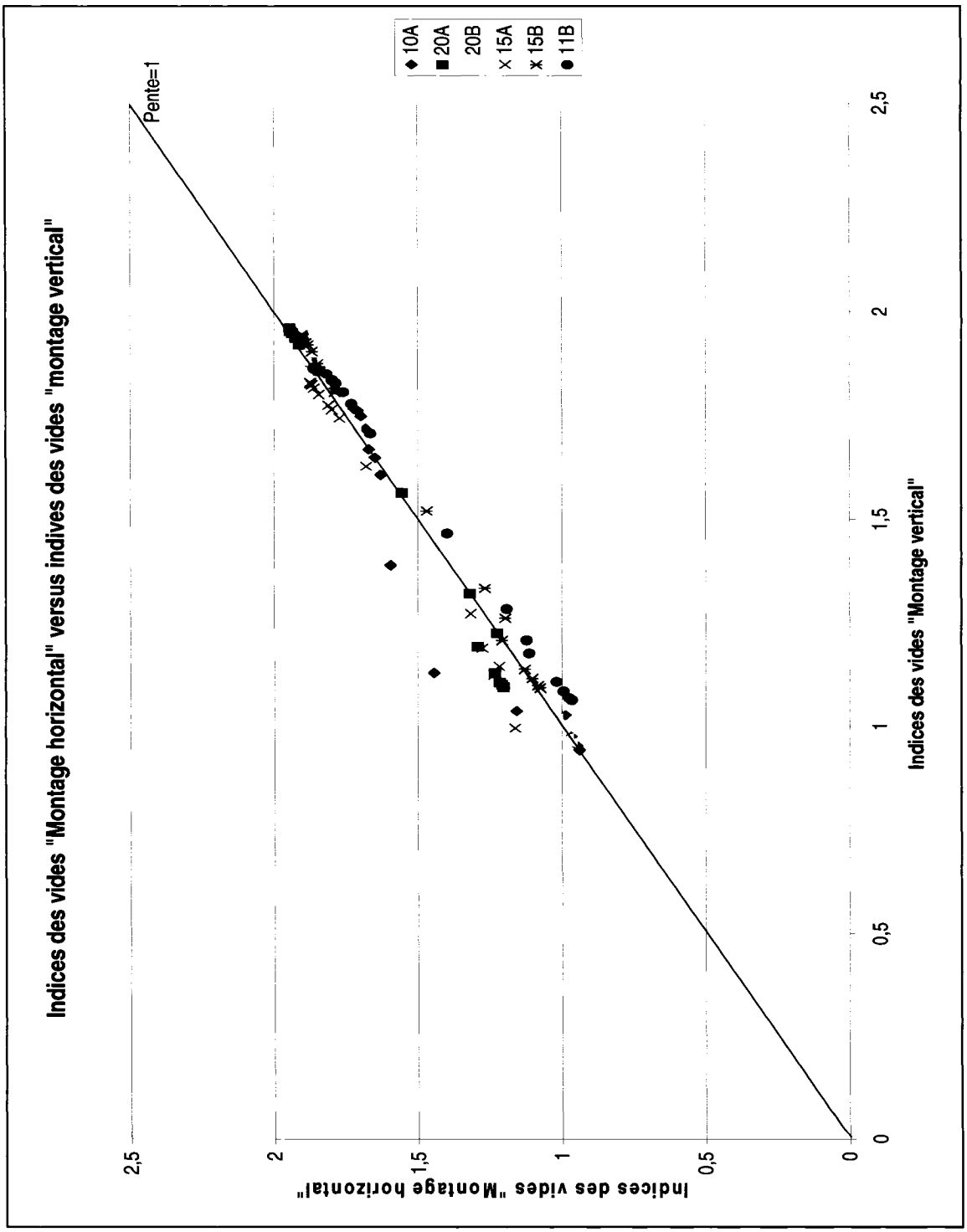


Figure 3.6 : Indice des vides "Montage horizontal" versus indice des vides "Montage vertical" pour les mêmes contraintes effectives

La variation des indices des vides en fonction des contraintes verticales effectives pour tous les échantillons testés montre qu'à l'état initial, tous les indices des vides se situent entre 1.7 et 1.9, alors qu'à l'état final, ces valeurs se situent entre 0.9 et 1.2 (d'après les courbes de consolidation). Aussi, on constate dans le tableau 3-2 ci-dessous que l'indice des vides initial e_0 ne varie que peu par rapport à la profondeur de l'échantillon.

Tableau 3-2 : Variation de l'indice des vides initial et de la pression de préconsolidation par rapport à la profondeur

Échantillon	e_0	prof. (m)	P'c (kPa)
10A	1,72	2,74	170
10B	1,68	2,30	175
11B	1,83	3,20	185
15A	1,92	3,66	195
15B	1,93	4,32	200
20A	1,92	5,67	205
20B	1,82	5,87	210

En ce qui concerne les pressions de préconsolidation, ces dernières ont des valeurs allant de 170 à 210 kPa. Ce constat est valable pour les échantillons testés verticalement et horizontalement (Tableau 3-2).

Pour ce qui est de l'orientation du spécimen (verticale/horizontale) et son influence sur l'indice des vides, on constate que pour un même échantillon, la valeur de l'indice des vides sur un montage horizontal est égale à ±2% près à l'indice des vides sur un montage vertical.

En se basant sur ces résultats et sur les résultats des limites d'Atterberg, on peut conclure que tous nos échantillons sont extraits d'une couche d'argile homogène et ont donc des propriétés voisines. Donc on suppose que la valeur de la conductivité hydraulique ne variera que de peu d'un échantillon à un autre. De plus, puisque la méthode de forage n'a pas influé sur les résultats de consolidation, on suppose aussi que cela n'aura pas d'influence sur la perméabilité. En effet, les échantillons provenant des deux types de forages sont récupérés avec le tube à paroi mince à l'amont de la zone accueillant la crépine.

Étape 2 : *Déterminer K à partir des essais de consolidation*

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de consolidation c_v qui permet ensuite de calculer la conductivité hydraulique d'un sol. Deux méthodes sont le plus

fréquemment utilisées: la méthode proposée par Casagrande et Fadum (1940) nommée méthode du logarithme des temps, et la méthode de Taylor -utilisée dans notre cas- nommée méthode de la racine carrée des temps.

Plusieurs hypothèses sont émises quant à l'application de ces méthodes (Tavenas et al., 1983)

1. Les déformations sont minimes et se font en une seule dimension
2. Le sol est saturé
3. Les grains du sol et les liquides sont incompressibles.
4. Le sol est homogène
5. La compressibilité et la perméabilité du sol sont constantes pendant le processus de consolidation.
6. L'écoulement est en 1-D et satisfait la loi de Darcy.
7. Il existe une relation linéaire entre la déformation et les contraintes effectives.
8. Il n'y a pas de déformation secondaire.

La valeur de la conductivité hydraulique est obtenue de la manière suivante :

$$k = \gamma_w \cdot m_v \cdot C_v \qquad [8]$$

Avec, γ_w = Poids volumique de l'eau (kN/m³)

m_v = Coefficient de compressibilité ($m^3.s^{-2}.N^{-1}$)

C_v= Coefficient de consolidation (m^2/s)

Les valeurs de m_v et c_v sont calculées comme suit :

$$c_v = \frac{TH_D^2}{t} \qquad [9]$$

Avec, T = facteur de temps

= T_{50} pour 50% de consolidation = 0.197 (ASTM D 2435)

= T_{90} pour 90% de consolidation = 0.848 (ASTM D 2435)

t = Temps correspondant à un degré particulier de consolidation (s ou min)

t_{50} ou t_{90}

H_D= Plus long chemin de drainage, cm

Concernant le coefficient de consolidation, il est calculé comme suit :

$$m_v = \frac{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}}{1 + e_{ave}} \qquad [10]$$

Avec, e= indice des vides

σ' = Contraintes verticales effectives (kPa)

e_{ave}= Valeur moyenne des indices des vides durant un palier de chargement

Cette méthode ne donne pas des valeurs précises de la conductivité hydrauliques. Elle a été mise en doute pour les argiles par Tavenas et al. (1983) car les paramètres m_v, c_v et K sont constants durant la consolidation alors que les auteurs ont démontré que c_v variait pendant la phase de consolidation.

Méthode de Casagrande et Fadum (1940)

La méthode proposée par Casagrande et Fadum (1940) nommée méthode du logarithme des temps consiste à tracer la déformation de l'argile en fonction du temps (Échelle logarithmique). On parvient à déterminer la valeur de t_{50} et calculer à l'aide de cette dernière la valeur de c_v.

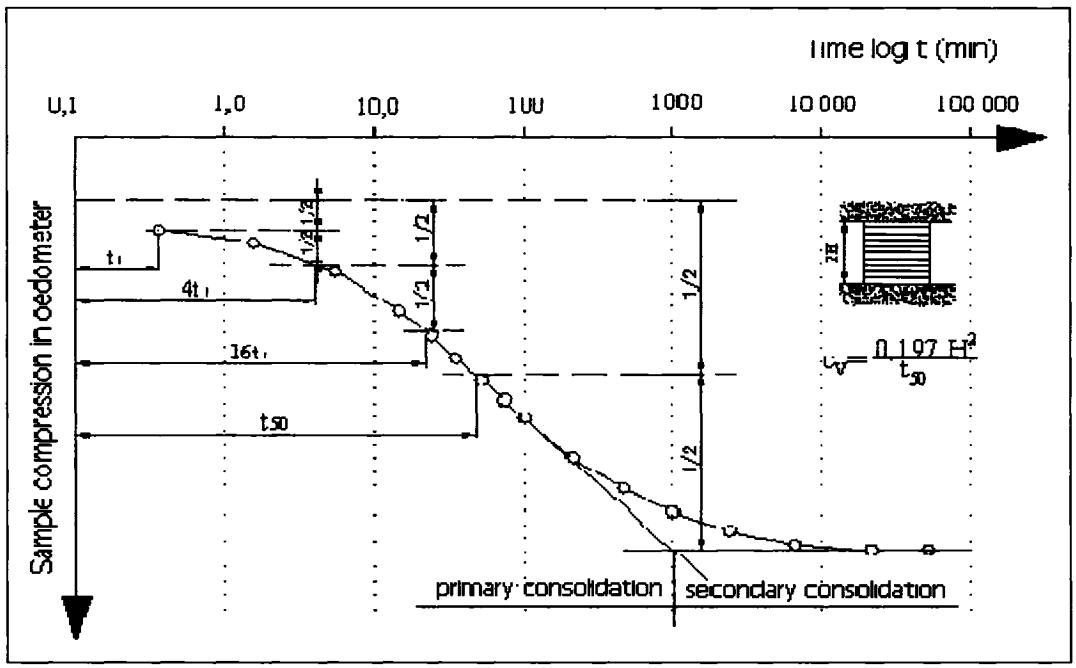


Figure 3.7 : Méthode des logarithmes des temps

(D'après:Centre of Experimental Geotechnics (CEG) on the Faculty of Civil Engineering CTU, University of Prague http://ceg.fsv.cvut.cz/EN/index.htm)

Cette méthode consiste donc à tracer le graphe de la déformation versus le temps sur une échelle semi-logarithmique. Le coefficient de consolidation est déterminé en utilisant la relation:

$$c_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}} \qquad [11]$$

Avec, T_{50} = Facteur temps correspondent à 50% de la consolidation primaire = 0.197

t_{50} = Temps nécessaire pour atteindre 50% de consolidation.

H = Plus long chemin de drainage

La formule ci-dessus s'écrit donc :

$$c_v = \frac{0.197 \cdot H^2}{t_{50}} \qquad [12]$$

Cette méthode ne peut être utilisée que si le rapport du nouveau degré de la surcharge $\Delta\sigma$ par rapport à la contrainte existante est supérieur ou égal à 1. Si ce n'est pas le cas, la courbe prend une autre forme qui rend impossible la détermination du coefficient de consolidation.

Dans notre cas, cette méthode ne peut être utilisée car on manque de données sur l'essai de consolidation. En effet, nous n'avons aucune valeur entre les temps t=440 min et 1440 min (Cela coïncide avec la nuit entre 18h et 9h). Cela rend la construction géométrique de la méthode de Casagrande et Fadum (1940) difficile.

Méthode de Taylor (1948)

Taylor (1948) propose de tracer le graphe des valeurs des lectures versus la racine carrée du temps pour chaque chargement effectué sur l'œdomètre. Cela permet de connaître le moment

où la consolidation primaire est terminée. C'est réalisable par la détermination de la valeur de t_{90}, quand 90% de la consolidation primaire est complétée.

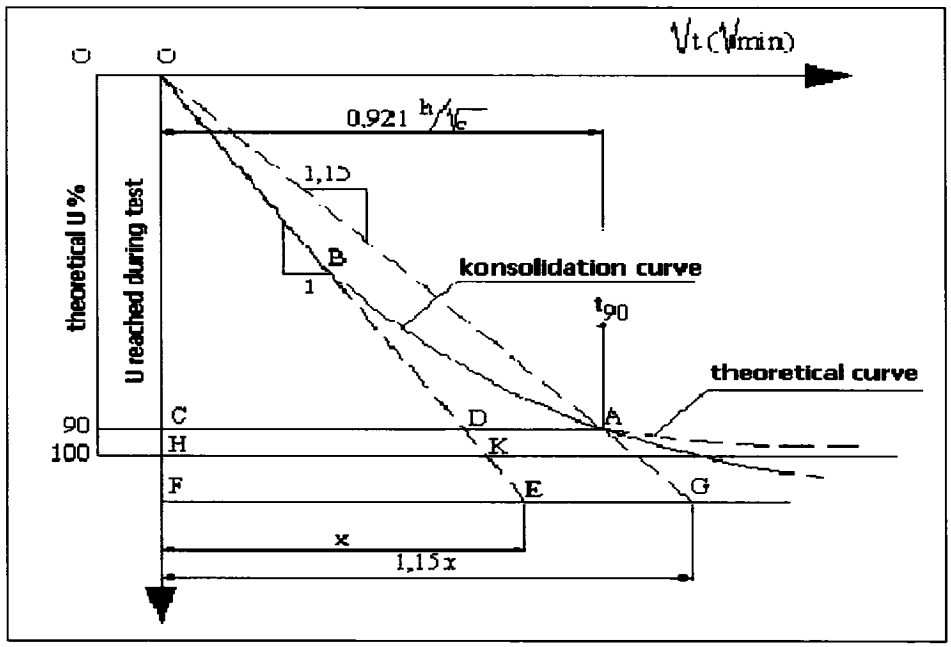


Figure 3.8 : Méthode de la racine carrée des temps
(D'aprés: Centre of Experimental Geotechnics (CEG) on the Faculty of Civil Engineering CTU, University of Prague http://ceg.fsv.cvut.cz/EN/index.htm)

Les séries de Fourier (Taylor, 1948) permettent analytiquement d'obtenir des solutions numériques de la consolidation uniaxiale. Le degré de consolidation est déterminé par :

$$U_t = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 \cdot T_v)} \qquad [13]$$

Avec, M = ½ π (2m +1).

Pour un dégrée de consolidation $U_t < 53\%$, la formule ci-dessus est approximée par:

$$U_t = \frac{2}{\sqrt{t}} \cdot \sqrt{T_v} \qquad [14]$$

Donc, en connaissant le facteur temps (=0.848 pour 90% de consolidation), on détermine le coefficient de consolidation comme suit:

$$c_v = \frac{0.848 \cdot H^2}{t_{90}} \qquad [15]$$

Résultats et analyses

Dans le tableau 3-3 ci-dessous, on retrouve les valeurs de conductivité hydraulique k obtenues avec la méthode de Taylor pour chaque échantillon.

Tableau 3-3 : Résultats obtenus par la méthode de Taylor

Échantillon	Charge (kPa)	$c_{v(Taylor)}$ (m²/min)	m_v (m²/kN)	K (Taylor) (cm/s)	Indice des vides
10B Hor.	34,6	3,68E-05	3,33E-04	2,01E-07	1,68
	86,5	1,84E-05	2,31E-04	6,93E-08	1,65
	173	1,95E-05	2,58E-04	8,24E-08	1,59
	259,5	1,08E-07	6,87E-04	1,21E-09	1,44
	397,9	7,74E-08	1,59E-03	2,01E-09	1,16
	519	2,59E-07	3,98E-04	1,69E-09	1,06
	813,1	--	--	--	0,94
20B Hor.	34,6	3,64E-05	6,50E-04	3,87E-07	1,82
	86,5	2,45E-05	2,42E-04	9,70E-08	1,79
	173	1,13E-05	3,50E-04	6,44E-08	1,71
	259,5	8,91E-08	1,25E-03	1,81E-09	1,44
	397,9	4,62E-07	1,48E-03	1,12E-08	1,17
	519	5,11E-06	3,29E-04	2,74E-08	1,09
	813,1	4,51E-07	3,29E-04	2,42E-09	0,96
15B Hor.	34,6	7,18E-05	2,00E-04	2,35E-07	1,93
	86,5	2,80E-05	1,49E-04	6,85E-08	1,91
	173	2,82E-07	4,67E-04	2,16E-09	1,81
	259,5	2,10E-07	1,24E-03	4,25E-09	1,52
	397,9	5,96E-07	9,52E-04	9,27E-09	1,33
	519	1,48E-06	2,62E-04	6,36E-09	1,26
	813,1	1,13E-06	2,60E-04	4,81E-09	1,09
15B Vert.	34,6	6,02E-05	2,00E-04	1,97E-07	1,89
	86,5	2,14E-05	1,47E-04	5,13E-08	1,87
	173	5,91E-07	4,05E-04	3,91E-09	1,79
	259,5	4,97E-07	1,40E-03	1,14E-08	1,47
	397,9	4,72E-07	1,06E-03	8,20E-09	1,27
	519	4,21E-06	2,66E-04	1,83E-08	1,20
	813,1	3,28E-07	1,91E-04	1,03E-09	1,08

Tableau 3-3 (Suite) : Résultats obtenus par la méthode de Taylor

11B Hor.	34,6	2,09E-05	3,15E-04	1,07E-07	1,84
	86,5	9,11E-06	2,17E-04	3,24E-08	1,81
	173	8,63E-06	5,01E-04	7,08E-08	1,71
	259,5	5,23E-07	1,07E-03	9,18E-09	1,47
	397,9	4,81E-07	9,70E-04	7,63E-09	1,28
	519	2,57E-06	2,77E-04	1,16E-08	1,21
	813,1	4,90E-06	2,28E-04	1,82E-08	1,06
11B Vert.	34,6	1,30E-05	3,90E-04	8,28E-08	1,80
	86,5	1,37E-05	2,80E-04	6,28E-08	1,76
	173	1,70E-05	4,67E-04	1,30E-07	1,66
	259,5	4,58E-07	1,22E-03	9,11E-09	1,40
	397,9	2,77E-07	1,16E-03	5,24E-09	1,19
	519	1,09E-05	2,63E-04	4,66E-08	1,12
	813,1	7,07E-07	2,61E-04	3,01E-09	0,97
15A Hor.	34,6	3,25E-05	3,18E-04	1,69E-07	1,93
	86,5	2,64E-05	1,12E-04	4,86E-08	1,91
	173	1,90E-05	5,03E-04	1,56E-07	1,81
	259,5	9,88E-07	1,05E-03	1,70E-08	1,52
	397,9	1,55E-07	8,67E-04	2,20E-09	1,33
	519	4,52E-07	2,43E-04	1,80E-09	1,26
	813,1	2,77E-06	1,23E-04	5,58E-09	1,09
10A Hor.	34,6	1,43E-05	6,60E-04	1,54E-07	1,72
	86,5	7,62E-06	2,20E-04	2,74E-08	1,67
	173	1,72E-05	1,02E-03	2,86E-07	1,61
	259,5	1,00E-06	8,34E-04	1,36E-08	1,39
	397,9	4,60E-07	6,94E-04	5,22E-09	1,13
	519	3,96E-07	1,58E-04	1,03E-09	1,04
	813,1	5,35E-06	1,28E-05	1,12E-09	0,94
20A Hor.	34,6	3,69E-05	3,10E-04	1,87E-07	1,92
	86,5	1,64E-05	2,18E-04	5,86E-08	1,88
	173	1,59E-05	1,06E-03	2,76E-07	1,81
	259,5	5,64E-06	7,24E-04	6,67E-08	1,57
	397,9	4,80E-07	6,19E-04	4,86E-09	1,32
	519	3,60E-07	2,05E-04	1,20E-09	1,22
	813,1	6,31E-06	1,26E-05	1,30E-09	1,09

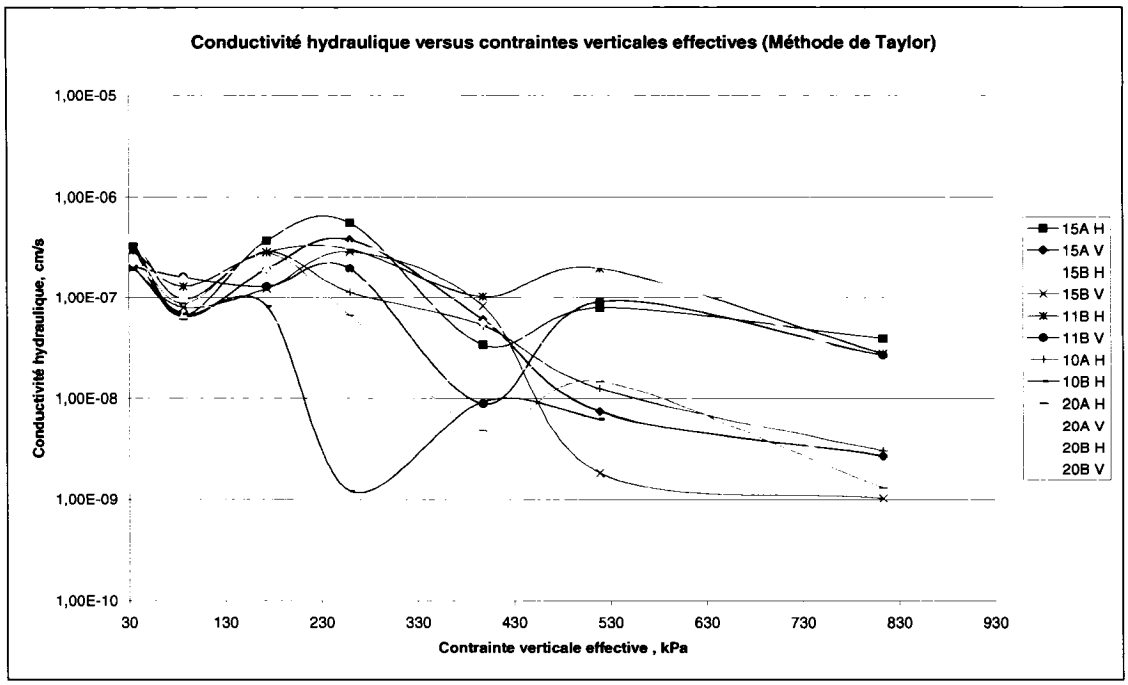


Figure 3.9 : Conductivité hydraulique (Méthode de Taylor) versus contraintes verticales effectives

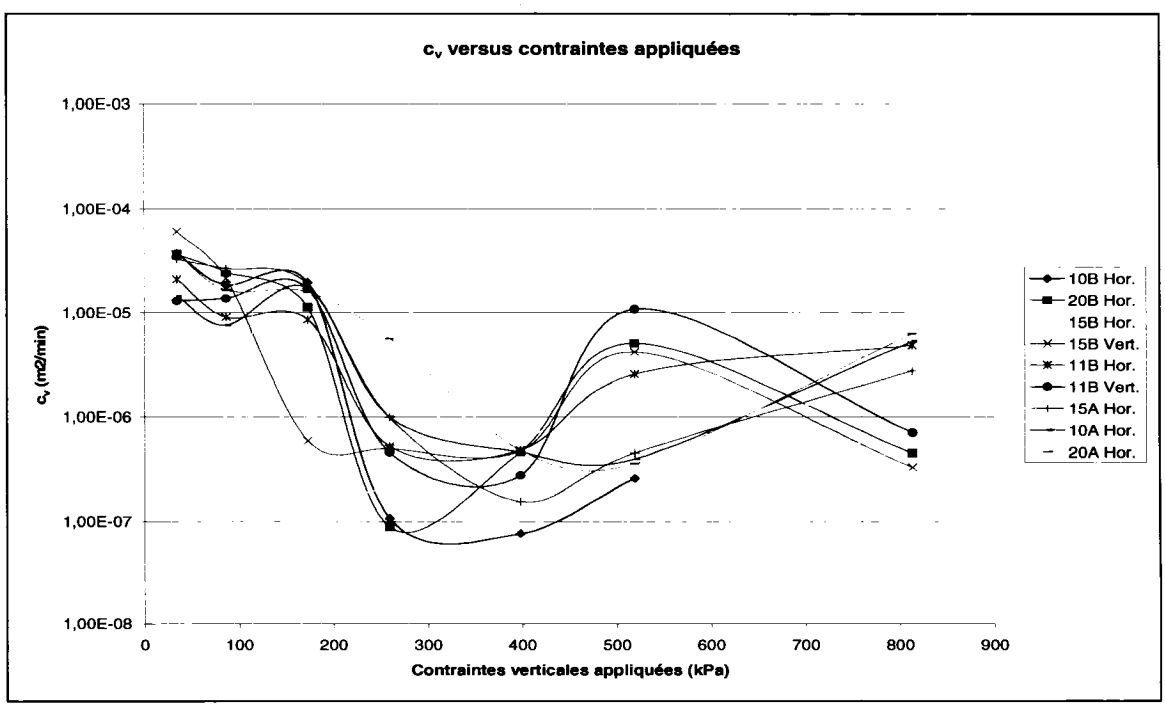


Figure 3.10 : c_v versus contraintes verticales effectives (Méthode de Taylor)

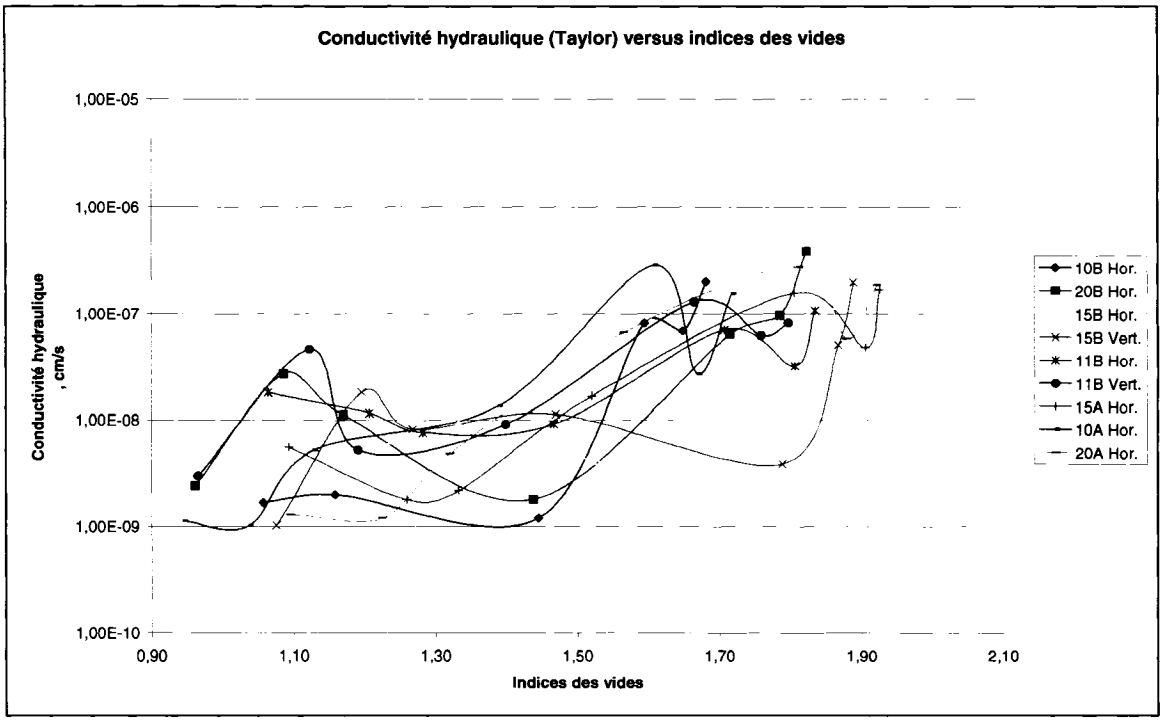


Figure 3.11 : Conductivité hydraulique (Taylor) versus indices des vides

L'analyse des résultats obtenus par la méthode de Taylor nous permet de dire que :

- Pour le premier chargement (34.6 kPa), et à l'exception de l'échantillon 15B H, toutes les valeurs de la conductivité hydraulique sont de l'ordre de 10^{-7} cm/s avec une moyenne de $3.41*10^{-7}$ cm/s (Figure 3.9).
- Jusqu'au niveau des pressions de préconsolidation, les valeurs k diminuent au fur et à mesure qu'on ajoute des charges supplémentaires (Figure 3.9).

Tableau 3-4 : Pression de préconsolidation pour chaque échantillon

Échantillon	P'c (kPa)
15B	200
11B	185
20A	205
20B	210
15A	195
10A	170
10B	175

- Par contre, dès que cette valeur est dépassée, les courbes fluctuent d'une manière différente. Cette fluctuation ne respecte pas la logique qui veut que la perméabilité diminue quand on exerce une charge supplémentaire sur l'échantillon.

- Vers la fin de l'essai, la moitié des valeurs de k sont de l'ordre de 10^{-8} cm/s et l'autre moitié sont de l'ordre de 10^{-9}cm/s. Normalement, ces dernières doivent être du même ordre de grandeur vu le fait que tous les échantillons ont des propriétés physiques identiques.
- On pense que cette méthode ne peut pas nous fournir des résultats précis car, et comme on a vu précédemment, on utilise des valeurs moyennes sur des intervalles assez grands et on se base sur des graphes où la précision n'est pas assurée.
- On pourra, grâce aux autres méthodes, voir si nos résultats par la méthode de Taylor sont corrects.
- c_v en fonction des contraintes verticales effectives a un comportement semblable à celui de la conductivité hydraulique (Figure 3.10).
- Pour log k versus e, aucune relation apparente n'existe (Figure 3.11).

3.3.2. Essai direct de perméabilité

3.3.2.1. A propos de l'essai

Sur la cellule œdométrique modifiée, on a réalisé un essai de perméabilité à niveau descendant. On a appliqué la norme « ASTM D 5856-95: Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter». L'objectif de cet essai était de déterminer la conductivité hydraulique de l'argile non seulement dans les conditions du site (contraintes in-situ) mais aussi sous l'effet de contraintes verticales effectives croissantes. On en a déduit alors la variation de la conductivité hydraulique en fonction des indices des vides et des contraintes effectives verticales.

A la fin du cycle de consolidation qui dure 24 heures, on a effectué le branchement permettant de mesurer la conductivité hydraulique de l'argile. Une différence de charge hydraulique initiale de 50 cm ±10 cm a été appliquée entre la base et la tête du spécimen testé. Notons que c'est un test à niveau descendant avec une charge avale constante. Comme pour le test de consolidation, on a lancé le chronomètre et pris les mesures du niveau d'eau dans le tube à 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 et 1440 minutes.

Il est à noter qu'il est impératif de garder la hauteur du spécimen constante pendant l'essai de perméabilité. Cela est possible en calant le bras de l'œdomètre. Si la hauteur venait à changer, la valeur de la conductivité hydraulique serait alors biaisée.

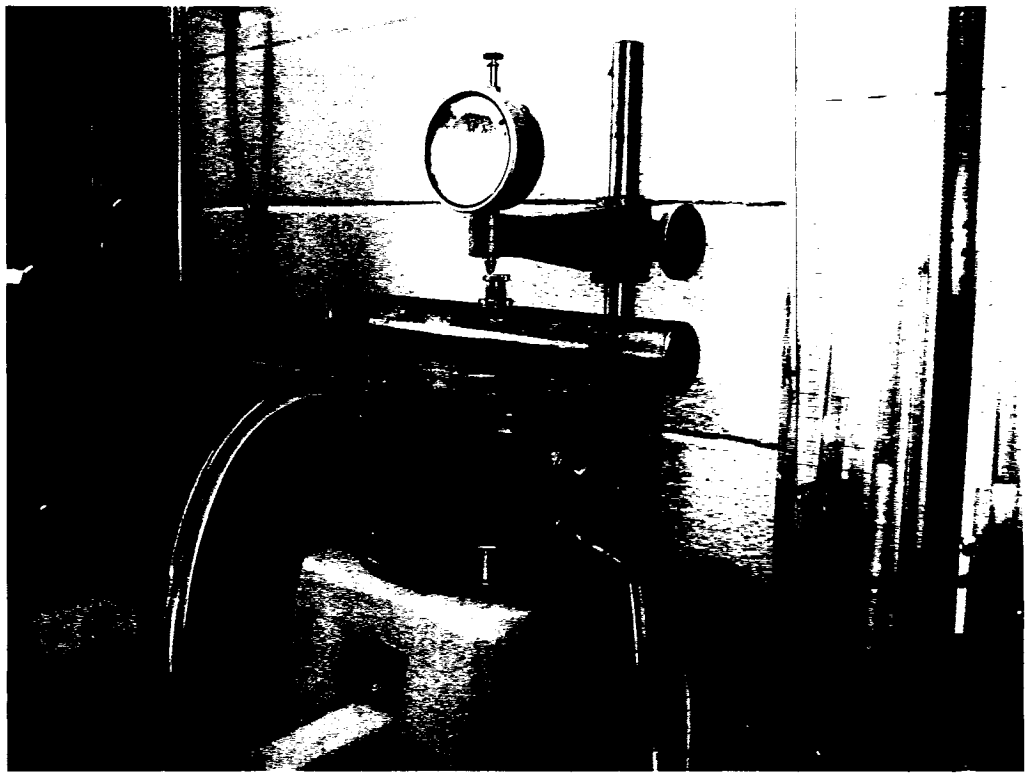


Figure 3.12 : Cellule œdométrique avec dispositif de mesure de la conductivité hydraulique utilisée lors de nos essais

D'après la figure 3.12, on aperçoit trois branchements sur la cellule œdométrique. Un tuyau branché en amont a permis de voir la variation du niveau d'eau dans le tuyau pendant l'essai, un tuyau branché en aval a donné la charge hydraulique du bol (Constante) et enfin un dernier tuyau a servi comme prise d'air.

Pendant l'essai, on s'assure qu'il n'y a pas de bulles d'air dans le système, que le levier sur lequel les charges sont exercées est bloqué pour empêcher la déformation du spécimen et que le bol est entièrement rempli d'eau pour prévenir l'intrusion de bulles d'air dans le système.

3.3.2.2. Méthodes de calculs

Tel que décrit dans la norme ASTM D 5856-95, la conductivité hydraulique dans le cas où la charge aval est constante est obtenue de la manière suivante :

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \qquad [16]$$

Avec,

a = Section de la burette d'entrée, cm^2

L = Hauteur du spécimen, cm

A= Section du spécimen testé, cm^2

t = Temps écoulé entre les mesures h_1 et h_2, s

h_i = Perte de charge au temps t_i, cm

Notons que pour tous les montages, les valeurs a et A sont constantes et respectivement égales à 0.08 cm^2 (aire du tube) et 31.88 cm^2 (aire de l'échantillon)

3.3.2.3. Résultats des essais

En utilisant l'équation [16] ci-dessus, on trace les valeurs de ln ($\Delta h_0/\Delta h_t$) versus t. Ce graphe permet d'obtenir pour chaque essai une droite dont la pente p est utilisée pour calculer la valeur de la conductivité hydraulique k.

Ci-dessous sur la figure 2.14, un exemple des calculs effectués. Le reste des résultats figure à l'Annexe 3.

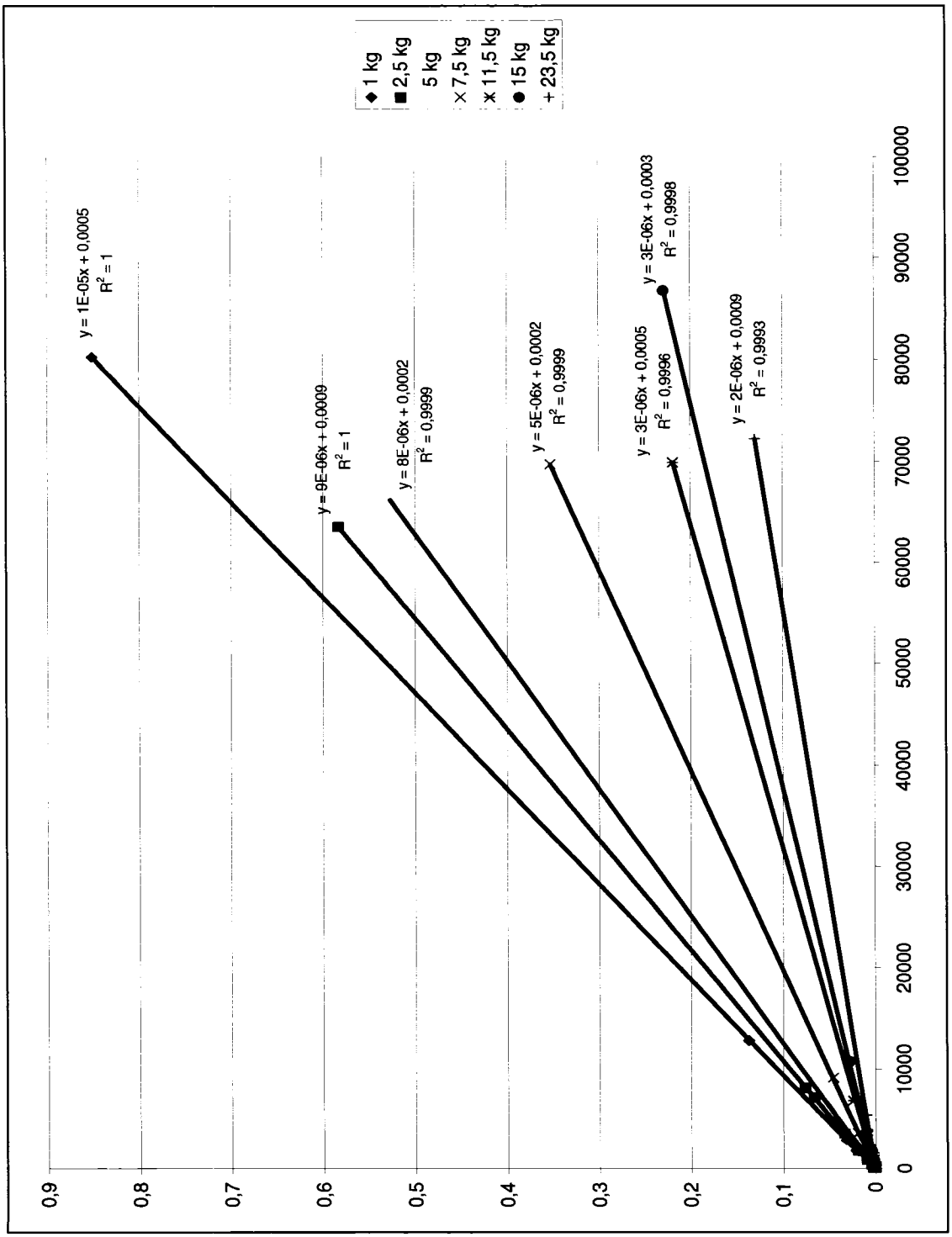


Figure 3.13 : Graphe de ln ($\Delta h_0/\Delta h_t$) versus t pour l'échantillon 20A H

On constate que plus la contrainte exercée sur l'échantillon d'argile est grande, plus la pente est petite. Donc la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation de la charge exercée. Le lien entre la valeur de k et la pente est déterminé comme suit (ASTM D5856):

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \Rightarrow \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{Ak}{aL} t$$

$$Donc, pente = \frac{Ak}{aL}$$

En effet, l'augmentation de la contrainte verticale effective crée le tassement de l'argile et donc une diminution de l'indice des vides.

Les valeurs de e_H et e_V ont été obtenus grâce à l'essai de consolidation sur œdomètre. e_H a été obtenue avec un montage horizontal et e_V avec un montage vertical.

Ci-dessous, dans le tableau 3-5 apparait une synthèse des résultats obtenus, notons que les valeurs de k_H et k_V sont des valeurs moyenne.

Tableau 3-5 : Conductivité hydraulique directe, indices des vides et pressions de préconsolidation

Ech.	Prof. (m)	σ'v (kPa)	Pc(kPa)	e_H	e_V	K_H (cm/s)	K_V (cm/s)	K_V/K_H	K_H (cm/s)	K_V (cm/s)
		34,6		1,889	1,926	5,09E-08	5,10E-08	1,00		
		86,5		1,868	1,906	5,06E-08	5,06E-08	1,00		
		173		1,788	1,805	3,93E-08	3,91E-08	0,99		
15B	4,32	259,5	200	1,469	1,520	4,35E-08	2,19E-08	0,50	5,08E-08	5,08E-08
		397,9		1,268	1,332	2,00E-08	1,22E-08	0,61		
		519		1,196	1,259	1,16E-08	1,18E-08	1,02		
		813,1		1,075	1,093	7,32E-09	7,30E-09	1,00		
		34,6		1,798	1,835	3,93E-08	4,99E-08	1,27		
		86,5		1,759	1,807	2,91E-08	4,94E-08	1,70		
		173		1,665	1,707	2,81E-08	3,81E-08	1,36		
11B	3,20	259,5	185	1,398	1,466	1,69E-08	2,17E-08	1,29	3,42E-08	4,96E-08
		397,9		1,191	1,282	1,15E-08	1,61E-08	1,39		
		519		1,122	1,207	7,46E-09	1,17E-08	1,57		
		813,1		0,966	1,064	3,45E-09	7,28E-09	2,11		
		34,6		1,912	1,922	4,98E-08	4,98E-08	1,00		
		86,5		1,869	1,879	3,93E-08	4,41E-08	1,12		
		173		1,797	1,812	4,31E-08	3,83E-08	0,89		
20A	5,67	259,5	205	1,554	1,565	2,62E-08	2,19E-08	0,83	4,46E-08	4,70E-08
		397,9		1,319	1,320	1,19E-08	1,19E-08	1,00		
		519		1,224	1,225	1,14E-08	1,14E-08	1,00		
		813,1		1,202	1,095	7,54E-09	7,15E-09	0,95		
		34,6		1,827	1,823	3,98E-08	4,43E-08	1,11		
		86,5		1,789	1,786	3,92E-08	4,37E-08	1,11		
		173		1,717	1,715	3,36E-08	3,79E-08	1,13		
20B	5,87	259,5	210	1,443	1,437	1,76E-08	1,70E-08	0,97	3,95E-08	4,40E-08
		397,9		1,178	1,170	7,86E-09	1,14E-08	1,45		
		519		1,087	1,085	7,53E-09	7,29E-09	0,97		
		813,1		0,968	0,961	6,92E-09	3,43E-09	0,50		
		34,6		1,844	1,926	4,48E-08	4,92E-08	1,10		
		86,5		1,811	1,906	4,92E-08	4,87E-08	0,99		
		173		1,773	1,805	4,90E-08	4,34E-08	0,89		
15A	3,66	259,5	195	1,679	1,520	4,69E-08	3,23E-08	0,69	4,70E-08	4,89E-08
		397,9		1,316	1,332	1,22E-08	1,19E-08	0,98		
		519		1,218	1,259	1,16E-08	7,61E-09	0,65		
		813,1		1,163	1,093	7,33E-09	3,59E-09	0,49		
		34,6		--	1,718	--	3,93E-08	--		
		86,5		--	1,669	--	3,86E-08	--		
		173		--	1,608	--	3,30E-08	--		
10A	2,74	259,5	170	--	1,388	--	2,16E-08	--	--	3,90E-08
		397,9		--	1,128	--	1,16E-08	--		
		519		--	1,037	--	1,11E-08	--		
		813,1		--	0,944	--	6,77E-09	--		
		34,6		--	1,682	--	4,98E-08	--		
		86,5		--	1,649	--	4,43E-08	--		
		173		--	1,595	--	3,37E-08	--		
10B	2,30	259,5	175	--	1,445	--	2,27E-08	--	--	4,71E-08
		397,9		--	1,158	--	1,21E-08	--		
		519		--	1,057	--	7,67E-09	--		
		813,1		--	0,940	--	7,24E-09	--		

Les résultats des essais directs sur cellule œdométrique sont présentés dans les figures 3.14 à 3.19 ci-dessous :

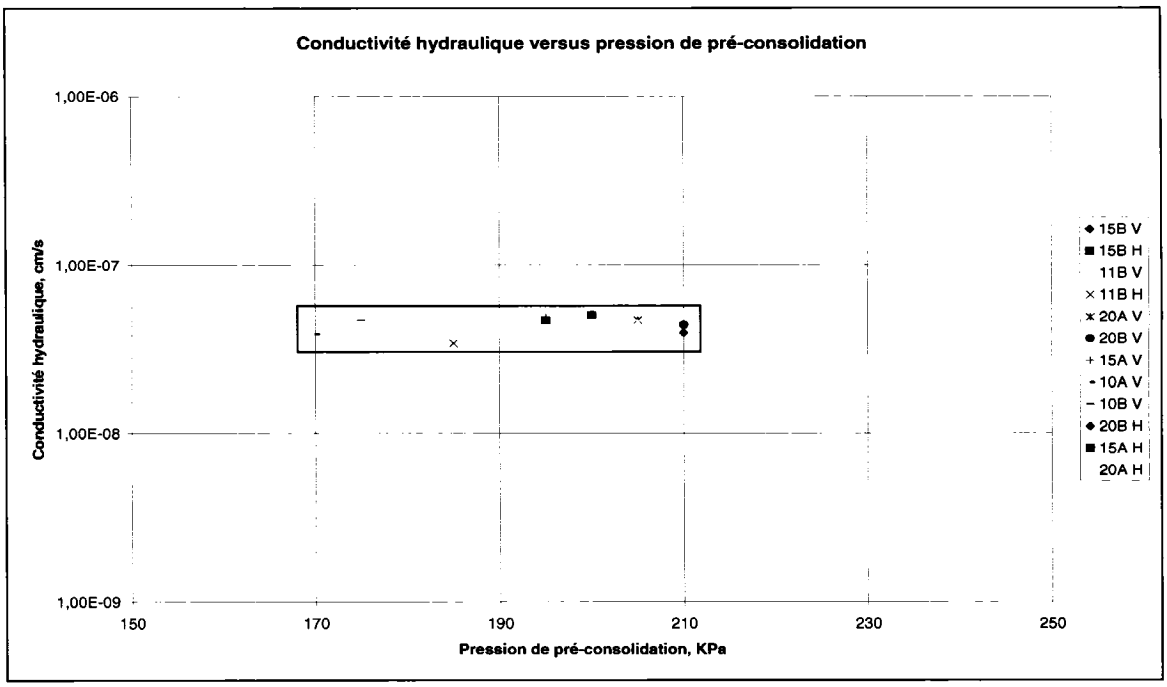


Figure 3.14 : Conductivité hydraulique versus pression de préconsolidation

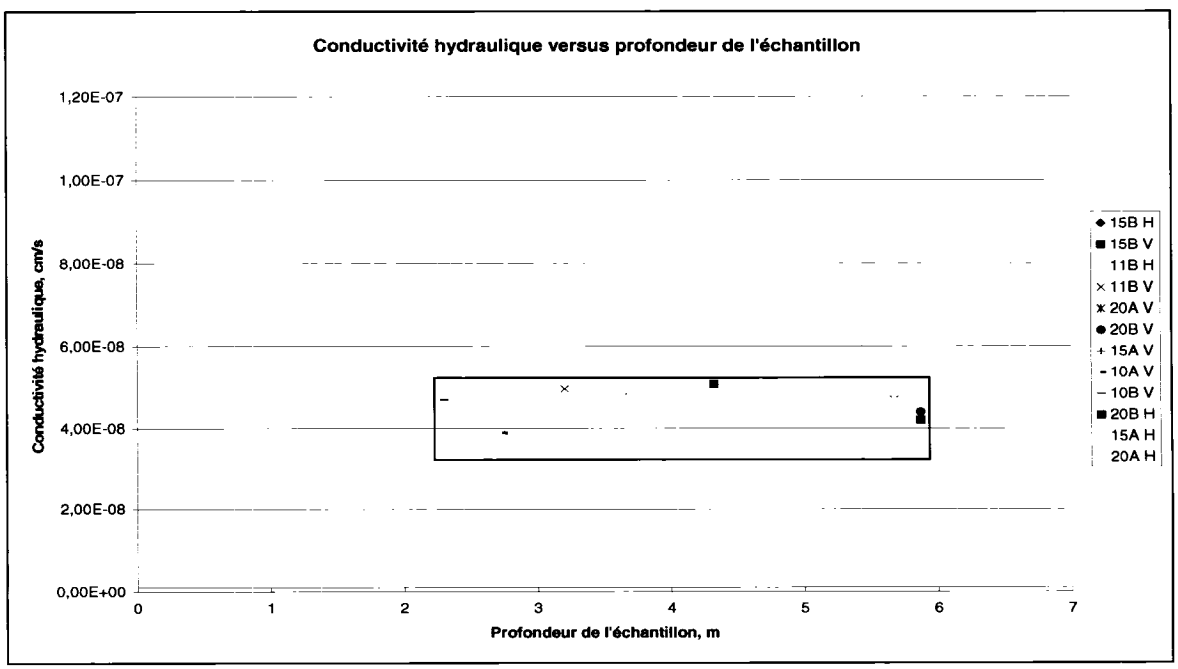


Figure 3.15 : Conductivité hydraulique versus profondeur de l'échantillon

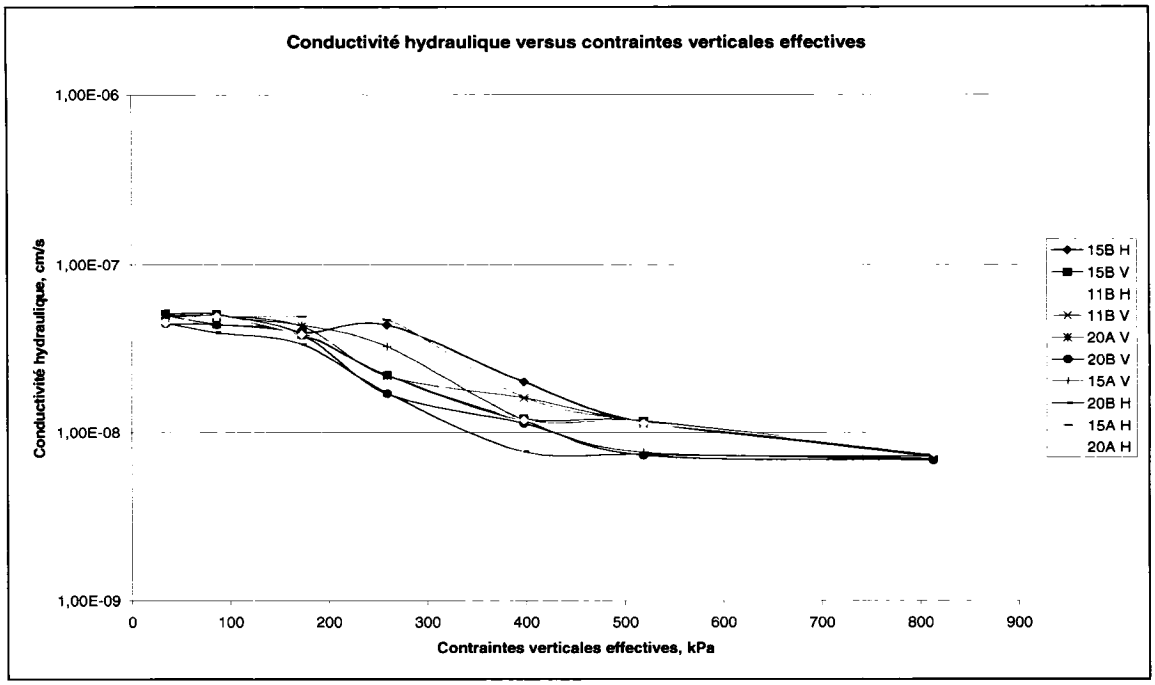


Figure 3.16 : Conductivité hydraulique versus contraintes verticales effectives

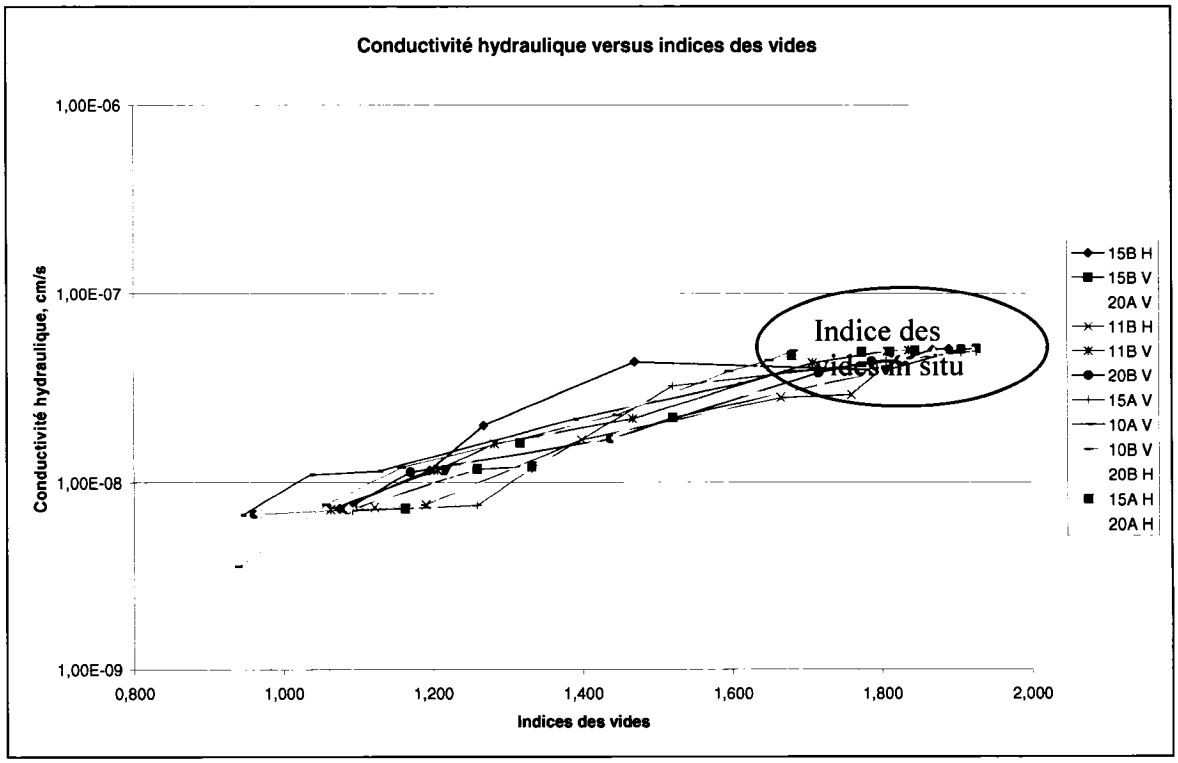


Figure 3.17 : Conductivité hydraulique versus indices des vides

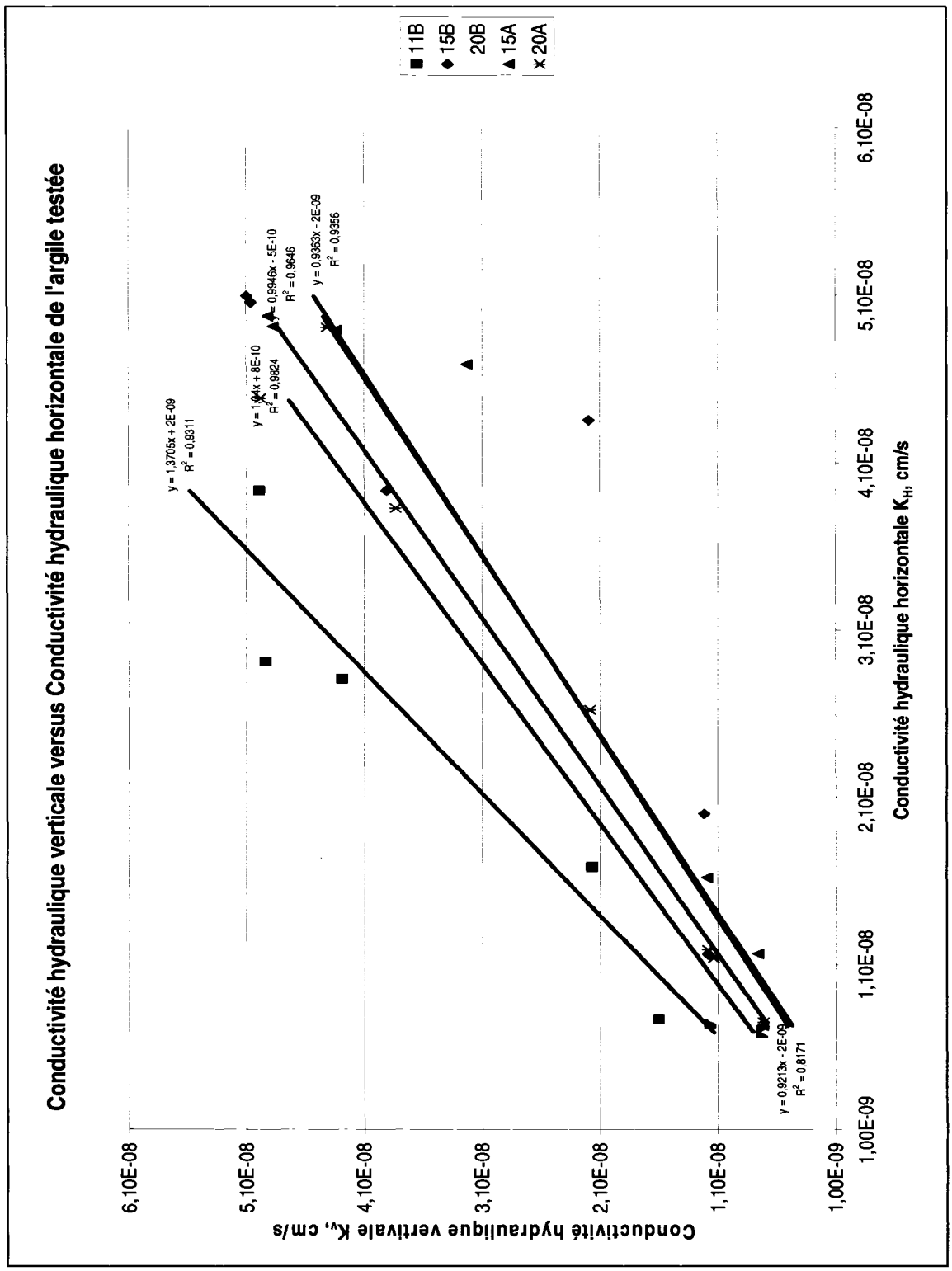


Figure 3.18 : Conductivité hydraulique verticale versus conductivité hydraulique horizontale pour chacune des contraintes

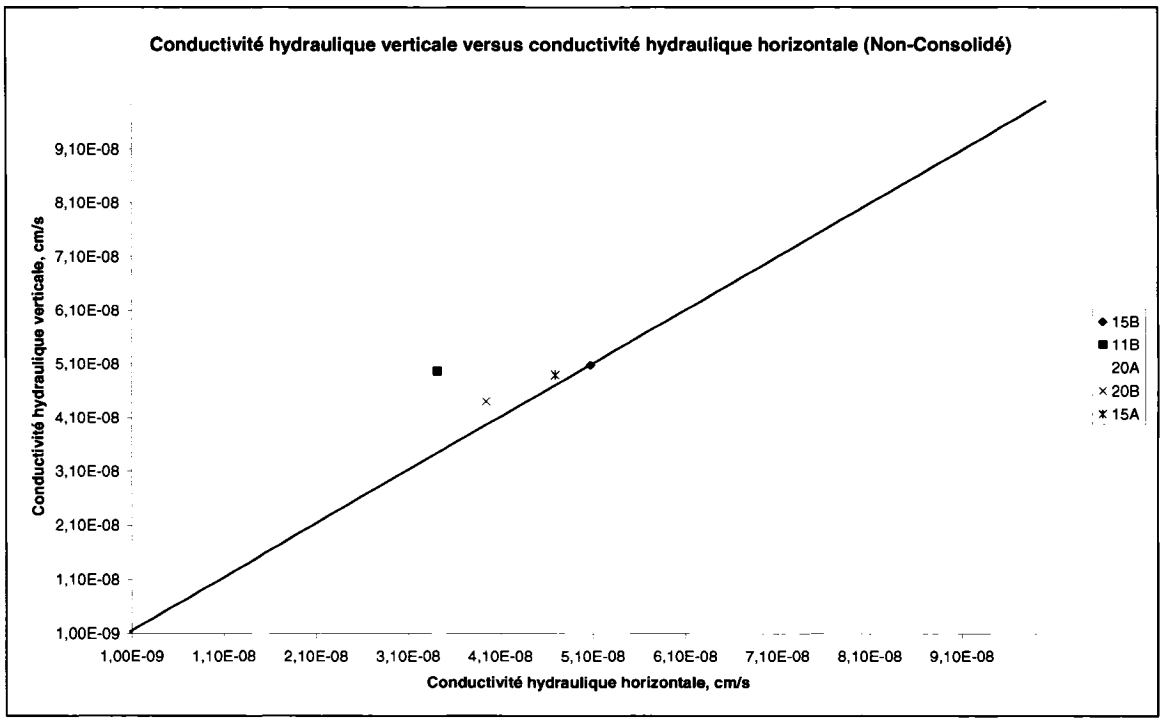


Figure 3.19 : Moyenne des Conductivité hydraulique verticales versus moyenne des conductivité hydraulique horizontales avant consolidation

Synthèse des essais directs de perméabilité

En ce qui concerne l'anisotropie de la conductivité hydraulique de l'argile, une étude menée par Olson et Daniel (1981) compilée à partir de différentes sources a montré que pour des argiles marines, le ratio $r_k=k_{h0}/k_{v0}$ se situe entre 1 et 1.5. Pour les argiles varvées, r_k varie entre 1.5 et 40.

Pour des argiles Canadiennes de type Champlain, il a été avéré que la conductivité hydraulique horizontale n'est pas très différente de la conductivité hydraulique verticale. Dans les essais sur œdomètre, r_k varie entre 0.91 et 1.42 avec une moyenne de 1.10. Tavenas et al. (1983) ont suggéré par contre que l'anisotropie de l'argile n'est pas un paramètre significatif et n'est pas influent dans la plupart des argiles d'origine marine.

En ce qui concerne notre étude, on a constaté que :

- L'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique de l'argile est de 10^{-8} cm/s. On constate que la moyenne de cette valeur avant d'atteindre la pression de préconsolidation se situe entre $3.42*10^{-8}$ cm/s et $5.08*10^{-8}$ cm/s (Tableau 3-5).
- La profondeur de l'échantillon n'a pas une influence sur les valeurs de la conductivité. D'après la figure 3.15, malgré la variation de la profondeur de 2 à 6m, la valeur de la perméabilité est restée dans l'intervalle entre $3*10^{-8}$ cm/s et $5*10^{-8}$ cm/s.
- La méthode de forage n'a pas un effet sur les valeurs de la conductivité hydraulique mesurée au laboratoire. En effet, les échantillons provenant des trous beurrés et non beurrés ont des conductivités hydrauliques voisines (Tous les échantillons proviennent des tubes à parois mince prélevés en avant du trou).
- La conductivité hydraulique de l'argile augmente avec l'augmentation de l'indice des vides et baisse avec sa diminution. En effet, plus le sol est tassé, plus la conductivité hydraulique est petite (Figure 3.17).
- En ce qui concerne la variation de la conductivité hydraulique en fonction des contraintes, on constate qu'avant d'atteindre les pressions de préconsolidation, la pente est à peu près horizontale (la perméabilité varie faiblement en fonction des contraintes verticales effectives). Dès que cette valeur est atteinte, la pente devient plus raide et on remarque que la conductivité hydraulique passe d'un ordre de grandeur de 10^{-7} cm/s à 10^{-8} cm/s. Vers la fin de l'essai, la pente se rétablit et k atteint un ordre de grandeur de 10^{-9} cm/s (Figure 3.16).
- La magnitude des conductivités hydrauliques est proportionnelle à la pression de consolidation utilisée dans l'essai.
- Cette argile est isotrope. En effet, dans la Figure 3.18, on constate que la pente du graphe de la conductivité hydraulique verticale versus conductivité hydraulique horizontale se situe entre 0.92 et 1.35.
- Même constat en ce qui concerne les valeurs de la conductivité hydraulique avant consolidation. On constate que pour tous les échantillons testés, le rapport K_V/K_H se situe entre 0.89 et 1.70 (Figure 3.19).
- L'isotropie de l'argile était prévisible. En effet, en analysant les courbes de consolidation, on constate que pour deux échantillons provenant du même tube, l'un

testé horizontalement et l'autre verticalement, les courbes de consolidations sont identiques et les indices des vides sont égaux à ±5%.

- Vu les résultats obtenus, on peut dire que la qualité de nos résultats est assez bonne. En effet, d'après Chapuis et Gill (1989) qui présentent les résultats obtenus à partir de plusieurs études, le rapport K_h/K_v varie entre 0.5 à 4.6. Dans notre cas, l'ensemble des résultats varie entre 0.49 et 2.11.
- Ces conclusions ne sont à présent valables que pour des essais directs de perméabilités.

3.4. Comparaison entre les méthodes conduites sur œdomètre

Nous avons donc conduit deux types d'essais sur la cellule œdométrique: Un essai direct de perméabilité à niveau descendant et un essai indirect où la valeur de la perméabilité a été calculée à partir du coefficient de consolidation.

Ci-dessous une comparaison des résultats obtenus dans ces deux situations (Tableau 3-6) :

Tableau 3-6 : Comparatif entre les résultats obtenus sur œdomètre

Échantillon	Charge (kPa)	$k_{(Taylor)}$ (cm/s)	$k_{(Direct)}$ (cm/s)
15A V	34,6	3,44E-07	4,98E-08
	86,5	6,59E-08	4,92E-08
	173	1,92E-07	4,90E-08
	259,5	3,78E-07	4,69E-08
	397,9	6,09E-08	1,62E-08
	519	7,56E-09	1,16E-08
	813,1	2,72E-09	7,33E-09
15A H	34,6	3,00E-07	4,92E-08
	86,5	6,61E-08	4,87E-08
	173	3,70E-07	4,34E-08
	259,5	5,55E-07	3,23E-08
	397,9	3,44E-08	1,19E-08
	519	7,98E-08	7,61E-09
	813,1	3,97E-08	7,18E-09
15B H	34,6	2,35E-07	5,10E-08
	86,5	6,85E-08	5,06E-08
	173	3,42E-09	3,91E-08
	259,5	3,34E-08	2,19E-08
	397,9	1,18E-07	1,22E-08
	519	1,59E-07	1,18E-08
	813,1	9,04E-08	7,30E-09
15B V	34,6	1,97E-07	5,09E-08
	86,5	8,02E-08	5,06E-08
	173	1,23E-07	3,93E-08
	259,5	2,65E-07	4,35E-08
	397,9	8,25E-08	2,00E-08
	519	1,82E-09	1,16E-08
	813,1	1,03E-09	7,32E-09
11B H	34,6	2,98E-07	4,99E-08
	86,5	1,30E-07	4,94E-08
	173	2,83E-07	4,29E-08
	259,5	3,04E-07	2,17E-08
	397,9	1,03E-07	1,61E-08
	519	1,95E-07	1,17E-08
	813,1	2,81E-08	7,28E-09
11B V	34,6	2,02E-07	3,93E-08
	86,5	1,61E-07	2,91E-08
	173	1,30E-07	2,81E-08
	259,5	1,94E-07	1,69E-08
	397,9	8,97E-09	7,70E-09
	519	9,14E-08	7,46E-09
	813,1	2,71E-08	6,91E-09

Échantillon	Charge (kPa)	$k_{(Taylor)}$ (cm/s)	$k_{(Direct)}$ (cm/s)
10B H	34,6	2,01E-07	4,98E-08
	86,5	6,93E-08	4,43E-08
	173	8,24E-08	3,86E-08
	259,5	1,21E-09	2,27E-08
	397,9	9,34E-09	1,21E-08
	519	6,38E-09	7,67E-09
	813,1	--	3,62E-09
20A H	34,6	2,92E-07	4,98E-08
	86,5	8,75E-08	4,41E-08
	173	2,76E-07	3,83E-08
	259,5	6,67E-08	2,19E-08
	397,9	4,86E-09	1,19E-08
	519	1,47E-08	1,14E-08
	813,1	1,30E-09	7,15E-09
20A V	34,6	2,20E-07	4,49E-08
	86,5	1,57E-07	4,91E-08
	173	5,33E-07	3,83E-08
	259,5	1,65E-07	2,62E-08
	397,9	5,64E-08	1,19E-08
	519	2,21E-08	1,14E-08
	813,1	1,78E-09	7,54E-09
20B H	34,6	3,87E-07	4,47E-08
	86,5	9,70E-08	3,92E-08
	173	6,44E-08	3,35E-08
	259,5	1,81E-08	1,72E-08
	397,9	1,58E-08	7,68E-09
	519	2,74E-08	7,37E-09
	813,1	1,82E-08	6,95E-09
20B V	34,6	1,36E-06	4,43E-08
	86,5	2,17E-07	4,37E-08
	173	1,97E-07	3,79E-08
	259,5	3,38E-07	1,70E-08
	397,9	1,44E-07	1,14E-08
	519	2,18E-07	7,29E-09
	813,1	2,18E-08	6,86E-09
10A H	34,6	3,95E-07	3,93E-08
	86,5	9,71E-08	3,86E-08
	173	2,86E-07	3,30E-08
	259,5	1,13E-07	2,16E-08
	397,9	5,30E-08	1,16E-08
	519	1,26E-08	1,11E-08
	813,1	3,05E-09	6,77E-09

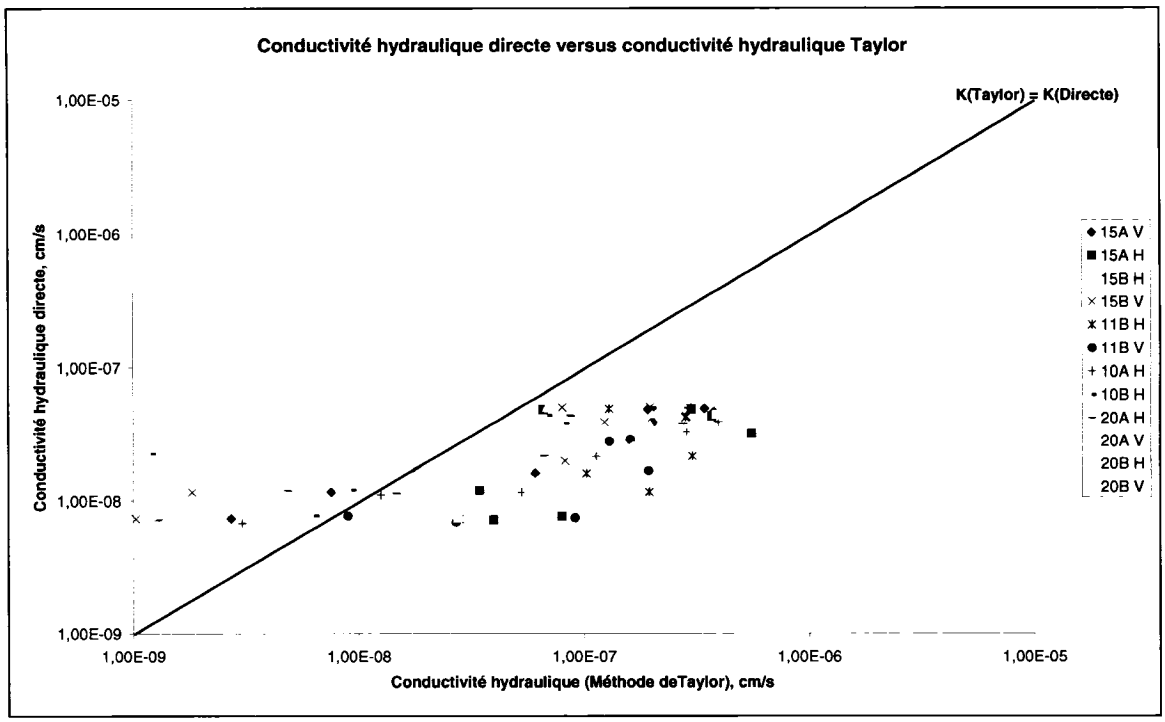


Figure 3.20 : Conductivité hydraulique directe versus Conductivité hydraulique indirecte (Méthode de Taylor)

En comparant les résultats obtenus (Figure 3.20 à partir des deux méthodes (directe et Taylor), on constate que ces valeurs ne sont proches que pour les faibles contraintes (i.e. à 34.6 kPa). Au-delà de cette valeur, on constate que pour la majorité des cas, les valeurs obtenues avec la méthode directe sont inférieures à celles obtenues avec la méthode de Taylor.

On a précédemment relevé plusieurs lacunes quant à l'utilisation de la méthode de Taylor. On pense que cette dernière implique plusieurs sources d'erreurs pouvant biaiser les résultats. On pourra grâce aux futurs essais confirmer la tendance et s'assurer de la légitimité des résultats obtenus en utilisant la méthode directe de mesure de la conductivité hydraulique.

3.5. Essais en cellule triaxiale

Les essais conduits sur les cellules triaxiales sont réalisés selon la norme « ASTM D 5084-00 : Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeater ».

Cette méthode peut être utilisée sur tous les types de spécimen (remaniés, compactés, intacts,...) dont la conductivité hydraulique est inférieure à 10^{-4} cm/s. Aussi, elle permet

d'évaluer la conductivité hydraulique à charge constante, à niveau descendant, à volume constant avec charge constante, à débit constant ou à volume constant avec niveau descendant.

3.5.1. Description de l'essai

L'essai en cellule triaxiale consiste à appliquer à l'échantillon une pression de confinement et à mesurer les différences de charges hydrauliques en fonction du temps. On obtient les valeurs des conductivités hydrauliques horizontales ou verticales dépendamment de la manière dont le sol est monté dans la cellule. Dans notre cas, on calcule les valeurs de la conductivité hydraulique verticale. Aussi, l'échantillon doit être saturé avant de lancer le test de perméabilité.

En premier lieu, après la préparation et le montage du spécimen, on procède à la saturation de ce dernier. Tout d'abord, on exerce plusieurs paliers de pression afin d'éviter de consolider notre argile. En effet, tout en conservant une différence de pression de 20.58 kPa entre la cellule et le système {tête+base} à chaque augmentation de palier, les pressions suivantes sont utilisées (Tableau 3-7):

Tableau 3-7 : Paliers de pressions utilisés pour saturer l'échantillon

Pression dans la cellule (kPa)	Pression du système {tête+base} (kPa)	Différence de pression (kPa)
48.26	27.58	20.58
82.74	62.16	20.58
123.46	102.88	20.58
165.48	144.90	20.58
248.22	227.64	20.58
372.33	351.75	20.58
482.65	462.07	20.58

Notons que pour une argile, le gradient hydraulique i exercé doit être inférieur à 10 pour éviter une migration des particules fines ou bien la consolidation (ASTM D 5048-00).

L'écoulement pendant la saturation se fait du bas vers le haut et le test de perméabilité du haut vers le bas de l'échantillon.

Vu la faible conductivité hydraulique des échantillons testés, la phase de saturation prend environ une semaine et la plupart de nos essais de perméabilité sont conduits sur une période allant de 24 à 48 heures. Les résultats ne sont considérés validés que lorsqu'on obtient un volume d'entrée égal à ±5% du volume de sortie : cela indique que le spécimen est à saturation constante.

Notons aussi que durant nos essais, plusieurs problèmes ont entravé la bonne démarche de ces derniers. Premièrement, plusieurs fuites ont été décelées dans les cellules et au niveau des raccords. Puis en second lieu, d'autres fuites ont été détectées au niveau des burettes.

Les figures 2.21, 2.22 et 2.23 ci-dessous montrent les cellules utilisées, le dispositif de pressurisation du système et les composantes de ce dernier.

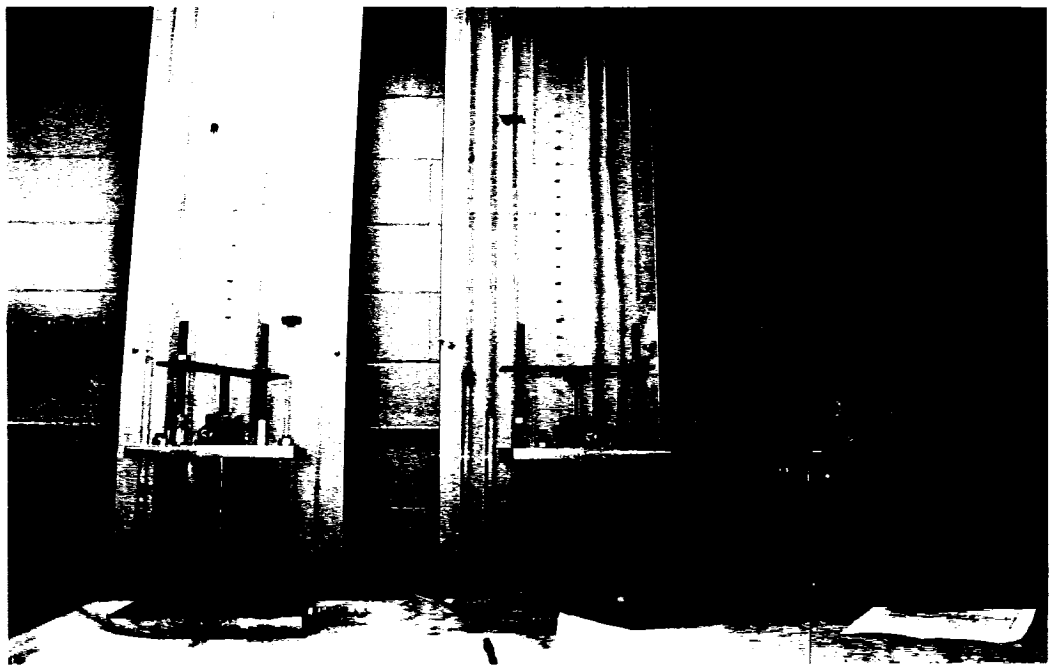


Figure 3.21 : Cellules triaxiales utilisées lors des essais

On peut voir sur la figure 3.21 ci-dessus les cellules triaxiales utilisées dans nos essais. On peut aussi voir sur la figure 3.22 les jauges de pressions et le dispositif permettant de pressuriser les cellules.

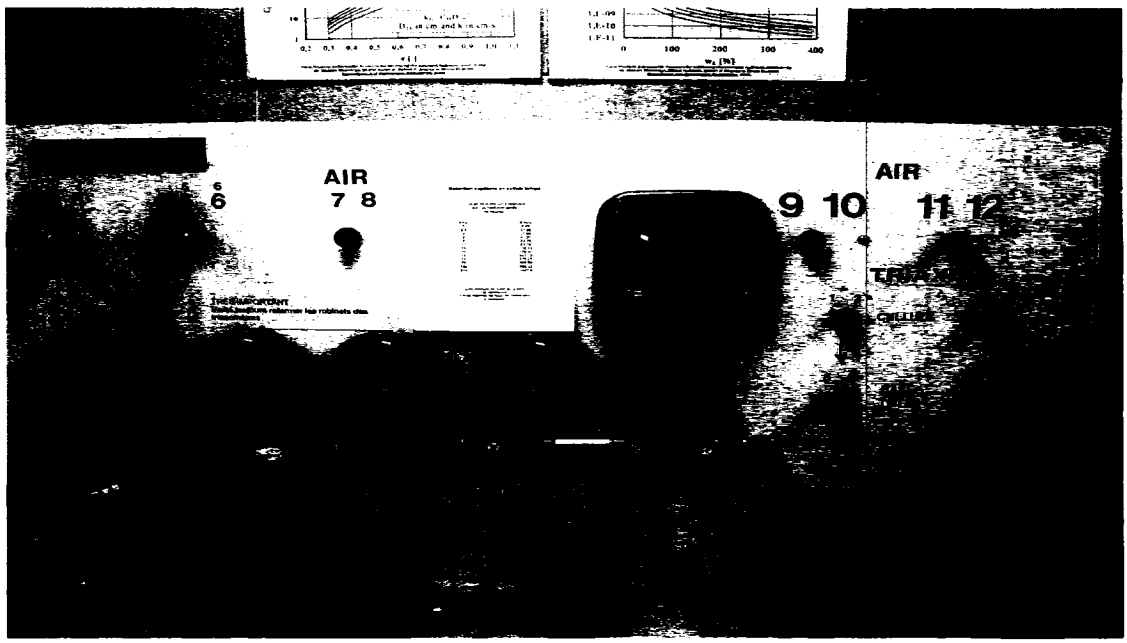


Figure 3.22 : Panneau de réglages des pressions pour les cellules triaxiales

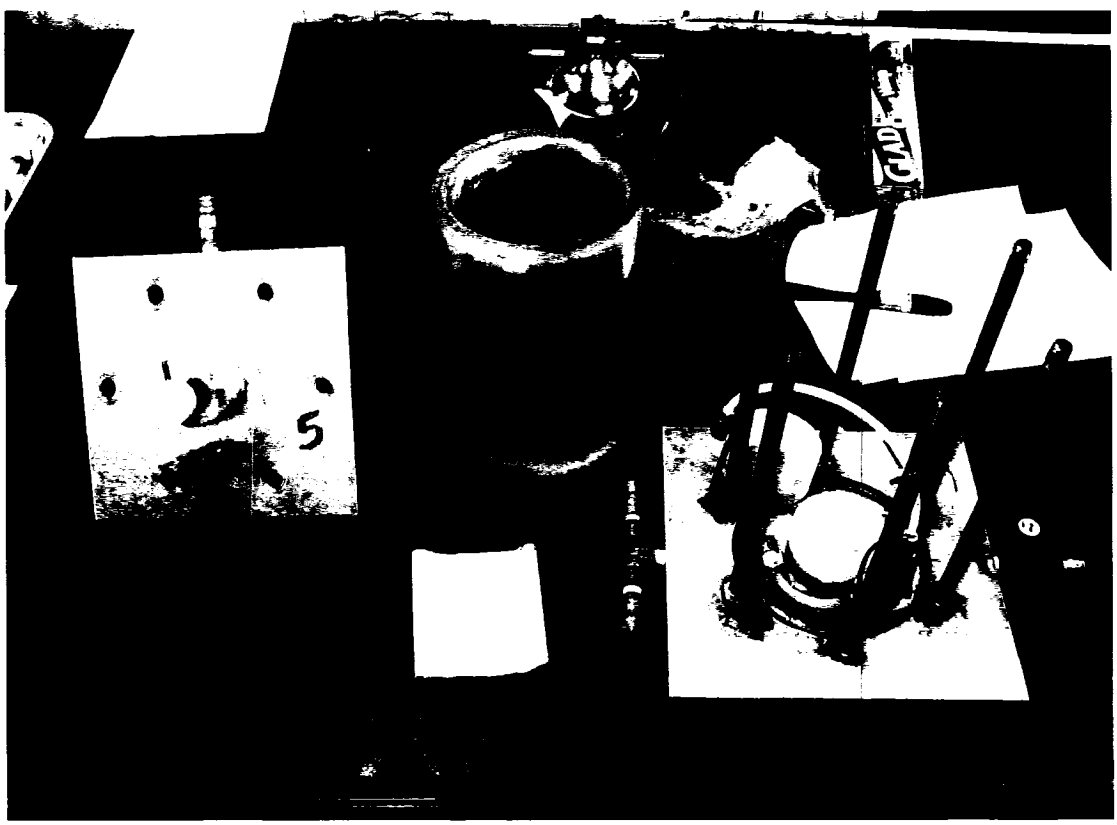


Figure 3.23 : Composantes d'une cellule triaxiale

Dans la figure 3.23 ci-dessus, on aperçoit les composantes de la cellule triaxiale. Une éprouvette de sol entourée d'une membrane a été placée dans la cellule. Avant de commencer l'essai, l'éprouvette a été saturée en eau.

3.5.2. Méthodes de calculs

Pour calculer les valeurs de la conductivité hydraulique selon la norme ASTM D 5084-00, la formule suivante est utilisée (Niveau de la burette amont descendant et aval remontant) :

$$k = \frac{a_{in} \cdot a_{out} \cdot L}{(a_{in} + a_{out}) \cdot A \cdot \Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \qquad [17]$$

Avec,

a_{in}= section de la burette d'entrée, cm^2

a_{out}= section de la burette de sortie, cm^2

L = Longueur de l'échantillon, cm

h_1= différence de charge hydraulique au temps t_1, cm

h_2 = différence de charge hydraulique au temps t_2, cm

A = Section de l'échantillon, cm^2

Δt = Temps écoulé entre h_1 et h_2, s

3.5.3. Résultats des essais

Les résultats des essais (conductivités hydrauliques, teneurs en eau et propriétés géométriques du spécimen) apparaissent en Annexe 4.

Ci-dessous, le tableau 3-8 et les figures 3.23 et 3.24 résument les principaux résultats obtenus :

Tableau 3-8 : Propriétés de l'essai et conductivités hydrauliques

Échantillon	Profondeur (cm)	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	e	$i_{initial}$ (cm/cm)	K (cm/s)
10A	280	9,006	6,99	1,77	10	8,65E-08
10B	213	5,705	6,95	1,72	10	2,38E-07
11B	282	7,724	6,92	1,86	10	8,40E-08
15A	402	8,032	6,95	1,83	10	1,47E-07
15B	437	10,112	6,89	1,94	10	4,78E-07
20A	594	9,579	6,95	1,96	10	1,20E-07
20B	582	5,198	6,95	1,88	10	7,23E-08

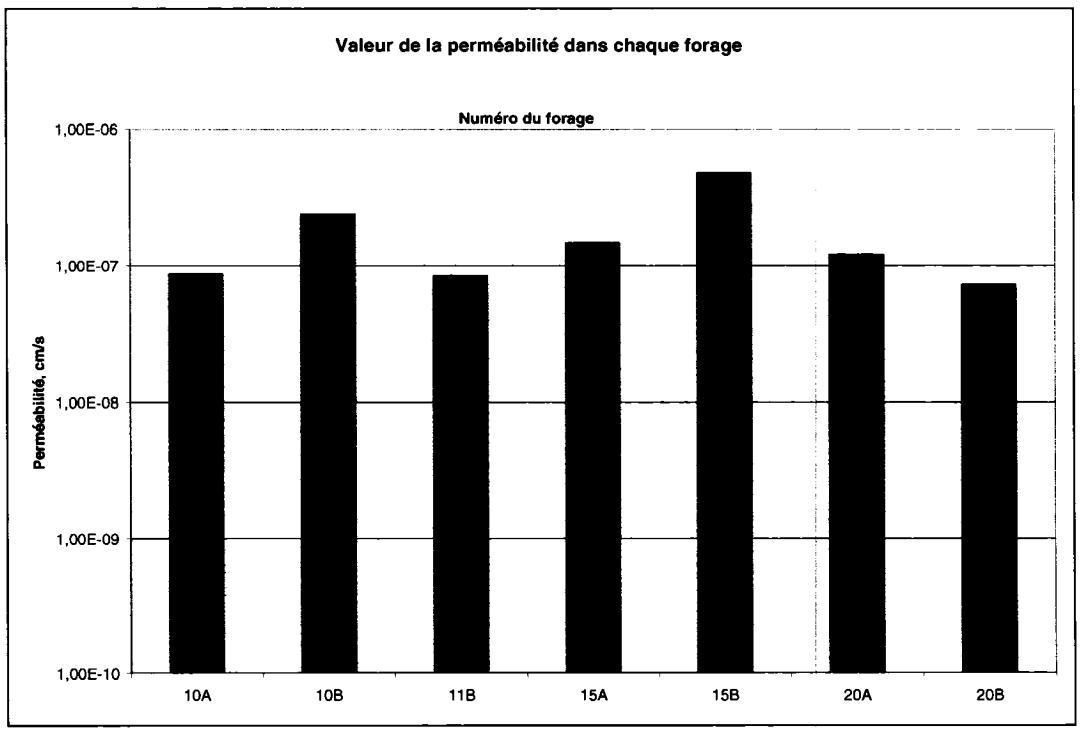


Figure 3.24 : Valeur de la conductivité hydraulique en cellules triaxiales

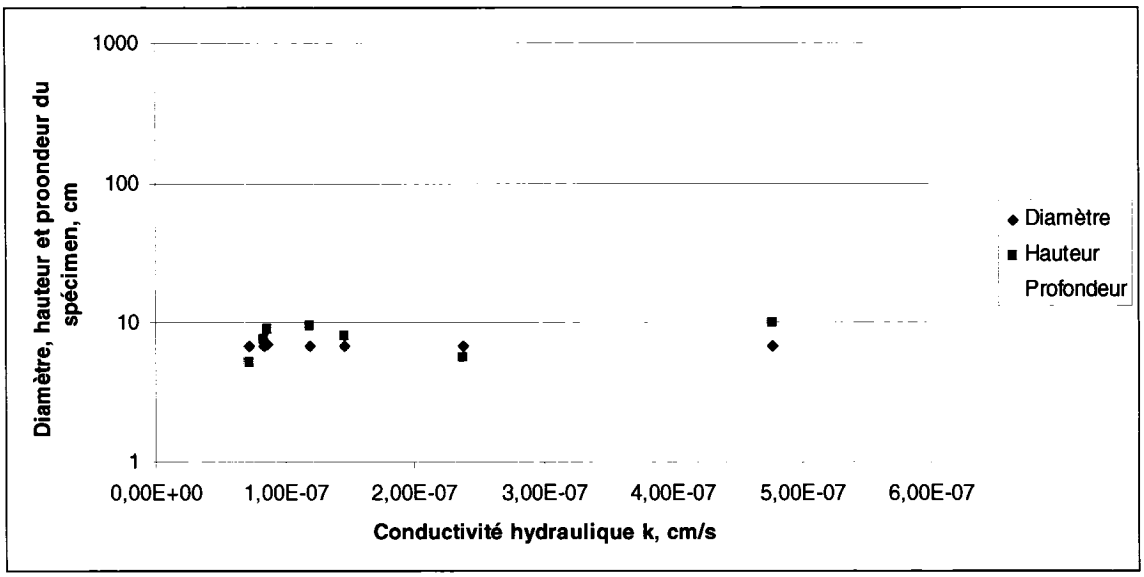


Figure 3.25 : Diamètre, hauteur et profondeur du spécimen versus conductivité hydraulique

3.5.4. Discussions sur les résultats des essais sur cellules triaxiales

D'après les résultats des figures 3.24 et 3.25 ci-dessus, on constate que :

- Tous les résultats obtenus se situent entre $7.23*10^{-8}$ et $4.78*10^{-7}$ cm/s. On estime donc que les valeurs de k mesurées par les cellules triaxiales ont toutes le même ordre de grandeur (Figure 3.24).
- La moyenne de toutes les conductivités hydrauliques obtenue est de $1.75*10^{-7}$ cm/s.
- Le rapport entre la plus grande valeur et la plus petite valeur obtenues k_{max}/k_{min} est de 6.61. Les indices des vides e varient entre 1.72 et 1.96 (Tableau 3-8).
- Les spécimens testés proviennent tous des tubes à paroi mince. On ne peut pas constater l'influence de la méthode de forage (préparation de la lanterne) sur les résultats. En effet, la valeur maximale obtenue du rapport de la conductivité hydraulique dans un trou beurré (argile remaniée) par rapport à cette valeur dans le même trou non-beurré (argile non remaniée) ne dépasse pas 3.25.($(K_{Beurré}/K_{Non\text{-}Beurré})_{max}<3.25$)
- Les échantillons n'ayant ni les mêmes dimensions (hauteurs et profondeurs) ni les mêmes propriétés physiques (Teneurs en eau, limites de liquidité, limites de

plasticité et indices des vides) et les essais n'ayant pas été conduits sur la même cellule, il est normal d'obtenir ces petites variations (Tableau 3-8).

- Grâce aux montages sur les cellules triaxiales, on peut tester des spécimens dont la hauteur dépasse largement 20 mm. Dans notre cas, on a utilisé des hauteurs de 100 mm environ. Cela résout la problématique liée à la représentativité d'un échantillon court de 2 cm (Essai sur œdomètre).
- Les problèmes liés à la consolidation de l'argile sont évités dans notre cas. En effet, et d'après les essais menés précédemment sur les cellules œdométriques, on a relevé une pression de consolidation variant entre 170 et 210 kPa pour l'ensemble des échantillons testés. Lors de ces essais sur cellules triaxiales, et afin d'éviter une consolidation, on a confiné les échantillons à une différence de pression effective de 20.7 kPa. Cette valeur étant largement inférieure aux pressions de consolidation.
- La loi de Darcy est vérifiée et valable pour le gradient hydraulique i=10 cm/cm utilisé sur tous nos échantillons. Ce résultat confirme celui de Tavenas et al. (1983) qui affirme que « La loi de Darcy est valide dans des argiles naturelles pour les gradients de 0.5 à 50 ».
- Vue la faible perméabilité des argiles, il faut s'assurer qu'aucune fuite n'existe au niveau des connexions de la cellule avec les burettes et/ou au niveau des connexions au sein de la cellule elle-même. En cas de fuites, les résultats sont biaisés et les volumes d'entrée et de sortie d'eau ne sont jamais égaux.
- Dans la figure 3.25, on constate que la conductivité hydraulique estimée sur la cellule triaxiale n'est pas influencée par les petites variations du diamètre e l'échantillon et de sa hauteur. La profondeur de l'échantillon n'a non plus aucun effet sur les valeurs de la conductivité hydraulique.

CHAPITRE 4 : ESSAI DE PERMÉABILITÉ IN SITU

4.1. Travaux de terrain : forages et installation des piézomètres

Les travaux de terrain décrits dans ce document comprennent huit sondages à la tarière destinés à l'installation de huit piézomètres hydrauliques à quatre profondeurs différentes. Initialement, des profondeurs de 3, 4.5, 6.10 et 7.60 mètres devaient être atteintes. Mais, par la suite, à cause de la nature de l'argile, de la méthode de forage utilisée, et des moyens mis à notre disposition (foreuse), ces profondeurs ont été revues et varient entre un minimum de 2.59 m et un maximum de 6,10 m.

Deux méthodes ont été utilisées pour forer la partie accueillant la lanterne :

- Un tube à paroi mince d'un diamètre intérieur de 73.5 mm est utilisé pour obtenir un fond non remanié et une paroi latérale peu remaniée (découpée). La lanterne est installée dans le trou formé par le tube à paroi mince.
- Le trou obtenu par le tube à paroi mince est élargi en diamètre par la tarière qui remanie le fond et la paroi latérale. La lanterne est installée dans le trou élargi par la tarière (trou beurré).

Les essais dans les huit piézomètres devraient montrer si la méthode de préparation de la lanterne (remaniement de la paroi argileuse) influence la qualité de l'essai de perméabilité in situ.

Des essais de perméabilité à niveau descendant et remontant ont été effectués.

Un échantillon d'argile intacte a été prélevé à l'aide du tube à paroi mince dans chacun des huit forages effectués. Cet échantillon a été extrait dans le laboratoire par une technique au piston minimisant le remaniement et conservé pour servir dans les tests de laboratoire.

La foreuse utilisée est une petite foreuse de type mobile (Figure 4.1). La tarière pleine est composée de segments de 0.91 ou 1.52 mètres de longueur, liés entre eux à l'aide de boulons et d'écrous et permet de réaliser des trous de forage de 10 cm de diamètre.

Figure 4.1 : Foreuse mobile utilisée pour l'installation des piézomètres

Les piézomètres installés sont en PVC. La partie inférieure du piézomètre, d'un diamètre de 3.17 centimètres, comporte une crépine dont les ouvertures sont de 0.0254 mm. La partie supérieure, d'un diamètre de 5,08 centimètres, a une longueur qui dépend de la profondeur du forage.

On utilise du sable comme filtre autour de la crépine (lanterne), de la bentonite pour sceller le piézomètre ou parfois pour imperméabiliser le fond du forage lors d'éboulements des parois et finalement un mélange de bentonite et de sable (LD16 et sable 00) pour combler le vide jusqu'à la surface.

Une description des tâches quotidiennes et les détails concernant chaque forage et les observations effectuées à chaque étape sont présentés en Annexe 11.

La figure 4.2 et le tableau 4-1 ci-dessous montrent les dimensions utilisées dans les installations.

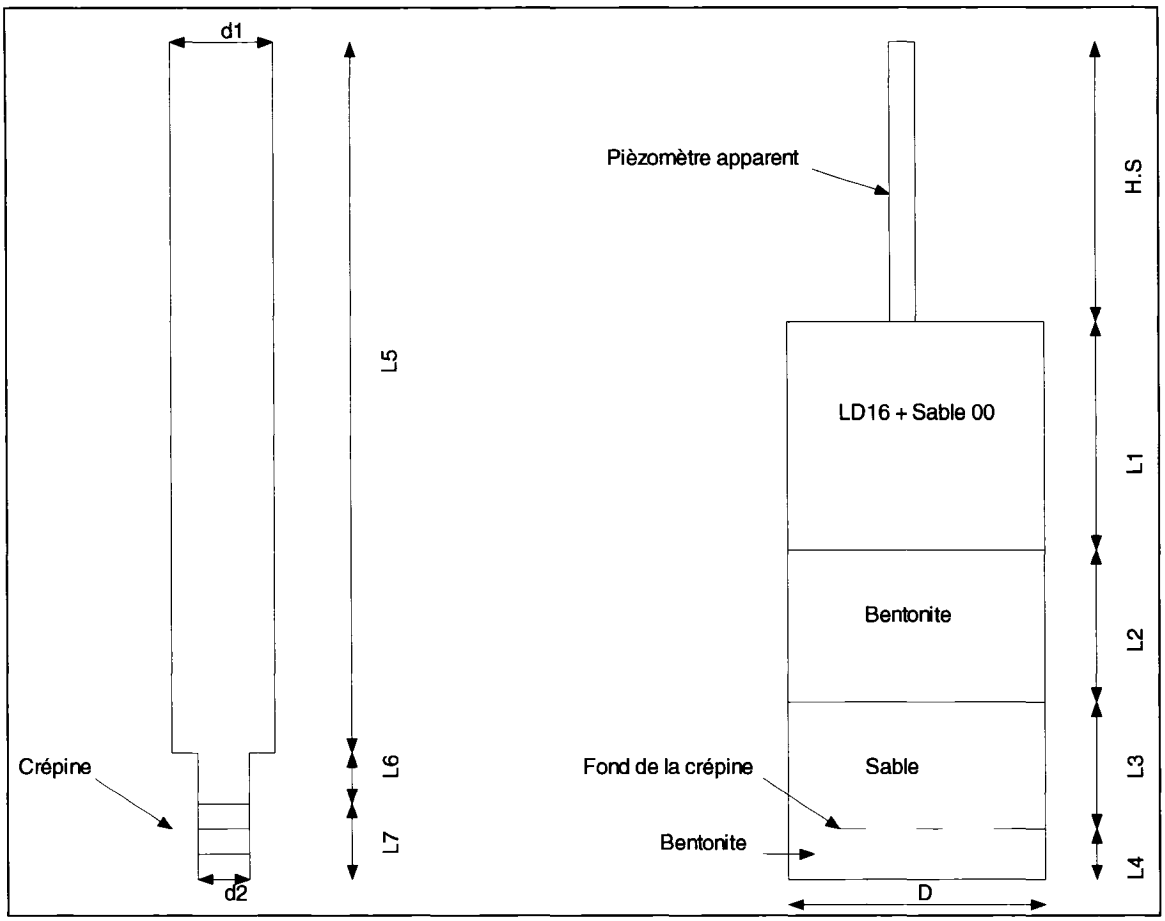


Figure 4.2 : Dimensions du piézomètre et du trou de forage

On peut résumer les dimensions de chaque piézomètre et de chaque forage dans le tableau 4-1 ci-dessous.

Tableau 4-1 : Dimensions du piézomètre et du trou de forage

		Piézomètre						
		20A	**15B**	**11B**	**10B**	**10A**	**15A**	**20B**
Dimensions en cm	**H.S**	92	102	120	94	94	109	126
	L1	282	247	--	104	87	255	383
	L2	267	83	--	56	82	113	136
	L3	53	70	55	52	59	60	43
	L4	10	20	8	4	13	6	66
	D	10	7,35	7,35	7,35	10	10	7,35
	L5	614	420	319	224,5	244	465,5	607
	L6	40	41,5	35	43	37,8	32,8	41
	L7	40	40,5	41	40,5	40,2	40,7	40
	d1 (int.)	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08	5,08
	d2 (int.)	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17	3,17
	d2 (ext.)	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81	3,81

On aperçoit aussi sur la figure 4.3 ci-dessous toutes les installations de piézomètres réalisées dans le cadre de cette étude.

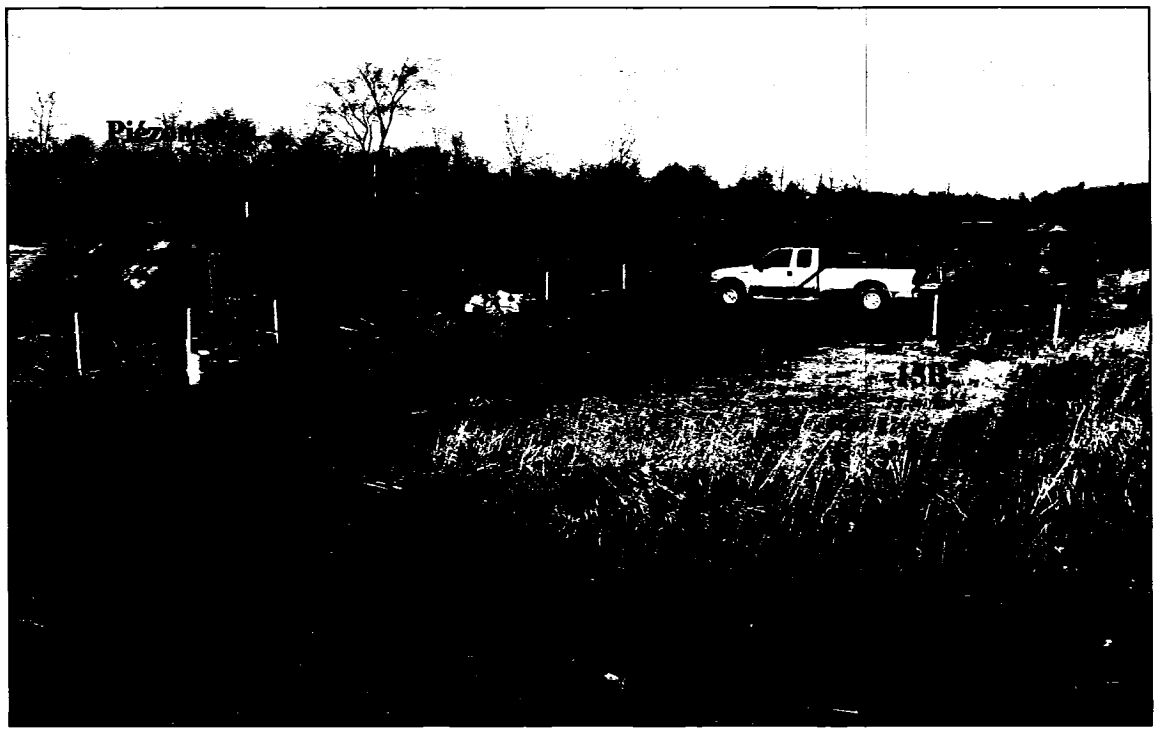


Figure 4.3 : Vue d'ensemble montrant toutes les installations

4.2. Essai à charge variable et méthodes d'interprétation

L'essai à charge variable à niveau remontant consiste à vider partiellement et rapidement le tube du piézomètre. On note la remontée de l'eau dans ce dernier en fonction du temps. Plusieurs méthodes existent pour interpréter les résultats de ces tests, on cite notamment les méthodes de Hvorslev (1951), Bouwer et Rice (1976), Cooper et al. (1967), Nguyen et Pinder (1984) et la méthode du graphique des vitesses.

Pour un essai à charge variable (niveau remontant), Chapuis (1998) affirme que si la déformation du sol est négligeable, la valeur du flux à travers l'interface entre le sol saturé et la lanterne « Filter pack » est obtenue comme suit :

$$Q_{inj} = Q_{sol} = ckH \qquad [17]$$

Avec: c : Coefficient de forme de la zone d'injection, cm

k : Conductivité hydraulique saturée, cm/s

H : Charge hydraulique appliqué, cm

Q_{inj} : Débit dans le tuyau d'injection, cm^3/s

Q_{sol} : Débit dans le sol, cm^3/s

$$Q_{inj} = -S_{inj}(dH/dt) \qquad [18]$$

avec: $S_{inj} = \pi d^2/4$

d : Diamètre intérieur du tube d'injection

À partir des équations [17] et [18], on obtient :

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{-kc}{S_{inj}}H$$

$$\frac{dH}{H} = -\frac{-kc}{S_{inj}}dt \qquad [19]$$

On obtient l'équation ci-dessous, dite équation de Hvorslev (1951) :

$$\ln(\frac{H_1}{H_2}) = -(\frac{kc}{S_{inj}})(t_1 - t_2) = -kC(t_1 - t_2) \qquad [20]$$

avec: H_1, H_2 : Différence de charges aux temps $t_1$et t_2, cm

$C = c/S_{inj}$

La valeur de k (avant correction) est obtenue à partir de l'équation de Hvorslev (1951).

$$pente = p = -\left(\frac{kc}{S_{inj}}\right) = -kC$$

$$\Rightarrow k = -\left(\frac{pS_{inj}}{c}\right) = -\frac{p}{C}$$

Plusieurs méthodes sont proposées pour calculer la valeur de c dépendamment de la nature de l'essai. On se contentera ici de citer les plus utilisées.

Ainsi, pour un essai en bout de tubage (CAN/BNQ 2510-130, 1988), Taylor (1948) recommande :

$$c = 2.75D$$

$$\Rightarrow C = \frac{11D}{\pi * d^2}$$

Avec : D : Diamètre de l'ouverture d'où l'eau est injectée, cm

Pour un essai de type Lefranc (CAN/BNQ 2510-135, 1988), avec une lanterne de longueur L et un diamètre D et si on suppose que les frontières sont très éloignées de la zone d'injection, le coefficient de forme c est obtenu comme suit (Figure 4.4) :

$$c = \frac{2\pi L}{\ln(\frac{2L}{D})} \qquad \text{Pour } \frac{L}{D} \geq 4 \qquad [21]$$

$$c = 2\pi D\left[\frac{L}{D} + 0.25\right]^{0.5} \qquad \text{Pour } 1 \leq \frac{L}{D} \leq 8 \qquad [22]$$

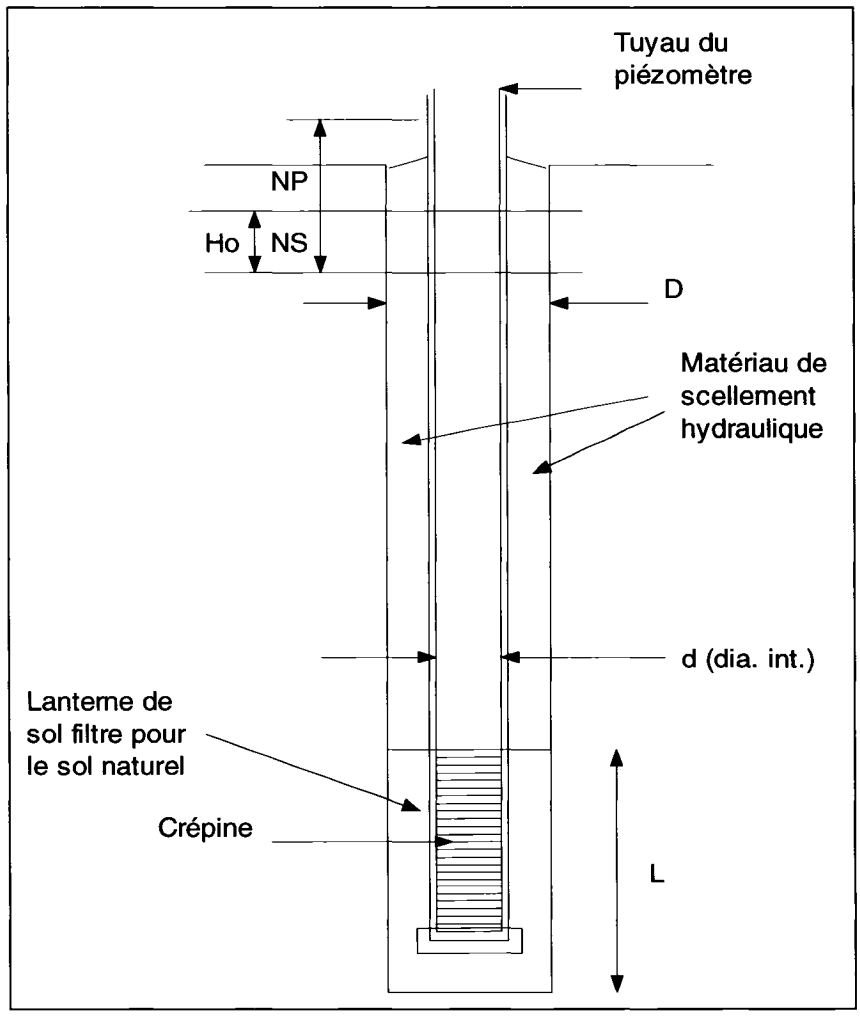


Figure 4.4 : Paramètres géométriques pour l'essai dans un piézomètre
(D'après : Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Robert P. Chapuis (1999).)

Méthode des graphes de vitesse

D'après l'équation [20] ci-dessus, on suppose que ln H versus t est une droite. Dans les conditions pratiques, c'est rarement le cas. Le niveau d'eau dans le tube du piézomètre fluctue très lentement à cause du délai (« Time Lag »). Le niveau statique apparent de l'eau est différent du niveau piézométrique réel. Cela va engendrer une propagation d'erreur car le niveau d'eau choisi est la référence dans tous les calculs de charges effectués. Une correction est donc nécessaire.

La valeur réelle de H, notée H_r, est la différence entre la valeur de H, H_a et l'erreur du niveau piézométrique H_o assumés.

$$H_r = H_a - H_0 \qquad [23]$$

En remplaçant dans l'équation [17], on obtient :

$$Q_{inj} = Q_{soil} = ckH_r = ck(H_a - H_0)$$

$$Q_{inj} = -S_{inj}(\frac{dH_r}{dt}) = -A_{inj}\frac{dH_a}{dt}$$

$$\frac{dH_r}{dt} = \frac{dH_a}{dt} = -\frac{kc(H_a - H_0)}{S_{inj}}$$

$$\frac{dH_r}{H_r} = \frac{dH_a}{(H_a - H_0)} = -\frac{kc}{S_{inj}}dt$$

$$\ln(\frac{H_{r_1}}{H_{r_2}}) = \ln(\frac{H_{a_1} - H_0}{H_{a2} - H_0}) = -\frac{kc}{S_{inj}}(t_1 - t_2) = -kC(t_1 - t_2)$$

$$y = H_a = -\frac{dH_a}{dt}(\frac{S_{inj}}{kc}) + H_0 = x(\frac{S_{inj}}{kc}) + H_0 = px + H_0 \qquad [24]$$

D'où, $K = \frac{C}{p}$ et l'intersection avec l'axe des y donne la valeur de H_o (D'après équation [24] ci-dessus).

4.3. Notion de « Time LAG »

La première série d'essais in situ a débuté en fin Décembre 2005, environ cinq semaines après l'installation du dernier piézomètre. Ce délai entre l'installation et la prise de mesures est nécessaire : Le sol étant de nature argileuse, il faut des semaines voire des mois pour pouvoir atteindre un niveau d'eau stable dans le piézomètre.

Ce délai a été exposé par Hvorslev (1951) et nommé « Time lag ». Ce dernier dépend des dimensions de l'appareil de prise de mesure (pressions)- le piézomètre dans notre cas- et est inversement proportionnel à la conductivité hydraulique du sol. Le délai « Time lag » peut être calculé par la formule ci-dessous :

$$T = \frac{V}{q} = \frac{AH}{FkH} = \frac{A}{Fk} \qquad [25]$$

F : Coefficient de forme (de la lanterne), cm

k : Conductivité hydraulique, cm/s

A : Aire de la section du piézomètre, cm^2

Donc, pour un sol argileux caractérisé par une conductivité hydraulique se situant entre 10^{-9} et 10^{-7}cm/s, le « Time lag » sera assez important en comparant avec des sols silteux ou sablonneux. Le délai « Time Lag » étant inversement proportionnel à la conductivité hydraulique, donc plus la conductivité hydraulique est petite, plus le « Time lag » est grand.

La collecte des niveaux d'eau a été effectuée par des techniciens travaillant sur le site BFI-Lachenaie, avec une sonde manuelle en un premier temps, puis avec des capteurs de pressions électronique dans un deuxième temps. La collecte des données manuelle a été effectuée à une fréquence quotidienne pendant les périodes s'étalant du 12 Décembre 2005 au 05 Janvier 2006 et du 10 au 21 Avril 2006. Le choix de cette fréquence de prélèvement est dû au fait que le niveau d'eau varie très lentement dans cet aquitard et qu'il est antiéconomique de mobiliser une personne sur le terrain pour prendre des valeurs dans des temps plus rapprochés.

Cette première série d'essais a été faite à niveau remontant. L'objectif premier de cet essai était de déterminer la conductivité hydraulique horizontale (K_h) de la zone autour de la crépine du piézomètre.

.

Un temps d'ajustement (Time lag) ou un mauvais scellement des piézomètres peut être la cause d'une différence entre niveau statique et niveau dynamique. En effet, une circulation d'eau préférentielle entre les couches de l'aquitard (la couche d'argile étudiée) modifie le niveau de l'eau statique dans le piézomètre précédemment assumé égale au niveau piézométrique. Les valeurs de la conductivité hydraulique sont alors biaisées.

Hvorslev (1951) fut parmi les premiers à s'intéresser au problème de « Time lag ». Il a basé son étude sur le fait que la charge hydraulique varie dans l'argile à la suite d'un chargement extérieur, que l'argile est parfaitement rigide et il a traité des cas spéciaux et simplifiés sans prendre en compte la déformation élastique de l'argile. Il a identifié plusieurs sources d'erreurs (liées au Time Lag) lorsqu'on détermine les niveaux piézométriques. On cite notamment le temps de réponse de l'appareil, les erreurs de l'instrumentation, la présence de bulles d'air dans le système et/ou dans le sol, l'érosion et la sédimentation. Dans notre cas, cette erreur peut essentiellement être due au temps de réponse très long qui conduit à une mauvaise évaluation du niveau piézométrique dans le terrain.
Chapuis (2005b) revisita la théorie de Hvorslev (1951). Il a concentré son étude sur les aspects non couverts par les hypothèses de Hvorslev. Un délai « time lag » d'installation existe : C'est le temps requis pour restaurer la pression des pores in-situ et les contraintes après l'installation du piézomètre. Aussi, le piézomètre étant installé dans de l'argile, le niveau piézométrique autour de la zone filtre dépend des charges hydrauliques présentes et passées dans les aquifères se situant en dessus ou en dessous de l'aquitard étudié : La charge hydraulique de l'aquifère est constante puis elle change rapidement pour prendre une nouvelle valeur constante, différente de la première. A ce moment, il apparaît un long « Time lag » avant que le piézomètre ne donne le niveau piézométrique correct. Ce délai dépend des dimensions de la lanterne, du diamètre interne du tube, de la perméabilité de l'argile et du carré de la distance entre la lanterne et l'aquifère où la charge a varié à cause de ce délai, il devient pratiquement impossible de mesurer un niveau piézométrique dans l'argile.

4.4. Résultats des essais

4.4.1. Niveau remontant, colonne d'eau del m

Dans le tableau 4-2 ci-dessous, les propriétés géométriques des installations ainsi que la nature des forages sont exposées.

Tableau 4-2 : Propriétés de chaque forage (Décembre 05/ Janvier 06)

	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
Hors sol (m)	0,92	1,02	0,94	0,94	1,09	1,20	1,26
Tarière/Tube	TA	TU	TU	TA	TA	TU	TU
D (cm)	10	7,35	7,35	10	10	7,35	7,35
L (cm)	66	90	56	72	66	55	43
Profondeur (m)	6,15	4,2	2,14	2,41	4,36	2,75	5,62

La première série d'essais à niveau remontant donne les résultats suivants :

Tableau 4-3 : Relevés piézométriques Décembre 05/ Janvier 06 (Remontant H=1m)

		Profondeur (m)						
Date	Heure	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
12-déc.-05	14h12	3,077	3,305	2,980	2,970	3,450	3,205	3,440
13-déc.-05	15h40	3,009	3,207	2,868	2,850	3,329	3,091	3,355
14-déc.-05	15h10	2,962	3,140	2,816	2,725	3,249	3,059	3,302
15-déc.-05	10h17	2,923	3,084	2,769	2,637	3,189	3,027	3,256
16-déc.-05	13h56	2,849	2,979	2,645	2,537	3,080	2,956	3,173
19-déc.-05	15h55	2,720	2,809	2,515	2,379	2,891	2,842	3,032
20-déc.-05	15h10	2,686	2,764	2,484	2,335	2,843	2,813	2,996
21-déc.-05	16h05	2,656	2,730	2,461	2,298	2,798	2,785	2,959
22-déc.-05	15h25	2,627	2,698	2,440	2,259	2,757	2,764	2,926
3-janv.-06	15h00	2,352	2,425	2,285	2,087	2,372	2,480	2,647
5-janv.-06	11h00	2,318	2,380	2,263	2,058	2,328	2,434	2,615

Le tableau 4-3 expose les niveaux d'eau relevés à différents moments dans chacun des piézomètres. Le niveau d'eau a été mesuré par rapport à l'extrémité du tube. Aussi, toutes les mesures ont été relevées à la même heure.

En appliquant la méthode décrite auparavant, on obtient les valeurs de k apparaissant dans le tableau 4-4 ci-dessous. Le détail des calculs apparaît dans l'Annexe 5.

Tableau 4-4 : Valeurs des conductivités hydrauliques in-situ pour H=1m remontant (Décembre 05/ Janvier 06)

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
k (cm/s)	1,62E-07	1,85E-07	1,47E-07	1,61E-07	2,05E-07	3,67E-07	2,78E-07
k_{TU}/k_{TA}	1,14		1,09		1,79		

D'après les résultats obtenus de ce 1er essai, on conclut ce qui suit :

- La valeur de la conductivité hydraulique de cette argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s (Tableau 4-4).
- La méthode de forage de la lanterne (Tube/Tarière) n'a pas une grande influence sur les valeurs de la conductivité hydraulique k. Le rapport k_{TU}/k_{TA} n'excède pas 1.79 et est supérieur à 1.09. Toutefois, dans tous les cas, la conductivité hydraulique est légèrement plus grande dans les forages ou l'argile a été moins remaniée au contact avec la lanterne de sable (Tableau 4-4).
- Les valeurs obtenues donnent une idée assez précise de la conductivité hydraulique effective de la zone étudiée. Malgré la différence de ces valeurs, la valeur de $(k_{max}/k_{min}) < 2.5$.

4.4.2. Niveau descendant, colonne d'eau de 1 m

De la même manière que l'essai à niveau remontant, on a effectué un essai à niveau descendant. Cet essai a consisté à ajouter une colonne d'eau d'un mètre dans le piézomètre et à observer sa descente. Les résultats obtenus apparaissent ci-dessous:

Tableau 4-5 : Relevés piézométriques Avril 06 (Descendant H=1m)

		Profondeur (m)						
Date	**Heure**	**P-20A**	**P-15B**	**P-10B**	**P-10A**	**P-15A**	**P-11B**	**P-20B**
11-avr.-06	13h48	0,856	0,792	0,770	0,627	1,034	1,035	1,354
12-avr.-06	09h15	0,910	0,804	0,808	0,669	1,088	1,066	1,399
13-avr.-06	14h48	0,968	0,814	0,857	0,720	1,156	1,109	1,459
14-avr.-06	15h23	0,992	0,821	0,898	0,764	1,209	1,143	1,508
18-avr.-06	10h08	1,089	0,833	1,022	0,890	1,367	1,250	1,658
20-avr.-06	14h37	1,144	0,834	1,084	0,953	1,432	1,301	1,739
21-avr.-06	09h16	1,160	0,838	1,104	0,973	1,456	1,319	1,765

Dans le tableau 4-5 ci-dessus, les niveaux d'eau pris à partir de l'extrémité du tube ainsi que les journées et horaires des relevés sont exposés.

En appliquant la méthode décrite auparavant, on obtient les valeurs de k apparaissant dans le tableau 4-6 ci-dessous. Le détail des calculs apparaît dans l'Annexe 6.

Tableau 4-6 : Valeurs de la conductivité hydraulique in-situ pour H=1m (Descendant) (Avril 06)

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
k (cm/s)	3,87E-07	1,19E-07	1,55E-07	1,26E-07	1,10E-07	1,20E-07	1,10E-07
k_{TU}/k_{TA}	0,31		0,81		1,09		

D'après les résultats obtenus de cet essai (tableau 4-6), on conclut ce qui suit :

- La valeur de la conductivité hydraulique de cette argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s
- La méthode de forage de la lanterne (Tube/Tarière) n'a pas une grande influence sur les valeurs de la conductivité hydraulique. Le rapport k_{TU}/k_{TA} est compris entre 0.30 et 1.09.
- Les valeurs obtenues donnent une idée assez précise de la conductivité hydraulique effective de la zone étudiée. Malgré la différence de ces valeurs (Tableau 4-6), la valeur de $(k_{max}/k_{min}) < 2.497$.
- Le fait que l'essai soit remontant ou descendant n'influence pas les valeurs de k tant que la différence de charge exercée est la même (H=1m).

4.4.3. Niveau remontant, colonne d'eau de 2 m

Un test de perméabilité in situ avec une différence de charge hydraulique de 2m est mené. Les données de l'essai sont présentées ci-dessous.

Tableau 4-7 : Relevés piézométriques MAI 06 (Descendant H=2m)

		Profondeur (m)						
Date	Heure	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
2-mai-05	14h12	1,350	0,751	1,382	1,129	1,344	1,158	1,502
3-mai-05	15h40	1,397	0,762	1,433	1,184	1,397	1,205	1,560
4-mai-05	15h10	1,422	0,765	1,468	1,217	1,430	1,236	1,595
5-mai-05	10h17	1,444	0,770	1,500	1,248	1,466	1,264	1,625
8-mai-05	15h10	1,536	0,808	1,595	1,343	1,556	1,350	1,721
9-mai-05	16h05	1,560	0,812	1,623	1,371	1,578	1,378	1,744
10-mai-05	15h25	1,580	0,824	1,651	1,397	1,600	1,401	1,768
11-mai-05	15h00	1,589	0,850	1,668	1,415	1,616	1,414	1,779
12-mai-05	11h00	1,627	1,184	1,695	1,443	1,635	1,434	1,800

Pour cet essai, on a ajouté des morceaux de tube de 5,08 centimètres de diamètre en PVC à l'extrémité du piézomètre. Ces extensions permettent d'effectuer le test. La longueur du tube hors sol change par rapport aux essais menés précédemment.

Tableau 4-8 : Propriétés de chaque forage (Mai 2006)

	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
Hors sol (m)	1,59	1,82	1,66	1,58	1,31	1,57	1,33
Tarière/Tube	TA	TU	TU	TA	TA	TU	TU
D (cm)	10	7,35	7,35	10	10	7,35	7,35
L (cm)	66,04	90	56	72	66	55	43
Profondeur (m)	6,15	4,2	2,14	2,41	4,36	2,75	5,62

Le tableau 4-9 ci-dessous résume les résultats obtenus. Le détail apparaît en Annexes 7.

Tableau 4-9 : Valeurs de la conductivité hydraulique in-situ pour H=2m (Descendant) (Avril 06)

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
k (cm/s)	7,90E-08	2,04E-07	1,78E-07	2,87E-07	9,94E-08	1,23E-07	1,26E-07
k_{TU}/k_{TA}	2,58		1,61		1,24		

D'après les résultats obtenus de cet essai, on conclut ce qui suit :

- La valeur de la conductivité hydraulique de cette argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s
- La méthode de forage de la lanterne (Tube/Tarière) n'a pas une grande influence sur les valeurs de la conductivité hydraulique k. Le rapport k_{TU}/k_{TA} est compris entre 1.24 et 2.58.
- Les valeurs obtenues donnent une idée assez précise de la conductivité hydraulique effective de la zone étudiée. Malgré la différence de ces valeurs, la valeur de $(k_{max}/k_{min}) < 3.60$
- Rappelons que les valeurs de k obtenues sont des conductivités hydrauliques horizontales.
- Les résultats obtenus avec un essai descendant à H=1m et H=2m sont presque identiques.

- Même avec une différence de charge hydraulique de 2m, on ne remarque pas de cassure dans le graphe de ln H_r versus t (Annexe 7).Cela prouve que la pression de consolidation n'est pas encore atteinte.

4.4.4. Niveau remontant, colonne d'eau de 2 m

Pour l'essai de perméabilité à niveau remontant (H=2m), les résultats sont exposés ci-dessous. Les feuilles détaillées apparaissent en Annexe 8.

Tableau 4-10 : Données et résultats obtenues pour l'essai à niveau remontant (H=2m)

Relevés piézométriques (Mai 2006)/ Remontant 2m								
		Profondeur (m)						
Date	Heure	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
18-mai-06	11h55	--	4,344	2,970	2,758	--	3,277	3,970
19-mai-06	16h05	--	4,190	2,919	2,694	--	3,188	3,835
23-mai-06	16h14	--	3,876	2,785	2,551	--	2,983	3,470
24-mai-06	14h34	--	3,811	2,758	2,523	--	2,943	3,420
25-mai-06	15h26	--	3,789	2,736	2,494	--	2,901	3,330
26-mai-06	16h50	--	3,671	2,704	2,467	--	2,855	3,261
29-mai-06	16h26	--	3,494	2,635	2,392	--	2,743	3,099
30-mai-06	07h20	--	3,460	2,618	2,377	--	2,721	3,058

	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
Hors sol (m)	--	1,82	1,66	1,58	--	1,57	1,33
Tarière/Tube	--	TU	TU	TA	--	TU	TU
D (cm)	--	7,35	7,35	10	--	7,35	7,35
L (cm)	--	90	56	72	--	55	43
Profondeur (m)	--	4,2	2,14	2,41	--	2,75	5,62

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
k (cm/s)	--	1,55E-07	--	8.80E-08	1,50E-07	1,45E-07	1,37E-07
k_{TU}/k_{TA}	--		--		0,97		

D'après les résultats obtenus de cet essai (Tableau 4-10), on conclut ce qui suit :

- La valeur de la conductivité hydraulique de cette argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s.

- La méthode de forage de la lanterne (Tube/Tarière) n'a pas une grande influence sur les valeurs de la conductivité hydraulique k. Le rapport k_{TU}/k_{TA} pour les piézomètres P-10A et P-10B est de 0.97.
- Les essais n'ont pas été réalisés dans les piézomètres P-20A et P-15A car ces derniers sont utilisés pour les essais à niveau descendant avec H=3m.

4.4.5. Niveau descendant, colonne d'eau de 3 m

Les essais à niveau descendant avec H=3m sur les piézomètres P-20A et P-15A donnent les résultats suivants. Les feuilles détaillées apparaissent en Annexe 9.

Tableau 4-11 : Données et résultats obtenues pour l'essai à niveau descendant H=3m

Relevés piézométriques (Mai 2006)/ Descendant 3m								
		Profondeur (m)						
Date	Heure	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
18 mai 2006	12h00	0,498	N/D	N/D	N/D	0,303	N/D	N/D
18 mai 2006	17h00	0,594	N/D	N/D	N/D	0,383	N/D	N/D
18 mai 2006	23h00	0,681	N/D	N/D	N/D	0,461	N/D	N/D
19 mai 2006	07h00	0,786	N/D	N/D	N/D	0,553	N/D	N/D
19 mai 2006	21h00	0,955	N/D	N/D	N/D	0,695	N/D	N/D
20 mai 2006	08h00	1,077	N/D	N/D	N/D	0,791	N/D	N/D
20 mai 2006	23h00	1,227	N/D	N/D	N/D	0,925	N/D	N/D
21 mai 2006	12h00	1,345	N/D	N/D	N/D	1,032	N/D	N/D
21 mai 2006	23h00	1,432	N/D	N/D	N/D	1,108	N/D	N/D
22 mai 2006	13h00	1,546	N/D	N/D	N/D	1,216	N/D	N/D
23 mai 2006	18h00	1,724	N/D	N/D	N/D	1,396	N/D	N/D
24 mai 2006	19h00	1,86	N/D	N/D	N/D	1,531	N/D	N/D
25 mai 2006	13h00	1,951	N/D	N/D	N/D	1,625	N/D	N/D
26 mai 2006	11h00	2,049	N/D	N/D	N/D	1,719	N/D	N/D
27 mai 2006	08h00	2,138	N/D	N/D	N/D	1,806	N/D	N/D
28 mai 2006	21h00	2,291	N/D	N/D	N/D	1,944	N/D	N/D
29 mai 2006	13h00	2,36	N/D	N/D	N/D	2,006	N/D	N/D
30 mai 2006	05h00	2,407	N/D	N/D	N/D	2,049	N/D	N/D

	P-20A	P-15B	P-10B	P-10A	P-15A	P-11B	P-20B
Hors sol (m)	2,96	N/D	N/D	N/D	2,86	N/D	N/D
Tarière/Tube	TA	N/D	N/D	N/D	TA	N/D	N/D
D (cm)	10	N/D	N/D	N/D	10	N/D	N/D
L (cm)	66,04	N/D	N/D	N/D	66	N/D	N/D
Profondeur (m)	6,15	N/D	N/D	N/D	4,36	N/D	N/D

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
k (cm/s)	2,54E-07	N/D	2,26E-07	N/D	N/D	N/D	N/D

D'après les résultats obtenus de cet essai (Tableau 4-11), on conclut ce qui suit :

- La valeur de la conductivité hydraulique de cette argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s.
- On obtient des valeurs de conductivités hydrauliques rapprochées dans les piézomètres P-20A et P-15A.
- Les essais avec une différence de charge hydraulique de 3m ne peuvent être exécutés sur tous les piézomètres vu la difficulté de l'accès à ces derniers, la longueur hors sol du tubage étant d'environ 3m et on ne dispose pas d'assez de capteurs de pression pour tous les essais.
- On remarque aussi que malgré la grande différence de charge hydraulique (H=3m), le graphe de ln H_r versus le temps reste linéaire.

4.4.6. À propos des essais à niveau variable

On a effectué une série d'essais à niveau variable sur des piézomètres installés à des profondeurs différentes. Dans les essais à niveau remontant, des colonnes d'eau (volumes) de 1, 2 et 3m ont été retirées des piézomètres alors que dans les essais à niveau descendant, des colonnes d'eau de 1, 2 et 3m ont été ajoutées dans les piézomètres. Dans ces deux cas, les niveaux d'eau dans les piézomètres ont été relevés à une fréquence quotidienne. On constate que la conductivité hydraulique de l'argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s. De plus, en analysant les différents graphes de vitesses, on remarque que tous les graphes des vitesses sont linéaires. Cela peut être dû soit au fait que la pression de préconsolidation n'a jamais été dépassée dans aucun des cas (H=1m, H=2m, H=3m) étudiés ou bien au fait que la zone ou les piézomètres ont été installés a déjà subi un remaniement dans le passé. Ce remaniement a entrainé un réarrangement des grains de l'argile.

La prochaine étape de ces essais a consisté à vérifier ces résultats en étudiant la déformation de l'argile et en calculant les modules d'élasticité dans chacun de ces cas.

4.5. Autres essais

4.5.1. Conductivité électrique et température de l'eau

En plus des essais de perméabilité à niveau remontant et descendant effectués sur les piézomètres précédemment installés, des essais complémentaires ont été menés sur ces derniers juste après la période de dégel et de fonte des neiges (Avril/Mai 2006).

Un premier essai a consisté à observer la variation de la conductivité électrique de l'eau en fonction de la profondeur dans le tuyau du piézomètre. Le seul essai a été effectué dans le piézomètre P-20B. Cet essai nous a permis de connaître, à l'aide d'une sonde, quelques propriétés de l'eau se trouvant dans les piézomètres.

La sonde permettant de prendre les mesures de conductivité électrique et de température a été immergée dans l'eau du piézomètre. On a noté les résultats chaque fois qu'un palier de 30,48 cm de profondeur est franchi. On va de 274,32 cm à 579,12 cm de profondeur. Les résultats de cet essai apparaissent ci-dessous :

Tableau 4-12 : Profondeurs, conductivités et températures pour P20B

P-20B		
Profondeur (m)	**Conductivité (µS/cm)**	**Température (°C)**
2,74	1850	5,90
3,05	1818	6,00
3,35	1815	6,20
3,66	1805	6,50
3,96	1815	6,50
4,27	1807	6,70
4,57	1805	6,80
4,88	1807	7,10
5,18	1808	7,30
5,49	1807	7,60
5,79	1807	7,60

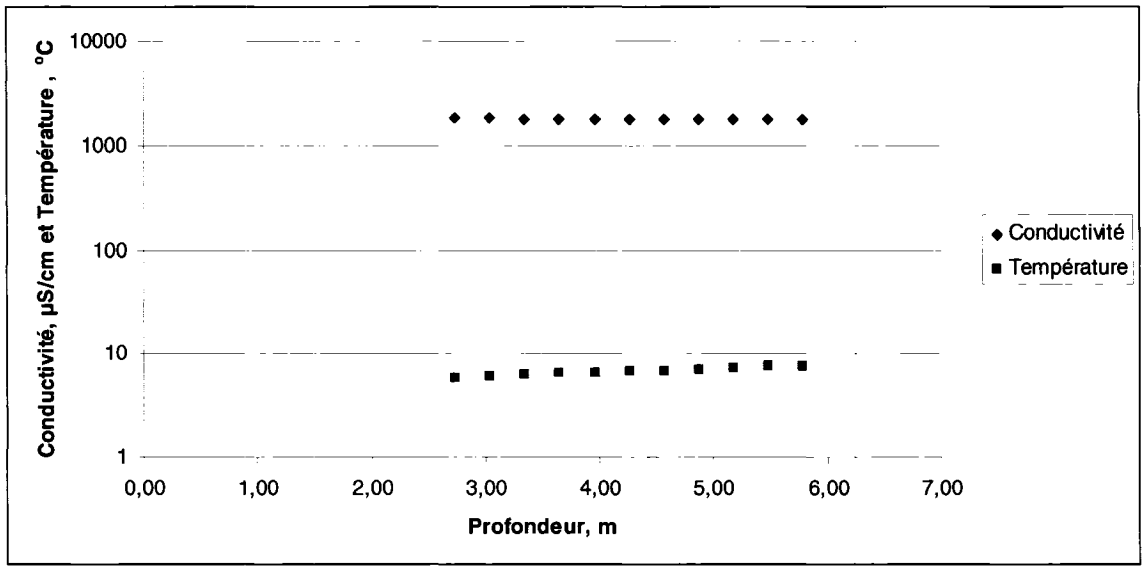


Figure 4.5 : Température versus profondeur pour P-20B

À partir de ces résultats, on a constaté que la conductivité électrique est presque constante en fonction de la profondeur. À la surface de l'eau, il est normal que la conductivité soit plus élevée car l'eau est en contact avec l'air libre et des particules de plusieurs natures peuvent s'y déposer.

En ce qui concerne la température, on a constaté que cette dernière a augmenté avec la profondeur pour devenir constante vers la fin de l'essai. La température ambiante étant encore basse pendant le mois d'Avril explique le fait que la température en surface soit moins élevée qu'au fond du piézomètre. En été, l'effet contraire s'est produit.

4.5.2. Ajout et retrait de colonnes d'eau

Le deuxième essai conduit consiste à remplir les piézomètres avec des volumes d'eau pour atteindre une augmentation du niveau d'eau d'un mètre, deux mètres et trois mètres dans les piézomètres. Le niveau d'eau dans les piézomètres est noté à chaque fois qu'un ajout d'eau est effectué. Cela va, par la suite, permettre de comparer le niveau d'eau réel obtenu et le niveau d'eau théorique. Par la suite, on va procéder à l'extraction des mêmes volumes d'eau (si possible) à l'aide d'une soupape « Bailer ». On peut grâce à cette opération voir si les niveaux d'eau retrouveront les mêmes valeurs que lors de l'opération d'ajout de l'eau. On prend le niveau d'eau au temps 30s après l'ajout ou le retrait de l'eau et après 60s de cela.

L'essai est réalisé sur les piézomètres et consiste à ajouter des volumes d'eau dans ces derniers, de mesurer les niveaux d'eau obtenus après 30 puis 60 secondes puis retirer ces mêmes quantités et remesurer les niveaux d'eau après les mêmes durées que précédemment. L'essai a comme objectif de vérifier la déformation de l'argile après avoir subi des pressions avec des colonnes d'eau de 1m, 2m puis 3m.

Le principe est le suivant : Puisque la perméabilité de l'argile est de l'ordre de 10^{-7} cm/s (in situ), on suppose que le changement de niveau d'eau dans le piézomètre dû à l'infiltration de l'eau pendant une durée si courte (quelques minutes au total) est minime (au maximum une dizaine de millimètres). Donc, s'il y a une différence entre le niveau d'eau réel (expérimental) et théorique (mesuré à partir des volumes d'eau et du diamètre des trous de forage), cela est dû à une expansion radiale de la cavité accueillant la crépine. Ce changement de volume, utilisé avec d'autres propriétés du forage et de l'argile (épaisseur, diamètres,...) permet le calcul du module d'élasticité à court terme (non drainé).

Le degré d'expansion de la cavité dépend de la colonne d'eau utilisée dans le test. En principe, plus la colonne d'eau est grande plus la dilatation de la cavité est grande aussi.

a. Ajout et retrait d'une colonne d'un mètre d'eau

La première série de tests a été effectuée avec une différence de charge hydraulique d'environ 1 m. Il est à noter que trois méthodes ont été utilisées pour connaître le niveau d'eau atteint dans les piézomètres : On a eu recourt à deux méthodes expérimentales où une sonde et un capteur de pression « Levelogger » ont été utilisés et une méthode théorique où ce dernier a été calculé à partir du diamètre du piézomètre et du volume d'eau ajouté ou extrait.

Ci-dessous, un exemple des calculs effectués dans chaque piézomètre (voir l'ensemble des résultats en Annexe 10):

Tableau 4-13 : Niveaux réels et théorique de l'eau après ajout et retrait d'un mètre d'eau

P15A							
t (s)	Volume ajouté(+)/retiré(-) (cm^3)	Niveau d'eau réel h_r (cm)	Niveau d'eau réel h_{rc} (capteur pression)(cm)	Niveau d'eau théorique h_{th}(cm)	Δh_r (cm)	Δh_{rc} (cm)	Δh_{th} (cm)
0	--	0,00	0,00	0,00	--	--	--
30 60	400	18,20 18,20	18,30 18,30	19,73	18,20	18,30	19,73
90 120	400	36,60 36,60	36,60 36,10	39,47	18,40	18,30	19,73
150 180	400	54,50 54,50	54,00 53,90	59,20	17,90	17,90	19,73
210 240	400	72,70 72,70	72,30 72,00	78,93	18,20	18,40	19,73
270 300	400	91,20 91,00	90,30 90,30	98,67	18,50	18,30	19,73
330 360	-400	72,00 72,00	70,90 70,70	78,93	-19,20	-19,40	-19,73
390 420	-400	53,20 53,20	52,60 52,70	59,20	-18,80	-18,10	-19,73
450 480	-380	36,00 36,00	34,80 34,10	40,45	-17,20	-17,90	-18,75
510 540	-420	16,50 16,50	15,40 15,50	19,73	-19,50	-18,70	-20,72
570 600	-400	-2,40 -2,40	-3,50 -3,60	0,00	-18,90	-19,00	-19,73

À partir de ces résultats, il est possible d'évaluer le décalage entre les différentes méthodes utilisées et trouver une explication à ce phénomène.

La figure 4.6 ci-dessous montre que la différence entre les niveaux d'eau théoriques et réels dans le piézomètre après l'ajout et le retrait d'une colonne d'eau de 1 m est de 7%.

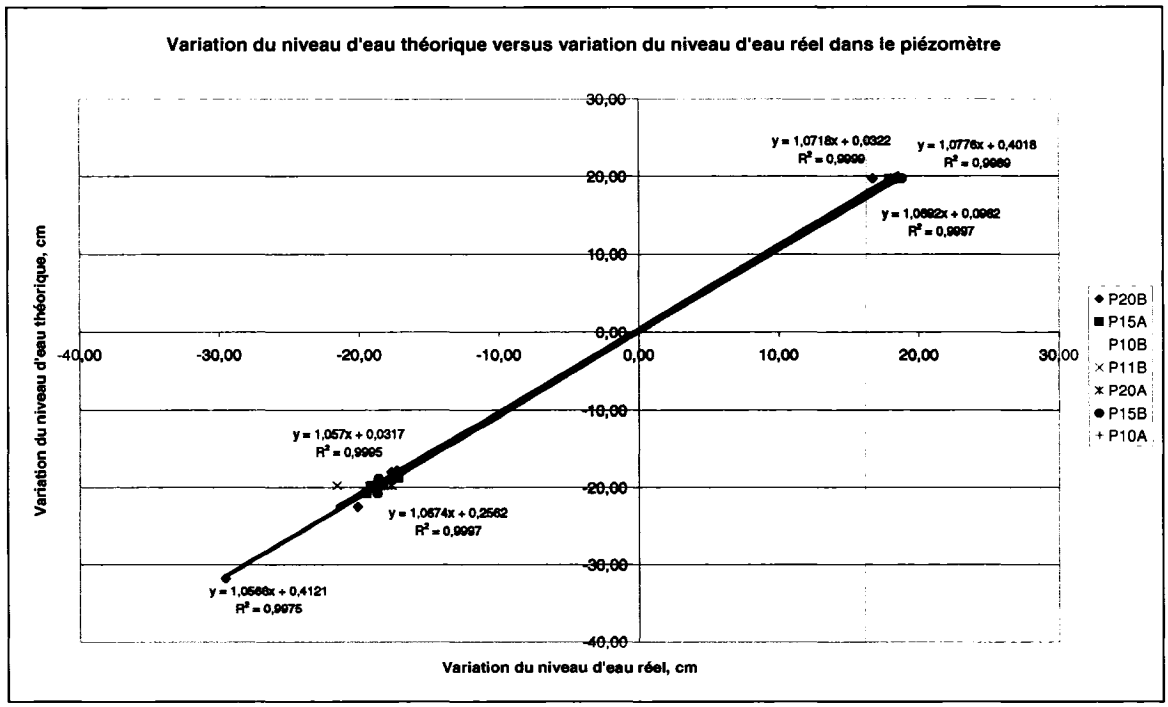


Figure 4.6 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=1m)

Dans la figure 4.7, on constate que les niveaux d'eau théoriques et réels sont à peu près égaux.

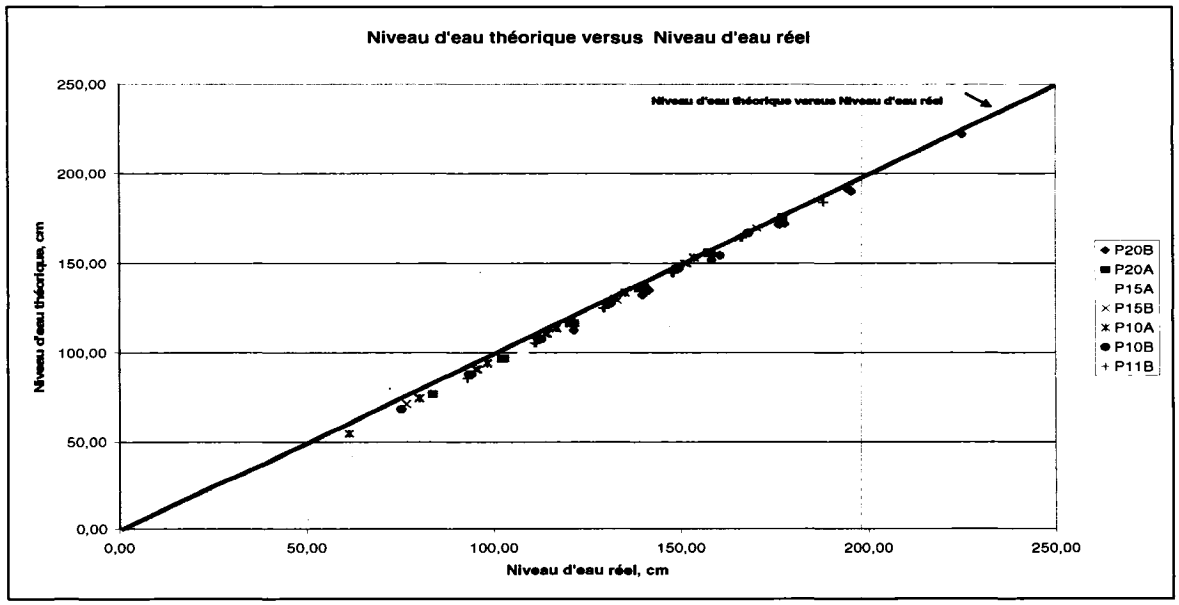


Figure 4.7 : Niveau d'eau théorique versus niveau d'eau réel

Afin de prendre les niveaux d'eau dans les piézomètres à chaque ajout ou retrait d'eau de ces derniers, on a utilisé des sondes manuelles et des capteurs de pressions

électroniques. Dans les figures 4.8 et 4.9 ci-dessous, on constate que les différences de niveaux d'eau relevées par les deux instruments sont égales.

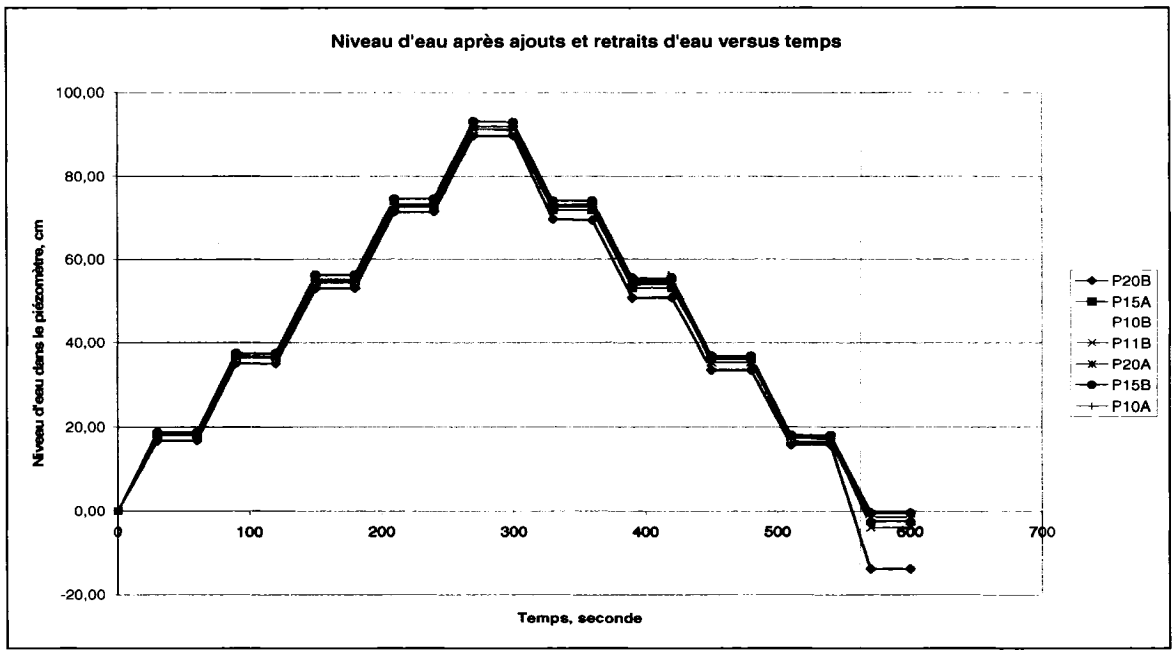


Figure 4.8 : Profondeur de l'eau versus temps avec sonde manuelle (H=1m)

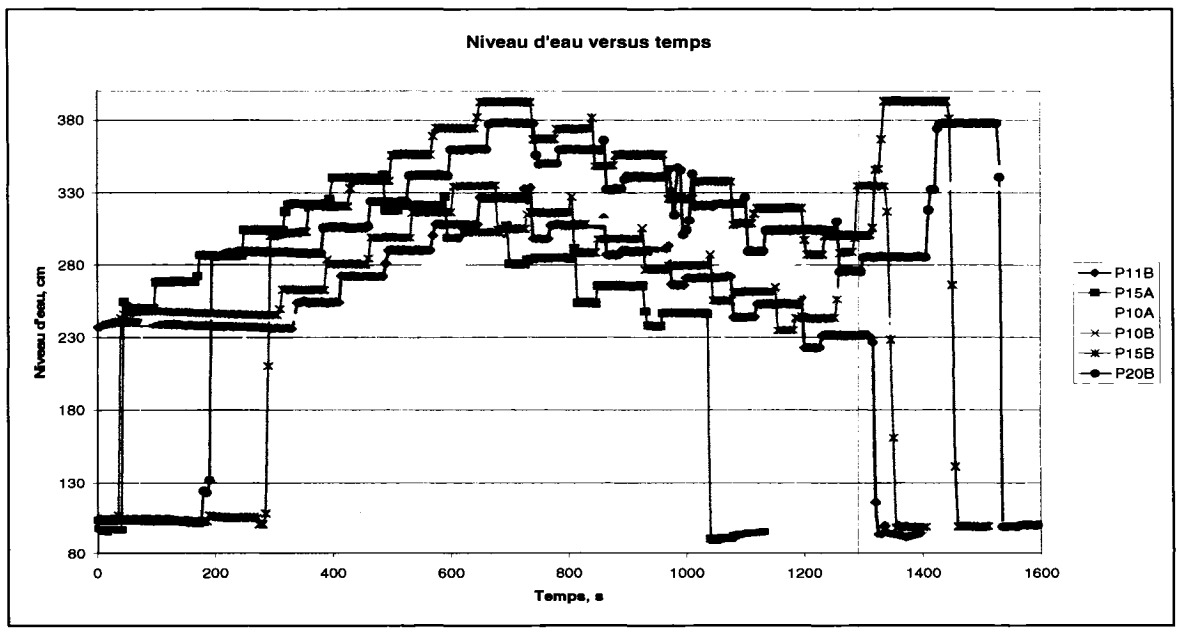


Figure 4.9 : Niveau d'eau versus temps (H=1m) (Capteur Levelogger 3001)

Pour la modification de la colonne d'eau d'un mètre, on constate que :

- Les différences entre deux niveaux d'eau théoriques et réels obtenus lors de deux ajouts ou extraction d'eaux successives sont d'environ ±7%. En effet, les pentes obtenues varient entre 1.01 et 1.07 (Figure 4.6).
- Les niveaux d'eau réels obtenus lors des essais et les niveaux d'eau théoriques calculés grâce au diamètre interne du piézomètre (5,08 centimètres) sont presque égaux.
- Les niveaux d'eau au temps 30 et 60s après l'ajout ou le retrait de l'eau sont constants dans tous les piézomètres.
- Les résultats obtenus grâce aux capteurs de pressions et à la sonde sont identiques. En effet, les variations entre un palier et un autre sont inférieur à 1%. Cette variation est due à la précision de la prise de mesure manuelle.

Ces résultats montrent, qu'avec une augmentation de charge hydraulique d'un mètre, soit une augmentation de pression de 9.8 kPa, la déformation encourue par l'argile est minime. Cette dernière est dite élastique car le niveau d'eau est récupérable à court terme. Cela expliquerait peut être la linéarité du graphe des vitesses obtenu dans les essais de perméabilité in situ effectué au début de notre projet.

On va par la suite voir si cette tendance est valable pour un gradient hydraulique de deux et trois mètres.

Afin de quantifier cette déformation, on calcule le module d'élasticité de la manière suivante (Chapuis 1998) ;

$$\frac{\Delta V_{\max}}{V_{slug}} = \frac{\Delta H_{MAX}}{H(t=0)} = \frac{2(1+\nu)b\gamma_w D^2}{E_s d^2} \qquad [26]$$

Avec,

$\frac{\Delta V_{\max}}{V_{slug}}$: Variation du niveau d'eau réel par rapport au niveau d'eau théorique

V_{slug} : Volume du « slug », cm^3

Es : Module d'élasticité, kPa

b : Épaisseur de l'aquifère, m

d : Diamètre intérieur du tuyau du piézomètre, m

D : Diamètre de la lanterne, cm

γ_w : Poids volumique de l'eau, kN/m³

ν : Coefficient de Poisson du matériau (= 1/3 pour les matériaux d'un aquifère (Chapuis 1998))

Le tableau 4-14 ci-dessous résume les modules d'élasticités obtenus dans chaque piézomètre.

Tableau 4-14 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne d'eau de 1 m

Piézomètre	$\Delta V_{max}/V_{slug}$	b (m)	d (cm)	D (cm)	γ_w (kN/m³)	Coefficient de Poisson estimé	Es (MPa)
10A	0,072	0,72	0,0508	0,100	9,81	1/3	1,01
10B	0,067	0,56	0,0508	0,0735	9,81	1/3	0,46
11B	0,065	0,55	0,0508	0,0735	9,81	1/3	0,46
15A	0,067	0,66	0,0508	0,100	9,81	1/3	1,00
15B	0,057	0,90	0,0508	0,0735	9,81	1/3	0,86
20A	0,069	0,66	0,0508	0,100	9,81	1/3	0,97
20B	0,078	0,43	0,0508	0,0735	9,81	1/3	0,30

Des modules d'élasticité variant entre 0.30 MPa et 1.01 MPa avec une moyenne de 0.72 MPa sont obtenus pour une colonne d'eau d'un mètre.

b. Ajout et retrait d'une colonne de deux mètres d'eau

De la même manière que nous avons effectué l'opération précédente avec des volumes d'environ 400 cm³, on a utilisé cette fois des volumes de 500 cm³ pour atteindre une hausse de 2 m dans le piézomètre puis on a retiré ces derniers.

Tableau 4-15 : Exemple des résultats obtenus lors de l'ajout et retrait de 2m d'eau pour le P11B

P11B							
t (s)	Volume ajouté(+)/retiré(-) (cm^3)	Niveau d'eau réel h_r (cm)	Niveau d'eau réel h_{rc} (capteur pression)(cm)	Niveau d'eau théorique h_{th}(cm)	Δh_r (cm)	Δh_{rc} (cm)	Δh_{th} (cm)
0	--	0,00	0,00	0,00	--	--	--
30 60	500	22,80 22,80	23,50 23,40	24,67	22,80	23,50	24,67
90 120	500	45,60 45,50	45,80 45,00	49,33	22,80	22,40	24,67
150 180	500	68,30 68,20	68,40 68,20	74,00	22,70	23,40	24,67
210 240	500	91,00 91,00	90,90 90,90	98,67	22,70	22,70	24,67
270 300	500	113,70 113,80	113,40 113,40	123,33	22,70	22,50	24,67
330 360	500	136,60 136,60	136,30 136,00	148,00	22,90	22,90	24,67
390 420	-450	115,80 116,20	116,50 116,40	125,80	-20,80	-19,50	-22,20
450 480	-500	92,70 92,70	93,50 92,80	101,13	-23,10	-22,90	-24,67
510 540	-500	69,10 69,10	69,80 69,80	76,47	-23,60	-23,00	-24,67
570 600	-500	42,80 42,80	43,40 43,40	51,80	-26,30	-26,40	-24,67
630 660	-500	19,40 19,50	20,10 19,80	27,13	-23,40	-23,30	-24,67
690 720	-500	-3,40 -3,50	-2,90 -3,10	2,47	-22,80	-22,70	-24,67

On constate dans la figure 4.10 ci-dessous que les niveaux d'eau théoriques et réels ne varient que de 7% pour une colonne d'eau de 2 m. Ce résultat est semblable à celui obtenu avec une colonne d'eau de 1 m.

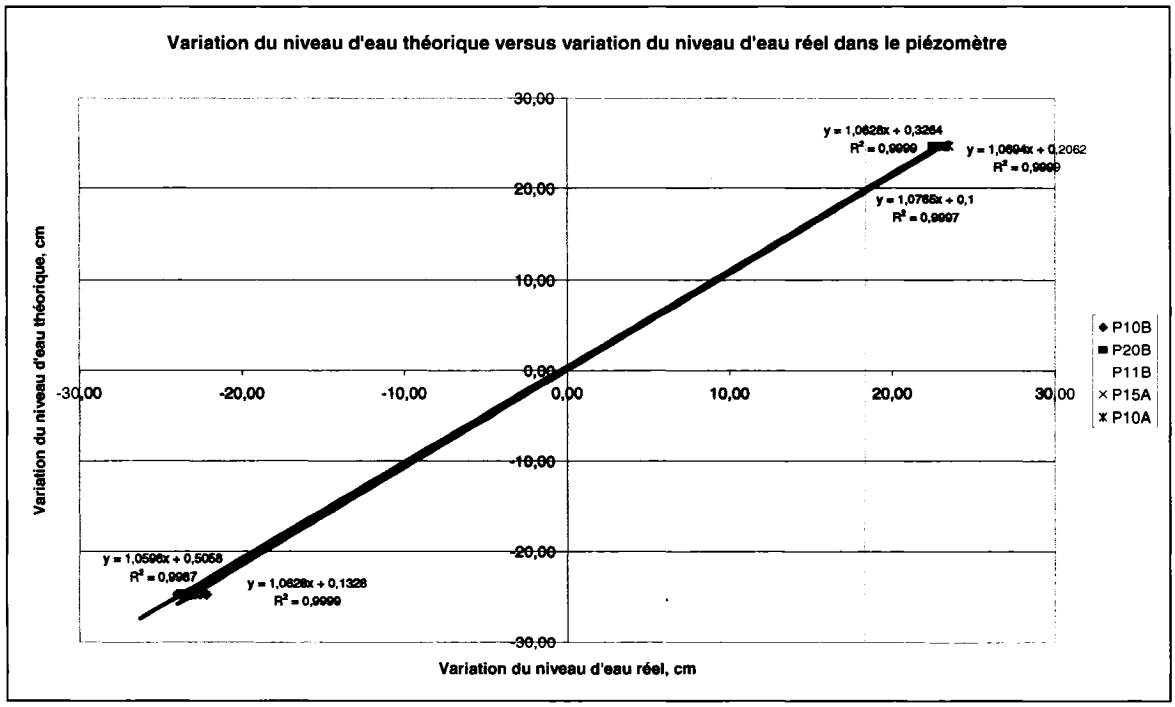


Figure 4.10 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=2m)

Les capteurs de pressions et la sonde manuelle ont donné la même variation du niveau d'eau (Figures 4.11 et 4.12).

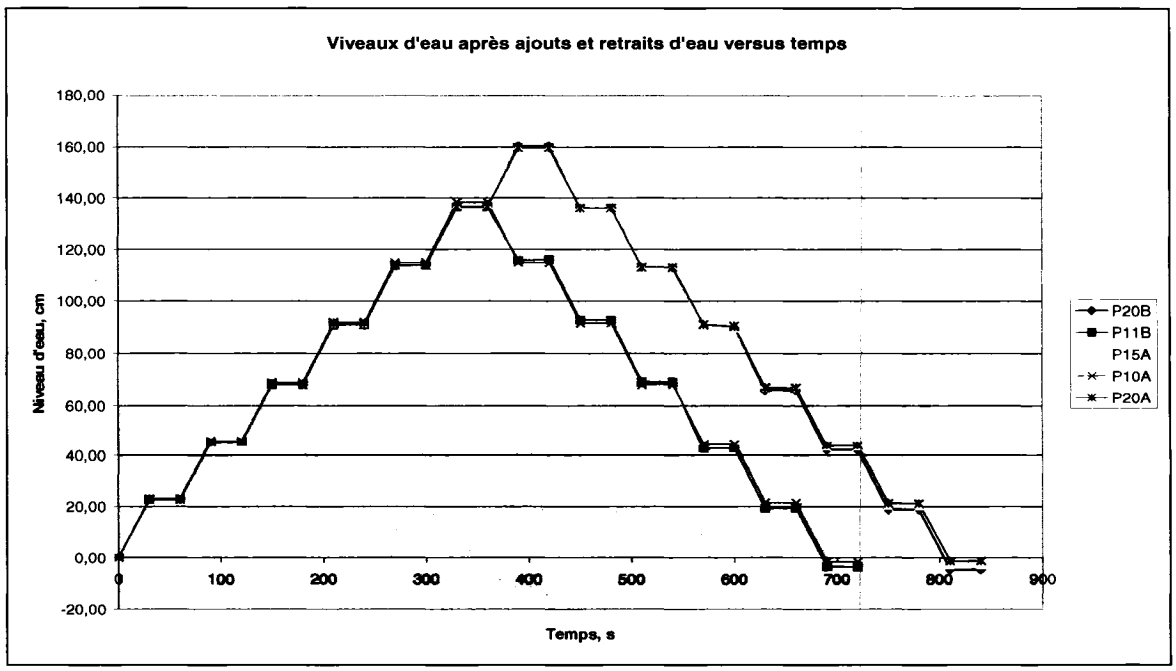


Figure 4.11 : Profondeur d'eau versus temps (H=2m)

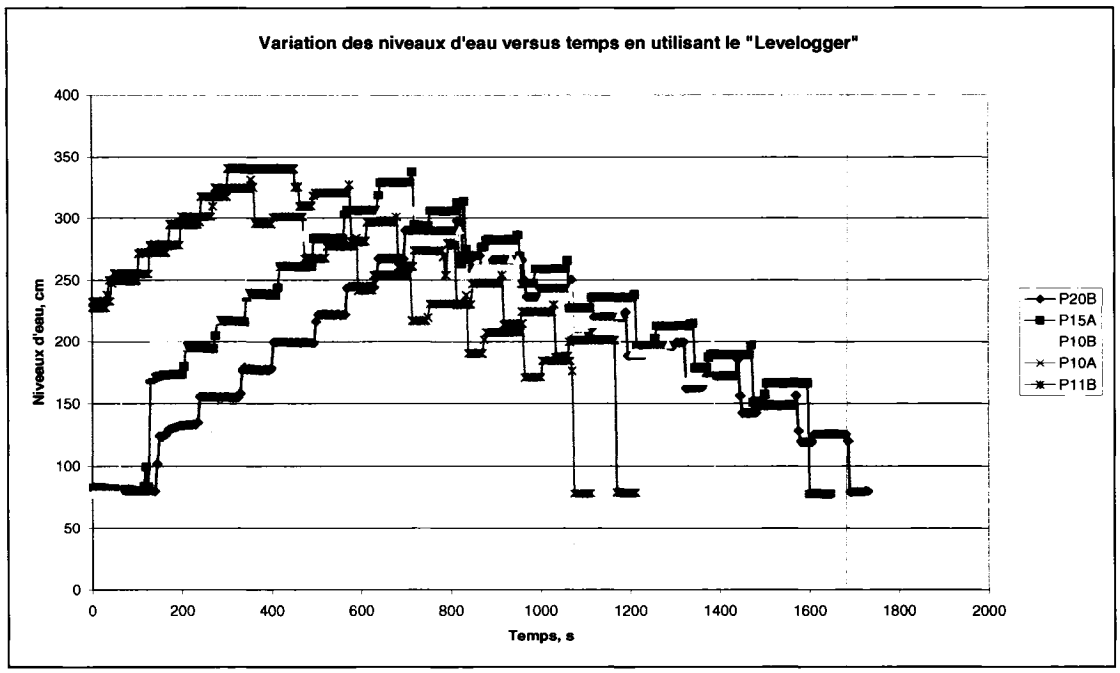


Figure 4.12 : Niveau d'eau versus temps (H=2m) (Capteur Levelogger 3001)

Tableau 4-16 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne d'eau de 2m

H=2m								
Piézomètre	**$\Delta V_{max}/V_{slug}$**	**b(m)**	**d(cm)**	**D(cm)**	**γ_w (kN/m³)**	**Ratio de Poisson**	**Es(kPa)**	**Es(MPa)**
10A	0,06228	0,72	0,0508	0,1	9,81	1/3	1171,91	1,17
10B	0,0765	0,56	0,0508	0,0735	9,81	1/3	400,88	0,40
11B	0,0596	0,55	0,0508	0,0735	9,81	1/3	505,36	0,51
15A	0,0694	0,66	0,0508	0,1	9,81	1/3	964,04	0,96
15B	0,0643	0,90	0,0508	0,0735	9,81	1/3	766,51	0,77
20A	0,0726	0,66	0,0508	0,1	9,81	1/3	921,55	0,92
20B	0,0628	0,43	0,0508	0,0735	9,81	1/3	374,97	0,37

L'ajout et le retrait d'une colonne d'eau de 2 m ne provoque pas de déformation importante de l'argile. Les variations entre les niveaux d'eau théoriques et réels ne dépassent pas les 7% et le module d'élasticité est estimé entre 0.37 et 1.17 MPa (Tableau 4-16). Ces résultats sont semblables à ceux obtenus avec une colonne d'eau d'un mètre.

c. <u>Ajout et retrait d'une colonne de trois mètres d'eau</u>

La dernière étape de cette série d'essais consiste à ajouter et retirer une colonne d'eau de trois mètres. Cet essai n'a été conduit que sur le piézomètre P-15A vu la difficulté de sa

réalisation. En effet, la longueur hors sol du piézomètre étant de 296 cm, il est difficile de manipuler les équipements et d'atteindre cette hauteur.

Tableau 4-17 : Résultats obtenus lors de l'ajout et retrait de 3m d'eau pour le P15A

P15A (H=3m)							
t (s)	Volume ajouté(+)/retiré(-) (cm^3)	Niveau d'eau réel h_r (cm)	Niveau d'eau réel h_{rc} (capteur pression)(cm)	Niveau d'eau théorique h_{th}(cm)	Δh_r (cm)	Δh_{rc} (cm)	Δh_{th} (cm)
0	--	0,00	n/d	0,00	--	--	--
30	1000	46,20	n/d	49,33	46,20	n/d	49,33
60		46,20	n/d				
90	1000	92,40	n/d	98,67	46,20	n/d	49,33
120		92,40	n/d				
150	1000	137,40	n/d	148,00	45,00	n/d	49,33
180		137,40	n/d				
210	1000	183,10	n/d	197,34	45,70	n/d	49,33
240		183,10	n/d				
270	1000	229,20	n/d	246,67	46,10	n/d	49,33
300		229,20	n/d				
330	1000	275,00	n/d	296,00	45,80	n/d	49,33
360		275,00	n/d				
390	-1000	229,40	n/d	246,67	-45,60	n/d	-49,33
420		229,40	n/d				
450	-1000	183,50	n/d	197,34	-45,90	n/d	-49,33
480		183,30	n/d				
510	-1000	136,50	n/d	148,00	-46,80	n/d	-49,33
540		136,50	n/d				
570	-1000	91,00	n/d	98,67	-45,50	n/d	-49,33
600		91,00	n/d				
630	-1000	44,70	n/d	49,33	-46,30	n/d	-49,33
660		44,70	n/d				
690	-1000	-1,50	n/d	0,00	-46,20	n/d	-49,33
720		-1,50	n/d				

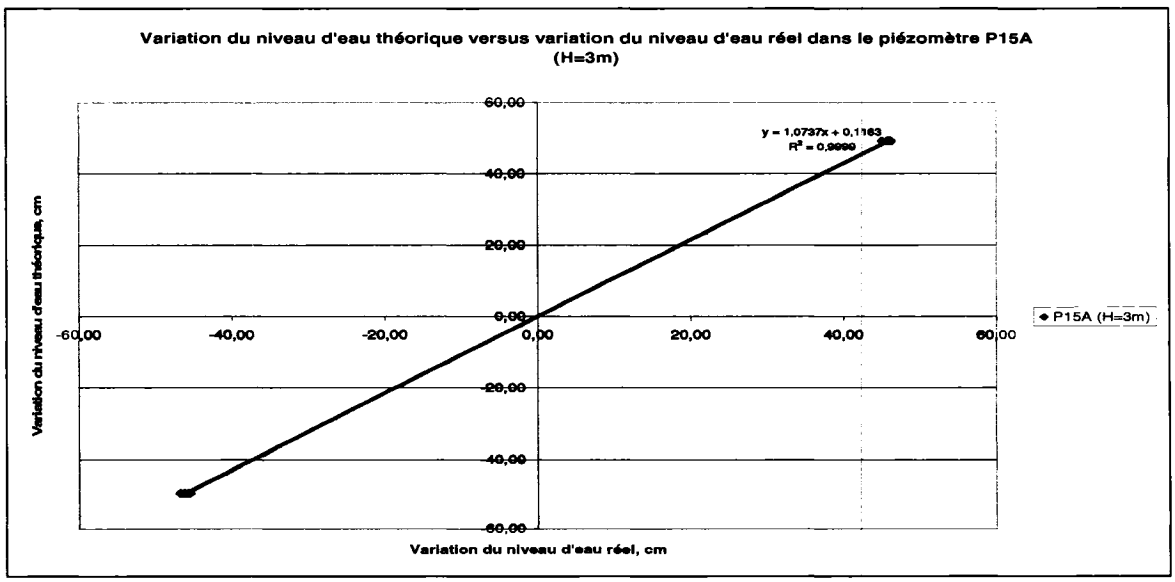


Figure 4.13 : Différence du niveau d'eau théorique versus différence du niveau d'eau réel (H=3m)

Tableau 4-18 : Module d'élasticité de l'argile avec une colonne de 3m d'eau

H=3m								
Piézomètre	$\Delta V_{max}/V_{slug}$	b(m)	d(cm)	D(cm)	γ_w (kN/m³)	Ratio de Poisson	Es(kPa)	Es(MPa)
15A	0,0737	0,66	0,0508	0,1	9,81	1/3	910	0,91

On remarque d'après ces résultats que le niveau d'eau dans le piézomètre après l'opération d'ajout et de retrait d'un volume de 6000 cm³ retrouve son niveau initial à 1.5 cm près malgré des décalages allant jusqu'à 10 cm au cours de l'essai. Par contre, le niveau d'eau reste stable entre les temps 30 et 60s après les retraits ou ajouts d'eau. Le module d'élasticité aussi ne varie pas par rapport aux essais effectués avec des colonnes d'eau d'un mètre et deux mètres. L'ordre de grandeur de ce dernier est de 10^{-1} MPa.

On constate que dans les trois essais effectués avec des colonnes d'eau d'un, deux et trois mètres, la déformation de l'argile est minime et élastique. On peut alors émettre les constatations suivantes :

- Lors de l'ajout de l'eau dans les piézomètres, il se produit une expansion radiale de la cavité. Le volume accueillant la crépine augmente. Avec le retrait de l'eau, le phénomène inverse se produit, le volume diminue pour retrouver sa valeur initiale.
- Condition pour réaliser l'essai : La conductivité hydraulique de l'argile étant si petite, et les essais sont conduits pendant un laps de temps si court (60s pour chaque étape), l'eau n'a pas le temps de s'infiltrer dans l'argile.
- La différence entre les niveaux d'eau réels et théoriques est minime. Dans la figure 4.13, cette différence est inférieure à 7%.
- Aussi, la linéarité du graphe des vitesses constatée dans les essais de perméabilité in situ, pourrait être expliquée par le fait que la différence entre les niveaux d'eau réels et théoriques lors des ajouts et retrais d'eau des piézomètres est minime.

Quand on rajoute de l'eau dans le piézomètre, une expansion radiale de la cavité se produit. Le retrait des volumes d'eau crée l'effet inverse. La cavité se referme. On retrouve alors dans tous les essais effectués sur le terrain le niveau d'eau de départ égale à ±6-7% au

niveau d'eau à la fin de l'essai. Donc après expansion, la cavité se referme dès que l'eau en est retirée.

Dans tous nos essais, la différence entre les niveaux d'eau théorique et réels ne dépasse pas les 8%. C'est pour cette raison que les modules d'élasticité sont tous de l'ordre de 10^{-1} MPa.

CHAPITRE 5 : PRÉDICTION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE

Il existe plusieurs méthodes pour prédire la conductivité hydraulique d'un sol. Le choix de la méthode dépend de la nature du sol en question et des informations dont on dispose concernant ce dernier et notamment les études granulométriques, sédimentométriques et les limites d'Atterberg. Avant de pouvoir prédire la valeur de la conductivité hydraulique de l'argile étudiée, certaines propriétés de ce dernier doivent être connues ou calculées. Les limites d'Atterberg, la densité relative et les indices des vides de chaque échantillon ont précédemment été calculés pendant les essais de consolidation.

Afin de prédire les valeurs de la conductivité hydraulique, on a utilisé dans ce document deux méthodes : La méthode de Kozeny-Carman et la méthode proposée par M.Mbonimpa et al. (2002).

5.1. Méthode de Kozeny-Carman

5.1.1. Étapes de prédiction et calculs

Tout d'abord, et avant de commencer les calculs, il faut s'assurer que le sol est bel et bien plastique. De ce fait, il faut vérifier que l'indice de plasticité I_p est compris entre 15% et 40% Chapuis(2001).

Les travaux effectués précédemment pour évaluer les limites d'Atterberg fournissent les résultats ci-dessous :

Tableau 5-1 : Valeurs de w_L, w_p et I_p pour les échantillons prélevés

Échantillon	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)
10A	58	21,08	36,92
10B	59,84	24,22	35,62
11B	60,21	22,54	37,67
15A	58,23	18,05	40,18
15B	64,13	21,91	42,22
20A	62,71	23,06	39,65
20B	62,66	23,26	39,4

D'après le tableau 5-1 ci-dessus, on constate que cette première contrainte est respectée dans notre cas sur tous les échantillons ($15\% \leq Ip \leq 40\%$). Le sol est donc plastique.

L'étape suivante consiste à déterminer la valeur de la surface spécifique pour chaque échantillon. Chapuis et Aubertin (2003) proposent d'évaluer S_s à partir de la limite de liquidité LL (LL ≤ 110%).

$$\frac{1}{S_S} = 1.3513(\frac{1}{LL}) - 0.0089 \qquad [27]$$

Avec, S_s : Surface spécifique en (m^2/g)

LL : limite de liquidité (%)

Cette équation prédit des valeurs de Ss voisine à ±25% de la valeur mesurée par méthodes physiques pour LL<60%. Pour LL>60%, les valeurs prédites sont mauvaises.

En utilisant la formule proposée par Chapuis et Aubertin (2003), on obtient les valeurs ci-dessous :

Tableau 5-2 : Valeurs calculées de Ss (m^2/kg) pour les échantillons

Échantillon	w_L (%)	S_s (m^2/kg)
10A	58	69452,76
10B	59,84	73089,34
11B	60,21	73838,25
15A	58,23	69899,51
15B	64,13	82160,75
20A	64,5	82984,88
20B	62,66	78954,07

Maintenant que les valeurs de Ss sont calculées, on est en mesure de déterminer la valeur prédite de la conductivité hydraulique $K_{prédite}$

La méthode de Kozeny-Carman suggère (Chapuis et Aubertin (2003)):

$$\log(K_{prédite}) = 0.5 + \log\left(\frac{e^3}{D_R^2 S^2 (1+e)}\right) \qquad [28]$$

Avec, $K_{prédite}$: Conductivité hydraulique prédite en m/s

S : surface spécifique en m^2/kg

D_R : Densité relative des solides

e : Indice des vides du sol

Les valeurs prédites de k sont:

Tableau 5-3 : Valeurs prédites de la conductivité hydraulique

Échantillon	S_s (m^2/kg)	e_0	D_R	$k_{(Prédite)}$ (cm/s)
10A	69452,76	1,843	2,75	1,91E-08
10B	73089,34	1,721	2,75	1,47E-08
11B	73838,25	1,865	2,75	1,74E-08
15A	69899,51	1,881	2,75	1,98E-08
15B	82160,75	1,912	2,75	1,49E-08
20A	82984,88	1,757	2,75	1,19E-08
20B	78954,07	1,883	2,75	1,55E-08

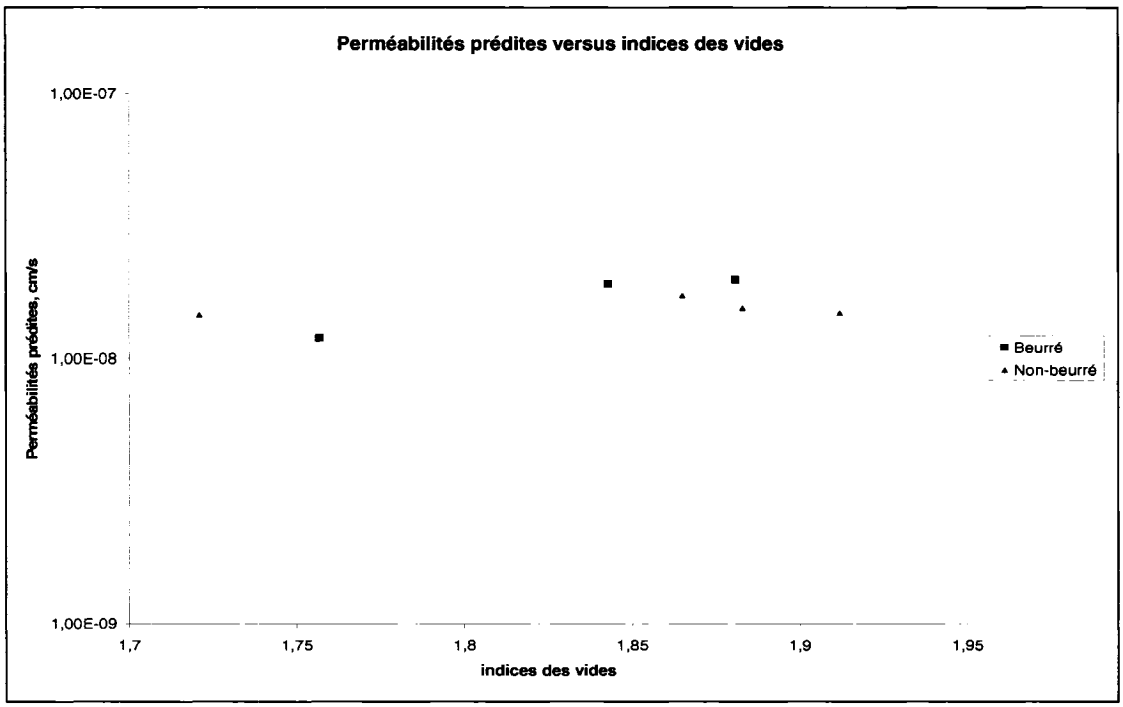


Figure 5.1 : Conductivité hydraulique prédites (Kozeny-Carman) versus indices des vides

5.1.2. Discussions sur la méthode de prédiction de Kozeny-Carman

D'après ces résultats (Tableau 5-3 et Figure 5.1), on constate que les valeurs de la conductivité hydraulique prédites sont de l'ordre de 10^{-8} cm/s et que toutes ces valeurs sont assez proches et comprises entre $1.19*10^{-8}$ cm/s et $1.98*10^{-8}$ cm/s. Ceci est justifiable par le fait que la valeur prédite de k est en fonction de la limite de liquidité, de l'indice des vides et de la densité relative. Cette dernière valeur est constante et les deux autres (e et LL) ne différent que de ±5% d'un échantillon à un autre.

On peut dire aussi que la méthode de prédiction (Kozeny-Carman) a été établie pour un échantillon homogène testé au laboratoire, et qu'elle ne prend pas en compte plusieurs paramètres et notamment la méthode de forage (préparation de la lanterne) et les dimensions des échantillons prélevés. Donc, elle ne nous permet pas de vérifier l'existence ou non d'effets d'échelles et l'influence de la méthode de forage sur la qualité des résultats.

5.2. Méthode de Mbonimpa et al. (2002)

5.2.1. Étapes de prédictions et calculs

Mbonimpa et al. (2002) présentent une méthode de prédiction de la valeur de la conductivité hydraulique saturée. Cette méthode se base sur les propriétés pédologiques des matériaux.

L'originalité du modèle développé par les auteurs est que ce dernier utilise une relation explicite entre la tortuosité du média et son indice des vides puis le développement d'une nouvelle formule qui relie la surface spécifique massique S_m et la limite de liquidité pour les sols argileux.

L'équation fondamentale pour la conductivité hydraulique k est formulée en combinant les différents facteurs d'influences :

$$k = f_f \cdot f_v \cdot f_s \qquad [29]$$

f_f : Fonction des propriétés du fluide, $m^{-1}.s^{-1}$

f_v : Fonction des vides, m^3m^{-3}

f_s : Fonction de la surface caractéristique des grains, m^2

Fonction du fluide

La conductivité hydraulique est affectée par les propriétés du fluide passant à travers les pores, par la viscosité dynamique μ_w et γ_w.

$$f_f = f_w = \frac{\gamma_w}{\mu_w} \qquad [30]$$

μ_w : Viscosité dynamique de l'eau, $kg.m^{-1}.s^{-1}$

γ_w : Poids volumique de l'eau, kN/m^3

Fonction des vides

La fonction des vides est une extension de l'équation de Kozeny-Carman.

$$f_v \equiv f_e = C_e \frac{e^{3+x}}{1+e} \quad [31]$$

C_e, x : Paramètres du matériau qui représentent l'influence de la tortuosité

Pour des argiles, le paramètre x est définit comme suit :

$$x = 7.7 w_L^{-0.15} - 3 \quad [32]$$

w_L : Limite de liquidité

Fonction caractéristique de la surface

D'après Kozeny (1953), Carman (1956), Chapuis et Montour (1992) et Chapuis et Aubertin (2001), la fonction caractéristique de la surface est déterminée comme suit :

$$f_s = \frac{1}{\rho_s^2 \cdot S_m^2} \quad [33]$$

ρ_s: Densité des grains, kg/m³

S_m: Surface spécifique massique, m²/kg

Pour les sols plastiques et cohésifs,

$$S_m = \lambda \cdot w_L^{\chi} \quad [34]$$

Pour $21 < S_m < 433$ m²/kg et $25\% < w_L < 127\%$, $\lambda = 0.2$ m²/g et $\chi = 1.5$.

Donc,

$$f_s \equiv f_L = \frac{1}{\lambda^2 \cdot \rho_s^2 \cdot w_L^{2\chi}} \quad [35]$$

Et $$C_e \cdot f_w \cdot f_s = 0.063 \cdot w_L^{-3.3} \quad [36]$$

La conductivité hydraulique pour une argile est estimée en utilisant la formule suivante :

$$k_p = C_p \cdot \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot \frac{e^{3+x}}{1+e} \cdot \frac{1}{\rho_s^2 \cdot w_L^{2\chi}} \quad [37]$$

Avec, $$C_p = \frac{C_e}{\lambda} \quad [38]$$

k_p : Conductivité hydraulique pour sols plastiques, cm/s

C_p : Constante utilisée dans l'équation proposée pour les sols plastiques/cohésifs, g^2/m^4

La limite de liquidité w_L peut être remplacée par e_L avec $e_L = 0.01 \cdot G_s \cdot w_L$. Cela rapproche le modèle de sa base physique.

Résultat de la prédiction

En appliquant la méthode décrite ci-dessus, les résultats suivants ont été obtenus :

Tableau 5-4 : Résultat de la conductivité hydraulique prédite selon La méthode de Mbonimpa et al. (2002)

Échantillon	w_L (%)	ρ_s (kg/m³)	e	x	e_L	k_p (cm/s)
10A	54	2750	1,77	1,23	1,49	4,89E-07
10B	64,13	2750	1,72	1,13	1,76	2,36E-07
11B	60,21	2750	1,86	1,16	1,66	3,91E-07
15A	59,42	2750	1,83	1,17	1,63	3,88E-07
15B	64,13	2750	1,94	1,13	1,76	3,59E-07
20A	62,71	2750	1,96	1,14	1,72	4,04E-07
20B	62,66	2750	1,88	1,14	1,72	3,51E-07

5.2.2. Discussions sur la méthode de prédiction de Mbonimpa et al. (2002)

Selon la méthode proposée par Mbonimpa et al. (2002), les valeurs de la conductivité hydraulique prédites varient entre $2.36*10^{-7}$ cm/s et $4.89*10^{-7}$ cm/s avec une valeur moyenne de $3.74*10^{-7}$ cm/s (Tableau 5-4). L'originalité de ce modèle développé par les auteurs est que ce dernier utilise une relation explicite entre la tortuosité du média et son indice des vides puis le développement d'une nouvelle formule qui relie la surface spécifique massique S_m et la limite de liquidité pour les sols argileux.

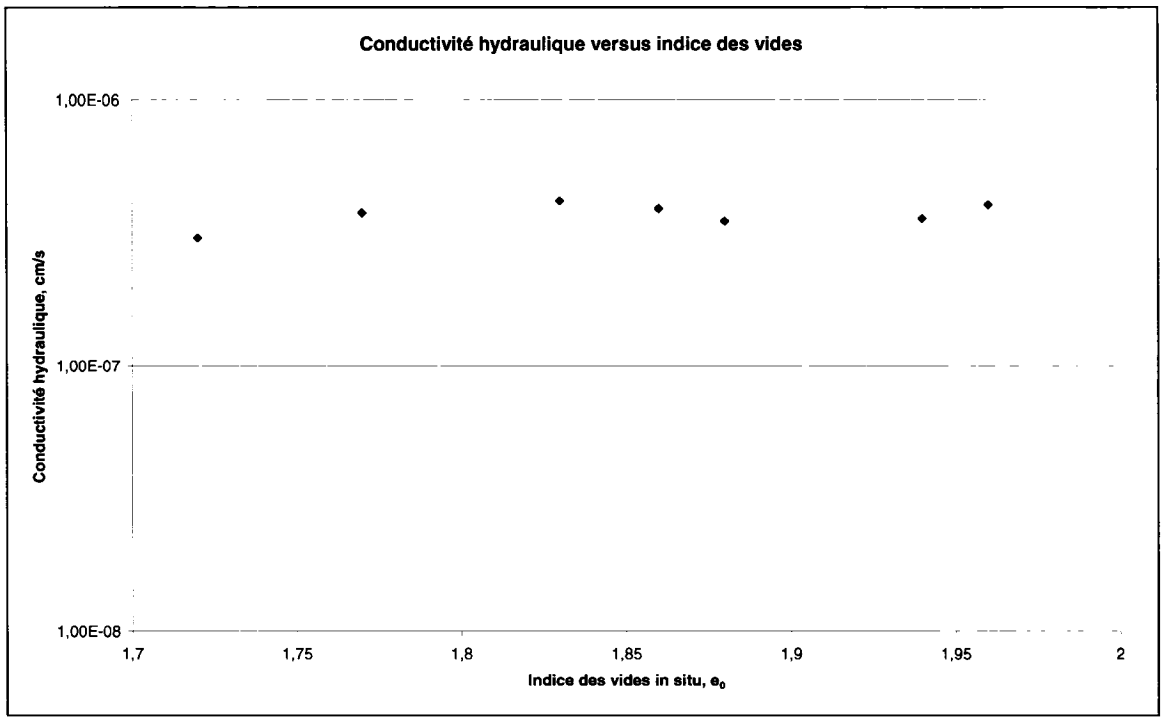


Figure 5.2 : Conductivité hydraulique versus indice des vides e_0 (Méthode Mbonimpa et al. (2002))

D'après la figure 5.2 ci-dessus, on constate que la conductivité hydraulique prédite avec la méthode proposée par Mbonimpa et al. (2002) ne varie que très peu avec l'indice des vides. C'est le même constat que nous avons émis pour la méthode de prédiction de Kozeny-Carman.

5.3. À propos des méthodes de prédiction

Afin de prédire la valeur de la conductivité hydraulique de l'argile étudiée, deux méthodes de prédiction ont été utilisées. La première méthode dite méthode de Kozeny-Carman donne des conductivités hydrauliques entre $1.19*10^{-8}$ cm/s et $1.98*10^{-8}$ cm/s. La méthode proposée par Mbonimpa et al. (2002) a livré des résultats entre $2.4*10^{-7}$ cm/s et $4.9*10^{-7}$ cm/s. Cette méthode semble plus fiable que la première car elle prend en considération les caractéristiques du fluide, des vides et de la surface spécifique alors que la méthode de Kozeny-Carman ne prend en considération que la surface spécifique calculée à partir de la limite de liquidité de l'argile.

5.4. Comparaison entre méthodes de prédiction et autres essais

Le Tableau 5-5 présente les valeurs des conductivités hydrauliques estimées avec les méthodes de prédiction, in situ et méthodes de laboratoire.

Tableau 5-5 : Conductivités hydrauliques estimées par plusieurs méthodes

Échantillon	$k_{Kozeny-Carman}$ (cm/s)	$k_{Mbonimpa}$ (cm/s)	$k_{Triaxial}$ (cm/s)	k_{Direct} (cm/s)	k_{Taylor} (cm/s)	$k_{in\ situ}$ (cm/s)
10A	1,91E-08	3,77E-07	8,65E-08	3,90E-08	2,01E-07	1,73E-07
10B	1,47E-08	3,04E-07	2,38E-07	4,71E-08	--	2,43E-07
11B	1,74E-08	3,91E-07	8,40E-08	4,96E-08	2,02E-07	2,06E-07
15A	1,98E-08	4,18E-07	1,47E-07	4,89E-08	3,44E-07	1,74E-07
15B	1,49E-08	3,59E-07	4,78E-07	5,08E-08	1,97E-07	1,69E-07
20A	1,19E-08	4,04E-07	1,20E-07	4,70E-08	2,20E-07	2,66E-07
20B	1,55E-08	3,51E-07	7,23E-08	4,40E-08	3,87E-07	1,75E-07
Moyenne	**1,62E-08**	**3,72E-07**	**1,75E-07**	**4,66E-08**	**2,59E-07**	**2,01E-07**

On remarque que les valeurs obtenues ont des ordres de grandeur différents d'une méthode à l'autre.

La figure 5.2 ci-dessous synthétise ces résultats :

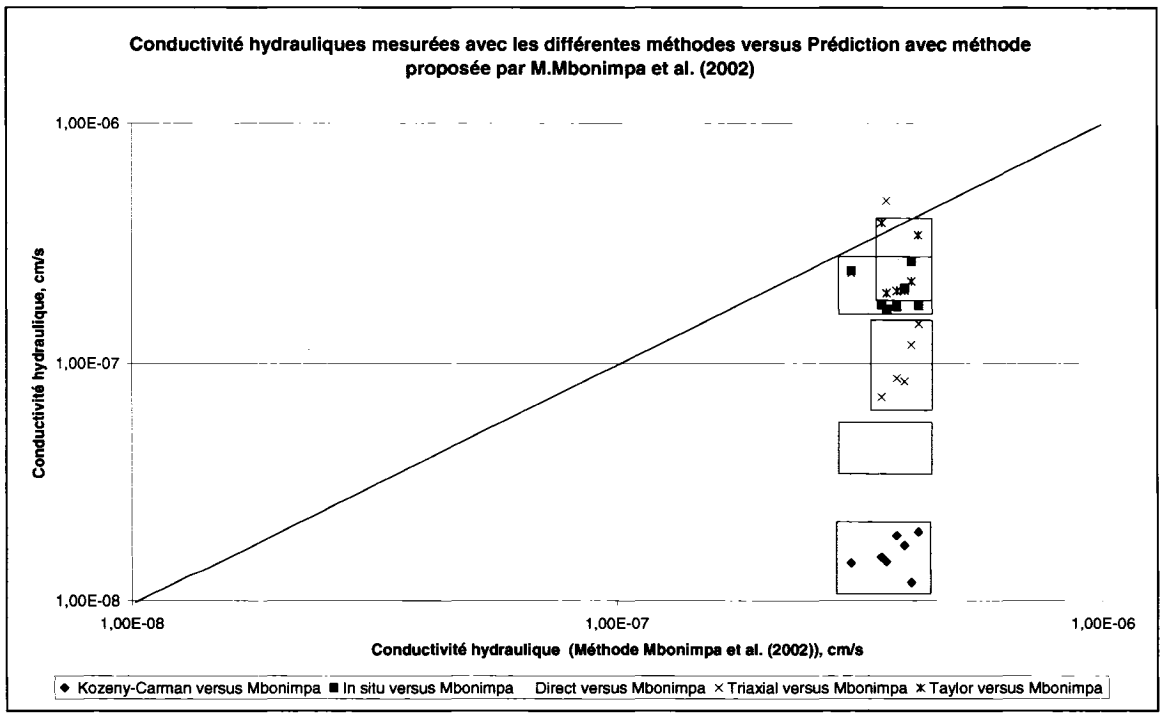


Figure 5.3 : Conductivité hydraulique mesurée ou estimée par plusieurs méthodes versus conductivité hydraulique estimée par la méthode de Mbonimpa et al. (2002)

Les résultats obtenus montrent que la méthode de prédiction proposée par Mbonimpa et al. (2002) donne des valeurs de l'ordre de 10^{-7} cm/s. Ce même ordre de grandeur est obtenu dans les essais réalisés in situ, par la méthode de Taylor sur les cellules œdométriques du laboratoire et pour les essais sur cellules triaxiales. La méthode de prédiction de Kozeny-Carman donne un ordre de grandeur de 10^{-8} cm/s identique à celui obtenu avec la méthode directe sur cellule œdométrique.

CHAPITRE 6 : SYNTHÈSE ET DISCUSSIONS

Avant de commencer à comparer et analyser les différents résultats théoriques et expérimentaux émanant des diverses méthodes utilisées tout au long de cette étude, il faut tout d'abord faire attention à l'effet qu'à la température du milieu (eau utilisée in situ et dans le laboratoire) sur les valeurs de la conductivité hydraulique.

En effet, l'équation ci-dessous montre que la conductivité hydraulique n'est pas toujours constante pour un sol déterminé mais varie avec la viscosité de l'eau η, qui a son tour varie en fonction de la température T. La masse volumique de l'eau ρ_w étant plus ou moins constante n'influencera pas les résultats.

$$k_{20^oC} = \frac{\eta_T}{\eta_{20^oC}} k_T = R \cdot k_T \qquad [39]$$

Avec,

k_{20^oC} : Conductivité hydraulique à la température de 20°C en cm/s

k_T : Conductivité hydraulique à la température T°C en cm/s

η_T : Viscosité de l'eau à la température T°C en g/cm.s

η_{20^oC} : Viscosité de l'eau à la température T°C g/cm.s

Notons que pour une température T (°C), la viscosité de l'eau et sa masse volumique sont calculées de la manière suivante (Chapuis (2001)):

$$\eta\,(g/cm.s) = 0.0178 - 5.684*10^{-4}\,T + 1.115*10^{-5}\,T^2 - 1.017*10^{-7}\,T^3 \qquad [40]$$

$$\rho_w\,(g/cm^3) = 0.99991 + 5.202*10^{-5}\,T - 7.512**10^{-6}\,T^2 + 3.605*10^{-8}\,T^3 \qquad [41]$$

On obtient alors pour les températures ci-dessous, les viscosités et les masses volumiques suivantes:

Tableau 6-1 : Valeurs de la viscosité et de la masse volumique de l'eau en fonction de la température

Température (°C)	Viscosité (g/s.cm)	Masse volumique (g/cm³)
4,0	0,01570	0,9999108
16,0	0,01114	0,9999106
17,0	0,01086	0,9999106
18,0	0,01059	0,9999105
19,0	0,01033	0,9999105
20,0	0,01008	0,9999105
21,0	0,00984	0,9999105
22,0	0,00961	0,9999105
23,0	0,00939	0,9999105
24,0	0,00917	0,9999105
25,0	0,00897	0,9999105
26,0	0,00877	0,9999105
27,0	0,00858	0,9999104
28,0	0,00839	0,9999104
29,0	0,00821	0,9999104
30,0	0,00804	0,9999104

L'influence de la température peut provenir d'autres sources que l'eau et notamment la température du lixiviat. Mais vu le manque d'information à propos de ce point, on ne la traitera pas dans ce document.

Donc, pour compare les valeurs de k, on a corrigé toutes les conductivités hydrauliques calculées au laboratoire et sur le terrain pour les ramener à des valeurs k à une température de 23 ^{O}C qui est la température moyenne au laboratoire.

Aussi, il ne faut pas confondre conductivité hydraulique du matériau et la perméabilité intrinsèque de ce dernier.

Considérons un milieu poreux formé de sphères identiques de diamètre d. Les pores ont une taille proportionnelle à d. Dans les pores saturés en eau, v(Darcy) en 1D sera proportionnelle à d^2, au poids volumique γ_w, à l'inverse de la viscosité dynamique, μ^{-1}, et au module i du vecteur gradient.

$$v(Darcy) = -\frac{Cd^2\rho_w g}{\mu_w} i = -Ki \qquad [42]$$

Où C est le coefficient de proportionnalité. Prenons la loi de Darcy sous sa forme 1D, on a

$$K(Darcy) = [Cd^2]\left[\frac{\rho_w g}{\mu_w}\right] = k\frac{\rho_w g}{\mu_w} \quad [43]$$

Où $K=Cd^2$ est la perméabilité du matériau, souvent appelée perméabilité intrinsèque (unité m^2) alors que la conductivité hydraulique k a pour unité le m/s.

La conductivité hydraulique du matériau est écrite sous la forme :

$$k_w = K\frac{g\rho_w}{\mu_w} \quad [44]$$

Avec,

k_w= Conductivité hydraulique du matériau, cm/s

μ_w: Viscosité dynamiqe de l'eau, kN/m^3

Comme annoncé en introduction de ce document, cette étude a quatre objectifs :

- Le premier objectif est de déterminer, par des essais de laboratoire, sur des petits échantillons, les deux conductivités hydrauliques (verticale et horizontale) en fonction de l'indice des vides et de l'état de consolidation.
- Le deuxième objectif est de déterminer la conductivité hydraulique horizontale in situ, à plus grande échelle qu'au laboratoire.
- Le troisième objectif est de vérifier s'il existe ou non un effet d'échelle dans cette argile.
- Le quatrième objectif est de vérifier s'il est indiqué de prendre beaucoup de précautions pour minimiser le remaniement de l'argile pendant l'installation d'un piézomètre destiné à réaliser des essais de perméabilité in situ.

6.1. Synthèse sur les propriétés physiques et géotechniques de l'argile

Avant d'analyser les résultats des divers essais de perméabilité, on va exposer les différentes propriétés physiques et géotechniques de l'argile étudiée.

En un premier temps, on a décrit les méthodes utilisées et les résultats obtenus en ce qui concerne la détermination des teneurs naturelles en eau, les limites de liquidité, de plasticité et des indices des vides.

La variation de ces paramètres en fonction de la profondeur de l'argile est présentée dans la figure 6.1 ci- dessous :

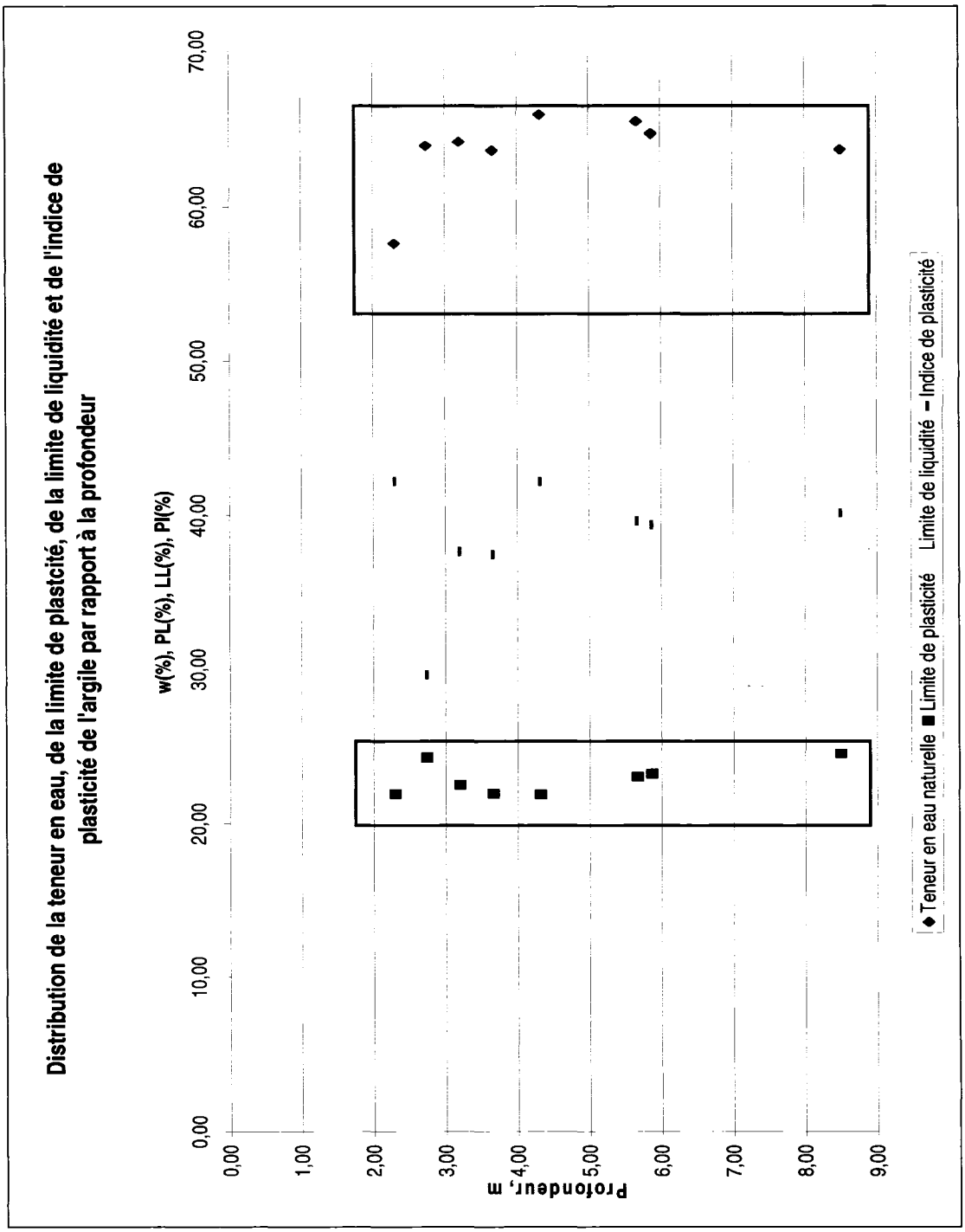


Figure 6.1 : Distribution de la teneur d'eau, de la limite de plasticité, de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité par rapport à la profondeur

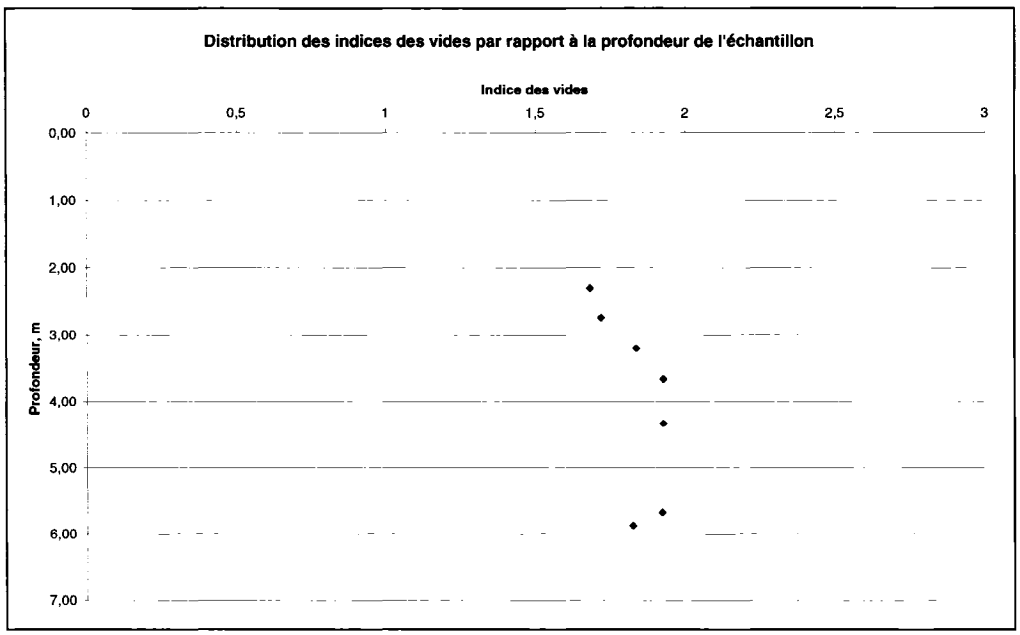


Figure 6.2 : Distribution des indices de vides par rapport à la profondeur de l'échantillon

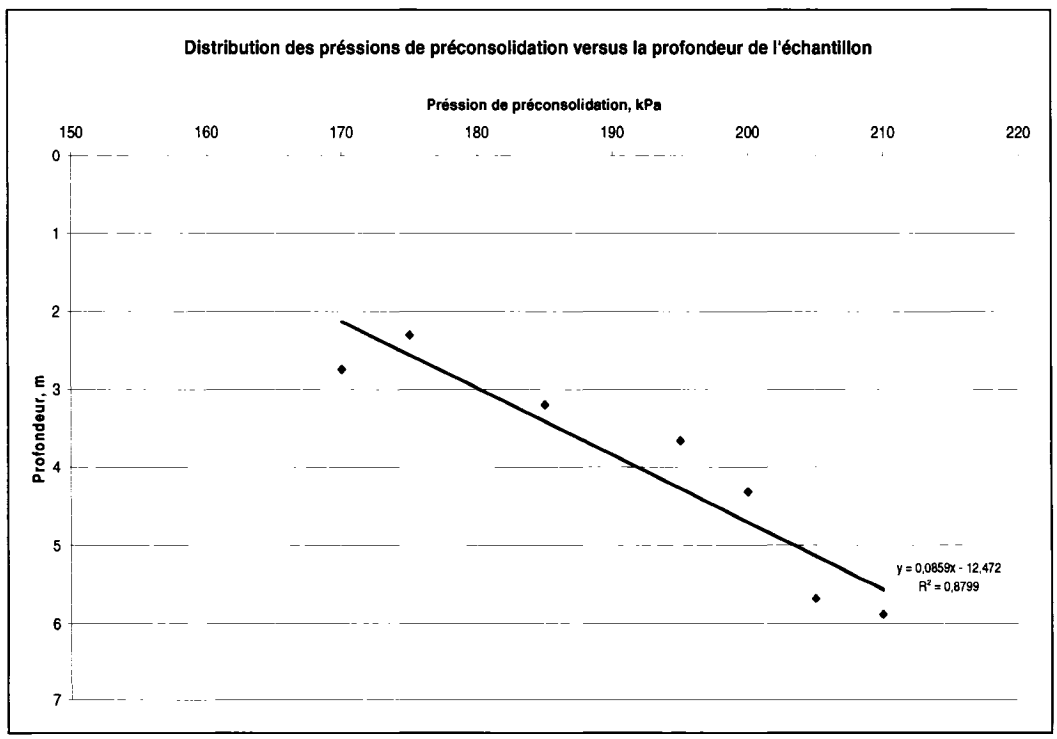


Figure 6.3 : Distribution des pressions de préconsolidation par rapport à la profondeur de l'échantillon

D'après les figures 6.1, 6.2 et 6.3 ci-dessus, on constate que :

- La teneur en eau naturelle ne varie pas considérablement en fonction de la profondeur. En effet, elle varie entre 58% et 62% pour tous les échantillons testés.
- La limite de liquidité varie de moins de 2% entre les profondeurs 2 m et 9 m.
- Les valeurs de la limite de liquidité tournent autour de la valeur 61%. La variation de cette dernière est négligeable en fonction de la profondeur (dans ce cas).
- L'indice des vides de l'argile (in situ) varie entre 1.72 et 1.92 pour tous les échantillons.
- On constate que plus l'échantillon est profond, plus la pression de préconsolidation est élevée. On peut tracer une régression linéaire (Figure 6.3).

On constate d'après cette série de résultats que la profondeur n'influe ni sur l'indice des vides ni sur la valeur des limites d'Atterberg. Par contre, plus l'échantillon est profond, plus la pression de préconsolidation est grande. On peut affirmer pour le moment que la couche d'argile est homogène et plastique.

6.2. Objectif 1 : Essais de laboratoire

L'objectif premier de ce projet est de déterminer, par les méthodes de laboratoire, les conductivités hydrauliques verticales et horizontales et d'analyser ces résultats en fonction de l'indice des vides et de l'état de consolidation de l'argile.

Les conductivités hydrauliques horizontales sont obtenues sur œdomètre par méthode directe et méthode indirecte de Taylor et par essais sur cellules triaxiales. Les conductivités verticales sont obtenues par essais directs sur œdomètre et par la méthode indirecte de Taylor.

Tableau 6-2 : Conductivité hydraulique de l'argile par méthodes de laboratoire

Éch.	Prof. (m)	k (cm/s) PAR ESSAI DE LABORATOIRE (@ T=23°C)				
		Essai Direct		Méthode Taylor		Cellule triaxiale
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Vertical
10A	2,74	--	3,90E-08	--	2,01E-07	8,65E-08
10B	2,30	--	4,71E-08	2,01E-07	--	2,38E-07
11B	3,20	3,42E-08	4,96E-08	2,98E-07	2,02E-07	8,40E-08
15A	3,66	4,70E-08	4,89E-08	3,00E-07	3,44E-07	1,47E-07
15B	4,32	5,08E-08	5,08E-08	2,35E-07	1,97E-07	4,78E-07
20A	5,67	4,46E-08	4,70E-08	2,92E-07	2,20E-07	1,20E-07
20B	5,87	3,95E-08	4,40E-08	1,36E-06	3,87E-07	7,23E-08
25H1	8,50	--	--	--	2,62E-07	1,97E-07
25H2	8,50	--	--	--	2,62E-07	1,65E-07

Pour les essais au laboratoire, on constate que les ordres de grandeur de la conductivité hydraulique sont différents d'un essai à l'autre. Pour les essais directs sur œdomètre, l'ordre de grandeur est de 10^{-8} cm/s et la moyenne des conductivités hydrauliques de $4.52*10^{-8}$ cm/s. Pour les essais sur les cellules triaxiales et avec la méthode de Taylor, on obtient un ordre de grandeur de 10^{-7} cm/s. Une moyenne des conductivités hydrauliques de $1.75*10^{-7}$ cm/s est estimée sur les cellules triaxiales et de $2.51*10^{-7}$ cm/s. On constate aussi l'isotropie de cette argile : que ce soit dans les essais directs ou pour la méthode de Taylor, les valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales sont assez proches.

Relation entre pression de préconsolidation et conductivité hydraulique

Pour chaque échantillon, on a effectué un essai de consolidation sur œdomètre. Les résultats de ce dernier ont permis de tracer la courbe de l'indice des vides versus les contraintes effectives verticales et d'en extraire les pressions de préconsolidation de chaque échantillon d'argile testé. À partir de ces résultats et des valeurs des conductivités hydrauliques obtenues avec les différentes méthodes de laboratoire utilisées et présentées précédemment, on trace le graphe ci-dessous.

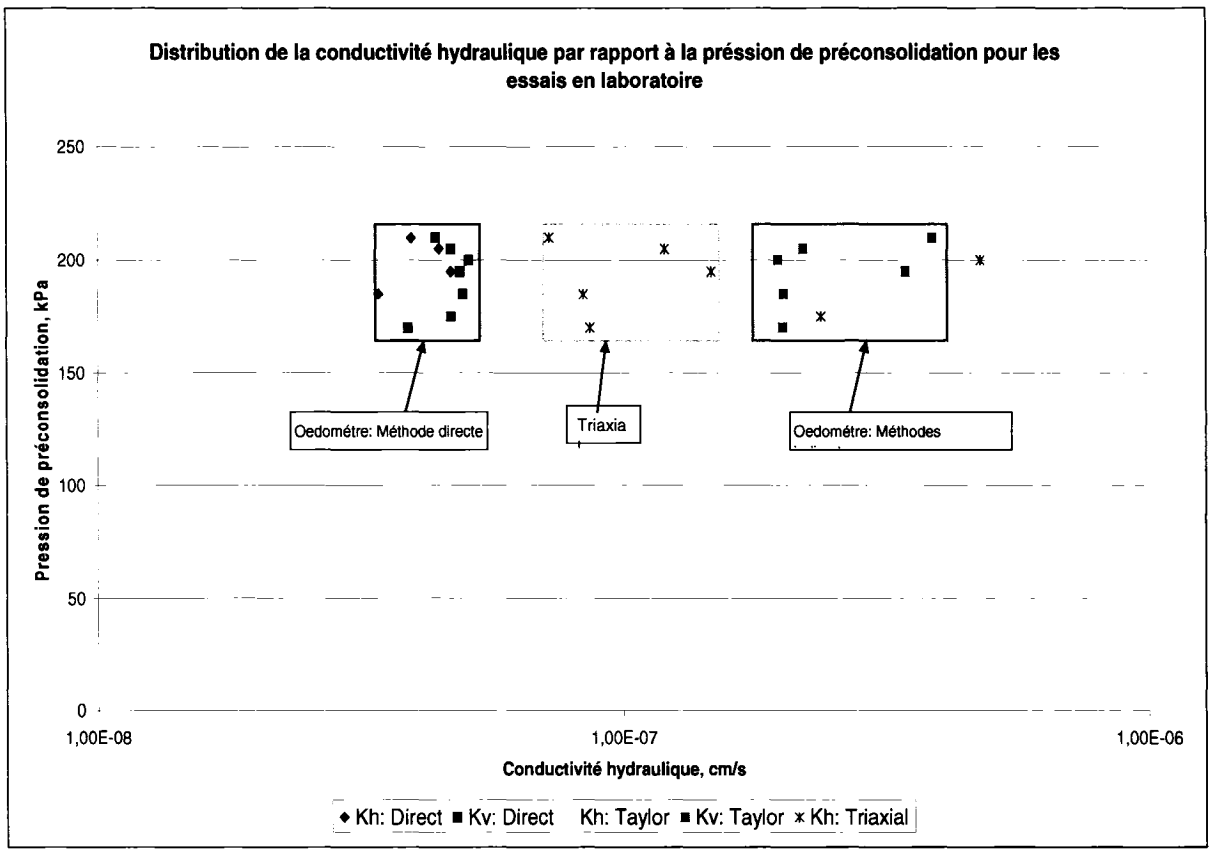


Figure 6.4 : Pression de préconsolidation de l'argile versus conductivité hydraulique (Méthode de laboratoire)

Les résultats montrent qu'il n'existe pas une relation linéaire entre la conductivité hydraulique de l'argile et sa pression de préconsolidation pour aucune des méthodes de laboratoire utilisées.

On peut par contre constater que pour chaque méthode utilisée, les valeurs de la conductivité hydraulique ne varient pas d'une manière significative par rapport à la pression de préconsolidation. Le fait que la pression de préconsolidation ne varie que de 5 à 10 kPa d'une profondeur à l'autre ne permet pas d'observer une variation considérable des conductivités hydrauliques mesurées au laboratoire.

Relation entre la profondeur de l'échantillon de l'argile et sa conductivité hydraulique

L'analyse de la figure 6.5 montrant la profondeur de l'échantillon versus la conductivité hydraulique démontre que :

- La profondeur de l'échantillon n'influence, en aucun des cinq cas, les valeurs des conductivités hydrauliques.
- Malgré la différence de l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique d'une méthode à l'autre, la distribution des conductivités hydraulique par rapport à la profondeur de l'échantillon est semblable. La variation de cette valeur est négligeable.

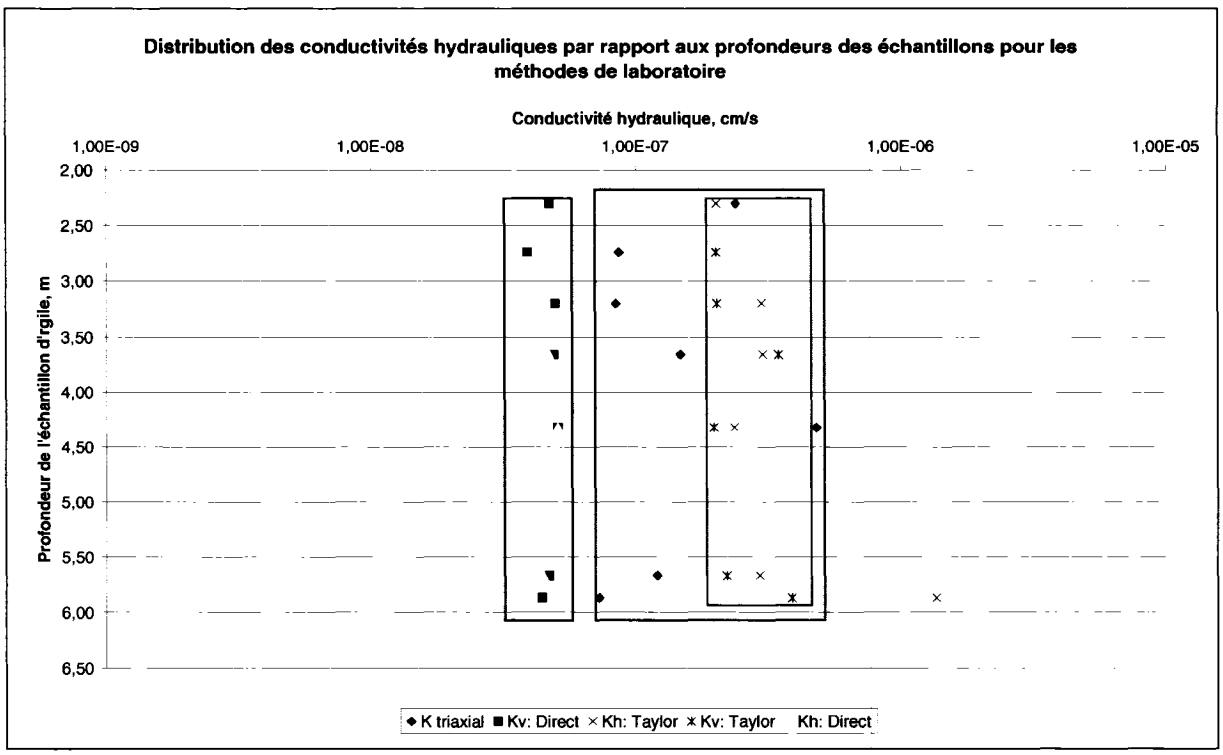


Figure 6.5 : Profondeur de l'échantillon d'argile versus conductivité hydraulique (Méthode de laboratoire)

Relation entre la conductivité hydraulique de l'argile et les contraintes verticales effectives (Méthode directe de laboratoire)

À partir des résultats des essais de perméabilité directs conduits sur les cellules œdométriques, on trace le graphique de la conductivité hydraulique en fonction des contraintes verticales effectives.

D'après ce graphique, on constate que ce dernier peut être divisé en trois zones :

- Zone 1 : Avant d'atteindre la pression de préconsolidation.

Dans cette zone, la conductivité hydraulique est presque constante. La diminution de cette dernière avec l'augmentation de la pression de préconsolidation est à peine visible.

- Zone 2 : À partir de la pression de préconsolidation.

Dès que la pression de préconsolidation est atteinte, on remarque une diminution importante de la conductivité hydraulique et la relation entre la conductivité hydraulique et la contrainte verticale effective semble linéaire. Ceci est expliqué par le grand tassement subi par l'échantillon dès que la pression de préconsolidation est atteinte et la diminution de l'indice des vides qui l'accompagne.

- Zone 3 : Après la zone 2, on remarque que la pente commence à se redresser à partir de 500 kPa. La variation de la conductivité hydraulique va, au fur que les contraintes verticales effectives vont augmenter, être moins importante.

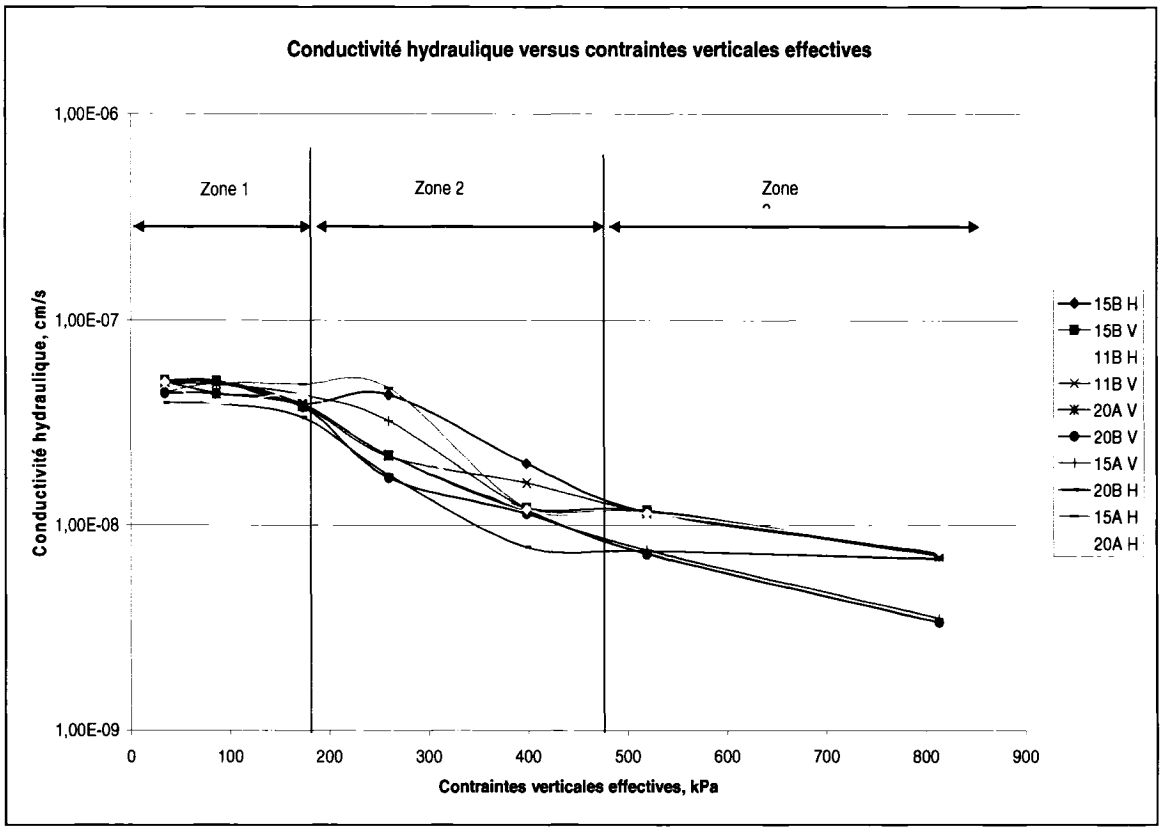


Figure 6.6 : Conductivité hydraulique versus contraintes verticales effectives (Méthode directe de laboratoire)

Relation entre la conductivité hydraulique de l'argile et son indice des vides (Méthode directe de laboratoire)

La variation de conductivité hydraulique de l'argile par rapport à son indice des vides suit la même logique que la relation entre la conductivité hydraulique de l'argile et les contraintes verticales effectives. En effet, plus on augmente les contraintes verticales effectives, plus l'indice des vides diminue et la conductivité hydraulique diminue aussi.

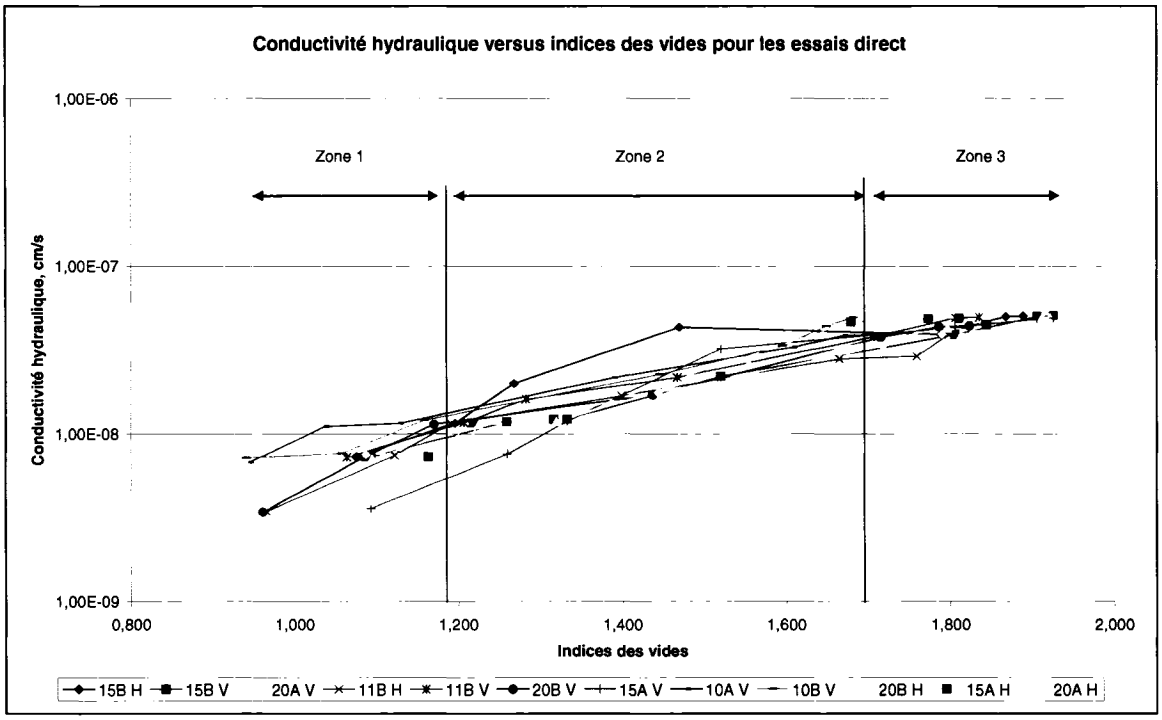


Figure 6.7 : Conductivité hydraulique versus indices des vides (Méthode directe de laboratoire)

La variation de la conductivité hydraulique par rapport à $e^3/(1+e)$ donne les résultats suivants (figure 6.8) :

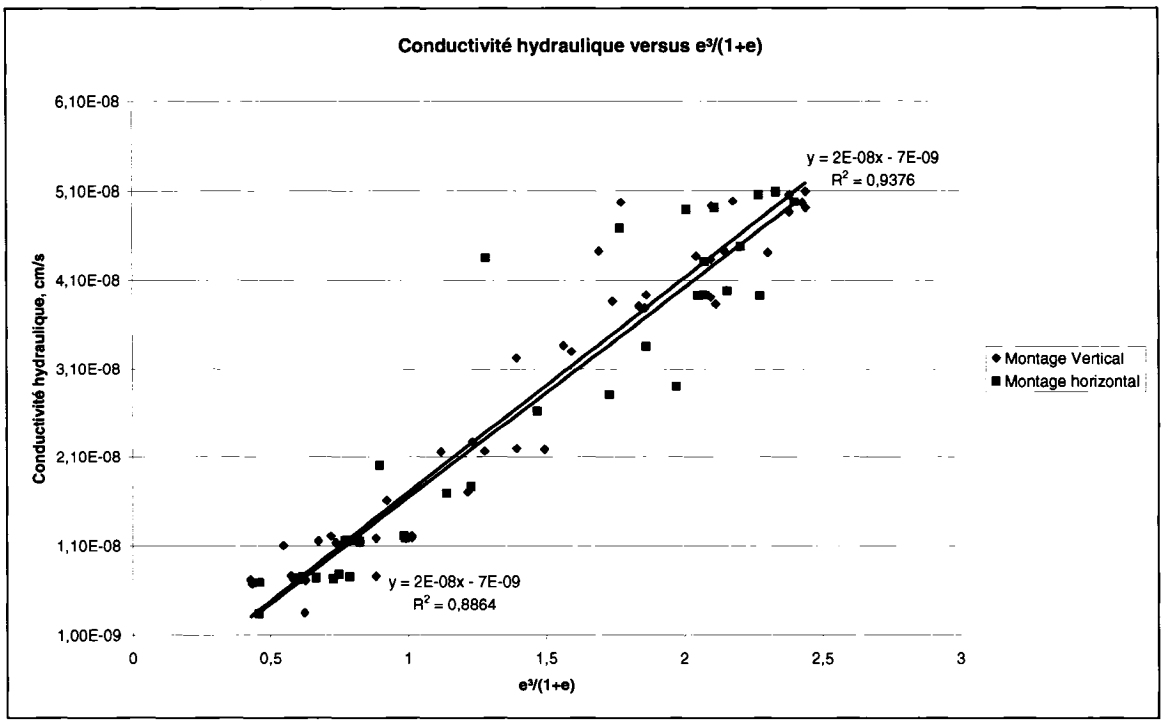


Figure 6.8 : Conductivité hydraulique versus $e^3/(1+e)$

On a voulu vérifier la relation de Kozeny-Carman. Les résultats ont montré qu'il existe une linéarité entre la valeur de la conductivité hydraulique et $e^3/(1+e)$. Cette linéarité a été avérée dans le cas de montages horizontal et vertical. Dans les deux cas, les pentes sont identiques (Figure 6.8), seul le coefficient de détermination R^2 est différent.

Relation entre la conductivité hydraulique verticale de l'argile et sa conductivité hydraulique horizontale (Méthode directe de laboratoire)

L'isotropie de l'argile étudiée est avérée. En effet, en analysant les résultats obtenus avec la méthode directe au laboratoire, on constate que la relation entre la conductivité hydraulique verticale de l'argile et sa conductivité hydraulique horizontale est linéaire et que les pentes (k_h versus k_v) varient entre un minimum de 0.92 et un maximum de 1.35.

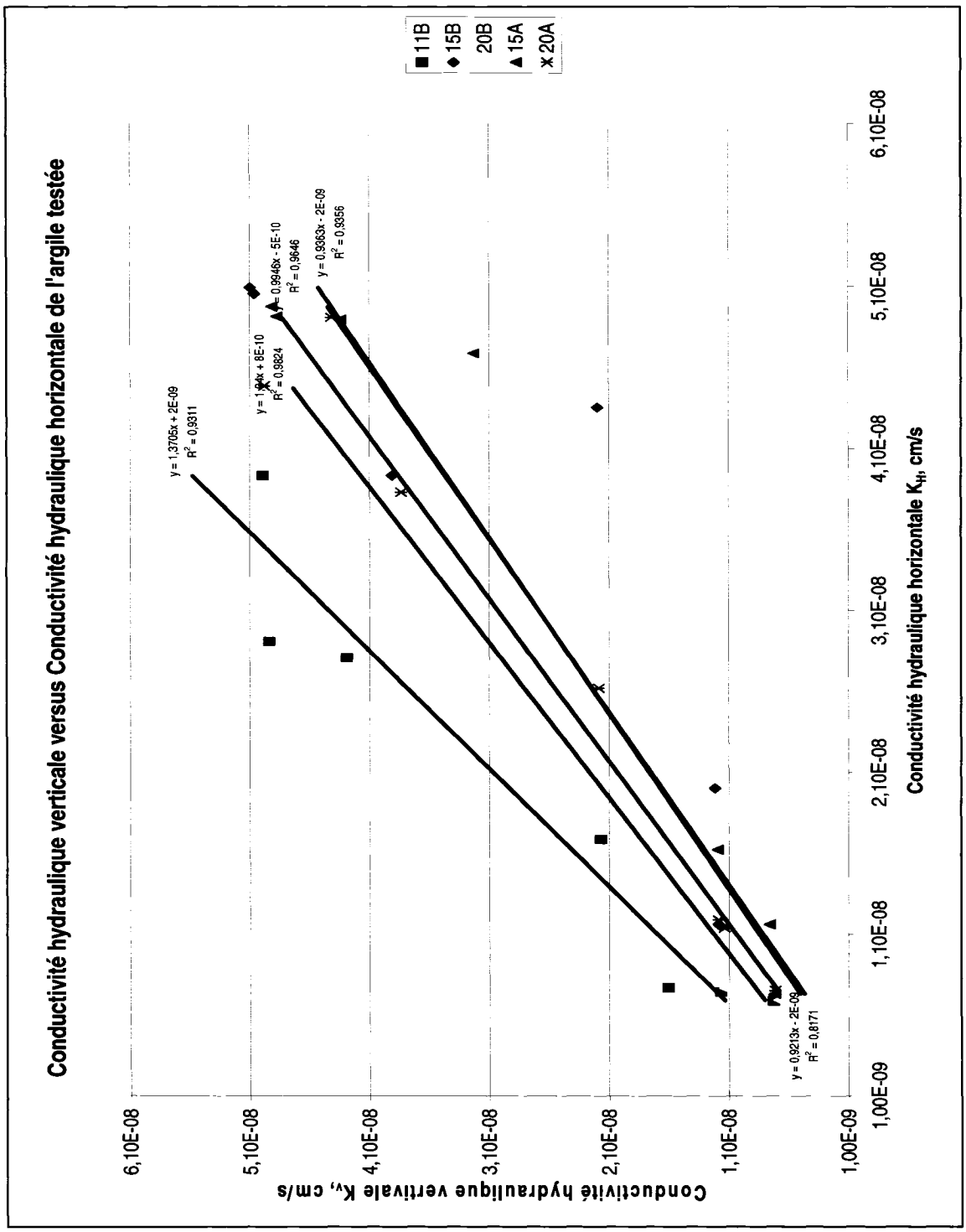


Figure 6.9 : Conductivité hydraulique directe versus conductivité hydraulique horizontale de l'argile (Méthode directe de laboratoire)

De manière plus générale, en observant la distribution de k_h versus k_v pour les différents échantillons testés (Figure 6.9), on voit que les résultats se tiennent près de la droite $k_h=k_v$ de ce dernier autour de la droite $K_h=K_v$. On conclut que :

- L'argile de Lachenaie est une argile isotrope.
- Ce constat est visible aux niveaux des deux méthodes utilisées (Directe et Taylor). Pour la méthode directe, les valeurs de k_h et k_v sont plus rapprochées de l'égalité que pour la méthode de Taylor. On remarque une plus grande proximité des points de la droite de $k_h=k_v$ pour la méthode directe (pour les raisons énoncées précédemment dans le rapport) (Figure 6.10).

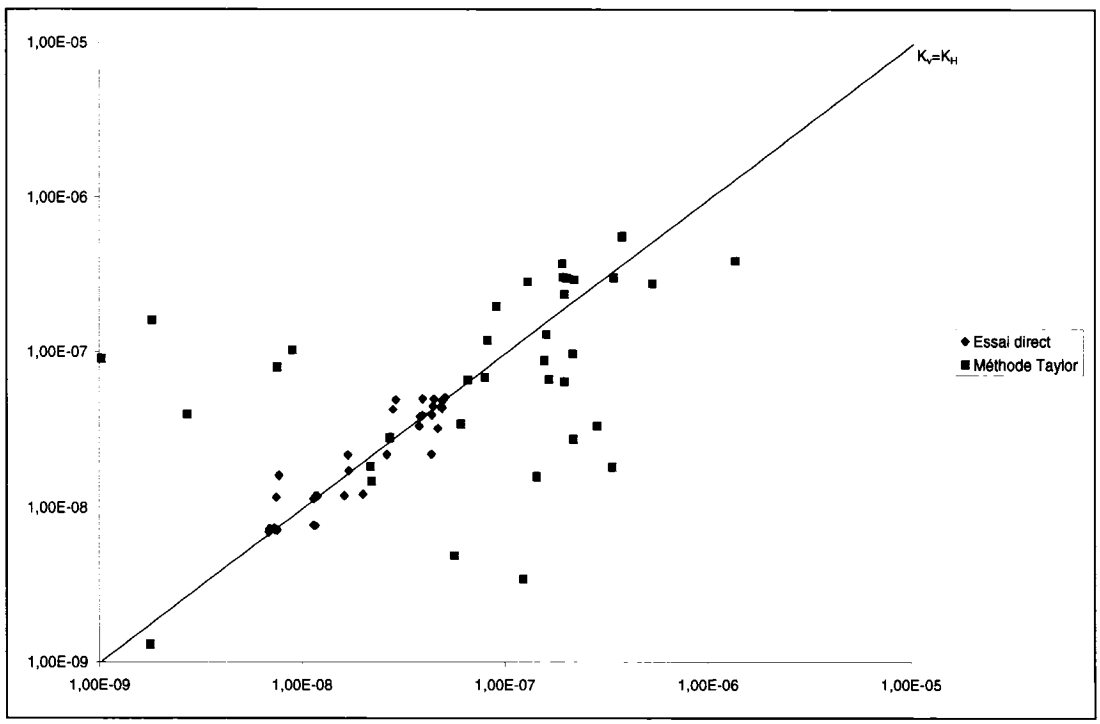


Figure 6.10 : Conductivité hydraulique horizontale versus conductivité hydraulique verticale de l'argile (Méthode directe et méthode de Taylor)

Relation e-log k pour l'argile de Lachenaie (Méthodes directe, Taylor et triaxiale)

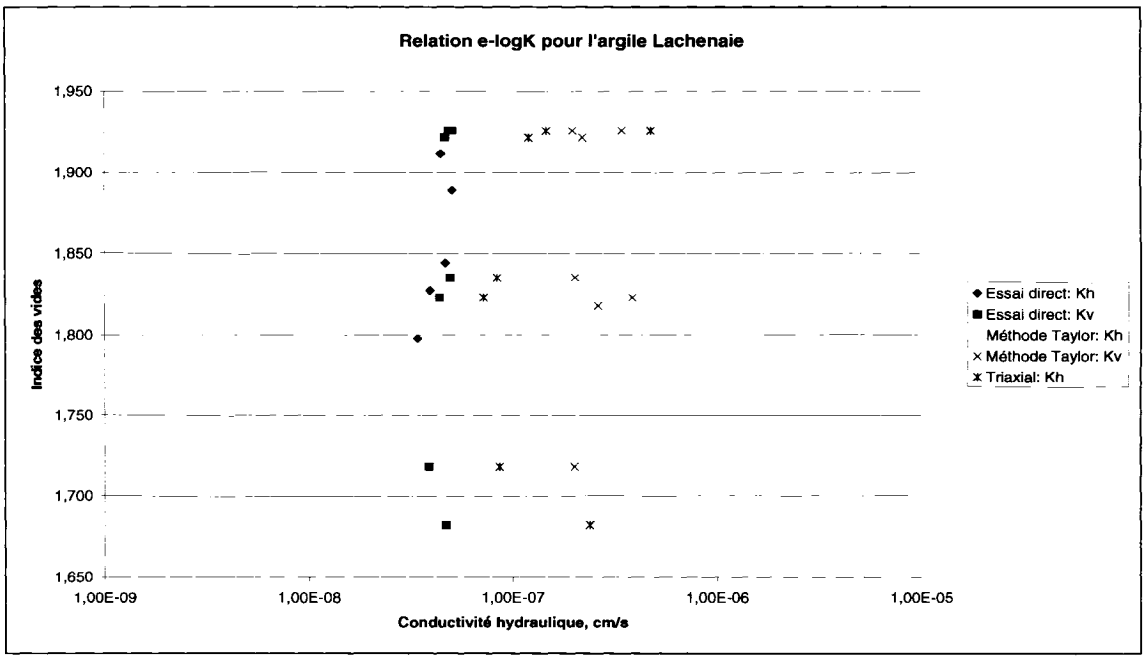


Figure 6.11 : Relation e-log k pour l'argile testée avec les trois méthodes de laboratoire

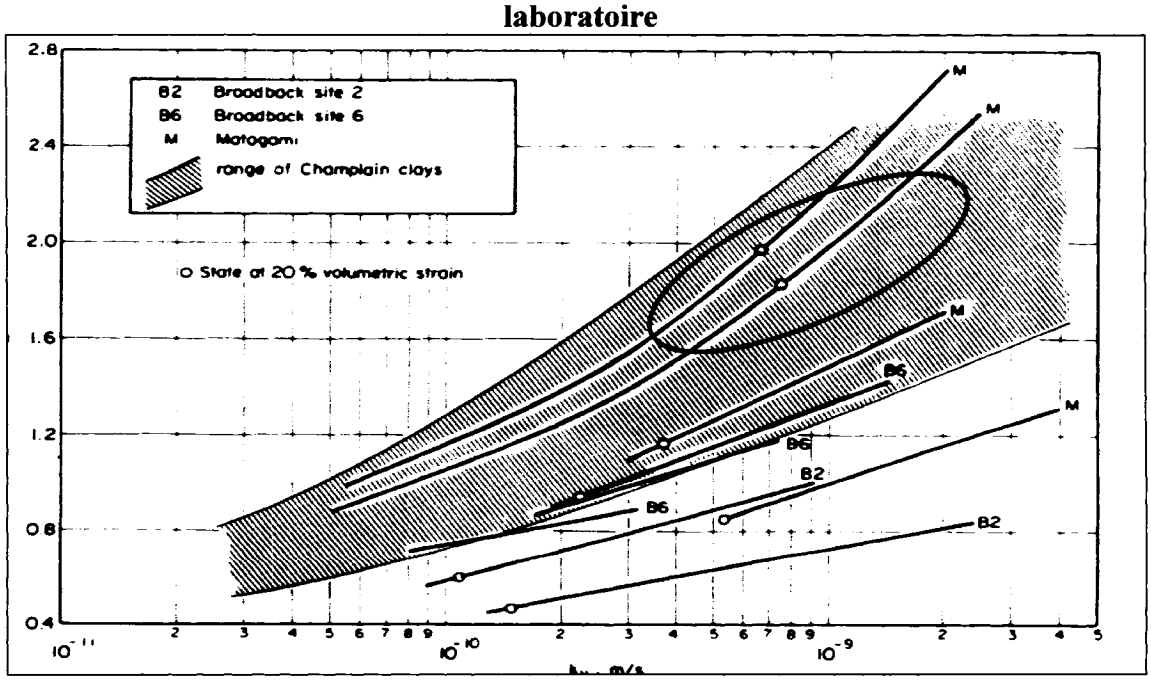


Figure 6.12 : Relation e-log k pour les argiles du Canada et emplacement de l'argile Lachenaie sur le graphe (D'après Tavenas et al. (1983)).

La figure 6.11 montre la relation entre l'indice des vides e et log k pour toutes les méthodes de laboratoire.

En superposant ces résultats sur la courbe obtenue par Tavenas et al., (1983) (Figure 6.12), on constate qu'on se retrouve bien dans l'intervalle des argiles Champlain. On n'obtient pas une relation linéaire entre e et log k, mais on se trouve dans le spectre des résultats des argiles Champlain.

6.3. Objectif 2 : Essai in situ

En parallèle avec les essais de laboratoire, des essais de perméabilité à niveau variable ont été conduits sur les piézomètres précédemment installés. Des essais à niveau remontant et à niveau descendant avec des différences initiales de charges hydrauliques de un, deux et trois mètres ont été utilisés. Ces essais ont duré en moyenne deux semaines chacun, les niveaux d'eau dans chaque piézomètre ont été relevés à une fréquence quotidienne avec une sonde et/ou des capteurs de pression.

Ces essais ont eu pour but de répondre au deuxième objectif de l'étude et qui consiste à déterminer la conductivité hydraulique horizontale de l'argile, in situ, et à plus grande échelle qu'au laboratoire.

Les résultats de ces essais sont présentés dans le tableau 6-3 ci-dessous :

Tableau 6-3: Conductivités hydrauliques in situ dans chaque forage selon la nature de l'essai

		K (cm/s) @ T=23°C						
		P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Profondeur (m)		5,67	5,87	3,66	4,32	2,74	2,30	3,20
Tube / Tarière		TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
Nature de l'essai	Remontant 1m	2,40E-07	2,74E-07	2,18E-07	2,39E-07	3,04E-07	5,44E-07	4,12E-07
	Descendant 1m	5,74E-07	1,76E-07	2,00E-07	1,87E-07	1,63E-07	1,78E-07	1,63E-07
	Remontant 2m	N/D	2,30E-07	N/D	1,30E-07	2,22E-07	2,15E-07	2,03E-07
	Descendant 2m	1,17E-07	3,02E-07	2,64E-07	4,25E-07	1,47E-07	1,82E-07	1,87E-07
	Descendant 3m	3,76E-07	N/D	3,35E-07	N/D	N/D	N/D	N/D

Ces résultats obtenus après des essais de différentes natures (remontant et descendant), différentes charges (1, 2 et 3m), différentes profondeurs (de 2.30m à 5.87m) et dans des trous forés avec deux méthodes différentes (tarière et tube) montrent que l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique horizontale est de 10^{-7} cm/s.

En premier lieu, on analyse les conductivités hydrauliques horizontales pour chaque essai, c'est-à-dire que pour les essais à niveau remontant et descendant à 1, 2 et 3 m, on calcule la moyenne des conductivités hydrauliques obtenues dans tous les piézomètres ainsi que le rapport max/min de cette valeur.

Tableau 6-4 : Valeurs moyennes des conductivités hydrauliques in situ et le rapport max/min (par rapport à la nature de l'essai)

		k_{max}/k_{min}	k_{moy} (cm/s)
Nature de l'essai	Remontant 1m	2,50	3,19E-07
	Descendant 1m	3.52	2.34E-07
	Remontant 2m	1,76	2,00E-07
	Descendant 2m	3,63	2,32E-07
	Descendant 3m	1,12	3,56E-07

On constate que la moyenne des conductivités hydrauliques k_{moy} se situe entre $2*10^{-7}$ et $3.56*10^{-7}$ cm/s et que le rapport k_{max}/k_{min} varie entre 1.12 et 3.63 (Tableau 6-4).

En second lieu, on calcule la moyenne des conductivités hydrauliques k_{moy} obtenue avec les cinq essais à niveau variable dans chaque piézomètre. On constate que la moyenne des conductivités hydrauliques k_{moy} se situe entre $2.09*10^{-7}$ cm/s et $2.80*10^{-7}$ cm/s. Le rapport k_{max}/k_{min} varie entre 1.67 et 4.90 (Tableau 6-5).

Tableau 6-5 : Valeurs moyennes des conductivités hydrauliques in situ et le rapport max/min (Pour chaque piézomètre tous essais confondus)

	P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
k_{moy} (cm/s)	3.27E-07	2,46E-07	2,54E-07	2,45E-07	2,09E-07	2,80E-07	2,41E-07
k_{max}/k_{min}	4.90	1,71	1,67	3,26	2,06	3,06	2,53

En dernier lieu, on analyse la distribution de la conductivité hydraulique horizontale par rapport à la profondeur du forage (Figure 6.15).

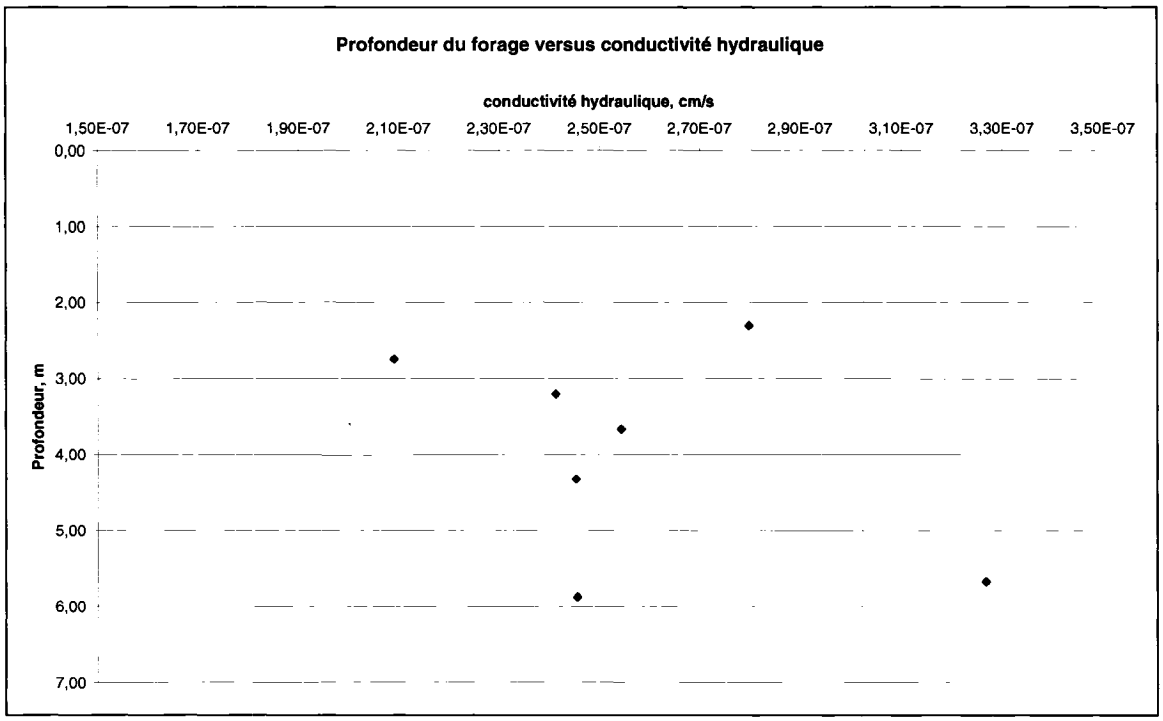


Figure 6.13 : Distribution de la conductivité hydraulique horizontale par rapport à la profondeur du forage

On constate que, comme pour les propriétés physiques et géotechniques, la conductivité hydraulique horizontale ne varie que très peu en fonction de la profondeur. Donc quelle que soit la profondeur, on reste toujours dans un ordre de grandeur de 10^{-7} cm/s.

Donc, au niveau des essais in situ, l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique est de 10^{-7} cm/s. La valeur moyenne de cette dernière à une température T=23°C est de $2.57*10^{-07}$ cm/s et comme l'indice des vides, les limites de consistance et les pressions de préconsolidation ne varient pas en fonction de la profondeur, la conductivité hydraulique ne varie pas non plus. Enfin, on note que les essais in situ permettent seulement de calculer les valeurs des conductivités hydrauliques horizontales grâce au graphique des vitesses ou au graphe semi-log corrigé.

Finalement, on réalise les deux tableaux 6-6 et 6-7 suivants :

- Le premier donne les valeurs k_{max}/k_{min} pour tous les essais réalisés in situ. On va analyser l'influence de le la méthode de préparation de la lanterne (Tarière TA / Tube TU) sur les résultats de K.
- Le second tableau ci-dessous, révèle les valeurs de k_{desc}/k_{rem} (conductivités hydrauliques dans les essais à niveau descendant/ conductivités hydrauliques dans les essais à niveau remontant) dans chaque piézomètre et avec 1m et 2m de charges hydrauliques.

Tableau 6-6 : k_{max}/k_{min} pour chaque forage réalisé

k_{max}/k_{min}						
P-20A	**P-20B**	**P-15A**	**P-15B**	**P-10A**	**P-10B**	**P-11B**
TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
4.76	1.72	1.67	3.22	2.08	3.03	2.50

En ce qui concerne le rapport k_{max}/k_{min} , on constate que la valeur de ce dernier oscille entre 1.67 et 4.76 pour tous les piézomètres installés. La méthode de forage (Tube/Tarière) ne semble pas influencer les résultats.

Tableau 6-7 : $k_{desc.}/k_{rem.}$ Pour chaque piézomètre à 1m et 2m de charges hydrauliques

	$k_{desc.}/k_{rem.}$						
	P-20A	**P-20B**	**P-15A**	**P-15B**	**P-10A**	**P-10B**	**P-11B**
	TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
H=1m	2,28	0,64	0,92	0,78	0,54	0,33	0,40
H=2m	n/d	1,31	n/d	3,27	0,66	0,85	0,92

Pour le rapport $k_{desc}./k_{rem}$ pour chaque piézomètre et pour les deux charges hydrauliques de 1m et 2m, on remarque que le rapport $k_{desc}./k_{rem}$ est inférieur à 1 dans la majorité des cas sauf pour le P-20A (H=1m) et les P-20B et P-15B (H=2m). La méthode de la préparation de la lanterne n'a pas d'influence sur les résultats obtenus (Tableau 6-7).

Dans un essai à niveau descendant, la pression de l'eau causée par la colonne d'eau crée une dilatation au niveau de la lanterne. Pour un essai à niveau remontant, l'inverse se produit : L'eau remonte dans le tube du piézomètre mais le trou se referme. Donc le niveau d'eau remonte plus rapidement car le diamètre du trou est plus petit.

Beaucoup d'autres facteurs peuvent être la cause de cette différence entre les valeurs de la conductivité hydraulique au sein du même piézomètre mais en changeant le sens de l'essai (remontant ou descendant). On peut citer la température du sol : les essais ont été réalisés en

Novembre, Décembre, Mars, Avril et Mai. Le sol est passé par plusieurs états et notamment un gel et un dégel. Ceci a surement dû avoir des répercussions sur la qualité des résultats (indice des vides du sol différent entre l'automne et l'hiver).

Aussi, la prise des niveaux d'eau a été faite a différents moments de la journée, la pression atmosphérique n'est pas constante toute la journée et durant les diverses saisons. Cela explique aussi cette différence. Mais en général, la tendance est respectée, on retrouve plus ou moins les mêmes ratios (max/min et desc./remon.) dans les résultats de tous les essais effectués.

6.4. Objectif 3 : Effets D'échelle

La collecte de tous les résultats obtenus lors des essais en laboratoire, in situ et avec la méthode de prédiction de Kozeny-Carman permet d'établir le tableau ci-dessous.

Tableau 6-8 : Récapitulatif des conductivités hydrauliques obtenues avec les méthodes in situ et de laboratoire

		Conductivité hydraulique K (cm/s)						
		P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Essai in situ	Remontant 1m	2,40E-07	2,74E-07	2,18E-07	2,39E-07	3,04E-07	5,40E-07	4,12E-07
	Descendant 1m	5,47E-07	1,76E-07	2,00E-07	1,87E-07	1,63E-07	1,78E-07	1,63E-07
	Remontant 2m	N/D	2,30E-07	N/D	1,30E-07	2,22E-07	2,15E-07	2,03E-07
	Descendant 2m	1,17E-07	3,02E-07	2,65E-07	4,25E-07	1,47E-07	1,82E-07	1,87E-07
	Descendant 3m	3,76E-07	N/D	3,35E-07	N/D	N/D	N/D	N/D
Essai de laboratoire	Essai direct Horizontal	4,46E-08	3,95E-08	4,70E-08	5,08E-08	N/D	N/D	3,42E-08
	Essai direct Vertical	4,70E-08	4,40E-08	4,89E-08	5,08E-08	3,90E-08	4,71E-08	4,96E-08
	Méthode Taylor Horizontal	2,92E-07	1,63E-06	3,00E-07	2,35E-07	N/D	2,01E-07	2,98E-07
	Méthode Taylor Vertical	2,20E-07	3,87E-07	3,44E-07	1,97E-07	2,01E-07	N/D	2,02E-07
	Cellule triaxiale	1,20E-07	7,23E-08	1,47E-07	4,78E-07	8,65E-08	2,38E-07	8,40E-08

A première vue, et d'après les données de ce tableau 6-8, on constate qu'il existe bien un effet d'échelle lors du calcul de la conductivité hydraulique de cette argile. Rappelons que la

hauteur des échantillons utilisés lors des essais de laboratoire est de 2cm pour les essais sur œdomètre et entre 5 et 10cm pour les essais sur cellule triaxiale.
On constate que pour les essais in situ, l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique horizontale est de 10^{-7} cm/s pour tous les piézomètres testés.

Pour les essais de laboratoire, les ordres de grandeur sont différents dépendamment du type d'essai. Un ordre de grandeur de 10^{-7} cm/s pour les essais conduits sur cellules triaxiales, un ordre de grandeur de 10^{-8} cm/s pour les essais directs de perméabilité et un ordre de grandeur de 10^{-7} cm/s pour les conductivités obtenues avec la méthode de Taylor. Cette dernière n'étant pas fiable car on fait l'usage d'une méthode graphique où les chiffres obtenus sont approximatifs. Enfin, la méthode de prédiction de Kozeny-Carman fournit un ordre de grandeur de 10^{-8} cm/s.
On constate aussi que les ordres de grandeur des conductivités hydrauliques d'un échantillon taillé horizontalement et verticalement sont les mêmes (Essais de laboratoire).

Dans la figure 6.16 ci-dessous, on constate que la valeur de la conductivité hydraulique varie en fonction de l'échelle des essais. En effet, on obtient deux ordres de grandeur : pour les essais directs en laboratoire (sur œdométre), l'ordre de grandeur est de 10^{-8} cm/s alors que pour les essais sur cellules triaxiales et in situ, l'ordre de grandeur est de 10^{-7} cm/s.
Au niveau des essais de laboratoire, la conductivité hydraulique augmente avec le volume du sol utilisé. En effet, en passant d'une épaisseur de 2.0 cm (Essai sur œdomètre) à une épaisseur moyenne de 7.5cm (Cellule triaxiale), on passe d'un ordre de grandeur de 10^{-8} cm/s à 10^{-7} cm/s. La représentativité de l'échantillon est donc déterminante dans les essais de laboratoire.
Cependant on peut dire que l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique est le même dans les essais sur la cellule triaxiale et les essais in situ (10^{-7} cm/s) malgré la grande différence entre la taille des échantillons dans ces deux cas (7.50 cm en moyenne dans les essais sur la cellule triaxiale et 64 cm en moyenne (longueur de la lanterne) dans les essais in situ). On peut en conclure qu'à ce niveau, l'effet d'échelle n'est pas visible.

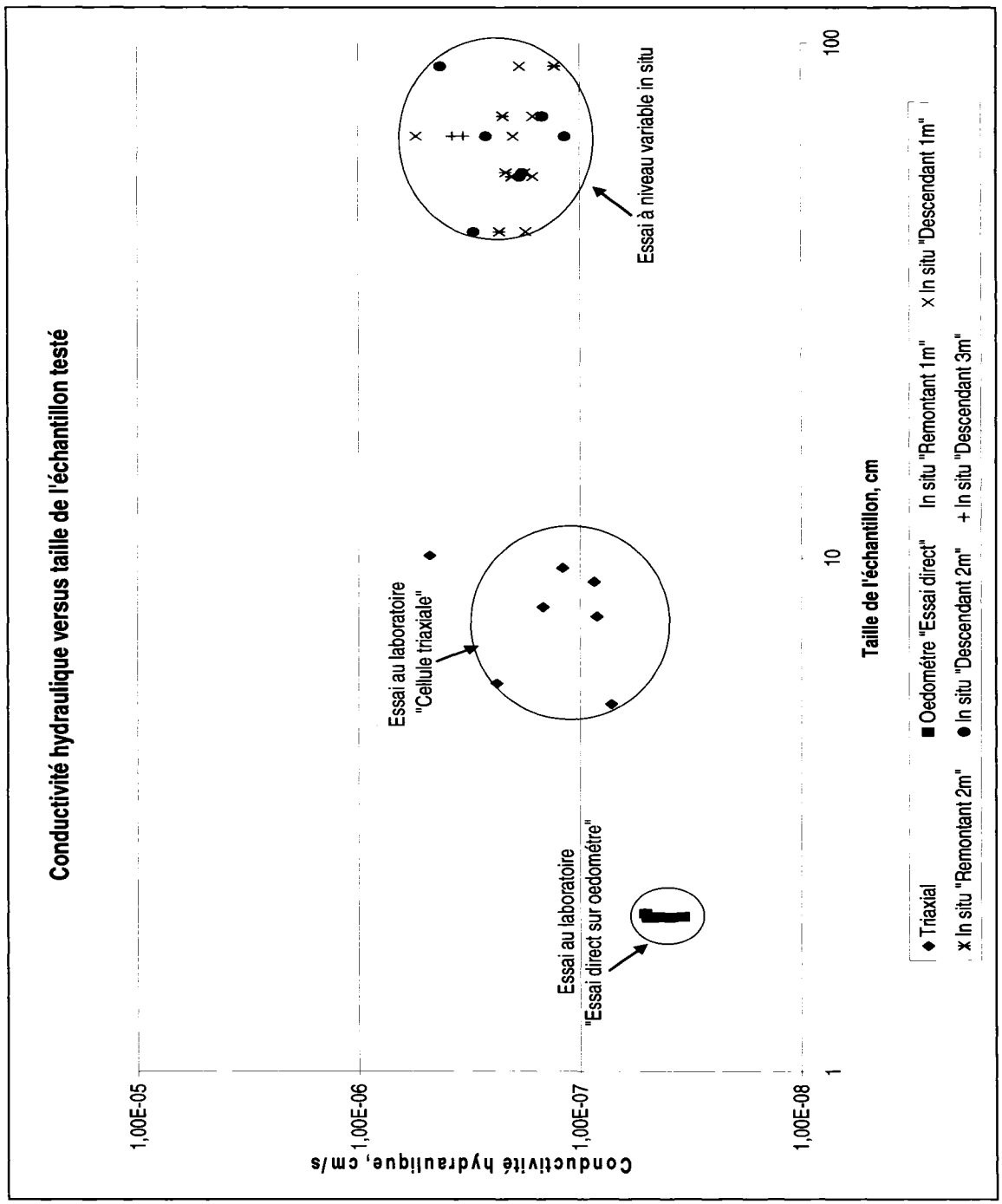


Figure 6.14 : Conductivité hydraulique versus taille de l'échantillon testé

6.5. Objectif 4 : Influence du remaniement de l'argile sur la valeur des conductivités hydrauliques

Les forages ont été réalisés à des profondeurs de 3,05 m, 3,35 m, 4,57 m et 6,10 m. Pour chaque profondeur, on a réalisé une paire de forages (mise à part le P-11). Un forage dans un trou beurré (argile remaniée) réalisé à la tarière et un second ou la cavité accueillant la crépine a été découpée à l'aide d'un tube à paroi mince pour minimiser le remaniement. Il est à noter que dans tous ces forages, y compris ceux entièrement forés à la tarière, les échantillons d'argile ont été extraits avec le tube à paroi mince.

De ce fait, on ne peut conclure si le remaniement de l'argile a une influence sur le résultat des essais conduits *en laboratoire* car les échantillons proviennent tous de tubes ou l'argile n'a pas été remaniée ou du moins le remaniement a été minimisé.
La méthode de prédiction ne donne non plus aucune idée de l'influence que le remaniement a pu avoir sur les résultats car cette méthode ne prend en considération que les valeurs des limites d'Atterberg, la surface spécifique et la densité relative. Seul l'indice des vides de l'argile est influencé par le remaniement de l'argile.

La méthode in situ est la seule méthode pouvant donner des indications sur l'effet du remaniement de l'argile sur les valeurs des conductivités hydrauliques. Par contre, seuls les piézomètres 20A, 20B, 15A et 15B peuvent être utilisés à cette fin. Les piézomètres 10A et 10B ne peuvent pas servir car pendant le forage, on a du rajouter de la bentonite au fond du forage pour arrêter puis prévenir l'éboulement des parois.

En compilant le résultat de tous les essais in situ réalisés sur les piézomètres 20A, 20B, 15A et 15B, on obtient le tableau 6-9 ci-dessous :

Tableau 6-9 : Rapport des conductivités hydrauliques (Beurré/Non beurré) pour une même profondeur

		P-20A	P-20B	P-15A	P-15B	P-10A	P-10B	P-11B
Tube / Tarière		TA	TU	TA	TU	TA	TU	TU
Nature de l'essai	Remontant 1m	0,88		0,91		0,56		--
	Descendant 1m	3,25		1,07		0,92		--
	Remontant 2m	N/A		N/A		1,03		--
	Descendant 2m	0,39		0,62		0,81		--
	Descendant 3m	N/A		N/A		N/A		--

D'après ce tableau 6-9, on constate que mis à part les piézomètres P20A et P-20B ou un essai à niveau descendant à 1m est utilisé, pour tous les autres essais, le rapport k_{TA}/k_{TU} est inférieur ou égale à 1. Cela veut dire que les valeurs de k obtenues dans des trous beurrés sont inférieures ou égales à celles obtenues dans des trous de forages non beurrés et découpés avec le tube à paroi mince. Cela veut aussi dire que là où la tarière est passée, un remaniement appréciable de l'argile s'est produit. Cela explique alors le fait que dans des trous remaniés (forés avec tarière), la conductivité hydraulique de l'argile est inférieure à celle obtenue dans un trou où l'argile est non remaniée et où la profondeur du forage est presque identique.

Donc, on conclut que les méthodes de forage et surtout de préparation de la lanterne influencent les résultats obtenus. En effet, le remaniement de l'argile a comme conséquence la diminution de la valeur de la conductivité hydraulique. Même en ne disposant que d'une tarière comme moyen de forage, il faut utiliser le tube à paroi mince pour préparer le trou allant accueillir la crépine. Les valeurs de la conductivité hydraulique seront alors plus représentatives.

CHAPITRE 7 : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Dans ce mémoire, notre étude s'est portée sur la caractérisation de la perméabilité d'une argile sensible de Lachenaie. Le mémoire a quatre objectifs :

- Déterminer, par des essais de laboratoire, sur des petits échantillons, les deux conductivités hydrauliques (verticale et horizontale) en fonction de l'indice des vides et de l'état de consolidation.
- Déterminer la conductivité hydraulique horizontale in situ, à plus grande échelle qu'au laboratoire.
- Vérifier s'il existe ou non une différence dans les valeurs des conductivités hydrauliques calculées avec les diverses méthodes exposées et si oui ou non il existe un effet d'échelle dans cette argile.
- Vérifier s'il est indiqué de prendre beaucoup de précautions pour minimiser le remaniement de l'argile pendant l'installation d'un piézomètre destiné à réaliser des essais de perméabilité in situ.

La démarche suivie a consisté en premier lieu à réaliser les forages sur le site de Lachenaie, extraire des échantillons d'argile pour les essais au laboratoire et installer les piézomètres sur lesquels les essais in situ ont été conduits. En second lieu, les essais sur œdomètres et sur cellules triaxiales ont été réalisés au laboratoire. Enfin, on a réalisé les essais de perméabilité in situ après la période de dégel.

Les résultats obtenus nous permettent plusieurs conclusions :

- Au niveau des essais au laboratoire, La méthode de Taylor ainsi que les essais sur cellule triaxiale ont fourni des résultats du même ordre de grandeur (10^{-7} cm/s). Par contre, l'essai direct sur œdomètre donne des valeurs de la conductivité hydraulique plus petites de l'ordre de10^{-8} cm/s.
- Au niveau des essais in situ, les essais à niveaux remontant et descendant ont donné des résultats semblables d'un ordre de grandeur (10^{-7} cm/s) identique.

Toutefois, on a constaté que dans les essais à niveau remontant, les valeurs de la conductivité hydraulique sont sensiblement supérieures que pour les essais à niveau descendant. Dans un essai à niveau descendant, la pression de l'eau causée par la colonne d'eau crée une dilatation au niveau de la lanterne. Pour un essai à niveau remontant, l'inverse se produit : L'eau remonte dans le tube du piézomètre mais le trou se referme. Donc le niveau d'eau remonte plus rapidement car le diamètre du trou est plus petit.

- En ce qui concerne les effets d'échelle, on obtient le même ordre de grandeur (10^{-7} cm/s) avec toutes les méthodes de laboratoire et in situ excepté pour les essais de perméabilité directs sur œdomètres (10^{-8} cm/s). On a conclu que la représentativité de l'échantillon testé était importante. On sous-estime la valeur de k en testant un petit échantillon (épaisseur de 2 cm).
- La méthode de forage influence les valeurs de la conductivité hydraulique. Avec les piézomètres dont la lanterne a été faite à la tarière (paroi remaniée), on a obtenu des valeurs de la conductivité hydraulique k inférieures à celles obtenues dans les piézomètres dont la lanterne a été découpée par un tube à paroi mince (remaniement minimisé).
- Les valeurs de la conductivité hydraulique, des limites de plasticité et de liquidité varient très peu en fonction de la profondeur.

Afin d'améliorer cette investigation, on propose d'effectuer des forages plus profonds que ceux utilisés dans le cadre de notre étude pour laquelle le forage le plus profond n'a atteint que 9 m de profondeur alors que la couche d'argile a une épaisseur d'environ 18 m.

BIBLIOGRAPHIE

ABICHOU, T., BENSON, C., FRIEND, M. AND WANG, X., (2002). *Hydraulic conductivity of a fractured aquitard.* Evaluation and remediation of low permeability and dual porosity environments, ASTM STP 1415, M.N. Sara and L.G. Everett Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 25-37.

AFNOR, (2002), Norme NF P 94-132. *Essai d'eau Lefranc*, Association Française de normalisation, Paris.

AFNOR, (2002), Norme NF X 30-425. *Déchets : Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable en forage fermé.* Association Française de normalisation, Paris.

ASTM D 2434, (2005). *Standard test method for permeability of granular soils (constant head).* In ASTM Annual Book of Standards, Philadelphia, PA.

ASTM D 2435, (2005). *Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading.* In ASTM Annual Book of Standards, Philadelphia, PA.

ASTM D 5084, (2005). *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter.* In ASTM Annual Book of Standards, Philadelphia, PA.

ASTM D 5092, (2005). *Standard practice for design and installation of ground water monitoring wells in aquifers* . In ASTM Annual Book of Standards, Philadelphia, PA.

ASTM D 5846, (2005): *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter.* In ASTM Annual Book of Standards, Philadelphia, PA.

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F., AND SHIELDS, D.H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering. TransTech. Publications, Clausthal, Germany, 617 p.

BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*, Ed. Edward Arnold Ltd, 227 p.

BJERRUM, L. (1973). *Problems of soil mechanic and construction on soft clays, State-of-the-art Report, session 4, proc.* 8th ICSMFE – Moscow, vol.3, pp.111-160.

BUTLER, J.J. AND HEALEY, J.M., (1997). *Relationship between pumping test and slug-test parameters: scale effect or artefact?*. Ground Water, Vol.36, No2 (Mar.-Apr. 1998), pp.305-313.

CAN/BNQ 2501-135-M88, (1988), Soils- Determination of permeability by the Lefranc method. National Standard of Canada.

CARMAN, P.C. (1956). *Flow of the gas through porous media*, Academic Press, Inc., New York.

CASAGRANDE, A., AND FADUM, R.E. (1940*). Notes on soil testing for engineering purposes.* Harvard University Graduate School Engineering Publication, No. 8, Cambridge, MA.

CAZAUX, D. AND DIDIER, G. (2002). *Comparison between various field and laboratory measurements of the hydraulic conductivity of three clay liners, Evaluating and remediation of low permeability and dual porosity environments*, ASTM STP 1415, M.N. Sara and L.G. Everett, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA.

CHAPUIS, R.P. (1988). *Determining whether wells and piezometers give water levels or piezometric levels*, Groundwater contamination: Field methods, STP 963, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp.162-171.

CHAPUIS, R.P. (1998). *Overdamped slug test in monitoring wells: review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence.* Canadian Geotechnical Journal. 35(1), pp 697-719.

CHAPUIS, R.P. (1999). *Borehole variable-head permeability heads in compacted clay liners and covers.* Canadian Geotechnical Journal, 36(1), pp. 39-51.

CHAPUIS, R.P. (2001). *Guide des essais de pompage et leurs interprétations.* Les publications du Québec. 155 pages.

CHAPUIS, R.P. (2002). *Using the velocity graph method to interpret rising-head permeability tests after dewatering the screen. Geotechnical Testing Journal.* 28(3), 305–312.

CHAPUIS, R.P. ET CAZAUX, D., (2002). *Pressure-pulse test for field hydraulic conductivity of soils : Is the usual interpretation method adequate?*, dans Evaluation and remediation of low and dual porosity environments, M.N.Sara and L.G. Everett Eds., ASTM International, West Conshohocken, Penn. Special Technical Publication STP 1415, pp. 66-82.

CHAPUIS, R.P. AND AUBERTIN, M. (2003). Evaluation of the Kozeny-Carman's equation to predict the hydraulic conductivity of a soil. Canadian Geotechnical Journal, 40(3), pp. 616-628.

CHAPUIS R.P. (2005) Cours « Hydrogéologie » GML6107, Septembre-Décembre 2005

CHAPUIS, R.P. (2005). *Monitoring well in clay: Revisiting the time lag problem.* 58th Canadian Geotechnical Conference and 6th joint CGS and IAH-CNC Conference, Saskatoon. 2005.

CHAPUIS, R.P., DALLAIRE, V., MARCOTTE, D., CHOUTEAU, M., ACEVEDO, N. ET GAGNON, F., (2005*), Evaluating the hydraulic conductivity at three different scales within an unconfined sand aquifer at Lachenaie, Quebec.* Canadian Geotechnical Journal. Volume 42, Numéro 4, pp. 1212-1220.

CHAPUIS, R.P. (2006). Discussion of "Measuring the hydraulic conductivity of soil-bentonite backfill" by Jeremy P. Britton, George M. Filtz, and Wayne E. Herring". Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. pp.809-812

GARNEAU, R. AND LEBIHAN, J-P. (1977). *Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall-cone*, Revue Canadienne de Géotechnique, vol.14, no 4, pp.571-581.

GSI ENVIRONNEMENT. (2001). Étude géotechnique-Agrandissement du secteur Nord, lots parties 77 à 87, 90, 93, 94, 99 et 100-BFI usine de triage Lachenaie Ltée, N/D : 293-2549-151, 28 Novembre 2001, 62 pages.

GSI ENVIRONNEMENT. (2001). Étude hydrogéologique-Agrandissement du secteur Nord, lots parties 77 à 87, 90, 93, 94, 99 et 100-BFI usine de triage Lachenaie Ltée, N/D : 293-2549-150, 30 Novembre 2001, 62 pages.

HEAD, K.H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3: Effective Stress Tests,* ELE International Limited, 1239 p.

HILF, J. (1991). *Compacted fill,* Chap.8 dans ''Foundation Engineering Handbook, 2nd edition'' par Fang, éd.Van Nostrand, pp.244-311.

HOLTZ, R.D., & KOVACS, W.D. (1991). Introduction à la Géotechnique traduit par J. Lafleur, Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 808 p.

HVORSLEV, M.J. (1951). Time lag and soil permeability in groundwater observations. Bulletin 36, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

KOERNER, R.M. (1984). *Construction and geotechnical methods in foundation engineering*, Ed. Mc-Graw-Hill, 496 p.

KOZENY, J. (1953). *Hydraulics*, Elsevier Scientific Publication, Amsterdam.

J.K. KODIKARA AND F. RAHMAN. (2002). *Effects of specimen consolidation on the laboratory hydraulic conductivity measurement*. Canadian Geotechnical Journal, 39, pp. 908-923.

LEROUEIL, S., TAVENAS, F. ET LEBIHAN, J.P. (1983). *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada*, Revue Canadienne de Géotechnique, vol.20, no 4, pp.681-706.

LU N. & LIKOS, W.J. (2005). *Unsaturated soil mechanics*, John Wiley & Sons inc., 556 p.

M.MBONIMPA, M. AUBERTIN, R.P. CHAPUIS AND B. BUSSIÈERE (2002). *Pratical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity.* Geotechnical and Geological Engineering 20: 235-259.

MESRI, G. AND OLSON, R.E. (1971). *Mechanisms controlling the permeability of clays*, Clays and Clay Minerals 19, 151-158.

OLSON, R.E. AND DANIEL, D.E. (1981). *Measurement of the hydraulic conductivity of fine grained soils.* Permeability and Groundwater Contaminant Transport, T.F. Zimmie and C.O. Riggs Eds., Philadelphia: American Society of Testing and Materials, pp. 18-64, ASTM STP 746.

RIVARD, P.J. & GOODWIN, T.E. (1978). *Geotechnical characteristics of compacted clays for earth embankments in the prairies provinces*, Canadian Geotechnical Journal, vol.15, no 3, pp.391-401.

ROVEY, C.W. ET NIEMANN, W.L., (1998). *Discussion sur la publication "Relationship between pumping-test and slug-test parameters: Scale effect or artefact?".* Ground Water, Vol.36, No6 (Nov-Dec 1998), pp. 866-867.

ROVEY, C.W. AND CHERKAUER, D.S. (1994). *Scale dependency of hydraulic conductivity measurements.* Groun Water, Vol.33. No5 (Sept.-Oct. 1995), pp. 769-780.

SAARASINGHE, A.M., HUANG, Y,H., AND DRNEVICH, V.P. (1982). *Permeability and consolidation of normally consolidated soils.* ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108(GT6), pp. 835-850.

TAVENAS, F., JEAN, P., LEBLOND, P. ET LEROUEIL, S. (1983). *The permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics*, Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, no 4, pp.629-660.

TAYLOR, D. W. (1948). *Fundamentals of soils mechanics*, John Wiley and Sons, New York, NY.

TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.

ANNEXES

(CD-ROM)