

Titre: Méthodes d'études d'un aquifère à nappe libre : application au cas de Lachenaie
Title:

Auteur: Nelson Rafael Acevedo
Author:

Date: 1996

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Acevedo, N. R. (1996). Méthodes d'études d'un aquifère à nappe libre : application au cas de Lachenaie [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/8967/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/8967/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert P. Chapuis
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**MÉTHODES D'ÉTUDES D'UN AQUIFÈRE À NAPPE LIBRE:
APPLICATION AU CAS DE LACHENAIE**

NELSON ACEVEDO

DÉPARTEMENT DE GÉNIE MINÉRAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME DE
MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES (M.Sc.A)
(GÉNIE MINÉRAL)
DÉCEMBRE 1996

© Nelson ACEVEDO 1996



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

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

0-612-26446-7

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

**MÉTHODES D'ÉTUDES D'UN AQUIFÈRE À NAPPE LIBRE:
APPLICATION AU CAS DE LACHENAIE**

présenté par: ACEVEDO Nelson

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise Ès Sciences Appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de

M. MARCOTTE Denis, Ph.D., président

M. CHAPUIS Robert, D.Sc.A., membre et directeur de recherche

M. BRISSETTE François, Ph.D., membre



À Catherine et à Roman.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier son directeur de recherche M. Robert Chapuis pour ses conseils et ses suggestions fort utiles tout le long du projet.

L'auteur tient également à remercier tout le département de génie minéral qui l'a si gentiment accueilli et tout particulièrement Mme Lucette De Gagné pour ses judicieux conseils et son aide pour la correction du texte final, M. Antonio Gatién pour son efficacité et sa dextérité manuelle et intellectuelle, ainsi que Mme Madeleine Guillemette qui a dactylographié le texte de ce mémoire.

L'auteur tient finalement à remercier la compagnie B.F.I, qui nous a donné la possibilité d'étudier le cas de Lachenaie.



SOMMAIRE

Dans ce projet, un essai de pompage à débit constant et de longue durée a été effectué sur l'aquifère de surface à nappe libre de Lachenaie et a permis d'évaluer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère. La porosité effective de l'aquifère a également été évaluée à l'aide d'un essai de traçage. Les injections des traceurs ont été faites dans des piézomètres localisés à des distances du puits de pompage de 1 m, 4 m, 7 m et 10 m. Les traceurs utilisés (LiCl, SrCl₂ et Mg Cl₂) avaient une concentration initiale de 1000 ppm. De plus, les paramètres hydromécaniques ainsi que la courbe caractéristique de succion du sable ont été déterminés; cette dernière a été évaluée avec deux essais de laboratoire, un essai de terrain et la méthode empirique de Kovacs. La conductivité hydraulique a été déterminée à partir de la granulométrie en utilisant les modèles de Navfac et Kozeny-Carman, des essais de perméabilité in situ, l'essai de pompage et des simulations de la position de la nappe phréatique sur le logiciel SEEP/W.

Lors de l'analyse des résultats de l'essai de pompage, les méthodes de Cooper-Jacob et de Dupuit (distance-rabattement) ont permis de bien décrire les valeurs des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère obtenues en régimes transitoire et permanent. La porosité efficace a été évaluée à partir de

Darcy et le temps d'arrivée de la concentration maximale du traceur. La masse du traceur récupérée a été calculée à l'aide d'une fonction log-normale.

Parmi les résultats obtenus, nous avons montré que les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère à nappe libre peuvent varier dans l'espace, même si celui-ci est homogène et de faible épaisseur. Par exemple, la conductivité hydraulique obtenue à partir des analyses en laboratoire, des données granulométriques et des essais in situ, varie entre 0.12 cm/s et $9.8E-2$ cm/s. En outre, celle obtenue à partir de l'essai de pompage varie selon la direction (Ouest, Nord et Est) entre $8.4E-2$ cm/s et $9.9E-2$ cm/s. Le coefficient d'emmagasinement moyen de l'aquifère est de 0.397. La transmissivité moyenne de l'aquifère est de 132.4 m²/j.

Les masses des traceurs utilisés ont été récupérées à 80%. Les temps d'arrivées des concentrations maximales des traceurs ont permis d'évaluer la porosité effective moyenne à 0.332, ce que représente 83% de la porosité totale estimée.

Mots clés: Aquifère à nappe libre, essai de pompage, rabattement, transmissivité, coefficient d'emmagasinement, conductivité hydraulique, rétention capillaire et porosité effective.

ABSTRACT

In this project, a long term constant output pumping test was conducted in an unconfined aquifer located in Lachenaie, Québec. It allowed the evaluation of the hydrodynamic parameters. A tracer test was also performed to evaluate the effective porosity of the aquifer material. The injections were made in wells at 1, 4, 7 and 10 m distance from the pumping well. The products used were: LiCl, SrCl₂ and MgCl₂ at an initial concentration of 1000 ppm. The water content vs pressure curve of the constituting sand was measured using: an experimental montage made of two sand columns field results and the empirical technique of Kovacs (1981). The hydraulic conductivity was estimated by using the grain size, the models of Navfac and Kozeny-Carman, in situ tests, the pumping test and finite element program SEEP/W.

The Cooper-Jacob's approximation and the Dupuit's equations (drawdown vs distance) permitted a good evaluation of the hydrogeological parameters of the aquifer, in transient and steady state. Darcy's law was used to evaluate the effective porosity using the arrival times of maximum concentrations. The recovered tracer mass was then calculated using a log-normal function.

It is shown that even though the aquifer was thin and homogeneous, the hydrogeologic parameters can vary in space. For example, the hydraulic conductivity varied from 0.12 cm/s to $9.8E-2$ cm/s. The hydraulic conductivity given by pumping varies with the direction (North, East, West) between $8.4E-2$ cm/s and $9.9E-2$ cm/s. The mean specific storage coefficient for the aquifer is 0.397, with a mean transmissivity of 132.4 m²/d.

The 80% of the tracers were recovered. The arrivals times of the maximum concentrations of tracers yielded an effective porosity of 0.332 which represents 80% of the estimated total porosity.

Key words : Unconfined aquifer, pumping test, transmissivity, specific storage coefficient, drawdown, hydraulic conductivity.

TABLE DES MATIÈRES

	page
DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
SOMMAIRE	vi
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIÈRES	x
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTE DES FIGURES	xv
LISTE DES ANNEXES	xviii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : LE SITE ET LES TRAVAUX RÉALISÉS	4
1.1 Localisation et caractérisation générale du site	4
1.2 Travaux réalisés sur l'aquifère à nappe libre	5
1.2.1 Arpentage	7
1.2.2 Échantillonnage du sol	8
1.2.3 Installation des piézomètres	10
1.2.4 Installation du puits de pompage	13
1.2.5 Échantillonnage des eaux souterraines	15

CHAPITRE II : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	18
2.1 Granulométrie	19
2.2 Densité des grains	22
2.3 Masse volumique	23
2.4 Essai de conductivité hydraulique saturée.....	24
2.4.1 Méthode à charge constante	27
2.4.2 Conductivité hydraulique à charge variable	28
2.5 Courbe caractéristique du sol	32
2.5.1 Essai de rétention capillaire <i>Tempe cell</i> (pression positive)	33
2.5.2 Colonnes expérimentales, remontée capillaire	35
2.5.3 Rétention capillaire sur le terrain	38
2.5.4 Méthode de Kovács	39
2.5.5 Présentation des courbes de rétention capillaire	44
CHAPITRE III : RÉSEAU D'ÉCOULEMENT.....	48
3.1 Type d'aquifères et frontières	48
3.2 Relevés piézométriques	49
3.3 Réseau d'écoulement	49
3.4 Le taux de recharge de l'aquifère	56
3.5 Qualité des eaux souterraines	61



CHAPITRE IV : ÉVALUATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE.....65

4.1	Détermination de la conductivité hydraulique à partir	
	des résultats des analyses granulométriques65
4.1.1	Navfac66
4.1.2	Kozeny-Carman68
4.2	Essai de perméabilité à charge constante et variable70
4.3	Essai de perméabilité « <i>in situ</i> » (Lefranc)71
4.3.1	Théorie de l'essai71
4.3.2	Essais de perméabilité « <i>in situ</i> » (Lefranc)74
4.4	Analyse des valeurs obtenues75

CHAPITRE V : MODÉLISATION DE L'ÉCOULEMENT.....80

5.1	Le logiciel SEEP/W80
5.2	Cas de Lachenaie91



CHAPITRE VI : ESSAI DE POMPAGE ET TRACEUR.....	97
6.1 Essai de pompage	97
6.1.1 Description de l'essai de pompage	98
6.1.2 Régime transitoire	100
6.1.3 Régime permanent	111
6.1.4 Résultats de l'essai de pompage	114
6.1.5 Discussion des résultats	117
6.1.5.1 Régime transitoire	117
6.1.5.2 Régime permanent	123
6.2 Essai de traceur	124
6.2.1 Description de l'essai	125
6.2.2 Résultats de l'essai de traceur	132
6.2.3 Analyse des résultats	136
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	140
RÉFÉRENCES	145
ANNEXES	149

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Élévation du sol, des piézomètres, de l'épaisseur du sable et de la couche d'argile à Lachenaie	11
Tableau 3.1: Résultats des analyses chimiques sur l'eau de l'aquifère à nappe libre de Lachenaie	64
Tableau 4.1: Paramètres granulométriques des échantillons de sable de Lachenaie	67
Tableau 4.2: Données pour le calcul de K à l'aide de la méthode de Kozeny-Carman	70
Tableau 4.3: Valeurs de conductivité hydraulique	76
Tableau 6.1: Détermination des paramètres hydrogéologiques en régime transitoire, par la méthode rabattement-log du temps	115
Tableau 6.2: Détermination des paramètres de l'aquifère en régime transitoire, méthode distance-rabattement	116
Tableau 6.3: Détermination des paramètres de l'aquifère en régime permanent	116
Tableau 6.4: Résumé d'échantillonnage des eaux souterraines à Lachenaie	130
Tableau 6.5: Masse du traceur récupérée , essais de 1996	133
Tableau 6.6: Relation entre temps d'arrivée et distance des piézomètres	135

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1:	Emplacement du site de travail à Lachenaie	6
Figure 1.2:	Répartition des piézomètres à Lachenaie	9
Figure 1.3:	Vue générale du site, emplacement du puits et équipements utilisés sur le terrain de Lachenaie	14
Figure 1.4:	Le puits de pompage et l'emplacement des piézomètres crépinés au-dessus de la couche d'argile	17
Figure 2.1:	Analyse granulométrique du sable de Lachenaie	21
Figure 2.2:	Perméamètre à charge constante (a) et à charge variable (b) (d'après Todd, 1980)	30
Figure 2.3:	Montage expérimental pour la méthode de plaque à haute pression	34
Figure 2.4:	Montage expérimental pour l'évaluation de la remontée capillaire	37
Figure 2.5:	Coupe du sol (d'après Kovács, 1981)	40
Figure 2.6:	Courbe de rétention capillaire (d'après Kovács, 1981)	41
Figure 2.7:	Courbe des forces d'adhésion et de capillarité (d'après Kovács)	41
Figure 2.8:	Courbes de succion capillaire, comparaison des teneurs en eau volumétriques de sable à Lachenaie	47

Figure 3.1:	Évolution de la nappe phréatique dans l'aquifère à nappe libre de Lachenaie	52
Figure 3.2:	Réseau d'écoulement (31-10-1995), Lachenaie	53
Figure 3.3:	Réseau d'écoulement (21-12-1995), Lachenaie	54
Figure 3.4:	Réseau d'écoulement (20-02-1996), Lachenaie	55
Figure 3.5:	Schéma du bilan hydrologique	56
Figure 5.1:	Coupe (Tube 2) entre le lac et l'autoroute 640	93
Figure 5.2:	Comparaison des valeurs de la nappe phréatique, SEEP/W vs données du terrain	95
Figure 5.3:	Variation de la nappe phréatique, simulation ($W = 0$) SEEP/W	96
Figure 5.4:	Variation de la nappe phréatique, simulation ($W = 0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{an}$) SEEP/W	96
Figure 6.1:	Outils utilisés pendant l'essai de pompage (Lachenaie, 1996)	102
Figure 6.2:	Rabatement théorique d'un aquifère à nappe libre (d'après Todd, 1980)	103
Figure 6.3:	Solution en régime transitoire, Cooper-Jacob (d'après Todd, 1980)	108
Figure 6.4:	Solution graphique distance-rabatement, régime permanent pour un aquifère à nappe libre	108

Figure 6.5:	Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace (d'après Todd, 1980)111
Figure 6.6:	Variation du coefficient d'emménagement dans l'aquifère à nappe libre (d'après Todd, 1980)118
Figure 6.7:	Échantillonnage des eaux souterraines à Lachenaie129
Figure 6.8:	Essai de traçage Li, Mg et Sr à Lachenaie134
Figure 6.9:	Ajustement statistique pour déterminer la masse du traceur (Li) récupérée135

**LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A	149
Tableau A.1: Niveau des eaux souterraines à Lachenaie	150
Tableau A.2: Précipitations enregistrées pendant l'essai de pompage	153
ANNEXE B	154
Tableau B.1 :Qualité des eaux souterraines	155
ANNEXE C	156
Tableau C.1: Analyses granulométriques du sable	157
Figure C.1: Analyses granulométriques de Lachenaie	158
Tableau C.2: Rétention capillaire, méthode de Kovacs	159
Tableau C.3: Essai de perméabilité, échantillon A	160
Tableau C.4: Essai de perméabilité charge constante, échantillon A	162
Tableau C.5: Essai de perméabilité, échantillon B	163
Tableau C.6: Essai de perméabilité charge constante, échantillon B	165
Figure C.2 : Essai Proctor modifié	166
Tableau C.8 : Densité relative des grain	167
Tableau C.9 : Surface spécifique du sable	168



ANNEXE D	169
Figure D.1: Essai de perméabilité <i>in situ</i>, sondage 49-24	170
Figure D.2: Essai de perméabilité <i>in situ</i>, sondage 50-40	171
Figure D.3: Essai de perméabilité <i>in situ</i>, sondage 90-20	172
Figure D.4: Essai de perméabilité <i>in situ</i>, sondage 90-20	173
ANNEXE E	174
Tableau E-I.1: Essai de pompage à Lachenaie	175
Tableau E-I.2: Essai de pompage à Lachenaie	176
Tableau E-I.3: Essai de pompage à Lachenaie	177
Tableau E-I.4: Essai de pompage à Lachenaie	178
Tableau E-I.5: Essai de pompage à Lachenaie	180
Tableau E-I.6: Essai de pompage à Lachenaie	182
Tableau E-I.7: Essai de pompage à Lachenaie	185
Tableau E-I.8: Essai de pompage à Lachenaie	188
Tableau E-I.9: Essai de pompage à Lachenaie	191
Figure E-II.1: Évolution du rabattement (Neuman), direction Nord	193
Figure E-II.2: Évolution du rabattement (Neuman), direction Est	194
Figure E-II.3: Évolution du rabattement (Neuman), direction Ouest	195
Figure E-II.4: Évolution du rabattement (Neuman), direction Nord	196
Figure E-II.5: Évolution du rabattement (Neuman), direction Est	197
Figure E-II.6: Évolution du rabattement (Neuman), direction Ouest	198



Figure E-III.1: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Ouest199

Figure E-III.2: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Est200

Figure E-III.3: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Nord201

Figure E-III.4: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Nord202

Figure E-III.5: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Est203

Figure E-III.6: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Ouest204

Figure E-III.1: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Ouest205

Figure E-III.1: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Est206

Figure E-III.1: Evolution du rabatement (Cooper-Jacob), direction Nord207

Figure E-IV.1: Rabatement en fonction de la distance, temps 1202 minutes208

Figure E-IV.2: Rabattement en fonction de la distance,	
temps 1685 minutes209
Figure E-IV.3: Rabattement en fonction de la distance,	
temps 2530 minutes210
Figure E-V.1: Rabattement en fonction de la distance,	
régime permanent211
Tableau E-VI.1: Essai de traçage, concentration de Lithium212
Tableau E-VI.2: Essai de traçage, traceurs supplémentaires218
Tableau E-VI-3: Programme pour calculer la masse récupérée du	
traceur220



INTRODUCTION

L'interprétation d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe libre peut devenir complexe car la position de la nappe est fonction de l'épaisseur de l'aquifère. Lors d'un essai de pompage le cône de rabattement devrait suivre la distribution théorique proposée par Boulton (1954). Cependant, cette situation n'est pas tout à fait évidente lorsque le rabattement est influencé par la perméabilité du sol pour prendre des formes qui ne correspondent pas aux principes théoriques. Pour essayer de trouver une solution aux problèmes d'interprétation de ces essais de pompages, plusieurs méthodes complexes ont été développées ces dernières années. Parmi les plus connues on trouve celles de Corey (1971) et Neuman (1972), mais aussi les méthodes d'interprétation classiques de Theis, Cooper-Jacob et Dupuit.

L'objectif principal du présent travail est d'évaluer les paramètres hydrogéologiques de l'aquifère de surface (nappe libre) à Lachenaie, à partir d'un essai de pompage à débit constant et de longue durée. Il s'agit en effet de déterminer la conductivité hydraulique (K), la transmissivité (T) et le coefficient d'emmagasinement (S) en fonction de la distance horizontale ainsi qu'en fonction de trois axes de direction (Ouest, Nord et Est) à partir du puits de pompage. L'objectif secondaire de ce projet est de prédire la porosité effective

de la formation aquifère, à l'aide d'un essai de traçage effectué à partir des injections de traceurs dans plusieurs piézomètres, 1 m, 4 m, 7 m et 10 m.

Le site utilisé (Figure 1.1, page 6), propriété de la compagnie BFI, est localisé à Lachenaie, au Nord de la ville de Montréal. Une carte localisant les 48 piézomètres, le puits de pompage, l'étang qui est à côté du domaine et l'autoroute 640 est présentée à la figure 1.2 (page 9). L'aquifère de surface est constitué de sables moyens avec des petites couches de silt.

Un essai de pompage à débit constant et de longue durée (6 jours) a été effectué, ainsi que des essais de traçages fait en injectant un traceur à différentes distances. L'interprétation de l'essai de pompage a été faite par la méthode de Cooper-Jacob (distance-rabatement).

Ce mémoire est divisé en six chapitres. D'abord, le premier chapitre décrit les caractéristiques générales du domaine étudié, les travaux effectués sur le terrain ainsi que la caractérisation de l'aquifère de surface. Le second chapitre expose le programme expérimental utilisé pour déterminer les paramètres hydromécaniques du sable et la courbe de succion caractéristique du sable. Le troisième chapitre présente l'évaluation de l'écoulement dans l'aquifère de même que l'évaluation du taux d'infiltration verticale (recharge). Le chapitre quatre expose les différentes méthodes utilisées pour prédire la conductivité

hydraulique à partir des essais de laboratoire, des données granulométriques et des essais de perméabilité in situ. Le chapitre cinq porte sur la modélisation de l'écoulement souterrain, le logiciel SEEP/W version 3.0 a été utilisé pour cela. Enfin, le dernier chapitre décrit l'essai de pompage et de traçage, l'interprétations et analyse des résultats ainsi que l'estimation de la porosité effective.

CHAPITRE I

LE SITE ET LES TRAVAUX RÉALISÉS

1.1 Localisation et caractérisation générale du site

Après plusieurs évaluations de terrains, le site de Lachenaie, propriété de la compagnie BFI, a été retenu pour son aquifère à nappe libre dont la surface est relativement plane, la topographie assez régulière (à l'exception de la partie centrale qui présente de petits monticules) et son accès facile. À peu près 50% du site est composé d'une forêt peuplée essentiellement d'arbustes et d'arbres de taille moyenne. À proximité du site se trouve un étang qui pourrait fournir une recharge constante à l'aquifère. Le terrain est situé à l'est du site principal d'enfouissement des déchets solides (figure 1.1). Le site est localisé par les coordonnées UTM: latitude/Y (m) 5064522.764, et longitude/X (m) 613982.288. La voie d'accès principale est celle de l'autoroute 640, sortie Lachenaie.

La géologie du domaine étudié correspond à l'ère cénozoïque de la période quaternaire. On y trouve des éléments de dépôts de la mer de Champlain âgés d'environ 10 mille années.

L'aquifère de surface, d'une profondeur moyenne de 3.5 mètres, est composé de sables moyens et de fines couches de silt. D'après les informations fournies



par les sondages à la tarière, l'aquifère de surface est recouvert en majorité d'une couche de terre végétale d'une épaisseur comprise entre 20 et 50 centimètres. Au-dessous de celle-ci, à une profondeur qui varie entre 50 et 120 centimètres, on peut trouver une couche de sable moyen uniforme gris-jaune ou sable silteux brun-jaune. De plus, il est possible de trouver de fines couches de silt très minces mélangées avec le sable à 10 ou 20 centimètres avant la couche d'argile. Ensuite, apparaît l'argile Champlain qui a une épaisseur moyenne de 30 mètres; celle-ci représente un aquitard car sa conductivité hydraulique moyenne est d'environ 10^{-7} cm/s. Enfin, en profondeur se trouve le till qui a une conductivité hydraulique moyenne d'environ 10^{-7} cm/s, c'est-à-dire un aquitard. À une profondeur moyenne de 50 mètres, les shales représentent généralement un aquitard qui, localement, peut avoir un comportement d'aquifère dans les zones où des fractures sont présentes.

1.2 Travaux réalisés sur l'aquifère à nappe libre

À la fin de l'automne 1995, quelques travaux de terrain ont été effectués: arpentage, sondages et échantillonnage du sol, installation de piézomètres

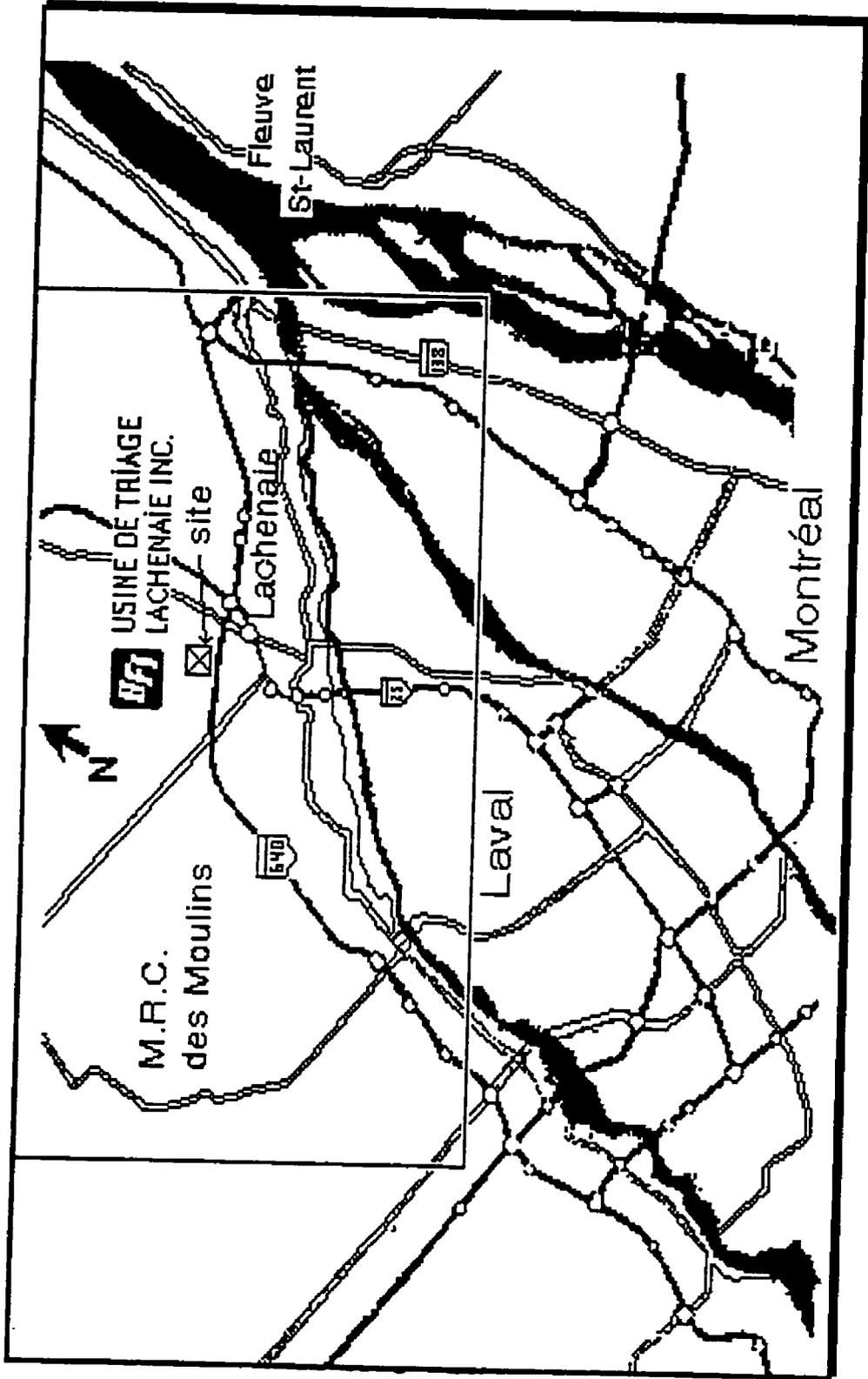


Figure 1.1 : Emplacement du site de travail à Lachenaie



et du puits de pompage, échantillonnage des eaux souterraines et détermination de la conductivité hydraulique sur place. Ces travaux de terrain sont présentés dans ce chapitre. Les relevés des niveaux piézométriques de la nappe phréatique seront présentés au chapitre III. Enfin, les essais de pompage et de traçage seront analysés au chapitre VI.

1.2.1 Arpentage

En octobre 1995, les élévations du terrain naturel aux emplacements des sondages et du sommet du tuyau ont été mesurées. Le repère de nivellement utilisé était le BM 78KP304 situé du côté Nord de l'autoroute 640, à environ 950 mètres à l'Ouest de la zone d'étude. L'élévation du BM correspond à 13,600 m (système MTM). L'axe x a été défini comme parallèle à l'autoroute, direction Est-Ouest. Les lignes d'arpentage ont été espacées de 20 m, à partir de la ligne 1 du sud vers le nord jusqu'à la ligne 80 et de l'Est vers l'Ouest à partir de la ligne 1 jusqu'à la ligne 100. Les lignes 1 et 5 sont situées à 5 mètres à partir des clôtures existantes sur le terrain. L'emplacement des piézomètres est montré à la figure 1.2.

Les élévations ont été mesurées à l'aide d'un appareil de nivellement (WILD NA24). Une élévation relative a été utilisée lors de notre cheminement, celle-ci a été rattachée au système MTM à l'aide du repère de nivellement. La

différence d'élévation entre le terrain naturel et le sommet du tuyau a été mesurée à la règle, tandis que la distance entre le point de repère et chaque emplacement de sondage a été mesurée au ruban d'arpentage.

Pour vérifier si les élévations avaient changé lors du gel et du dégel du sol, elles ont été vérifiées en juin 1996. Le tableau 1.1 résume les résultats des élévations avant et après l'hiver 1996. D'après la référence, on peut constater qu'il existe des différences entre les élévations de sol rapportées correspondant à un même endroit. Par exemple, la différence d'élévation du sol au sondage 40-60, elle est de 10 cm. Elle est minimale (1 mm) au sondage 40-40 et inexistante au sondage 60-40. Ces variations pourraient être causées par le compactage du sol ou par les erreurs de lecture au moment du nivellement. Par ailleurs, le tableau 1.1 montre les élévations de la couche d'argile qui permettent d'estimer une pente dans la direction Nord-Sud de 0.002.

1.2.2 Échantillonnage du sol

Vingt-sept (27) sondages à la tarière (voir la position des sondages à la figure 1.2), ont permis de prélever des échantillons de sol. Dans chaque trou, à chaque fois que l'apparence du sol changeait, des échantillons étaient prélevés (environ un demi-kilogramme de sol), mis dans des sachets en

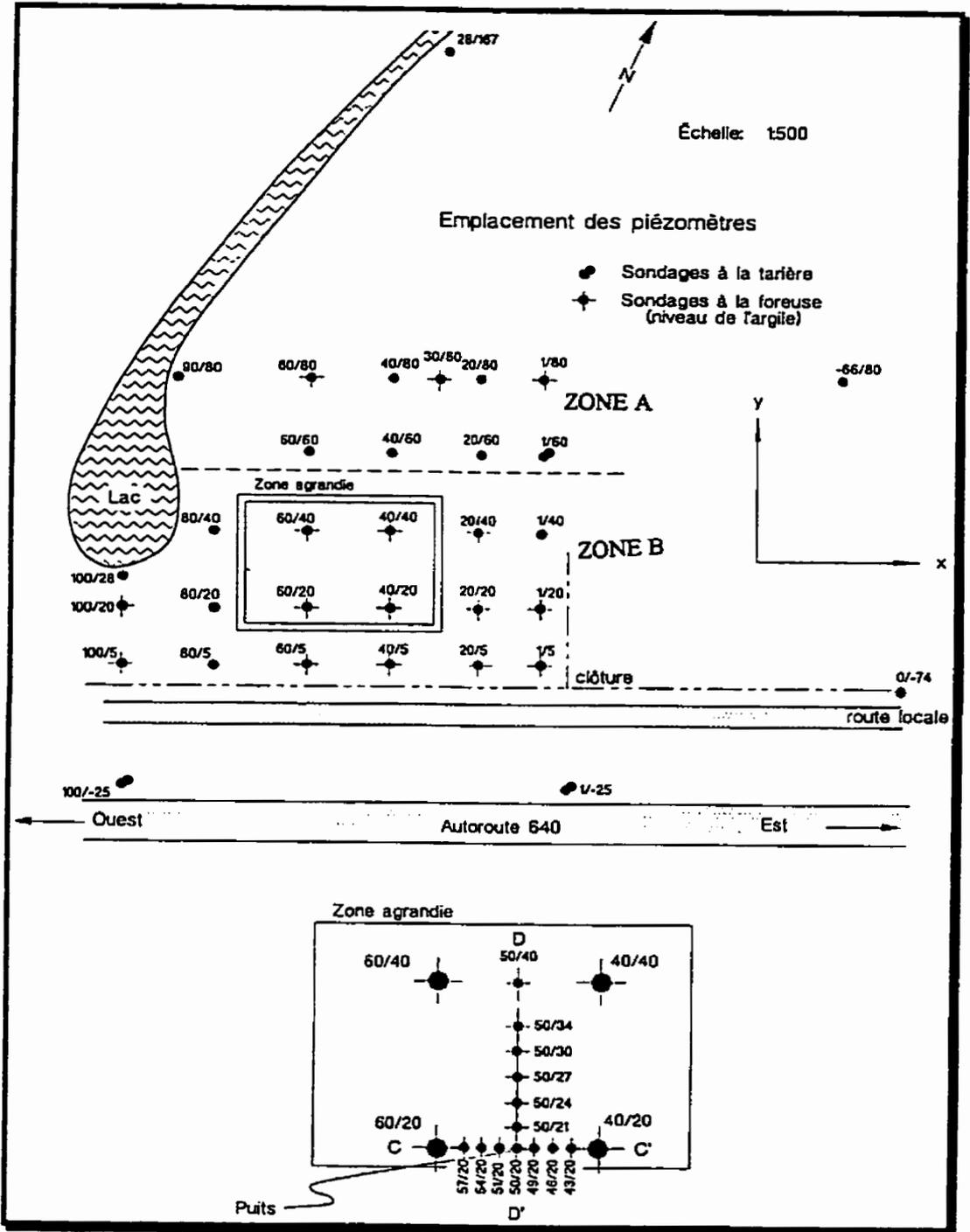


Figure 1.2 : Répartition des piézomètres à Lachenaie.



plastique fermés hermétiquement afin de conserver l'humidité et apportés au laboratoire pour faire les tests respectifs de granulométrie, densité des solides (Dr), Proctor modifié, perméabilité et rétention capillaire dans les cellules à pression positive et dans les colonnes installées pour évaluer la remontée capillaire.

1.2.3 Installation des piézomètres

Pour suivre l'évolution de la nappe phréatique, évaluer l'épaisseur de la couche de sable et la position exacte de l'argile, 48 sondages ont été creusés aux emplacements montrés à la figure 1.2. Deux techniques de travail ont été utilisées pour effectuer les sondages. La première technique est celle de la tarière manuelle, consistant à creuser 27 sondages jusqu'à une certaine profondeur dans la couche de sable à environ 40 centimètres au-dessous de la nappe. Ces sondages ont permis de prélever des échantillons de sol pour effectuer les analyses de laboratoire. La deuxième technique est celle de la foreuse (trépied portatif), elle a été utilisée pour effectuer 21 sondages afin d'atteindre la couche d'argile.

Un piézomètre a été installé pour chaque sondage effectué; la profondeur de celui-ci étant équivalente à celle du sondage. Tous les tubes de piézomètres

Tableau 1.1: Élévations du sol et des piézomètres, épaisseurs du sable et de la couche d'argile à Lachenaie

Coordonnées		Arpentage du 31-10-95		Arpentage du 22-07-96						
Y	X	Él.sol (m)	Él.piéz. (m)	Él.piéz. (m)	S.tuy au (m)	Él.sol (m)	L.piéz. (m)	L.crép. (m)	Ép.sable (m)	Él.argile (m)
80	5	-	14,053	14,056	0,04	14,016	1,990	0,400	-	-
100	5	-	13,712	13,736	0,06	13,676	3,610	0,585	3,55	10,126
100	20	-	13,649	13,923	0,31	13,613	3,670	0,470	3,36	10,253
100	28	-	13,291	13,285	0,08	13,205	1,230	0,420	-	-
80	20	-	13,867	13,880	0,06	13,820	1,885	0,380	-	-
60	20	13,917	13,951	14,119	0,19	13,929	3,850	0,310	3,66	10,269
60	5	-	13,894	13,989	0,1	13,889	3,940	0,555	3,84	10,049
40	5	-	14,084	14,286	0,27	14,016	3,880	0,270	3,61	10,406
20	5	-	13,729	13,757	0,07	13,687	2,765	0,260	2,695	10,992
1	5	-	13,641	14,008	0,4	13,608	3,840	0,655	3,44	10,168
1	20	-	13,687	13,800	0,1	13,700	2,740	0,350	2,64	11,060
20	20	-	13,862	13,897	0,09	13,807	2,255	0,380	2,165	11,642
40	20	13,854	13,917	14,133	0,275	13,858	3,890	0,440	3,615	10,243
43	20	-	-	14,277	0,34	13,937	3,821	1,200	3,481	10,456
46	20	-	-	14,094	0,18	13,914	3,645	0,340	3,465	10,449
49	20	-	-	14,020	0,11	13,910	3,690	0,357	2,58	11,330
50	20	13,701	-	13,981	0,08	13,901	3,690	2,100	3,61	10,291
51	20	-	-	14,247	0,37	13,877	3,890	0,350	3,52	10,357
54	20	-	-	14,246	0,36	13,886	3,830	0,365	3,47	10,416
57	20	-	-	14,153	0,35	13,803	3,780	0,410	3,43	10,373
50	21	-	-	14,070	0,12	13,950	3,720	0,353	3,6	10,350
50	27	-	-	15,160	0,13	15,030	4,280	0,300	4,15	10,680



sont en PVC, de diamètre 3.175 cm et crépinés du bas de la couche de sable vers le haut, généralement à 40 cm au-dessous de la nappe phréatique. Les crépines ont des fentes de 0.51 mm. À la fin de l'installation, chaque piézomètre a été nettoyé et développé avec de l'eau à l'aide d'une pompe à haute pression.

Le tableau 1.1 montre les caractéristiques des piézomètres, l'épaisseur de la couche de sable et les élévations de la couche d'argile. La figure 1.3 montre une vue générale du site dans la direction est-ouest, du puits de pompage, des piézomètres au niveau de l'argile, ainsi que de la distribution des piézomètres installés sur la ligne 20.

Le réseau d'écoulement (étudié au chapitre III) a été utilisé pour choisir l'implantation des piézomètres autour du puits de pompage; celui-ci indique que le ravitaillement horizontal de l'aquifère se fait du lac vers l'autoroute 640. Cependant, il est probable que la zone d'influence du pompage puisse prendre des formes diverses. Ainsi, pour éviter des distorsions dans les données à recueillir pendant l'essai de pompage et de traçage, des piézomètres ont été installés autour du puits de pompage. Ceux-ci ont été installés de façon à atteindre la profondeur maximale de l'épaisseur de l'aquifère, dans les directions Est, Nord et Ouest; les distances varient de 1, 4, 7 et 10 mètres à partir du puits de pompage. Par ailleurs, quatre piézomètres de contrôle ont



été installés à une distance de 22 mètres du puits, aux points 5-40, 40-40, 40-60 et 5-60. Il faut bien remarquer que sur la ligne 20 (axe x) direction Est-Ouest, on a installé des piézomètres tous les 20 m, entre les lignes 1 et 100.

La distribution des piézomètres dans les trois directions est plus ou moins logarithmique, le plus proche étant à 1 m de distance du puits de pompage et le plus éloigné à 10 m. La figure 1.4 représente les coupes respectives pour chaque axe ainsi que la localisation des piézomètres autour du puits de pompage. Notons que les piézomètres n'ont pas été crépinés sur la totalité de l'épaisseur de l'aquifère. Par ailleurs, il faut remarquer qu'en direction Sud à partir du puits, entre les lignes 20 et 5, il était impossible d'installer des piézomètres car près de ces lignes se trouve enterré le gazoduc de Gaz métropolitain; il a donc fallu respecter les indications minimales établies par la loi.

1.2.4 Installation du puits de pompage

Un puits en PVC d'un diamètre interne de 5.08 cm a été installé dans la partie centrale du domaine, sur la ligne 20 au point 20-50. Tel que montré à la figure 1.4, le fond du puits est sur la partie supérieure de la couche d'argile

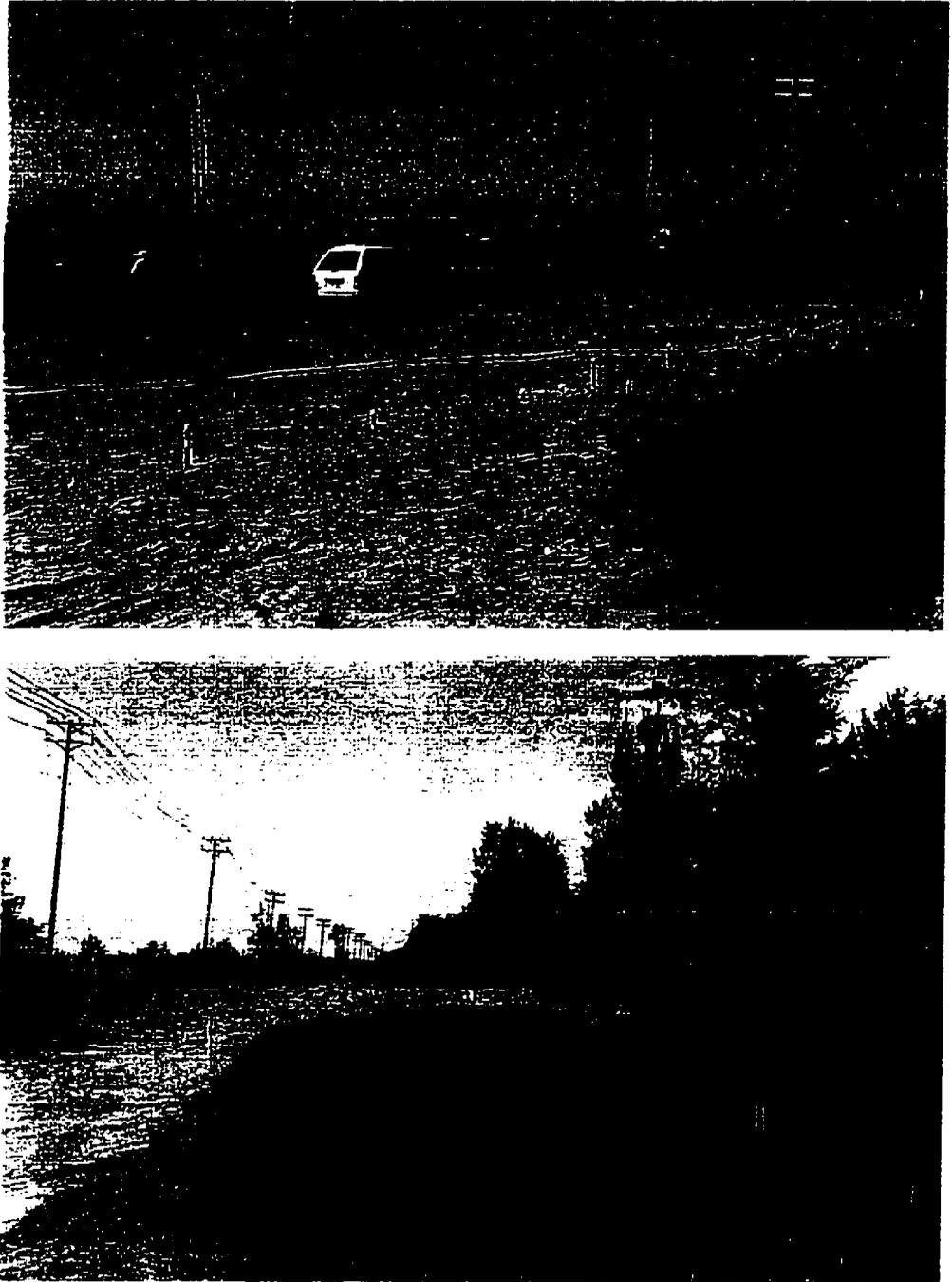


Figure 1.3: Vue générale du site, emplacement du puits et équipements utilisés sur le terrain de Lachenaie



Champlain à une profondeur de 3.69 mètres. La longueur de la crépine est de 1.6 mètre. La largeur des fentes de la crépine est de 3.3 cm, leur ouverture est de 0,51 mm. Les fentes occupent une surface d'ouverture de 6.3% par rapport à la surface totale de la crépine. Pour empêcher la migration des particules fines de sable de l'aquifère vers le puits, un massif filtrant de 5 cm de diamètre, composé de sable à grains moyens de 2 mm, a été installé autour de la crépine et sur toute la hauteur du tube. Le puits a été nettoyé et développé pendant une période de trois heures par surpompage à débit constant de 70 l/min.

1.2.5 Échantillonnage des eaux souterraines

Pour évaluer sommairement la qualité des eaux souterraines à Lachenaie, la conductivité électrique et le pH ont été mesurés dans tous les piézomètres ainsi que dans les eaux de surface du lac. Or, comme on le montre à l'annexe B, les résultats obtenus lors de la première campagne de prélèvements, sont très hétérogènes. Nous avons donc été obligés d'être plus précis en ce qui concerne la qualité des eaux souterraines. Deux campagnes d'échantillonnage ont donc été mises en place, une pendant le mois d'avril et l'autre pendant le mois de mai 1996, pour déterminer la composition minéralogique des eaux souterraines. Pour ce faire, deux techniques d'échantillonnage ont été utilisées: la première était d'échantillonner l'eau dans chaque piézomètre, c'est-à-dire l'eau stagnante; la deuxième était de pomper un minimum de deux fois le

volume d'eau dans chaque piézomètre avant de prélever l'échantillon. À cause de la pompe utilisée, on a pompé environ 15 fois le volume du puits, c'est-à-dire 25 litres par piézomètre. Les échantillons ont été analysés afin de connaître leurs teneurs en chlorure, en sodium, en calcium, en lithium et en fer. Les résultats des analyses des campagnes d'échantillonnage sont présentés au tableau 3.1.

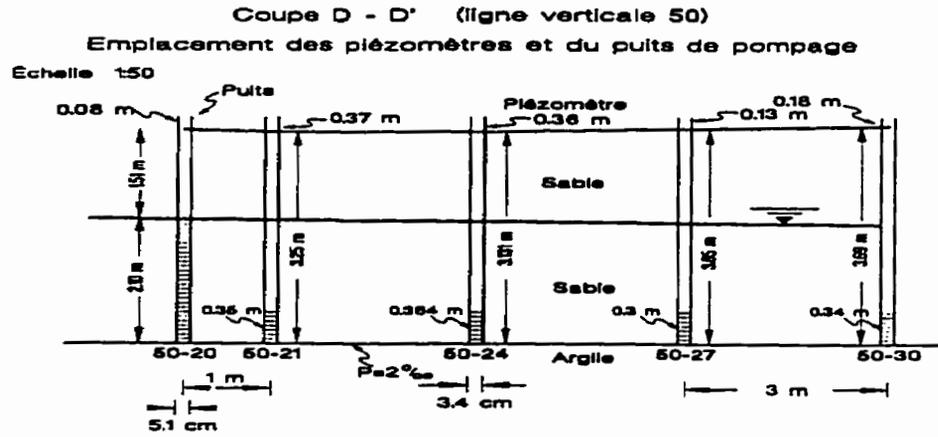


Figure 1.4 : Le puits de pompage et l'emplacement des piézomètres crépinés au-dessus la couche d'argile.

CHAPITRE II

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Dans ce chapitre, on décrit le programme expérimental utilisé pour la détermination des paramètres hydromécaniques du sable à Lachenaie. Parmi ceux-ci, on trouve par exemple la granulométrie, la densité des grains, la masse volumique déterminée à partir du Proctor modifié, la conductivité hydraulique déterminée par la méthode du perméamètre à charge constante et à charge variable, et la courbe de rétention capillaire évaluée à l'aide de plusieurs méthodes. Par ailleurs, on présente une analyse des résultats des courbes de rétention capillaire obtenues.

De plus, il faut remarquer que pour des raisons pratiques et économiques, les échantillons qui ont été prélevés dans les zones A et B (voir figure 1.2) ont été malaxés pour avoir deux grands échantillons. Ceux-ci ont été soumis à des essais décrits dans cette section. Notons que l'essai de rétention capillaire sur place a été fait à partir des échantillons provenant du sondage 50-19 et non des échantillons malaxés.



2.1 Granulométrie

L'analyse granulométrique permet de décrire la distribution de la masse solide d'un sol en séparant les grains par diamètre. D'abord, il faut faire le tamisage et la préparation des spécimens. Ceci est la phase préliminaire de l'analyse granulométrique qui consiste à séparer les particules grossières des fines, dans le but de déterminer le pourcentage de passants correspondant à chaque tamis.

Pour cette phase de l'analyse, les normes utilisées sont celles de ASTM-D421 et ASTM-D422 qui donnent la procédure à suivre pour faire la préparation, le lavage d'un spécimen et ensuite sa granulométrie.

Une analyse granulométrique a été effectuée pour chacun des 27 échantillons. Les spécimens dont la masse était d'environ 350 g ont été séchés au four pendant 24 heures à une température d'environ 110°C, après quoi, ils ont été lavés dans un tamis #200 ou 80 µm à faible jet d'eau avec un mouvement circulaire et une faible agitation. Ensuite, ils ont été placés dans un récipient en veillant à ne pas perdre de particules. L'eau en surplus du récipient a été enlevée par décantation et le spécimen a été séché au four à une température d'environ 110°C. Le tamisage a été fait à l'aide du jeu de tamis #5, 2.5, 1.25, 0.630, 0.315, 0.160 et 0.08 mm. Les refus ont été pesés cumulativement en commençant par le tamis d'ouverture le plus grand, la pesée finale n'incluant

pas celle du matériau passant le tamis 0.08 mm. Les résultats sont montrés à l'annexe (tableau A.I) et le fuseau à la figure C.1 dans l'annexe C.

Le pourcentage de passants a été calculé à l'aide de l'équation suivante:

$$P(\%) = 100 - \left[\left(\frac{R_{\alpha}}{W_d} \right) 100 \right] \quad 2.1$$

où

W_d : masse sèche totale utilisée;

R_{α} : retenue cumulative sur chaque tamis;

R_t : pourcentage de la retenue cumulative pour chaque tamis.

Pour des raisons pratiques, les 27 échantillons (voir figure 1.2) ont été mélangés pour avoir deux grands échantillons correspondant aux zones A et B. Sur ceux-ci des analyses granulométriques ont été faites ainsi que le Proctor modifié, des essais de rétention capillaire et des essais de conductivité hydraulique. La courbe granulométrique est montrée à la figure 2.1. Le matériau analysé est moyennement grossier, avec un D_{10} de 0.28 mm, un D_{60} de 0.71 mm et un coefficient d'uniformité de 2.5.

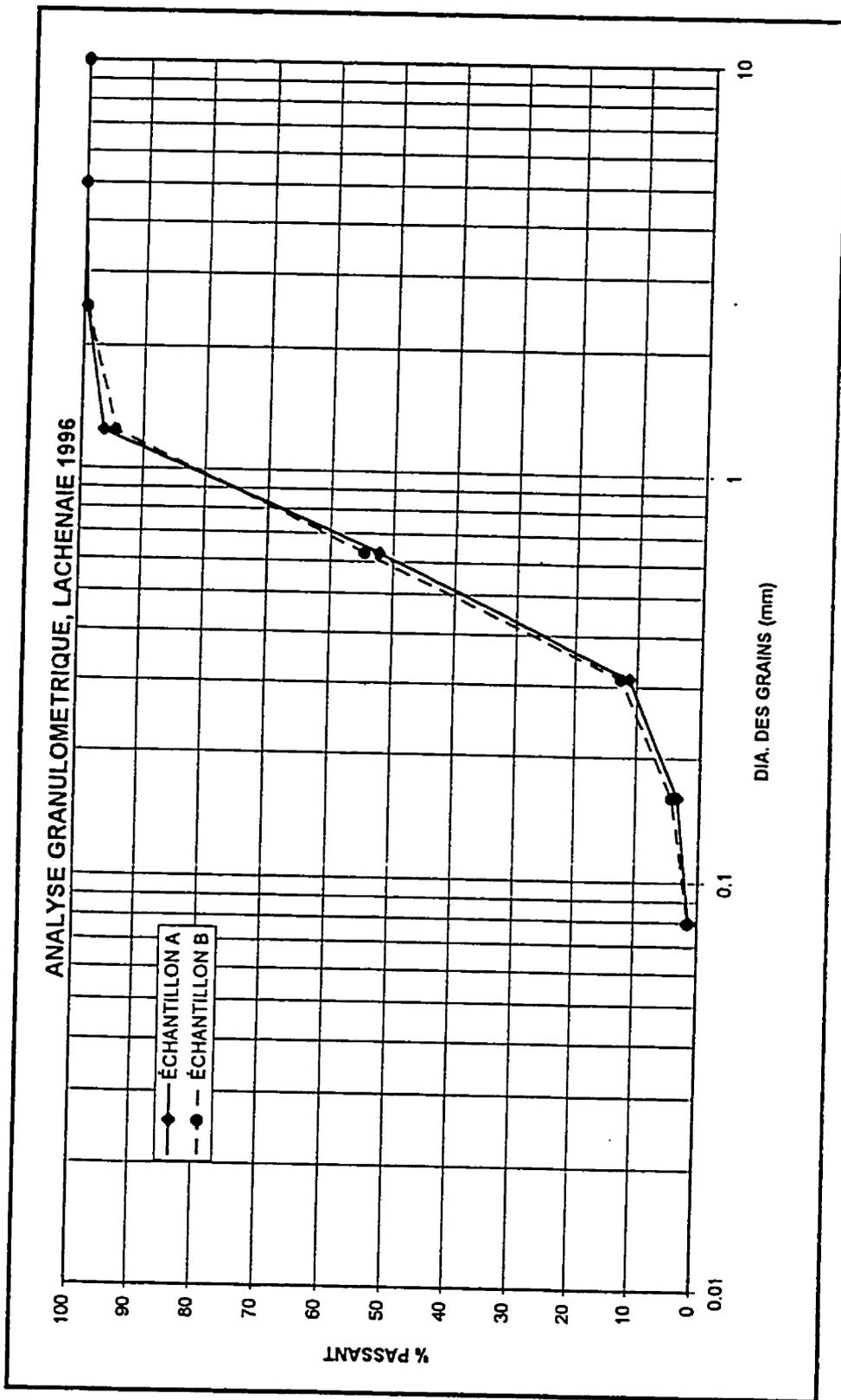


Figure 2.1: Analyse granulométrique du sable de Lachenaie

2.2 Densité des grains

La densité des grains (D_r) est le rapport entre la masse volumique des solides et celle de l'eau. Le principe utilisé pour déterminer le rapport entre le poids volumique de l'eau et des grains du sol à une température donnée, est celui d'Archimède. La valeur de D_r est obtenue par un essai au pycnomètre suivant la norme BNQ-2501-070.

Un spécimen de 100 g de sol a été mélangé à de l'eau distillée et versé dans un pycnomètre. La bouteille a été remplie au 2/3 avec de l'eau distillée. Le mélange a été désaéré avec une pompe à vide en l'agitant soigneusement de façon à faciliter l'évacuation des bulles d'air (en lui faisant faire des quarts de tour autour d'un axe à 45%), pendant une période de temps d'une heure. On a ajusté le niveau de l'eau jusqu'au repère avec de l'eau distillée et désaérée. La température du mélange a été prise au centre de gravité du pycnomètre. Ensuite, le pycnomètre et le mélange ont été pesés. Puis, on a versé la solution dans une assiette pour la faire sécher et la peser.

On a utilisé des pycnomètres de 500 ml, un thermomètre de précision 0.1°C, une balance précise à 0.1 g, une pompe à vide et de l'eau désaérée. La formule à utiliser pour calculer D_r est:

$$D_r = \frac{W_s}{W_{BW} + W_s - W_{BWS}} \quad 2.2$$

où

D_r : densité des grains;

W_{BW} : poids de la bouteille pleine d'eau à la graduation;

W_s : poids du sol sec;

W_{BWS} : poids de la bouteille avec l'eau et le sol à la graduation.

La densité relative (D_r) pour les deux échantillons a une valeur moyenne de 2,684 (voir tableau C.8), comme celle généralement observée pour les sables, soit 2,660 à 2,700.

2.3 Masse volumique

La masse volumique a été déterminée à partir de l'essai Proctor modifié qui a été fait suivant la norme ASTM-D1557-58, méthode A à l'aide d'une masse de 10 livres tombant en chute libre de 18 pouces, avec un moule normalisé de 941.7 cm³.

L'essai Proctor modifié permet de déterminer la masse volumique sèche maximale ($\rho_{d \text{ max}}$) correspondant à la teneur en eau au compactage (W_{opt}). Sur



un graphique, les résultats de l'essai Proctor modifié montrent la variation de la masse volumique sèche maximale ($\rho_{d \text{ max}}$) en fonction de la teneur en eau au compactage (W_{opt}). De plus, on a tracé les courbes d'égal degré de saturation (tableau C.7).

L'annexe C montre le résumé des résultats obtenus lors de la détermination au laboratoire de la masse volumique à partir du Proctor modifié. Pour l'échantillon A, la masse volumique (optimum Proctor) est de $1,836 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau optimale de 14.3%. D'ailleurs, le degré de saturation final était de 92.7%. L'échantillon B présente une valeur de masse volumique pour le Proctor de $1,836 \text{ g/cm}^3$, une teneur en eau optimale de 15% et un degré de saturation de 91%.

2.4 Essai de conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique d'un sol dépend de plusieurs facteurs, tels que la granulométrie, la forme des grains, la composition minéralogique, la structure du sol, l'indice des vides, le degré de saturation, la température, la nature du fluide et le type d'écoulement qui sont liés au fluide. La conductivité hydraulique d'un sol est la mesure de sa capacité à laisser passer l'eau à travers lui. La vitesse de circulation de l'eau dans un sol varie de quelques centimètres par heure (sable) à quelques centimètres par an (argile).



Deux essais de conductivité hydraulique ont été faits sur les échantillons (A et B) provenant de Lachenaie, la méthode utilisée est celle du perméamètre à parois rigides, à différence de charge variable et à différence de charge constante.

La loi de Darcy est le principe de base pour la détermination de la conductivité hydraulique d'un sol. Cette loi a été publiée par Darcy en 1856; elle implique que le débit par unité de surface est proportionnel au gradient hydraulique et au rapport de la perte de charge (dh) à la hauteur de la colonne de sol (dL). Voici l'équation:

$$Q = A K i \quad 2.3$$

donc

$$V = K i \quad 2.4$$

où:

- Q** : débit de sortie;
- A** : section du spécimen;
- K** : conductivité hydraulique;
- i** : gradient hydraulique;
- V** : vitesse de Darcy.

Cette loi est valable lorsque l'écoulement du fluide dans le sol est un régime laminaire, c'est-à-dire que, pour cette validation, la limite supérieure de validité est le nombre de Reynolds (Nr). Si $Nr > 10$, l'écoulement devient turbulent (Todd, 1980), alors, la loi de Darcy n'est pas valable.

Il existe une relation directe entre le nombre de fines d'un sol et sa conductivité hydraulique. Plus la fraction de fines augmente, plus la conductivité hydraulique aura tendance à diminuer car les interstices entre les grains plus grossiers sont occupés par les matériaux fins abondants qui empêchent la circulation de l'eau. Taylor (1948) propose une solution mathématique qui permet de déterminer la conductivité hydraulique en fonction de la surface spécifique (S_s), voici la formule:

$$K = a \left[\frac{e^3}{D_r^2 S_s^2 (1+e)} \right] \quad 2.5$$

où

e : indice des vides;

D_r : densité des grains;

S_s : surface spécifique;

a : coefficient.

La conductivité hydraulique est influencée par le degré de saturation (S_r) auquel a été amené l'échantillon, c'est pourquoi il s'agit d'avoir une saturation la plus proche possible de 100%. Le coefficient K est approximativement fonction de S_r^3 , ce rapport est déterminé à partir de l'équation suivante:

$$\frac{K_u}{K} = \left[\frac{(S_r - S_o)}{(1 - S_o)} \right]^3 \quad 2.6$$

où

K_u : coefficient de perméabilité (sol non saturé);

K : coefficient de perméabilité du sol saturé;

S_r : degré de saturation;

S_o : degré de saturation dit résiduel (Todd, 1980).

2.4.1 Méthode à charge constante

La norme utilisée pour l'essai est celle de l'ASTM D-2434. La figure 2.2 montre un schéma du montage utilisé au laboratoire.

L'essai a pour objet de déterminer la conductivité hydraulique saturée d'un sol pour un écoulement laminaire de l'eau à travers le matériau poreux. La valeur finale de conductivité hydraulique est déterminée en appliquant une différence



de charge hydraulique constante à travers un échantillon de matériau saturé et en mesurant le débit d'eau qui sort du perméamètre:

$$K = \frac{QL}{A\Delta h} \quad 2.7$$

où

Q : débit d'eau sortant au bas du perméamètre;

L : longueur de l'échantillon dans le perméamètre;

A : surface de la section de l'échantillon;

Δh : différence de charge hydraulique, $\Delta h = h_1 - h_2$.

Dans le perméamètre, l'échantillon est amené à saturation sous vide avec de l'eau désaérée circulant du bas vers le haut. Par contre, l'écoulement dans le perméamètre se fait du haut vers le bas. Avant l'essai, on pèse le perméamètre vide et l'échantillon saturé, pour déterminer le degré de saturation initial et l'indice des vides du matériau.

2.4.2 Conductivité hydraulique à charge variable

La figure 2.2 montre le perméamètre utilisé pour l'essai de conductivité hydraulique à charge variable. Le principe est de laisser passer l'eau provenant d'une burette à travers l'échantillon, et de mesurer la variation du

niveau d'eau dans une autre burette, pendant un temps déterminé. Le spécimen est amené à saturation pour enlever toute bulle d'air; l'eau utilisée pour la saturation est désaérée.

L'échantillon a été préparé et saturé en suivant la norme ASTM D-2434. Pendant l'essai, le déplacement de l'eau se fait du bas vers le haut. La conductivité hydraulique à la température de l'essai a été déterminée à partir de la relation suivante:

$$K = \frac{QL}{A\Delta ht}$$

$$K = \frac{aL}{2At} \left(\ln \frac{h_1}{h_2} \right) \quad 2.8$$

où

a : surface de la burette d'injection d'eau;

L : hauteur du spécimen;

A : surface de la section du spécimen;

t : durée de l'essai.

h₁ : charge au début de l'essai;

h₂ : charge au temps t.

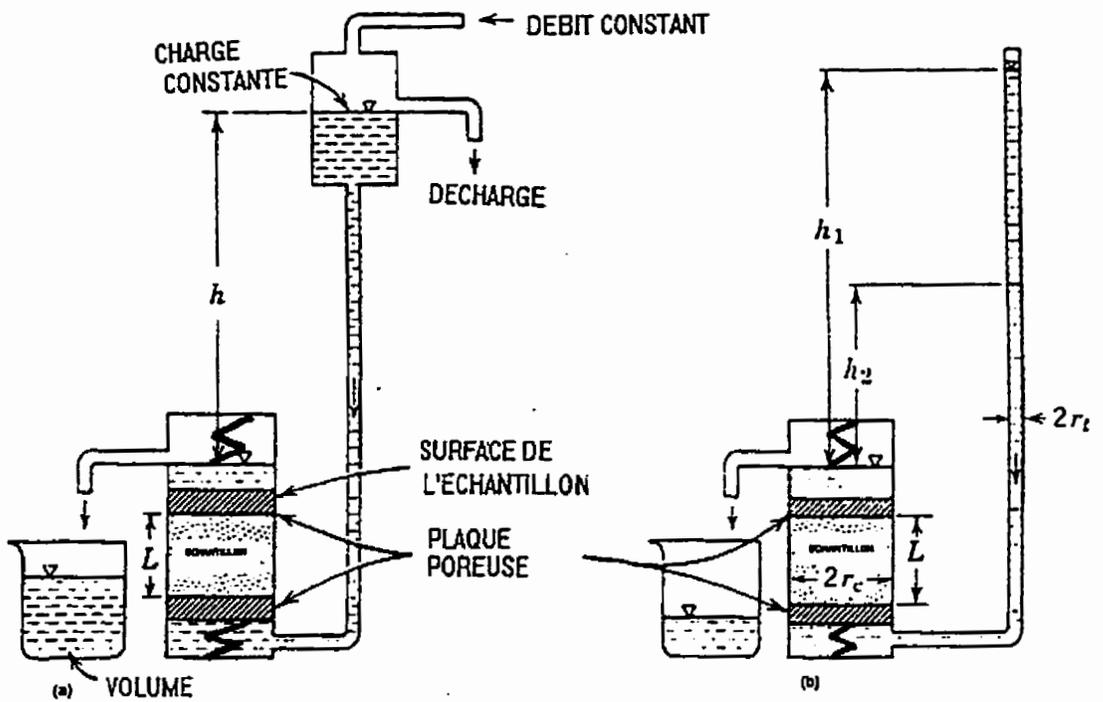


Figure 2.2: Perméamètre à charge constante (a) et à charge variable (b) (d'après Todd, 1980)

La conductivité hydraulique à 20°C a été calculée suivant la relation:

$$K_{20^{\circ}\text{C}} = \frac{k_T \mu_T \rho_{20^{\circ}\text{C}}}{\mu_{20^{\circ}\text{C}} \rho_T} \quad 2.9$$

où k_T , ρ_T , μ_T sont respectivement la conductivité hydraulique, la masse volumique et la viscosité absolue à température T ; $K_{20^{\circ}\text{C}}$, $\rho_{20^{\circ}\text{C}}$ et $\mu_{20^{\circ}\text{C}}$ sont respectivement la conductivité hydraulique, la masse volumique et la viscosité absolue à 20°C.

Limites de la méthode

Étant donné qu'il est impossible de reproduire au laboratoire les conditions naturelles du terrain, la représentativité de l'échantillon de même que l'anisotropie et l'hétérogénéité peuvent être modifiées. Aussi, le remaniement de l'échantillon provoque l'altération de l'indice des vides. En plus, l'utilisation d'appareils au moment du compactage peut modifier les caractéristiques internes de l'échantillon. Enfin, le degré de saturation de 100% est difficile à obtenir en laboratoire; il est donc possible d'avoir dans l'échantillon la présence de bulles d'air qui altèrent la conductivité hydraulique.

Sources d'erreurs

Les sources principales d'erreurs pourraient être:

- la circulation préférentielle de l'eau entre l'échantillon et les parois du moule;
- la formation d'écoulement préférentiel à l'intérieur de l'échantillon;
- la migration des particules fines et le colmatage des secteurs de l'échantillon;
- la formation d'une pellicule d'éléments fins près des faces de contacts entre l'échantillon et la pierre poreuse; cette condition amènera une perte de charge localisée au voisinage de la zone de contact;
- la température et la viscosité du fluide.

2.3 Courbe caractéristique du sol

Pour faire les simulations numériques de l'écoulement (chapitre 5), il est nécessaire de connaître les valeurs de la conductivité hydraulique (K) quant le sol n'est pas saturé. Le logiciel utilisé possède un module (KCAL) qui tient compte du modèle de Corey (1971), capable de calculer la conductivité hydraulique à partir de la courbe caractéristique du sol. Cette courbe est celle de la teneur en eau volumique en fonction de la pression négative (kPa) dans le sol. Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la courbe

caractéristique de succion d'un sol; Ricard (1994), dans son mémoire de maîtrise, fait un résumé des méthodes que l'on pourrait utiliser pour déterminer celle-ci.

Dans le cas du sable de Lachenaie, quatre méthodes ont été utilisées: essai en Tempe cell, essai de remontée capillaire au laboratoire, mesures sur le terrain et méthode empirique de Kovács (1981). Voici la description de ces méthodes.

2.3.1 Essai de rétention capillaire *Tempe cell* (pression positive)

L'essai de rétention capillaire consiste à mesurer la teneur en eau dans un milieu poreux en fonction de la succion capillaire. Pour ce faire, on utilise l'appareil Tempe cell (voir figure 2.3). Cet essai normalisé (ASTM D3152-72) est une variante de la méthode de la plaque drainante.

L'échantillon de sol est placé sur une plaque poreuse dans une cellule pressurisée à une pression d'air positive appliquée par l'ouverture du haut vers le bas de l'appareil. Avant d'appliquer la pression, l'échantillon et la plaque poreuse sont saturés, l'air est comprimé dans la cellule et on a $u_a > P_{atm}$, il s'agit de mesurer $u_w - u_a$. S'il se produit une augmentation de la pression d'air, une quantité d'eau est évacuée de l'échantillon; celle-ci est équivalente à sa capacité de rétention en fonction de la pression appliquée. L'eau est en

équilibre quand la pression d'air est égale à la pression atmosphérique. Le temps requis pour arriver à l'équilibre est fonction de la conductivité hydraulique de la plaque poreuse et des propriétés du matériau. Le choix des plaques poreuses dépend du type de matériau.

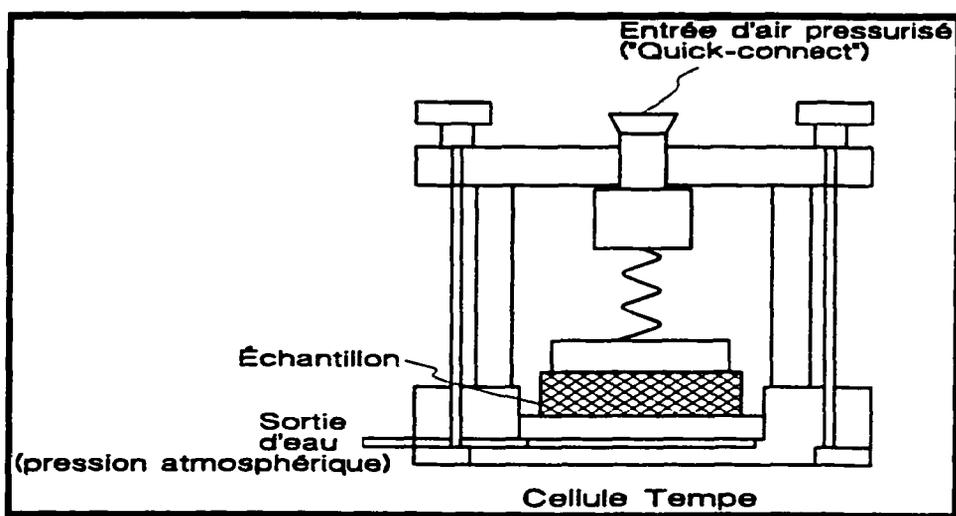


Figure 2.3: Montage expérimental pour la méthode de plaque à haute pression

La pression d'air à appliquer dans la cellule est réglée et contrôlée à l'aide d'un manomètre selon la succion désirée. L'échantillon est pesé après chaque changement de pression, jusqu'à ce que sa masse soit constante, avant de passer à une autre pression de façon à atteindre la pression maximale; ainsi, la relation succion-humidité peut donc être établie. Avant et après l'essai, la teneur en eau de l'échantillon est déterminée et à la fin de l'essai, on détermine l'indice de vides de celui-ci. La teneur en eau finale est utilisée pour calculer

les teneurs en eau (le degré de saturation de l'échantillon), correspondant aux suctions précédentes. On met sous forme graphique les résultats de l'essai, c'est-à-dire la teneur en eau volumique en fonction de la succion capillaire; le résultat est la courbe caractéristique de succion du matériau à l'étude. La teneur en eau volumique est calculée à partir de l'équation suivante:

$$\Theta_u = n S_r \quad 2.10$$

où

Θ_u : teneur en eau volumique;

n : porosité du milieu poreux;

S_r : degré de saturation.

2.3.2 Colonnes expérimentales, remontée capillaire

Deux colonnes expérimentales ont été installées au laboratoire pour évaluer la remontée (rétention) capillaire du sable de Lachenaie. Notons que l'installation des colonnes et la procédure à suivre pour l'évaluation de la rétention capillaire ont été développées au laboratoire d'hydrogéologie du département de Génie minéral. Cette méthode consiste à mesurer la teneur en eau et à calculer le degré de saturation dans un milieu poreux, en fonction de la hauteur de remontée d'eau capillaire dans l'échantillon. Ces données vont nous permettre

de calculer la teneur en eau volumique à partir de l'équation 2.10. L'évaluation du degré de saturation (S_r) est faite à partir de la relation qui suit:

$$S_r = \frac{w}{w_{SAT}} \quad 2.11$$

où

w : teneur en eau pour une hauteur donnée;

w_{SAT} : teneur en eau saturée.

Pour déterminer les pressions interstitielles, on utilise l'équation développée par Bernouilli, laquelle s'écrit comme suit à l'équilibre ($h=constante=0$):

$$u_a = -\rho_w z g \quad 2.12$$

où

ρ_w : masse volumique de l'eau;

u_a : pression interstitielle de l'eau (kPa) à l'élévation z ;

z : élévation par rapport au plan d'eau;

g : accélération gravitationnelle.

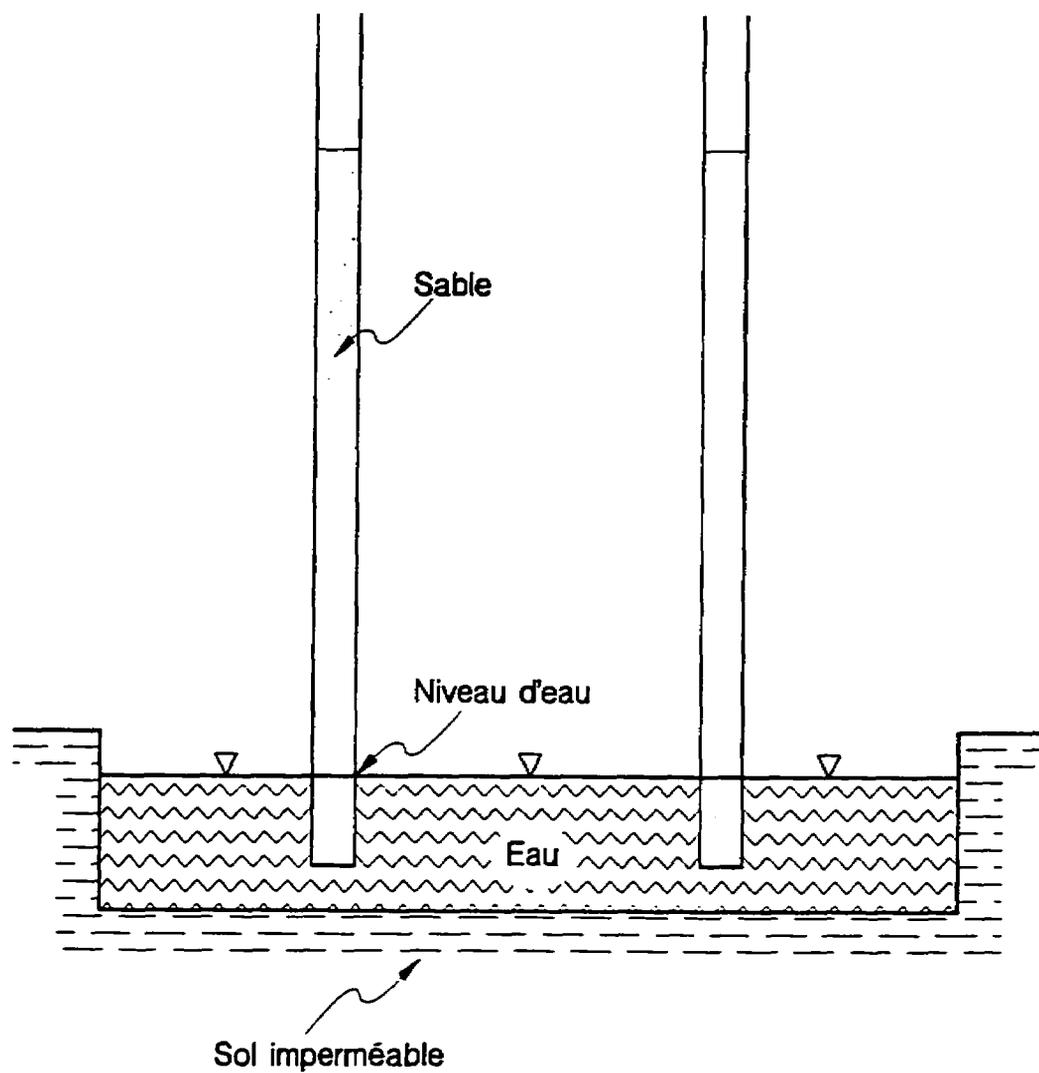


Figure 2.4: Montage expérimental pour l'évaluation de la remontée capillaire



La figure 2.4 montre une vue des colonnes utilisées pour l'essai. Les colonnes sont construites en PVC, avec une longueur de 2.5 m et un diamètre de 2.54 cm. Le matériau placé dans la colonne est le sable de Lachenaie dont le compactage a été fait manuellement à l'aide d'un instrument métallique de superficie ronde équivalant à la surface interne de la colonne, c'est-à-dire un diamètre équivalant à 2.54 cm. L'essai a duré un mois et demi et a été arrêté quand la remontée d'eau capillaire dans chaque colonne était inférieure à un millimètre par jour.

À la fin de chaque essai, le tube a été démonté et l'échantillon divisé en petits morceaux de 3 cm de long. Ensuite, afin de déterminer la teneur en eau, ceux-ci ont été pesés et séchés au four pendant 24 heures à une température d'environ 110°C.

2.3.3 Rétention capillaire sur le terrain

Un essai a été fait sur le terrain pour évaluer la rétention capillaire du sable. Un sondage à la tarière, effectué sur la ligne 20 point 20-51, a permis de prendre des échantillons tous les dix centimètres jusqu'au niveau de la nappe phréatique, c'est-à-dire à une profondeur de 1.6 m. Les échantillons ont été gardés dans des sachets plastique afin de conserver leur humidité initiale. Au laboratoire, les échantillons ont été pesés et séchés au four pendant 24 heures.

La teneur en eau a été calculée ainsi que la teneur en eau volumique (Θ_v), par la suite; la procédure de calcul est décrite à la section 2.1.2.

2.3.4 Méthode de Kovács

La méthode de Kovács (1981) est une approche empirique qui permet d'évaluer la rétention capillaire ou la courbe de succion d'un sol à partir des propriétés du sol telles que la granulométrie et l'indice des vides.

La figure 2.5 montre les trois zones particulières sur lesquelles Kovács a développé son équation. La première est la zone non saturée, où l'eau est retenue en fines couches autour des grains par des forces d'adhésion. La seconde est la zone de transition qui peut être subdivisée en deux parties: les zones capillaires ouverte et fermée. Dans la zone capillaire ouverte, les pores de petites dimensions sont saturés par capillarité, les autres pores étant saturés par une fine couche d'eau par adhésion. La hauteur supérieure de cette zone est la hauteur de capillarité maximale (h_{cmax}). La zone qui se trouve au-dessous de la zone ouverte et au-dessus de la nappe phréatique, est la zone capillaire fermée; dans cette zone, les pores sont saturés d'eau par capillarité. L'épaisseur de cette couche correspond à la hauteur capillaire minimale (h_{cmin}). Au-dessous de celle-ci se trouve la zone saturée à 100% où les pressions sont supérieures à la pression atmosphérique.

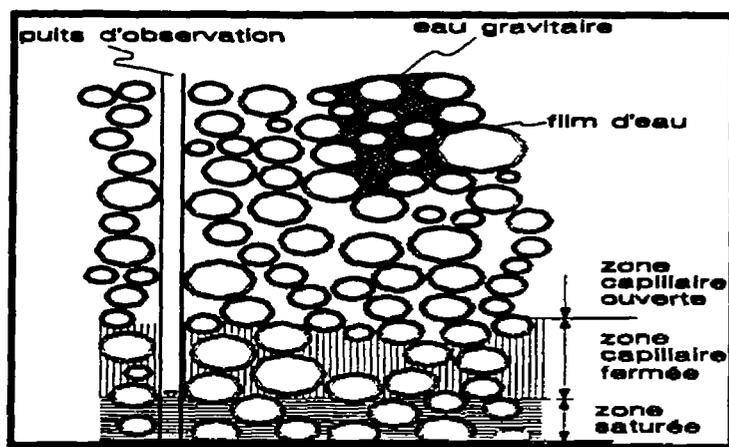


Figure 2.5: Coupe du sol (d'après Kovács, 1981)

La figure 2.6 montre, d'après la méthode de Kovács, la division de la courbe capillaire en trois zones distinctes: la zone supérieure ou d'adhésion, la zone intermédiaire ou zone capillaire ouverte où, pour tout changement de pression, il y aura un changement de la teneur en eau (dans cette zone la teneur en eau augmente rapidement avec la pression), et la zone inférieure ou capillaire fermée où la teneur en eau volumique est égale à la porosité. Pour une matrice de sol, à une pression ψ ($\psi = -u/\gamma$), le volume total des pores (V_p) est composé de pores qui sont remplis d'eau par capillarité (V_c) et de pores qui restent influencés par des forces d'adhésion (V_a). On peut donc écrire:

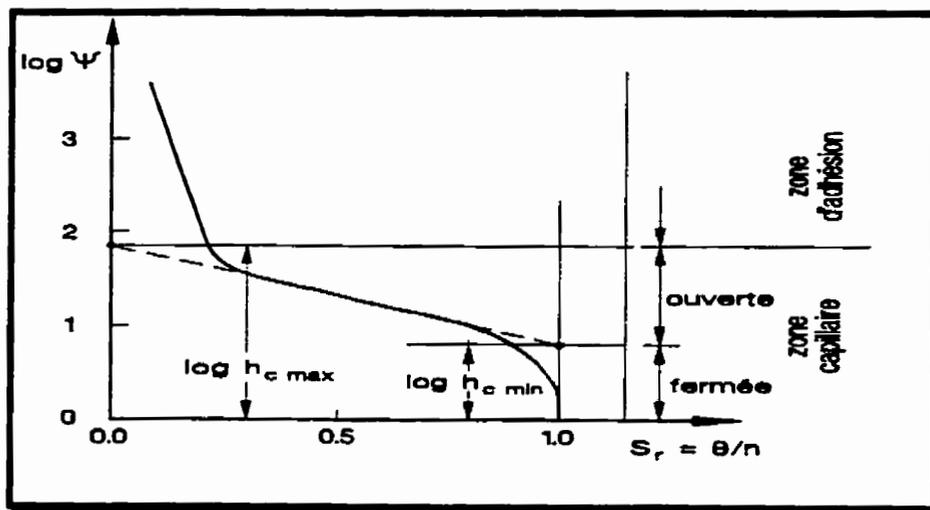


Figure 2.6 : Courbe de rétention capillaire
(d'après Kovacs, 1981)

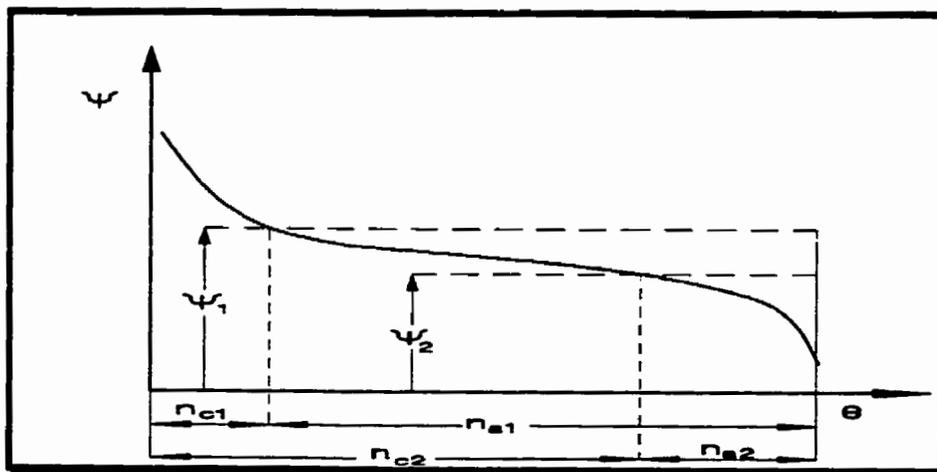


Figure 2.7 : Courbe de forces d'adhésion et de capillarité
(d'après Kovacs)

$$V_p = V_c + V_a \quad 2.13$$

où

$$V_c = V_t n_c$$

$$V_a = V_t n_a$$

Par conséquent,

$$n = n_c + n_a \quad 2.14$$

On peut retirer de cette équation que, plus la pression ψ est élevée, plus forte est l'adhésion d'une goutte d'eau sur le pore. La figure 2.7 montre la distribution de la pression en fonction de l'adhésion de la couche d'eau sur les grains.

Pour évaluer le degré de saturation moyen dans la zone de saturation capillaire en fonction de la zone d'adhésion et de la zone capillaire d'un sol, Kovács propose l'équation suivante:

$$S_r = S_c + S_a (1 - S_c) \quad 2.15$$

où

S_r : degré de saturation moyen dans la zone capillaire;

S_c : degré de saturation dans la zone capillaire;

S_a : degré de saturation dans la zone d'adhésion.

Dans la zone d'adhésion:

$$S_a = \frac{(1-n)}{n} \left(\frac{\alpha}{D_h} \right)^{2/3} \frac{1}{\psi^{1/6}} \quad 2.16$$

où

n : porosité totale du milieu poreux;

ψ : pression de succion en cm d'eau;

$\frac{D_h}{\alpha}$: rapport du diamètre effectif des grains et le coefficient de forme.

Pour ce rapport Kovács utilise des valeurs expérimentales de laboratoire. Dans le cas de Lachenaie, on a défini ce rapport à partir du volume des grains (V_s), de la surface spécifique des grains (S_s) et de la masse du sol (M_s), l'équation en résultant est (Ricard, 1994):

$$\frac{D_h}{\alpha} = \frac{V_s}{A} = \frac{M_s / \rho_s}{S_s M_s} = \frac{1}{S_s \rho_s} = \frac{1}{10 \rho_s S_s} \quad 2.17$$

où

S_s : surface spécifique des grains en m^2/kg ;

ρ_s : masse volumique des grains en kg/m^3 .

La détermination de la surface spécifique est basée sur la méthode proposée par Chapuis et Légaré (1992). Dans la zone capillaire, selon Kovacs (1981):

$$S_c = \left\{ 1 - \left[\left(1.1 \frac{h_{Co}}{\psi} \right)^2 - 1 \right] e^{-\left(1.1 \frac{h_{Co}}{\psi} \right)^2} \right\} \quad 2.18$$

où

h_{Co} : remontée d'eau moyenne dans la zone capillaire. Kovács utilise:

$$h_{Co} = 0.075 \frac{(1-n)}{n} \frac{\alpha}{D_h} \quad 2.19$$

Un exemple de calcul est présenté à l'annexe, tableau C-II.1.

2.3.5 Présentation des courbes de rétention capillaire

où

S_s : surface spécifique des grains en m^2/kg ;

ρ_s : masse volumique des grains en kg/m^3 .

La détermination de la surface spécifique est basée sur la méthode proposée par Chapuis et Légaré (1992). Dans la zone capillaire, selon Kovacs (1981):

$$S_c = \left\{ 1 - \left[\left(1.1 \frac{h_{Co}}{\psi} \right)^2 - 1 \right] e^{-\left(1.1 \frac{h_{Co}}{\psi} \right)^2} \right\} \quad 2.18$$

où

h_{Co} : remontée d'eau moyenne dans la zone capillaire. Kovács utilise:

$$h_{Co} = 0.075 \frac{(1-n)}{n} \frac{\alpha}{D_h} \quad 2.19$$

Un exemple de calcul est présenté à l'annexe, tableau C-II.1.

2.3.5 Présentation des courbes de rétention capillaire

Certains auteurs (Edil et al., 1981; Edil et Motan, 1984; Young et Warkentin, 1975) affirment que dans une matrice de sol, la succion totale (Ψ) est



composée de la succion matricielle (Ψ_m) et de la succion osmotique (Ψ_π); la première est causée par les effets d'adhésion de l'eau sur les particules et la deuxième est causée par l'attraction résultant des concentrations entre solutions; celle-ci est souvent considérée comme négligeable. L'évolution de (Ψ) est fonction de la teneur en eau volumique (Θ_v).

La figure 2.6 montre la relation obtenue entre la quantité d'eau retenue et le potentiel de succion du sol, c'est-à-dire le profil de la teneur en eau volumique (Θ_v) en fonction de la pression de succion (Ψ). Sur ce profil, on définit deux valeurs particulières: la pression d'entrée d'air (Ψ_a) (*air entry value*) correspondant au début de la désaturation, et la pression résiduelle (Ψ_r) appliquée à la teneur en eau résiduelle (Θ_r).

Par ailleurs, lorsqu'on observe la distribution des courbes de la figure 2.8, on constate qu'il existe une chute au début des courbes très nette laquelle est typique des sables. Cette chute indique le début de la désaturation. En réalité, il existe trois points de désaturation différents correspondant aux colonnes expérimentales, à l'essai sur le terrain et à la méthode théorique de Kovács. La courbe de succion capillaire prédite par la méthode théorique de Kovács est plus élevée que celle de l'essai sur le terrain et des colonnes expérimentales. Cependant, celle-ci devient inférieure à celle de l'essai sur le terrain à partir du

début de la teneur en eau résiduelle (Θ_r). En outre, la teneur en eau volumique résiduelle (Θ_r) des colonnes expérimentales reste constante mais à un niveau inférieur aux courbes de Kovács et de l'essai sur le terrain.

Il faut remarquer que le matériau utilisé pour les essais des colonnes expérimentales et pour la méthode de Kovács provient des zones A et B, et que par contre l'essai sur le terrain a été fait dans un sondage situé au point 50-19. On fait cette remarque car, à partir des essais effectués sur de nombreux matériaux, il a été constaté que le profil des courbes de succion capillaire varie avec la composition minéralogique, la dimension des grains, la porosité du matériau et la densité (Bear, 1972; Croney et Coleman, 1961; Hillel, 1980; Kovács, 1981).

D'autre part, notons que nos essais ne suivent pas une norme standardisée. Néanmoins, les courbes de succion capillaire obtenues à partir de ceux-ci ont un comportement similaire à la courbe de Kovács. Rappelons que la méthode de Kovács a été testée à partir des résultats provenant des essais standardisés.

Enfin, on a retenu la courbe de rétention capillaire de l'essai sur le terrain pour faire les simulations numériques présentées au chapitre 5.

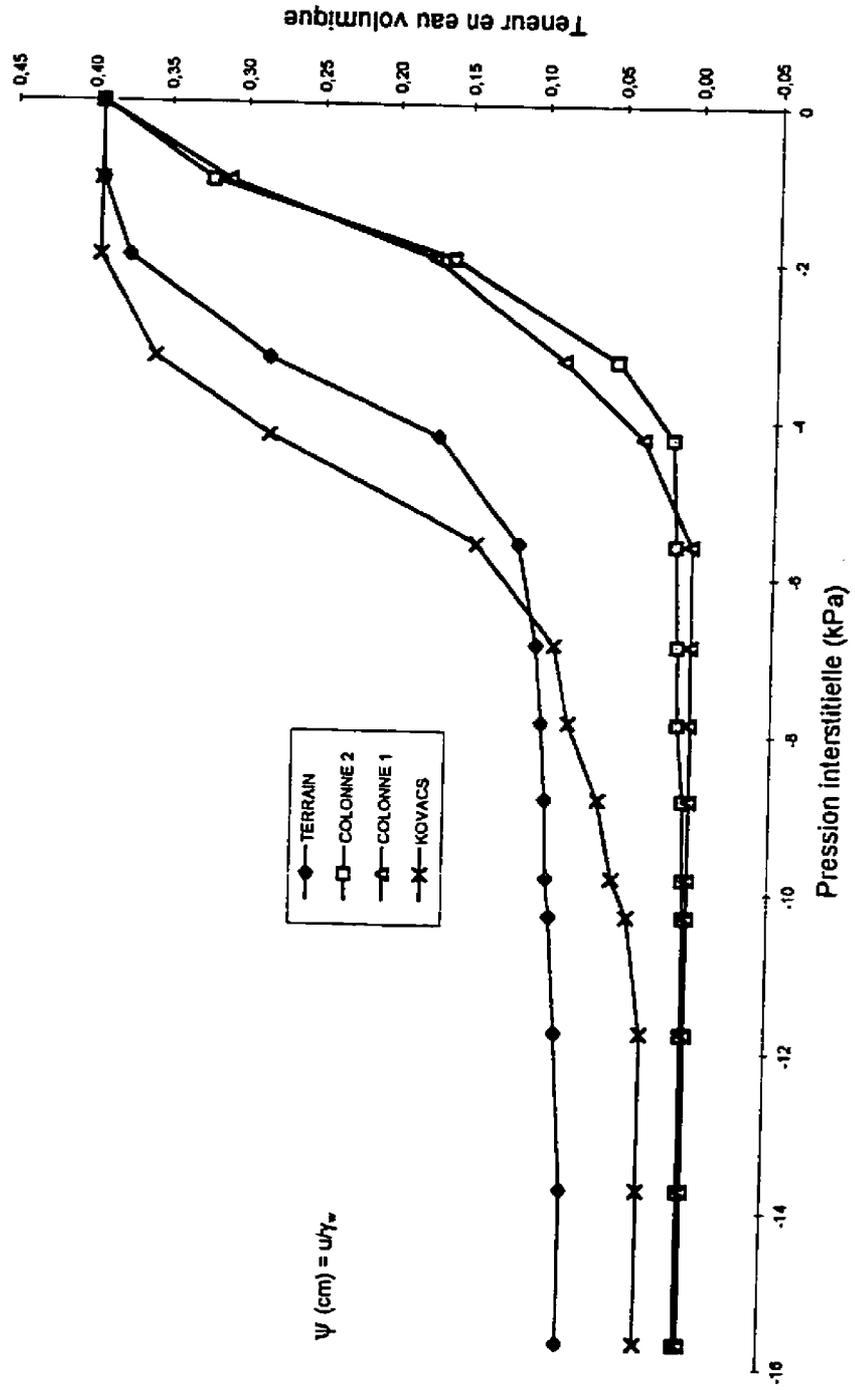


Figure 2.8 : Courbes de suction capillaire, comparaison des teneurs en eau du sable à Lachenaie

CHAPITRE III

RÉSEAU D'ÉCOULEMENT

Ce chapitre porte sur la caractérisation de l'aquifère de surface à Lachenaie. Dans la première section, nous verrons le type d'aquifère et les frontières qui le limitent. La deuxième section examine les relevés piézométriques et leur comportement en fonction du temps. La détermination du réseau d'écoulement est faite à la troisième section. Par ailleurs, la quatrième section propose l'évaluation du taux de recharge à l'aide du bilan hydrologique. Enfin, la dernière section présente une évaluation sommaire de la qualité des eaux souterraines.

3.1 Type d'aquifères et frontières

Tel que décrit à la section 1.1, l'aquifère de surface de Lachenaie est composé de sables moyens avec des fines couches de silt. L'épaisseur moyenne de l'aquifère est de 3,5 m. L'écoulement naturel se fait du Nord au Sud, c'est-à-dire de l'étang vers l'autoroute 640. Le gradient hydraulique est d'environ 2 %. L'aquifère est rechargé au Nord par l'étang, par contre, à l'Ouest et à l'Est, les recharges n'ont pas été évaluées. Les piézomètres installés à côté du drain de l'autoroute ont permis de constater que celui-ci représente une zone de



décharge de l'aquifère. La couche d'argile trouvée au fond de l'aquifère est presque horizontale (pente = 0,002) et imperméable.

3.2 Relevés piézométriques

Pour suivre la fluctuation de la nappe dans l'aquifère de surface au début de l'automne 1995, on a commencé à mesurer le niveau de la nappe phréatique à l'aide d'une sonde électrique. La fréquence des mesures était d'environ une par semaine. Les relevés piézométriques sont présentés à l'annexe A. Ces données seront utilisées pour évaluer le réseau d'écoulement, planifier l'essai de pompage et faire des simulations sur le logiciel SEEP/W.

3.3 Réseau d'écoulement

Dans une matrice de matériau poreux le mouvement de l'eau souterraine se fait à une vitesse de quelques mètres par année (d'après la loi de Darcy, 1856). De plus, les variations de la nappe phréatique dépendent de l'influence des apports et des pertes qui ont lieu dans l'aquifère. Par exemple, au printemps dans un aquifère à nappe libre, les niveaux piézométriques montent à cause des apports provenant des dégels et des pluies. L'hiver par contre, ils vont descendre à cause du gel de la couche de sol de surface qui ne permet pas l'infiltration des eaux dans l'aquifère. En conséquence, il est très important

d'évaluer le comportement de la nappe phréatique pour vérifier leurs tendances dans l'aquifère. Cela peut se faire à l'aide des courbes d'isocontours et du réseau d'écoulement.

Le réseau d'écoulement est l'ensemble des lignes équipotentiels et des lignes de courant décrivant un système d'écoulement bidimensionnel, dans un milieu aquifère continu. Dans un milieu isotrope et en régime permanent, ces lignes deviennent orthogonales (Castany et Margat, 1977). La détermination d'un réseau d'écoulement tient compte de la distribution des charges hydrauliques (équipotentiels) ainsi que la distribution spatiale des distances horizontales entre les piézomètres existant sur le terrain. Par interpolation numérique des charges hydrauliques mesurées dans chaque piézomètre, on est capable d'avoir la distribution spatiale des équipotentiels donc le réseau d'écoulement.

Étant donné que le choix de la période pour la détermination du réseau d'écoulement était basé sur l'évolution de la nappe phréatique, la figure 3.1 représente l'évolution de cinq niveaux piézométriques correspondant à un piézomètre pour chaque ligne d'arpentage sur le terrain. Sur l'ensemble des courbes, on peut constater: (1) une période de remontée de la nappe entre les mois d'octobre et de novembre, (2) une deuxième période de stabilisation de la nappe correspondant à la période de gelée du sol quand les infiltrations sont

nulles et (3) une troisième période équivalant à la fonte des neiges, à partir du mois de mars (1996). Ces périodes ont été utilisées pour la détermination du réseau d'écoulement.

Les figures 3.2, 3.3 et 3.4 montrent le réseau d'écoulement probable dans la zone d'étude pour trois périodes de temps différentes. Sur ceux-ci, on constate que l'écoulement naturel des eaux dans l'aquifère se fait du lac vers l'autoroute 640. Il faut bien dire que chaque réseau d'écoulement correspond à une période de fluctuation de la nappe phréatique. Par exemple, le niveau maximum des infiltrations avant la période de gelée, le niveau minimum des infiltrations pendant la période de gelée, et la période de fontes des neiges. Les équipotentielles ont été tracées avec assez de précision à l'aide des élévations de la nappe phréatique mesurées dans les piézomètres. Pour chaque réseau d'écoulement, quatre tubes de courant ont été retenus pour calculer le gradient hydraulique horizontal moyen. Celui-ci est de 0.02.

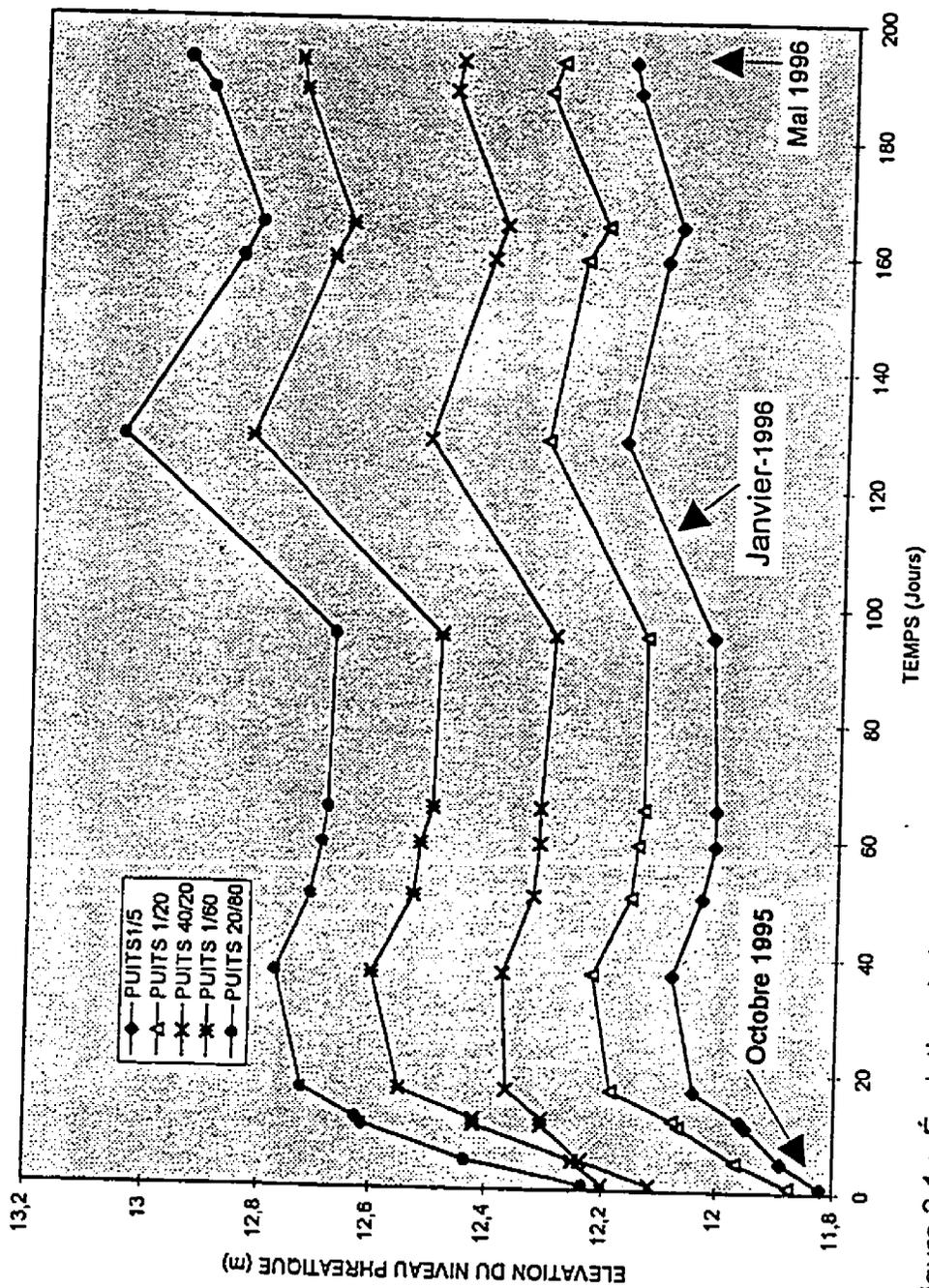


Figure 3.1 : Évolution de la nappe phréatique dans l'aquifère à nappe libre de Lachenaie

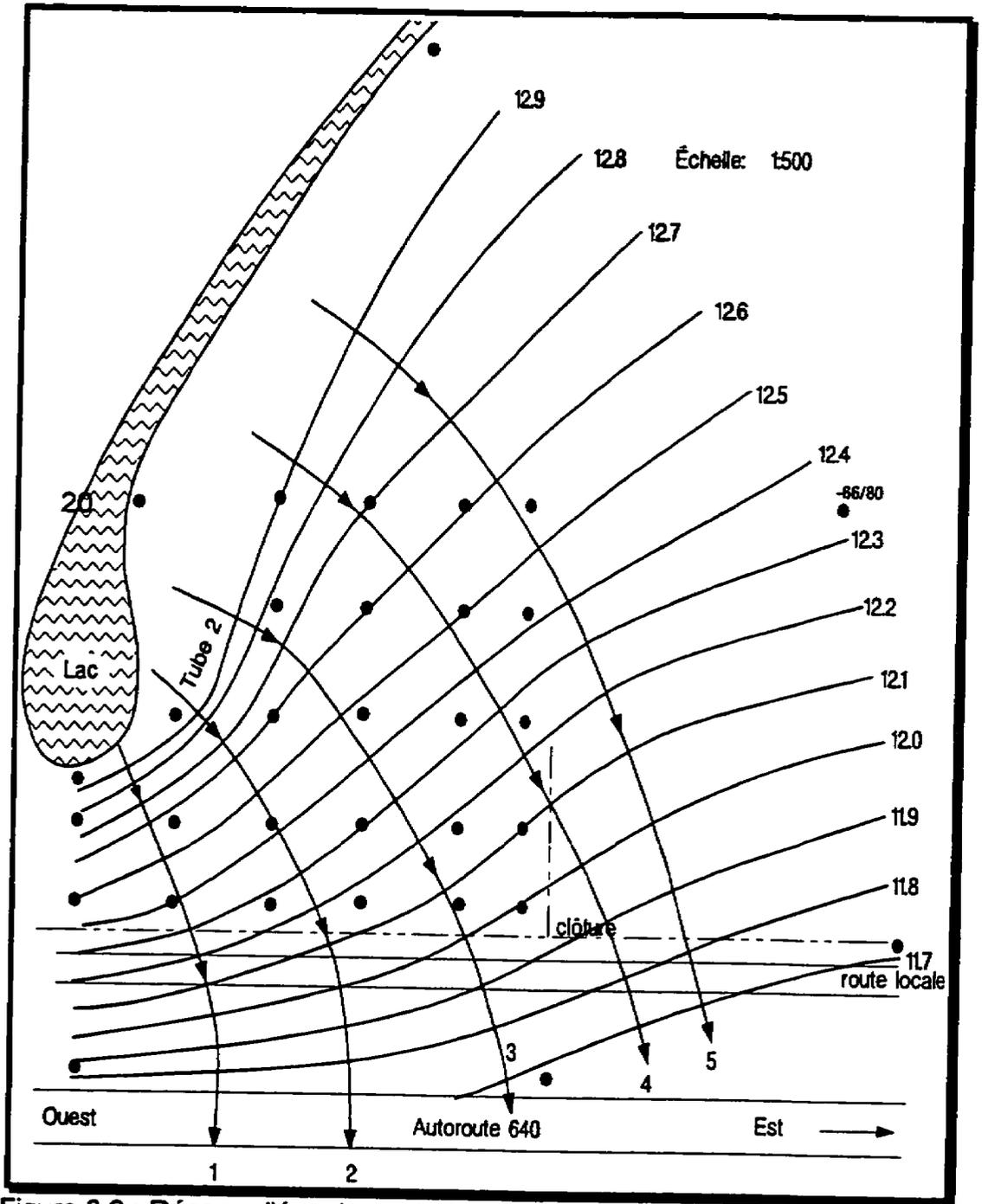


Figure 3.2 : Réseau d'écoulement (31-10-1995), Lachenaie.

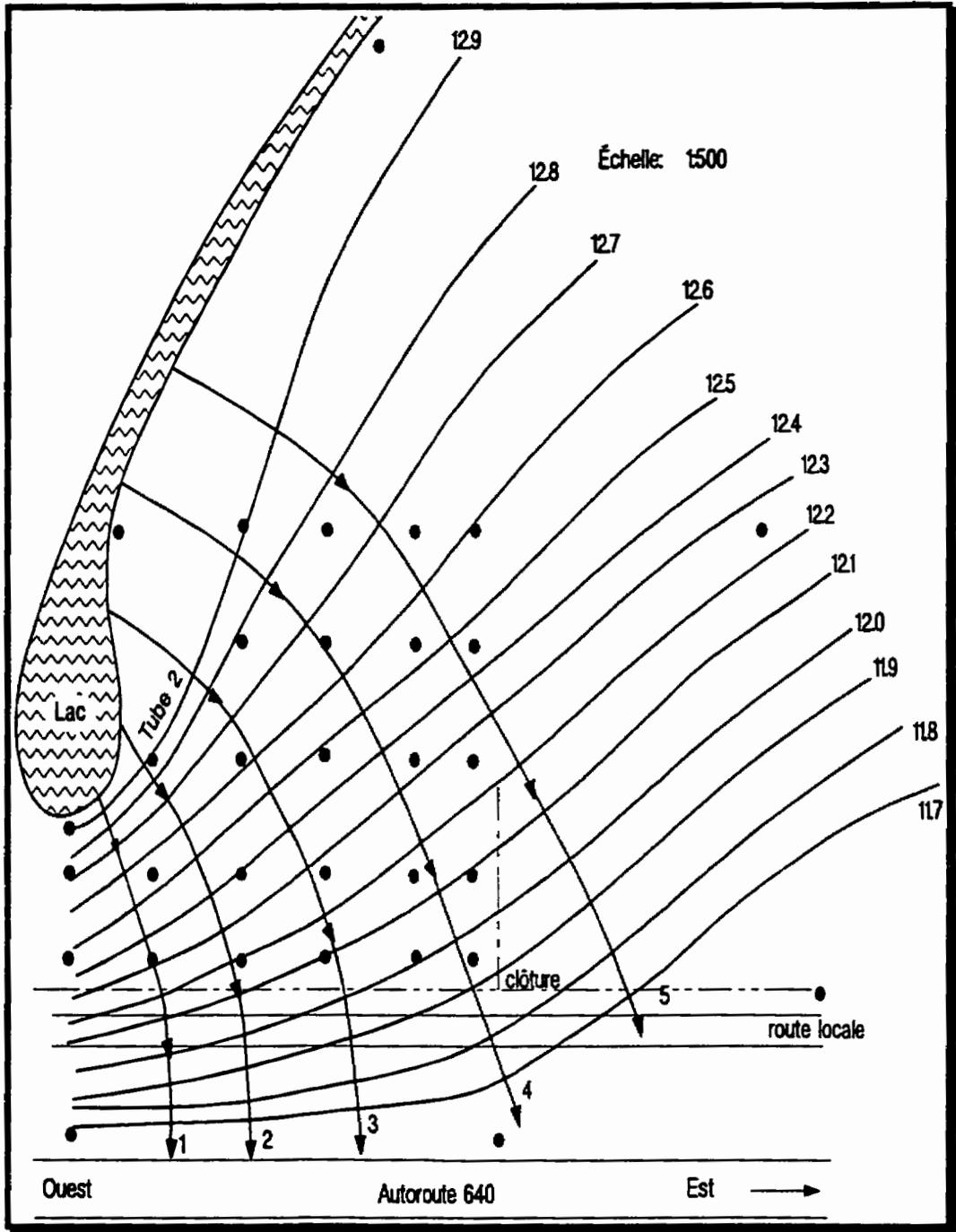


Figure 3.3: Réseau d'écoulement (21-12-1995), Lachenaie

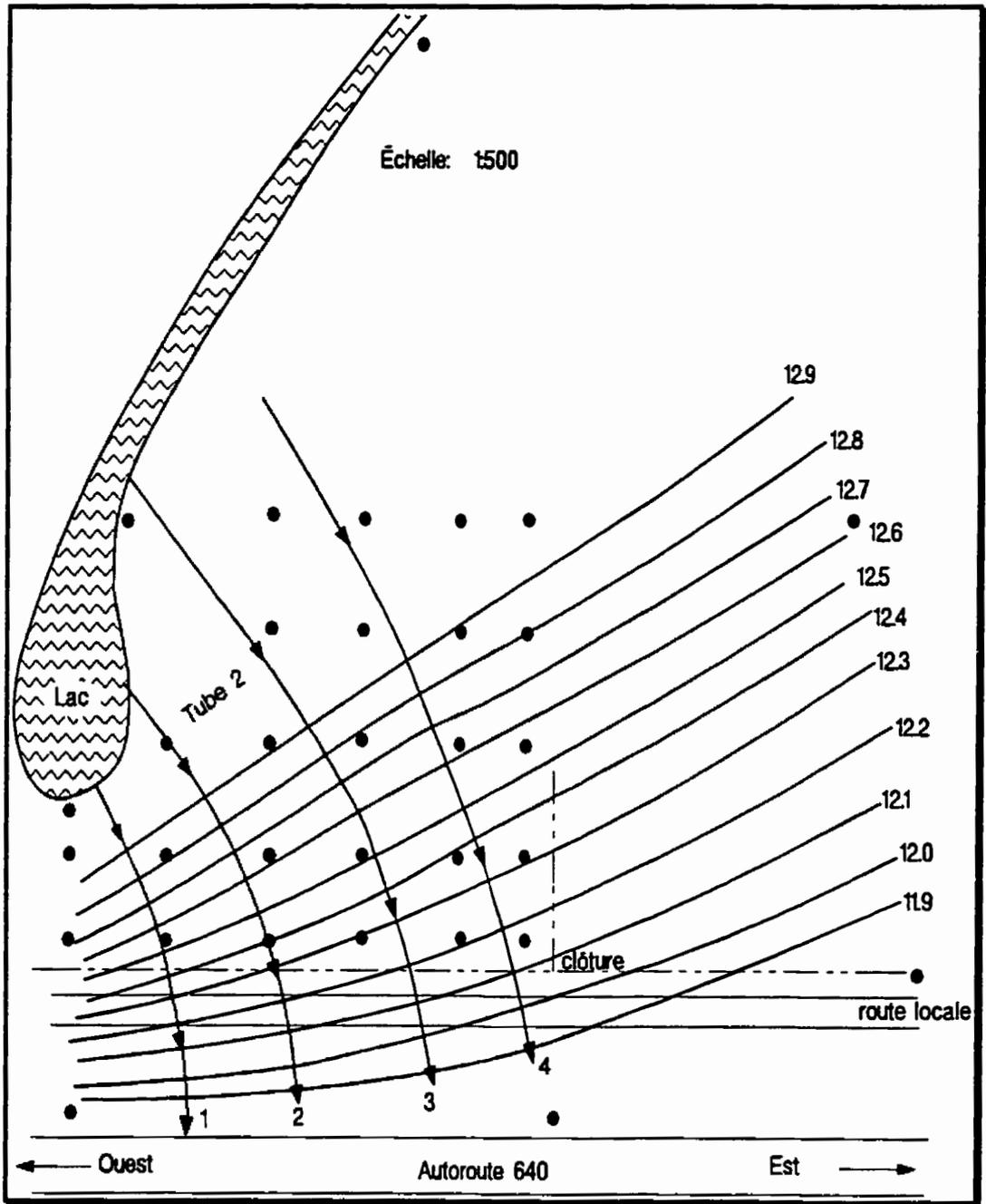


Figure 3.4: Réseau d'écoulement (20-02-1996), Lachenaie

3.4 Le taux de recharge de l'aquifère

Dans cette section, il s'agit de calculer le taux de recharge annuelle (W) en surface du sol, à partir de l'infiltration efficace dans le sol. Celle-ci est déterminée en utilisant l'équation du bilan hydrologique:

$$P = \text{ETR} + R + I \quad 3.1$$

où

P : précipitation totale moyenne annuelle en mm/an;

ETR : évapotranspiration réelle moyenne annuelle en mm/an;

R : ruissellement moyen annuel en mm/an;

I : infiltration efficace moyenne annuelle en mm.

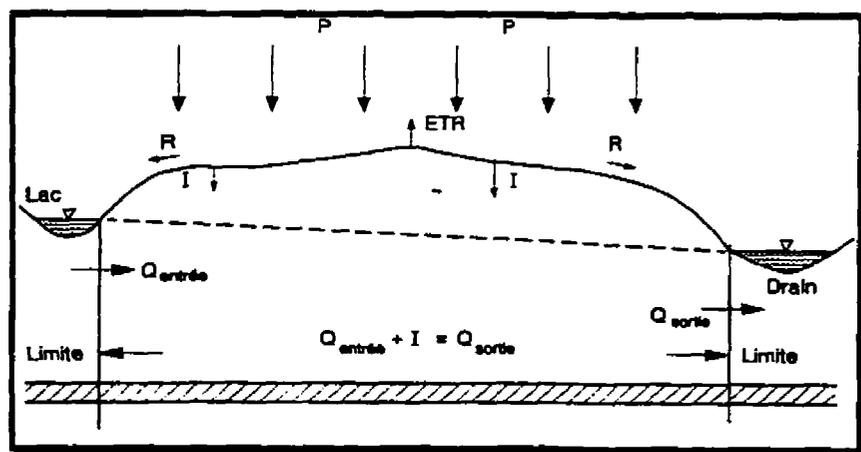


Figure 3.5: Schéma du bilan hydrologique



Les données météorologiques utilisées pour l'évaluation de l'évapotranspiration annuelle et de la précipitation moyenne annuelle (mm/an) ont été recueillies à la station météorologique de Dorval pendant une période de dix ans (1983-1994). Cette station est située à une distance approximative de 38 kilomètres de Lachenaie.

Le ruissellement est considéré comme négligeable car le sable à Lachenaie a une grande perméabilité et les surfaces imperméables sont presque inexistantes à l'exception de la route de service qui passe entre le drain de l'autoroute 640 et la clôture qui se trouve dans le domaine, direction Est-Ouest. Par ailleurs, les eaux de ruissellement de la route de service et l'autoroute vont vers le drain de l'autoroute 640.

L'évapotranspiration est calculée en fonction de la température et la lame d'eau précipitée. En plus, l'évapotranspiration dépend de la nature et du type d'utilisation des sols. La méthode de calcul la plus utilisée pour l'évaluation de l'évapotranspiration potentielle est celle de Thornthwaite (1948). Cette méthode est basée sur la corrélation entre la température moyenne annuelle et l'évapotranspiration réelle (ETR). La détermination de l'évapotranspiration potentielle (ETP) est complexe et sa valeur réelle est supérieure à celle de l'évapotranspiration réelle (ETP). Plusieurs méthodes ont donc été développées pour l'évaluation d'une valeur plus réelle de l'ETR. Dans notre



analyse, on utilise deux méthodes: la méthode de Turc (1954) et celle de Coutagne (1954).

Méthode de Turc annuelle

La détermination de l'évapotranspiration réelle (ETR) d'après la méthode Turc annuelle est basée sur des études statistiques qui relient l'évapotranspiration aux précipitations et à la température et au pouvoir évaporant de l'atmosphère (L) calculé comme suit::

$$L = 300 + 25T + 0.05T^3 \quad 3.2$$

où

L : pouvoir évaporant de l'atmosphère;

T : température moyenne annuelle en °C.

Pour l'ETR, on a:

$$ETR = \frac{P}{\left[0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2\right]^{1/2}} \quad 3.3$$



En appliquant la formule de Turc pour une précipitation moyenne annuelle de 953.11 mm et une température moyenne annuelle de 6.26°C, on trouve une valeur de $L = 468.77$ et une valeur d'évapotranspiration réelle de 424.8 mm/an.

Méthode de Coutagne annuelle

Le principe de base de l'équation de Coutagne est le lien entre l'évaporation de lame d'eau précipitée pendant l'année et la température moyenne annuelle.

Cette équation s'applique dans les conditions suivantes:

$$ETR = P - \tau P^2 \quad \text{si } \frac{1}{8} < P < \frac{1}{2\tau} ,$$

$$ETR = P \quad \text{si } P < \frac{1}{8\tau} ,$$

$$ETR = 0.2 + 0.035T \quad \text{si } P > \frac{1}{2\tau} ,$$

où

$$\tau = \frac{1}{(0.8 + 0.14T)}$$

T : température moyenne annuelle en °C;

P : précipitation moyenne annuelle en mm/an;

ETR : évapotranspiration réelle annuelle en mm/an.

Dans les environs de Lachenaie, la température moyenne annuelle est de 6.26°C, ce qui donne comme résultat une valeur de 0.597 pour le paramètre τ . Étant donné que la valeur de la précipitation moyenne annuelle (953.11 mm) est plus élevée que le facteur $\frac{1}{2\tau}$, l'expression de l'évapotranspiration réelle s'écrit comme suit:

$$\text{ETR} = 0.2 + 0.35T \quad 3.5$$

On obtient une valeur d'ETR de 419.1 mm/an. On retiendra comme valeur de l'évapotranspiration réelle celle résultant de la moyenne arithmétique entre les deux méthodes, c'est-à-dire une valeur de 422 mm/an.

Finalement, on peut calculer la valeur de l'infiltration efficace à partir de l'équation 3.1, donc l'infiltration efficace est égale à 531.16 mm/an. Ce résultat nous permet d'estimer le taux de recharge annuelle pour une surface unitaire du domaine en étude, comme suit:

$$W = IA \quad 3.6$$

où

W : taux de recharge en $\frac{m^3}{m^2 \text{ an}}$;

I : infiltration efficace en mm/an;

A : surface en m^2 .

À partir de l'équation 3.6, on calcule une valeur de $W = 0.531 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{an}$.

3.5 Qualité des eaux souterraines

Quelques éléments de la composition chimique des eaux souterraines dans l'aquifère de surface à Lachenaie ont été établis à partir des diverses campagnes de prélèvements suivies des analyses chimiques. Il existe deux sources de données, celles qui viennent des eaux stagnantes dans les piézomètres et celles obtenues à partir des eaux pompées dans l'aquifère. Toutes les analyses chimiques de cations ont été faites à l'aide de la technique d'absorption atomique après décantation et filtrage des particules grossières pour éviter d'avoir l'influence des solides en suspension sur les résultats des analyses.

L'ensemble des données recueillies lors des campagnes de prélèvements, concernant le pH et la conductivité électrique des eaux souterraines stagnantes et de l'eau prélevée après avoir enlevé deux fois le volume d'eau dans le puits, sont réunies à l'annexe B. On observe qu'il existe une hétérogénéité entre les

valeurs de conductivité électrique mesurées pendant les quatre campagnes de prélèvements. Si on fait une comparaison de la conductivité électrique entre la première et la deuxième campagne de prélèvements des eaux stagnantes, on constate que les valeurs de la deuxième, dans la plupart des cas, sont deux fois plus élevées. Ces résultats peuvent être affectés par la différence de température à laquelle les essais ont été faits. Pour les campagnes de prélèvements 3 et 4 dans les eaux de l'aquifère, la température au laboratoire pour effectuer les analyses a été maintenue constante à 25°C. On peut constater que les valeurs résultant de la conductivité électrique de la quatrième campagne représentent la moitié de celles de la troisième campagne. Il est très difficile d'établir un lien entre les valeurs de conductivité électrique obtenues car l'écart entre elles est assez significatif.

On décrit la composition chimique moyenne de l'eau de l'aquifère en soulignant les dépassements par rapport des normes pour les paramètres suivants: la conductivité électrique, le pH et la composition minéralogique (fer, calcium, magnésium, potassium, sodium, etc.). On peut constater, d'après le tableau 3.1, que les minéraux présents en grande concentration sont: le calcium (Ca), le magnésium (Mg), le potassium (K) et le sodium (Na). La concentration de Ca la plus élevée (41.4 ppm) est mesurée dans le piézomètre 20-40. Par contre, la plus faible concentration (3.2 ppm) est reportée au piézomètre 1-80. La concentration moyenne de Mg est de 8.5 ppm. Les concentrations de Na ont

les valeurs les plus élevées. Elles atteignent une valeur maximale de 91.8 ppm et une valeur minimale de 11.3 ppm. Les résultats des concentrations de sodium dans les eaux souterraines se trouvent dans les valeurs moyennes correspondant aux eaux des Basses-Terres du Saint-Laurent (Simard et Des Rosiers, 1980). Les concentrations des éléments Mg et Ca trouvées ne dépassent pas les normes du Ministère de la santé et du bien-être social du Canada (MSBESC), car les concentrations tolérables sont de Mg < 150 ppm et Ca < 200 ppm.

Les normes du MSBESC (1974) pour l'eau de consommation humaine permettent un maximum tolérable de 0.3 ppm de Fe. Il y a quelques résultats au-delà de la norme, spécialement aux piézomètres 20-40 (2.46 ppm), 40-60 (1.93 ppm) et 60-20 (0.68 ppm).

Les teneurs en Lithium (Li) trouvées dans les eaux souterraines à Lachenaie sont inférieures à 0.001 ppm, ce qui a permis d'utiliser le Lithium comme traceur (chapitre 6).

Tableau 3.1: Résultats des analyses chimiques sur l'eau de l'aquifère à nappe libre de Lachenaie

Coordonnées		Campagne de prélèvement 3 (16-05-1996)							Campagne de prélèvement 4 (22-05-1996)			
Y	X	Ca (ppm)	Mg (ppm)	K (ppm)	Li (ppm)	Na (ppm)	Sr (ppm)	Fe (ppm)	Ca (ppm)	K (ppm)	Mg (ppm)	Na (ppm)
1	5	13	7,5	2,16	< 0.001	41,2	< 0.005	0,026	6,44	2,8	2,81	19
20	5	-	-	-	-	-	-	-	8,46	1,24	3,93	18
40	5	-	-	-	-	-	-	-	13,5	2,16	6,77	32,8
60	5	-	-	-	-	-	-	-	8,41	2,45	4,82	29,5
80	5	18	10,9	2,61	< 0.001	35	< 0.005	0,12	9,75	2,1	4,94	22
100	5	-	-	-	-	-	-	-	13,6	2,57	6,546	23,9
1	20	-	-	-	-	-	-	-	8,06	1,87	3,51	32,2
20	20	-	-	-	-	-	-	-	14,1	2	7,23	38,4
40	20	18,2	10,4	3,16	< 0.001	54,2	< 0.005	0,02	8,54	2,91	4,06	29,5
60	20	13,6	8,25	3,07	< 0.001	48,3	< 0.005	0,68	8,45	2,65	4,34	31,5
80	20	-	-	-	-	-	-	-	12,9	3,01	6,31	23,4
100	20	20,8	10,5	4,54	< 0.001	32,3	< 0.005	0,157	13,5	3,95	5,43	23,6
1	40	-	-	-	-	-	-	-	4,25	1,38	1,98	21,9
20	40	41,4	23,7	3,9	< 0.001	91,8	< 0.005	2,46	39,9	4,4	20,3	90
40	40	-	-	-	-	-	-	-	9,93	1,93	4,63	23,6
60	40	11,3	7,82	1,03	< 0.001	41,9	< 0.005	0,08	6,29	0,58	3,31	29
80	40	-	-	-	-	-	-	-	9,47	2,19	3,72	21,3
1	60	4,2	1,62	0,65	< 0.001	13,3	< 0.005	0,01	7,72	1,75	2,01	12,5
20	60	11,2	4,85	0,97	< 0.001	38,5	< 0.005	0,014	5,63	0,97	1,77	14,4
40	60	11,1	6,19	2,23	< 0.001	26	< 0.005	1,993	7,03	2,14	3,7	17,9
60	60	-	-	-	-	-	-	-	11,1	2,35	5,76	31
1	80	3,2	0,88	0,53	< 0.001	11,3	< 0.005	0,06	2,39	0,76	0,47	4,9
20	80	11,9	9,31	1,77	< 0.001	60	< 0.005	0,097	5,24	1,12	2,96	19,8
40	80	-	-	-	-	-	-	-	7,13	1,08	3,39	17,9
60	80	14,5	8,6	1,65	< 0.001	42	< 0.005	0,233	12	1,82	6,16	28,6
100	27.5	-	-	-	-	-	-	-	18,9	4,36	9,82	52,5
90	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	167	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-66	80	-	-	-	-	-	-	-	10,1	2,29	4,03	22,8
-74	0	-	-	-	-	-	-	-	13,3	1,45	5,54	66
1	-25	-	-	-	-	-	-	-	14,2	1,51	4,14	42
100	-25	-	-	-	-	-	-	-	24,5	2,08	8,33	62,7
420	21.7	-	-	-	-	-	-	-	32,1	4,11	12,3	67,5
									19,7	4,94	9,06	78

Temp. = 25 °C

CHAPITRE IV

ÉVALUATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE

Dans ce chapitre, on trouve une description des méthodes utilisées pour la prédiction de la conductivité hydraulique (K), ainsi qu'une évaluation des résultats obtenus lors du calcul de ce paramètre. La conductivité hydraulique de l'aquifère de surface a été évaluée à l'aide de plusieurs méthodes telles que: Navfac, Kozeny-Carman, essais de conductivité hydraulique à charge constante et variable, essais de conductivité hydraulique « *in situ* » à l'extérieur du tubage (Lefranc) et essais de pompage (voir chapitre VI).

4.1 Détermination de la conductivité hydraulique à partir des résultats des analyses granulométriques

D'abord, il faut remarquer que les calculs ont été faits pour les échantillons qui ont été prélevés dans la zone saturée de l'aquifère et correspondant aux zones A et B. Ensuite, à l'aide des résultats granulométriques, les méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique proposées dans cette section ont été appliquées. Pour ce faire, nous avons utilisé les formules de Kozeny-Carman et Navfac. Voici leur description.



4.1.1 Navfac

La méthode proposée par Navfac est une équation empirique qui peut être applicable aux sables. Le principe de calcul consiste à faire un lien entre l'indice des vides d'un sol donné et le diamètre des grains correspondant au pourcentage passant de 10% (D_{10}). Pour son application, il fallait avoir les conditions suivantes:

$$2 \leq C_u \leq 12$$

$$\frac{D_{10}}{D_5} < 1.4$$

$$0.1 \leq D_{10} \leq 2$$

$$0.3 < e < 0.7$$

Notons que, tel que mentionné à la section 2.1, nous n'avons pas effectué d'essais hydromécaniques sur chacun des échantillons provenant des sondages à la tarière manuelle. Par conséquent, il est impossible de connaître les indices des vides de chacun d'entre eux. Rappelons que les valeurs des indices des vides utilisées pour la prédiction de la conductivité hydraulique, à l'aide de la méthode de Navfac, proviennent du mélange des échantillons des zones A et B. Les valeurs des indices des vides sont présentées à l'annexe C

et résumées au tableau 4.1. La conductivité hydraulique selon Navfac peut être calculée comme suit (Chapuis et al., 1989):

$$K = 10^{1.2921e - 0.6435 \left(\frac{D_{10}}{1\text{mm}} \right)^{10^{0.5504 - 0.2937e}}} \quad 4.1$$

où

K : conductivité hydraulique (cm/s);

e : indice des vides

Notons que, d'après le tableau 4.1, seulement trois conditions restrictives pour l'utilisation de la méthode de Navfac sont respectées; C_u , e et D_{10} ont des valeurs comprises dans les limites permises. Par contre, le rapport D_{10} / D_5 donne des valeurs supérieures à la limite permise. Malgré cette situation, l'équation 4.1 a été utilisée pour prédire la valeur de la conductivité hydraulique à partir des paramètres montrés au tableau 4.1. Les valeurs résultant de l'estimation de la conductivité hydraulique sont montrées au tableau 4.1.

Tableau 4.1: Paramètres granulométriques des échantillons de sable de Lachenaie

Échantillons	D_5 (mm)	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	D_{10} / D_5	C_u	e	K (cm/s)
A	0,17	0,25	0,65	1,47	2,6	0,684	7,8E-2
B	0,18	0,31	0,7	1,72	2,3	0,604	8,6E-2

4.1.2 Kozeny-Carman

L'équation de Kozeny-Carman est le résultat de l'équation proposée par Kozeny (1927) et modifiée par Carman (1937,1956). Cette équation empirique relie la conductivité hydraulique aux propriétés des pores. Historiquement, l'équation de Kozeny-Carman a été utilisée pour prédire la conductivité hydraulique des sables (Taylor, 1948). La formule mathématique est la suivante:

$$K = C \cdot \frac{g}{\mu \rho} \cdot \frac{e^3}{S^2 D_r^2 (1+e)} \quad 4.2$$

où

C : coefficient de forme et de tortuosité des canaux formés par les pores;

e : indice des vides;

D_r : densité des solides;

μ : viscosité de l'eau en Pa.s;

ρ : masse volumique de l'eau en kg/m³;

S : surface spécifique des grains en m²/kg.

En hydrogéologie ainsi qu'en géotechnique, l'utilisation de cette équation devient un peu complexe car il est difficile de déterminer la surface spécifique

du sol. L'usage pour la prédiction de la conductivité hydraulique est donc restreint. Pour résoudre notre problème, on a adopté la méthode proposée par Chapuis et Légaré (1992), laquelle a permis de calculer la surface spécifique à partir de la courbe granulométrique d'un sol. La relation mathématique qui permet de calculer la surface spécifique est définie comme suit:

$$S = \frac{6}{d\rho_s} \quad 4.3$$

où

ρ_s : masse volumique des soldes kg/m^3 ;

d : différence entre deux pourcentages passants cumulés successifs.

La conductivité hydraulique a été calculée à l'aide d'un logiciel développé au département de Génie minéral, section mines. Les résultats sont résumés au tableau 4.2. Ce tableau montre aussi les valeurs des surfaces spécifiques déterminées pour chacun des échantillons (A et B), la valeur des indices des vides, la densité des solides ainsi que la valeur estimée de la conductivité hydraulique pour chaque échantillon.

Tableau 4.2: Données pour le calcul de K à l'aide de la méthode de Kozeny-Carman

Echantillons	S_v (m ² /Kg)	G_v	e	K (dm/s)
A	6.78	2.684	0.684	1.2E-1
B	7.08	2.684	0.604	8.8E-2

4.2 Essai de conductivité hydraulique à charge constante et variable

La procédure pour la prédiction de la conductivité hydraulique à charge variable et constante a été présentée à la section 2.4. Il s'agit, dans cette section, d'exposer les résultats obtenus au laboratoire lors de l'évaluation de la conductivité hydraulique à l'aide du perméamètre à parois rigides.

L'annexe C montre la procédure de calcul et les résultats de laboratoire utilisés pour déterminer la conductivité hydraulique, les graphiques résultant de chaque méthode, les analyses statistiques ainsi que les valeurs obtenues. On peut tirer de cet annexe que la valeur de la conductivité hydraulique moyenne pour la méthode à charge constante de l'échantillon de la zone A est de 4,8E-2 cm/s. Par ailleurs, pour la zone B, la valeur est de 2,6E-2 cm/s.

En outre, la conductivité hydraulique à charge variable a une valeur de 9.8E-3 cm/s avec un écart type de 1, 1e-4 pour la zone A. Pour ce qui est de la zone B, la valeur est de 8,1e-3 cm/s et l'écart type est de 6,9E-5.

4.3 Essai de conductivité hydraulique « *in situ* » (Lefranc)

Dans cette section, on trouve une description théorique de la méthode proposée par Lefranc pour l'exécution des essais de conductivité hydraulique sur le terrain ainsi que la procédure de calcul utilisée pour la détermination de la conductivité hydraulique.

4.3.1 Théorie de l'essai

L'essai de conductivité hydraulique « *in situ* » permet de calculer la conductivité hydraulique en utilisant l'équation de Darcy modifiée:

$$Q = c K h \quad 4.4$$

où

Q : débit écoulé;

c : coefficient de forme de la cavité;

K : conductivité hydraulique du sol;

h : différence de charge appliquée à la zone d'injection.

L'utilisation de cette équation pour les essais à niveau variable nécessite le calcul du débit injecté:

$$Q = -S \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad 4.5$$

où

S : section intérieure du tuyau d'injection;

$\Delta H/\Delta t$: vitesse de descente de l'eau dans le tuyau.

En combinant les équations (4.4) et (4.5), on obtient:

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = -KC \frac{H}{S} \quad 4.6$$

À l'aide de cette équation, le diagramme de vitesse $\Delta H/\Delta t$ est tracé en fonction des colonnes d'eau moyennes (H) pendant les intervalles Δt (Chapuis et al., 1981). De ce diagramme on tire la pente moyenne (p). Ensuite, il est possible de calculer la valeur de la conductivité hydraulique en connaissant S et C . L'équation s'écrit comme suit:

$$K_1 \left(\frac{cm}{s} \right) = \frac{S}{60CP} \quad 4.7$$

si la pente (p) est en cm/min.

Par ailleurs, lorsque la vitesse de descente est nulle, l'ordonnée à l'origine indique l'erreur commise (H_0) lors de l'évaluation initiale de la charge hydraulique dans la zone d'injection. Notons qu'il faut corriger les valeurs de charges hydrauliques estimées par la suite pour calculer les charges réelles ($H_r = H - H_0$). Pour ce faire, l'équation (4.7) s'écrit comme suit:

$$\frac{\Delta H_r}{\Delta t} = -\frac{CK}{S}(H - H_0) = -\frac{CKH_r}{S} \quad 4.8$$

on obtient par intégration:

$$\ln \frac{H_{1r}}{H_{2r}} = \frac{C}{S} K (t_1 - t_2) \quad 4.9$$

où

H_{1r} : différence de charge réelle à t_1 ;

H_{2r} : différence de charge réelle à t_2 .

Cette équation est utilisée pour tracer le graphique de logarithme népérien de la charge réelle ($\ln H_r$) au temps t . Ayant les résultats de la pente (P') en s^{-1} , la conductivité hydraulique peut être calculée comme suit:

$$K_2 \left(\frac{cm}{s} \right) = \frac{SP'}{C} \quad 4.10$$

Les deux valeurs de conductivité hydraulique (K_1 et K_2) doivent donner des résultats très proches. Dans un cas contraire, il y a eu une mauvaise interprétation de la droite du graphique de vitesse moyenne en fonction de la hauteur d'eau moyenne, il faudrait donc recommencer les calculs de pentes. Par ailleurs, pour savoir si la position de la nappe a bien été évaluée, il est suffisant d'avoir un bon alignement des points sur le graphique $\ln H_r$ qui est fonction du temps.

4.3.2 Résultats des essais de conductivité hydraulique « *in situ* »

Les essais de conductivité hydraulique *in situ* ont été réalisés dans la zone A (sondages 90-20 et 49-24) et dans la zone B (sondage 50-40). La méthode utilisée pour évaluer la conductivité hydraulique dans les sondages est celle de Lefranc à différence de charge variable. Le principe de la méthode consiste à injecter de l'eau dans le tuyau jusqu'au sommet. Ensuite, on mesure le temps de descente à l'aide d'un chronomètre. La conductivité hydraulique est calculée à partir du calcul de la pente du diagramme de vitesse ($\Delta H/\Delta t$) en fonction de la charge hydraulique moyenne (H_m). La procédure de calcul est montrée à la section précédente. On a utilisé l'équation 4.9 pour calculer la conductivité hydraulique avec les données suivantes: D interne = 1.89 cm; D externe = 4.4 cm et L = 3.8 cm. Ce qui donne une valeur de $S = 2.84 \text{ cm}^2$ et $C = 35.4 \text{ cm}$.

Les graphiques de l'annexe D montrent l'erreur commise sur l'évaluation initiale de la charge. Elle est obtenue lorsque sur le graphique de vitesse de descente ($\Delta H/\Delta t$) en fonction de la hauteur d'eau moyenne (H_m), l'ordonnée de la droite atteint la vitesse nulle, on est donc capable de lire sur l'axe de H_m la valeur de l'erreur commise. Cette information permet de calculer une deuxième fois la conductivité hydraulique à l'aide de l'équation 4.10 et de la pente du graphique logarithmique népérien ($\ln H_r$) en fonction du temps écoulé. Les résultats de l'annexe D montrent les valeurs de K_1 et K_2 déterminées pour chacun des essais faits sur le sable de Lachenaie. On constate que ces valeurs sont presque égales.

4.4 Analyse et discussion des valeurs obtenues

Toutes les prédictions et les mesures de la conductivité hydraulique sont regroupées au tableau 4.3. Ces valeurs sont représentatives de la zone saturée et de la conductivité hydraulique soit verticale soit horizontale selon le cas. On observe qu'il y a une différence entre les valeurs des conductivités hydrauliques fournies par les différentes méthodes. Ces différences peuvent être causées par la stratification des sols. Rappelons que la plupart des résultats proviennent d'un mélange d'échantillons qui ont été prélevés à différents endroits, il est donc difficile d'établir un lien entre eux. Par ailleurs, il est assez complexe d'établir des liens entre les valeurs de conductivité

hydraulique prédites selon les méthodes de Kozeny-Carman et Navfac, ainsi qu'entre celles des essais de conductivité hydraulique in situ et la méthode de l'essai de pompage.

Tableau 4.3: Valeurs de conductivité hydraulique

Zone	Essai in situ		Laboratoire		Pompage	Granulométrie	
	Sondage	K (cm/s)	C.V K (cm/s)	C.C K (cm/s)	K (cm/s)	Naf. K (cm/s)	K-Car. K (cm/s)
A	90-20	1.1E-2	-	-	-	-	-
	49-24	2.5E-4	9.8E-3	4.8E-2	8.4E-2	7.8E-2	1.2E-1
B	50-40	9.9E-5	8.1E-3	2.6E-2	9.3E-2	8.6E-2	8.8E-2

C.V : charge variable;
 C.C : charge constante;
 Naf. : Navfac
 K-Car. : Kozeny-Carman.

Les valeurs de conductivité hydraulique prédites selon la méthode Kozeny-Carman sont plus élevées que celles des essais de conductivité hydraulique in situ. La différence la plus grande apparaît au sondage 49-24 qui présente une conductivité hydraulique très faible (2.5×10^{-4} cm/s). Dans la zone A, les valeurs de Kozeny-Carman sont alors 16 fois plus grandes. Il est très difficile de se prononcer sur la zone B puisqu'il y a eu colmatage dans le sondage 50-40 lors de l'essai de conductivité hydraulique.

Les deux valeurs de conductivité hydraulique déterminées par la méthode de Kozeny-Carman sont environ 1.5 fois plus élevées pour la zone A et 1.02 fois



plus grandes pour la zone B que celles prédites par Navfac. Néanmoins, elles sont plus élevées que celles provenant des essais de conductivité hydraulique in situ.

La conductivité hydraulique déterminée par le perméamètre à parois rigides à charge constante pour l'échantillon de la zone A est 1.2 fois plus élevée que celle de l'échantillon de la zone B. Par ailleurs, pour ce qui est de la conductivité hydraulique à charge variable, on observe que l'échantillon de la zone A a une valeur de conductivité hydraulique de 1.9 fois supérieure à celle de la zone B. Notons que les deux méthodes appliquées sur un même échantillon (A ou B) ne donnent que les mêmes résultats. La méthode à charge variable donne des valeurs plus petites que la méthode à charge constante. Cette différence peut s'expliquer par le fait que les échantillons n'étaient pas complètement saturés, le degré de saturation était d'environ 90%, et par des pertes de charge parasites (valves) non négligeables dans l'essai à charge variable.

En outre, les valeurs de conductivité hydraulique à charge constante et variable sont toujours inférieures à celles de Kozeny-Carman. Il faut bien remarquer que pour la méthode de Kozeny-Carman ($S_r=100\%$) la sédimentométrie du sable n'a pas été faite, donc l'évaluation de la surface spécifique est inexacte. Il est très complexe d'établir des comparaisons avec les résultats de l'essai de



pompage étant donné que les résultats obtenus ne sont pas ponctuels contrairement aux autres. Cependant, on observe que, pour la zone A, la conductivité hydraulique de l'essai de pompage est 30% inférieure à celles de Kozeny-Carman. Par contre, pour la zone B l'essai de pompage donne une valeur de K qui est 5.4% plus élevé que la valeur de Kozeny-Carman.

Lorsqu'on fait un essai de conductivité hydraulique in situ, plusieurs facteurs peuvent contribuer à fausser les résultats tels que le colmatage. En effet, le colmatage qui se produit autour de la crépine peut entraîner une sous-évaluation de la conductivité. On estime qu'à cause du colmatage de la crépine, les résultats de l'annexe D sont toujours inférieurs aux valeurs de K des autres méthodes. Dans presque tous les essais, la conductivité hydraulique se trouve dans la plage des valeurs de 10^{-3} cm/s à 10^{-5} cm/s. On trouve seulement une valeur de 1×10^{-2} cm/s (sondage 90-20).

Les différences entre les valeurs de conductivité hydraulique obtenues par granulométrie et par essais de conductivité hydraulique in situ, en excluant la stratification du sol, peuvent être causées: (1) par l'effet de prélever les échantillons dans des élévations différentes où les essais de conductivité hydraulique in situ ont été réalisés, et (2) par la granulométrie moyenne qui néglige l'hétérogénéité du sol. De plus, il existe certaines sources d'erreurs qui sont inhérentes aux équations et aux méthodes utilisées. Les sources d'erreurs

de l'essai de conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides sont analysées à la section 2.2. Par ailleurs, pour la méthode de Kozeny-Carman, les paramètres S , C et e sont difficiles à évaluer avec précision. Il en est de même pour la méthode de Navfac qui tient compte des paramètres e et D_{10} .

De plus, on a utilisé le logiciel SEEP/W pour estimer la valeur de conductivité hydraulique (section 5.2). SEEP/W n'a pas permis d'effectuer une bonne prédiction de la conductivité hydraulique, car la comparaison des positions de la nappe observée et simulée par SEEP/W (figure 5.2), ne présente presque pas de variation quand on change la valeur de K .

Or, les résultats obtenus à l'aide des méthodes utilisées ne sont que des valeurs ponctuelles. Par contre, l'essai de pompage permet d'avoir une évaluation de la conductivité hydraulique en fonction de la distance et de l'épaisseur de l'aquifère. La valeur moyenne de la conductivité hydraulique prédite par l'essai de pompage a été utilisée pour effectuer des simulations complémentaires à l'aide de SEEP/W.

CHAPITRE V

MODÉLISATION DE L'ÉCOULEMENT

Dans ce chapitre, on décrira le logiciel SEEP/W version 3.0, ainsi que la théorie et la procédure mathématique pour résoudre le système d'équations. À la fin du chapitre se trouvent les conditions d'utilisation de SEEP/W pour le cas Lachenaie en plus des résultats de simulation d'une coupe.

L'objectif de l'utilisation du logiciel SEEP/W est d'évaluer la conductivité hydraulique du sable à Lachenaie en simulant la position de la nappe phréatique jusqu'à ce qu'elle coïncide avec les hauteurs d'eau mesurées sur le terrain. Par ailleurs, il s'agit d'évaluer le comportement de la nappe lorsqu'on fait varier la recharge verticale annuelle (w).

5.1 Le logiciel SEEP/W

Un logiciel résout les équations qui gouvernent le comportement hydraulique des eaux souterraines en utilisant les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis (MEF). Elle est très utile pour résoudre les problèmes d'ingénierie environnementale (Desai et al., 1972; Todd, 1980; Bothe, 1982; Segerlind, 1984; Zienkiewicz et al., 1991).

Le logiciel SEEP/W a été développé par la compagnie Geoslope. Celui-ci fait partie d'une famille de logiciels qui travaillent sur l'environnement Windows. Le groupe de logiciels comprend SIGMA/W, celui-ci permet de calculer les contraintes dans un sol, SLOPE/W sert à calculer la stabilité des pentes et CTRAN/W permet d'effectuer des simulations d'un panache de contamination.

La structure opérationnelle de SEEP/W est divisée en trois programmes qui effectuent les diverses étapes de traitement des données (DEFINE), d'exécution du programme (SOLVE) et de traitement des résultats (CONTOUR).

Le programme DEFINE permet de définir les données, les propriétés des matériaux, les conditions des frontières, de créer les mailles par élément, c'est-à-dire la géométrie du problème ainsi que choisir les critères de convergence. Le deuxième programme, SOLVE, est exécutable et résout le système d'équations par éléments finis. Le troisième programme, CONTOUR, montre les résultats obtenus lors de la simulation. CONTOUR est un programme graphique capable de dessiner les contours des équipotentielles et/ou des équipressions.

Le logiciel SEEP/W permet d'évaluer les sites et les ouvrages hydrauliques composés de sols stratifiés et de différentes propriétés hydrauliques. Le

logiciel peut être appliqué, entre autres activités, pour faire des simulations dans les domaines suivants: l'écoulement à travers les barrages étant donné que l'évolution des pressions interstitielles pourrait influencer la stabilité des pentes, la simulation de l'écoulement naturel dans les sols composés par un ou plusieurs aquifères à nappe libre ou confinée, l'évaluation de la migration de contaminants lors d'une fuite. Les simulations faites par SEEP/W peuvent être en régime transitoire ou permanent.

SEEP/W version 3.0 a aussi incorporé un module nommé KCAL, lequel permet d'estimer les valeurs de la conductivité hydraulique en tenant compte de la relation entre la teneur en eau volumique (Θ) et la pression interstitielle de succion (ψ). La méthode utilisée pour cette relation est celle de Green et Corey (1971) qui sert à prédire la conductivité hydraulique d'un sol en conditions non saturées.

Plusieurs validations ont été effectuées pour tester le pouvoir de résolution de SEEP/W (Chapuis et al., 1993; Crespo, 1994; Chenaf, 1995). Ces auteurs arrivent à la conclusion que le logiciel présente l'avantage d'avoir une bonne résolution à déterminer de nombreux problèmes en hydrogéologie. De plus, il offre une grande facilité d'utilisation puisqu'il est dans l'environnement WINDOWS. En revanche, le désavantage le plus important du logiciel est que la résolution doit s'effectuer à deux dimensions, donc celui-ci ne tient pas



compte de l'écoulement qui se produit dans les zones non saturées lorsqu'on l'utilise en plan.

Chapuis et al., (1993) affirment que le logiciel SEEP/W résout avec succès tous les problèmes d'écoulement à deux dimensions (plan vertical ou axisimétrique) dans la zone saturée ($u > 0$). Par contre, le logiciel peut mal résoudre les problèmes dans la zone non saturée ($u < 0$) en tout temps dans le plan vertical. Finalement, ce logiciel 2D ne peut pas simuler les écoulements 3D dans un aquifère à nappe libre par exemple.

Rappelons que le principe de base pour la formulation du système d'équations a été conçu en supposant que l'écoulement dans le sol saturé suit la loi de Darcy ($q = -ki$). Il faut remarquer que cette loi peut aussi être validée pour les milieux non saturés (Richards, 1931; Childs et Collis-George, 1950). Par ailleurs, dans la matrice de sol quand l'eau entre en mouvement, la vitesse réelle de déplacement correspond au rapport vitesse de Darcy - porosité effective ($V_r = V_{DARCY}/n_e$).

L'équation générale utilisée par SEEP/W pour la résolution est:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_j(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \Theta}{\partial t} \quad 5.1$$

où

$K_x(u)$: fonction de conductivité hydraulique selon l'axe des x (m/s);

$K_y(u)$: fonction de conductivité hydraulique selon l'axe des y (m/s);

h : charge hydraulique;

Q : débit volumique de charge ou de pompage ($m^3/m.s$);

u : pression interstitielle (kPa);

t : temps (s).

Dans une matrice de sol ayant des conditions saturées ou non saturées, les variables qui décrivent les contraintes sont $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ où σ est la contrainte totale, u_a est la pression de l'air dans les pores et u_w est la pression d'eau interstitielle (Fredlund and Morgenstern, 1976). Le logiciel SEEP/W a été conçu en posant deux hypothèses fondamentales: (1) par des conditions de contraintes effectives, la matrice de sol est considérée compressible et extensible; (2) la pression de l'air dans les pores reste égale à la pression atmosphérique pendant tout le processus. Ces conditions amènent $(\sigma - u_a)$ à rester constante, donc celle-ci n'a aucun effet sur la teneur en eau volumique (Θ), elle réagit seulement à des variations de $(u_a - u_w)$. Si u_a ne varie pas, la teneur en eau volumique (Θ) variera en fonction de la pression interstitielle. Une variation de Θ peut être reliée à un changement de pression interstitielle par l'équation:

$$\partial\Theta = m_w \partial u_w$$

où m_w est la pente de rétention capillaire.

La charge hydraulique est par définition:

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + y \quad 5.3$$

où u_w est la pression interstitielle, γ_w est le poids unitaire de l'eau et y représente l'élévation. On a $\partial\theta = m_w \gamma_w \partial h / \partial t$ puisque γ_w et y ne dépendent pas du temps. Ainsi, l'équation (5.1) peut également s'écrire:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad 5.4$$

La solution de cette équation pose le problème de déterminer une fonction de charge hydraulique $h(x, y, t)$ qui satisfait l'équation de Laplace généralisée. Elle requiert la connaissance des courbes $K(u)$ et $\theta(u)$ du sol.

L'équation (5.4) est résolue par éléments finis en utilisant la méthode de Galerkin (1915). Cette méthode est un bon outil pour la résolution des problèmes impliquant des équations différentielles qui comprennent des dérivées d'ordre impair. Celle-ci constitue un cas particulier de la méthode de

résidus pondérés. La méthode de Galerkin définit la fonction de pondération comme étant égale à la fonction Φ_i , elle s'écrit comme suit:

$$\int_D L(\hat{h}) \Phi_i dD = 0 \quad (i=1,2,3,\dots,M) \quad 5.5$$

où

$$L(\hat{h}) = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \hat{h}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \hat{h}}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial \hat{h}}{\partial t} ; \hat{h}(x,y,t) = \sum_{i=1}^M h_i(t) \Phi_i(x,y) \quad 5.6$$

substituant l'équation (5.6) dans l'équation (5.5) et introduisant $h = h_i \Phi_i$, on obtient l'équation suivante:

$$\int_D \left[h_i \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \left(\frac{\partial \Phi_j}{\partial x} \right) \right) + h_j \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \Phi_i}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \Phi_i \frac{\partial h_i}{\partial t} \right] \Phi_j dD = 0 \quad 5.7$$

Bref, cette équation génère trois matrices qui sont dépendantes de la fonction Φ_i et des vecteurs de système qui sont reliés à la distance (x) et au temps (t). Si on réduit les premier et deuxième termes à l'aide du théorème de Green, l'équation différentielle à résoudre pourra s'écrire dans sa forme abrégée:

$$[K]\{H\} + [M]\{H\}, t = [Q] \quad 5.8$$

où

[K] : matrice des éléments caractéristiques;

[M] : matrice de masse;

[Q] : matrice des débits (pompés ou injectés);

{H} : dérivée {dH/dt} de la charge (vecteur) par rapport au temps (t).

Les éléments typiques des matrices [K], [M] et [Q] sont:

$$K_{i,j} = \int_D \left[K_x \frac{\partial \Phi_j}{\partial x} \frac{\partial \Phi_i}{\partial x} + K_y \frac{\partial \Phi_j}{\partial y} \frac{\partial \Phi_i}{\partial y} \right] dD$$

$$m_{i,j} = \int_D m_w \gamma_w \Phi_j \Phi_i dD$$

$$q_{i,j} = \int_D Q \Phi_j dD$$

Dans l'écoulement en régime permanent, la charge hydraulique n'est pas fonction du temps et le deuxième terme de l'équation (5.8) devient nul ([K] {H} = [Q]). Par contre, en régime transitoire, le terme {dH/dt} n'est pas nul, le temps est discrétisé en une séquence d'intervalles finis et les dérivées du {H} en fonction du temps sont remplacés par des différences finies. Pour résoudre les approximations des dérivées dans l'espace, la méthode la plus

connue est celle d'approximation par moyennes pondérées. Voici une approximation du premier ordre qui donne une solution à l'équation (5-8):

$$\left([A] + \frac{1}{\Delta t} [B] \right) \{H\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\Delta t} [B] \{H\}_t = [Q]_{t+\Delta t} \quad 5.9$$

Les équations d'écoulement dans la zone non saturée ont un comportement non linéaire, car la rétention capillaire et la conductivité hydraulique sont fonctions de la pression interstitielle et donc de la charge hydraulique. Elles sont fonctions de la teneur en eau (Θ_u). En conséquence, pour résoudre ces équations, SEEP/W utilise la technique de substitution répétée qui est une technique itérative. La norme Euclidienne du vecteur de charge est définie comme:

$$\|H\| = \left[\sum_{j=1}^n |H_j|^2 \right]^{1/2} + 1 \quad 5.10$$

où

n : nombre de noeuds;

H_j : charge totale moins l'élévation du noeud j .

Cette technique consiste à faire une estimation initiale de la conductivité hydraulique qui sert à calculer, dans chaque élément, une moyenne initiale

approximative de la pression interstitielle. Ces moyennes seront utilisées pour ajuster la conductivité hydraulique; une fois ceci fait, les moyennes des charges et des pressions seront calculées de nouveau. La solution converge lorsque la différence des résultats du vecteur de pression entre deux itérations est inférieure à la valeur spécifiée par l'utilisateur.

SEEP/W admet deux types d'éléments: rectangulaires et triangulaires. Chaque élément peut posséder des noeuds secondaires qui permettent d'avoir plus de précision de résolution. Chaque ordre d'intégration dépend du nombre de noeuds sur chaque élément. Il faut noter ici que, pour un élément rectangulaire simple (4 noeuds); l'ordre d'intégration est quatre. En revanche, avec des noeuds secondaires (8 noeuds), l'ordre d'intégration est neuf.

Lorsque le logiciel arrive à avoir une solution convergente et que les charges nodales sont connues, SEEP/W calcule les gradients hydrauliques et les vitesses de Darcy à chaque point d'intégration dans chaque élément. Les gradients sont calculés par intégration gaussienne à partir de l'équation suivante:

$$\begin{bmatrix} i_x \\ i_y \end{bmatrix} = [B] \{H\} \quad 5.11$$

où i_x est le gradient en x, i_y est le gradient en y, $[B]$ est la matrice du gradient et $\{H\}$ est le vecteur de charge dans les noeuds.

Par ailleurs, les vitesses de Darcy à chaque point sont calculées par:

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix} = [K][B]\{H\} \quad 5.12$$

où V_x est la composante de la vitesse en x, V_y est la composante de la vitesse en y, t $[K]$ est la matrice de conductivité hydraulique.

Par ailleurs, SEEP/W calcule le débit à partir des charges nodales et des coefficients de l'équation globale d'éléments finis. Le calcul est fait en additionnant l'écoulement du côté de chaque noeud vers celui du voisin. Il s'agit de faire un bilan de masse entre un ou plusieurs noeuds.

D'autre part, il faut bien remarquer que les éléments triangulaires ne sont pas efficaces quand ils sont situés près de la frontière, car ils ne contiennent qu'un seul point d'intégration, donc les valeurs de gradient et de conductivité hydraulique sont constantes sur l'ensemble de la surface. De plus, il est souhaitable d'avoir des mailles composées de moins de 1,000 éléments. Par ailleurs, il est préférable d'utiliser le moins possible d'éléments allongés sauf lorsque l'écoulement est unidirectionnel, les éléments doivent être le plus carrés possible.

Enfin, le logiciel néglige des phénomènes d'hystérésis (Freeze et Cherry, 1979; Van Genuchten et al., 1991). En effet, dans la zone vadose, tout changement de pression (u) est toujours accompagné d'un changement dans la teneur en eau (θ) ou dans la conductivité hydraulique (K). Lorsque la saturation est atteinte, la teneur en eau volumique est égale à la porosité du sol. L'hystérésis se manifeste quand les courbes d'emménagement changent selon une augmentation ou une diminution de la pression interstitielle.

5.2 Cas de Lachenaie

Les simulations de la position de la nappe ont été réalisées avec la version 3.0 de SEEP/W. Étant donné que le logiciel SEEP/W a été conçu en deux dimensions, la coupe du tube de courant 2 (figure 5.1) a été effectuée selon la ligne d'écoulement. Cette coupe passe théoriquement à côté du puits de pompage.

Il faut bien remarquer ici que les simulations ont été réalisées avant l'essai de pompage pour évaluer la position de la nappe dans le cas d'une recharge éventuelle qui pourrait influencer les données de rabattement lors de l'essai de pompage. De plus, on a fait une comparaison de la position de la nappe calculée par SEEP/W et les données observées sur le terrain (niveaux piézométriques). Les données de base pour les simulations (profondeur de

l'argile, épaisseur de l'aquifère, etc) ont été vérifiées pendant l'installation des piézomètres jusqu'au niveau de l'argile.

La distance curviligne de la coupe commence à partir de l'équipotentielle 12,9 m à côté du bac jusqu'à proximité de l'autoroute 640 (figure 3.2). Donc la géométrie du problème est de 79.3 m de long avec une épaisseur d'aquifère de 2,38 m (à côté du lac) et 1.88 m (dans le drain de l'autoroute). Les valeurs de l'épaisseur de l'aquifère et de la couche de sable ont été estimées par interpolation numérique.

Avant de lancer des simulations, on a imposé la valeur de la conductivité hydraulique ($K = 1.379 \times 10^{-2}$ cm/s) trouvée en laboratoire et la courbe de succion capillaire (Θ_u) obtenue à partir des données de terrain et montrée à la figure 2.8. Ensuite, on a trouvé la fonction $K(u)$. Le critère de convergence au départ était fixé à 1%, puis diminué à 0,01%. La tolérance du logiciel sur la conductivité hydraulique était fixée à 10% d'après les travaux de Crespo (1994) et Chenaf (1995).

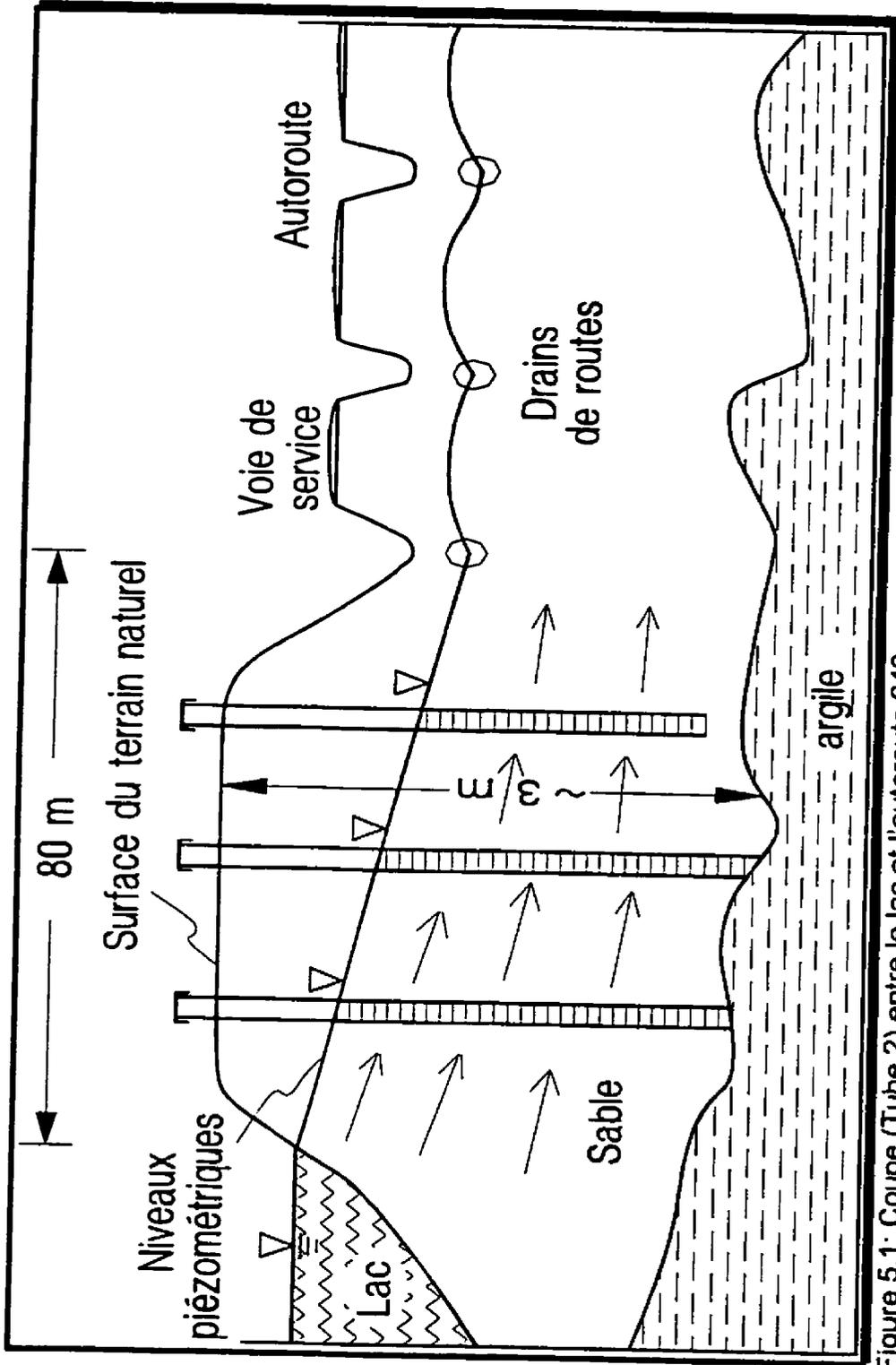


Figure 5.1: Coupe (Tube 2) entre le lac et l'autoroute 640

De plus, les conditions frontières ont été fixées à partir de la valeur de l'équipotentielle la plus proche du lac (12.9 m) et celle qui a été tracée à côté de l'autoroute (11.7 m). Par ailleurs, le niveau de la couche d'argile ($K = 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$) a été supposé horizontal (pentes = 2 ‰). Enfin, la recharge verticale ($w = 0$) a été fixée au toit de l'aquifère en imposant celui-ci comme imperméable.

La figure 5.2 présente les variations de la nappe phréatique en fonction de changements de conductivité hydraulique. Il faut noter que d'après plusieurs simulations, SEEP/W n'a pas donné une bonne approximation de la valeur de la conductivité hydraulique, car les résultats des charges hydrauliques calculées par SEEP/W ne présentent aucune variation entre elles. Nous n'avons donc pas été capables de déterminer quelle valeur de conductivité hydraulique correspondait à la meilleure simulation de la nappe phréatique.

Par ailleurs, nous avons étudié l'influence de la recharge annuelle (W) sur la position de la nappe. Une valeur de conductivité hydraulique de ($K = 7,4 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$) a été fixée et les mêmes conditions de charge et de frontières imposées ci-haut. Par contre, le taux de recharge annuel moyen a été changé de 0,5, 1, 4 et 5 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{an}$.

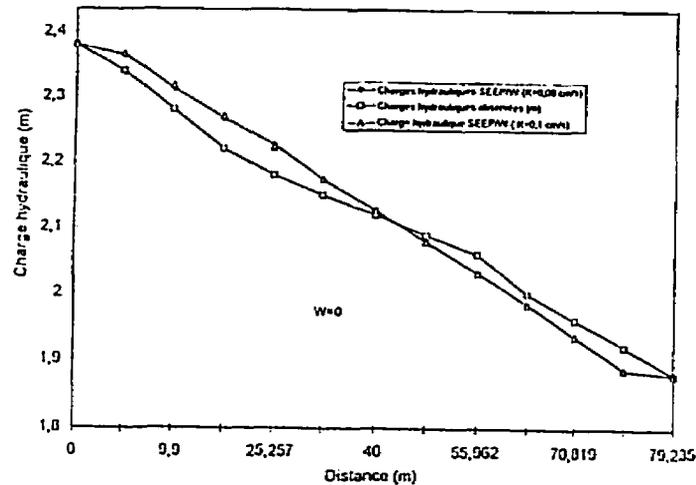


Figure 5.2: Comparaison des valeurs de la nappe phréatique, SEEP/W vs données du terrain

Les résolutions graphiques des simulations et ajustements de la nappe sont montrées aux figures 5.3 et 5.4. Bref, on peut constater qu'avec toutes les valeurs de recharge annuelle, la nappe ne réagit pas d'une façon significative. Le seul paramètre qui a eu des changements importants est le débit de sortie de l'aquifère. Pour chaque hausse de W , le débit de sortie augmente aussi, par exemple pour une $W = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{an}$, le débit est de $1.98 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{ms}$ et pour une $W = 5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{an}$, le débit est de $2.04 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{ms}$. Il est possible que les charges hydrauliques calculées par le logiciel ne présentent pas de variations à cause de la géométrie du problème utilisé. Rappelons que SEEP/W prend en compte une largeur unitaire et la longueur a été fixée à 80 m. On fait cette remarque, car des variations de la nappe phréatique ont été constatées pendant l'essai de pompage. Les pluies tombées sur le site (annexe A) ont eu une influence de 3.4 centimètres sur les données de rabattement.

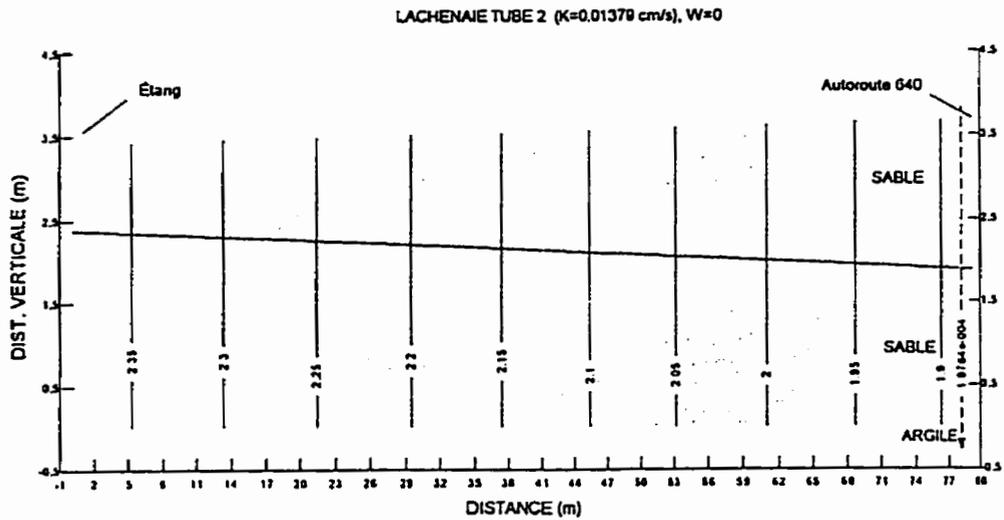


Figure 5.3: Variation de la nappe phréatique, simulation ($W = 0$) SEEP/W

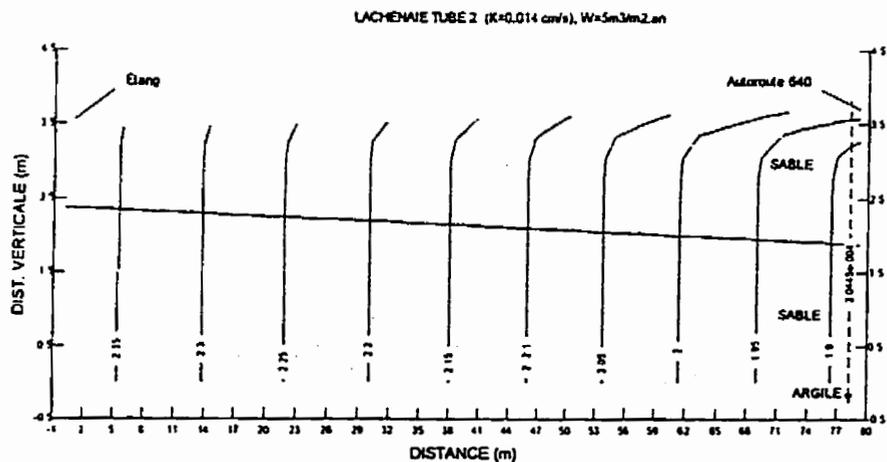


Figure 5.4: Variation de la nappe phréatique, simulation ($W = 5 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{an}$) SEEP/W

CHAPITRE VI

ESSAI DE POMPAGE ET TRACEUR

Dans ce chapitre, on trouve la description de l'essai de pompage effectué à Lachenaie, les outils utilisés sur le terrain, la théorie pour l'interprétation de l'essai de pompage ainsi que l'interprétation des résultats. L'objectif de l'essai de pompage est d'évaluer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère, c'est-à-dire la conductivité hydraulique (K), le coefficient d'emmagasinement (S) et la transmissivité (T).

On évaluera par ailleurs, l'essai de traçage effectué à Lachenaie ainsi que l'interprétation des résultats. L'essai de traçage permettra de déterminer le temps d'arrivée de la concentration maximale d'un traceur pour estimer à partir de cette donnée la porosité effective de l'aquifère.

6.1 Essai de pompage

Un essai de pompage consiste à pomper l'eau de l'aquifère à un débit constant, pendant un certain temps, jusqu'à ce que la nappe se stabilise. Les niveaux de descente de la nappe (rabattements) sont mesurés en fonction du temps. Les données sont essentiellement des mesures effectuées avant, pendant et après le pompage. Elles devront être sûres, précises et utilisables indépendamment



des opérateurs les ayant utilisées (Genetier, 1984). Un essai de pompage sert à rechercher des paramètres du système de l'aquifère, c'est-à-dire, faire un essai de nappe pour tirer des informations hydrogéologiques.

6.1.1 Description de l'essai de pompage

À Lachenaie, l'essai de pompage a débuté le 04-06-1996 à 12h16 et a pris fin (arrêt de la pompe) le 10-06-96 à 18h19. La pompe utilisée était une Mastercraft, (Pompe Jet/Peu Profond) de 3/4 hp, de 5.3 amps, d'une fréquence de 60 Hz et actionnée par un courant de 120 volts. Le moteur était un General Electric (Jet Pump Motor) de 3/4 hp, de 3450 RPM, actionné par un courant de 120 volts et une fréquence de 60 Hz. Le courant était produit par une génératrice Honda EM 3500X, d'une fréquence de 60 Hz.

Pendant l'essai de pompage, la descente piézométrique était mesurée à l'aide d'une sonde électrique et les données inscrites à la main sur les formulaires préparés à cet effet. La succion de la pompe était localisée dans le puits à une profondeur de 3.2 m à partir de la surface du sol. Étant donné qu'il fallait éviter toute stagnation et toute infiltration de l'eau pompée, ce qui aurait entraîné un risque important d'erreurs lors de l'interprétation des mesures, la décharge de la pompe était située à une distance de 50 m à partir du puits. L'eau pompée

dans l'aquifère, a été évacuée dans l'étang à l'aide d'un tuyau en plastique de 4.45 cm de diamètre et 51 m de longueur.

Avant la mise en route de la pompe, le niveau piézométrique a été mesuré pour tous les piézomètres. Au début de l'essai de pompage et pendant les premières 10 minutes, on a commencé à mesurer le niveau de la nappe à partir du puits de pompage, ensuite les niveaux des piézomètres situés à 1 m de distance du point de pompage. Les mesures ont été réalisées dans le sens des aiguilles d'une montre (piézomètres 51-20; 50-21 et 49-20) et le temps de mesure entre chaque piézomètre ne dépassait pas les 10 secondes. Ensuite, après les premières 10 minutes de pompage, on a commencé à mesurer les niveaux de la nappe dans les piézomètres localisés à 4 m de distance du puits. La différence de temps de mesure entre chaque piézomètre (54-20, 50-24 et 46-20) était d'environ 15 secondes. Après 30 minutes de pompage, nous avons commencé les mesures du niveau phréatique dans les piézomètres localisés à une distance de 7 m et 10 m (57-20 et 60-20, 27-50 et 30-50, 43-20 et 40-20). Notons que l'écart des temps de mesure sur le même axe était inférieur à 10 secondes. Le décalage des relevés entre deux axes était d'environ 20 secondes; les niveaux de la nappe dans les autres piézomètres ont été pris toutes les 60 minutes.

L'essai de pompage a été fait en continu. Cependant, la génératrice a été arrêtée deux fois pendant 30 secondes pour ajouter de l'huile dans le réservoir. Bref, pendant toute l'expérience, on n'a observé aucune variation dans la génératrice; le courant est resté stable et le débit était constant à 55 l/min. De plus, celui-ci a été contrôlé toutes les 120 minutes à l'aide de récipients de 24 et 200 litres (figure 6.1). Parallèlement, la température de l'eau a été mesurée tous les jours, celle-ci était entre 4°C et 8°C. Enfin, lors de l'arrêt de la pompe, la remontée de la nappe a été mesurée en utilisant la procédure employée pour mesurer la descente. Afin de maintenir la continuité de l'essai de pompage, il y a eu deux équipes de travail en permanence sur place: une équipe entre 7h et 19h et l'autre entre 19h et 7h.

6.1.2 Régime transitoire

L'essai de pompage d'un aquifère, sert à déterminer les paramètres hydrogéologiques tels que le coefficient d'emmagasinement (S), la transmissivité (T) et la conductivité hydraulique (K). Effectivement, lorsque l'on fait un essai de pompage à débit constant dans un aquifère à nappe libre, le mouvement de l'eau se fait vers le puits, c'est-à-dire que le niveau de l'eau dans le puits et la nappe phréatique est descendant et qu'on est en présence d'un cône de rabattement qui varie en fonction du temps de pompage. Le cône de rabattement dépend du type de puits, du débit de pompage, de la durée de

l'essai, des caractéristiques hydrauliques de l'aquifère et de la localisation des frontières de l'aquifère.

L'interprétation d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe libre en régime transitoire peut devenir difficile, car la variation de l'épaisseur de l'aquifère est fonction de la position de la nappe phréatique, de l'eau retenue par capillarité dans la zone non saturée et du taux d'infiltration provenant des recharges verticales. En tenant compte de ces variations, Neuman (1972) affirme que le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère varie en fonction de la durée du pompage. Les résultats d'une étude de Boulton (1954) démontrent que le rabattement théorique d'un aquifère à nappe libre a le comportement des courbes présentées à la figure 6.2. Cette définition a été reprise par la suite par Walton (1960) qui affirme que la courbe présente trois tronçons bien définis.

Tout d'abord, la première partie de la courbe représente l'eau qui est pompée au début de l'essai de pompage. Cette eau est la diminution instantanée de l'épaisseur de l'aquifère. Il faut remarquer que le drainage gravitaire n'est pas instantané car il existe encore de l'eau retenue dans la zone non saturée. L'eau stockée dans le sol dépend du compactage de la formation géologique, qui produit donc un lien entre l'épaisseur de l'aquifère et la capacité de déplacement de l'eau à travers les pores du sol.

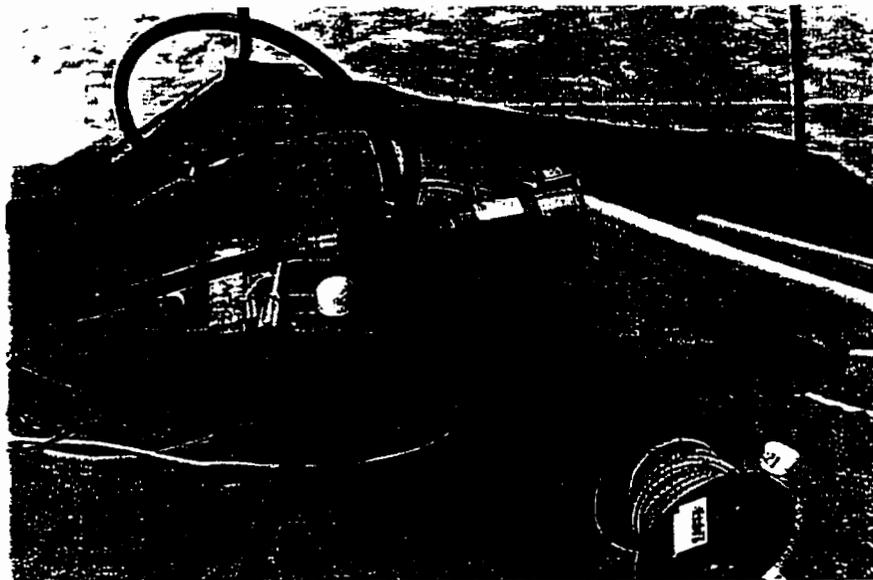
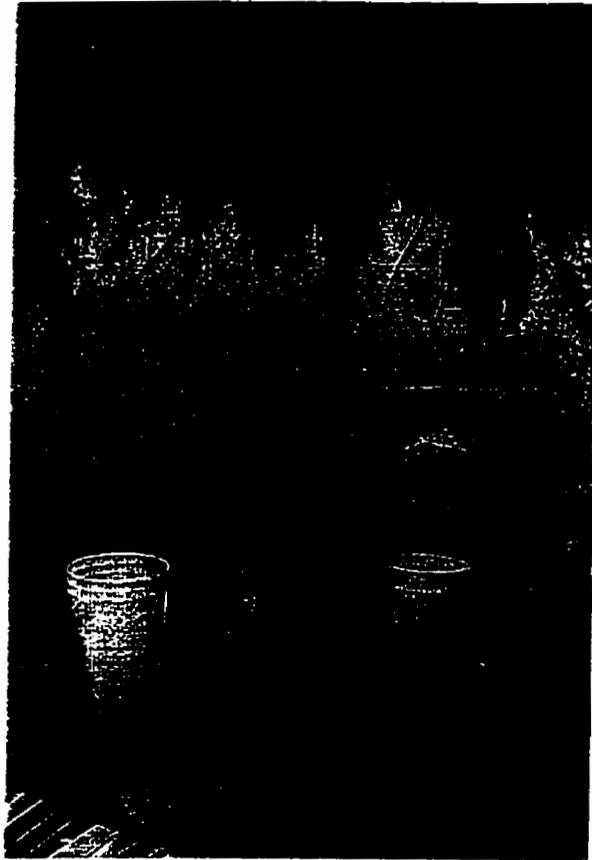


Figure 6.1: Outils utilisés pendant l'essai de pompage Lachenaie, 1996

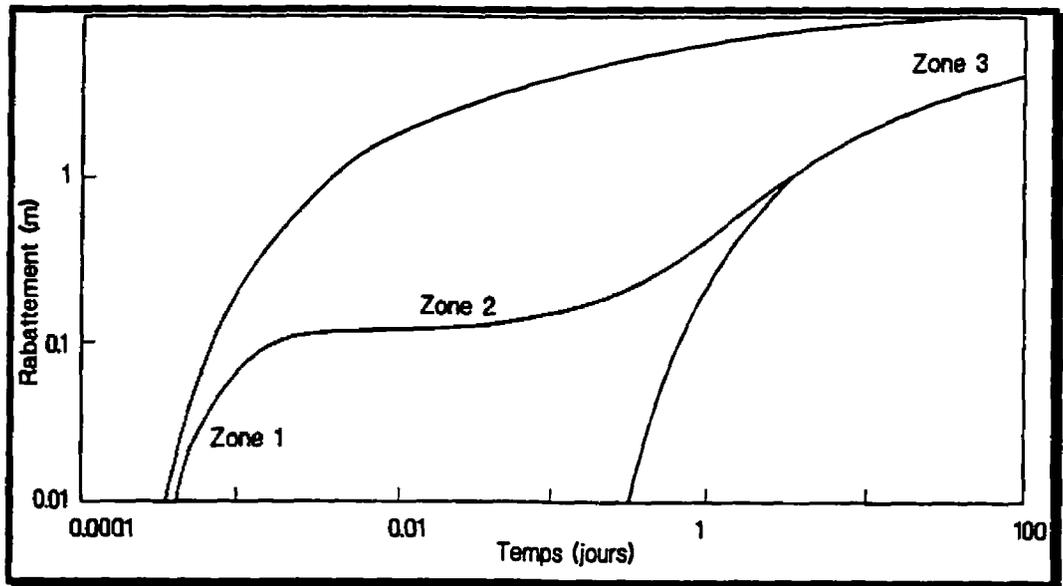


Figure 6.2: Rabattement théorique d'un aquifère à nappe libre (d'après Todd, 1980)

Ensuite, le deuxième tronçon de la courbe, c'est-à-dire la partie aplatie, présente une diminution de cône de rabattement; donc l'eau pompée est celle équivalente à l'eau retenue par gravité (l'eau interstitielle) dans les grains poreux du sol. Bref, on est en présence d'une recharge provenant de l'eau stockée dans la zone non saturée qui sort, par drainage gravitationnel, le volume d'eau dit retardé (*delayed yield*).

Enfin, la troisième partie de la courbe représente la zone de transition entre le régime transitoire et permanent, c'est-à-dire, lorsqu'il existe un équilibre entre



l'eau gravitaire et la position de la nappe. Celle-ci peut se produire après une longue période de temps.

Il existe des solutions mathématiques au régime d'écoulement transitoire dans un aquifère à nappe libre qui permettent d'estimer la transmissivité de l'aquifère, la conductivité hydraulique, le coefficient d'emmagasinement ainsi que les conditions de frontières de l'aquifère. Plusieurs méthodes d'interprétation ont été développées durant les dernières années (Todd, 1980). Il y a des modèles qui tiennent compte de la zone saturée de l'aquifère dont le plus important est celui de Cooley (1971). En revanche, il existe aussi des modèles qui négligent la zone non saturée d'un aquifère, tel que montré par le modèle de Neuman et Witherspoon (1970). Tous les modèles rapportés dans la bibliographie ont été développés en prenant comme point de départ une solution mathématique aux trois parties de la courbe. Il est bon de noter que la discussion des diverses théories sous-jacentes au calcul des paramètres de l'aquifère à l'aide des modèles mathématiques complexes tels que Neuman et Cooley, sortent du cadre du présent travail.

Toutes les équations utilisées par les modèles dans un aquifère à nappe libre en régime transitoire ne sont pas très efficaces, cette situation nous amène donc à tenter d'utiliser des équations proposées pour l'interprétation des essais

de pompage dans des aquifères à nappe captive. Il faut bien remarquer que les estimations faites à l'aide de ces équations ne sont qu'approximatives.

Les équations de base pour les calculs de la transmissivité et du coefficient d'emmagasinement d'un aquifère à nappe captive ont été développées par Theis (1935) pour un puits qui pénètre totalement l'épaisseur d'un aquifère. Voici le résultat de ces équations (Todd, 1980):

$$T = \frac{Q W_u}{4 s \pi} \quad 6.1$$

$$S = \frac{4 T u}{\left(\frac{r^2}{t} \right)} \quad 6.2$$

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad 6.3$$

Cette méthode requiert le traçage d'un graphique de $\log s$ en fonction de $\log (r^2/t)$. Étant donné que le graphique résultant est similaire à la courbe universelle de Theis de $W(u)$ en fonction de u , il est possible de superposer les deux graphiques en gardant les axes parallèles. Nous obtenons ainsi les paramètres (u , $W(u)$, s et r^2/t) qui vont permettre de calculer T et S .

Plusieurs hypothèses ont été posées par Theis pour le développement de la méthode:

- la loi de Darcy s'applique;
- l'eau et le squelette solide de l'aquifère sont instantanément élastiques;
- l'aquifère est homogène (isotrope ou cas simple d'anisotropie), d'épaisseur uniforme, sur un substratum horizontal imperméable;
- l'aquifère n'est pas rechargé: le débit pompé est prélevé uniquement sur la réserve d'eau souterraine, si bien que le cône de rabattement devra s'étendre indéfiniment au fur et à mesure du pompage;
- le débit de pompage est constant;
- le puits pénètre entièrement l'aquifère; il est crépiné sur toute la hauteur de pénétration de l'aquifère;
- l'écoulement vers le puits est radial, horizontal et laminaire;
- la baisse de la surface piézométrique est accompagnée de la libération instantanée de l'eau qui était auparavant emmagasinée dans le volume compris entre le plan horizontal de la surface initiale et la dépression du cône de rabattement final.

En outre, Cooper-Jacob ont proposé une approximation de la solution de Theis. Elle correspond à la partie aplatie de la courbe universelle de Theis,

solution est valable pour les petites valeurs de r^2/t et pour un long temps de pompage. Toutes les hypothèses proposées par Theis sont valables pour l'approximation de Cooper-Jacob.

Cette méthode est une solution graphique temps-rabattement (figure 6.3). La méthode consiste à tracer le graphique de rabattement mesuré dans le piézomètre en fonction du logarithme du temps écoulé depuis le début du pompage. Sur le graphique résultant, on trace une ligne droite de façon à aligner la plus grande quantité de points. Cette droite doit couvrir au moins un cycle logarithmique et être prolongée jusqu'à atteindre l'axe des « x » pour avoir le temps (t_0). Les équations pour déterminer T et S sont les suivantes:

$$T = \frac{2.3 Q}{4 \Delta s \pi} \quad 6.4$$

où Δs est la différence de rabattement par cycle logarithmique de temps;

$$S = \frac{2.25 T t}{r_0^2} \quad 6.5$$

où t_0 est le temps extrapolé sur la droite pour un rabattement nul.

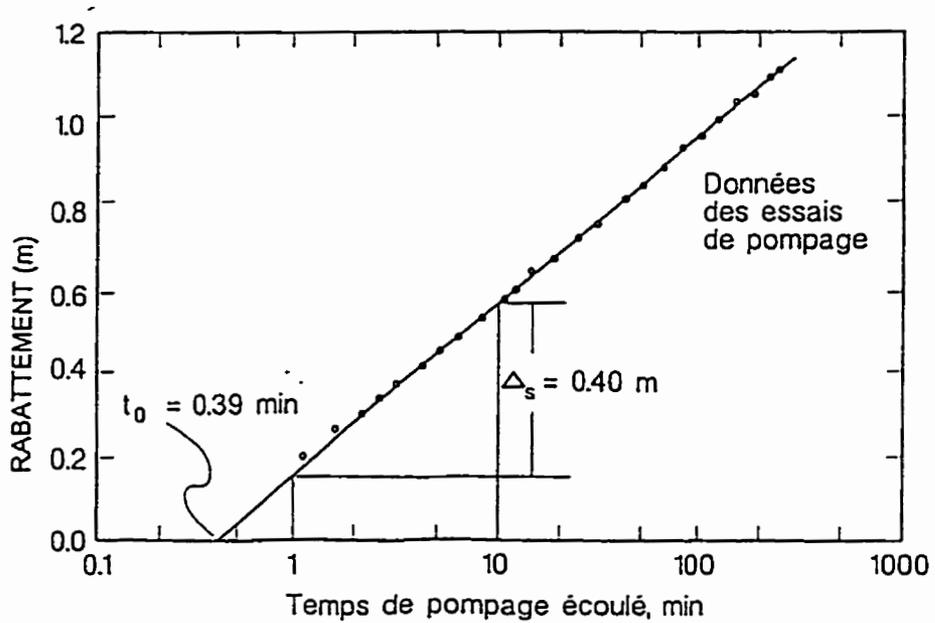


Figure 6.3: Solution en régime transitoire, Cooper-Jacob (d'après Todd, 1980)

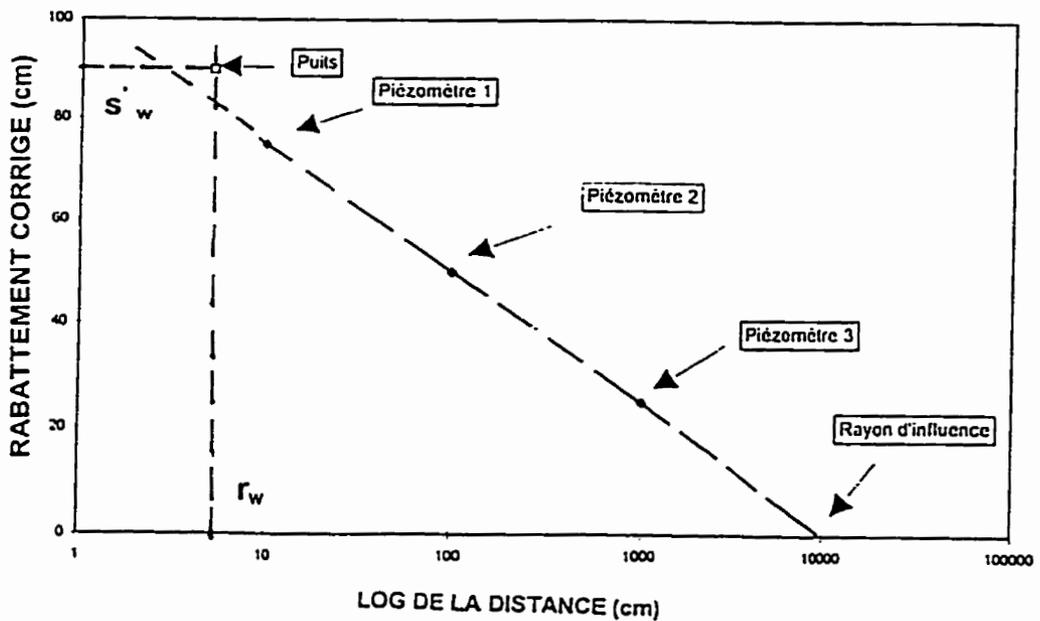


Figure 6.4: Solution graphique distance-rabattement, régime permanent pour un aquifère à nappe libre

Il faut remarquer que la méthode de Theis a été développée pour un aquifère à nappe captive et que, dans notre cas, nous sommes dans un domaine à nappe libre. Malgré cette différence, la méthode peut être appliquée si l'eau provenant du stockage est relâchée rapidement (peu ou pas de *delayed yield*) et si la nappe libre est peu inclinée sur l'horizontale, c'est-à-dire si le rapport entre le rabattement et l'épaisseur saturée de l'aquifère est inférieur à 10%. Si ce rapport est supérieur à 25%, la méthode ne s'applique pas (Notes de cours 7.510, Chapuis, 1986). S'il se trouve entre 10% et 25%, il faudrait corriger les valeurs de rabattement dans les piézomètres en appliquant l'équation suivante:

$$S' = \frac{S - S^2}{2h_0} \quad 6.6$$

où

s' : rabattement corrigé en m;

s : rabattement mesuré dans le piézomètre en m;

h_0 : épaisseur initiale de la zone saturée en m.

Par ailleurs, il existe aussi une solution graphique distance-rabattement proposée par Cooper-Jacob qui peut être utilisée pour l'interprétation d'un essai de pompage en régime transitoire ou en régime permanent, si l'on possède au minimum trois piézomètres alignés dans la même direction. La

méthode consiste à tracer une droite qui est fonction des rabattements corrigés (pour le temps donné) et la distance qui séparent les piézomètres du puits de pompage. La figure 6.4 montre le comportement théorique de la méthode de Cooper-Jacob. Celle-ci permet de calculer le rayon d'influence du puits de pompage et par la suite, à partir des équations 6.4 et 6.5 de déterminer la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement.

Enfin, pour l'estimation de la valeur de conductivité hydraulique (K), on tient compte de la transmissivité (T) et de l'épaisseur saturée de l'aquifère (h_0) mesurées dans un piézomètre donné (Todd, 1980). L'équation s'écrit comme suit:

$$T = K h_0 \quad 6.7$$

Notons que les équations 6.4, 6.5 et 6.7 seront utilisées pour l'estimation des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère. Pour le régime transitoire trois temps différents permettront l'analyse respective, ceux-ci seront choisis dans les temps élevés avant d'atteindre le régime permanent.

6.1.3 Régime d'écoulement permanent

Les premières solutions aux problèmes de pompage en régime d'écoulement permanent ont été apportées par Dupuit (1863), en posant des hypothèses telles que: l'écoulement dans un aquifère est uniquement horizontal et radial, et la nappe phréatique dans un aquifère à nappe libre pompé pendant une longue période de temps se raccorde au niveau d'eau dans le puits. Les équations employées par Dupuit pour le débit ont une formule mathématique exacte qui permet de calculer la transmissivité (T) d'un aquifère (figure 6.5). Il faut bien remarquer que ces formules ont un désavantage au voisinage du puits; quand il existe une surface de suintement dans le puits, la formule originale de Dupuit devient approximative pour la surface libre de la nappe.

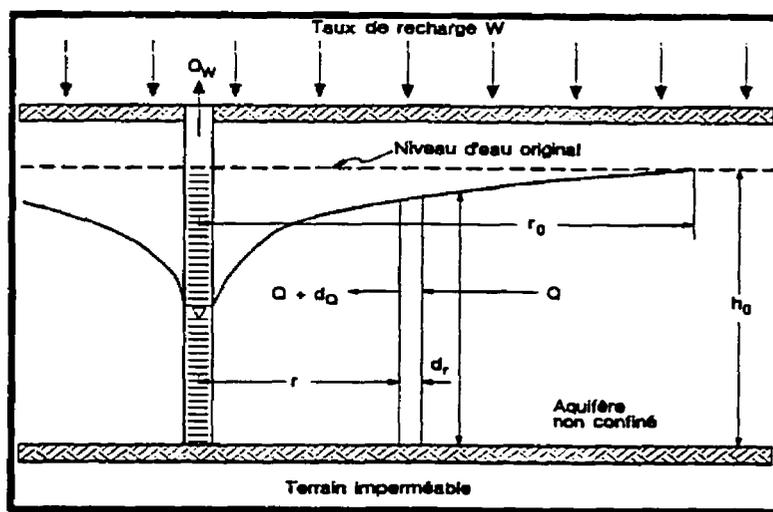


Figure 6.5: Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace (d'après Todd, 1980)

La solution de Dupuit requiert, en plus, les hypothèses suivantes:

- la loi de Darcy s'applique;
- l'eau et le squelette solide de l'aquifère sont compressibles;
- l'aquifère est homogène (isotrope ou cas simple d'anisotropie), d'épaisseur uniforme, sur un substratum horizontal imperméable;
- le pompage s'effectue assez longtemps pour atteindre un régime d'écoulement permanent;
- le débit de pompage est constant;
- le puits pénètre entièrement l'aquifère et il est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère;
- l'aquifère est à nappe libre.

Dans notre cas de Lachenaie, toutes les hypothèses fixées par Dupuit pour un aquifère à nappe libre sont respectées. Cependant, il faut remarquer que l'utilisation de l'équation d'écoulement permanent dans l'aquifère à nappe libre est valable seulement quand la surface libre est proche de la position donnée par l'équation de Dupuit (Notes de cours hydrogéologie 7.510, Chapuis, 1986). On peut avoir une surface de suintement sur la paroi interne du puits et un niveau de rabattement à l'intérieur du puits pompé plus profondément qu'à la proximité externe du puits. Lorsqu'on s'éloigne du puits, la différence entre les élévations du niveau de la nappe phréatique mesurée dans les piézomètres et celles calculées par l'équation de Dupuit devient minimale. Pour l'application



de l'équation de Dupuit, il est préférable d'avoir un gradient hydraulique régional (dh/dr) inférieur à 0.2. L'équation de Dupuit est définie comme suit:

$$K = \frac{Q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\Pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad 6.8$$

où

K : conductivité hydraulique en cm/s;

Q : débit pompé pendant l'essai de pompage en m^3/s ;

r_1 : distance entre le puits de pompage et le premier piézomètre en m;

r_2 : distance entre le puits de pompage et le deuxième piézomètre en m;

h_1 : charge hydraulique mesurée dans le premier piézomètre en m;

h_2 : charge hydraulique mesurée dans le deuxième piézomètre en m;

Rappelons que la méthode distance-rabattement proposée par Cooper-Jacob, peut être appliquée aussi pour l'interprétation des paramètres hydrodynamiques d'un aquifère à nappe libre en régime permanent, lorsqu'on possède au moins trois piézomètres alignés en ligne droite et avec une distribution logarithmique. Les équations 6.5, 6.7 et 6.8 permettent d'effectuer les calculs respectifs.



6.1.4 Résultats de l'essai de pompage

Les résultats de l'essai de pompage à Lachenaie seront présentés en deux parties: tout d'abord, les résultats obtenus lors de l'interprétation en régime transitoire et ensuite ceux obtenus en régime permanent.

Les données provenant de l'essai de pompage à Lachenaie sont présentées en annexe E-I. L'annexe E-II montre l'ensemble des courbes du logarithme du rabattement corrigé en fonction du logarithme du temps de pompage correspondant à chaque rangée de piézomètres localisés à 1 m, 4 m, 7 m et 10 m du puits de pompage. Étant donné qu'il était nécessaire de choisir une méthode d'analyse et d'interprétation pour vérifier la validité des courbes des résultats de l'essai de pompage; on a comparé ces dernières à la courbe théorique proposée par Boulton (1954).

L'annexe E-III présente les courbes du rabattement corrigé en fonction du logarithme du temps de pompage. Le tableau 6.1 résume le calcul des paramètres de l'aquifère à l'aide de la méthode proposée par Cooper-Jacob en utilisant les courbes de l'annexe E-III. D'autre part, l'annexe E-IV illustre les droites de rabattement pour chaque direction ou axe pendant trois périodes de temps différentes en fonction de la distance des piézomètres. Par ailleurs, le tableau 6.2 présente les résultats de l'évaluation des paramètres de

l'aquifère (T, S et K) correspondant au régime d'écoulement transitoire. Ces paramètres ont été déterminés en utilisant la méthode de Cooper-Jacob (distance-rabattement) présentée à la section 6.1.

Pour ce qui est du régime permanent, l'annexe E-V montre les droites distance-rabattement, tandis que les résultats de l'interprétation à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob sont inclus au tableau 6.3.

À la section suivante, ces différentes données seront analysées plus en détail en égard des objectifs du projet et de l'étude des paramètres de l'aquifère en fonction de la distance et du temps.

Tableau 6.1: Détermination des paramètres hydrogéologiques en régime transitoire, par la méthode rabattement-log du temps

Axe	Piézomètre	t ₀ (min)	r (m)	S	T (m ² /j)	K (m/s)	h ₀ (m)
Nord	50-21	0.052	1	0.01	207	1.2×10 ⁻³	2.06
	50-24	6.9	4	0.115	170	1.2×10 ⁻³	1.695
	50-27	20	7	0.116	181	1×10 ⁻³	2.09
	50-30	40	10	0.115	183	1.2×10 ⁻³	1.83
Ouest	51-20	0.09	1	0.004	170	9.6×10 ⁻⁴	2.05
	54-20	3	4	0.06	201	1.2×10 ⁻³	2.02
	57-20	13	7	0.08	201	1.1×10 ⁻³	2.09
	60-20	25	10	0.08	213	1.1×10 ⁻³	2.22
Est	49-20	0.01	1	0.004	223	1.4×10 ⁻³	1.08
	46-20	4.9	4	0.09	201	1.2×10 ⁻³	1.945
	43-20	20	7	0.11	176	1.1×10 ⁻³	1.911
	50-30	40	10	0.12	183	1.2×10 ⁻³	1.83

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi(\Delta s)}$$

$$S = \frac{2.25Tt_0}{4\pi(\Delta s)r}$$

$$K = \frac{T}{h_0}$$

r = distance entre le puits et le piézomètre.

Tableau 6.2: Détermination des paramètres de l'aquifère en régime transitoire, méthode distance-rabatement

	Direction								
	Ouest			Nord			Est		
	Temps (min)			Temps (min)			Temps (min)		
	1202	1685	2530	1202	1685	2530	1202	1685	2530
h_o (m)	1.902	1.894	1.881	1.625	1.617	1.608	1.565	1.554	1.543
R (m)	32	37	40	28	30.1	38	30	30.2	40.2
r_w (m)	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127	0.0127
T (m ² /j)	141.4	137.4	140.7	132.4	129.4	132.4	127.7	127.2	133
S	0.259	0.264	0.413	0.317	0.377	0.429	0.267	0.367	0.396
K (cm/s)	0.086	0.084	0.087	0.094	0.093	0.095	0.094	0.095	0.099
$T = 0.366Q/\Delta s$ $S = 2.25T/R^2$ $K = T/h_o$ $Q = 9.167E-4 \text{ m}^3/\text{s}$									

Tableau 6.3: Détermination des paramètres de l'aquifère en régime permanent, méthode distance rabattement

Axe	h_o (m)	r_w (m)	R (m)	T (m ² /j)	S	K (cm/s)
Ouest	1.884	0.0254	40	136.7	0.386	8.4×10^{-2}
Nord	1.593	0.0254	37	128.3	0.451	9.3×10^{-2}
Est	1.536	0.0254	41	132.4	0.356	9.9×10^{-2}

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s}$$

$$S = \frac{2.25Tt}{R^2}$$

$$K = \frac{T}{h_o}$$

$$t = 2,007 \text{ jours}$$



6.1.5 Analyse et discussion des résultats

Les résultats de l'essai de pompage à Lachenaie ont été présentés à la section précédente. Cette partie offre une analyse des résultats relatifs à la prédiction des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob (distance-rabatement), ainsi qu'aux courbes de rabattement en fonction du temps. De plus, une description théorique du comportement des courbes par rapport aux définitions d'interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe libre (Boulton, 1954) a été faite. Il faut remarquer qu'une correction du rabattement a été faite à l'aide de l'équation 6.6, pour l'interprétation de l'essai de pompage en régime transitoire ou permanent.

6.1.5.1 Régime transitoire

Dans notre cas à Lachenaie, les courbes obtenues et présentées à l'annexe E-II ne sont pas assez similaires à celle montrée à la figure 6.2 et proposée par Boulton (1954) comme étant le comportement théorique du rabattement en fonction du temps. Il est probable que la différence entre les courbes soit produite par la variation du coefficient d'emmagasinement lors du drainage gravitaire des eaux retenues dans la zone capillaire. À titre d'exemple, la figure

6.6 montre la variation théorique de la courbe de succion d'un sol en fonction de la diminution de l'épaisseur de l'aquifère. L'effet de la diminution instantanée de l'eau retenue dans la zone non saturée peut être influencé par

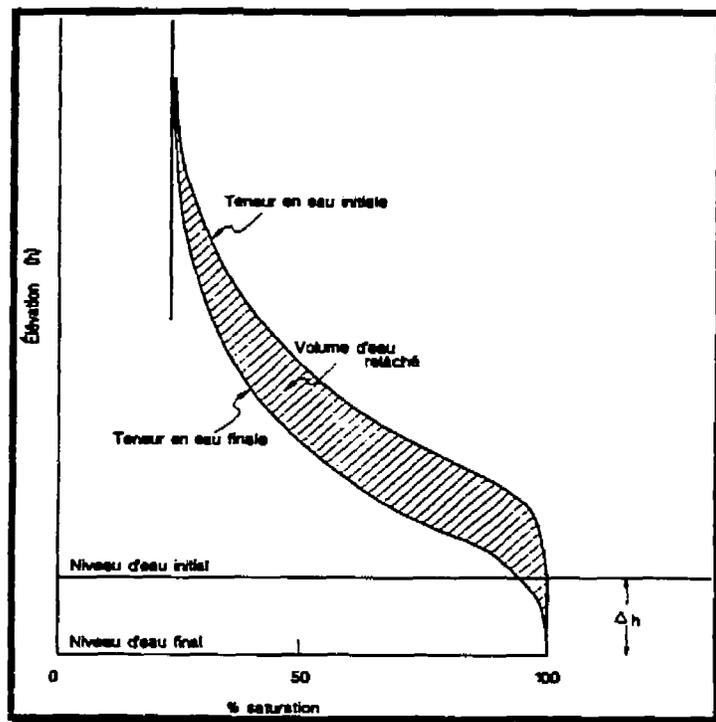


Figure 6.6: Variation du coefficient d'emmagasinement dans l'aquifère à nappe libre (d'après Todd, 1980)

la forte perméabilité du sable. C'est pourquoi, sur les courbes de l'annexe E-II, on observe une similitude entre celles-ci et la troisième partie de la courbe présentée à la figure 6.2, mais cette condition n'est pas assez solide pour une

interprétation souhaitable. Enfin, il était donc impossible d'utiliser les modèles Neuman (1972) ou Cooley (1971) pour prédire les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère.

L'évolution du rabattement dans chaque piézomètre est montrée à l'annexe E-III. Ces courbes, qui représentent le rabattement corrigé (s') en fonction du temps de pompage, semblent similaires à celles d'un aquifère à nappe captive. On a donc essayé de calculer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère avec la méthode de Cooper-Jacob (rabattement-logarithme du temps). On a tracé une droite sur chaque courbe, à partir du point où le rabattement commence à se stabiliser et jusqu'à l'axe horizontal où le rabattement devient zéro, pour être capable de lire le temps (t_0) initial. Il faut remarquer qu'on a négligé les données initiales de pompage et, qu'en plus, on a fait la moyenne des rabattements corrigés à partir du temps 3000 min. Cette moyenne a été faite car comme le montre l'annexe E-III à la fin de l'essai, il existe, dans toutes les courbes de rabattement, des fluctuations de quelques centimètres. Celles-ci ont été causées par les infiltrations verticales provenant des pluies tombées sur le domaine en étude. Les données météorologiques, enregistrées à la station Saint-Hubert et montrées à l'annexe A-II, permettent de constater qu'il est tombé 27.8 mm d'eau pendant les quatre jours de l'essai de pompage.



Le tableau 6.1 résume les valeurs des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère. Tout d'abord, les valeurs de transmissivité se trouvent entre $170 \text{ m}^2/\text{j}$ et $223 \text{ m}^2/\text{j}$. Le coefficient d'emmagasinement varie entre 0,004 et 0,06. Ils donnent des conductivités hydrauliques entre $9,6 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ et $1,4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$, qui correspondent bien à un sable grossier. Par ailleurs, le coefficient d'emmagasinement varie entre 0,004 et 0,06. Ces valeurs sont très faibles pour un aquifère à nappe libre de sable grossier. Manifestement, le modèle Cooper-Jacob de s versus \log du temps ne donne pas une bonne approximation du coefficient d'emmagasinement dans un aquifère à nappe libre.

On vient de montrer que pour un aquifère à nappe libre en régime transitoire, la méthode de Cooper-Jacob (rabattement-logarithme du temps) et les abaques de Boulton (1954) et Neuman (1972) ne sont pas bien adaptés pour l'interprétation des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère. C'est pourquoi, la prochaine phase de notre analyse correspond à l'utilisation de la méthode de Cooper-Jacob (distance-rabattement) pour l'interprétation des paramètres de l'aquifère à nappe libre de Lachenaie.

Les résultats de l'essai de pompage en régime transitoire ont aussi été analysés avec le modèle de distance-rabattement de Cooper-Jacob. Ce



modèle donne le rayon d'influence du puits (R) pour une durée de pompage déterminée.

Les graphiques du rapport distance-rabatement sont à l'annexe E-IV. Ces droites montrent le rayon d'influence du puits (R) correspondant à chaque axe de direction et pour trois temps différents. Sur ces graphiques, on peut constater que les rayons d'influence du puits ne dépassent pas la valeur maximale de 41 m. Néanmoins, les données de rabattement correspondant aux piézomètres 1-5, 1-20, 1-60, 1-80, 20-80, 30-80, 40-80, 60-80, 100-28, 100-20 et 100-5, qui sont présentées à l'annexe E-I, montrent un rabattement de quelques centimètres. Rappelons que tous ces piézomètres sont localisés à une distance supérieure à 41 m; donc, la méthode limite la vraie estimation de la valeur du rayon d'influence du puits. Cette différence peut être causée par la définition de la méthode et aussi pour l'analyse elle-même en régime transitoire.

Les résultats de calculs des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère obtenus suite à l'application du modèle de Cooper-Jacob (distance-rabatement) sont montrés au tableau 6.2. Notons que nous avons utilisé pour l'analyse trois temps différents (1202, 1685 et 2530 minutes). Remarquons que les valeurs de transmissivité varient selon l'axe et que, dans tous les cas, celles-ci diminuent lorsqu'il y a une augmentation du temps. Par exemple, la transmissivité pour un



temps de 1685 minutes présente des valeurs pour la direction ouest de $137.4 \text{ m}^2/\text{j}$, pour la direction nord de $129.4 \text{ m}^2/\text{j}$ et pour la direction est de $127.2 \text{ m}^2/\text{j}$.

D'après le tableau 6.2, le paramètre coefficient d'emmagasinement « S » présente une évolution croissante; les valeurs obtenues pour les trois périodes et pour les trois axes de direction augmentent en fonction du temps. Notons, néanmoins, l'augmentation marquée du coefficient d'emmagasinement lorsqu'on évalue l'axe nord qui est parallèle à la direction de l'écoulement naturel. Dans cette direction, les valeurs des coefficients d'emmagasinement représentent environ le 80 % de la valeur de porosité totale du sable déterminée en laboratoire (0.395). À propos des valeurs du coefficient d'emmagasinement, rappelons l'affirmation faite par Neuman (1972), que le coefficient d'emmagasinement calculé dans l'aquifère à nappe libre varie en fonction de la durée de pompage.

Manifestement, le modèle de Cooper-Jacob tel qu'utilisé dans notre interprétation fournit une bonne approximation de la conductivité hydraulique. Ce modèle a permis d'estimer la valeur de K, telle que montrée au tableau 6.2. Il est intéressant à noter ici que les valeurs obtenues sont en moyenne de l'ordre de $9.2 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$; ceci est représentatif d'un sol composé de sables

moyens. De plus, dans toutes les directions, la conductivité hydraulique ne présente pas de variations supérieures à 15%.

6.1.5.2 Régime permanent

Dans l'analyse de l'essai de pompage en régime permanent, il s'agit de l'utilisation de la méthode de Cooper-Jacob (distance-rabatement). Dans cette optique, l'annexe E-V montre les trois droites de rabattement en fonction de la distance correspondant à chacune des directions.

À l'aide des données obtenues lors de l'essai de pompage, les valeurs des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère sont montrées au tableau 6.3. À partir de là, on constate que le rayon d'influence du puits varie selon la direction. Par ailleurs, tel qu'extrapolé pour le régime transitoire, la distance du rayon d'influence du puits ne manifeste pas la vraie influence du pompage sur le rabattement de la nappe phréatique, car les piézomètres plus éloignés, c'est-à-dire localisés sur la ligne 80 à une distance à peu près de 60 mètres, ont eu des rabattements significatifs. Il faut également noter que les valeurs de transmissivité sont différentes dans chacune des directions. On a des valeurs de transmissivité pour la direction Ouest de $136.7 \text{ m}^2/\text{j}$, pour la direction Nord de $128.3 \text{ m}^2/\text{j}$ et pour la direction Est de $132.4 \text{ m}^2/\text{j}$. Il est à noter que le coefficient d'emmagasinement dans les trois axes a une valeur moyenne qui

représente environ 95% de la porosité totale déterminée en laboratoire pour le sable de Lachenaie (0.395). Enfin, la conductivité hydraulique pour l'ensemble des trois axes donne des résultats qui varient entre 9.2×10^{-2} m/s, le décalage maximum entre les valeurs de K ne dépasse pas le 8%.

6.2 Essai de traceur

Un traceur est une caractéristique spécifique ou une substance solidaire d'un corps en mouvement, notamment de l'eau souterraine en déplacement, permettant d'identifier et de décrire son mouvement. Cette caractéristique ou cette substance peuvent être naturellement ou artificiellement ajoutée (Castany et Margat, 1977). Les auteurs définissent un traceur naturel comme un indicateur de tout corps naturellement présent dans l'eau, dont la variation de concentration dans l'espace et/ou dans le temps peut servir à marquer et différencier une masse d'eau particulière, en permettant d'identifier son origine ou de repérer son évolution. Le traceur artificiel est défini comme toute substance détectable incorporée à l'eau (sel soluble, colorant, corps en suspension, eau marquée par un isotope radioactif, etc.), absente dans les conditions naturelles ou de concentration connue dans l'aquifère étudié. Dans notre cas, à Lachenaie, il s'agit d'évaluer la porosité effective du sol et le coefficient de dispersion du traceur à utiliser lors de l'essai de pompage.



L'essai de traçage consiste à injecter un traceur naturel dans un piézomètre localisé à une distance connue d'un puits au cours d'un essai de pompage. La sélection du traceur dépend de la composition et des caractéristiques minéralogiques de l'aquifère. La plupart des essais effectués en laboratoire ou sur le terrain indiquent qu'il faut utiliser des traceurs non réactifs (Freeze and Cherry, 1979), car il est possible d'avoir des réactions chimiques entre le traceur et les particules de sable, en plus, l'adsorption du traceur par le massif pourrait causer la disparition du traceur entre les piézomètres et le puits de pompage.

6.2.1 Description de l'essai

L'étape préliminaire de l'essai de traçage consistait à choisir le traceur à utiliser. Pour ce faire, tel que déjà mentionné à la section 3.5, les résultats des analyses chimiques ont permis d'évaluer la qualité des eaux souterraines, ainsi que vérifier les concentrations des éléments chimiques présents. Dans cet ordre d'idées, le lithium (Li), le strontium (Sr) et le magnésium (Mg) ont été évalués. Les deux premiers ont des concentrations presque négligeables; par contre le Mg est présent en concentration significative. Donc, le chlorure de lithium (LiCl), le chlorure de strontium (SrCl₂) et le chlorure de magnésium (MgCl₂) ont été choisis. En plus des critères mentionnés plus haut, la sélection des traceurs est basée: (1) sur la possibilité de détection de la concentration



minimale (0.001 ppm) par la méthode d'adsorption atomique, (2) la disponibilité du traceur en stock au laboratoire de génie des mines, (3) le caractère non polluant des traceurs et (4) la présence, dans les eaux souterraines, d'éléments constituant le traceur à faible teneur.

D'abord, dans la direction nord, axe parallèle au sens de l'écoulement des eaux souterraines, quatre injections de LiCl ont été faites, dans les piézomètres 50-21, 50-24, 50-27 et 50-30. Dans tous les cas, la concentration initiale était de 1000 ppm. Le volume de solution utilisé pour chacune des injections variaient de 5 L, 10 L, 15 L et 20 L respectivement pour chacune des rangées des piézomètres. Il est bon à noter ici que le premier traceur (50-21) a été injecté le 08-06-96 à 16h. Ensuite, le deuxième (50-24) et le troisième traceur (50-27) ont été injectés le 07-06-96 à 8h et le quatrième (50-30), deux heures plus tard (10h). Les trois derniers traceurs (LiCl, MgCl₂, SrCl₂) ont été injectés le 10-06-96 à 16h. Tous les traceurs ont été injectés d'une façon instantanée.

Étant donné qu'il a fallu planifier l'échantillonnage des eaux souterraines, un traceur à la fluorescéine a été injecté au piézomètre 50-21 le 05-06-96 à 16h pour vérifier le temps d'arrivée de la concentration maximale du traceur. Cet essai préliminaire a permis de vérifier le temps d'arrivée, soit 20 minutes; c'est pourquoi quatre intervalles de temps d'échantillonnage ont été déterminés. Ceux-ci sont montrés au tableau 6.4: la première période se situe entre zéro et

la minute 1260; la deuxième entre la minute 1265 et la minute 1860; la troisième entre la minute 1865 et la minute 2910; et la quatrième période entre la minute 2915 et la minute 5640. Dans tous les cas, les échantillonnages s'effectuaient tous les 5, 10 et 30 minutes.

D'autre part, l'échantillonnage du Li, Mg et Sr injecté au piézomètre 50-21, représente la cinquième période. Celle-ci débutait à la minute 5730 et finissait à la minute 5884. Les échantillons ont été pris toutes les deux minutes.

Pour ce qui est de l'échantillonnage des eaux souterraines au cours de l'essai de pompage, ceux-ci ont été pris à la décharge de la pompe, c'est-à-dire 50 m plus loin à côté du lac (figure 6.7), en tenant compte du temps requis pour aller du puits au point de décharge. Pour ce faire, un emménagement a été mis en place sur le site et des flacons en plastique d'un volume de 10 ml ont été utilisés. Ensuite, les échantillons étaient placés dans un support solide et gardés dans un réfrigérateur pour maintenir la température d'environ 4°C et transportés au laboratoire par la suite. Tel que montré au tableau 6.4, les flacons ont été numérotés en série de 1 jusqu'à 437. Les deux équipes de travail sur place ont garanti avec beaucoup de succès la mise en place du calendrier d'échantillonnage. Le 10 juin 1996, avant d'arrêter la pompe, les échantillons ont été analysés en laboratoire pour vérifier la récupération du traceur.



Pour permettre l'estimation de la masse du traceur récupérée, une fonction exponentielle, correspondant à une fonction de densité de la loi lognormale, a été ajustée à la courbe observée. Elle est une fonction de densité avec 3 paramètres. Cette fonction de densité ajuste une courbe théorique à partir de la courbe expérimentale. Voici l'équation:

$$f(y) = \frac{1}{y \sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(y) - u}{\sigma} \right)^2} \quad y > 0 \quad 6.10$$

0

y ≠ 0

Pour $y = t - d$, en minutes,

où

d : première arrivée au puits de pompage;

u : moyenne en $\ln(y)$ en (min);

σ : écart type de $\ln(y)$;

t : temps d'arrivée des concentrations.

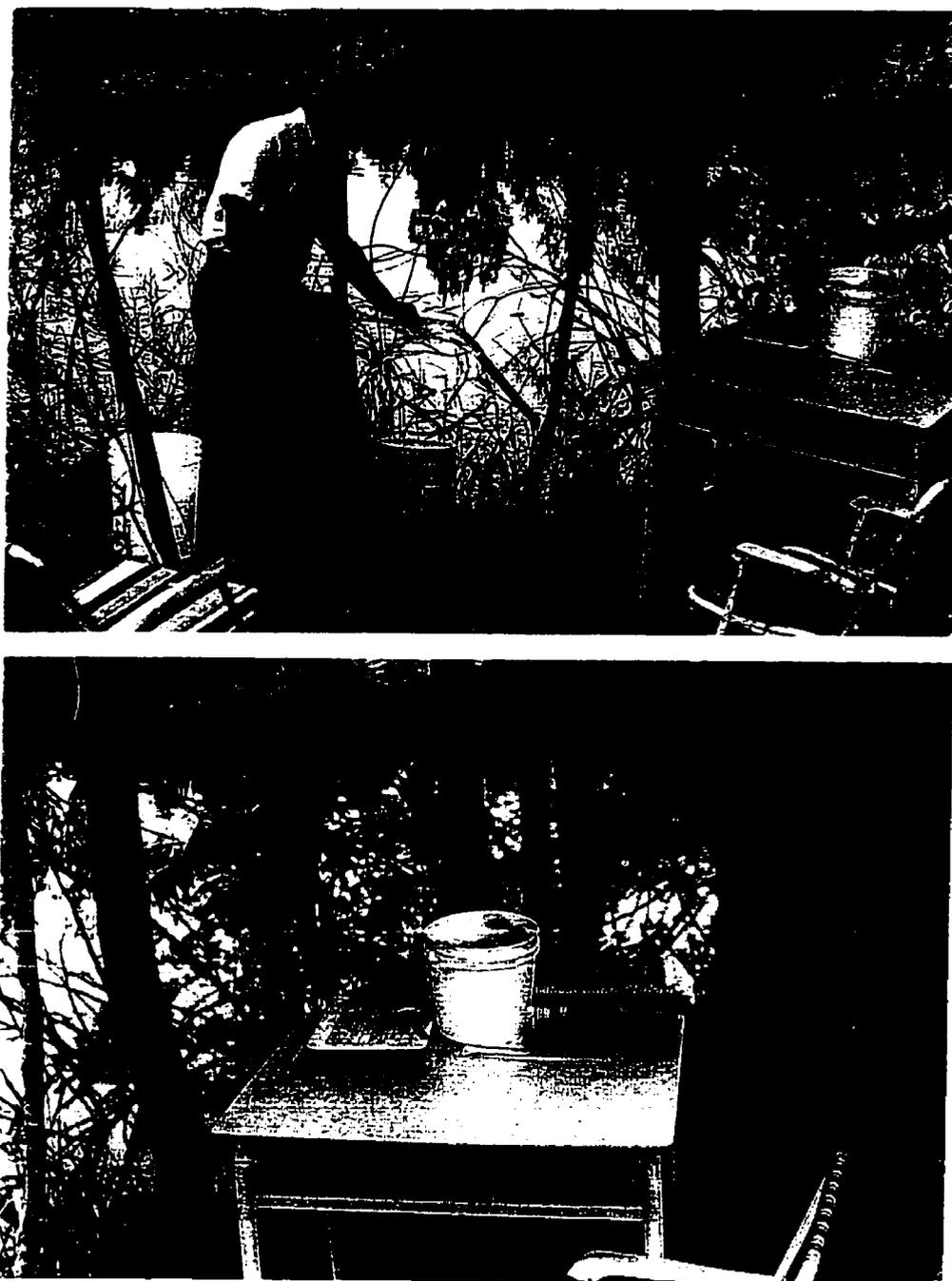


Figure 6.7: Échantillonnage des eaux souterraines à Lachenaie

Tableau 6.4: résumé d'échantillonnage des eaux souterraines à Lachenaie

Jour (injection)	Traceur	Piézomètre	Intervalle Temps (min) échantillonnage	Temps cumu. (min)	# flacon	Période
06-06-96 16h00	LiCl	50-21	5	20-110	1-19	I
			10	120-210	20-29	
			30	240-330	30-33	
			60	390-1260	34-48	
07-06-96	LiCl	50-24	5	1265-1440	49-84	II
8h00			10	1450-1620	85-102	
			30	1650-1860	103-109	
07-06-96 8h00	LiCl	50-27	5	1885-2105	110-158	III
			10	2115-2345	159-182	
			30	2370-2910	183-201	
07-06-96	LiCl	50-30	5	2915-3180	202-255	IV
10h00			10	3190-3480	256-285	
			30	3510-5640	286-357	
10-06-96 16h00	LiCl MgCl ₂ SrCl ₂		2	5730-5884	360-437	V

Il faut remarquer que les unités de $f(y)$ sont en min^{-1} .

L'ajustement de la fonction est comme suit:

$$f_T(t) = a_1 f_1(t) + a_2 f_2(t) + a_3 f_3(t) \quad 6.11$$

où

$f_T(t)$: fonction qui permet l'ajustement aux données expérimentales en mg/l ;

a_1, a_2, a_3 : coefficients d'ajustement.

Les unités de f_1, f_2 et f_3 sont en min^{-1} . Ceci implique que a_1, a_2 et a_3 ont des unités en mg/l .

Si on évalue l'intégrale de $f_T(t)$ (équation 6.11), on aura:

$$\int_0^{\infty} f_T(t) dt = a_1 \int_0^{\infty} f_1(t) dt + a_2 \int_0^{\infty} f_2(t) dt + a_3 \int_0^{\infty} f_3(t) dt \quad 6.12$$

Cette solution donne un résultat de l'intégrale en mg/l . Il reste simplement à évaluer la valeur de la masse du traceur récupérée à partir de la relation suivante:

$$\text{Masse}_{(m,y)} = \int_0^{\infty} f_T(t) Q \quad 6.13$$

L'équation (6.13) représente la masse du traceur récupérée provenant des différentes injections.

Pour avoir la solution numérique de l'équation (6.11), un programme a été écrit dans le langage MATLAB (Marcotte, 1996). Ce programme est présenté à l'annexe E-VI.

Plusieurs simulations ont été réalisées; nous avons arrêté lorsque la courbe générée par la fonction de densité coïncidait à peu près avec la courbe expérimentale des concentrations des traceurs récupérés à Lachenaie. Au départ, on a fixé le temps moyen d'arrivée de la concentration maximale. Une pénalité a été fixée pour éviter un décalage très important de la courbe générée et de la courbe expérimentale.

6.2.2 Résultats de l'essai de traceur

Les résultats de l'essai de traceur sont présentés globalement aux annexes E-VI. En plus, la figure 6.8 montre les courbes individuelles des concentrations des traceurs (Li, Mg et Sr) injectés dans le piézomètre 50-21 alors que le tableau 6.5 présente les valeurs de la masse du traceur récupérée lors de l'essai de traçage.



La courbe d'évolution de concentration du traceur (Li) provenant des piézomètres 50-24, 50-27 et 50-30 est montrée à la figure 6.9. Le tableau 6.6 présente le temps d'arrivée des concentrations maximales ainsi que les valeurs calculées pour la porosité effective. En outre, l'ajustement de la courbe théorique fait sur chacune des courbes expérimentales pour déterminer la masse du traceur récupérée, est présentée à la figure 6.9. Alors que le tableau 6.5 résume les quantités de masse récupérée.

Les valeurs du coefficient de dispersivité (αL) n'ont pas été calculées.

À la section suivante, ces différentes données et résultats seront analysés en détail dans le cadre de l'objectif du projet.

Tableau 6.5: Masse du traceur récupérée à Lachenaie, essais de 1996

Traceur	Piézomètre	Distance (m)	Concentration initiale (mg/l)	Volume injecté (l)	Masse injectée (g)	Récupération (%)
Li	50-21	1	1000	5	5	100
Li	50-24	4	1000	10	10	100
Li	50-27	7	1000	15	15	100
Li	50-30	10	1000	20	20	60.2
Li, Mg, Sr	50-21	1	1000	5	5	100

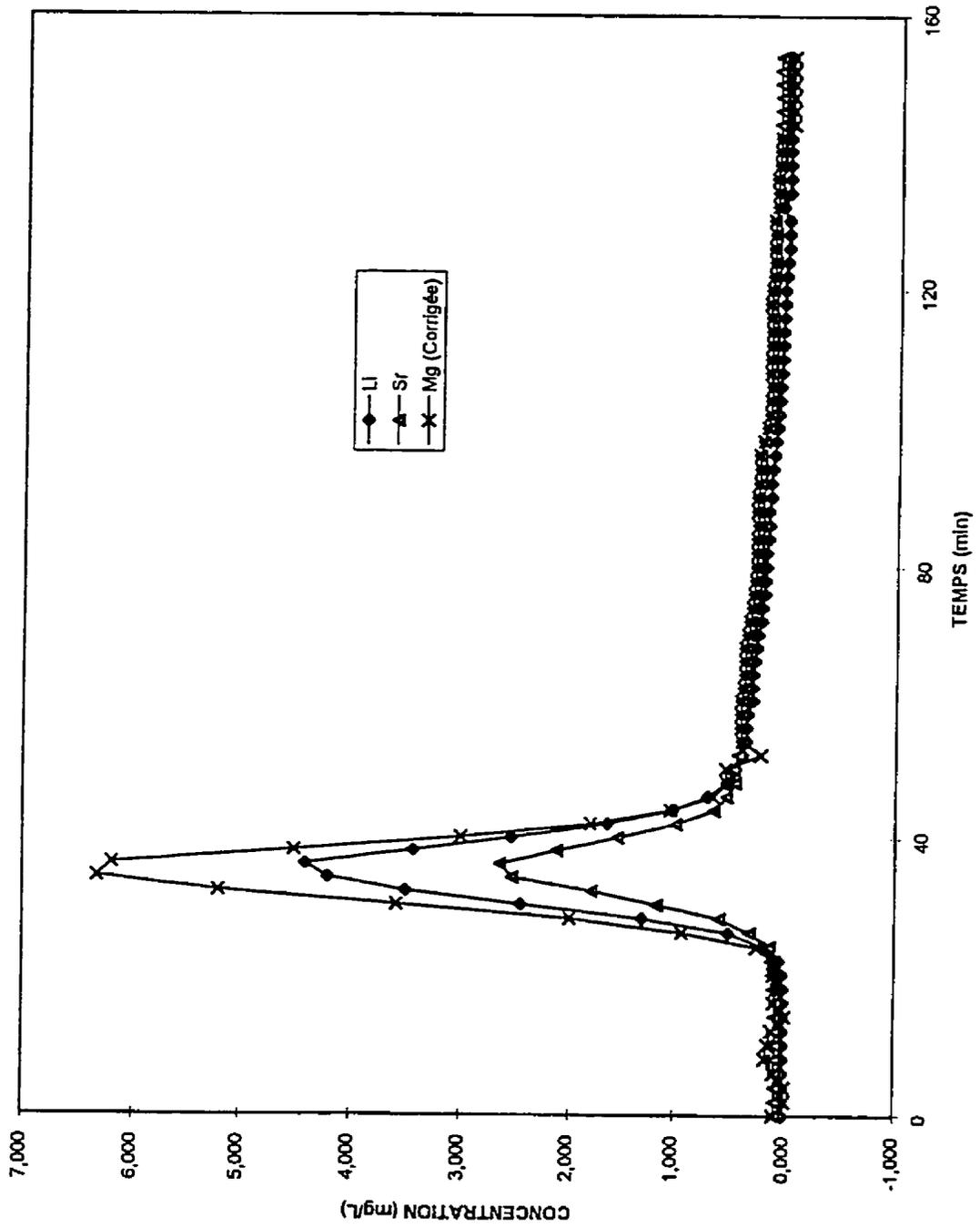


Figure 6.8 : Essai de traçage (Li, Mg et Sr) à Lachenaie

Tableau 6.6: Relation entre temps d'arrivé et distance des piézomètres

Piézomètre	r (m)	Temps (min) C_{max}	r^2 (m)	$\frac{\text{Temps } C_{max}}{r^2}$	n_e
50-21	1	35	1	35	0.077
50-24	4	395	16	25	0.455
50-27	7	1275	49	26	0.485
20-34	10	2420	100	24	0.301

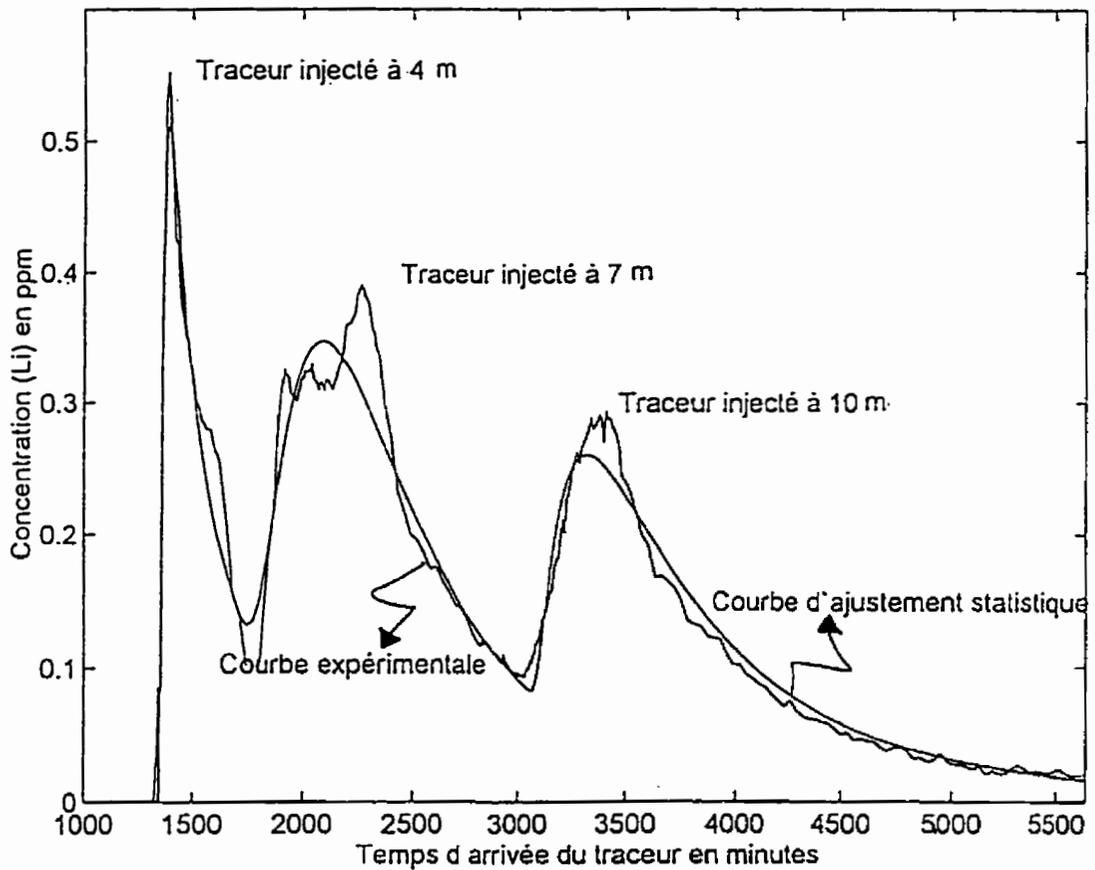


Figure 6.9: Ajustement statistique pour déterminer la masse du traceur (Li) récupérée

6.2.3 Analyse et discussion des résultats

Les résultats de l'échantillonnage des eaux souterraines lors de l'essai de traceur (Li, Mg, Sr) ont été présentés à la section précédente. L'analyse qui suit porte sur les résultats relatifs à la détermination des concentrations des traceurs en fonction du temps de pompage, ainsi que sur la détermination de la porosité effective et de la masse récupérée du traceur sélectionné.

D'un point de vue général, on observe sur la figure 6.8 que les concentrations des traceurs injectés au piézomètre 51-20 ont pratiquement une distribution similaire. Néanmoins, les concentrations maximales détectées pour chacun des traceurs sont différentes. En ordre de grandeur de concentration, celles du Mg sont beaucoup plus élevées que celles du Li et du Sr. Il est bon de noter ici que les concentrations de Sr présentent la valeur de concentration maximale la plus basse. Dans le cas du Mg, on a constaté qu'il était présent naturellement dans les eaux souterraines, donc les concentrations initiales sont plus significatives. Pour l'ensemble des trois courbes, la comparaison des temps d'arrivée ne présente aucune variation, donc ceux-ci ont une valeur moyenne de 36 min.

L'évolution des concentrations du traceur (Li) correspondant à des injections faites dans plusieurs piézomètres (50-24, 50-27, 50-30) est illustrée à la figure



6.9. On peut y constater que les concentrations diminuent en fonction du temps et de la distance de récupération du traceur injecté à la source. Par ailleurs, le tableau 6.6 présente les résultats des temps d'arrivées correspondant aux valeurs de concentration maximales: 395 min, 0.55 mg/L (50-24); 1275 min, 0.39 mg/L (50-27); et 2420 min, 0.291 mg/L (50-30).

Une explication possible au phénomène de dispersion est la dilution qui a lieu lorsqu'on s'éloigne du puits de pompage, car le volume d'eau dans l'aquifère augmente en fonction de la distance. La dilution du traceur à quelques mètres de la source pourrait être aussi causée par les particularités microscopiques du sol comme la distribution de la taille et la géométrie des pores.

Dans tous les cas, la masse récupérée du traceur a été déterminée par la procédure décrite à la section 6.2.1. D'après le tableau 6.5, il y a eu une récupération de 100% de la masse totale injectée dans les piézomètres 50-21, 50-24, 50-27. Notons que la récupération de la masse du traceur provenant du piézomètre 50-30 est de 60.2%. Cette valeur doit donc être évaluée avec beaucoup d'attention car il est possible qu'elle présente un haut degré d'incertitude. Cette incertitude est causée principalement par le fait qu'on n'était pas capable de partager exactement les valeurs des concentrations pour chacune des rangées d'injection de traceur. Le calcul de la masse récupérée est imprécis puisque l'ajustement de la courbe théorique à la courbe

expérimentale n'est pas exact, donc l'intégrale de la fonction tient compte des allures de la courbe des concentrations correspondant à des injections différentes. De plus, il est probable que le temps de pompage n'était pas assez long pour une récupération totale du traceur.

Dans un autre ordre d'idées, le calcul de la valeur de la porosité effective (n_e) du sol a été fait en appliquant la loi de Darcy et les données présentées au tableau 6.5, c'est-à-dire la distance parcourue par le traceur et le temps réel d'arrivée de la concentration maximale. Cette évaluation de la (n_e) permet d'obtenir une valeur moyenne de 0.329 (tableau 6.6) qui représente environ 83% de la valeur de porosité totale déterminée en laboratoire. Lorsqu'on observe les résultats de la porosité effective, celle du piézomètre 50-21 représente la valeur la plus basse. En revanche, celles des piézomètres 50-24 et 50-27 sont légèrement plus élevées que la valeur obtenue en laboratoire.

Pour ce qui est du rapport temps d'arrivée de la concentration maximale sur la distance du carré, celui-ci montre une homogénéité dans les valeurs obtenues. En effet, ce rapport permet de prédire une homogénéité de l'aquifère. Par contre, on remarque que la valeur obtenue pour le piézomètre 50-21 représente 20% des autres résultats. Manifestement, les données utilisées pour l'analyse du rapport (temps/distance²) et la porosité effective ne fournissent pas une bonne approximation pour les paramètres évalués. Il est intéressant de noter

ici que cette différence pourrait être causée par une mauvaise estimation de la profondeur de la couche d'argile au moment de l'installation des piézomètres, ou par des problèmes de verticalité du piézomètre 50-21 ou du puits de pompage.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La méthode utilisée pour l'interprétation de l'essai de pompage de l'aquifère à nappe libre de Lachenaie, c'est-à-dire celle de Cooper-jacob (distance-rabattement), a permis de déterminer les valeurs des paramètres de l'aquifère . On a montré que les paramètres de l'aquifère varient dans l'espace selon la distance et la direction dans laquelle sont installés les piézomètres par rapport à la direction générale de l'écoulement. Par exemple, en régime transitoire, le coefficient d'emmagasinement diminue lorsque la durée du pompage est longue. En effet, cette condition a permis de vérifier, tel qu'il a été prédit par Neuman (1972) que le coefficient d'emmagasinement d'un aquifère à nappe libre varie en fonction de la durée du temps de pompage. Pour ce qui est du régime permanent, la valeur du coefficient d'emmagasinement estimé par la méthode de Cooper-Jacob, donne des résultats qui sont proches de la valeur de porosité du sable.

Par contre, dans l'aquifère à nappe libre de Lachenaie, il a été impossible d'utiliser les abaques de Boulton (1954) pour l'interprétation de l'essai de pompage, car le comportement des courbes (log du rabattement vs log du temps) ne correspond pas à la distribution de celles proposée par Boulton.

L'utilisation de la méthode de Cooper-Jacob (rabattement vs log du temps) tel qu'utilisée traditionnellement pour l'interprétation d'un essai de pompage, ne fournit pas une bonne prédiction des paramètres de l'aquifère. Cette méthode ne s'applique correctement pour l'interprétation des essais de pompage que dans des aquifères à nappe captive.

Les courbes caractéristiques de succion du sable de Lachenaie obtenues lors de l'utilisation des quatre méthodes, ont été conformes à celles obtenues auparavant pour les sables. Il semble que la méthode de Kovacs pour la prédiction de la courbe caractéristique de succion d'un sable peut être une bonne méthode d'estimation. La courbe obtenue lors de l'application de cette méthode a une distribution assez similaire à celle de l'essai effectué sur le terrain.

La comparaison des résultats de la conductivité hydraulique fournie par les différentes méthodes utilisées, ne représente pas un bon outil d'analyse car les échantillons prélevés dans chaque sondage ne correspondent pas au même niveau de hauteur que ceux utilisés pour les essais de perméabilité *in situ* et l'essai de pompage. Les résultats provenant de l'estimation faite à partir de l'essai de pompage semblent être logiques et cohérentes. Malheureusement, nous n'avons pas fait l'interprétation de l'essai de pompage pour la remontée de la nappe, car il n'existe pas de méthode théorique pour le faire.



Le logiciel SEEP/W n'a pas permis de déterminer la conductivité hydraulique, les résultats des élévations de la charge ne varient pas lors des changements du taux de recharge. Il est possible que la géométrie du problème (distance du tube de courant 80 m) n'ait pas été assez longue pour observer des variations significatives de la nappe. Il faut remarquer que Rivard (1994) dans son mémoire a réussi à déterminer la conductivité hydraulique par un calibrage de la position de la nappe observée sur le terrain et celle produite par SEEP/W, sur un site où la distance était d'environ 440 m.

Les campagnes de prélèvements des eaux souterraines de Lachenaie, ont donné des résultats (conductivité électrique et pH) incohérents. Ceux-ci pourraient être causés des variations de la qualité de l'eau dans l'étang ou par des objets enterrés dans le site. Malgré cet événement, les analyses chimiques ont permis de caractériser les eaux souterraines et par la suite de bien choisir les traceurs appropriés pour l'essai de traçage. Les traceurs injectés dans des différents piézomètres ont eu des temps d'arrivée et une récupération tels que prévus.

Dans ce projet, nous n'avons pas calculé la dispersion du traceur car les équations qui décrivent l'écoulement radial et l'influence du pompage deviennent difficiles à utiliser et par conséquent leur application pourrait être

complexe. De plus, la plupart des modèles développés pour le calcul de la dispersion prennent en compte plusieurs hypothèses simplificatrices.

Les objectifs de cette étude ont donc été atteints dans le cadre des données obtenues et des méthodes d'analyse utilisées, en plus de présenter des outils de travail pour éviter l'utilisation de méthodes d'interprétation erronées.

Lors d'une étude hydrogéologique d'un aquifère à nappe libre, l'interprétation d'un essai de pompage doit se faire avec beaucoup d'attention, car les méthodes utilisées pour ce faire ne fournissent pas des prédictions exactes. De plus, il est préférable aussi d'éviter les modèles complexes, car leur utilisation prend en compte des paramètres difficiles à déterminer.

Dans la plupart des cas, si les conditions du projet le permettent, il faut évaluer la conductivité hydraulique à partir de plusieurs méthodes, afin d'avoir une plage de valeurs permettant de faire des comparaisons et de choisir la valeur s'approchant le plus de la réalité. Il est recommandable de faire particulièrement attention à la variation spatiale horizontale et verticale des paramètres hydrodynamiques d'un aquifère.

Suivant les conditions climatiques, il est conseillé d'évaluer le plus fréquemment possible les élévations des piézomètres et du terrain afin de

vérifier que ceux-ci n'ont pas été affectés par les phénomènes de gel et de dégel.

Il peut être intéressant d'évaluer avec plus de détail, le comportement des eaux souterraines à l'Ouest, à l'Est et au Sud de la zone en étude, particulièrement pour essayer de déterminer les limites exacts de l'aquifère.

Une enquête sur les origines de l'hétérogénéité des résultats chimiques n'a pas été faite, il pourrait donc être intéressant de chercher les causes de ces variations.

RÉFÉRENCES

AMISIAL, R., JEGAT, H., 1984, *Modelos numéricos en aguas subterráneas*, CIDIAT, Mérida.

APPELO, C. A., and D. POSTMA, 1993, *Geochemistry, groundwater and pollution*, A.A Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.

BERJAMY, B., 1991, *Simulation par modèle mathématique des eaux souterraines dans l'aquifère régional du roc de l'île de Laval, Québec*, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

CASTANY, G., MARGAT, J., 1977, *Dictionnaire français d'hydrogéologie*, éditions du B.R.G.M.

CHAPUIS, R. P., 1986, *Notes du cours hydrogéologie*, École Polytechnique de Montréal.

CHAPUIS, R. P., 1986, *Notes du cours hydrogéologie, travaux pratiques no 6*, École Polytechnique de Montréal.



CHAPUIS, R. P., R. CRESPO, D. CHENAF, and M. AUBERTIN, 1993, *Evaluation of a groundwater f.e.m. software for steady and unsteady state conditions*, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, 61-70.

CHAPUIS, R. P., GILL, D.E. and BASS, K., 1989, Laboratory permeability test on sand : Influence of the compaction method on anisotropy, *Canadian Geotechnical journal*, vol. 26, pp. 614-622.

CHAPUIS, R. P., and LEGARE, P.P., 1992, *A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures*. ASTM-STP1147, pp.177-186.

CHAPUIS, R. P., et I. MONTOUR, 1992, Évaluation de l'équation de Kozeny-Karman pour prédire la conductivité hydraulique, *Conférence canadienne de géotechnique*, Toronto; Ontario 78.1-78.10.

CHENAF, D., 1996, *Détection des frontières pendant la phase de remontée des essais d'aquifères*, Rapport prédoctoral, École Polytechnique de Montréal (non publié).

CRESPO, R., 1994, *Modélisation par éléments finis des écoulements à travers les ouvrages de retenue et de confinement de résidus miniers*, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

CUSHMAN, J. H., 1990, *Dynamics of fluids in hierarchical porous media*, Academic Press, San Diego, C.A.

GENETIER, B., 1984, La pratique des pompages d'essai en hydrogéologie, *Manuels et méthodes du B.R.G.M.*, no 9, pp.13-31, France.

GEO-SLOPE Int., 1992, *SEEP/W user's guide for finite elements seepage analysis version 3.0*, Geo-Slope Int. Ltd., Calgary, Alberta, Canada.

LALLEMAND-BARRES A., et P. PEAUDECERF, 1978, Recherche des relations entre la valeur de dispersivité macroscopique d'un milieu aquifère, ses autres caractéristiques et les conditions de mesure, *Bulletin du B.R.G.M.* 2e série, section III, no 4, 277-284.

LAUGA. R., 1990, *Pratique du forage d'eau*, SEESAM, Paris.

NEUMAN. P., 1972, Theory of Flow in Unconfined Aquifers Considering Delayed Response of the Water Table, *Water Resources Research*, Vol. 8, no 4, 1031-1039.

NEUMAN. P., 1975, Analysis of Pumping Test Data From Anisotropic Unconfined Aquifers Considering Delayed Gravity Response, *Water Resources Research*, Vol. 11, no 2, 329-31.

PINDER, G. F., and W. G. GRAY, 1977, *Finite element simulation in surface and subsurface hydrology*, Academic Pres, New York.

PLUMB, O. A., and S. WHITAKER, 1988, Dispersion in heterogeneous porous media. Local volume averaging and large-scale averaging, *Water Resources Research*, Vol. 24, no 7, 913-926.

RICARD, J.-F., 1994, *Étude en laboratoire de la relation capillaire et de la conductivité hydraulique de résidus miniers*, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

SCHWARTZ, F. W., 1977, Macroscopic dispersion in porous media : The controlling factors, *Water Resource Research*, vol. 3, no. 4, 743-752.

STRACK, O. D. I., 1989, *Groundwater mechanics*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

TODD, K. T., 1980, *Groundwater hydrology*, John Wiley and Sons, New York.

ANNEXE A

Tableau A.1 : suite

COORDONNEES		WL	WL	WL	WL	WL	WL
y (m)	x (m)						
		6-11-199	23-11-95	06-12-95	15-12-95	21-12-95	22-02-96
nb jour		17	37	50	59	65	128
1	5	12,041	12,081	12,031	12,011	12,011	12,181
20	5	12,021	12,129	12,099	12,089	12,079	12,229
40	5	11,854	12,224	12,184	12,184	12,174	12,334
60	5	12,504	12,324	12,304	12,284	12,294	GELE
80	5	12,274	12,443	12,423	12,413	12,403	12,653
100	5	12,853	12,532	12,522	12,512	12,512	12,752
1	20	12,212	12,222	12,157	12,047	12,137	12,317
20	20	12,087	12,282	12,232	12,222	12,222	12,382
40	20	12,312	12,377	12,327	12,317	12,317	12,517
60	20	12,437	12,481	12,451	12,431	12,441	12,671
80	20	12,681	12,574	12,574	12,544	12,544	12,814
100	20	12,914	12,769	12,774	12,749	12,749	13,009
1	40	11,339	12,387	12,307	12,307	12,287	12,527
20	40	12,232	12,496	12,446	12,436	12,426	12,666
40	40	13,576	12,558	12,518	12,498	12,498	12,738
60	40	12,813	12,673	12,653	12,623	12,643	12,913
80	40	12,938	13,048	13,058	13,028	13,018	13,358
1	60	12,198	12,601	12,531	12,521	12,501	12,831
20	60	13,141	12,66	12,6	12,59	12,58	12,87
40	60	12,77	12,708	12,668	12,738	12,478	12,948
60	60	12,638	12,836	12,826	12,796	12,796	13,126
1	80	12,666	12,734	12,664	12,654	12,624	13,074
20	80	12,614	12,774	12,714	12,694	12,684	13,054
40	80	12,829	12,838	12,788	12,768	12,768	13,118
60	80	12,823	GELE	12,966	12,926	12,926	13,286
100	27.5	13,616	13,006	13,021	12,981	12,971	13,191
90	80	12,571	13,059	13,069	13,049	12,989	13,399
28	167	13,234	13,049	GELE	GELE	GELE	13,379
-66	80	12,894	12,667	GELE	GELE	GELE	13,247
-74	0	11,837	11,977	GELE	GELE	GELE	12,057
1	-25	13,152	11,713	11,693	11,703	#REF!	11,763
100	-25	11,613	11,879	11,889	11,829	#REF!	11,949
420	21.7	11,739	12,556	GELE	GELE	GELE	GELE

Tableau A.1 : suite

COORDONNEES		WL	WL	WL	WL	WL	WL
y (m)	x (m)	28-03-96	03-04-96	26-04-96	01-05-96	06-05-96	28-5-96
nb jour		159	165	188	193	198	220
1	5	12,116	12,091	12,171	12,181	12,106	12,051
20	5	12,159	12,149	12,219	12,219	12,149	12,109
40	5	12,254	12,244	12,314	12,324	12,264	12,244
60	5	12,354	12,349	12,424	12,444	12,384	12,374
80	5	12,483	12,483	12,553	12,593	12,533	12,513
100	5	12,542	12,562	12,622	12,662	12,582	12,572
1	20	12,257	12,222	12,327	12,307	12,282	12,117
20	20	12,312	12,297	12,382	12,372	12,307	12,252
40	20	12,417	12,397	12,487	12,477	12,417	12,177
60	20	12,531	12,521	12,601	12,611	12,541	12,361
80	20	12,647	12,637	12,727	12,757	12,742	12,677
100	20	12,749	12,764	12,839	12,869	12,789	12,819
1	40	12,487	12,447	12,557	12,542	12,442	12,357
20	40	12,576	12,556	12,656	12,656	12,546	12,486
40	40	12,608	12,588	12,688	12,708	12,598	12,448
60	40	12,728	12,723	12,803	12,828	12,733	12,633
80	40	12,592	12,592	12,667	12,692	12,622	12,602
1	60	12,691	12,661	12,751	12,781	12,531	12,531
20	60	12,715	12,69	12,78	12,815	12,655	12,58
40	60	12,768	12,738	12,758	12,788	12,648	12,598
60	60	12,886	12,831	12,936	12,971	12,866	12,826
1	80	12,794	12,794	12,874	12,909	12,704	12,704
20	80	12,854	12,824	12,914	12,954	12,764	12,704
40	80	12,908	12,888	12,958	13,008	12,838	12,788
60	80	13,016	13,026	13,036	13,086	12,976	12,796
100	27.5	13,091	12,991	12,531	13,061	12,981	12,951
90	80	12,925	GELE	12,685	12,705	12,635	12,615
28	167	13,099	13,559	13,089	13,109	13,054	13,019
-66	80	11,967	13,247	12,807	12,842	12,667	12,557
-74	0	13,177	13,327	12,077	12,077	11,997	11,937
1	-25	11,653	11,873	11,743	11,753	11,733	11,733
100	-25	GELE	12,139	11,929	11,939	11,919	11,909
420	21.7	GELE	12,836	12,396	12,436	NON	NON

Tableau A.2 : Précipitations enregistrées pendant l'essai de pompage

Jour	jui-96	Température °C	Précipitation mm
1	6	18,7	
2	7	19	
3	8	20	1,3
4	9	19,2	8
5	10	17,5	3
6	11	17,2	
7	12	13,4	10,5
8	13	13,5	4
9	14	17,9	7,5
10	15	21,3	6,5



ANNEXE B

Tableau B.1 : Qualité des eaux souterraines à Lachenaie

COORDONNEES		C. P 1 23/11/95		C. P 2 03/04/96	C. P 3 22/04/96		C. P 4 16/05/96	
y (m)	x (m)	pH	C. E. *	C. E. *	pH	C. E. **	pH	C. E. **
			(umho/cm)	(umho/cm)		(umho/cm)		(umho/cm)
1	5	5.3	280	700	6.2	370	6.12	175
20	5	4.72	260				5.71	190
40	5	6.2	600				7.01	300
60	5	6.35	640				6.64	230
80	5	6.6	430	700	7.2	360	6.67	180
100	5	6.57	820				6.92	230
1	20	4.83	280				5.84	260
20	20	5	700				6.01	350
40	20	6.01	680	845	6.6	460	6.75	230
60	20	6.61	500	625	7.1	350	6.77	230
80	20	6.75	550				6.74	230
100	20	6.88	760	680	7.1	370	7.03	230
1	40	5.2	130				5.81	170
20	40	5.6	725	1440	6.6	820	6.38	765
40	40	5.73	380				6.54	220
60	40	5.58	400	640	6.6	345	5.74	230
80	40	6.8	740				6.82	200
1	60	5.05	140	220	6.2	105	6.23	155
20	60	4.47	540	195	5.5	352	5.84	125
40	60	5.67	370	430	6.6		6.28	160
60	60	5.53	460	250	6.5		6.33	230
1	80	4.9	240	160	6.2	84	6.18	50
20	80	4.39	700	880	5.4	460	5.63	175
40	80	5.4	525				6	175
60	80	5.48	400	620	6.9	355	6.4	260
100	27.5	6.7	760				6.84	220
90	80	6.44	600				7.21	525
28	167	4.7'	500'				6.86'	200'
-66	80	4.95	420				5.9	460
-74	0	4.72	530				5.8	360
1	-25	5.3	440				5.68	520
100	-25	6.3	800				7.03	575
420	21.7	6.1	200					
EMP. °C			4	8		25		25

C.E = CONDUCTIVITE ELECTRIQUE

C.P = CAMPAGNE DE PRELEVEMENT DES EAUX SOUTERRAINES

* EAUX STAGNANTES

** EAUX DE L'AQUIFERE

EAUX DU LAC '

ANNEXE C

Tableau C.1 : Analyses granulométriques du sable

PIEZOMETR	PROFON	TAMIS (% PASSANT)						
		5	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16	0.08
1/5	50-95	100	100	98.9	68.7	25.6	10.5	6.5
1/5	95-223	100	99.7	97.7	66.8	12.1	3.2	2
1/20	275-292	100	98.6	94.2	56.4	14	6	4.1
1/40	60-145	100	98.5	91.4	47.7	10.5	3.2	1.9
1/40	145-150	100	99.6	97.6	65.1	20.7	10.1	5.6
1/40	150-245	100	98.7	92.3	53.4	14.4	8	6
1/60	90-150	100	99.3	96.4	63.6	18.2	6.9	3.7
1/60	150-220	100	99.2	96	63.7	10.5	4.6	3
1/60	45-80	100	100	95.1	53.2	14.1	4	2.4
1/80	35-50	100	98.5	92.3	51.6	12.1	5.1	3
1/80	50-180	100	99.3	93.3	49.4	11.2	5.7	3.3
20/5	65-190	100	99.4	95.2	56.1	15.2	6.8	4.3
20/5	190-208	100	99.9	97.1	54.9	7.2	2	1.1
20/20	40-65	100	99.9	97.1	59.6	19.9	7	2.9
20/20	175-224	100	99.2	93.5	51.9	7.8	2	0.9
20/40	145-255	100	99.6	97.1	65	16.1	6.5	3
20/40	255-290	100	99.6	97	68.9	13.3	4.8	4
20/40	290-334	100	99.2	91.7	65.1	16.1	7.8	5
20/60	38-70	100	99.8	96.7	69.9	24.1	10.3	6.1
20/60	70-180	100	99.5	95.4	56.1	10.9	5.2	3.1
20/80	40-80	100	99.9	98.2	66.9	25.8	9.3	3.6
20/80	80-183	100	99.1	94.5	59.7	12.4	3.8	2.1
40/5	190-24	100	99.5	93.9	61.4	23.5	13.9	8.1
40/20	0-65	100	99.9	97	62.8	22.1	8.4	4.6
40/20	70-75	100	98.9	94	52.7	12.8	5.5	3.1
40/20	75-190	100	99.5	96.7	56.7	17	9.3	6.3
40/20	190-215	100	99.4	92.6	39.2	3.3	0.8	0.4
40/40	52-140	100	99.8	97.6	65.9	17	7.4	4.2
40/40	140-200	100	99.5	96.1	60.2	8.7	3.2	1.8
40/60	40-95	100	99.7	97.8	57.4	23.8	11.5	5.9
40/60	95-175	100	98.7	92.4	49	11.9	5	2.9
40/80	120-180	100	99.3	94.1	51.5	11.8	5	2.9
60/5	45-60	100	99.8	96.4	47.1	15.7	8.3	6.3
60/20	70-200	100	99.8	97.2	59.7	12.4	7.4	5.8
60/40	35-120	100	99.6	97.1	65	19.2	9.9	6.3
60/40	120-130	100	100	98.5	57.9	14.1	3.5	0.8
60/60	40-85	100	99.6	97.3	67.1	16.1	6.2	1.6
60/60	90-176	100	99.7	96.1	57.7	16.2	8.1	5.4
60/80	50-183	100	99.7	96.6	60.6	19.7	9.3	4.9
80/40	35-168	100	99.7	97.5	61.4	11.3	4.5	2.8
100/20	60-183	100	99.7	96.6	60.6	19.7	9.3	4.9
100/28	5-135	100	100	99.7	76	14.4	2.3	1.3
90/80	5-100	100	99.9	98.2	61.8	18.9	9.9	5.4
MOYENNE		100	99.5	95.9	59.2	15.4	6.5	3.8
MINIMUM		100	98.5	91.4	39.2	3.3	0.8	0.4
MAXIMUM		100	100.0	99.7	76.0	25.8	13.9	8.1

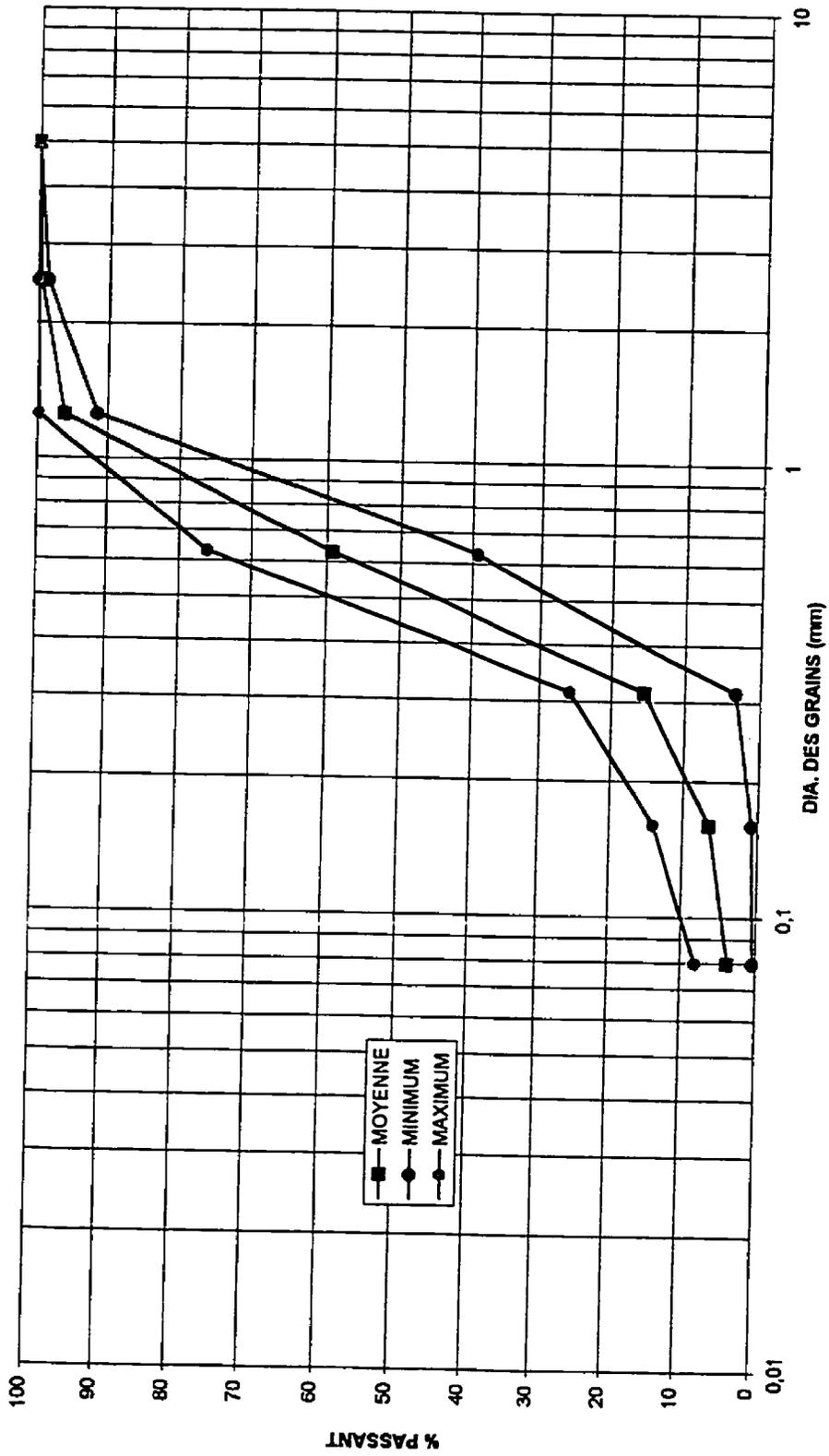


Figure C.1 : Analyses granulométriques du sable

Tableau C.2 : Rétention capillaire, méthode de Kovacs

e = 0.054

Dh/a = 4.4703E-3 1/cm

Se = 8.274 m²/kg

n = 0.305

hco = 59.17 cm

u (kPa)	@ (cm)	A	B	Sc	SA	Gr	T eau ?
2	10	43.303	4.00E-10	1.00E+00	0.01E-02	1.00E+00	3.05E-01
(1)	10	41.735	2.04E-18	1.00E+00	0.58E-02	1.00E+00	3.05E-01
-1	10	41.735	2.04E-18	1.00E+00	0.58E-02	1.00E+00	3.05E-01
-2	20	11.184	3.78E-05	1.00E+00	8.54E-02	1.00E+00	3.05E-01
-3	31	5.520	1.08E-02	0.40E-01	7.08E-02	0.45E-01	3.73E-01
-4	41	3.540	7.84E-02	7.22E-01	7.00E-02	7.43E-01	2.04E-01
-5	51	2.020	1.00E-01	4.85E-01	7.32E-02	5.22E-01	2.00E-01
-6	61	2.132	3.23E-01	3.13E-01	7.10E-02	3.01E-01	1.43E-01
-7	71	1.831	4.35E-01	2.03E-01	0.02E-02	2.58E-01	1.02E-01
-8	82	1.030	5.20E-01	1.34E-01	0.77E-02	1.03E-01	7.01E-02
-9	92	1.503	0.05E-01	0.11E-02	0.04E-02	1.51E-01	5.00E-02
(-10)	102	1.407	0.05E-01	0.35E-02	0.52E-02	1.25E-01	4.02E-02
-11	112	1.337	7.14E-01	4.54E-02	0.42E-02	1.07E-01	4.22E-02
-12	122	1.283	7.54E-01	3.32E-02	0.33E-02	0.44E-02	3.73E-02
-13	133	1.241	7.80E-01	2.48E-02	0.24E-02	8.57E-02	3.38E-02
-14	143	1.208	8.12E-01	1.88E-02	0.17E-02	7.03E-02	3.13E-02
-15	153	1.181	8.34E-01	1.45E-02	0.10E-02	7.40E-02	2.95E-02
-16	163	1.150	8.53E-01	1.14E-02	0.03E-02	7.10E-02	2.81E-02
-17	173	1.141	8.00E-01	0.05E-03	5.07E-02	0.82E-02	2.00E-02
-18	184	1.120	8.82E-01	7.27E-03	5.01E-02	0.00E-02	2.01E-02
-19	194	1.113	8.93E-01	5.91E-03	5.80E-02	0.42E-02	2.53E-02
(-20)	204	1.102	0.03E-01	4.85E-03	5.81E-02	0.27E-02	2.48E-02
-21	214	1.092	0.12E-01	4.01E-03	5.70E-02	0.14E-02	2.43E-02
-22	224	1.084	0.10E-01	3.35E-03	5.72E-02	0.03E-02	2.38E-02
-23	235	1.077	0.20E-01	2.82E-03	5.08E-02	5.04E-02	2.35E-02
-24	245	1.071	0.32E-01	2.30E-03	5.04E-02	5.80E-02	2.32E-02
-25	255	1.065	0.37E-01	2.03E-03	5.00E-02	5.70E-02	2.20E-02
-26	265	1.060	0.42E-01	1.74E-03	5.50E-02	5.73E-02	2.20E-02
-27	275	1.050	0.40E-01	1.50E-03	5.53E-02	5.07E-02	2.24E-02
-28	280	1.052	0.40E-01	1.30E-03	5.40E-02	5.02E-02	2.22E-02
-29	290	1.048	0.53E-01	1.14E-03	5.40E-02	5.57E-02	2.20E-02
(-30)	300	1.045	0.50E-01	0.04E-04	5.43E-02	5.52E-02	2.18E-02
-31	310	1.042	0.58E-01	8.73E-04	5.40E-02	5.48E-02	2.17E-02
-32	320	1.040	0.01E-01	7.71E-04	5.37E-02	5.45E-02	2.15E-02
-33	337	1.037	0.03E-01	0.82E-04	5.34E-02	5.41E-02	2.14E-02
-34	347	1.035	0.05E-01	0.00E-04	5.32E-02	5.38E-02	2.12E-02
(-35)	357	1.033	0.07E-01	5.41E-04	5.20E-02	5.34E-02	2.11E-02
-36	367	1.031	0.00E-01	4.64E-04	5.27E-02	5.31E-02	2.10E-02
-37	377	1.030	0.71E-01	4.34E-04	5.24E-02	5.28E-02	2.00E-02

Tableau C.3 Essai de perméabilité, échantillon A

TEST PERMEABILITE
PERMEAMETRE A CHARGE VARIABLE

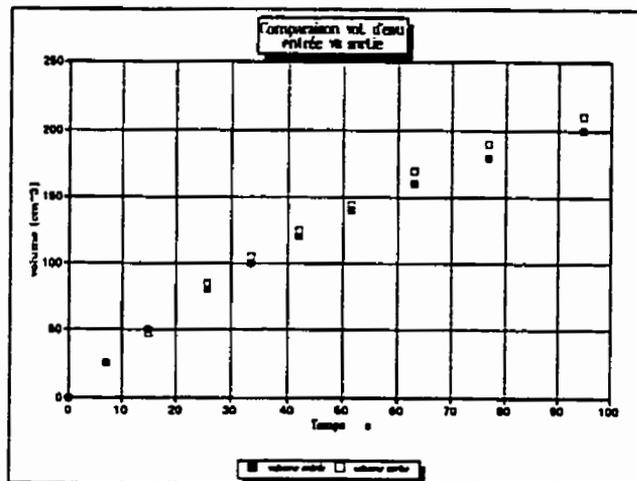
Date de montage	23-01-1996				
Nom de l'échantillon:	LACHENAIE Echant. "A"				
Nom du fichier:	LACHENAIE\PERMEA\B				

Géométrie (moule #2)		16.514 2.777	Masses g	
épaisseur initiale cm	13.001		masse initiale humide	1072.0
diamètre cm	8.095	masse finale humide	1318.4	
surface (cm ²)	51.466	masse finale sèche	1066.4	
Volume (cm ³)	669.13	Gs	2.684	

Conditions de l'essai			
Degré de saturation		mas vol hum. (g/cm ³)	1.602
Par séchage (%) init.	2.1	mas vol sec. (g/cm ³)	1.594
Par séchage (%) fin.	92.7	Opt. Proctor (g/cm ³)	1.836
Teneur en eau initiale	0.5	teneur eau opt. (%)	14.3
Teneur en eau finale	23.6	% opt. Proctor	86.8

Calibration							
o/s tête	72.50	burette utilisée	large	1	section burette	10.00	
o/s base	20.60	mod	0	petite	0	température	25.1

SATURATION SANS VIDE



Résultat de l'essai

charge variable

Indice des vides 0.684

Perméabilité (cm/s) 9.8E-03
écart type 1.84E-04
ind. reg. 0.999

COMMENTAIRES

continuation Tableau C.3

23-01-96		LACHENAIE				page 2		
Lectures								
Temps Min	hauteur tête	hauteur base	Volume entrée	Volume Sortie	charge cm	diff s	K cm/s	K20 cm/s
0.00	0.0	0.0	0	0	51.9	0.00	-	-
0.12	-2.5	2.5	25.00	25.00	46.9	7.20	1.78E-02	1.56E-02
0.25	-5.0	4.7	50.00	47.00	42.2	15.00	3.35E-02	2.95E-02
0.43	-8.0	8.5	80.00	85.00	35.4	25.80	4.47E-02	3.94E-02
0.56	-10.0	10.5	100.00	105.00	31.4	33.60	8.14E-02	7.16E-02
0.70	-12.0	12.5	120.00	125.00	27.4	42.00	9.61E-02	8.45E-02
0.86	-14.0	14.5	140.00	145.00	23.4	51.60	1.05E-01	9.22E-02
1.05	-16.0	17.0	160.00	170.00	18.9	63.00	1.12E-01	9.84E-02
1.28	-18.0	19.0	180.00	190.00	14.9	76.80	1.14E-01	1.00E-01
1.58	-20.0	21.0	200.00	210.00	10.9	94.80	1.10E-01	9.63E-02
2.01	-22.0	22.5	220.00	225.00	7.4	120.60	9.54E-02	8.39E-02

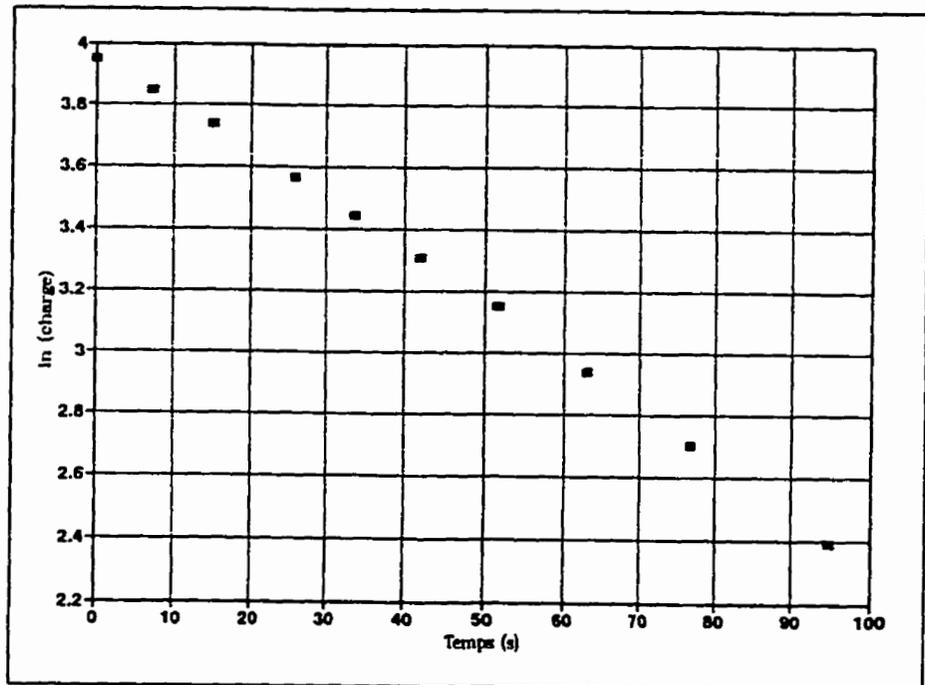


Tableau C.4 : Essai de perméabilité échantillon A

ECOLE POLYTECHNIQUE DÉPT. Génie Minéral										
Provenance: LACHENAIE										
SOL LACHENAIE 'A'										
Nom du fichier: LACHENAIE/PERMEA/CONST-B Date: 23-01-96										
GEOMETRIE (appareil #2)					INITIAL					
Longueur échant. (cm):	13.002				Masse hum. + tare					
L1:	16.514				Masse sec + tare					
L2:	2.777				Masse tare					
t:	0.735				Masse sol sec					
Diamètre du moule: (cm)	8.095				Teneur en eau (%)					
Surface (cm):	51.466									
Volume (cm ³):	669.17				FINAL:	20	1500.9			
Dist. des mano. (cm.)	7.990						1248.9			
MASSES (gr)		DEGRE DE SATURATION					182.5			
Tare (perméa)	2385.0	Gs du solide			2.684					
Tare + sol sec	3451.4	Volume des vides			271.8					
Sol sec	1066.4									
Tare + eau	3906.1									
Tare + eau + sol	4540.5	Sr initial (%)			87.2					
Sol humide	1072.0	Sr finale (%)			92.7					
Eau dans sol	5.6									
Mms	1303.6	Indice des vides			0.684					
		Masse volumique								
		Humide (g/cm ³)			1.602					
		Sèche (g/cm ³)			1.594					
		OPT. PROCTOR (g/cm ³)			1.836					
		Teneur en eau opt. (%)			14.3					
		% opt. Proctor			86.8					
Masse finale	4555.3	Teneur en eau compact.			0.5	%				
Masse eau init.	237.2	Teneur en eau initiale			22.2	%				
Masse eau fin.	252.0	Teneur en eau finale			23.6	%				
TEST	Charge	Vol.	Débit	Temps	Q/A?t	Gradient	T	k	k20	
no	cm	cm ³	cm/s	s			°C	cm/s	cm/s	
23-01-96										
1	1.7	35.5	0.5917	60	0.6898	0.2128	25.1	5.40E-02	4.73E-02	
2	1.7	35.4	0.5900	60	0.6878	0.2128	25.1	5.39E-02	4.72E-02	
3	1.7	36.1	0.6017	60	0.7014	0.2128	25.1	5.49E-02	4.81E-02	
4	1.7	34.0	0.0000	60	0.0000	0.2128	25.1	5.17E-02	4.53E-02	
5	1.7	36.5	0.6083	60	0.7092	0.2128	25.1	5.56E-02	4.86E-02	
23-01-96								Moyenne	4.73E-02	
1	4.0	88.5	1.4750	60	1.7196	0.5006	25.1	5.72E-02	5.01E-02	
2	4.0	87.3	1.4550	60	1.6963	0.5006	25.1	5.65E-02	4.95E-02	
3	4.0	86.8	1.4467	60	1.6865	0.5006	25.1	5.61E-02	4.92E-02	
4	4.0	86.1	1.4350	60	1.6729	0.5006	25.1	5.57E-02	4.88E-02	
5	4.0	86.2	1.4367	60	1.6749	0.5006	25.1	5.58E-02	4.88E-02	
								Moyenne	4.93E-02	

continuation Tableau C. 5

23-01-96		LACHENAIE				page 2		
Lectures								
Temps Min	hauteur tête	hauteur base	Volume entrée	Volume Sortie	charge cm	diff s	K cm/s	K20 cm/s
0.00	0.0	0.0	0	0	47.8	0.00	-	-
0.06	-5.0	5.0	5.00	5.00	37.8	3.60	7.74E-03	6.81E-03
0.12	-10.0	9.5	10.00	9.50	28.3	7.20	1.73E-02	1.52E-02
0.22	-15.0	14.8	15.00	14.80	18.0	13.20	1.93E-02	1.70E-02
0.30	-18.0	18.0	18.00	18.00	11.8	18.00	3.46E-02	3.04E-02
0.46	-21.0	20.9	21.00	20.90	5.9	27.60	2.59E-02	2.27E-02
0.71	-23.0	23.0	23.00	23.00	1.8	42.60	2.59E-02	2.28E-02

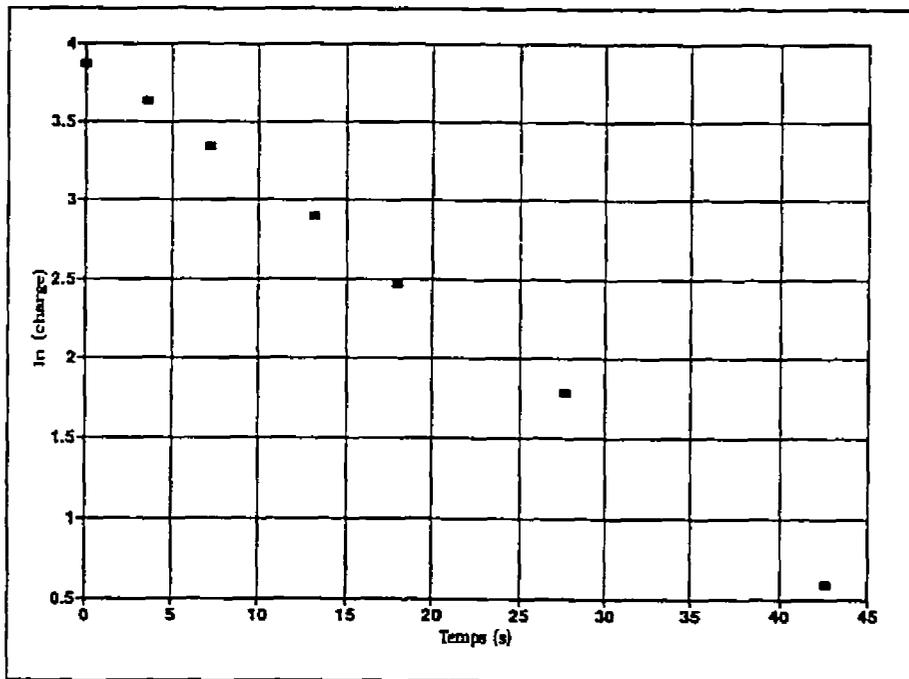


Tableau C.6 : Essai de perméabilité échantillon B

ECOLE POLYTECHNIQUE DÉPT. Génie Minéral
 Provenance: LACHENAIE
 SOL LACHENAIE "B"
 Nom du fichier: LACHENAIE/PERMEA/CONST-B Date: 23-01-96

GEOMETRIE (appareil #8)				INITIAL					
Longueur échant. (cm):	12.399			Masse hum. + tare					
L1:	16.357			Masse sec + tare					
L2:	3.223			Masse tare					
t:	0.735			Masse sol sec					
Diamètre du moule: (cm)	8.155			Teneur en eau (%)					
Surface (cm):	52.232								
Volume (cm ³):	647.63			FINAL:	17		1476.7		
Dist. des mano. (cm.)	8.160						1254.9		
MASSES (gr)				DEGRE DE SATURATION			171.2		
Tare (perméa)	2385.0	Gs du solide		2.684					
Tare + sol sec	3468.7	Volume des vides		243.9					
Sol sec	1083.7								
Tare + eau	3985.1								
Tare + eau + sol	4622.3	Sr initial (%)		82.5					
Sol humide	1088.1	Sr finale (%)		91.0					
Eau dans sol	4.4								
Mms	1284.8	Indice des vides		0.604					
		Masse volumique							
		Humide (g/cm ³)		1.680					
		Sèche (g/cm ³)		1.673					
		OPT. PROCTOR (g/cm ³)		1.836					
		Teneur en eau opt. (%)		15.0					
		% opt. Proctor		91.1					
Masse finale	4643.0	Teneur en eau compact.		0.4	%				
Masse eau init.	201.1	Teneur en eau initiale		18.6	%				
Masse eau fin.	221.8	Teneur en eau finale		20.5	%				
TEST	Charg	Vol.	Débit	Temps	Q/A?t	Gradient	T	k	k20
no	cm	cm3	cm/s	s			°C	cm/s	cm/s
23-01-96									
1	2.2	62.0	0.5167	120	1.1870	0.2696	25.1	3.67E-02	3.21E-02
2	2.2	62.0	0.5167	120	1.1870	0.2696	25.1	3.67E-02	3.21E-02
3	2.2	61.3	0.5108	120	1.1736	0.2696	25.1	3.63E-02	3.18E-02
4	2.2	61.1	0.0000	120	0.0000	0.2696	25.1	3.62E-02	3.17E-02
5	2.2	61.2	0.5100	120	1.1717	0.2696	25.1	3.62E-02	3.17E-02
23-0								Moyenne	3.19E-02
1	10.0	83.8	1.3967	60	1.6044	1.2255	25.1	2.18E-02	1.91E-02
2	10.0	83.3	1.3883	60	1.5948	1.2255	25.1	2.17E-02	1.90E-02
3	10.0	83.6	1.3933	60	1.6005	1.2255	25.1	2.18E-02	1.91E-02
4	10.0	83.5	1.3917	60	1.5986	1.2255	25.1	2.17E-02	1.90E-02
5	10.0	89.5	1.4917	60	1.7135	1.2255	25.1	2.33E-02	2.04E-02
								Moyenne	1.93E-02

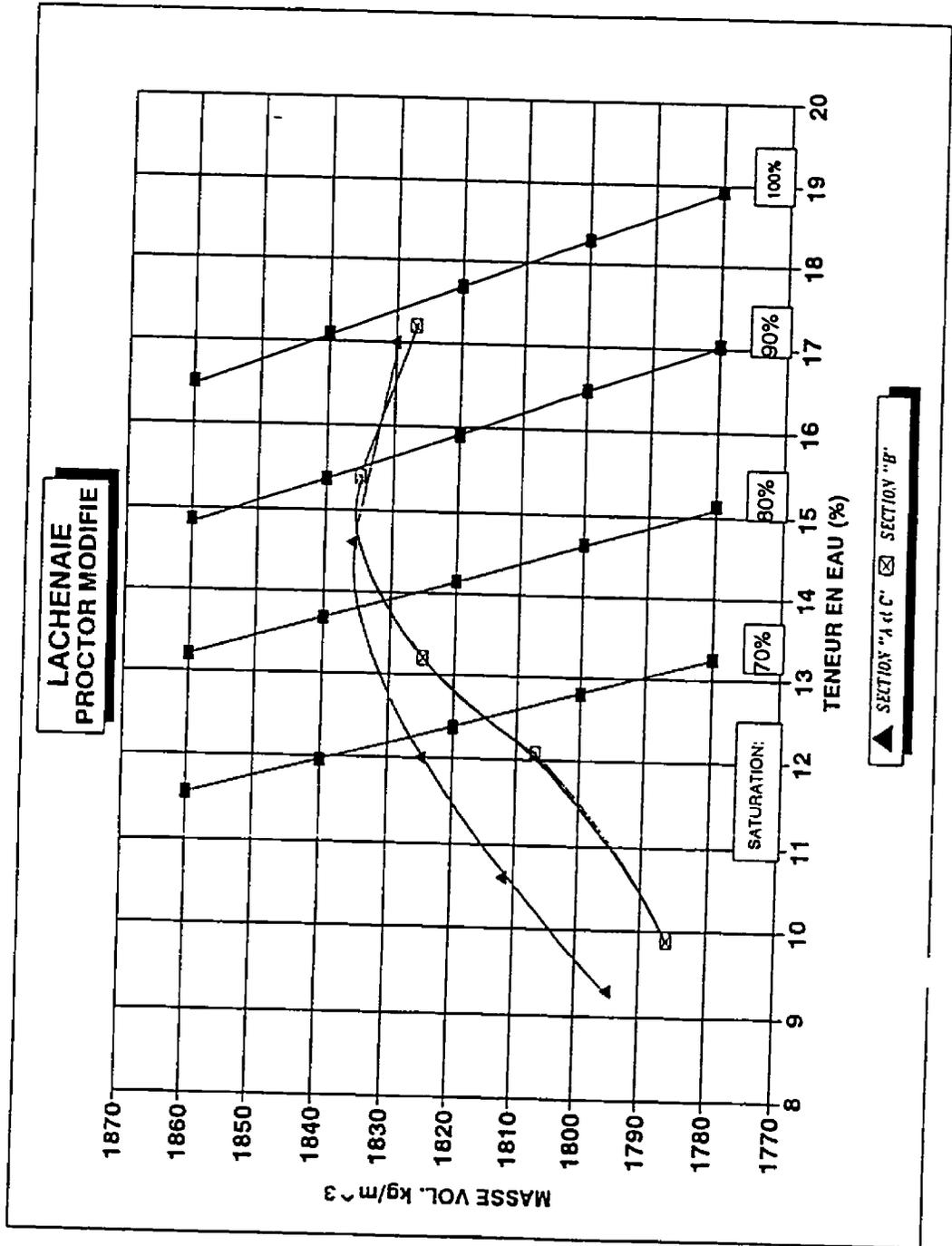


Figure C.2 : Essai Proctor modifié

Tableau C.8 : Densité relative, échantillon A et B

ECOLE POLYTECHNIQUE, Dépt. de Génie Minéral DENSITE RELATIVE DES GRAINS	
LOCALISATION....	SABLE LACHENAIE
TROU NO.....	
PROFONDEUR.....	SECTION "A et B"
SECTION.....	
FICHER:	DATE: 25-01-96

PYNOMETRE NO	1	3	4
PDS PYCNOMETRE + EAU + SOL GRS (M3T2)	738.37	727.35	727.26
TEMPERATURE D'ESSAI	24.3	25.3	23.9
PDS PYCNOMETRE +EAU GRS (M2T2)	675.53	665.22	664.95
TARE NO	13	11	30
PDS DE LA TARE + SOL SEC GRS. (MS)	267.46	267.95	194.02
PDS DE LA TARE	167.52	168.92	94.62
PDS DU SOL SEC GRS	99.94	99.03	99.40
MASSE VOLUMIQUE DE L'EAU D'ESSAI (PWT2)	0.99736	0.99767	0.99735
MASSE VOLUMIQUE DE L'EAU @ 20 °C	0.99823	0.99823	0.99823
DENSITE RELATIVE (DR)	2.694	2.684	2.680
DENSITE RELATIVE CORRIGE	2.691	2.682	2.678
MOYENNE:		2.684	

Tableau C.9 : Surface spécifique du sable

ECOLE POLYTECHNIQUE Dépt. de Génie Minéral
CALCUL DE LA SURFACE SPECIFIQUE A PARTIR DE LA GRANULOMETRIE

Echantillo		LACHENAIE		MOYENNE		date: 26-03-96	
Gs:	2.684						
Diam.		% pass.		xS		Ss*100	
(mm)	cum.	indiv.				(m2/kg)	
	100.0						
10.0000	100.0	0.000		0.22		0.000	
5.0000	100.0	0.000		0.45		0.000	
2.5000	99.5	0.500		0.89		0.004	
1.2500	95.9	3.600		1.79		0.064	
0.6300	59.2	36.700		3.55		1.302	
0.3150	15.4	43.800		7.10		3.108	
0.1600	6.5	8.900		13.97		1.243	
0.0800	3.8	2.700		27.94		0.754	
0.0468		3.800		47.77		1.815	
total		100.0				8.29	
				surface spécifique:		8.29	

CALCUL DE LA PERMEABILITE

e=	indice des vides	dr=	densité des grains	s=	surface spécifique	k
log k=	0.5+log e3/dr2s2(1+e)				cm/s	mesure
e=	0.604	-3.057	8.77E-02			
	0.684	-2.916	1.21E-01			
	0.644	-2.984	1.04E-01			



ANNEXE D

**ESSAI DE PERMÉABILITÉ "IN SITU" À L'EXTERIEUR DU TUBAGE (LEFRANC)
ESSAI À NIVEAU VARIABLE**

PROJET: <u>Lachenale</u>	No: <u>1</u>	SONDAGE No: <u>49-24</u>
EMPLACEMENT: <u>49-24</u>		ESSAI No: <u>1</u>
SOL - DESCRIPTION (au niveau de l'essai): <u>Sable</u>		
PLANCHER - HAUTEUR PAR RAPPORT AU SOL	<u>0.08</u>	ÉL. DU SOL: _____ m
NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE - PROFONDEUR À PARTIR DU PLANCHER	<u>1.85</u>	ÉL. DU PLANCHER: _____
ESSAI - PROFONDEUR À PARTIR DU PLANCHER (BAS DU TUBAGE) -	<u>2.07</u>	ÉL. DU N.P.: _____
TUBAGE	<u>2.01</u>	ÉL. DE L'ESSAI: _____
-DISTANCE DU SOMMET PAR RAPPORT AU PLANC		AU-DESSUS - AU-DESSOUS
-CALIBRE HX	<u>ONGUEUR TOTALE: 2.07 m</u>	<u>1.90 cm</u> <u>rint = 0.95 cm</u>
LANTERNE - MATÉRIAU UTILISÉ: <u>Sable</u>		LONGUEUR A = <u>3.8 cm</u>
C=2.73*A/LOG(A/re)	TUBAGE = HX	HW
C= <u>34.46</u>	re (cm) = <u>5.72</u>	<u>5.72</u>
S= <u>2.805521</u>	n (cm) = <u>5.01</u>	<u>5.08</u>
		<u>5.81</u>
		<u>3.02</u>
		<u>2.42</u>
		<u>1.91</u>
		S= <u>πr²</u>

HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/ SOM. TUB.	H (cm) h ₂ ±h ₁ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-Ho	ln Hr
0.00		40.00	125.00				73.42	4.296141
0.40	0.40	45.00	120.00	5.00	122.50	12.5	68.42	4.225605
0.80	0.40	50.00	115.00	5.00	117.50	12.5	63.42	4.149715
1.27	0.47	55.00	110.00	5.00	112.50	10.70664	58.42	4.067588
1.75	0.48	60.00	105.00	5.00	107.50	10.35197	53.42	3.978109
2.27	0.52	65.00	100.00	5.00	102.50	9.615385	48.42	3.879828
2.83	0.56	70.00	95.00	5.00	97.50	8.928571	43.42	3.770826
4.30	1.47	80.00	85.00	10.00	90.00	6.802721	33.42	3.509032
6.25	1.95	90.00	75.00	10.00	80.00	5.128205	23.42	3.153416

CALCUL DU COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ
CONSTANTE C=pc²/11D
C= 34.46 cm

ÉTAPE 1
GRAPHIQUE Hm vs ΔH/Δt
P= pente de la droite
P= 5.5E+00 min⁻¹
K=S/60C= 2.5E-04 cm/s

CORRIGER LES COLONNES D'EAU D'APRÈS LA POSITION D'ÉQUILIBRE PIÉZOMÉTRIQUE OBTENUE SUR LE GRAPHIQUE PRÉCÉDENT: INTERSECTION Ho AVEC L'AXE Hm QUAND ΔH/Δt=0
Ho= 51.584

ÉTAPE 2
GRAPHIQUE ln Hr vs Temps
P= pente de la droite
P= 1.8E-01 min⁻¹
K=P/S/60C= 2.5E-04 cm/s

ÉTANCHEITÉ DES JOINTS: <u>BONNE</u>
APP. DE MESURE: <u>RUBAN</u>
PRÉCISION: <u>0.5 cm</u>
REMARQUES:
ESSAI PAR: <u>AB</u> LE: <u>12-06-92</u> CALCULÉ PAR: <u>LE</u> VÉRIFIÉ PAR: <u>LE</u>

VITESSE DE DESCENTE ΔH/Δt

Figure D.1 : Essai de perméabilité *in situ*, sondage 49-24

**ESSAI DE PERMÉABILITÉ "IN SITU" À L'EXTÉRIEUR DU TUBAGE (LEFRANC)
ESSAI À NIVEAU VARIABLE**

PROJET: Lechenais	No: 1	SONDAGE No: 60-40
EMPLACEMENT: 50-40		ESSAI No: 2
SQL - DESCRIPTION (au niveau de l'essai): <u>Sable</u> ÉL DU SOL: _____ m		
PLANCHER - HAUTEUR PAR RAPPORT AU SOL = <u>0.71</u> ÉL DU PLANCHER: _____		
NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE - PROFONDEUR À PARTIR DU PLAN h₂ = <u>1.42</u> ÉL DU N.P.: _____		
ESSAI - PROFONDEUR À PARTIR DU PLANCHER (BAS DU TUB h₁ = <u>2.07</u> ÉL DE L'ESSAI: _____		
TUBAGE - DISTANCE DU SOMMET PAR RAPPORT AU PLANCH h₂ = <u>1.38</u> AU-DESSUS - AU-DESSOUS		
- CALIBRE HX ONGEUR TOTALE: <u>2.07</u> m rad = <u>1.90</u> cm rint = <u>0.96</u> cm		
LANTERNE - MATÉRIAU UTILIS <u>Sable</u> LONGUEUR A = <u>3.6</u> cm		
C=2.73*A/LOG(A/re)	TUBAGE = HX HW NX ou NW BX ou BW AX ou AW EX ou EW	
C= <u>36.41</u>	re (cm) = <u>0.22</u> 5.72 4.45 3.65 2.86 2.30	
S= <u>2.836287</u>	n (cm) = <u>0.18</u> 5.08 3.81 3.02 2.42 1.91	S= m ²

<p>CALCUL DU COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ CONSTANTE C=pc²/ID C= <u>36.41</u> cm</p> <p>ÉTAPE 1 GRAPHIQUE Hm vs ΔH/Δt P= pente de la droite P= <u>1.2E+01</u> min⁻¹ =S/60PC <u>1.1E-04</u> cm/s</p> <p>CORRIGER LES COLONNES D'EAU D'APRÈS LA POSITION D'ÉQUILIBRE PIÉZOMÉTRIQUE OBTENUE SUR LE GRAPHIQUE PRÉCÉDENT: INTERSECTION H₀ AVEC L'AXE Hm QUAND ΔH/Δt=0 H₀= <u>56.190</u></p> <p>ÉTAPE 2 GRAPHIQUE ln Hr vs Temps P= pente de la droite P= <u>7.6E-02</u> min⁻¹ =P/S/60C <u>9.9E-05</u> cm/s</p> <p>ÉTANCHEITÉ DES JOINTS: <u>BONNE</u></p> <p>APP. DE MESURE: <u>RUBAN</u></p> <p>PRÉCISION: <u>0.5</u> cm</p> <p>REMARQUES:</p>	<p align="center">ESSAI À NIVEAU VARIABLE DESCENDANT</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>HEURE MINUTES</th> <th>Δt (min)</th> <th>h (cm) PROF. A/c SOM.TUB</th> <th>H (cm) h₂dh₁-h</th> <th>ΔH variation (cm)</th> <th>Hmoyen (H₁+H₂)/2</th> <th>ΔH/Δt</th> <th>Hr (cm) H-H₀</th> <th>ln Hr</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.00</td><td></td><td>20.00</td><td>122.00</td><td></td><td></td><td></td><td>65.81</td><td>4.19</td></tr> <tr><td>0.82</td><td>0.82</td><td>25.00</td><td>117.00</td><td>5.00</td><td>119.50</td><td>6.10</td><td>60.81</td><td>4.11</td></tr> <tr><td>1.92</td><td>1.10</td><td>30.00</td><td>112.00</td><td>5.00</td><td>114.50</td><td>4.55</td><td>55.81</td><td>4.02</td></tr> <tr><td>3.17</td><td>1.25</td><td>35.00</td><td>107.00</td><td>5.00</td><td>109.50</td><td>4.00</td><td>50.81</td><td>3.93</td></tr> <tr><td>4.75</td><td>1.58</td><td>40.00</td><td>102.00</td><td>5.00</td><td>104.50</td><td>3.16</td><td>45.81</td><td>3.82</td></tr> <tr><td>6.33</td><td>1.58</td><td>45.00</td><td>97.00</td><td>5.00</td><td>99.50</td><td>3.16</td><td>40.81</td><td>3.71</td></tr> <tr><td>10.28</td><td>3.95</td><td>55.00</td><td>87.00</td><td>10.00</td><td>92.00</td><td>2.53</td><td>30.81</td><td>3.43</td></tr> <tr><td>13.00</td><td>2.72</td><td>61.00</td><td>81.00</td><td>6.00</td><td>84.00</td><td>2.21</td><td>24.81</td><td>3.21</td></tr> <tr><td>15.75</td><td>2.75</td><td>66.00</td><td>76.00</td><td>5.00</td><td>78.50</td><td>1.82</td><td>19.81</td><td>2.99</td></tr> <tr><td>44.75</td><td>29.00</td><td>105.00</td><td>37.00</td><td>39.00</td><td>56.50</td><td>1.34</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table> <p align="center">VITESSE DE DESCENTE ΔH/Δt</p>	HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/c SOM.TUB	H (cm) h ₂ dh ₁ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-H ₀	ln Hr	0.00		20.00	122.00				65.81	4.19	0.82	0.82	25.00	117.00	5.00	119.50	6.10	60.81	4.11	1.92	1.10	30.00	112.00	5.00	114.50	4.55	55.81	4.02	3.17	1.25	35.00	107.00	5.00	109.50	4.00	50.81	3.93	4.75	1.58	40.00	102.00	5.00	104.50	3.16	45.81	3.82	6.33	1.58	45.00	97.00	5.00	99.50	3.16	40.81	3.71	10.28	3.95	55.00	87.00	10.00	92.00	2.53	30.81	3.43	13.00	2.72	61.00	81.00	6.00	84.00	2.21	24.81	3.21	15.75	2.75	66.00	76.00	5.00	78.50	1.82	19.81	2.99	44.75	29.00	105.00	37.00	39.00	56.50	1.34		
HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/c SOM.TUB	H (cm) h ₂ dh ₁ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-H ₀	ln Hr																																																																																												
0.00		20.00	122.00				65.81	4.19																																																																																												
0.82	0.82	25.00	117.00	5.00	119.50	6.10	60.81	4.11																																																																																												
1.92	1.10	30.00	112.00	5.00	114.50	4.55	55.81	4.02																																																																																												
3.17	1.25	35.00	107.00	5.00	109.50	4.00	50.81	3.93																																																																																												
4.75	1.58	40.00	102.00	5.00	104.50	3.16	45.81	3.82																																																																																												
6.33	1.58	45.00	97.00	5.00	99.50	3.16	40.81	3.71																																																																																												
10.28	3.95	55.00	87.00	10.00	92.00	2.53	30.81	3.43																																																																																												
13.00	2.72	61.00	81.00	6.00	84.00	2.21	24.81	3.21																																																																																												
15.75	2.75	66.00	76.00	5.00	78.50	1.82	19.81	2.99																																																																																												
44.75	29.00	105.00	37.00	39.00	56.50	1.34																																																																																														

ESSAI PAR: AB	LE: 24-05-96	CALCULÉ PAR:	LE:	VÉRIFIÉ PAR:	LE:
---------------	--------------	--------------	-----	--------------	-----

Figure D.2 : Essai de perméabilité *in situ*, sondage 50-40

ESSAI À NIVEAU VARIABLE ESSAI DE PERMÉABILITÉ "IN SITU" À L'EXTÉRIEUR DU TUBAGE (LEFRANC)

PROJET: Lachenale		No: 3		SONDAGE No: 90-20	
EMPLACEMENT: 90-20				ESSAI No: 3	
SOL - DESCRIPTION (au niveau de l'essai): Sable				ÉL. DU SOL: _____ m	
PLANCHER - HAUTEUR PAR RAPPORT AU SOL _____ = 0.69				ÉL. DU PLANCHER: _____	
NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE - PROFONDEUR À PARTIR DU PLAN $h_p =$ 1.04				ÉL. DU N.P.: _____	
ESSAI - PROFONDEUR À PARTIR DU PLANCHER (BAS DU TUB) $h_r =$ 3.07				ÉL. DE L'ESSAI: _____	
TUBAGE - DISTANCE DU SOMMET PAR RAPPORT AU PLANCHER $h_s =$ 0.00				AU-DESSUS - AU-DESSOUS	
-CALIBRE HX _____				LONGUEUR A = 3.8 cm	
ONGUEUR TOTALE: 3.07 m				r _{ext} = 1.90 cm r _{int} = 0.96 cm	
LANTERNE -MATÉRIAU UTILIS Sable				LONGUEUR A = 3.8 cm	
C=2.73*A*LOG(A/re)		TUBAGE = HX		HW	
C= 34.46		NX ou NW		BX ou BW	
S= 2.836287		AX ou AW		EX ou EW	
		re (cm) = 6.72		5.72	
		n (cm) = 6.01		5.08	
				4.45	
				3.85	
				2.86	
				2.30	
				1.91	
				S= m²	

<p>CALCUL DU COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ</p> <p>CONSTANTE C=ρg²/11D</p> <p>C= 34.46 cm</p> <p>ÉTAPE 1</p> <p>GRAPHIQUE Hm vs ΔH/Δt</p> <p>P= pente de la droite</p> <p>P= 4.6E+00 min⁻¹</p> <p>=S/60C 3.0E-04 cm/s</p> <p>CORRIGER LES COLONNES D'EAU D'APRÈS LA POSITION D'EQUILIBRE PIÉZOMÉTRIQUE OBTENUE SUR LE GRAPHIQUE PRÉCÉDENT: INTERSECTION Ho AVEC L'AXE Hm QUAND ΔH/Δt=0</p> <p>Ho= 66.414</p> <p>ÉTAPE 2</p> <p>GRAPHIQUE ln Hr vs Temps</p> <p>P= pente de la droite</p> <p>P= 2.2E-01 min⁻¹</p> <p>=P'S/60C 3.0E-04 cm/s</p> <p>ÉTANCHÉITÉ DES JOINTS: BONNE</p> <p>APP. DE MESURE: RUBAN</p> <p>PRÉCISION: 0.5 cm</p> <p>REMARQUES:</p>	ESSAI À NIVEAU VARIABLE DESCENDANT										
	HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/c SOM. TUB	H (cm) h ₂ h ₁ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-Ho	ln Hr		
	0.00		4.00	100.00				43.59	3.774739		
	1.17	1.17	15.00	89.00	11.00	94.50	9.425878	32.59	3.483887		
	2.10	0.93	20.00	84.00	5.00	86.50	5.359057	27.59	3.317314		
	3.03	0.93	24.00	80.00	4.00	82.00	4.287245	23.59	3.16066		
	4.12	1.08	28.00	76.00	4.00	78.00	3.693444	19.59	2.974823		
	5.25	1.13	32.00	72.00	4.00	74.00	3.53045	15.59	2.746383		
	7.75	2.50	39.00	65.00	7.00	68.50	2.8	8.59	2.15015		
	9.00	1.25	42.00	62.00	3.00	63.50	2.398082	5.59	1.72029		
11.67	2.67	48.00	56.00	6.00	59.00	2.249719					

VITESSE DE DESCENTE ΔH/Δt

TEMPS TOTAL ÉCOULÉ (min)

Figure D.3 : Essai de perméabilité *in situ*, sondage 90-20

**ESSAI DE PERMÉABILITÉ "IN SITU" À L'EXTÉRIEUR DU TUBAGE (LEFRANC)
ESSAI À NIVEAU VARIABLE**

PROJET: Lachenale	No: 2	SONDAGE No: 90-20
EMPLACEMENT: 90-20		ESSAI No: 3
SOL - DESCRIPTION (au niveau de l'essai): Sable		ÉL. DU SOL: _____ m
PLANCHER - HAUTEUR PAR RAPPORT AU SOL = 0.1		ÉL. DU PLANCHER: _____
NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE - PROFONDEUR À PARTIR DU PLAN h ₂ = 1.04		ÉL. DU N.P.: _____
ESSAI - PROFONDEUR À PARTIR DU PLANCHER (BAS DU TUB h ₁ = 2.07		ÉL. DE L'ESSAI: _____
TUBAGE - DISTANCE DU SOMMET PAR RAPPORT AU PLANCH h ₃ = 0.00		AU-DESSUS - AU-DESSOUS
-CALIBRE HX _____ ONGUEUR TOTALE: 2.16 m		rest.= 1.90 cm rint.= 0.96 cm
LANTERNE - MATÉRIAU UTILIS Sable		LONGUEUR A = 3.8 cm
C=2.73*A*LOG(A/re)	TUBAGE = HX HW NX ou NW BX ou BW AX ou AW EX ou EW	
C= 34.46	re (cm) = 6.72 5.72 4.45 3.65 2.86 2.30	
S= 2.835287	n (cm) = 6.01 5.08 3.81 3.02 2.42 1.91	S= πr ²

<p>CALCUL DU COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ CONSTANTE C=pc²/11D C= 34.46 cm</p> <p>ÉTAPE 1</p> <p>GRAPHIQUE Hm vs ΔH/Δt P= pente de la droite P= 6.3E+00 min⁻¹</p> <p>=S/60PC 2.6E-04 cm/s</p>	<p>ESSAI À NIVEAU VARIABLE DESCENDANT</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>HEURE MINUTES</th> <th>Δt (min)</th> <th>h (cm) PROF. A/c SOM.TUB</th> <th>H (cm) h₂h₃-h</th> <th>ΔH variation (cm)</th> <th>Hmoyen (H₁+H₂)/2</th> <th>ΔH/Δt</th> <th>Hr (cm) H-Ho</th> <th>ln Hr</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.00</td><td></td><td>4.00</td><td>100.00</td><td></td><td></td><td></td><td>33.76</td><td>3.51915</td></tr> <tr><td>4.15</td><td>4.15</td><td>15.00</td><td>89.00</td><td>11.00</td><td>94.50</td><td>2.650602</td><td>22.76</td><td>3.124817</td></tr> <tr><td>4.83</td><td>0.68</td><td>18.00</td><td>86.00</td><td>3.00</td><td>87.50</td><td>4.392387</td><td>19.76</td><td>2.983444</td></tr> <tr><td>5.67</td><td>0.83</td><td>21.00</td><td>83.00</td><td>3.00</td><td>84.50</td><td>3.597122</td><td>16.76</td><td>2.81874</td></tr> <tr><td>6.58</td><td>0.92</td><td>24.00</td><td>80.00</td><td>3.00</td><td>81.50</td><td>3.275109</td><td>13.76</td><td>2.621456</td></tr> <tr><td>8.25</td><td>1.67</td><td>28.00</td><td>76.00</td><td>4.00</td><td>78.00</td><td>2.39952</td><td>9.76</td><td>2.277855</td></tr> <tr><td>9.72</td><td>1.47</td><td>31.00</td><td>73.00</td><td>3.00</td><td>74.50</td><td>2.046385</td><td>6.76</td><td>1.910391</td></tr> <tr><td>11.82</td><td>2.10</td><td>35.00</td><td>69.00</td><td>4.00</td><td>71.00</td><td>1.904762</td><td>2.76</td><td>1.013683</td></tr> </tbody> </table>	HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/c SOM.TUB	H (cm) h ₂ h ₃ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-Ho	ln Hr	0.00		4.00	100.00				33.76	3.51915	4.15	4.15	15.00	89.00	11.00	94.50	2.650602	22.76	3.124817	4.83	0.68	18.00	86.00	3.00	87.50	4.392387	19.76	2.983444	5.67	0.83	21.00	83.00	3.00	84.50	3.597122	16.76	2.81874	6.58	0.92	24.00	80.00	3.00	81.50	3.275109	13.76	2.621456	8.25	1.67	28.00	76.00	4.00	78.00	2.39952	9.76	2.277855	9.72	1.47	31.00	73.00	3.00	74.50	2.046385	6.76	1.910391	11.82	2.10	35.00	69.00	4.00	71.00	1.904762	2.76	1.013683
HEURE MINUTES	Δt (min)	h (cm) PROF. A/c SOM.TUB	H (cm) h ₂ h ₃ -h	ΔH variation (cm)	Hmoyen (H ₁ +H ₂)/2	ΔH/Δt	Hr (cm) H-Ho	ln Hr																																																																										
0.00		4.00	100.00				33.76	3.51915																																																																										
4.15	4.15	15.00	89.00	11.00	94.50	2.650602	22.76	3.124817																																																																										
4.83	0.68	18.00	86.00	3.00	87.50	4.392387	19.76	2.983444																																																																										
5.67	0.83	21.00	83.00	3.00	84.50	3.597122	16.76	2.81874																																																																										
6.58	0.92	24.00	80.00	3.00	81.50	3.275109	13.76	2.621456																																																																										
8.25	1.67	28.00	76.00	4.00	78.00	2.39952	9.76	2.277855																																																																										
9.72	1.47	31.00	73.00	3.00	74.50	2.046385	6.76	1.910391																																																																										
11.82	2.10	35.00	69.00	4.00	71.00	1.904762	2.76	1.013683																																																																										

<p>CORRIGER LES COLONNES D'EAU D'APRÈS LA POSITION D'ÉQUILIBRE PIÉZOMÉTRIQUE OBTENUE SUR LE GRAPHIQUE PRÉCÉDENT: INTERSECTION Ho AVEC L'AXE Hm QUAND ΔH/Δt=0</p> <p>Ho= 66.244</p> <p>ÉTAPE 2</p> <p>GRAPHIQUE ln Hr vs Temps P= pente de la droite P= 2.1E-01 min⁻¹</p> <p>=P/S/60C 2.9E-04 cm/s</p>	<p align="center">VITESSE DE DESCENTE ΔH/Δt</p> <p align="center">TEMPS TOTAL ÉCOULÉ (min)</p>
--	---

ÉTANCHÉITÉ DES JOINTS: BONNE
APP. DE MESURE: RUBAN
PRÉCISION: 0.5 cm
REMARQUES:
ESSAI PAR: AB LE: 12-06-92 CALCULÉ PAR: _____ LE: _____ VÉRIFIÉ PAR: _____ LE: _____

Figure D.4 : Essai de perméabilité in situ, sondage 90-20

ANNEXE E

Tableau E-1.1 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. =12H16			T. Final = 18H19			
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996			
T. (min)	PIEZ.1-5		PIEZ.100-5		PIEZ.20-5	
	WL (m)	RAB.	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	1,985	0	1,17	0	1,65	0
186	1,985	0	1,176	0,006	1,657	0,007
1168	1,998	0,013	1,176	0,006	1,685	0,035
1148	2,002	0,017	1,178	0,008	1,692	0,042
1803	2,002	0,017	1,18	0,01	1,7	0,05
2640	2,015	0,03	1,174	0,004	1,71	0,06
2989	2,019	0,034	1,178	0,008	1,716	0,066
4340	2,022	0,037	1,179	0,009	1,72	0,07
T. (min)	PIEZ.1-60		PIEZ.20-60		PIEZ.40-60	
	WL (m)	RAB.	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	1,68	0	1,1	0	0,99	0
201	1,684	0,004	1,1	0	1	0,01
1184	1,69	0,01	1,11	0,01	1,001	0,011
1465	1,688	0,008	1,11	0,01	1,009	0,019
1819	1,688	0,008	1,122	0,022	1,011	0,021
2662	1,69	0,01	1,118	0,018	1,018	0,028
2973	1,692	0,012	1,118	0,018	1,012	0,022
4340	1,7	0,02	1,125	0,025	1,018	0,028
4700	1,694	0,014	1,12	0,02	1,008	0,018
5420	1,688	0,008	1,108	0,008	1,008	0,018
5780	1,688	0,008	1,11	0,01	1,01	0,02
6140	1,69	0,01	1,115	0,015	1,013	0,023
6860	1,692	0,012	1,12	0,02	1,014	0,024
7220	1,694	0,014	1,121	0,021	1,015	0,025
7580	1,694	0,014	1,125	0,025	1,02	0,03
7940	1,698	0,018	1,122	0,022	1,02	0,03
8300	1,69	0,01	1,118	0,018	1,02	0,03

Tableau E-I.2 : Essai de pompage à Lachenaie

T. Ini. = 12H16		T. Final = 18H19				
JOUR = 04-06-1996		Jour = 10-06-1996				
T. (min)	PIEZ.1-20		PIEZ.20-20		PIEZ.80-20	
	WL (m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	1,61	0	1,65	0	1,25	0
194	1,607	-0,003	1,664	0,014	1,245	-0,005
1176	1,624	0,014	1,704	0,054	1,264	0,014
1456	1,626	0,016	1,709	0,059	1,264	0,014
1812	1,63	0,02	1,712	0,062	1,261	0,011
2653	1,64	0,03	1,728	0,078	1,264	0,014
2949	1,648	0,038	1,729	0,079	1,265	0,015
4340	1,652	0,042	1,738	0,088	1,277	0,027
4700	1,654	0,044	1,739	0,089	1,258	0,008
5420	1,654	0,044	1,738	0,088	1,258	0,008
5780	1,655	0,045	1,741	0,091	1,26	0,01
6140	1,658	0,048	1,74	0,09	1,265	0,015
6860	1,655	0,045	1,741	0,091	1,272	0,022
7220	1,656	0,046	1,742	0,092	1,272	0,022
7580	1,654	0,044	1,743	0,093	1,26	0,01
7940	1,659	0,049	1,732	0,082	1,266	0,016
8300	1,657	0,047	1742	1740,35	1,27	0,02

T. Ini. = 12H16		T. Final = 18H19		
JOUR = 04-06-1996		Jour = 10-06-1996		
T. (min)	PIEZ.1-40		PIEZ.20-40	
	WL (m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	2,36	0	2,45	0
194	2,362	0,002	2,455	0,005
1177	2,378	0,018	2,487	0,037
1457	2,38	0,02	2,488	0,038
1813	2,384	0,024	2,493	0,043
2654	2,398	0,038	2,502	0,052
2978	2,396	0,036	2,505	0,055
4340	2,402	0,042	2,505	0,055
4700	2,405	0,045	2,512	0,062
5420	2,404	0,044	2,505	0,055
5780	2,4	0,04	2,504	0,054
6140	2,405	0,045	2,51	0,06
6860	2,408	0,048	2,509	0,059
7220	2,407	0,047	2,512	0,062
7580	2,403	0,043	2,512	0,062
7940	2,408	0,048	2,512	0,062
8300	2,403	0,043	2,514	0,064

Tableau E-l.3 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. =12H16			T. Final = 18H19			
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996			
	PIEZ.1-40		PIEZ.20-40		PIEZ.80-40	
T. (min)	WL (m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	2,36	0,0	2,45	0,0	0,79	0,0
194	2,362	0,002	2,445	-0,005	0,8	0,01
1177	2,378	0,018	2,487	0,037	0,79	0
1457	2,38	0,02	2,488	0,038	0,784	-0,006
1813	2,38	0,02	2,493	0,043	0,785	-0,005
2654	2,398	0,038	2,502	0,052	0,85	0,06
2978	2,396	0,036	2,505	0,055	0,798	0,008
4340	2,402	0,042	2,505	0,055	0,79	0
4700	2,405	0,045	2,512	0,062	0,778	-0,012
5420	2,404	0,044	2,505	0,055	0,773	-0,017
5780	2,4	0,04	2,504	0,054	0,778	-0,012
6140	2,405	0,045	2,51	0,06	0,783	-0,007
6860	2,408	0,048	2,509	0,059	0,782	-0,008
7220	2,407	0,047	2,512	0,062	0,784	-0,006
7580	2,403	0,043	2,515	0,065	0,785	-0,005
7940	2,408	0,048	2,515	0,065	0,785	-0,005
8300	2,403	0,043	2,514	0,064	0,788	-0,002

T. (min)	PIEZ.100-28		PIEZ.90-80	
	WL (m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)
0	0,38	0	0,77	0,1
180	0,385	0,005	0,782	0,012
1174	0,365	-0,015	0,755	-0,015
1453	0,36	-0,02	0,752	-0,018
1810	0,354	-0,026	0,746	-0,024
2643	0,348	-0,032	0,734	-0,036
2984	0,348	-0,032	0,743	-0,027
4340	0,351	-0,029	0,732	-0,038
4700	0,348	-0,032	0,728	-0,042
5420	0,345	-0,035	0,724	-0,046
5780	0,343	-0,037	0,731	-0,039
6140	0,345	-0,035	0,73	-0,04
6860	0,35	-0,03	0,729	-0,041
7220	0,345	-0,035	0,73	-0,04
7580	0,347	-0,033	0,735	-0,035
7940	0,346	-0,034	0,731	-0,039
8300	0,343	-0,037	0,73	-0,04

Tableau E-I.4 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. = 12H16			T. Final = 18H19			
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996			
T. (min)	PUITS 50-20			PIEZ. 51-20		
	WL (m)	RAB. (m)	R. C. (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)
0	1,58	0	0,000	1,84	0	0,000
0,33	1,8	0,22	0,209	2	0,16	0,154
1	2,04	0,46	0,410	2,01	0,17	0,163
2,85	2,06	0,48	0,425	2,02	0,18	0,172
4	2,07	0,49	0,433	2,03	0,19	0,181
6	2,08	0,5	0,441	2,03	0,19	0,181
8	2,085	0,505	0,445	2,035	0,195	0,186
12	2,095	0,515	0,452	2,045	0,205	0,195
16	2,11	0,53	0,463	2,05	0,21	0,199
20	2,11	0,53	0,463	2,055	0,215	0,204
25	2,12	0,54	0,471	2,058	0,218	0,206
60	2,152	0,572	0,494	2,076	0,236	0,222
93	2,174	0,594	0,510	2,088	0,248	0,233
120	2,184	0,604	0,518	2,098	0,258	0,242
152	2,198	0,618	0,527	2,105	0,265	0,248
180	2,205	0,625	0,532	2,115	0,275	0,257
246	2,22	0,64	0,543	2,13	0,29	0,269
303	2,237	0,657	0,555	2,138	0,298	0,276
356	2,237	0,657	0,555	2,14	0,3	0,278
412	2,245	0,665	0,560	2,14	0,3	0,278
472	2,258	0,678	0,569	2,157	0,317	0,292
545	2,258	0,678	0,569	2,158	0,318	0,293
596	2,269	0,689	0,577	2,162	0,322	0,297
671	2,271	0,691	0,578	2,167	0,327	0,301
725	2,277	0,697	0,582	2,169	0,329	0,303
785	2,282	0,702	0,585	2,178	0,338	0,310
841	2,286	0,706	0,588	2,181	0,341	0,313
908	2,298	0,718	0,596	2,182	0,342	0,313
968	2,298	0,718	0,596	2,187	0,347	0,318
1085	2,298	0,718	0,596	2,187	0,347	0,318
1150	2,302	0,722	0,598	2,19	0,35	0,320
1202	2,303	0,723	0,599	2,19	0,35	0,320
1260	2,305	0,725	0,600	2,195	0,355	0,324
1320	2,305	0,725	0,600	2,195	0,355	0,324
1381	2,306	0,726	0,601	2,195	0,355	0,324
1443	2,31	0,73	0,604	2,195	0,355	0,324
1509	2,313	0,733	0,606	2,195	0,355	0,324
1566	2,31	0,73	0,604	2,195	0,355	0,324
1621	2,313	0,733	0,606	2,198	0,358	0,327
1685	2,315	0,735	0,607	2,198	0,358	0,327

continuation Tableau E-I.4

Tin. =12H16			T. Final = 18H19			
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996			
T. (min)	PUITS 50-20			PIEZ. 51-20		
	WL (m)	RAB. (m)	R. C. (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)
1795	2,315	0,735	0,607	2,198	0,358	0,327
1924	2,318	0,738	0,609	2,208	0,368	0,335
1986	2,318	0,738	0,609	2,208	0,368	0,335
2047	2,314	0,734	0,606	2,212	0,372	0,338
2109	2,321	0,741	0,611	2,212	0,372	0,338
2167	2,32	0,74	0,610	2,215	0,375	0,341
2220	2,322	0,742	0,612	2,218	0,378	0,343
2287	2,316	0,736	0,608	2,215	0,375	0,341
2467	2,323	0,743	0,612	2,214	0,374	0,340
2530	2,325	0,745	0,613	2,218	0,378	0,343
2583	2,33	0,75	0,617	2,215	0,375	0,341
2642	2,328	0,748	0,615	2,21	0,37	0,337
2702	2,328	0,748	0,615	2,212	0,372	0,338
2744	2,328	0,748	0,615	2,213	0,373	0,339
2822	2,329	0,749	0,616	2,212	0,372	0,338
2875	2,328	0,748	0,615	2,21	0,37	0,337
2939	2,329	0,749	0,616	2,212	0,372	0,338
3001	2,329	0,749	0,616	2,21	0,37	0,337
3259	2,33	0,75	0,617	2,211	0,371	0,337
3410	2,33	0,75	0,617	2,212	0,372	0,338
3594	2,327	0,747	0,615	2,212	0,372	0,338
3807	2,298	0,718	0,596	2,196	0,356	0,325
3979	2,3	0,72	0,597	2,191	0,351	0,321
4140	2,297	0,717	0,595	2,191	0,351	0,321
4340	2,302	0,722	0,598	2,192	0,352	0,322
4700	2,29	0,71	0,591	2,184	0,344	0,315
5060	2,29	0,71	0,591	2,187	0,347	0,318
5420	2,29	0,71	0,591	2,183	0,343	0,314
5780	2,288	0,708	0,589	2,184	0,344	0,315
6140	2,317	0,737	0,608	2,198	0,358	0,327
6500	2,317	0,737	0,608	2,206	0,366	0,333
6860	2,32	0,74	0,610	2,203	0,363	0,331
7220	2,3	0,72	0,597	2,202	0,362	0,330
7580	2,321	0,741	0,611	2,201	0,361	0,329
8300	2,311	0,731	0,604	2,217	0,377	0,342
8660	2,298	0,718	0,596	2,213	0,373	0,339

M. STAB. 2,304 0,724 2,198 0,358

Tableau E-1.5 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. = 12H16		T. Final = 18H19				
JOUR = 04-06-1996		Jour = 04-06-1996				
T. (min)	PIEZ. 50-21			PIEZ. 49-20		
	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)
0	1,66	0	0,000	1,61	0	0,000
0,33	1,84	0,18	0,172	1,8	0,19	0,173
1	1,85	0,19	0,181	1,8	0,19	0,173
2,85	1,855	0,195	0,186	1,81	0,2	0,181
4	1,86	0,2	0,190	1,82	0,21	0,190
6	1,87	0,21	0,199	1,82	0,21	0,190
8	1,875	0,215	0,204	1,82	0,21	0,190
12	1,88	0,22	0,208	1,828	0,218	0,196
16	1,885	0,225	0,213	1,84	0,23	0,206
20	1,89	0,23	0,217	1,84	0,23	0,206
25	1,9	0,24	0,226	1,85	0,24	0,213
60	1,913	0,253	0,237	1,872	0,262	0,230
93	1,928	0,268	0,251	1,879	0,269	0,235
120	1,936	0,276	0,258	1,906	0,296	0,255
152	1,94	0,28	0,261	1,91	0,3	0,258
180	1,955	0,295	0,274	1,912	0,302	0,260
246	1,968	0,308	0,285	1,919	0,309	0,265
303	1,976	0,316	0,292	1,926	0,316	0,270
356	1,98	0,32	0,295	1,93	0,32	0,273
412	1,982	0,322	0,297	1,935	0,325	0,276
472	1,996	0,336	0,309	1,95	0,34	0,286
545	1,998	0,338	0,310	1,952	0,342	0,288
596	1,998	0,338	0,310	1,954	0,344	0,289
671	2,011	0,351	0,321	1,958	0,348	0,292
725	2,015	0,355	0,324	1,96	0,35	0,293
785	2,018	0,358	0,327	1,968	0,358	0,299
841	2,019	0,359	0,328	1,973	0,363	0,302
908	2,019	0,359	0,328	1,975	0,365	0,303
968	2,027	0,367	0,334	1,981	0,371	0,307
1085	2,027	0,367	0,334	1,982	0,372	0,308
1150	2,03	0,37	0,337	1,983	0,373	0,309
1202	2,033	0,373	0,339	1,985	0,375	0,310
1260	2,035	0,375	0,341	1,986	0,376	0,311
1320	2,035	0,375	0,341	1,991	0,381	0,314
1381	2,036	0,376	0,342	1,992	0,382	0,314
1443	2,036	0,376	0,342	1,986	0,376	0,311
1509	2,037	0,377	0,343	1,988	0,378	0,312
1566	2,035	0,375	0,341	1,986	0,376	0,311
1621	2,036	0,376	0,342	1,992	0,382	0,314
1685	2,04	0,38	0,345	1,995	0,385	0,316
1795	2,04	0,38	0,345	1,998	0,388	0,318
1924	2,046	0,386	0,350	2,004	0,394	0,322
1986	2,049	0,389	0,352	2,003	0,393	0,321
2047	2,048	0,388	0,351	2,002	0,392	0,321

continuation Tableau E-I.5

TIn. =12H16			T. Final = 18H19			
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996			
T. (min)	PIEZ. 50-21			PIEZ.49-20		
	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C. (m)
2167	2,057	0,397	0,359	2,008	0,398	0,325
2220	2,058	0,398	0,360	2,006	0,396	0,323
2287	2,057	0,397	0,359	2,006	0,396	0,323
2467	2,056	0,396	0,358	2,012	0,402	0,327
2530	2,054	0,394	0,356	2,01	0,4	0,326
2583	2,055	0,395	0,357	2,008	0,398	0,325
2642	2,055	0,395	0,357	2,005	0,395	0,323
2702	2,06	0,4	0,361	2,006	0,396	0,323
2744	2,06	0,4	0,361	2,01	0,4	0,326
2822	2,057	0,397	0,359	2,01	0,4	0,326
2875	2,055	0,395	0,357	2,008	0,398	0,325
2939	2,051	0,391	0,354	2,003	0,393	0,321
3001	2,051	0,391	0,354	2,005	0,395	0,323
3259	2,051	0,391	0,354	2,005	0,395	0,323
3410	2,052	0,392	0,355	2,005	0,395	0,323
3594	2,056	0,396	0,358	2,012	0,402	0,327
3807	2,03	0,37	0,337	1,995	0,385	0,316
3979	2,03	0,37	0,337	1,995	0,385	0,316
4140	2,02	0,36	0,329	1,991	0,381	0,314
4340	2,03	0,37	0,337	1,992	0,382	0,314
4700	2,022	0,362	0,330	1,98	0,37	0,307
5060	2,021	0,361	0,329	1,988	0,378	0,312
5420	2,02	0,36	0,329	1,984	0,374	0,309
5780	2,028	0,368	0,335	1,988	0,378	0,312
6140	2,038	0,378	0,343	1,998	0,388	0,318
6500	2,047	0,387	0,351	2,008	0,398	0,325
6860	2,045	0,385	0,349	2,001	0,391	0,320
7220	2,042	0,382	0,347	2,001	0,391	0,320
7580	2,041	0,381	0,346	2,001	0,391	0,320
8300	2,058	0,398	0,360	2,013	0,403	0,328
8660	2,048	0,388	0,351	2,008	0,398	0,325

M. STAB. 2,037 0,377 1,997 0,387

Tableau E-I.6 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. =12H16			T. Final = 18H19						
JOUR = 04-06-1996			Jour = 04-06-1996						
T. (min)	P. 54-20			P. 50-24			P. 46-20		
	WL (m)	AB. (m)	R. CORRI (m)	WL(m)	RAB. (m)	. CORRI (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)
0	1,81	0	0	2,16	0	0	1,7	0	0
3	1,88	0,07	0,069	2,2	0,04	0,040	1,75	0,050	0,049
5	1,88	0,07	0,069	2,21	0,05	0,049	1,76	0,060	0,059
7	1,885	0,075	0,074	2,21	0,05	0,049	1,765	0,065	0,064
9	1,885	0,075	0,074	2,215	0,055	0,054	1,765	0,065	0,064
13	1,89	0,08	0,078	2,22	0,06	0,059	1,772	0,072	0,071
17	1,9	0,09	0,088	2,225	0,065	0,064	1,78	0,080	0,078
26	1,902	0,092	0,090	2,228	0,068	0,067	1,785	0,085	0,083
63	1,916	0,106	0,103	2,245	0,085	0,083	1,803	0,103	0,100
94	1,929	0,119	0,115	2,258	0,098	0,095	1,81	0,110	0,107
121	1,934	0,124	0,120	2,264	0,104	0,101	1,82	0,120	0,116
154	1,94	0,13	0,126	2,271	0,111	0,107	1,828	0,128	0,124
181	1,946	0,136	0,131	2,278	0,118	0,114	1,833	0,133	0,128
250	1,96	0,15	0,144	2,29	0,13	0,125	1,845	0,145	0,140
306	1,97	0,16	0,154	2,3	0,14	0,134	1,85	0,150	0,144
357	1,97	0,16	0,154	2,305	0,145	0,139	1,856	0,156	0,150
414	1,975	0,165	0,158	2,31	0,15	0,143	1,865	0,165	0,158
491	1,991	0,181	0,173	2,319	0,159	0,152	1,877	0,177	0,169
549	1,991	0,181	0,173	2,327	0,167	0,159	1,88	0,180	0,172
600	1,998	0,188	0,179	2,332	0,172	0,163	1,884	0,184	0,175
669	1,998	0,188	0,179	2,332	0,172	0,163	1,886	0,186	0,177
734	1,998	0,188	0,179	2,332	0,172	0,163	1,889	0,189	0,180
789	1,998	0,188	0,179	2,337	0,177	0,168	1,892	0,192	0,183
861	2,004	0,194	0,185	2,344	0,184	0,174	1,897	0,197	0,187
913	2,01	0,2	0,190	2,346	0,186	0,176	1,9	0,200	0,190
970	2,012	0,202	0,192	2,35	0,19	0,179	1,907	0,207	0,196

continuation Tableau E-1.6

T. (min)	P. 54-20				P. 50-24				P. 46-20			
	WL (m)	RAB. (m)	R. C (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C (m)	WL(m)	RAB. (m)	R. C (m)
1089	2,012	0,202	0,192	2,352	0,192	0,181	1,91	0,21	0,199			
1155	2,015	0,135	0,130	2,352	0,152	0,145	1,912	0,162	0,155			
1203	2,02	0,14	0,135	2,356	0,146	0,140	1,912	0,152	0,146			
1261	2,022	0,137	0,132	2,357	0,147	0,141	1,915	0,15	0,144			
1322	2,022	0,137	0,132	2,358	0,143	0,137	1,915	0,15	0,144			
1383	2,025	0,135	0,130	2,358	0,138	0,132	1,917	0,145	0,140			
1445	2,025	0,125	0,121	2,358	0,133	0,128	1,919	0,139	0,134			
1510	2,025	0,123	0,119	2,36	0,132	0,127	1,919	0,134	0,129			
1568	2,024	0,108	0,105	2,36	0,115	0,111	1,92	0,117	0,113			
1623	2,025	0,096	0,094	2,36	0,102	0,099	1,922	0,112	0,109			
1689	2,03	0,096	0,094	2,365	0,101	0,098	1,928	0,108	0,105			
1798	2,031	0,091	0,089	2,366	0,095	0,092	1,924	0,096	0,094			
1927	2,036	0,09	0,088	2,37	0,092	0,090	1,93	0,097	0,095			
1990	2,037	0,077	0,076	2,372	0,082	0,080	1,929	0,084	0,082			
2049	2,039	0,069	0,068	2,377	0,077	0,075	1,927	0,077	0,075			
2112	2,04	0,07	0,069	2,379	0,074	0,072	1,932	0,076	0,075			
2170	2,042	0,067	0,066	2,379	0,069	0,068	1,935	0,07	0,069			
2223	2,044	0,053	0,052	2,378	0,059	0,058	1,938	0,061	0,060			
2290	2,037	0,046	0,045	2,374	0,047	0,046	1,932	0,052	0,051			
2469	2,04	0,042	0,042	2,375	0,043	0,042	1,947	0,063	0,062			
2532	2,045	0,047	0,046	2,373	0,041	0,041	1,936	0,05	0,049			
2584	2,045	0,047	0,046	2,378	0,046	0,045	1,933	0,044	0,044			
2644	2,04	0,042	0,042	2,378	0,041	0,041	1,936	0,044	0,044			
2703	2,041	0,037	0,037	2,38	0,036	0,036	1,935	0,038	0,038			
2749	2,04	0,03	0,030	2,376	0,03	0,030	1,938	0,038	0,038			
2826	2,045	0,033	0,033	2,38	0,03	0,030	1,938	0,031	0,031			
2881	2,044	2,044	1,010	2,381	2,381	0,709	1,933	1,933	0,972			
2943	2,043	2,043	1,010	2,38	2,38	0,709	1,935	1,935	0,972			
3006	2,039	2,039	1,010	2,38	2,38	0,709	1,935	1,935	0,972			

JOUR = 04-06-1996

JOUR = 04-06-1996

continuation Tableau E-I.6

T. Final = 18H19		T. Final = 18H16		T. Final = 18H19		T. Final = 18H19	
JOUR = 04-06-1996							
T. (min)	P. 54-20		P. 50-24		P. 46-20		R. C (m)
	WL (m)	RAB. (m)	WL (m)	RAB. (m)	WL (m)	RAB. (m)	
3261	2,04	0,23	0,217	0,227	0,212	0,235	0,221
3413	2,041	0,161	0,155	0,179	0,170	0,187	0,178
3597	2,043	0,163	0,156	0,165	0,157	0,177	0,169
3813	2,033	0,148	0,143	0,163	0,155	0,169	0,162
3987	2,032	0,147	0,142	0,157	0,150	0,163	0,156
4140	2,038	0,148	0,143	0,152	0,145	0,154	0,148
4340	2,038	0,138	0,133	0,147	0,141	0,15	0,144
4700	2,032	0,13	0,126	0,142	0,136	0,145	0,140
5060	2,033	0,117	0,114	0,125	0,120	0,127	0,123
5420	2,028	0,099	0,097	0,116	0,112	0,12	0,116
5780	2,033	0,099	0,097	0,104	0,101	0,109	0,106
6140	2,036	0,096	0,094	0,104	0,101	0,11	0,107
6500	2,049	0,103	0,100	0,106	0,103	0,104	0,101
6860	2,04	0,08	0,078	0,086	0,084	0,09	0,088
7220	2,045	0,075	0,074	0,083	0,081	0,09	0,088
7580	2,04	0,07	0,069	0,073	0,071	0,084	0,082
7940	2,049	0,074	0,073	0,079	0,077	0,081	0,079
8300	2,042	0,051	0,050	0,059	0,058	0,063	0,062
8660	2,048	0,057	0,056	0,053	0,052	0,06	0,059
M. P. STA	2,0385			2,37588		1,934563	

Tableau E-1.7 : Essai de pompage à Lachenaie

T. (min)		Tin. =12H16 JOUR = 04-06-1996						T. Final = 18H19 Jour = 04-06-1996					
		P. 57-20			P. 50-27			P. 43-20					
		WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)	WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)	WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)			
0	1,69	0	0	2,59	0	0	1,91	0	0				
10	1,72	0,03	0,030	2,62	0,03	0,030	1,94	0,030	0,030				
14	1,72	0,03	0,030	2,62	0,03	0,030	1,94	0,030	0,030				
18	1,725	0,035	0,035	2,62	0,032	0,032	1,95	0,035	0,035				
27	1,73	0,04	0,040	2,63	0,038	0,038	1,95	0,040	0,040				
64	1,74	0,05	0,049	2,64	0,048	0,047	1,96	0,054	0,053				
96	1,75	0,06	0,059	2,65	0,063	0,062	1,97	0,063	0,062				
122	1,751	0,061	0,060	2,65	0,063	0,062	1,98	0,068	0,067				
155	1,763	0,073	0,072	2,66	0,073	0,071	1,98	0,073	0,072				
181	1,765	0,075	0,074	2,67	0,078	0,076	1,99	0,082	0,080				
251	1,77	0,08	0,078	2,68	0,088	0,086	2,01	0,095	0,093				
307	1,788	0,098	0,096	2,69	0,099	0,096	2,01	0,100	0,097				
358	1,79	0,1	0,098	2,69	0,1	0,097	2,02	0,105	0,102				
415	1,798	0,108	0,105	2,7	0,105	0,102	2,02	0,110	0,107				
492	1,802	0,112	0,109	2,7	0,114	0,110	2,03	0,120	0,116				
552	1,804	0,114	0,111	2,71	0,119	0,115	2,04	0,127	0,123				
602	1,809	0,119	0,116	2,71	0,122	0,118	2,04	0,130	0,126				
676	1,813	0,123	0,119	2,72	0,132	0,127	2,05	0,136	0,131				
730	1,814	0,124	0,120	2,72	0,133	0,128	2,04	0,134	0,129				
792	1,821	0,131	0,127	2,73	0,135	0,130	2,05	0,140	0,135				
848	1,825	0,135	0,131	2,73	0,139	0,133	2,06	0,149	0,143				
915	1,825	0,135	0,131	2,73	0,136	0,131	2,06	0,150	0,144				
972	1,828	0,138	0,133	2,74	0,148	0,142	2,06	0,152	0,146				
1091	1,83	0,14	0,135	2,74	0,146	0,140	2,06	0,152	0,146				
1157	1,832	0,142	0,137	2,74	0,15	0,143	2,07	0,161	0,154				
1205	1,832	0,142	0,137	2,74	0,15	0,143	2,07	0,160	0,153				
1263	1,835	0,145	0,140	2,74	0,151	0,144	2,07	0,160	0,153				
1323	1,835	0,145	0,140	2,74	0,151	0,144	2,07	0,162	0,155				

continuation Tableau E-1.7

1384	1,836	0,146	0,141	2,74	0,153	0,146	2,07	0,162	0,155
1446	1,836	0,146	0,141	2,75	0,156	0,149	2,07	0,164	0,157
1512	1,837	0,147	0,142	2,75	0,158	0,151	2,075	0,165	0,158
1569	1,836	0,146	0,141	2,75	0,159	0,152	2,08	0,168	0,161
1624	1,838	0,148	0,143	2,75	0,158	0,151	2,079	0,169	0,162
1690	1,84	0,15	0,145	2,75	0,159	0,152	2,08	0,170	0,162
1799	1,841	0,151	0,146	2,75	0,16	0,152	2,08	0,170	0,162
1928	1,847	0,157	0,151	2,76	0,167	0,159	2,087	0,177	0,169
1992	1,849	0,159	0,153	2,76	0,165	0,157	2,087	0,177	0,169
2051	1,85	0,16	0,154	2,77	0,177	0,168	2,094	0,184	0,175
2115	1,848	0,158	0,152	2,76	0,171	0,162	2,092	0,182	0,173
2171	1,848	0,158	0,152	2,76	0,167	0,159	2,093	0,183	0,174
2226	1,853	0,163	0,157	2,76	0,169	0,161	2,091	0,181	0,172
2691	1,85	0,16	0,154	2,76	0,172	0,163	2,094	0,184	0,175
2471	1,85	0,16	0,154	2,76	0,168	0,160	2,092	0,182	0,173
2534	1,852	0,162	0,156	2,76	0,171	0,162	2,093	0,183	0,174
2585	1,85	0,16	0,154	2,76	0,171	0,162	2,094	0,184	0,175
2644	1,852	0,162	0,156	2,76	0,17	0,161	2,092	0,182	0,173
2703	1,85	0,16	0,154	2,76	0,172	0,163	2,094	0,184	0,175
2752	1,85	0,16	0,154	2,76	0,172	0,163	2,097	0,187	0,178
2830	1,855	0,165	0,158	2,76	0,173	0,164	2,097	0,187	0,178
2884	1,854	0,164	0,158	2,77	0,175	0,166	2,097	0,187	0,178
2947	1,853	0,163	0,157	2,76	0,171	0,162	2,095	0,185	0,176
3010	1,853	0,163	0,157	2,76	0,172	0,163	2,097	0,187	0,178
3264	1,853	0,163	0,157	2,76	0,172	0,163	2,096	0,186	0,177
3415	1,855	0,165	0,158	2,76	0,172	0,163	2,097	0,187	0,178
3595	1,858	0,168	0,161	2,77	0,176	0,167	2,099	0,189	0,180
3817	1,85	0,16	0,154	2,76	0,172	0,163	2,097	0,187	0,178
3993	1,851	0,161	0,155	2,76	0,171	0,162	2,098	0,188	0,179
4140	1,852	0,162	0,156	2,76	0,172	0,163	2,094	0,184	0,175
4340	1,85	0,16	0,154	2,76	0,171	0,162	2,095	0,185	0,176
4700	1,847	0,157	0,151	2,75	0,162	0,154	2,092	0,182	0,173
5060	1,85	0,16	0,154	2,76	0,172	0,163	2,095	0,185	0,176
5420	1,842	0,152	0,146	2,75	0,161	0,153	2,088	0,178	0,170

continuation Tableau E-1.7

5780	1,848	0,158	0,152	2,75	0,162	0,154	2,09	0,180	0,172
6140	1,852	0,162	0,156	2,76	0,17	0,161	2,098	0,188	0,179
6500	1,856	0,166	0,159	2,76	0,172	0,163	2,103	0,193	0,183
6860	1,853	0,163	0,157	2,76	0,173	0,164	2,101	0,191	0,181
7220	1,858	0,168	0,161	2,77	0,175	0,166	2,101	0,191	0,181
7580	1,858	0,168	0,161	2,76	0,174	0,165	2,101	0,191	0,181
7940	1,861	0,171	0,164	2,77	0,184	0,174	2,106	0,196	0,186
8300	1,858	0,168	0,161	2,77	0,178	0,169	2,1	0,190	0,181
8660	1,858	0,168	0,161	2,76	0,174	0,165	2,1	0,190	0,181
							2,097		

M.P.ST. 1,853

Tableau E-1.8 : Essai de pompage à Lachenaie

		Tin. =12H16						T. Final = 18H19					
		JOUR = 04-06-1996						Jour = 04-06-1996					
T. (min)	P. 60-20			P. 50-30			P. 40-20						
	WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)	WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)	WL (m)	RAB. (m)	R. CORRIGE (m)				
0	1,63	0	0	2,38	0	0	1,8	0	0				
10	1,65	0,02	0,020	2,39	0,01	0,010	1,8	0,000	0,000				
14	1,65	0,02	0,020	2,39	0,01	0,010	1,8	0,000	0,000				
18	1,66	0,03	0,030	2,395	0,015	0,015	1,805	0,005	0,005				
28	1,655	0,025	0,025	2,397	0,017	0,017	1,812	0,012	0,012				
64	1,663	0,033	0,033	2,4	0,02	0,020	1,818	0,018	0,018				
96	1,673	0,043	0,043	2,415	0,035	0,035	1,825	0,025	0,025				
122	1,673	0,043	0,043	2,417	0,037	0,037	1,828	0,028	0,028				
155	1,683	0,053	0,052	2,42	0,04	0,040	1,835	0,035	0,035				
182	1,688	0,058	0,057	2,428	0,048	0,047	1,84	0,040	0,040				
251	1,7	0,07	0,069	2,435	0,055	0,054	1,85	0,050	0,049				
308	1,7	0,07	0,069	2,45	0,07	0,069	1,86	0,060	0,059				
358	1,7	0,07	0,069	2,45	0,07	0,069	1,865	0,065	0,064				
415	1,713	0,083	0,081	2,46	0,08	0,078	1,87	0,070	0,069				
492	1,718	0,088	0,086	2,465	0,085	0,083	1,884	0,084	0,082				
554	1,722	0,092	0,090	2,469	0,089	0,087	1,878	0,078	0,077				
602	1,729	0,099	0,097	2,472	0,092	0,090	1,885	0,085	0,083				
678	1,731	0,101	0,099	2,477	0,097	0,094	1,888	0,088	0,086				
731	1,736	0,106	0,103	2,478	0,098	0,095	1,891	0,091	0,089				
792	1,738	0,108	0,105	2,481	0,101	0,098	1,898	0,098	0,096				
848	1,74	0,11	0,107	2,483	0,103	0,100	1,901	0,101	0,099				
915	1,743	0,113	0,110	2,485	0,105	0,102	1,901	0,101	0,099				
973	1,748	0,118	0,115	2,495	0,115	0,111	1,907	0,107	0,104				
1092	1,747	0,117	0,114	2,494	0,114	0,110	1,908	0,108	0,105				
1157	1,745	0,115	0,112	2,496	0,116	0,112	1,91	0,110	0,107				
1205	1,75	0,12	0,117	2,498	0,118	0,114	1,91	0,110	0,107				
1263	1,75	0,12	0,117	2,5	0,12	0,116	1,914	0,114	0,111				
1323	1,75	0,12	0,117	2,5	0,12	0,116	1,916	0,116	0,113				

continuation Tableau E-1.8

1386	1,75	0,12	0,117	2,5	0,12	0,116	1,92	0,120	0,117
1446	1,752	0,122	0,119	2,5	0,12	0,116	1,92	0,120	0,117
1512	1,752	0,122	0,119	2,501	0,121	0,117	1,92	0,120	0,117
1569	1,752	0,122	0,119	2,501	0,121	0,117	1,922	0,122	0,118
1624	1,754	0,124	0,121	2,503	0,123	0,119	1,924	0,124	0,120
1690	1,758	0,128	0,124	2,505	0,125	0,121	1,922	0,122	0,118
1799	1,756	0,126	0,122	2,505	0,125	0,121	1,922	0,122	0,118
1928	1,764	0,134	0,130	2,512	0,132	0,127	1,932	0,132	0,128
1992	1,764	0,134	0,130	2,51	0,13	0,125	1,932	0,132	0,128
2051	1,762	0,132	0,128	2,511	0,131	0,126	1,942	0,142	0,137
2115	1,761	0,131	0,127	2,512	0,132	0,127	1,937	0,137	0,133
2171	1,763	0,133	0,129	2,518	0,138	0,133	1,938	0,138	0,133
2226	1,768	0,138	0,134	2,518	0,138	0,133	1,941	0,141	0,136
2691	1,761	0,131	0,127	2,513	0,133	0,128	1,939	0,139	0,134
2471	1,764	0,134	0,130	2,515	0,135	0,130	1,937	0,137	0,133
2534	1,77	0,14	0,136	2,517	0,137	0,132	1,943	0,143	0,138
2585	1,763	0,133	0,129	2,515	0,135	0,130	1,94	0,140	0,135
2644	1,762	0,132	0,128	2,516	0,136	0,131	1,94	0,140	0,135
2703	1,762	0,132	0,128	2,518	0,138	0,133	1,938	0,138	0,133
2752	1,764	0,134	0,130	2,518	0,138	0,133	1,942	0,142	0,137
2830	1,767	0,137	0,133	2,518	0,138	0,133	1,943	0,143	0,138
2884	1,767	0,137	0,133	2,517	0,137	0,132	1,943	0,143	0,138
2947	1,765	0,135	0,131	2,518	0,138	0,133	1,941	0,141	0,136
3010	1,765	0,135	0,131	2,52	0,14	0,135	1,941	0,141	0,136
3264	1,766	0,136	0,132	2,52	0,14	0,135	1,939	0,139	0,134
3415	1,766	0,136	0,132	2,52	0,14	0,135	1,943	0,143	0,138
3595	1,764	0,134	0,130	2,518	0,138	0,133	1,95	0,150	0,145
3817	1,767	0,137	0,133	2,515	0,135	0,130	1,945	0,145	0,140
3993	1,765	0,135	0,131	2,518	0,138	0,133	1,945	0,145	0,140
4140	1,77	0,14	0,136	2,518	0,138	0,133	1,94	0,140	0,135
4340	1,762	0,132	0,128	2,515	0,135	0,130	1,94	0,140	0,135
4700	1,762	0,132	0,128	2,515	0,135	0,130	1,938	0,138	0,133
5060	1,765	0,135	0,131	2,517	0,137	0,132	1,94	0,140	0,135
5420	1,757	0,127	0,123	2,513	0,133	0,128	1,94	0,140	0,135



continuation Tableau E-1.8

5780	1,763	0,133	0,129	2,514	0,134	0,129	1,938	0,138	0,133
6140	1,768	0,138	0,134	2,517	0,137	0,132	1,94	0,140	0,135
6500	1,77	0,14	0,136	2,518	0,138	0,133	1,948	0,148	0,143
6860	1,768	0,138	0,134	2,52	0,14	0,135	1,945	0,145	0,140
7220	1,769	0,139	0,135	2,521	0,141	0,136	1,949	0,149	0,144
7580	1,769	0,139	0,135	2,524	0,144	0,138	1,949	0,149	0,144
7940	1,775	0,145	0,140	2,527	0,147	0,141	1,955	0,155	0,149
8300	1,772	0,142	0,137	2,525	0,145	0,139	1,951	0,151	0,146
8660	1,77	0,14	0,136	2,524	0,144	0,138	1,955	0,155	0,149

Tableau E-1.9 : Essai de pompage à Lachenaie

Tin. = 12H16 JOUR = 04-06-1996					T. Final = 18H19 Jour = 04-06-1996					
T. (min)	P. 40-5		P. 60-5		P. 60-40		P. 50-40		P. 40-40	
	WL (m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)	WL(m)	RAB. (m)	WL (m)	RAB. (m)
0									1,45	0
66	2,085	2,085	1,65	0	1,115	0	1,165	1,165	1,46	0,01
124	2,092	2,092	1,66	0,01	1,12	0,005	1,163	1,163	1,46	0,01
182	2,098	2,098	1,664	0,014	1,125	0,010	1,168	1,168	1,468	0,018
255	2,108	2,108	1,673	0,023	1,13	0,015	1,178	1,178	1,473	0,023
313	2,11	2,11	1,674	0,024	1,134	0,019	1,18	1,18	1,477	0,027
497	2,113	2,113	1,687	0,037	1,14	0,025	1,18	1,18	1,5	0,05
682	2,13	2,13	1,698	0,048	1,143	0,028	1,185	1,185	1,512	0,062
852	2,145	2,145	1,707	0,057	1,155	0,040	1,194	1,194	1,515	0,065
1096	2,148	2,148	1,713	0,063	1,15	0,035	1,197	1,197	1,515	0,065
1170	2,155	2,155	1,717	0,067	1,15	0,035	1,2	1,2	1,517	0,067
1265	2,154	2,154	1,718	0,068	1,148	0,033	1,23	1,23	1,519	0,069
1388	2,159	2,159	1,719	0,069	1,148	0,033	1,19	1,19	1,52	0,07
1450	2,16	2,16	1,721	0,071	1,151	0,036	1,198	1,198		
1571	2,16	2,16	1,722	0,072	1,152	0,037	1,198	1,198		
1697	2,166	2,166	1,724	0,074	1,154	0,039	1,198	1,198		
1807	2,166	2,166	1,723	0,073	1,15	0,035	1,198	1,198		
1900	2,166	2,166	1,723	0,073	1,15	0,035	1,198	1,198	1,524	0,074
2118	2,175	2,175	1,736	0,086	1,16	0,045	1,199	1,199	1,533	0,083
2296	2,173	2,173	1,731	0,081	1,153	0,038	1,198	1,198	1,53	0,08
2539	2,183	2,183	1,736	0,086	1,162	0,047	1,205	1,205	1,536	0,086
2848	2,178	2,178	1,733	0,083	1,188	0,073	1,2	1,2	1,532	0,082
2759	2,184	2,184	1,739	0,089	1,157	0,042	1,2	1,2	1,532	0,082
4340	2,182	2,182	1,733	0,083	1,156	0,041	1,198	1,198	1,536	0,086
4700	2,183	2,183	1,732	0,082	1,148	0,033	1,195	1,195	1,53	0,08
5060	2,193	2,193	1,74	0,09	1,155	0,040	1,2	1,2	1,531	0,081

continuation Tableau E-I.9

5420	2,181	2,181	1,73	0,08	1,151	0,036	1,191	1,191	1,532	0,082
5780	2,183	2,183	1,735	0,085	1,151	0,036	1,192	1,192	1,534	0,084
6140	2,183	2,183	1,736	0,086	1,158	0,043	1,198	1,198	1,538	0,088
6500	2,188	2,188	1,742	0,092	1,154	0,039	1,207	1,207	1,54	0,09
6860	2,19	2,19	1,74	0,09	1,48	0,365	1,2	1,2	1,537	0,087
7220	2,196	2,196	1,74	0,09	1,149	0,034	1,2	1,2	1,54	0,09
7580	2,189	2,189	1,73	0,08	1,151	0,036	1,201	1,201	1,543	0,093
8300	2,195	2,195	1,745	0,095	1,159	0,044	1,207	1,207	1,541	0,091
8660	2,192	2,192	1,742	0,092	1,152	0,037	1,202	1,202		
9020	2,19	2,19	1,74	0,09	1,5	0,385	1,2	1,2		

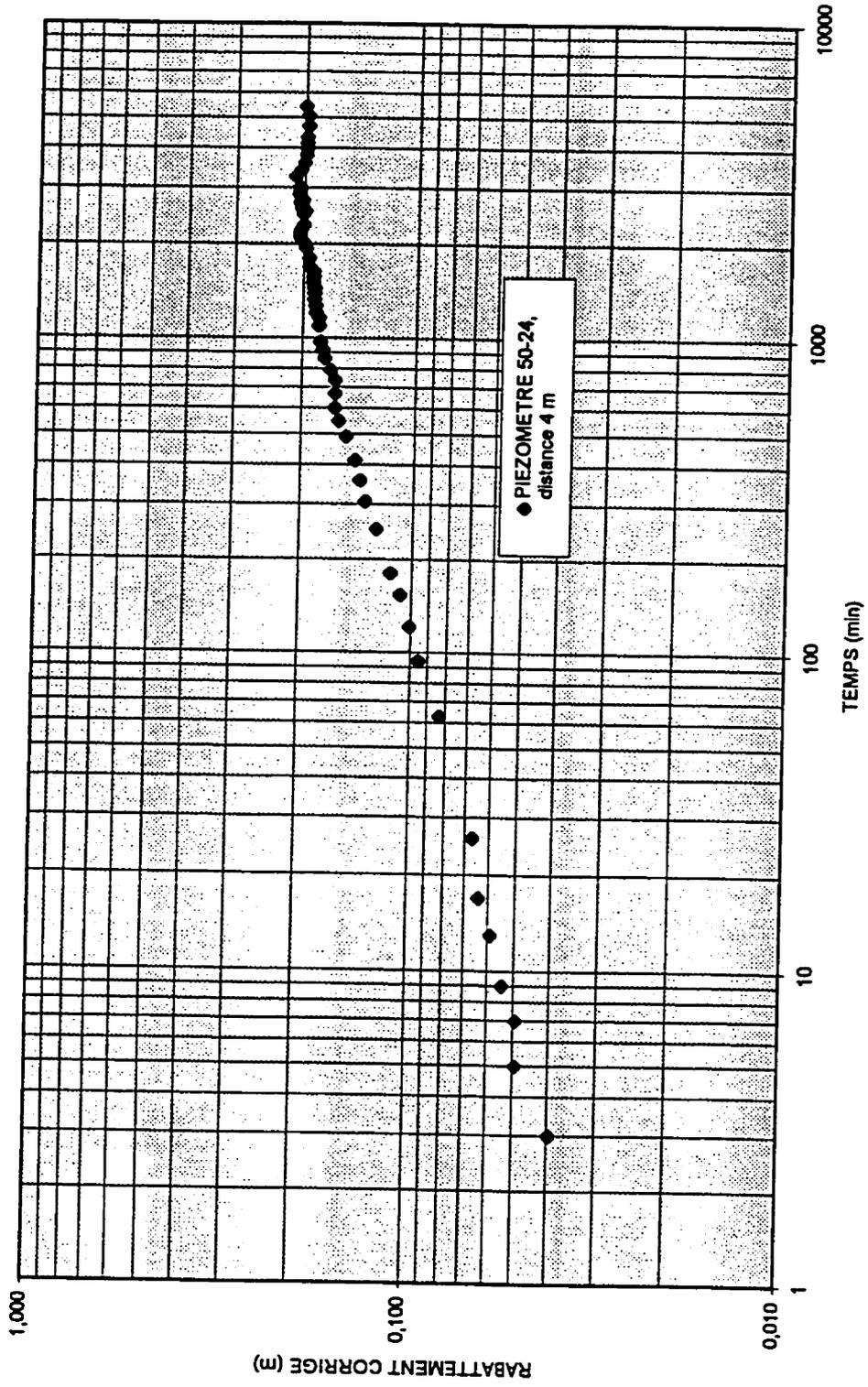


Figure E-II.1 : Évolution du rabattement (Neuman), direction Nord

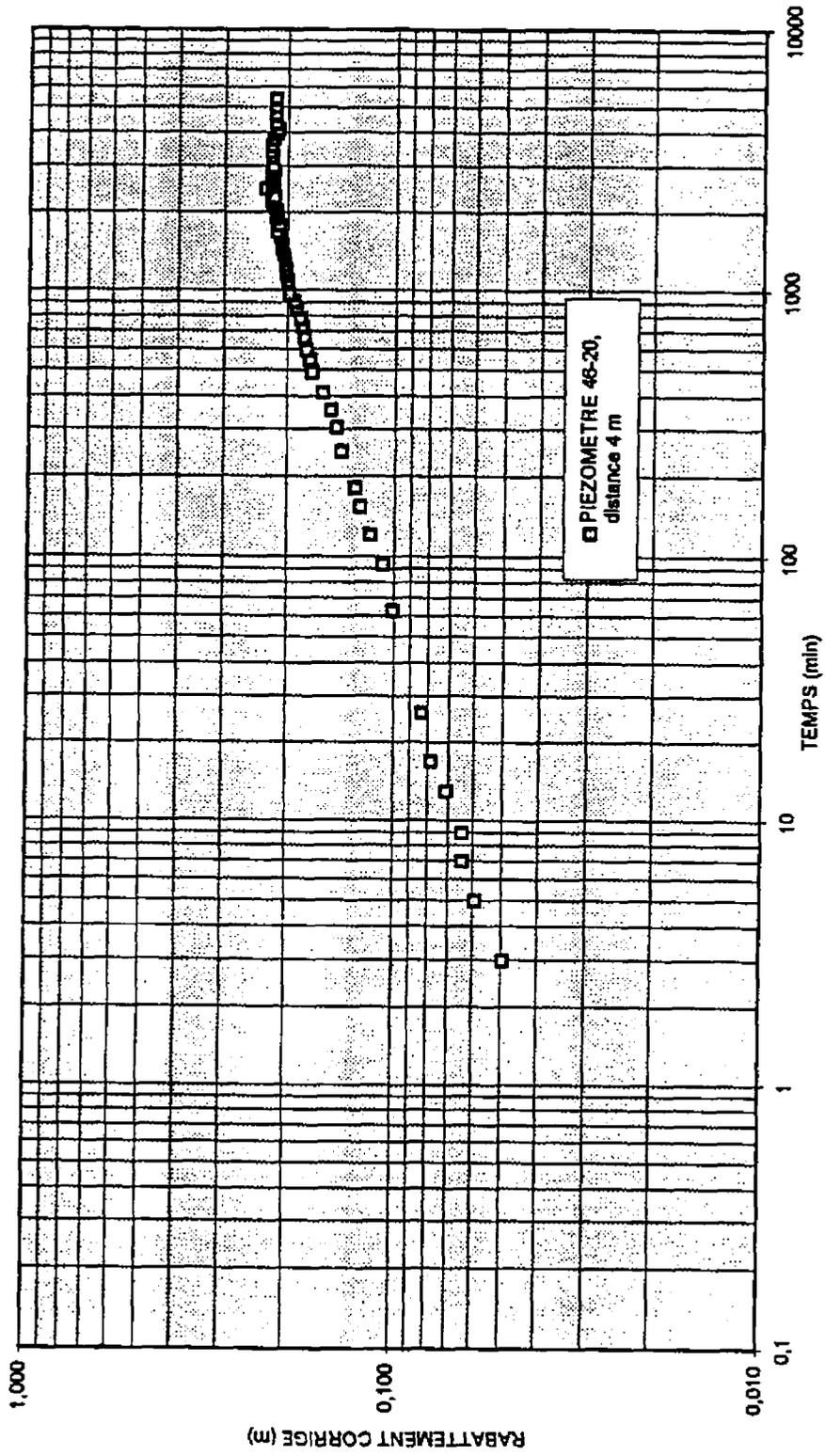


Figure E-II.2 : Évolution du rabattement (Neuman), direction Est

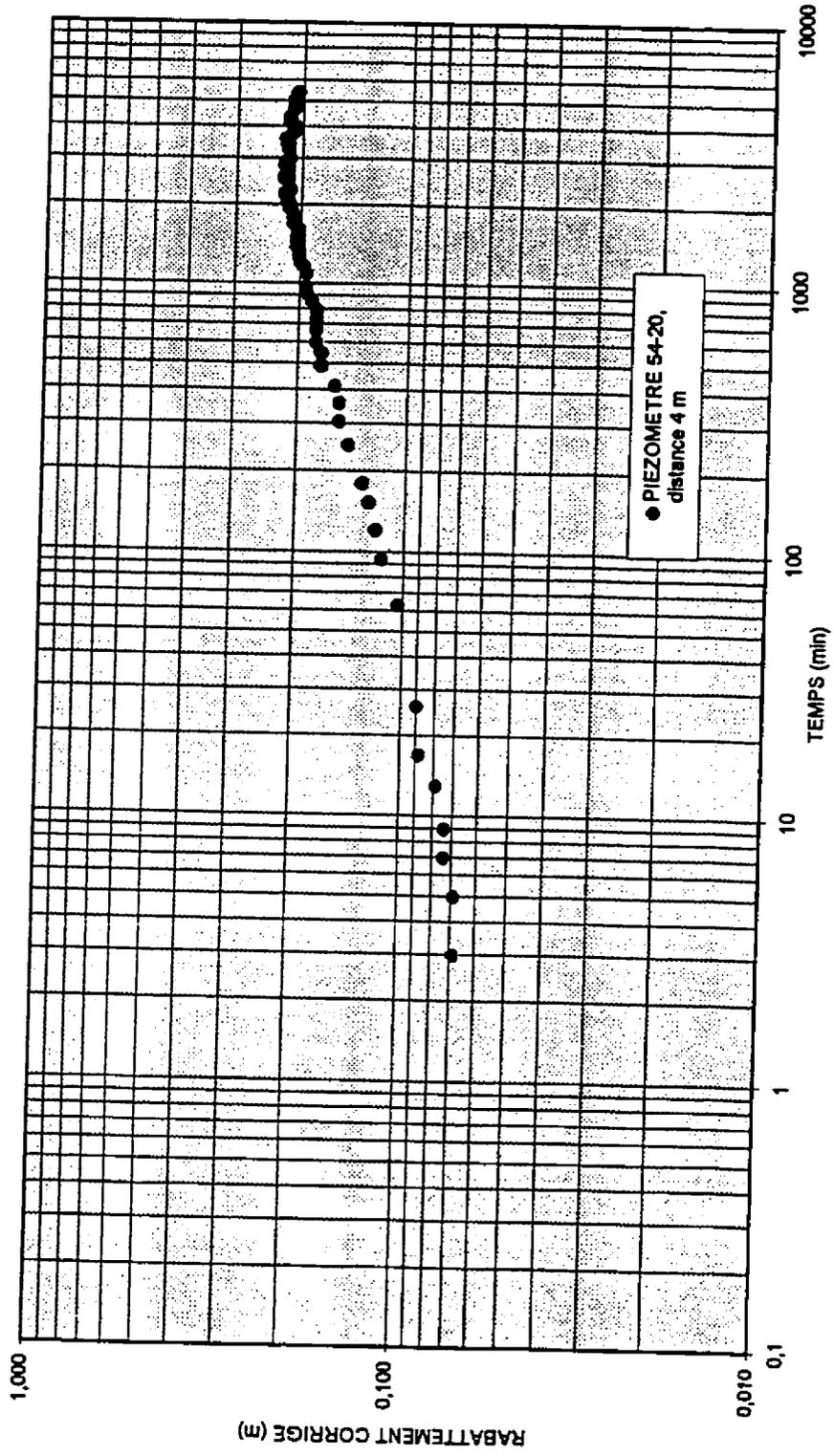


Figure E-II.3 Évolution du rabattement (Neuman), direction Ouest

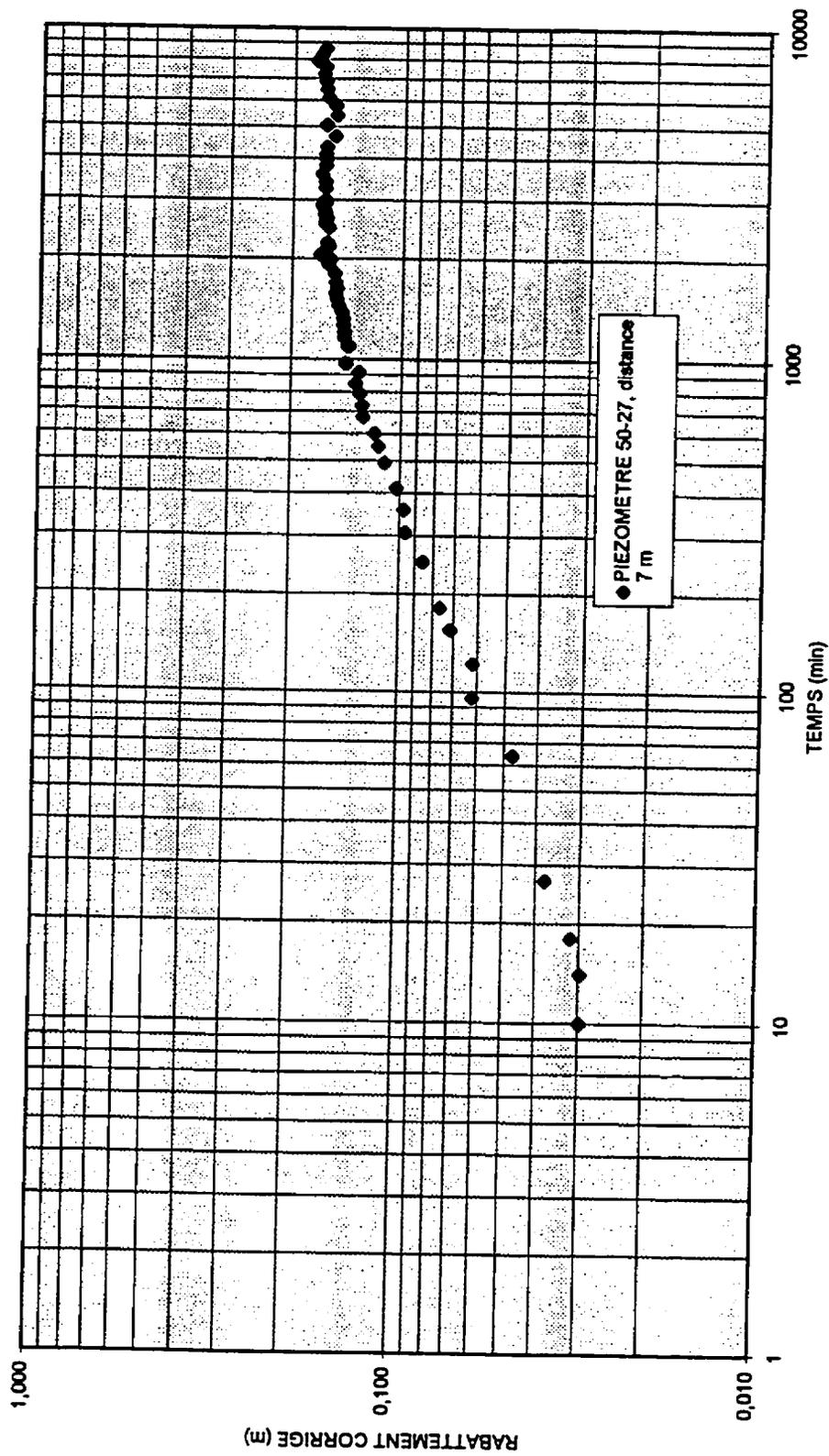


Figure E-II.4 : Évolution du rabattement (Neuman), direction Nord

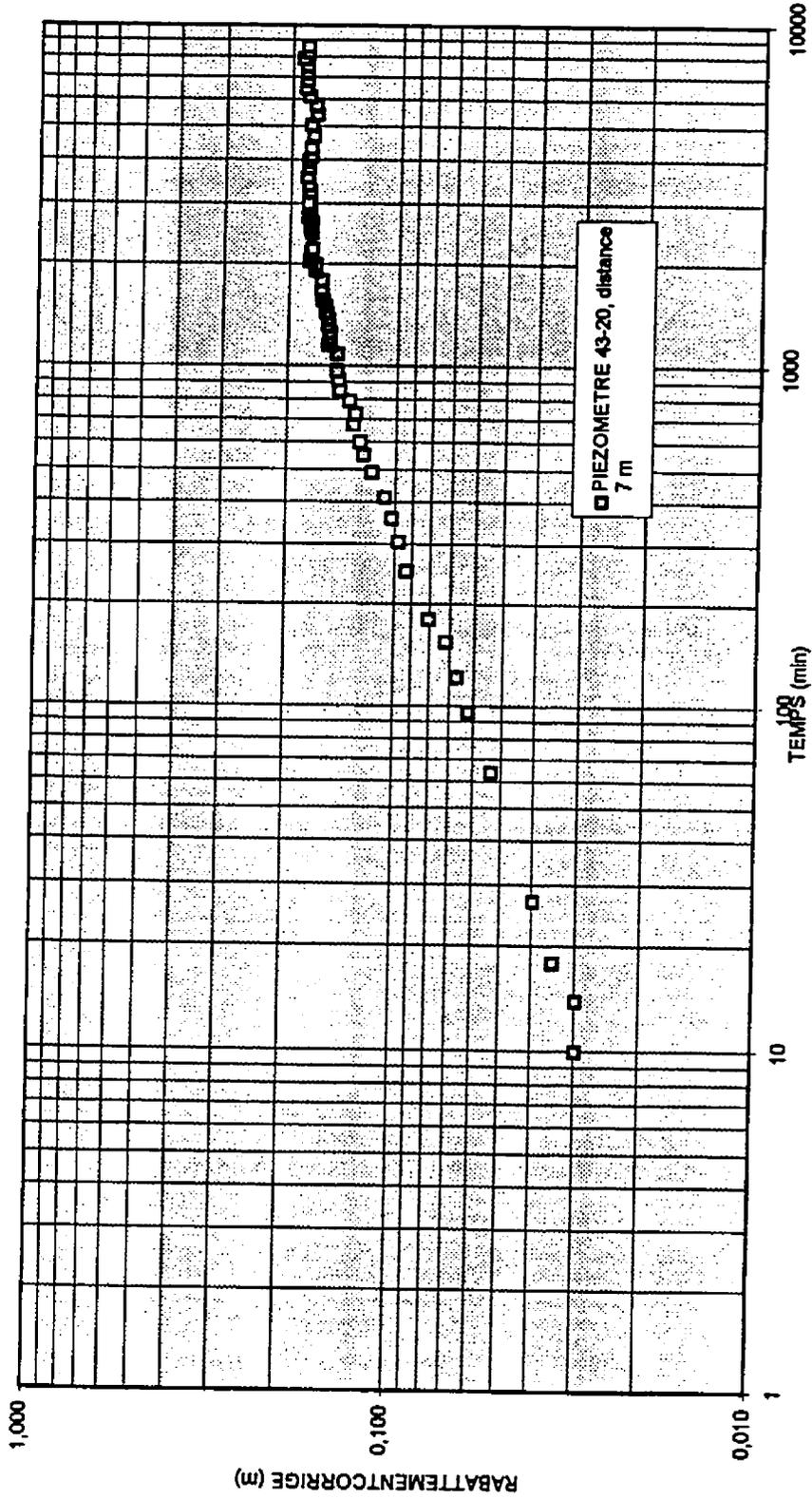


Figure E-II.5 : Évolution du rabattement (Neuman), direction Est

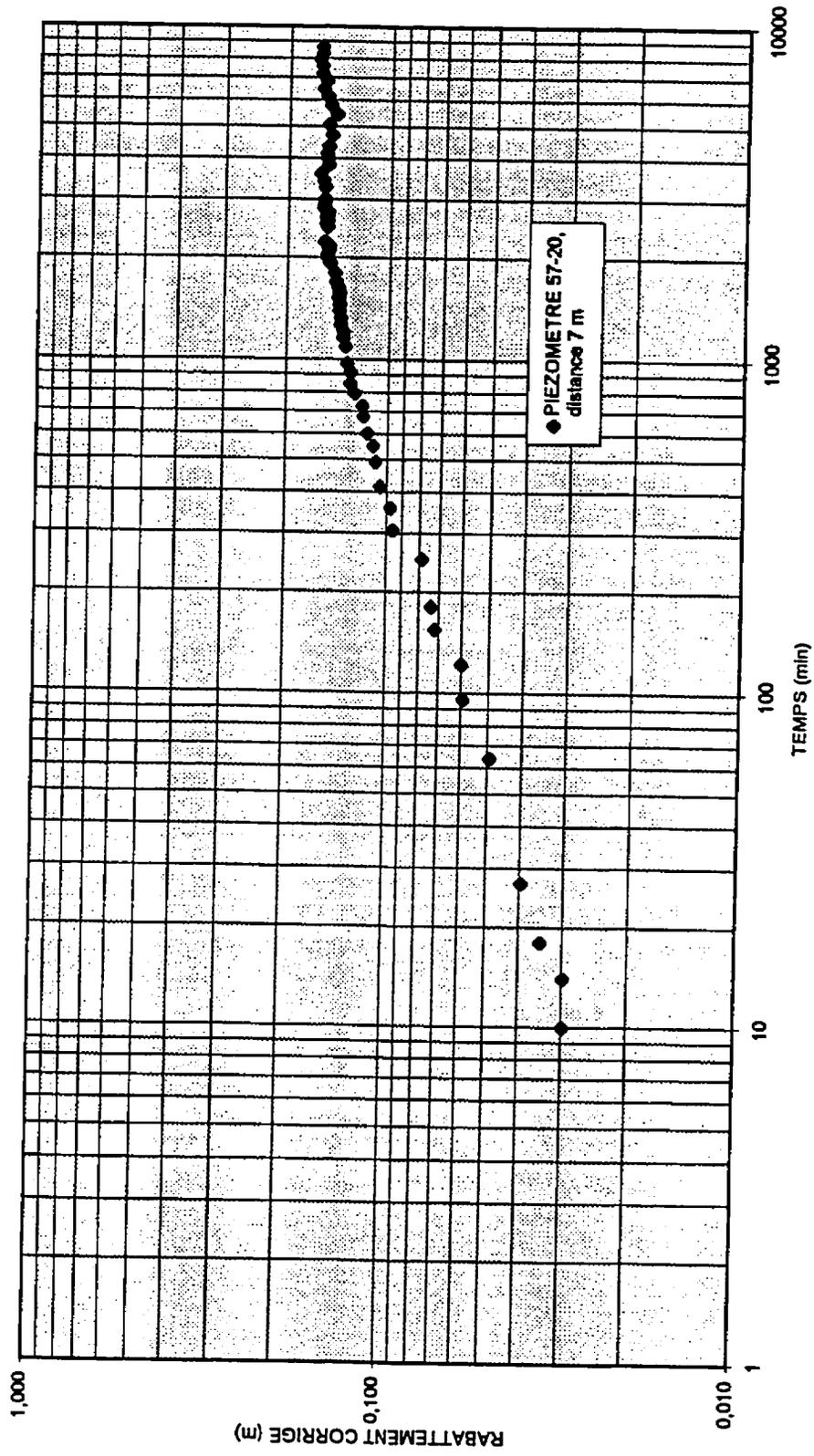


Figure E-II.6 : Évolution du rabattement (Neuman), direction Ouest

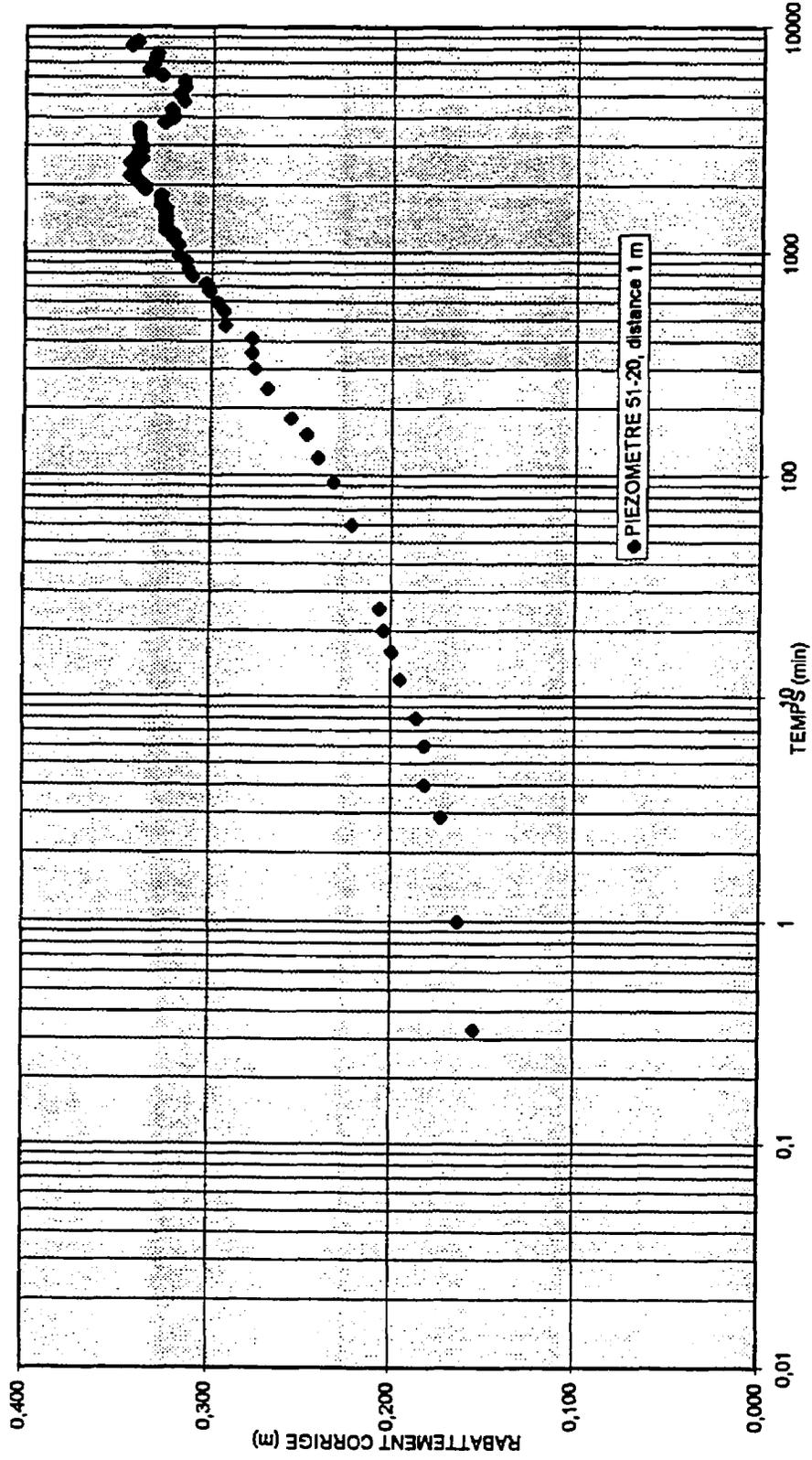


Figure E-III.1 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Ouest

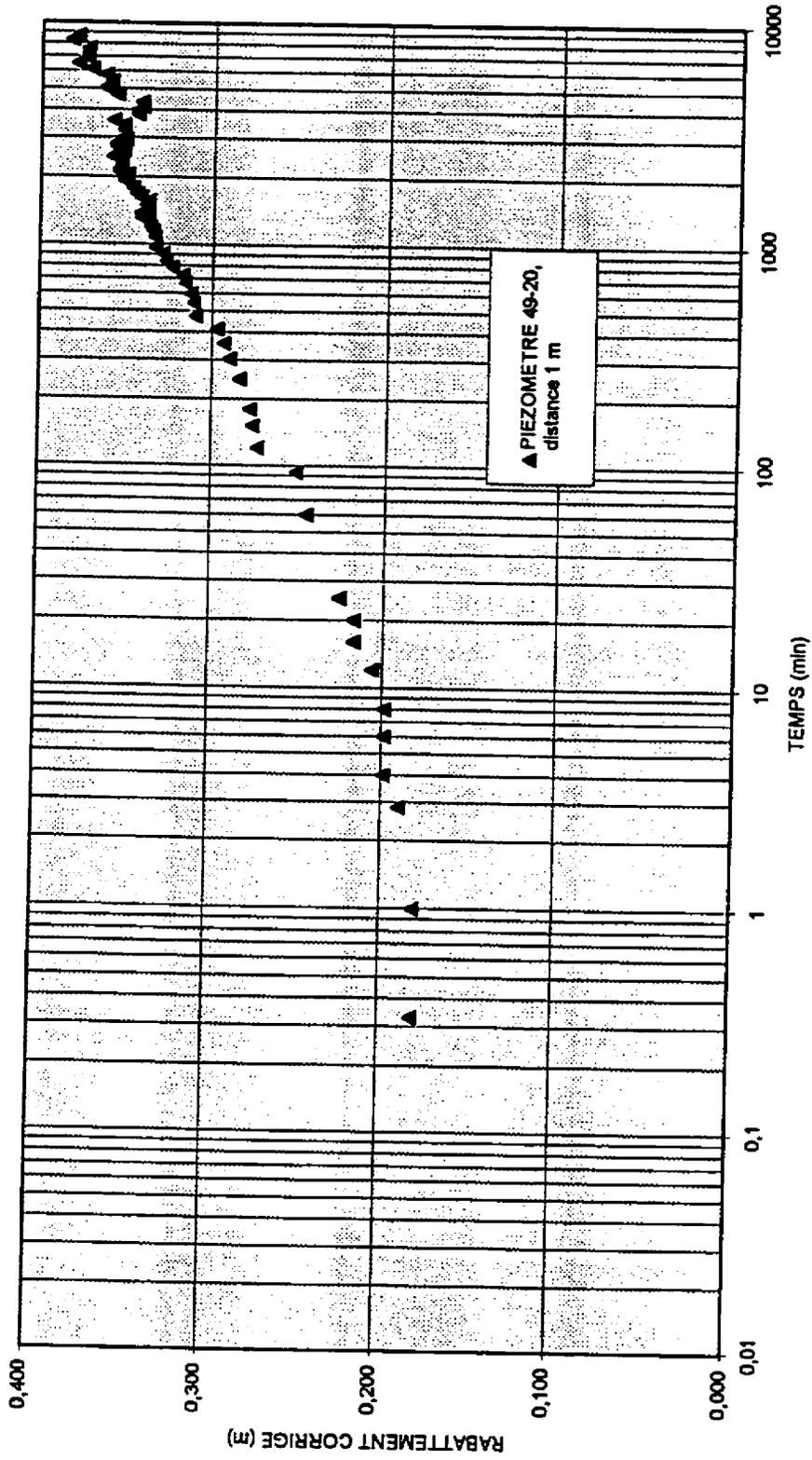


Figure E-III.2 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Est

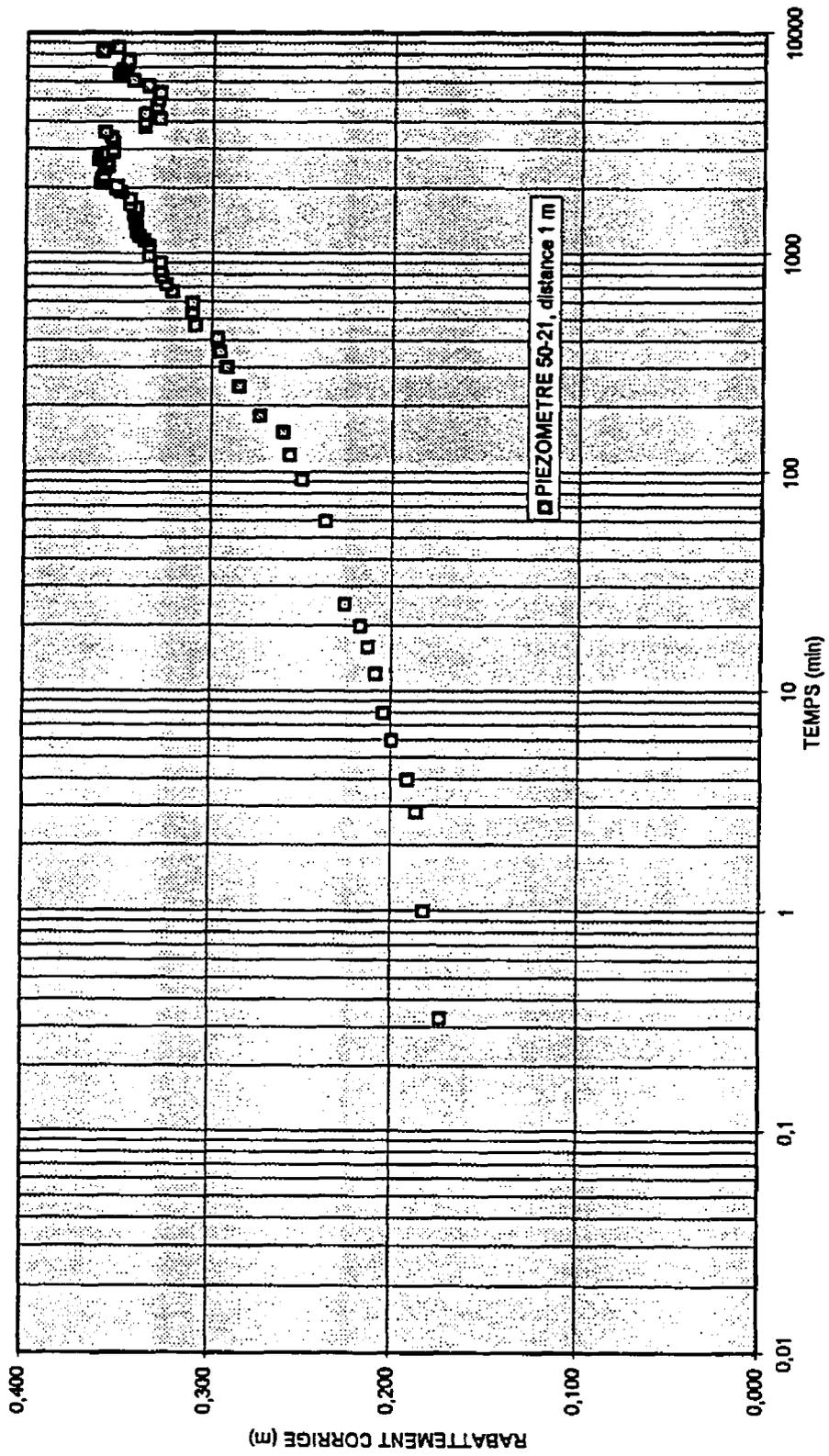


Figure E-III.3 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Nord

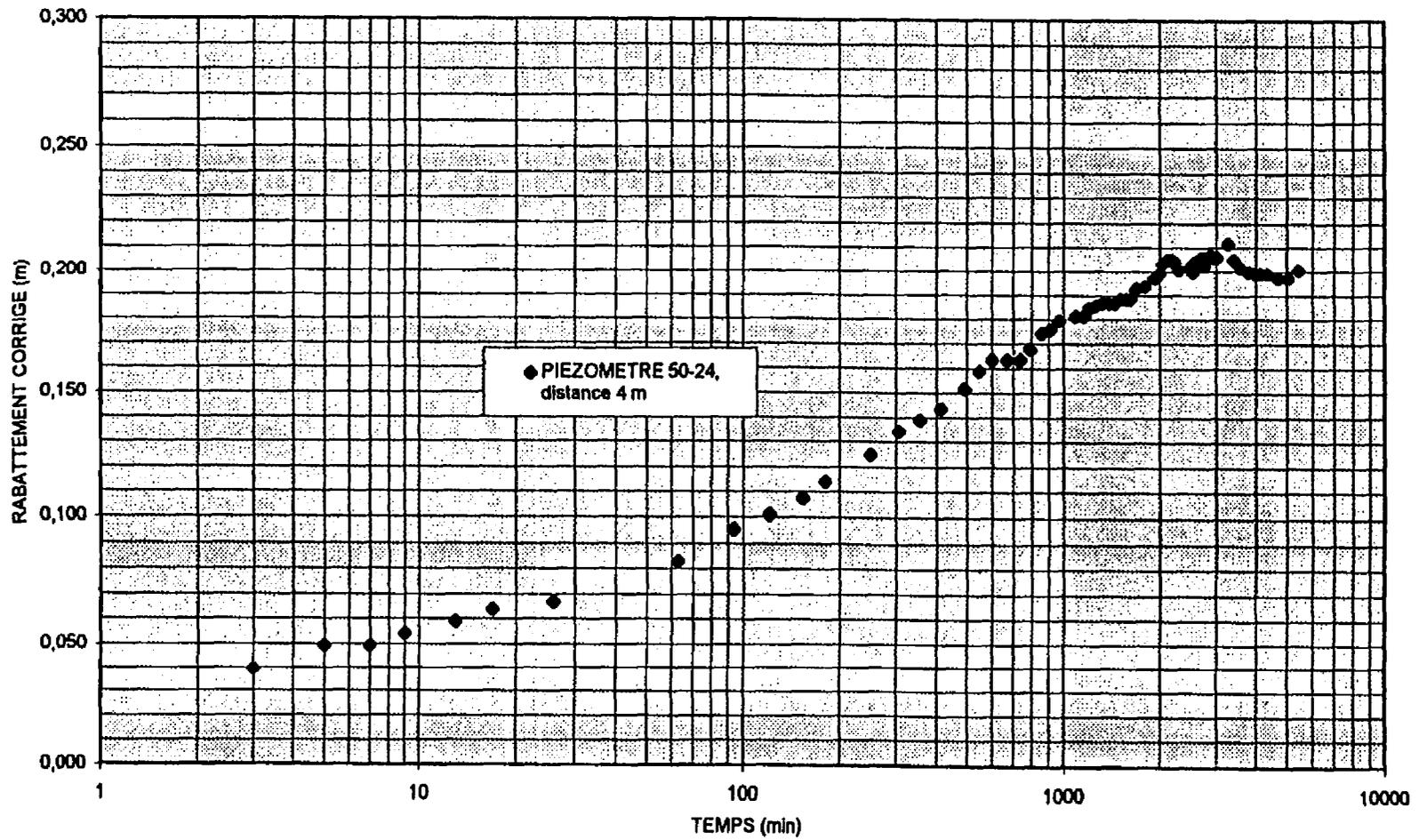


Figure E-III.4 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Nord

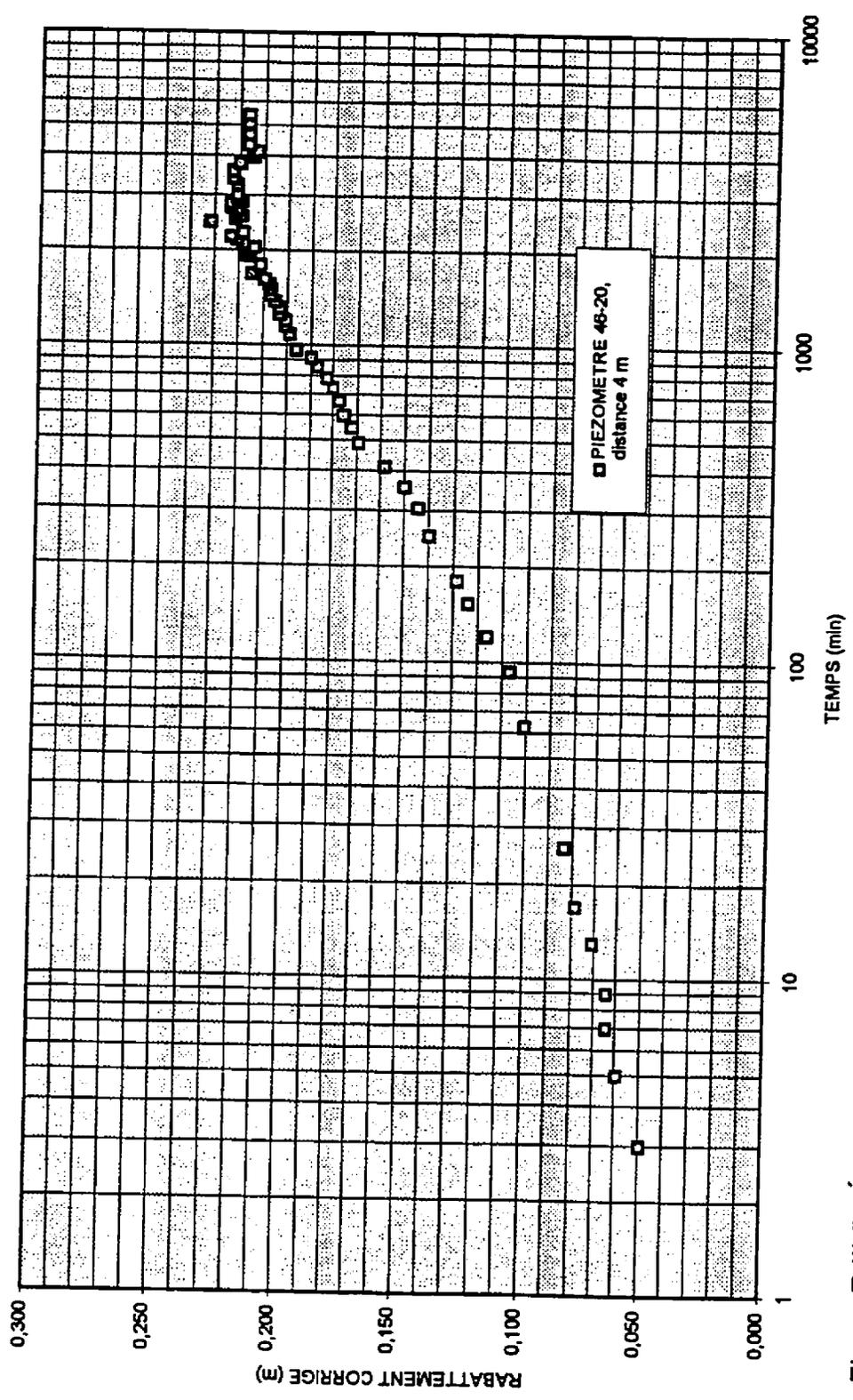


Figure E-III.5 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Est

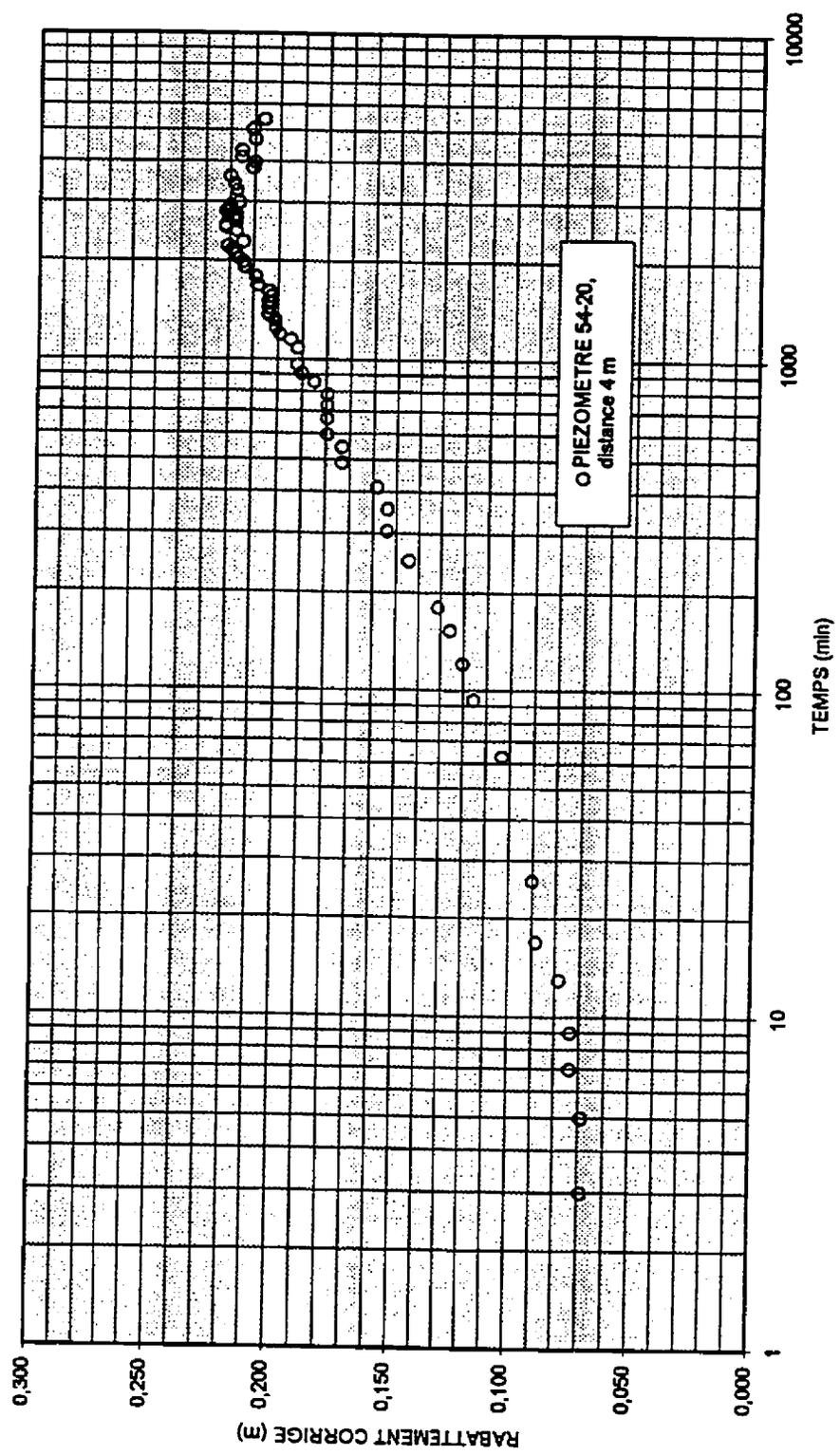


Figure E-III.6 : Évolution du rabattement(Cooper-Jacob), direction Ouest

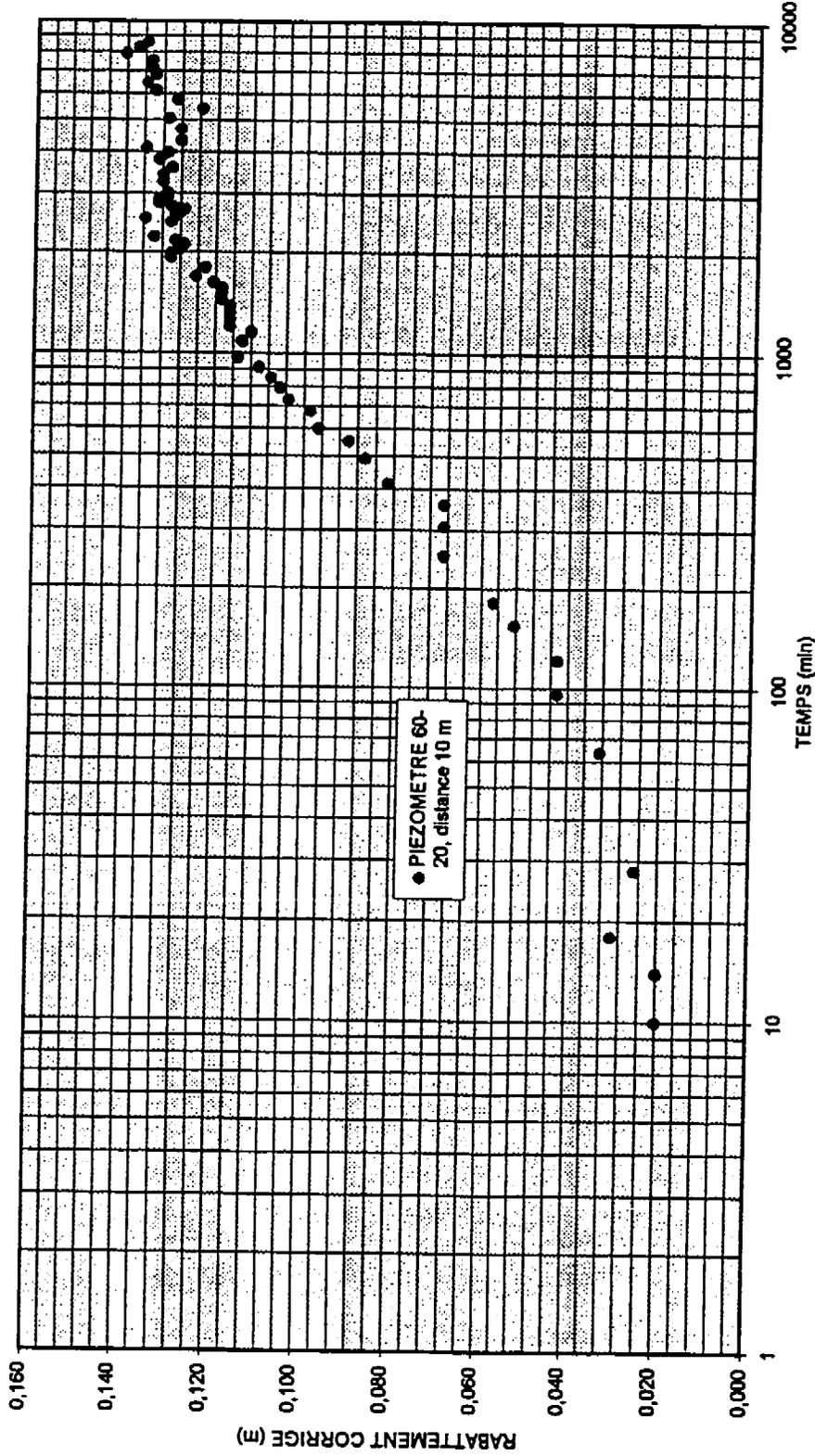
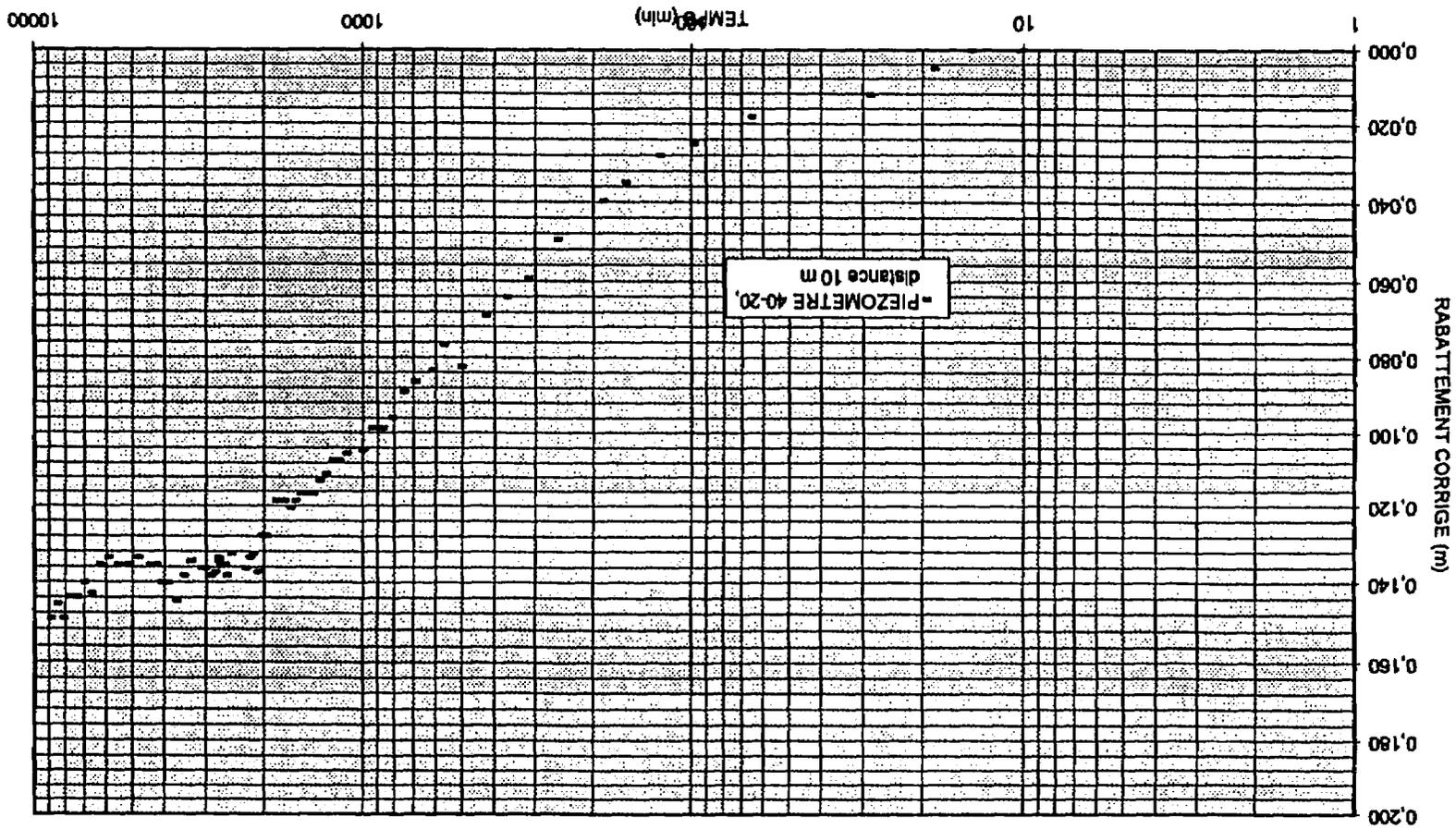


Figure E-III.7 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Ouest

Figure E-III.8 : Evolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Est



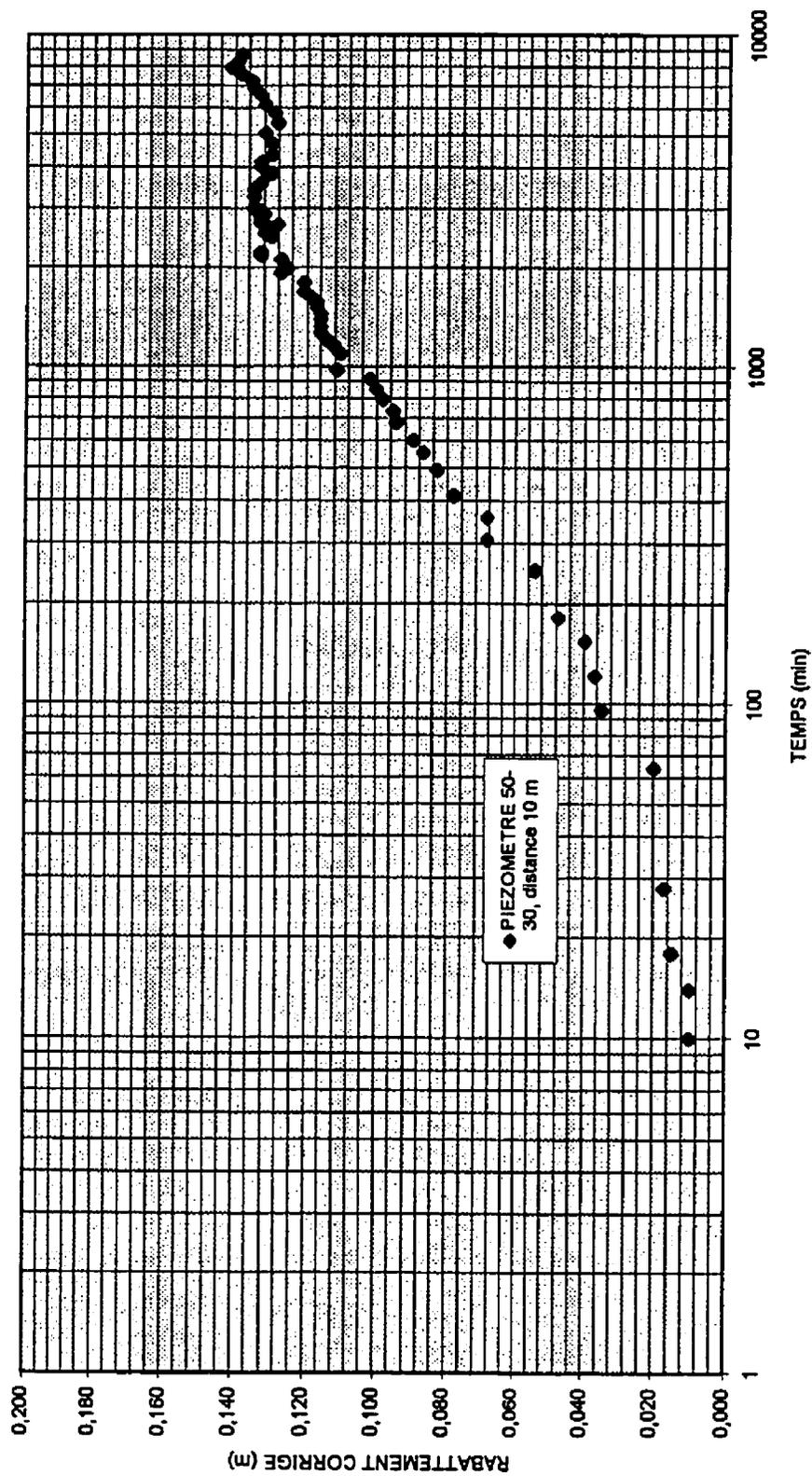


Figure E-III.9 : Évolution du rabattement (Cooper-Jacob), direction Nord

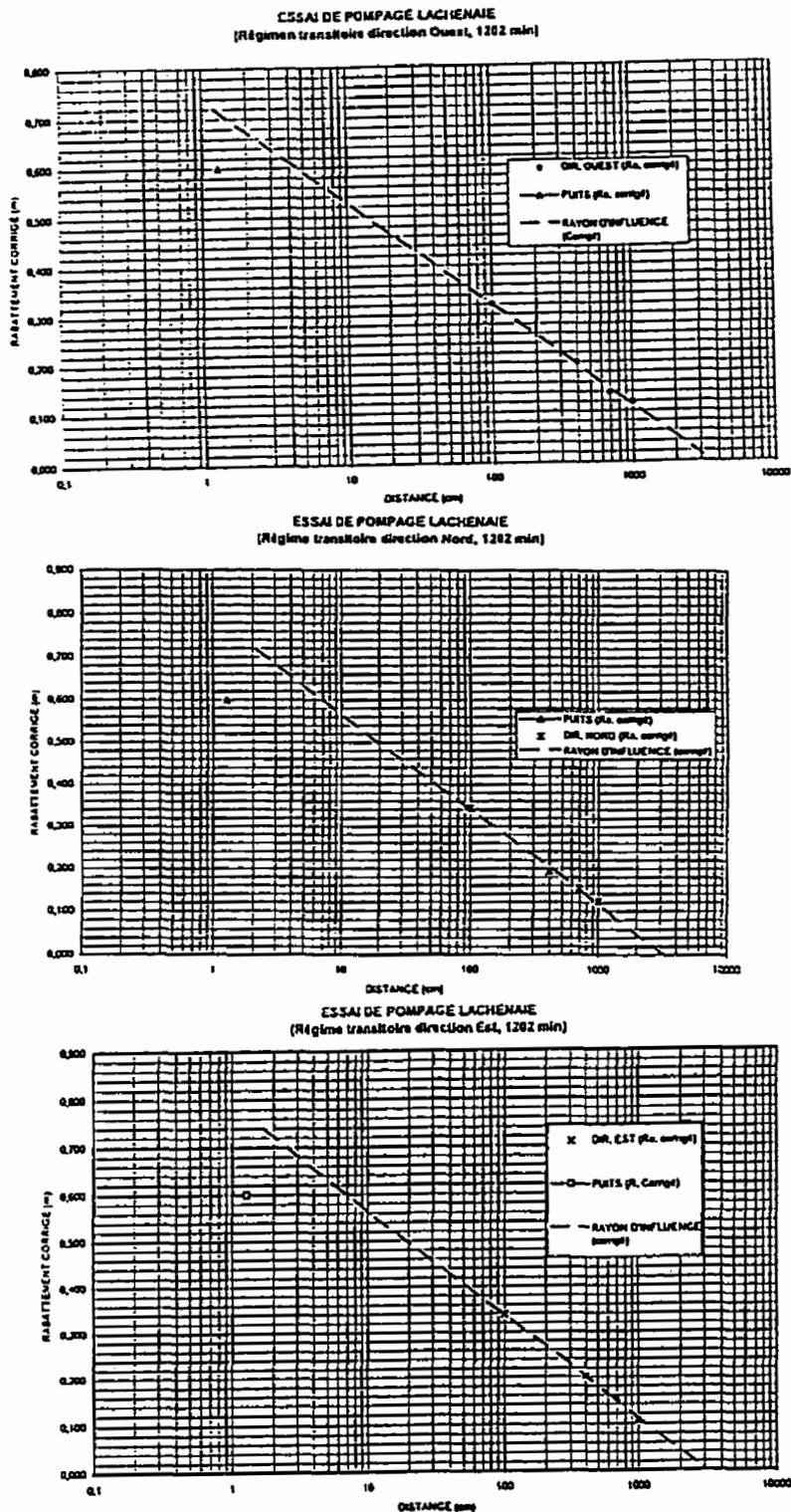


Figure E-IV.1 : Rabattement en fonction de la distance, temps 1202 min

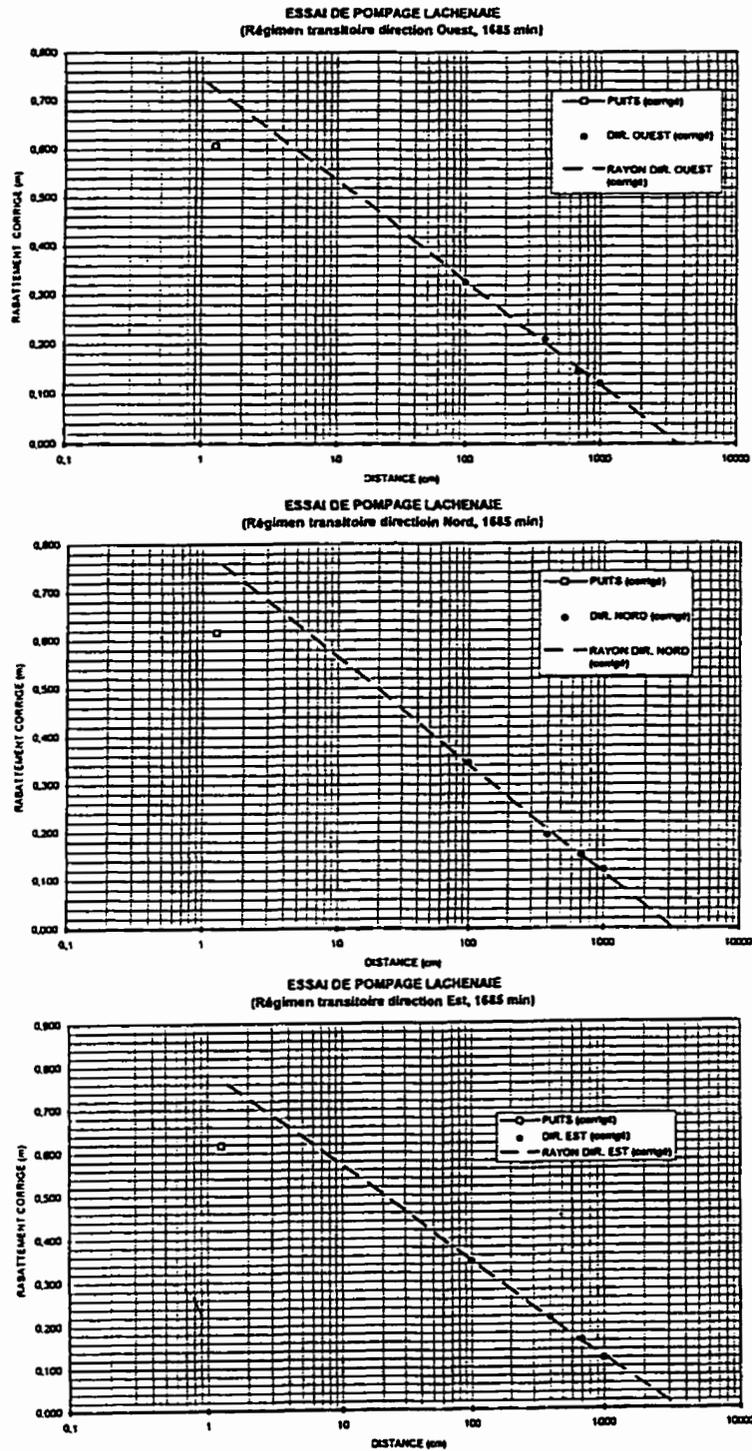


Figure E-IV.2 : Rabattement en fonction de la distance, temps 1685 min

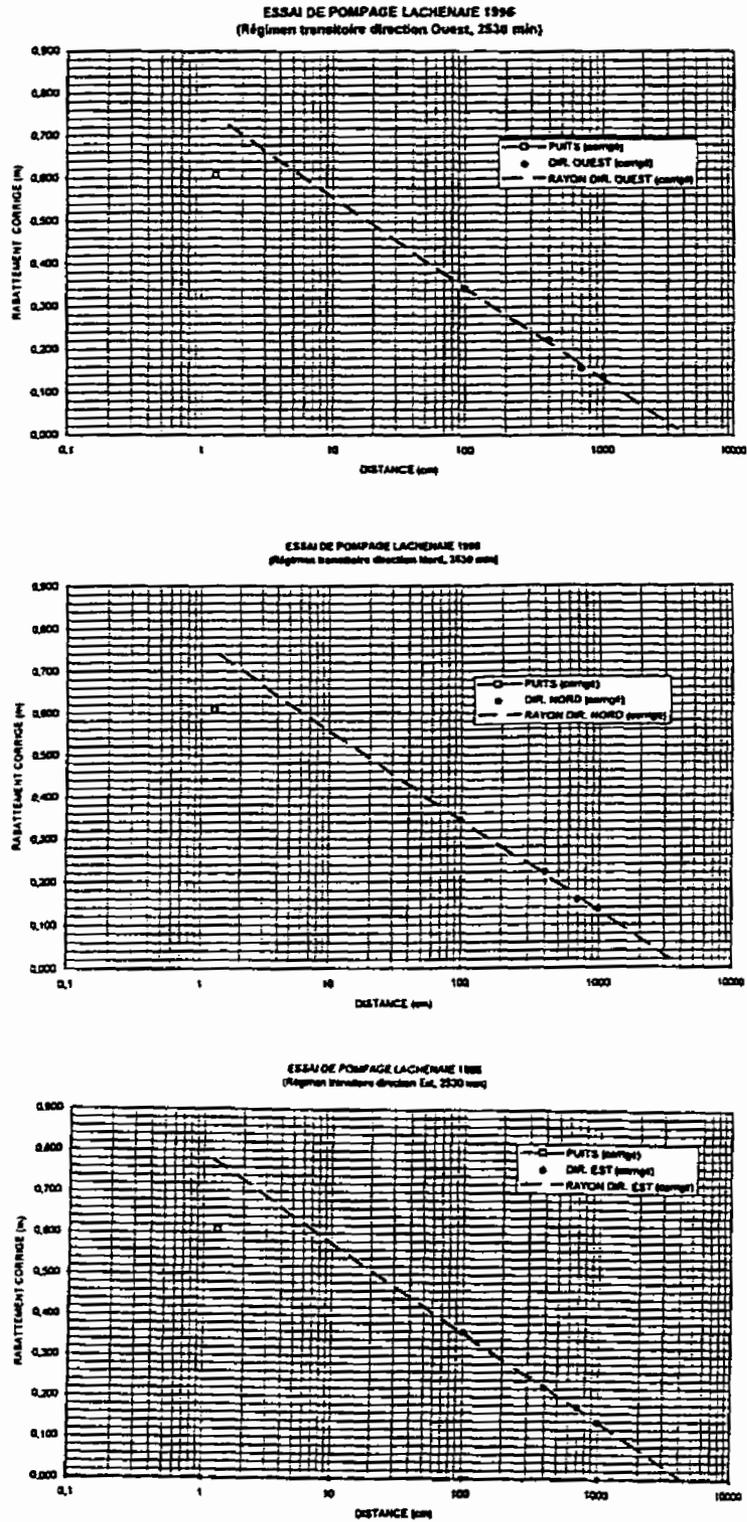


Figure E-IV.3 : Rabattement en fonction de la distance, temps 2530 min

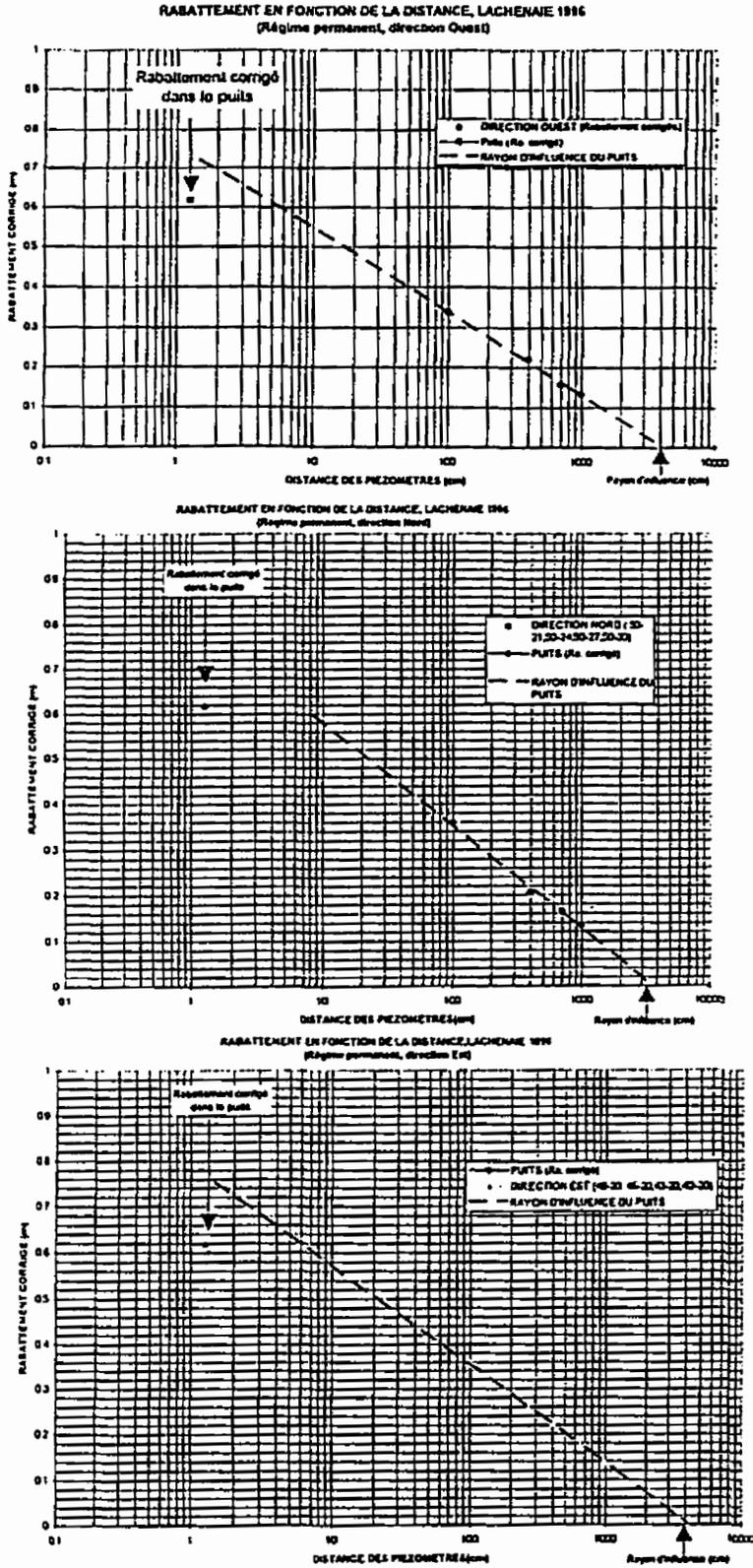


Figure E-V.1 : Rabattement en fonction de la distance, régime permanent

Tableau E-VI.1 : Essai de traçage, concentrations de Lithium

T. ini = 16H00			Jour 6/6/1996		
FLACON	TEMPS	LITHIUM	FLACON	TEMPS	LITHIUM
N°	(min)	(ppm)		(min)	(ppm)
01a	0	0,001	33	330	0,014
1	20	0,022	34	390	0,001
2	25	0,596	35	450	0,003
3	30	3,600	36	510	0,003
4	35	4,700	37	570	0,003
5	40	2,430	38	630	0,002
6	45	0,725	39	690	0,001
7	50	0,470	40	750	0,001
8	55	0,375	41	810	0,001
9	60	0,340	42	870	0,001
10	65	0,290	43	930	0,001
11	70	0,240		990	0,001
12	75	0,225	44	1020	0,001
13	80	0,200	45	1080	0,001
14	85	0,170		1110	0,001
15	90	0,160	46	1140	0,001
16	95	0,135	47	1200	0,001
17	100	0,116	48	1260	0,001
18	105	0,095	49	1265	0,001
19	110	0,080	50	1270	0,001
20	120	0,060	51	1275	0,001
21	130	0,048	52	1280	0,001
22	140	0,030	53	1285	0,001
23	150	0,018	54	1290	0,001
24	160	0,018	55	1295	0,001
25	170	0,012	56	1300	0,001
26	180	0,012	57	1305	0,001
27	190	0,009	58	1310	0,001
28	200	0,005	59	1315	0,001
29	210	0,004	60	1320	0,001
30	240	0,004	61	1325	0,001
31	270	0,003	62	1330	0,006
32	300	0,004	63	1335	0,021

N°	(min)	(ppm)	(min)	(ppm)
64	305	0,048	98	0,280
65	310	0,085	99	0,270
66	315	0,013	100	0,263
67	320	0,019	101	0,261
68	325	0,280	102	0,253
69	330	0,356	103	0,208
70	335	0,435	104	0,156
71	340	0,511	105	0,140
72	345	0,540	106	0,101
73	350	0,550	107	0,101
74	355	0,552	108	0,100
75	360	0,530	108a	0,163
76	365	0,502	109	0,211
77	370	0,480	110	0,219
78	375	0,460	111	0,238
79	380	0,440	112	0,254
80	385	0,423	113	0,273
81	390	0,425	114	0,286
82	395	0,422	115	0,293
83	400	0,408	116	0,300
84	405	0,394	117	0,312
85	415	0,375	118	0,317
86	425	0,363	119	0,313
87	435	0,349	120	0,326
88	445	0,350	121	0,322
89	455	0,330	122	0,322
90	465	0,327	123	0,320
91	475	0,316	124	0,320
92	485	0,300	125	0,310
93	495	0,296	126	0,307
94	505	0,286	127	0,304
95	515	0,285	128	0,305
96	525	0,280	129	0,308
97	535	0,280	130	0,305

continuation Tableau E-VI.1

T. ini = 16H00			Jour 6/6/1996		
N°	(min)	(ppm)		(min)	(ppm)
131	540	0,301	165	2175	0,331
132	545	0,302	166	2185	0,339
133	550	0,309	167	2195	0,359
134	555	0,310	168	2205	0,360
135	560	0,315	169	2215	0,360
136	565	0,319	170	2225	0,365
137	570	0,319	171	2235	0,368
138	575	0,319	172	2245	0,382
139	580	0,325	173	2255	0,385
140	585	0,323	174	2265	0,390
141	590	0,323	175	2275	0,387
142	595	0,325	176	2285	0,380
143	600	0,325	177	2295	0,378
144	605	0,324	178	2305	0,370
145	610	0,330	179	2315	0,356
146	615	0,320	180	2325	0,353
147	620	0,318	181	2335	0,340
148	625	0,316	182	2345	0,338
149	630	0,316	183	2370	0,300
150	635	0,312	184	2400	0,275
151	640	0,310	185	2430	0,233
152	2075	0,315	186	2460	0,218
153	2080	0,314	187	2490	0,200
154	2085	0,316	188	2520	0,196
155	2090	0,313	189	2550	0,186
156	2095	0,311	190	2580	0,174
157	2100	0,309	191	2610	0,176
158	2105	0,318	192	2640	0,165
159	2115	0,317	193	2670	0,157
160	2125	0,314	194	2700	0,148
161	2135	0,310	195	2730	0,144
162	2145	0,315	196	2760	0,135
163	2155	0,320	197	2790	0,124
164	2165	0,328	198	2820	0,116

continuation Tableau E-VI.1

T. ini = 16H00			Jour 6/6/1996		
N°	(min)	(ppm)		(min)	(ppm)
199	2850	0,120	233	3070	0,107
200	2880	0,112	234	3075	0,110
201	2910	0,108	235	3080	0,112
202	2915	0,104	236	3085	0,118
203	2920	0,103	237	3090	0,119
204	2925	0,104	238	3095	0,119
205	2930	0,110	239	3100	0,124
206	2935	0,104	240	3105	0,128
207	2940	0,107	241	3110	0,132
208	2945	0,104	242	3115	0,138
209	2950	0,100	243	3120	0,136
210	2955	0,102	244	3125	0,140
211	2960	0,099	245	3130	0,144
212	2965	0,098	246	3135	0,142
213	2970	0,096	247	3140	0,148
214	2975	0,098	248	3145	0,150
215	2980	0,094	249	3150	0,158
216	2985	0,096	250	3155	0,155
217	2990	0,093	251	3160	0,158
218	2995	0,097	252	3165	0,165
219	3000	0,093	253	3170	0,175
220	3005	0,094	254	3175	0,177
221	3010	0,096	255	3180	0,181
222	3015	0,093	256	3190	0,182
223	3020	0,093	257	3200	0,196
224	3025	0,095	258	3210	0,212
225	3030	0,092	259	3220	0,201
226	3035	0,093	260	3230	0,228
227	3040	0,097	261	3240	0,231
228	3045	0,099	262	3250	0,244
229	3050	0,098	263	3260	0,250
230	3055	0,101	264	3270	0,260
231	3060	0,105	265	3280	0,263
232	3065	0,102	266	3290	0,254

continuation Tableau E-VI.1

T. ini = 16H00			Jour 6/6/1996		
N°	(min)	(ppm)		(min)	(ppm)
267	3300	0,267	301	3960	0,110
268	3310	0,270	302	3990	0,102
269	3320	0,275	303	4020	0,102
270	3330	0,280	304	4050	0,095
271	3340	0,289	305	4080	0,092
272	3350	0,280	306	4110	0,088
273	3360	0,283	307	4140	0,085
274	3370	0,285	308	4170	0,080
275	3380	0,291	309	4200	0,075
276	3390	0,288	310	4230	0,070
277	3400	0,270	311	4260	0,075
278	3410	0,294	312	4290	0,067
279	3420	0,287	313	4320	0,063
280	3430	0,289	314	4350	0,061
281	3440	0,281	315	4380	0,061
282	3450	0,280	316	4410	0,059
283	3460	0,274	317	4440	0,058
284	3470	0,266	318	4470	0,054
285	3480	0,245	319	4500	0,050
286	3510	0,237	320	4530	0,051
287	3540	0,222	321	4560	0,046
288	3570	0,200	322	4590	0,047
289	3600	0,192	323	4620	0,045
290	3630	0,168	324	4650	0,045
291	3660	0,169	325	4680	0,040
292	3690	0,165	326	4710	0,038
293	3720	0,160	327	4740	0,040
294	3750	0,151	328	4770	0,040
295	3780	0,135	329	4800	0,038
296	3810	0,132	330	4830	0,032
297	3840	0,131	331	4860	0,033
298	3870	0,123	332	4890	0,030
299	3900	0,122	333	4920	0,031
300	3930	0,121	334	4950	0,036

continuation Tableau E-VI.1

T. ini = 16H00			Jour 6/6/1996		
N°	(min)	(ppm)		(min)	(ppm)
335	4980	0,030	346	5310	0,027
336	5010	0,028	347	5340	0,025
337	5040	0,028	348	5370	0,022
338	5070	0,026	349	5400	0,023
339	5100	0,024	350	5430	0,022
340	5130	0,026	351	5460	0,021
341	5160	0,020	352	5490	0,023
342	5190	0,023	353	5520	0,024
343	5220	0,021	354	5550	0,021
344	5250	0,021	355	5580	0,019
345	5280	0,025	356	5610	0,020

Tableau E-VI.2 : Essai de traçage; traceurs supplémentaires

N° Flacon	Temps cum.	Tem. part.	Li (ppm)	Mg (ppm)	Sr (ppm)
360	5730	0	0,013	10,10	0,09
361	5732	2	0,014	10,00	0,09
362	5734	4	0,012	10,00	0,08
363	5736	6	0,014	10,10	0,09
364	5738	8	0,011	10,17	0,09
365	5740	10	0,011	10,15	0,08
366	5742	12	0,012	10,12	0,09
367	5744	14	0,010	10,00	0,09
368	5746	16	0,011	10,10	0,08
369	5748	18	0,011	10,07	0,10
370	5750	20	0,025	10,10	0,11
371	5752	22	0,056	10,10	0,12
372	5754	24	0,190	10,25	0,14
373	5756	26	0,500	10,93	0,31
374	5758	28	1,300	12,00	0,58
375	5760	30	2,450	13,58	1,16
376	5762	32	3,500	15,20	1,78
377	5764	34	4,200	16,33	2,53
378	5766	36	4,400	16,20	2,64
379	5768	38	3,430	14,50	2,12
380	5770	40	2,540	13,00	1,53
381	5772	42	1,630	11,80	0,99
382	5774	44	1,020	11,04	0,64
383	5776	46	0,700	10,65	0,52
384	5778	48	0,520	10,52	0,45
385	5780	50	0,450	10,54	0,46
386	5782	52	0,390	10,23	0,42
387	5784	54	0,360	10,39	0,39
388	5786	56	0,360	10,40	0,40
389	5788	58	0,350	10,40	0,40
390	5790	60	0,306	10,40	0,40
391	5792	62	0,308	10,38	0,38
392	5794	64	0,303	10,37	0,37
393	5796	66	0,288	10,37	0,37
394	5798	68	0,272	10,37	0,37
395	5800	70	0,260	10,35	0,35
396	5802	72	0,236	10,33	0,33

continuation Tableau E-VI.2

397	5804	74	0,233	10,31	0,31
398	5806	76	0,210	10,30	0,30
399	5808	78	0,203	10,29	0,29
400	5810	80	0,200	10,28	0,28
401	5812	82	0,200	10,28	0,28
402	5814	84	0,181	10,28	0,28
403	5816	86	0,176	10,27	0,27
404	5818	88	0,181	10,28	0,28
405	5820	90	0,162	10,28	0,28
406	5822	92	0,166	10,26	0,26
407	5824	94	0,150	10,25	0,25
408	5826	96	0,133	10,26	0,26
409	5828	98	0,127	10,23	0,23
410	5830	100	0,110	10,20	0,20
411	5832	102	0,104	10,18	0,18
412	5834	104	0,094	10,17	0,17
413	5836	106	0,090	10,16	0,16
414	5838	108	0,081	10,18	0,18
415	5840	110	0,077	10,18	0,18
416	5842	112	0,070	10,17	0,17
417	5844	114	0,070	10,17	0,17
418	5846	116	0,067	10,18	0,18
419	5848	118	0,063	10,19	0,19
420	5850	120	0,059	10,18	0,18
421	5852	122	0,050	10,16	0,16
422	5854	124	0,038	10,15	0,15
423	5856	126	0,030	10,16	0,16
424	5858	128	0,029	10,15	0,15
425	5860	130	0,030	10,16	0,16
426	5862	132	0,080	10,13	0,13
427	5864	134	0,025	10,13	0,13
428	5866	136	0,026	10,14	0,14
429	5868	138	0,025	10,12	0,12
430	5870	140	0,022	10,12	0,12
431	5872	142	0,020	10,11	0,11
432	5874	144	0,020	10,00	0,12
433	5876	146	0,017	10,00	0,11
434	5878	148	0,020	10,00	0,11
435	5880	150	0,017	10,00	0,12
436	5882	152	0,020	10,00	0,12
437	5884	154	0,018	10,00	0,11

Tableau E-VI.3 : Programme pour calculer la masse récupérée du traceur

```

function [dif]=traceur(model,donnee);
%
% fonction [dif]=traceur(model,donnee);
%
% Fonction pour visualiser une solution particuliere contenue
% dans model.
% dif est la fonction objective
% model est
a1=model(1);d1=model(4);u1=model(7);s1=model(10);
a2=model(2);d2=model(5);u2=model(8);s2=model(11);
a3=model(3);d3=model(6);u3=model(9);s3=model(12);

n=length(donnee);
y=donnee(:,1);
conc=donnee(:,2);
y1=max(y-d1,0.1);
y2=max(y-d2,0.1);
y3=max(y-d3,0.1);

id1=y<=d1;
id2=y<=d2;
id3=y<=d3;

f1=exp(-0.5*((log(y1)-u1)/s1).^2)./(y1*s1*sqrt(2*pi));
f2=exp(-0.5*((log(y2)-u2)/s2).^2)./(y2*s2*sqrt(2*pi));
f3=exp(-0.5*((log(y3)-u3)/s3).^2)./(y3*s3*sqrt(2*pi));

f1(id1)=zeros(sum(id1),1);
f2(id2)=zeros(sum(id2),1);
f3(id3)=zeros(sum(id3),1);

ft=a1*f1+a2*f2+a3*f3;

pen=99999;
dif=sum((conc-ft).^2./max(conc,.1))+pen*(a1>10*1000/55)+pen*(a2>15*1000/55)+pen*
(a3>20*1000/55)+pen*(a3<12*1000/55);

plot(y,conc,y,ft);axis([1000 max(y) 0 0.6]);
% hold on
% plot(y,f1*a1,':')
% plot(y,f2*a2,':')
% plot(y,f3*a3,':')
% hold off

title ('Figure 31 Ajustement statistique pour déterminer la masse du traceur (Li
) récupérée')
xlabel ('Temps d arrivée du traceur en minutes')
ylabel ('Concentration (Li) en ppm')

```

continuation Tableau E-VI.3

```
function [optim]=ajustra(donnee,model);
%
% function [optim]=ajustra(donnee,model);
% optim est la solution optimale finale
% donnee est la matrice des donnees (n x 2) 1ere colonne temps,
% 2e colonne concentration
% model est la solution initiale vecteur 1 x 12, par blocs de 3:
%   1-3: masses recuperees (mg min/l)
%   4-6: offset temps pour arrivee
%   7-9: parametre de localisation
%   10-12: parametre de dispersion

x0=model;
n=length(donnee);
[optim]=fmins('traceur',model,[1, zeros(1,12),300,zeros(1,4)],[],donnee);
%[optim]=fmins('tragam',model,[1, zeros(1,12),500,zeros(1,4)],[],donnee);
```

continuation Tableau E-VI.3

```

function [dif]=traceur(model,donnee);
%
% function [dif]=traceur(model,donnee);
%
% fonction pour calculer l'ajustement. Cette fonction est appelee
% par ajusta
%
% dif est la fonction objective utilisee par ajusta pour gerer les iterations
% model est la solution actuelle
% donnee est la matrice n x 2 de donnees (voir ajusta)
%
% fonction pour calculer l'ajustement
%
a1=model(1);d1=model(4);u1=model(7);s1=model(10);
a2=model(2);d2=model(5);u2=model(8);s2=model(11);
a3=model(3);d3=model(6);u3=model(9);s3=model(12);

n=length(donnee);
y=donnee(:,1);
conc=donnee(:,2);
y1=max(y-d1,0.1);
y2=max(y-d2,0.1);
y3=max(y-d3,0.1);

id1=y<=d1;
id2=y<=d2;
id3=y<=d3;

f1=exp(-0.5*((log(y1)-u1)/s1).^2)./(y1*s1*sqrt(2*pi));
f2=exp(-0.5*((log(y2)-u2)/s2).^2)./(y2*s2*sqrt(2*pi));
f3=exp(-0.5*((log(y3)-u3)/s3).^2)./(y3*s3*sqrt(2*pi));

f1(id1)=zeros(sum(id1),1);
f2(id2)=zeros(sum(id2),1);
f3(id3)=zeros(sum(id3),1);

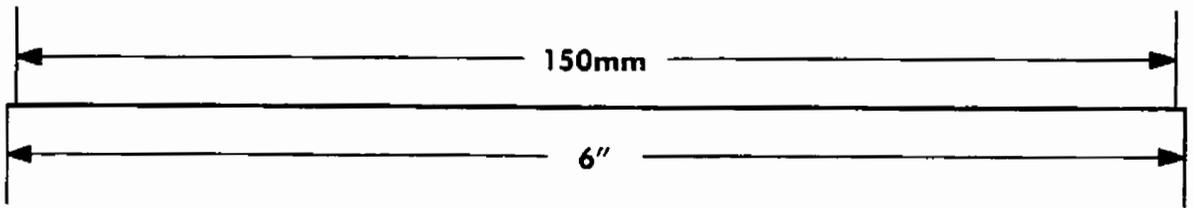
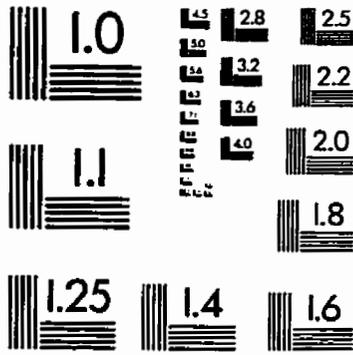
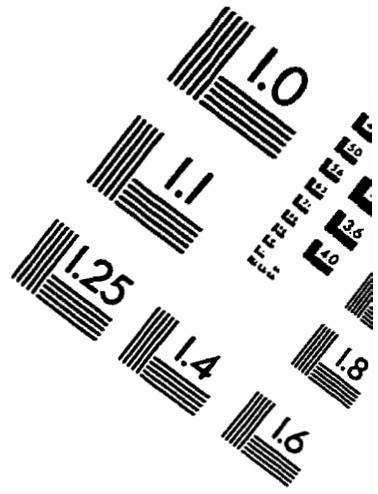
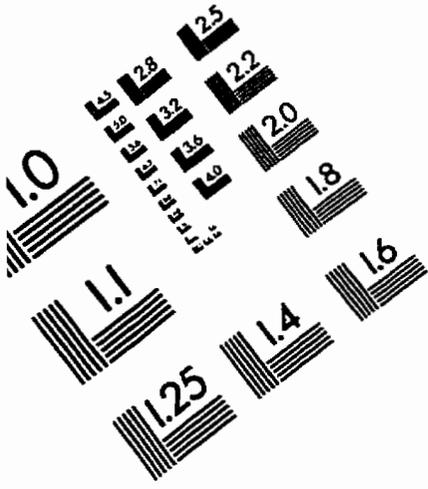
ft=a1*f1+a2*f2+a3*f3;

pen=99999;

dif=sum((conc-ft).^2./max(conc,.1))+pen*(a1>10*1000/55)+pen*(a2>15*1000/55)+pen*
(a3>20*1000/55)+pen*(a3<12*1000/55)

```

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)



APPLIED IMAGE, Inc
 1653 East Main Street
 Rochester, NY 14609 USA
 Phone: 716/482-0300
 Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved

