

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE
PRÉSENTÉ À
L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI
COMME EXIGENCE PARTIELLE
DE LA MAITRISE EN SCIENCES DE LA TERRE

PAR
CHRISTIAN DENIS
B.Sc.A

CARACTÉRISATION HYDROGÉOLOGIQUE DU SUBSTRATUM ROCHEUX
FRACTURÉ DU SITE POLLUÉ DE VILLE-MERCIER

AVRIL 1991



Mise en garde/Advice

Afin de rendre accessible au plus grand nombre le résultat des travaux de recherche menés par ses étudiants gradués et dans l'esprit des règles qui régissent le dépôt et la diffusion des mémoires et thèses produits dans cette Institution, **l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** est fière de rendre accessible une version complète et gratuite de cette œuvre.

Motivated by a desire to make the results of its graduate students' research accessible to all, and in accordance with the rules governing the acceptance and diffusion of dissertations and theses in this Institution, the **Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** is proud to make a complete version of this work available at no cost to the reader.

L'auteur conserve néanmoins la propriété du droit d'auteur qui protège ce mémoire ou cette thèse. Ni le mémoire ou la thèse ni des extraits substantiels de ceux-ci ne peuvent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

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

RÉSUMÉ

Avant la mise en place d'un système de décontamination et de restauration de la formation aquifère rocheuse au site pollué de Ville-Mercier, il est important de définir les caractéristiques géométriques et hydrauliques du système de fractures de même que les propriétés hydrauliques de la matrice poreuse afin de mieux comprendre le mouvement des polluants dans le milieu rocheux.

La caractérisation hydrogéologique du massif rocheux, réalisé au site pollué de Ville-Mercier, vise à définir la nature du roc, la géométrie du système de fractures, de même que les propriétés hydrauliques des fractures et de la matrice poreuse. Les roches de la région, qui sont peu déformées, ont un faible pendage vers le sud-est et le nord-ouest avec une direction qui varie de N 10° à N 125°. Des relevés sur le terrain montrent que ces roches sont recoupées par deux familles de fractures sub-verticales et orthogonales, orientées N 120° et N 30°, et perpendiculaires aux axes des grands plis ouverts de la région. Au niveau du site pollué, sept forages verticaux carottés "NQ" ont été exécutés à l'automne 1988. Chaque forage pénètre sur une longueur inférieure à 14 m, un orthoquartzite à litage sub-horizontale de la Formation de Thérèse du Groupe de Beekmantown. Des fractures et des zones fracturées sub-horizontales ont été intersectées par ces forages et la présence de polluants a été remarquée à l'intérieur de plusieurs discontinuités ouvertes. L'instrumentation de surveillance à niveaux multiples mise en place dans les forages, a permis d'échantillonner l'eau contaminée et de mesurer la charge hydraulique. Un fort gradient hydraulique vertical ascendant est observé au toit du rocher.

Des essais de pompage et des essais d'injection entre obturateurs pneumatiques ont permis de définir le profil de la conductivité hydraulique du massif rocheux fracturé. Cette dernière varie de 10^{-5} m/s dans les zones fracturées à $< 10^{-10}$ m/s au niveau de la roche saine. En laboratoire, des essais d'injection radiale sur des carottes dans un perméamètre ont montré la très faible contribution de la matrice rocheuse à l'écoulement. La conductivité hydraulique radiale de la matrice, mesurée parallèlement au litage, varie de 10^{-11} à 10^{-13} m/s. La porosité de la matrice a été déterminée à l'aide d'essais d'injection au mercure, ainsi qu'à partir de diverses analyses sur des lames minces et au microscope électronique à balayage. Une porosité effective évaluée à environ 2%, associée à une faible dimension des pores, laissent supposer que les polluants immiscibles et de forte viscosité peuvent difficilement pénétrer à l'intérieur de la matrice poreuse.

REMERCIEMENTS

J'exprime ma gratitude envers mon directeur de thèse, A. Rouleau, qui a su susciter mon intérêt tout au long de ce projet, ainsi qu'au personnel du secteur des Sciences de la Terre de l'Université du Québec à Chicoutimi qui m'a apporté un soutien professionnel, technique et financier. Je veux également remercier pour leur support logistique et technique: M. Poulin de Foratek International inc., P.J. Gélinas et A. Masson du département de Géologie de l'Université Laval, P.A. Lapcevic et K. Novakowski de l'Institut National de Recherche sur les Eaux d'Environnement Canada, ainsi que J.C. Colin et S. Roy du département de Génie civil de l'Université de Sherbrooke.

Nos travaux ont été financés par Environnement Canada et le Ministère des Approvisionnement et Services du Canada, via un contrat à la firme SNC de Montréal et à l'Université Laval; ainsi que par une subvention du Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada au professeur A. Rouleau.

Finalement, je veux rendre hommage à mes amis et surtout à mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mon cheminement de carrière et au cours de mes études universitaires. C'est à mes parents à qui je dédie bien humblement ce mémoire.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
RÉSUMÉii
REMERCIEMENTSiii
TABLE DES MATIÈRESiv
LISTE DES TABLEAUXvii
LISTE DES FIGURESviii
CHAPITRE I INTRODUCTION	
1.1 Généralités1
1.2 Historique3
1.3 Cadre de l'étude.....	.4
1.4 Objectifs de l'étude4
1.5 Méthodologie.....	.5
CHAPITRE II GÉOLOGIE RÉGIONALE	
2.1 Dépôts meubles6
2.2 Socle rocheux6
CHAPITRE III FORAGES ET INSTRUMENTATION	
3.1 Travaux de forage.....	.12
3.1.1 Nivellement14
3.1.2 Description du roc échantillonné14
3.2 Piézomètres à niveaux multiples17

CHAPITRE IV CARACTÉRISATION DU SYSTÈME DE FRACTURES

4.1 Relevés structuraux sur les affleurements rocheux	21
4.2 Relevés de fractures dans les forages	24

CHAPITRE V CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES DU MASSIF ROCHEUX SUR LE TERRAIN

5.1 Introduction.....	26
5.1 Mesure de la remontée.....	26
5.2.1 Méthode du recouvrement de Theis	28
5.2.2 Méthode de Hvorslev	30
5.3 Essais d'injection à charge constante	32
5.3.1 Modèle du milieu poreux équivalent	36
5.3.2 Modèle de la fracture unique équivalente	37
5.4 Essais de choc hydraulique	42
5.4.1 Méthode de Cooper	44
5.4.2 Méthode de Hvorslev	45
5.5 Discussion des résultats	47
5.5.1 Mesure de la remontée	47
5.5.2 Essais d'injection à charge constante.....	49
5.5.3 Essais de choc hydraulique.....	51

CHAPITRE VI CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES

MATRICIELLES ET MESURE DE LA POROSITÉ EN LABORATOIRE

6.1 Introduction	60
6.2 Essais perméamétriques sur des carottes de forage	60
6.2.1 Modes d'écoulement radial	64
6.2.2 Méthode d'analyse des essais perméamétriques	66
6.2.3 Interprétation des essais perméamétriques.....	67
6.3 Essais porosimétriques.....	71
6.3.1 Porosimétrie au mercure	71
6.3.2 Microscopie optique et microscope électronique à balayage.....	79
6.3.3 Interprétation des essais porosimétriques.....	88

CHAPITRE VII DISCUSSION

7.1 Lithostratigraphie	91
7.2 Fracturation.....	92
7.3 Conditions hydrogéologiques	93
7.4 Travaux de recherche complémentaires	96

CHAPITRE VIII CONCLUSION

RÉFÉRENCES.....	101
-----------------	-----

	Page
ANNEXE A DIAGRAPHIE DES FORAGES	107
ANNEXE B ÉTUDE PÉTROGRAPHIQUE ET MESURE DES PLANS DE FRACTURES.....	127
ANNEXE C ESSAIS HYDRAULIQUES SUR LE TERRAIN	136
ANNEXE D ESSAIS ET MESURES EN LABORATOIRE	169

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Caractéristiques des piézomètres dans le roc	20
Tableau 2. Nombre et espacement moyen des discontinuités.....	25
Tableau 3. Résultats des essais porosimétriques au mercure	80
Tableau 4. Porosité de l'orthoquartzite selon le comptage de points.....	85
Tableau B-1. Minéralogie de l'orthoquartzite en lame mince	128
Tableau B-2. Distribution (en pourcentage) du plus grand diamètre apparent des grains..	131
Tableau B-3. Tendence centrale et uniformité de la distribution de fréquences du plus grand diamètre apparent des grains mesuré sur les lames minces.....	133
Tableau B-4. Plans de fractures mesurés sur les affleurements rocheux	134
Tableau C-1. Résultats des essais d'injection à charge constante	154
Tableau D-1. Caractéristiques physiques des échantillons de roc	170

Tableau D-2. Résultats des essais perméamétriques	174
Tableau D-3. Distribution (en pourcentage) du plus grand diamètre apparent des pores .	176

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Localisation du terrain d'étude.....	2
Figure 2. Carte géologique simplifiée des dépôts meubles (adapté de Dion et al., 1985)....	7
Figure 3. Carte géologique du socle rocheux (Globensky, 1986)	9
Figure 4. Topographie du socle rocheux (adapté de Dion et al., 1985)	11
Figure 5. Localisation des forages	13
Figure 6. Minéralogie et granulométrie de l'orthoquartzite en lame mince (VMT R-1/1)....	16
Figure 7. Coupe A-A' du terrain entre l'usine de traitement et les anciennes lagunes	19
Figure 8. Diagramme équiaire sur hémisphère inférieur des pôles des plans de fractures mesurés sur les affleurements.....	22
Figure 9. Familles de fractures orthogonales orientées à N 120° et N 30° (affleurement no.102; Globensky, 1986)	23
Figure 10. Schéma d'installation pour le pompage du forage et la mesure de la remontée...27	
Figure 11. Résultats de la remontée	31
Figure 12. Schéma d'installation des essais d'injection à charge constante (adapté de Lapcevic, 1988).....	33
Figure 13. Évolution de la pression hydraulique lors d'un essai d'injection à charge constante	35

Figure 14. Schéma du modèle de la fracture unique équivalente (adapté de Raven, 1986)	39
Figure 15. Profils de la conductivité hydraulique et ouverture d'une fracture unique équivalente (adapté de Lapcevic, 1988)	40
Figure 16. Schéma d'installation des essais de choc hydraulique (adapté de Lapcevic, 1988).....	43
Figure 17. Résultats des essais de choc hydraulique	46
Figure 18. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-1	53
Figure 19. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-2	54
Figure 20. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-3	55
Figure 21. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-4	56
Figure 22. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-5	57
Figure 23. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-6	58
Figure 24. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-7	59
Figure 25. Montage du perméamètre radial	61

Figure 26. Schéma du montage du perméamètre radial	62
Figure 27. Schéma du réseau d'écoulement dans un échantillon de roc cylindrique (adapté de Bernaix, 1967)	65
Figure 28. Écoulement de l'eau par les micro-fissures lors d'un essai d'injection radiale divergent sans la cellule du perméamètre	68
Figure 29. Résultats des essais perméamétriques sur des carottes de forage	70
Figure 30. Porosimètre au mercure "Carlo Erba 200" de l'Université de Sherbrooke.....	72
Figure 31. Courbes d'un essai porosimétrique au mercure (échantillon R-1/1)	75
Figure 32. Système poreux de l'orthoquartzite en lame mince (VML R-1/1)	83
Figure 33. Images de l'orthoquartzite au microscope électronique à balayage.....	87
Figure 34. Résultats des essais porosimétriques	89

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 GÉNÉRALITÉS

Le site de Ville-Mercier, situé à environ 20 km au sud de Montréal (figure 1), est reconnu comme un des plus importants cas de contamination de l'eau souterraine par des composés organiques au Canada. La zone contaminée s'étend horizontalement sur plus de 5 km, et verticalement, à travers toute la formation de sable et gravier jusque dans le substratum rocheux. De sérieux problèmes d'alimentation en eau souterraine sont vécus dans cette région agricole du Québec depuis plus de deux décennies. Un syndrome sur la qualité de l'eau potable s'est implanté dans la population et entraîne de graves problèmes, tant sur le plan social que politique. Depuis 1984, l'eau souterraine est pompée principalement des dépôts meubles du Quaternaire et est traitée dans une usine qui a été aménagée à environ 300 m en aval des lagunes. Le pompage de l'eau souterraine a pour but de rabattre la nappe d'eau, afin de créer un piège hydraulique qui attire l'eau contaminée et l'empêche de migrer davantage. Après plus de 5 ans d'opération, la formation aquifère de sable et gravier n'est pas encore décontaminée et il s'avère que les systèmes de décontamination et de traitement qui ont été implantés ne sont pas efficaces pour la restauration du site. De plus, des sols fortement contaminés, situés à l'intérieur et sous les anciennes lagunes, n'ont pas été excavés et constituent une source de pollution toujours active.

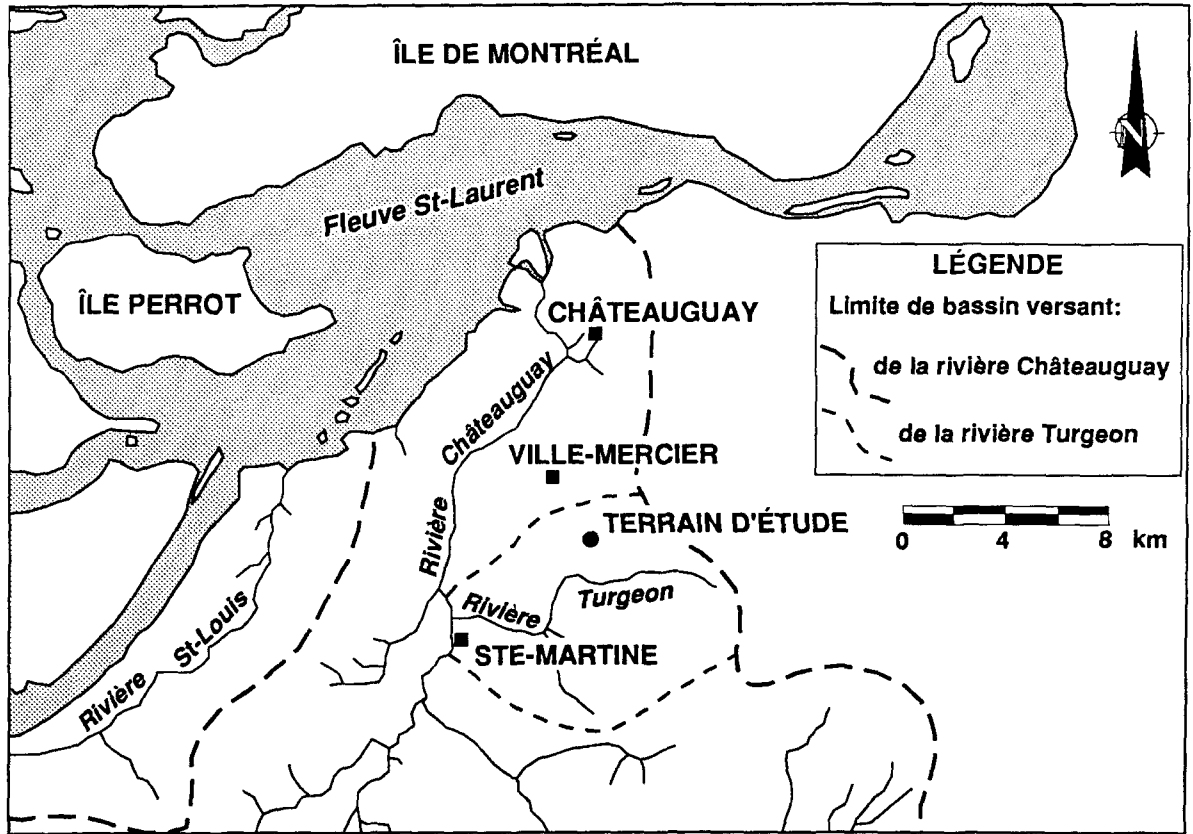


Figure 1. Localisation du terrain d'étude

1.2 HISTORIQUE

L'origine de la contamination remonte à 1968, alors que des déversements de déchets industriels ont été entrepris dans un ancien trou de gravière située à 3 km au sud-est de la municipalité de Mercier. Entre 1968 et 1972, plus de 40 000 m³ de déchets, liquides et semi-liquides, ont ainsi été déversés sur des dépôts granulaires très perméables (Poulin, 1977) sans qu'aucune étude hydrogéologique n'ait été réalisée préalablement. La nature des déchets était diverse: des hydrocarbures, des acides, des alcalis, des polymères, des insecticides, des pesticides, des solvants ainsi qu'une gamme indéterminée de composés organiques non-identifiés.

Les conséquences de ces déversements "autorisés" n'ont pas tardé à se manifester. Dès 1971, des puits d'alimentation en eau souterraine et un étang d'eau, situés au sud et au sud-ouest des lagunes, étaient contaminés. L'eau, d'une teinte noire, avait un très mauvais goût et dégageait une odeur nauséabonde. Entre 1973 et 1981, les déchets encore récupérables ont été pompés et incinérés dans l'incinérateur de la compagnie Tricil inc. (aujourd'hui propriété de Laidlaw Ltée), puis les lagunes ont été remplies par des matériaux argileux. Depuis 1971, des conduites d'aqueduc continuent d'être construites pour fournir de l'eau potable aux résidents touchés par le panache de contamination qui ne cesse de progresser.

En 1977, dans la première investigation hydrogéologique du site, Poulin (1977) a évalué la vitesse de l'eau souterraine à 110 m/an dans les dépôts meubles et à environ 525 m/an dans les trois premiers mètres du roc. Il a montré que l'enclave de contamination s'étendait sur plus de 1.5 km de longueur, en direction sud et sud-ouest, selon le gradient hydraulique horizontal régional. En 1981, une autre étude hydrogéologique réalisée

par Hydrogéologie Canada, a estimé la vitesse de l'eau souterraine à plus de 450 m/an dans les trois premiers mètres du roc. Cette même étude a démontré, à partir de l'analyse des phénols, que le panache de contamination couvrait un éventail de 30 km² dans le complexe de sable et gravier. En 1982, la municipalité de Ste-Martine, située à environ 5 km au sud-ouest des lagunes, se voit dans l'obligation d'abandonner ses sources d'approvisionnement en eau souterraine. Suite à une étude de faisabilité du captage des eaux souterraines contaminées réalisée par Poulin (1982), trois puits de pompage à fort débit et une usine de traitement sont construits en 1983.

1.3 CADRE DE L'ÉTUDE

Cette étude s'inscrit dans un projet global de recherche qui vise à évaluer la performance du système de décontamination des formations aquifères et du traitement des eaux souterraines contaminées au site de Ville-Mercier. C'est en 1988 que le gouvernement Fédéral accorda des fonds de recherche à un consortium composé de SNC, l'Université de Sherbrooke et l'Université Laval afin de réaliser le mandat. La pollution ayant atteint le milieu rocheux, l'Université du Québec à Chicoutimi a été mandatée par l'Université Laval pour caractériser l'hydrogéologie du substratum rocheux fracturé et pollué.

1.4 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

Les objectifs de cette étude consistent à définir la nature du roc et la géométrie du système de fractures, ainsi qu'à caractériser les paramètres hydrauliques des fractures et de la matrice poreuse de l'orthoquartzite. Les résultats obtenus pourront éventuellement être utilisés dans des études de modélisation de migration des contaminants dans le massif rocheux ou à trouver une solution pour la décontamination et la restauration du site.

1.5 MÉTHODOLOGIE

Différents travaux de terrain et de laboratoire ont été réalisés pour rencontrer les objectifs. Au cours de l'automne 1988, des relevés structuraux ont été effectués sur les affleurements rocheux qui ceinturent le site à l'étude dans le but de connaître l'orientation des principaux plans de fractures visibles en surface. Dans la zone des déversements, des travaux de forage ont été exécutés pour déterminer la nature du roc et la densité de fracturation à partir de l'examen visuel des carottes échantillonnées. Des essais hydrauliques en rocher ont ensuite été réalisés afin de définir le profil de la conductivité hydraulique du massif rocheux sur la longueur de tous les forages. Une fois les essais terminés, les forages ont été instrumentés avec des piézomètres à niveaux multiples qui ont permis la prise d'échantillon d'eau et la mesure de la charge hydraulique.

Les carottes de forage prélevées sur le site, ont été acheminées à l'Université du Québec à Chicoutimi pour la fabrication de lames minces et la réalisation d'essais perméamétriques pour connaître la perméabilité matricielle de la roche. D'autres échantillons ont été expédiés à l'Université de Sherbrooke où des essais porosimétriques au mercure ont été effectués dans le but de déterminer la porosité de l'orthoquartzite. Enfin, pour compléter l'étude du système poreux, des images au microscope électronique à balayage ont été prises sur quelques échantillons à l'Université Laval.

CHAPITRE II

GÉOLOGIE RÉGIONALE

2.1 DÉPÔTS MEUBLES

La géologie de la gravière, où furent déversés les déchets industriels, a été décrite par Poulin (1977). Cette gravière est localisée dans la partie sud d'une crête de sable et gravier qui s'étend sur environ 11 km, en direction NNE-SSO, à travers une plaine argileuse (figure 2). Dans la zone des déversements, le roc est recouvert de dépôts meubles d'âge quaternaire d'une épaisseur qui varie de 30 à 40 m. La séquence stratigraphique montre à la base, un till silteux compact et très dense qui repose de façon discontinue sur le roc. Il peut atteindre une épaisseur de 3 m par endroits (Martel, 1988). Un dépôt fluvio-glaciaire hétérogène, d'environ 30 m d'épaisseur, composé de sable et gravier avec un peu de cailloux et des traces de blocs, est sus-jacent au till silteux ou en contact direct sur le roc. La partie supérieure de ce dépôt a été partiellement remaniée par l'avancée subséquente de la mer Champlain, ce qui a permis de former des unités de sable bien trié. Ces unités se prolongent sous l'argile qui a recouvert le reste de la région.

2.2 SOCLE ROCHEUX

Les plus récents travaux de cartographie géologique du socle rocheux de cette région ont été effectués par le Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec entre 1981 et

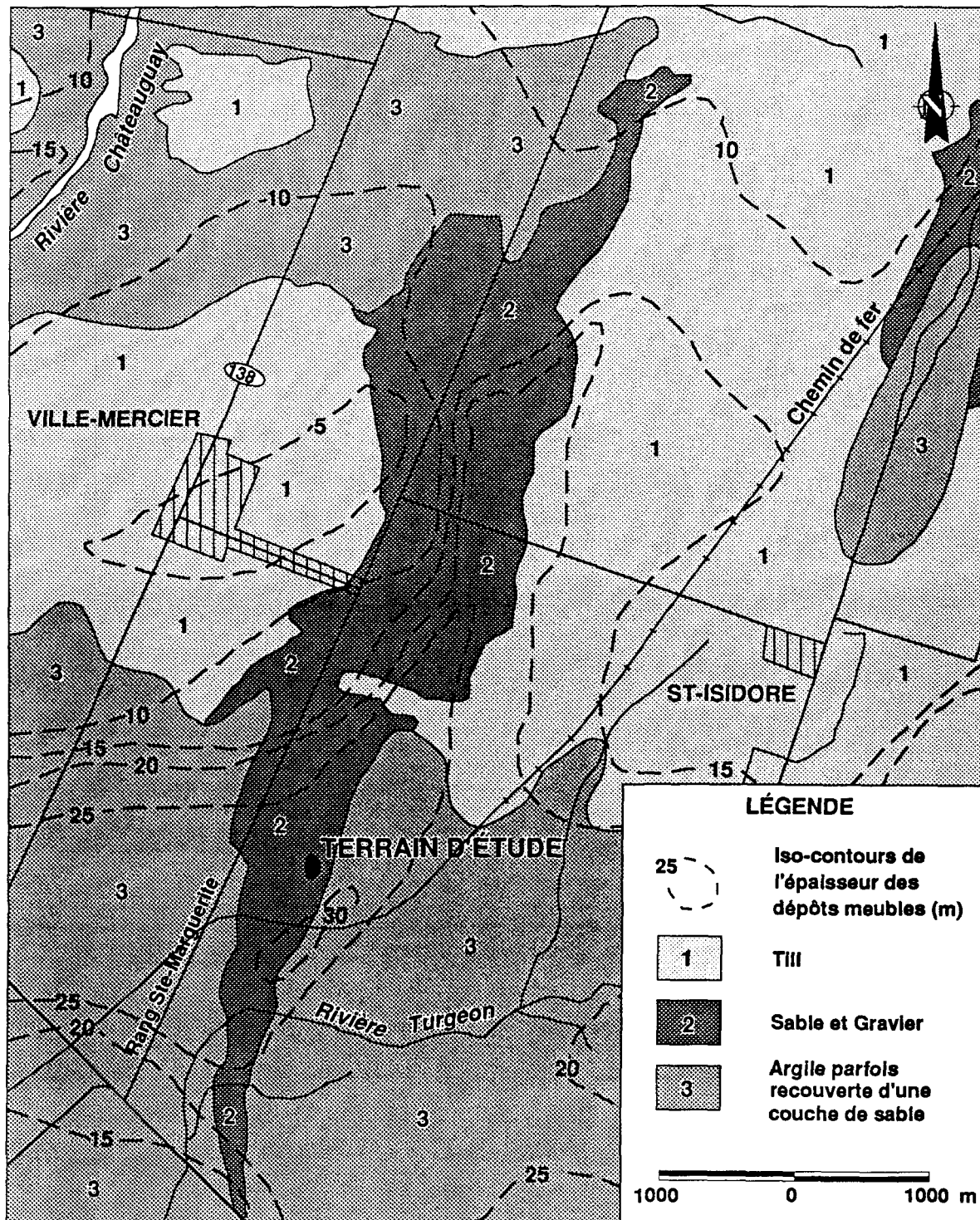


Figure 2. Carte géologique simplifiée des dépôts meubles (adapté de Dion et al., 1985)

1982. Les dépôts meubles reposent sur des roches sédimentaires ordoviciennes du Groupe de Beekmantown de la province géologique des Basses Terres du St-Laurent (Clark, 1966; Globensky, 1986) (figure 3). Ce groupe se divise en deux formations. À la base, la Formation de Thérèse est formée d'une interstratification de lits de grès quartzitique et de dolomie; son épaisseur est estimée à 80 m. Le grès, souvent dolomitique, a une couleur blanchâtre et une granulométrie fine à moyenne. À l'échelle du terrain, il est fréquent d'observer des structures sédimentaires et de la bioturbation. D'après les observations de Globensky (1986) sur des sections en lame mince, le grès se compose généralement de 92% de quartz, de 5% de carbonates, de 3% d'infiltrations d'oxydes de fer (magnétite, ilménite) qui entourent les grains de quartz et de 1% de minéraux accessoires (zircon, fragments de chert). La Formation de Beauharnois sus-jacente est composée de dolomie pure et cristalline interstratifiée de quelques lits de calcaire à la base et, au sommet, de calcaire argileux, de dolomie et de siltstone; son épaisseur varie entre 200 et 250 m.

Les roches de la région ont été déformées par six grands plis majeurs très ouverts. La direction des couches varie de N 10° à N 125° avec un faible pendage de 1 à 5° vers le sud-est et le nord-ouest; lequel est plus élevé près de l'axe des grands plis ouverts. Globensky (1986) a identifié trois systèmes de failles majeures qui recourent la région. Un premier système, orienté NE-SO, représenté par la faille de Havelock qui passe à environ 8 km à l'est du site de Ville-Mercier; un deuxième système E-O, représenté par les failles de Ste-Anne-de-Bellevue, Dowker et Delson; et enfin, un troisième système NO-SE, représenté par la faille de St-Régis.

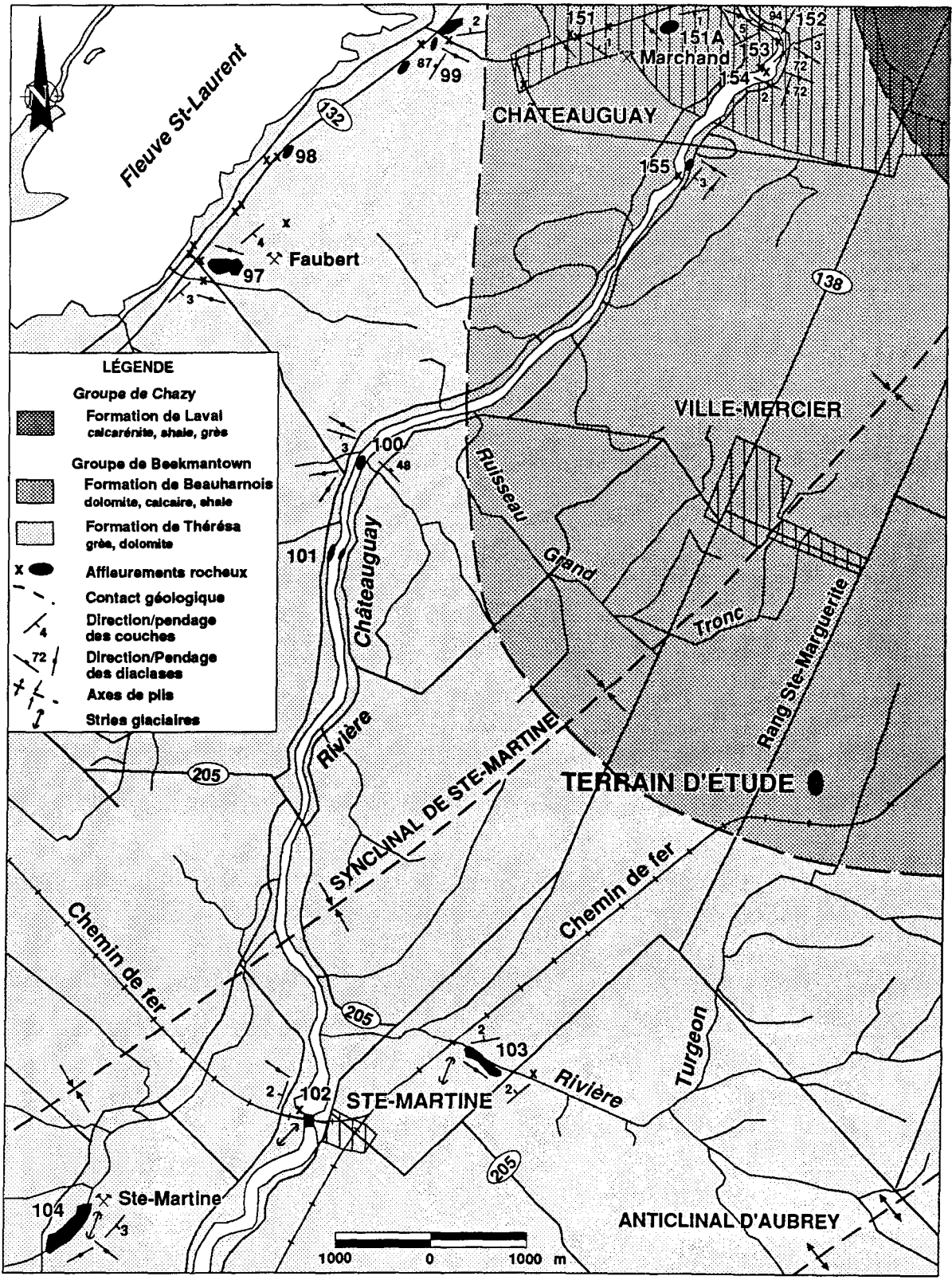


Figure 3. Carte géologique du socle rocheux (adapté de Globensky, 1986)

La topographie du roc est irrégulière, en raison notamment des dernières glaciations du Quaternaire qui ont façonné la surface rocheuse. Le site contaminé de Ville-Mercier se situe au coeur d'une dépression, au fond de laquelle, la surface du roc est à moins de 15 m au-dessus du niveau moyen de la mer (NMM). En comparaison, l'élévation du socle rocheux est à 50 m au nord-ouest du site à la hauteur de Ville-Mercier; et environ à 25 m au sud-ouest, près de la rivière Turgeon (figure 4).

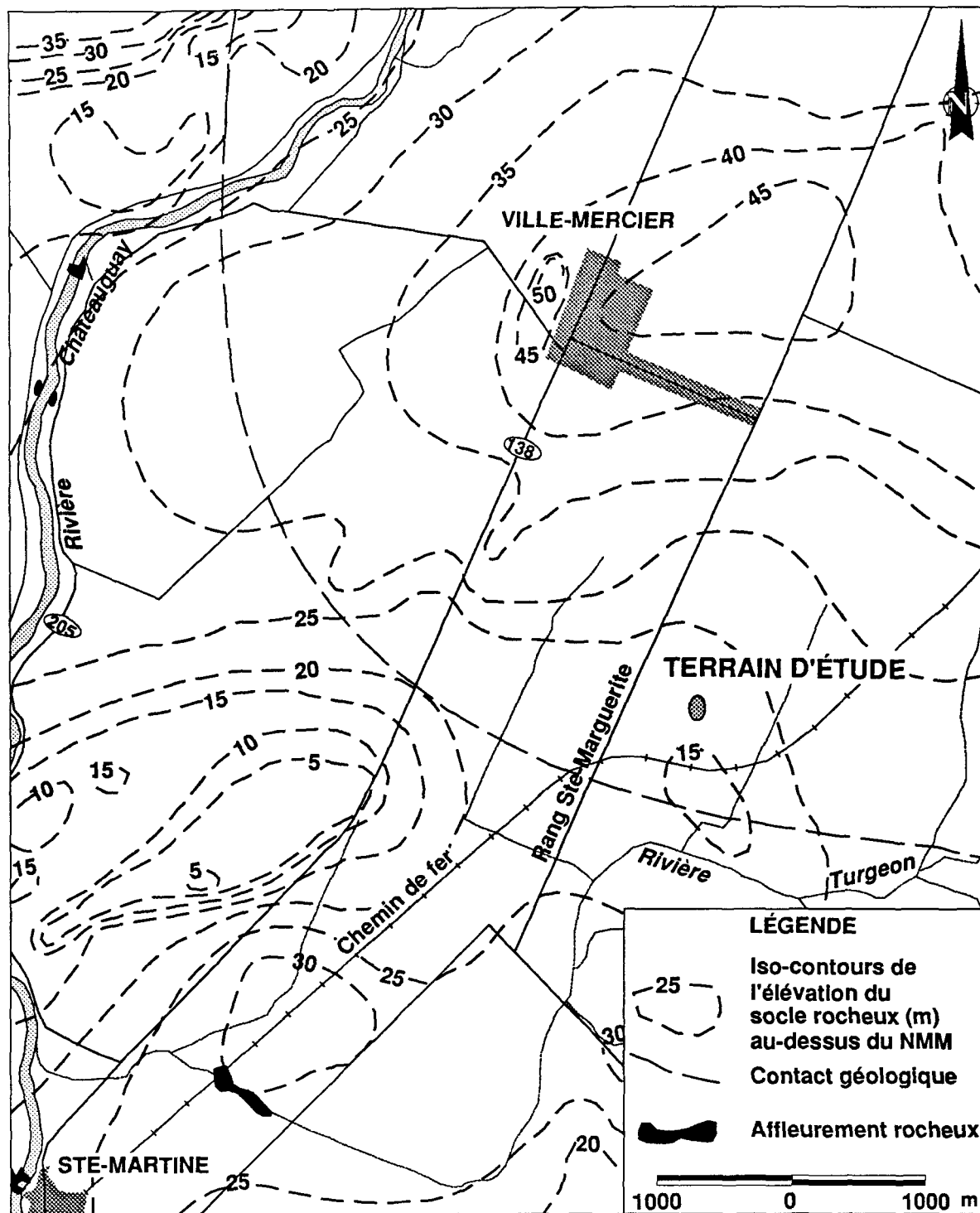


Figure 4. Topographie du socle rocheux (adapté de Dion et al., 1985)

CHAPITRE III

FORAGES ET INSTRUMENTATION

3.1 TRAVAUX DE FORAGE

À l'automne 1988, un total de sept forages verticaux (R-1 à R-7) ont été exécutés dans le roc (figures 5, 7 et annexe A). Avec une foreuse rotative, un tubage en acier de 15 cm de diamètre a été battu à travers les dépôts meubles jusqu'au socle rocheux. Une fois l'intérieur du tubage vidé et nettoyé, un coulis constitué d'un mélange de ciment (95%) et de bentonite (5%) a été injecté au fond du trou. Après durcissement, ce coulis forme un bouchon qui minimise les risques d'infiltration des contaminants provenant des niveaux supérieurs.

Les forages dans le roc ont été exécutés au moyen d'un carottier diamanté de calibre "NQ-2" (75.7 mm de diamètre extérieur) à double paroi ayant une longueur de 1.52 m. Le carottage a été effectué en continu sur une longueur qui variait de 13.3 à 13.9 m selon le forage. Pour l'ensemble des forages, le pourcentage de récupération a été pratiquement de 100% et les valeurs moyennes du "RQD" (Rock Quality Designation) oscillaient autour de 60 à 75%. Durant la pénétration du carottier, un traceur (rhodamine WT, 20% en volume) a été mélangé à l'eau qui assurait le refroidissement des couronnes diamantées. Entre l'exécution de chaque forage, l'équipement était nettoyé avec de la vapeur d'eau pressurisée. À chaque site de forage, quatre échantillons représentatifs des carottes de roc ont été scellés dans la

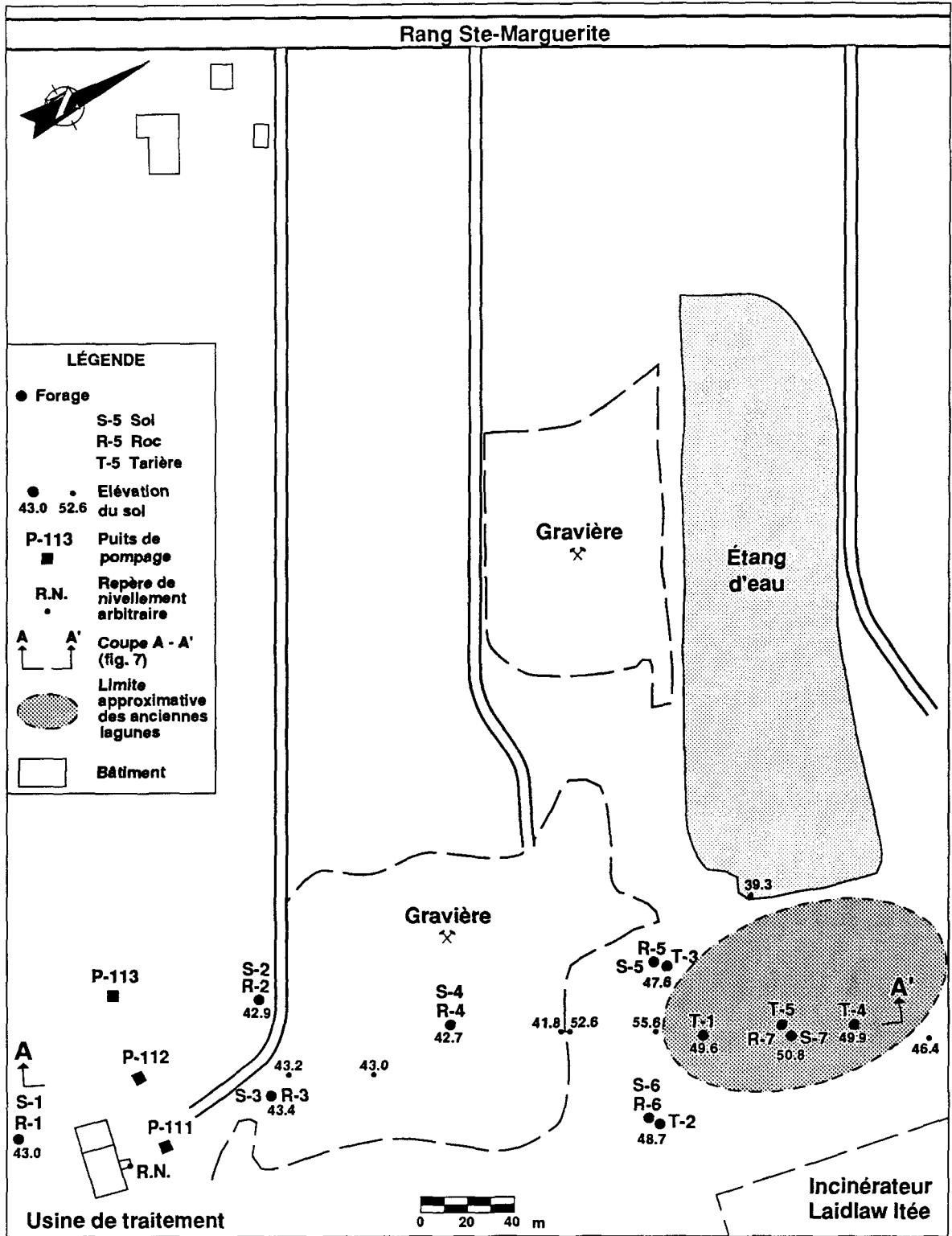


Figure 5. Localisation des forages

paraffine, puis enveloppés dans du papier d'aluminium afin de conserver leur taux d'humidité et de les protéger pour d'éventuels essais en laboratoire.

3.1.1 NIVELLEMENT

Le nivellement des sites de forage et du terrain a été entrepris à partir d'un repère de nivellement (R.N.) dont l'élévation a été fixée arbitrairement à 100 m. Ce repère est situé sur le coin nord-est d'une dalle en béton de ciment devant l'usine de traitement. À noter que l'élévation du repère arbitraire a été ramenée à 44.76 m par rapport à un repère altimétrique, dont l'élévation est donnée par rapport au niveau moyen de la mer (NMM). Tous les points nivelés sur le terrain ont été réajustés par la suite.

3.1.2 DESCRIPTION DU ROC ÉCHANTILLONNÉ

Le roc intercepté sur toute la longueur des forages est de même nature et relativement homogène. Un examen visuel des carottes de forage montre que la roche est très riche en quartz; le reste étant des feldspaths, des carbonates (dolomite) et des oxydes de fer.

Pour fin d'identification à la loupe binoculaire, des échantillons ont été colorés suivant la méthode de coloration au cobaltinitrite de sodium (Müller et al., 1967), afin de donner un aspect mat aux feldspaths plagioclases et de teinter les feldspaths potassiques en jaunes. La dolomite a été identifiée grâce à la méthode de coloration au ferricyanure de potassium-alizarin rouge S (Dickson, 1966) qui lui donne une couleur bleue pâle lorsque la dolomite est ferrugineuse.

Des passages de granulométrie moyenne à grossière sont visibles à l'intérieur d'un même forage et font ressortir le litage sub-horizontale. Des veines et des veinules de calcite recourent les carottes par endroits et de petits amas de sulfures de fer se concentrent sporadiquement dans quelques cavités. Des structures sédimentaires ont été identifiées sur plusieurs carottes de forage. On remarque un très grand nombre de structures de charge caractérisées par une forte concentration d'oxydes de fer et quelques lamines entrecroisées.

Des examens au microscope optique ont été effectués sur 34 lames minces prélevées selon une section longitudinale (VML) ou transversale (VMT) aux carottes de forage (tableau B-1 de l'annexe B). De façon générale, il existe peu de variations minéralogiques et granulométriques d'une lame à l'autre (figure 6). Selon une estimation visuelle et un comptage de points (Denis et al., 1991), toutes les sections étudiées révèlent un très fort pourcentage de quartz monocristallin et authigénique (95 à 99%), un faible pourcentage de feldspaths (<1 à 3%), un faible pourcentage de carbonates (dolomite) (<1 à 3%), des traces à 3% de minéraux opaques (magnétite, pyrite, ilménite), des traces de minéraux accessoires (apatite, zircon, biotite) et des traces de minéraux d'altération (épidote, chlorite, minéraux argileux). La roche se définit comme un orthoquartzite (Pettijohn, 1957) gris-blanc à grain fin (arrondi à sub-arrondi) et à patine beige-brunâtre.

Une étude statistique sur la dimension des grains a été réalisée à partir de la technique du comptage de points (Denis et al., 1991). Cette étude montre que les valeurs extrêmes du plus grand diamètre apparent des grains mesuré en lame mince varie de 0.02 à 0.65 mm et que le diamètre moyen apparent se situe entre 0.09 et 0.15 mm selon la section étudiée (tableau B-2 de l'annexe B). D'après l'échelle granulométrique de Wentworth (1922), les sédiments qui composent l'orthoquartzite se classent comme un sable très fin avec un

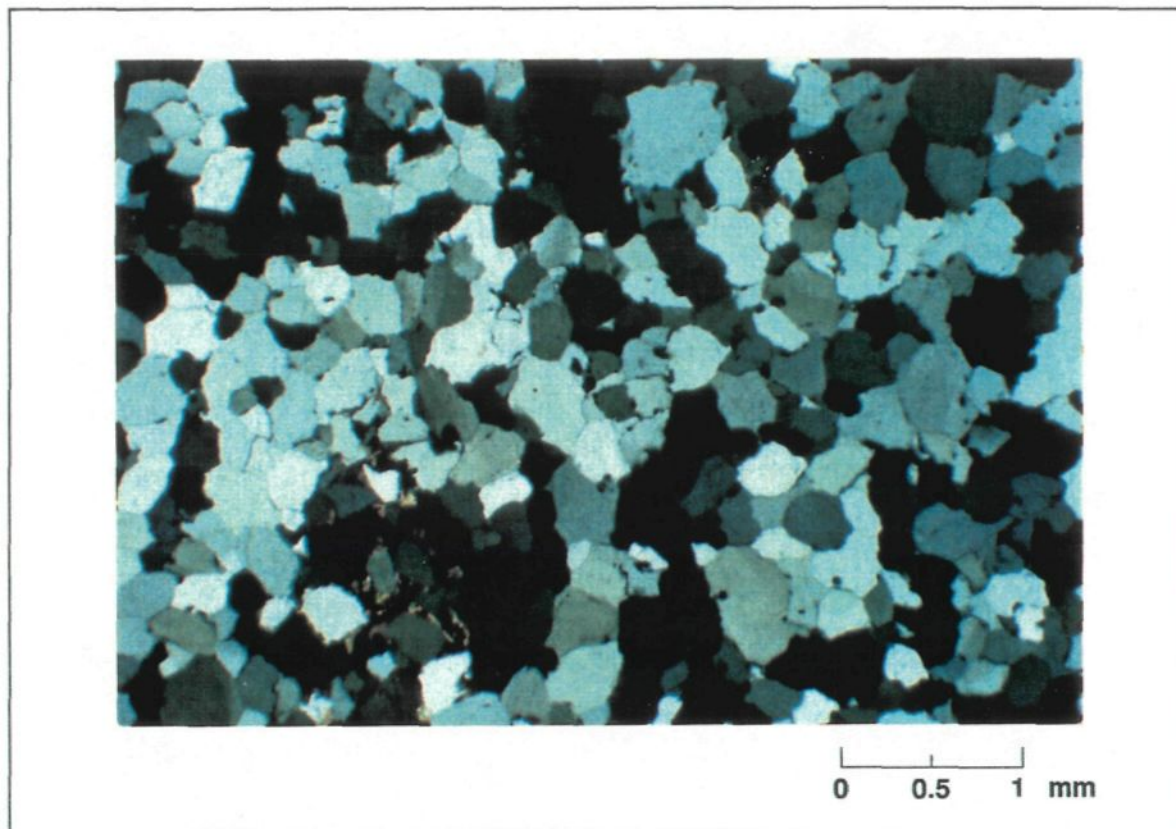


Figure 6. Minéralogie et granulométrie de l'orthoquartzite en lame mince (VMT R-1/1)

pourcentage variable de sable fin à grossier. À partir des valeurs de l'écart-type graphique inclusif (σ_i) et de la classification que propose Folk (1974), les grains de l'orthoquartzite sont assez bien à bien triés (tableau B-3 de l'annexe B).

De petites vacuoles ainsi que des inclusions d'apatite et de zircon, se retrouvent à l'intérieur des particules de quartz monocristallin qui présentent une légère extinction ondulante. La très bonne compaction des sédiments a entraîné des phénomènes de pression-dissolution entre les grains. Ces phénomènes sont responsables du remplissage des vides en raison de la surcroissance des cristaux de quartz (quartz authigénique) qui est en continuité optique (phénomène de syntaxie) avec les grains de quartz. En lumière polarisée, les grains de quartz sont très anguleux. Cependant, la morphologie originale des grains (arrondie à subarrondie) est préservée et bien visible en lumière naturelle. Les feldspaths sont fortement altérés en chlorite, épidote et minéraux argileux. La dolomite est presque totalement dissoute et il n'en subsiste que des résidus de minéraux argileux insolubles.

3.2 PIÉZOMÈTRES À NIVEAUX MULTIPLES

Après l'exécution des essais hydrauliques, des piézomètres à niveaux multiples (de type "Solinst") ont été installés dans le roc à l'intérieur de tous les forages (figure 7 et annexe A). Ces piézomètres sont composés d'un assemblage de tubes en chlorure de polyvinyle (CPV) de 5 cm de diamètre qui sont vissés l'un dans l'autre. L'étanchéité de la jonction est assurée par un joint torique en caoutchouc. Des obturateurs de 40 cm de longueur, qui se gonflent grâce à une réaction chimique avec l'eau, isolent des intervalles de roc de 3 m de longueur en moyenne (tableau 1). Chaque forage contient 3 ou 4 intervalles, à l'intérieur desquels, des fenêtres d'entrée en acier inoxydable permettent à l'eau de pénétrer dans un

tube en polyéthylène qui remonte jusqu'à la surface. À l'intérieur de certains tubes, des pompes à double valve ont été installées afin de permettre l'échantillonnage de l'eau en injectant de l'azote à partir de la surface. Dans les tubes ouverts sans pompe, seule la mesure du niveau piézométrique est possible à l'aide d'une sonde conventionnelle.

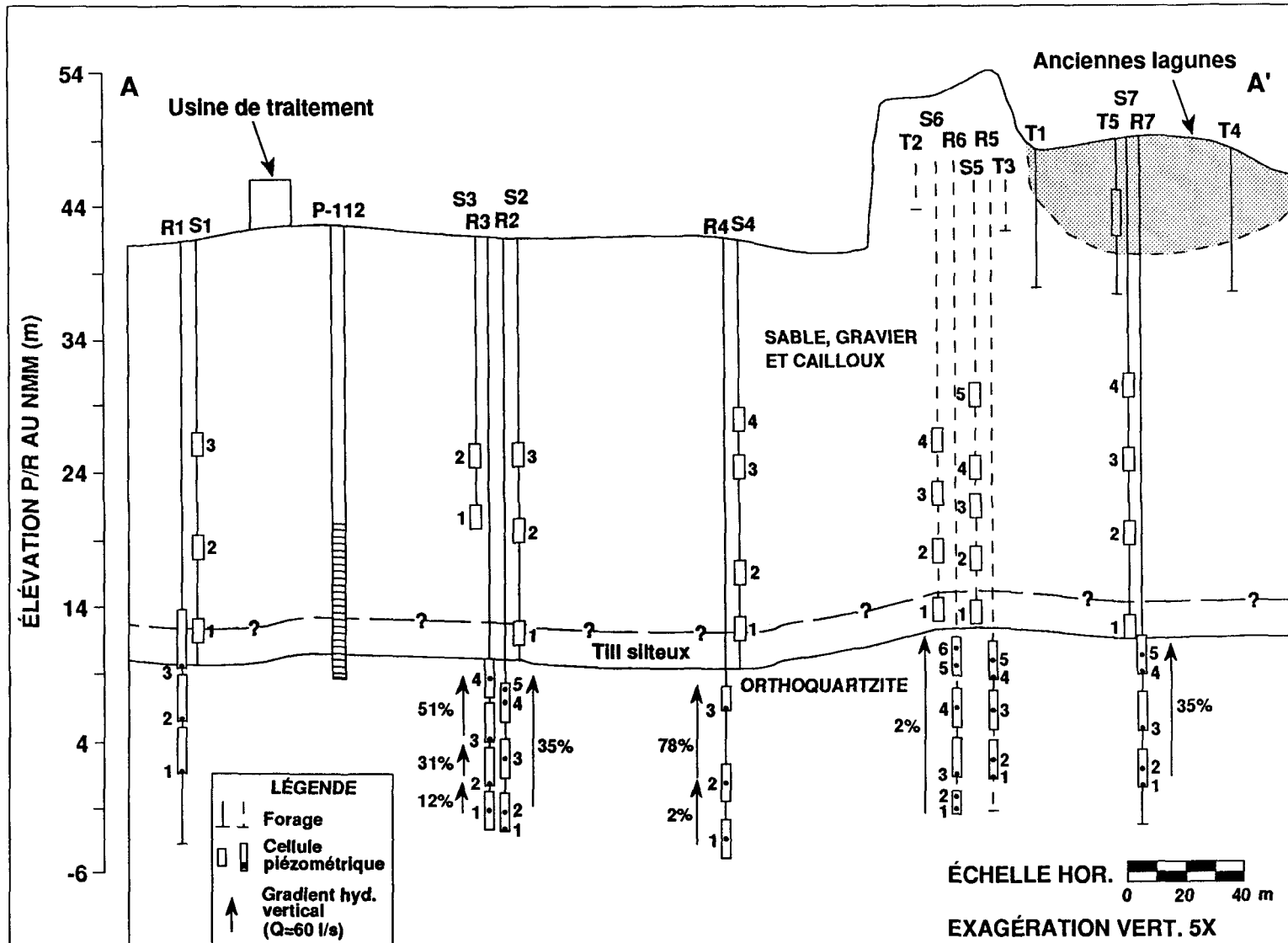


Figure 7. Coupe A - A' du terrain entre l'usine de traitement et les anciennes lagunes

Tableau 1. Caractéristiques des piézomètres dans le roc

Piézomètre no.	Type de piézomètre (1)	Élévation du sol (m)	Élev. fond intervalle (m)	Longueur intervalle (m)	Élev. fenêtre d'entrée (m)
R-1/1	TO	42.98	3.22	3.11	3.37
R-1/2	TO	42.98	7.38	3.11	7.54
R-1/3	TO	42.98	11.55	4.58	11.70
R-2/1	TO	42.92	-1.22	3.26	-1.07
R-2/2	PD	42.92	-1.22	3.26	0.56
R-2/3	PD	42.92	3.10	3.11	4.72
R-2/4	PD	42.92	7.26	3.26	8.89
R-2/5	TO	42.92	7.26	3.26	10.52
R-3/1	TO	43.39	-0.86	3.11	0.77
R-3/2	TO	43.39	2.78	1.63	2.93
R-3/3	TO	43.39	5.47	3.15	5.61
R-3/4	TO	43.39	9.67	3.11	11.30
R-4/1	TO	42.72	-3.03	3.11	-1.40
R-4/2	TO	42.72	1.14	3.11	2.76
R-4/3	TO	42.72	8.83	1.28	8.99
R-5/1	PD	47.60	2.46	3.25	2.61
R-5/2	TO	47.60	2.46	3.25	4.24
R-5/3	PD	47.60	6.25	3.11	7.88
R-5/4	PD	47.60	9.89	3.25	10.04
R-5/5	TO	47.60	9.89	3.25	11.66
R-6/1	TO	48.71	0.31	2.34	0.46
R-6/2	PD	48.71	0.31	2.34	1.17
R-6/3	PD	48.71	3.71	2.19	4.42
R-6/4	PD	48.71	6.43	3.11	8.06
R-6/5	TO	48.71	10.60	2.66	11.31
R-6/6	PD	48.71	10.60	2.66	11.78
R-7/1	PD	50.81	2.56	3.26	2.71
R-7/2	TO	50.81	2.56	3.26	4.34
R-7/3	PD	50.81	6.88	3.11	7.03
R-7/4	PD	50.81	11.04	3.82	11.19
R-7/5	TO	50.81	11.04	3.82	12.82

(1)

TO: Tube Ouvert

PD: Pompe à double valve

Données adaptées de Gélinas et al. (1989)

CHAPITRE IV

CARACTÉRISATION DU SYSTÈME DE FRACTURES

4.1 RELEVÉS STRUCTURAUX SUR LES AFFLEUREMENTS ROCHEUX

Les relevés structuraux ont été réalisés dans le but de dénombrer et de mesurer les plans de fractures visibles à la surface des affleurements rocheux compris dans un rayon de 10 km du terrain d'étude (tableau B-4 de l'annexe B). Les pôles de ces plans ont ensuite été reportés sur l'hémisphère inférieur d'un diagramme équiaire, afin d'analyser la distribution de leur orientation.

L'orientation moyenne des familles est, par ordre décroissant de densité: N 120° et N 30° (figure 8). Dans la première famille, l'espacement moyen des fractures varie de 0.1 à 1.0 m, tandis que dans la seconde famille, il varie entre 0.1 et 0.45 m. La figure 9 montre les deux principales familles de fractures sub-verticales qui sont orientées à environ 90° l'une par rapport à l'autre. Ces deux familles de fractures ont une attitude respectivement parallèle et perpendiculaire à la surface axiale des grands plis de cette sous-région (figure 3).

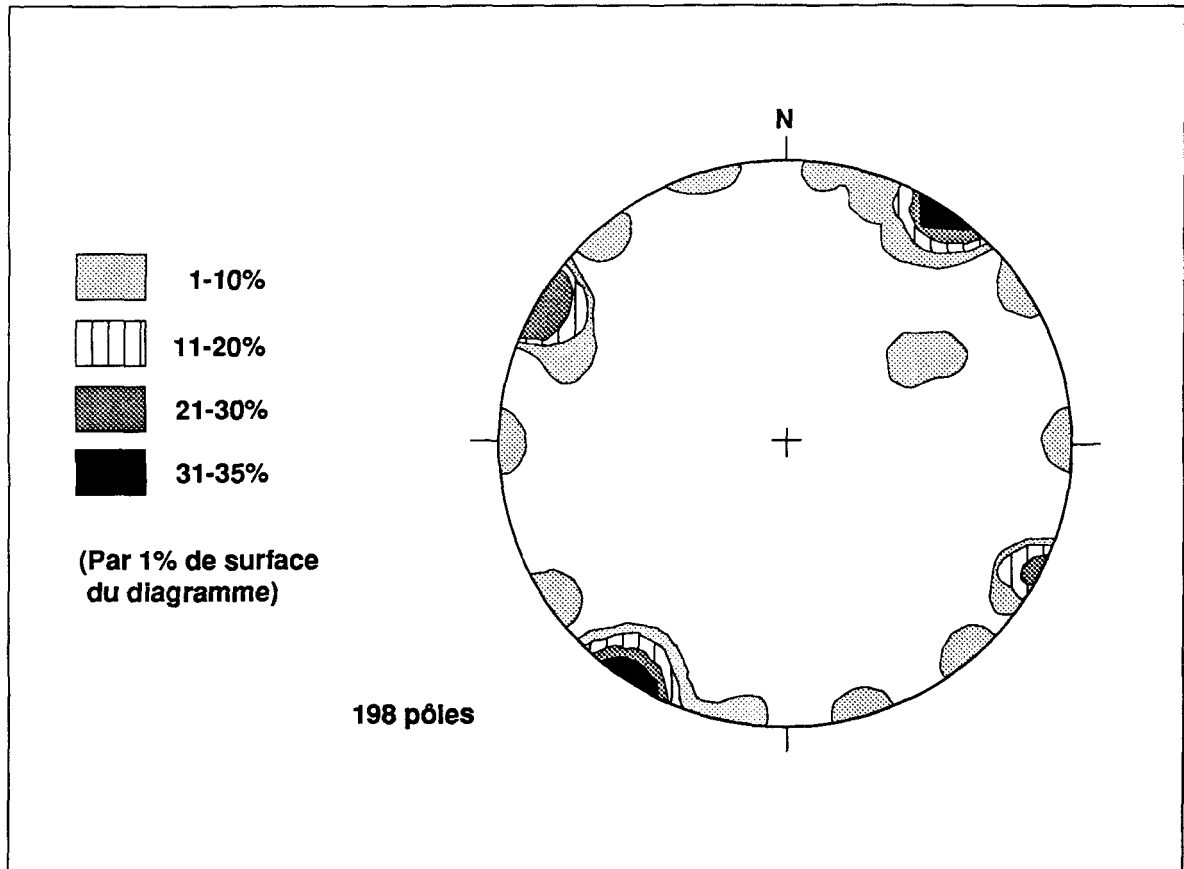


Figure 8. Diagramme équiaire sur hémisphère inférieur des pôles des plans de fractures mesurés sur les affleurements

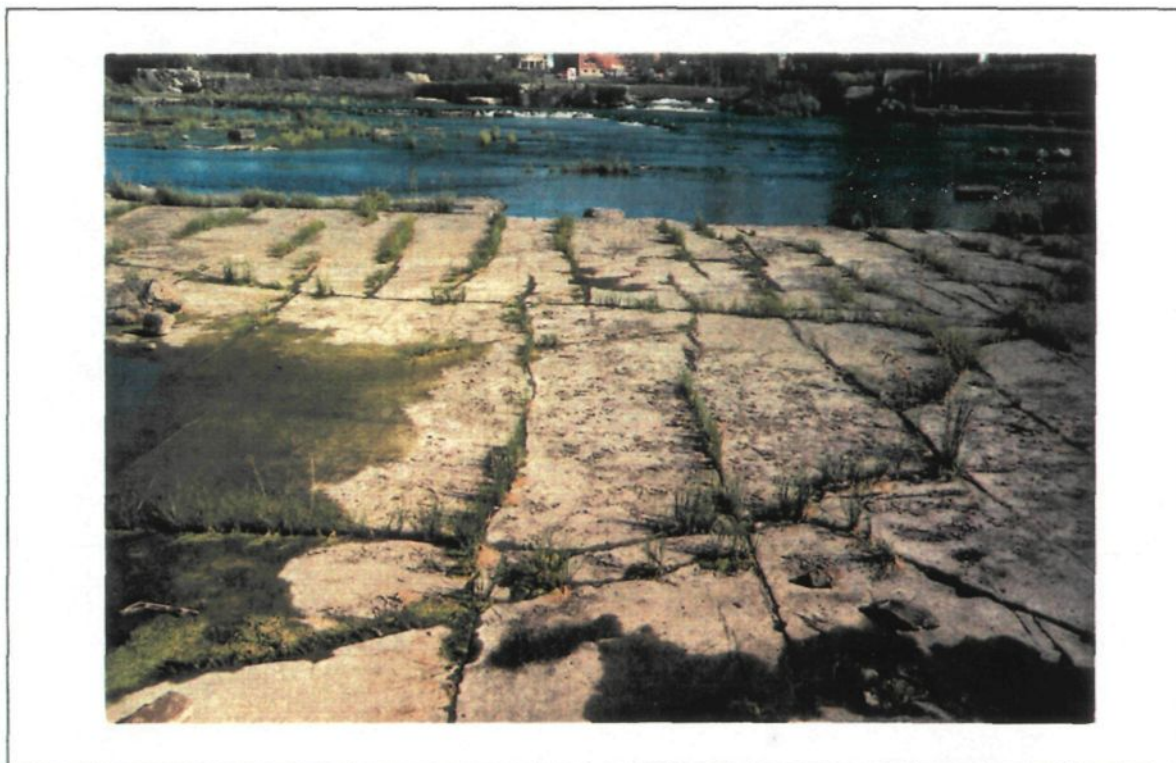


Figure 9. Familles de fractures orthogonales orientées à N 120° et N 30°
(affleurement no.102; Globensky, 1986)

4.2 RELEVÉS DE FRACTURES DANS LES FORAGES

La diagraphie des carottes de forage a été effectuée de façon détaillée avec une attention particulière aux fractures et autres discontinuités naturelles (annexe A). Les forages étant verticaux, les fractures sub-verticales ont nettement été défavorisées dans cet échantillonnage. Donc, la majorité des fractures qui ont été intersectées par les forages sont sub-horizontales.

La plus grande partie des fractures n'ont pas d'ouverture visible. Elles sont remplies par des oxydes de fer, des minéraux d'altération ou par de la calcite qui se présente en veines et en veinules de quelques millimètres d'épaisseur. L'espacement moyen des discontinuités remplies varie de 0.12 à 0.24 m selon le forage (tableau 2). Les discontinuités ouvertes (fractures et zones fracturées) sont moins nombreuses et leur espacement varie entre 0.32 et 4.5 m dépendamment du forage.

Des minéraux d'altération, des oxydes de fer et des traces d'oxydation brun-rouille tapissent souvent la surface des fractures ouvertes. Les fractures ont une forme planaire, parfois irrégulière et leur surface est généralement lisse, quelquefois rugueuse. Des polluants organiques liquides dégageant une forte odeur ont été remarqués à l'intérieur de plusieurs discontinuités ouvertes du forage R-2, indiquant que des contaminants ont atteint le massif rocheux et y circulent.

Tableau 2. Nombre et espacement moyen des discontinuités

Forage	Longueur forée (m)	DISCONTINUITÉS					
		Ouvertes		Remplies		Totales	
		Nombre	Esp. moyen (m)	Nombre	Esp. moyen (m)	Nombre	Esp. moyen (m)
R-1	13.37	1	-----	82	0.16	83	0.16
R-2	13.81	33	0.42	58	0.24	91	0.15
R-3	13.32	6	2.22	70	0.19	76	0.18
R-4	13.77	27	0.51	81	0.17	108	0.13
R-5	13.59	3	4.50	84	0.16	87	0.15
R-6	13.71	43	0.32	71	0.19	114	0.12
R-7	13.60	3	0.80	114	0.12	117	0.12

Note: L'espacement moyen est calculé en divisant la longueur forée par le nombre de discontinuités.

CHAPITRE V

CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES DU MASSIF ROCHEUX SUR LE TERRAIN

5.1 INTRODUCTION

Trois types d'essais hydrauliques ont été réalisés dans tous les forages durant la période des travaux de terrain à l'automne 1988. Des mesures de la remontée de l'eau souterraine après pompage, ainsi que des essais d'injection à charge constante et des essais de choc hydraulique ont été exécutés afin de définir les propriétés hydrauliques du massif rocheux fracturé.

5.2 MESURE DE LA REMONTÉE

Les essais de la remontée après vidange du trou de forage ont été réalisés dans le but d'obtenir une approximation de la conductivité hydraulique globale du massif rocheux fracturé; c'est-à-dire du système de fractures et de la matrice poreuse sur toute la longueur de roc foré. Une pompe électrique submersible a été introduite dans l'eau, à l'intérieur du tubage en acier, à environ 1 m au-dessus du coulis de ciment et de bentonite (figure 10). Le taux moyen de pompage a été maintenu constant jusqu'à l'arrêt de la pompe, parce que le niveau de l'eau se stabilisait ou il atteignait presque la pompe.

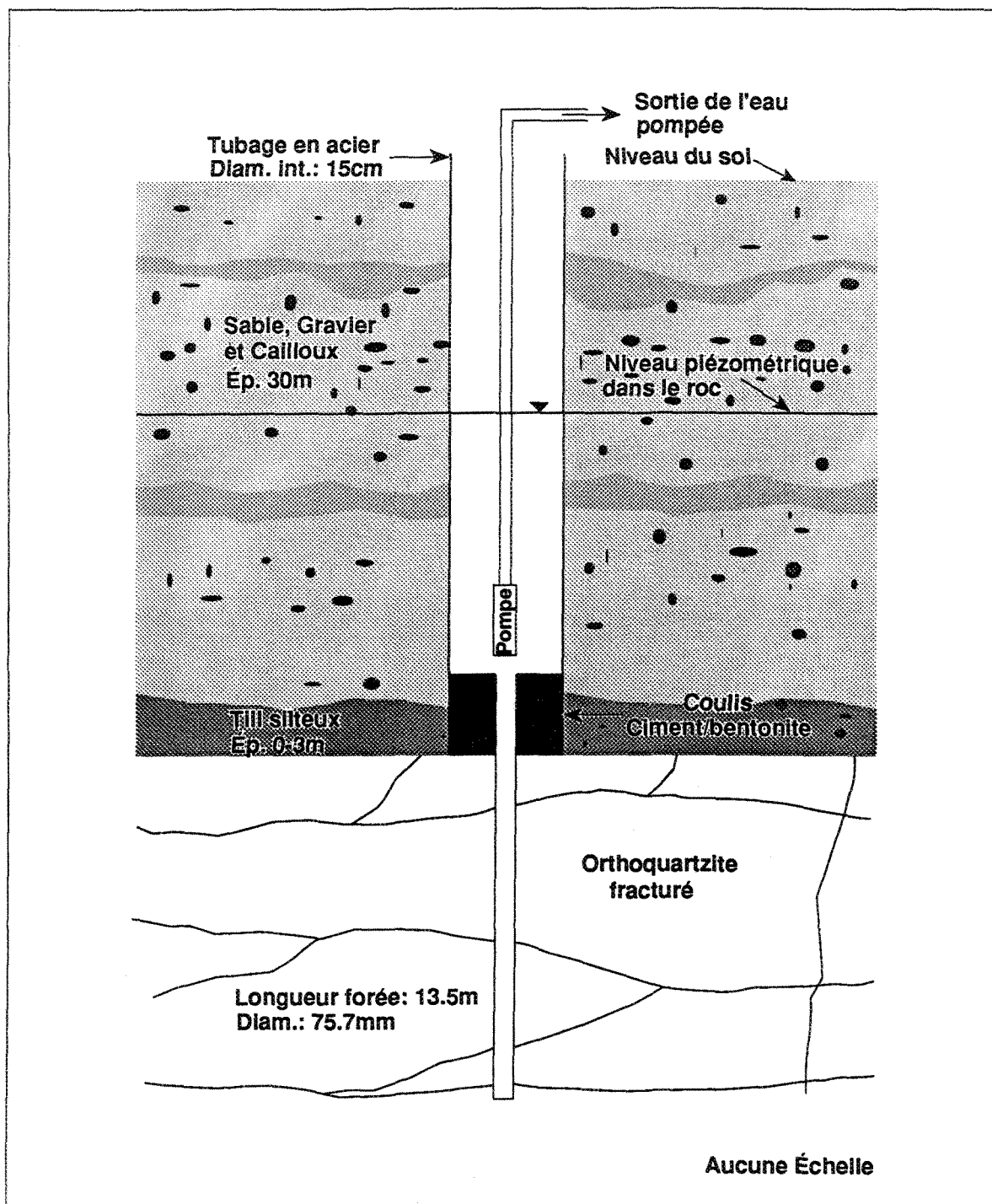


Figure 10. Schéma d'installation pour le pompage du forage et la mesure de la remontée

Au moment de l'arrêt du pompage, la remontée de l'eau était mesurée systématiquement à l'intérieur du tubage à l'aide d'une sonde électrique conventionnelle. Les mesures ont ainsi été poursuivies, jusqu'à au moins 80% du rétablissement du niveau statique. Pour les forages R-2 et R-3, nous avons observé dans l'eau pompée, la présence de polluants liquides organiques de couleur noire qui dégageaient une forte odeur. Des échantillons d'eau ont été prélevés lors du pompage.

Les données de la remontée ont été interprétées selon deux méthodes d'analyse qui ont été développées pour des milieux poreux homogènes et isotropes.

5.2.1 MÉTHODE DU RECOUVREMENT DE THEIS

La méthode proposée par Theis (1935) suppose que:

- 1) la formation aquifère est confinée, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie;
- 2) avant le début du pompage, la surface piézométrique est horizontale et la charge hydraulique est constante et uniforme dans toute la formation aquifère;
- 3) un seul puits de pompage traverse la formation aquifère sur toute son épaisseur;
- 4) le débit est constant lors du pompage du puits d'essai;
- 5) l'écoulement vers le puits est horizontal, dans des conditions de régime transitoire, et se retrouve dans les limites de validité de la loi de Darcy;
- 6) lors du pompage, l'eau provenant de l'emmagasinement est libérée instantanément avec la baisse de la charge hydraulique;
- 7) le diamètre du puits est très petit, i.e. l'emmagasinement est négligeable dans le volume du puits;

8) les variations du rabattement, dues aux fluctuations du taux de recharge, sont inexistantes lors de la remontée.

Le rabattement résiduel (s') en fonction du rapport des temps (t/t') sont portés sur un graphique semi-logarithmique et une droite passe par l'ensemble des points les plus représentatifs de l'essai (annexe C). La pente de la droite est égale à " $2.3 Q/4\pi T$ "; par conséquent, en déterminant la différence de rabattement résiduel ($\Delta s'$) sur un cycle logarithmique et en supposant que les hypothèses de base émises ci-haut sont satisfaites, Theis (1935) a proposé d'utiliser la formule suivante pour estimer la transmissivité (T) (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe C):

$$T = \frac{2.3 Q}{4\pi \Delta s'} \Delta(\log t/t') \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (1)$$

où Q : débit moyen lors du pompage (m^3/s)

$\Delta s'$: différence de rabattement résiduel sur un cycle logarithmique (m)

et la conductivité hydraulique (K) est évaluée par:

$$K = \frac{T}{b} \quad (\text{m/s}) \quad (2)$$

où b est la longueur forée dans la formation rocheuse (m).

Les valeurs de la conductivité hydraulique (K) varient de 1.2×10^{-5} à 4.5×10^{-8} m/s pour l'ensemble des forages (figure 11 et annexe C), à l'exception du forage R-1 où il n'a pas été possible d'obtenir des valeurs significatives.

5.2.2 MÉTHODE DE HVORSLEV

La deuxième méthode d'analyse employée a été développée par Hvorslev (1951). Dans ce cas-ci, la vidange des trous de forage par pompage correspond au retrait instantané d'un volume d'eau et constitue un essai par choc hydraulique ("slug test"). Cette méthode d'analyse permet de déterminer la conductivité hydraulique du matériel environnant le trou de forage en considérant les hypothèses de base suivantes:

- 1) la formation aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur infinie;
- 2) l'écoulement se situe dans les limites de validité de la loi de Darcy;
- 3) l'eau et la formation aquifère sont incompressibles;
- 4) l'écoulement est monophasique (eau seulement).

En considérant que les hypothèses de base sont satisfaites et d'après la géométrie de notre système, l'expression suggérée par Hvorslev (1951) pour déterminer la conductivité hydraulique (K) est (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe C):

$$K = r^2 \frac{\ln(R/r)}{2 L T_0} \quad (\text{m/s}) \quad (3)$$

où L: longueur forée dans le roc (m)

R: rayon du forage dans le roc (m)

r: rayon du tubage (m)

T_0 : temps à 63% du recouvrement ou temps de décalage de base ("basic time lag").

Les valeurs de la conductivité hydraulique (K) calculées par cette dernière méthode varient de 2.1×10^{-5} à 1.8×10^{-8} m/s pour l'ensemble des forages (figure 11 et annexe C), à l'exception du forage R-1 où il n'a pas été possible d'obtenir des valeurs significatives.

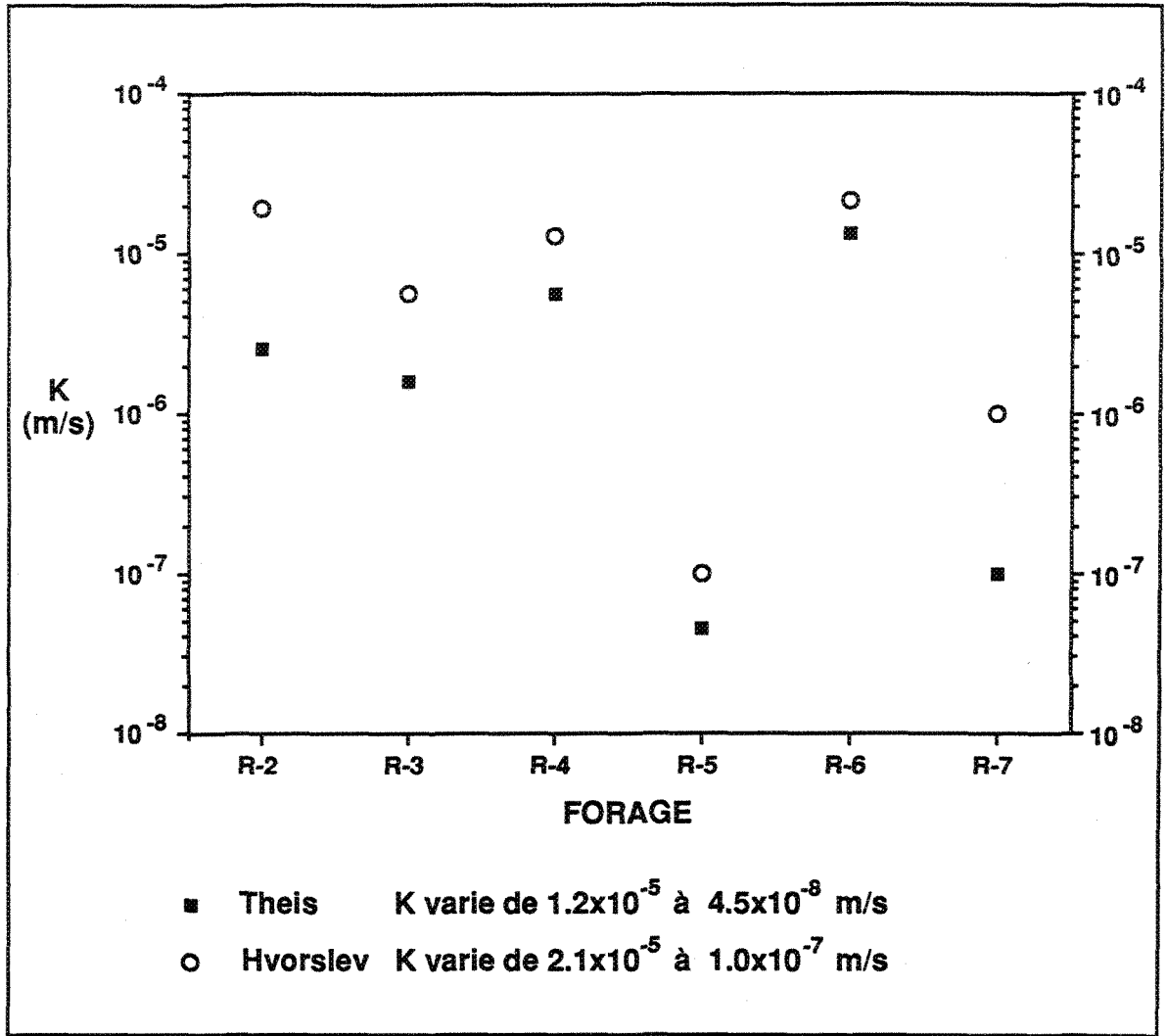


Figure 11. Résultats de la remontée

5.3 ESSAIS D'INJECTION À CHARGE CONSTANTE

Les essais d'injection à charge constante ont été réalisés par une équipe d'Environnement Canada (de l'INRE de Burlington en Ontario) entre le 17 et le 28 octobre 1988. L'équipement qui a été utilisé est une unité mobile composée d'un système informatisé d'acquisition de données, de cinq réservoirs d'injection gradués, de deux bonbonnes d'azote comprimé, d'un panneau de contrôle pour l'injection et de deux obturateurs pneumatiques séparés par un tuyau métallique perforé (figure 12). Les obturateurs en caoutchouc, qui ont une longueur de 0.69 m, isolent un intervalle de roc de 1.75 m de longueur lorsqu'ils sont gonflés. Un capteur de pression, situé au-dessus de l'obturateur supérieur, accède par une tubulure à l'intervalle isolé par les obturateurs pour y mesurer la pression hydraulique. L'ensemble est relié à la surface par un câble d'acier auquel est rattaché une série de câbles isolés et des tubulures en plastique.

Au début d'un essai, une fois que les obturateurs sont à l'élévation voulue, le niveau statique de l'eau est mesuré avant que les obturateurs ne soient gonflés (figure 13). L'intervalle de roc testé, d'une longueur de 1.75 m, est isolé lorsque les obturateurs pneumatiques sont gonflés avec de l'azote à une pression d'environ 1035 kPa (150 psi). Le gonflement des obturateurs crée une surpression dans l'intervalle, laquelle se dissipe plus ou moins lentement selon la perméabilité du roc. Après un temps d'attente, la pression hydraulique naturelle (H_0) est atteinte et les essais d'injection débutent.

À l'équilibre, lorsque la stabilisation est atteinte, le débit (Q) est mesuré pour une première pression d'injection imposée (P_1), laquelle est exprimée en terme de charge hydraulique (H_1). Afin de valider les résultats, plusieurs essais ont ainsi été réalisés à

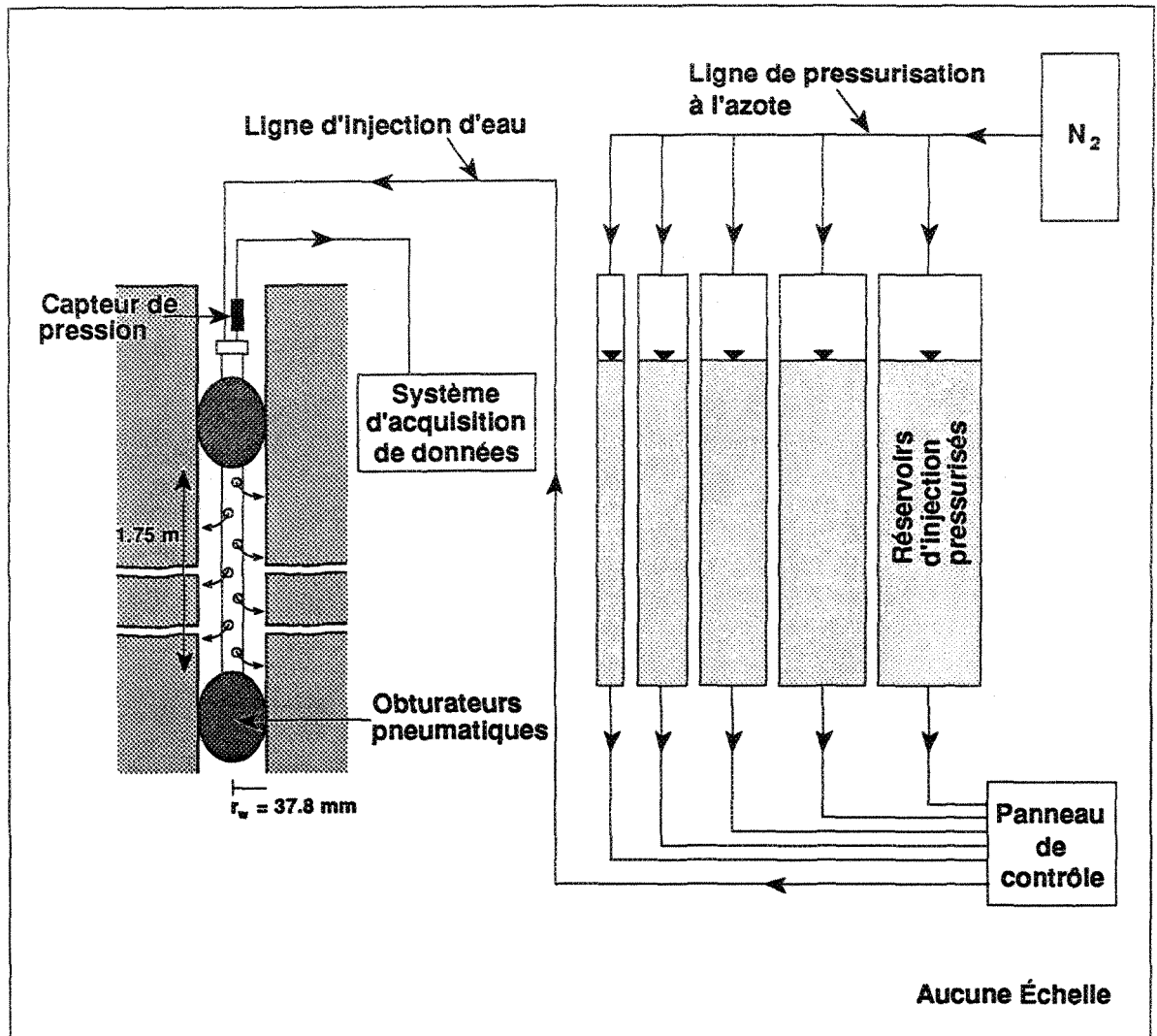


Figure 12. Schéma d'installation des essais d'injection à charge constante (adapté de Lapcevic, 1988)

différentes pressions ($P_2, P_3 \dots$) au niveau d'un même intervalle de roc. Pour chaque essai, la pression d'injection de l'eau est suivie et enregistrée en continu à l'aide du capteur de pression. Cette pression d'injection est maintenue constante grâce à l'azote pressurisé qui est injecté dans la partie supérieure des réservoirs d'eau situés en surface. Les réservoirs cylindriques ont des diamètres différents et le choix du réservoir est fonction de la perméabilité du roc dans l'intervalle d'essai. C'est à partir d'un tube d'observation fixé sur chaque réservoir et d'une règle graduée que le taux de changement du niveau d'eau est mesuré en cm/s. La valeur obtenue est multipliée par une constante propre à chaque réservoir, qui s'exprime en m^3/cm , pour obtenir finalement un débit (Q) en m^3/sec . Le rapport du débit (Q) sur la surcharge d'injection (ΔH) reflète la conductivité hydraulique de l'intervalle d'essai.

Ce système d'injection donne des résultats significatifs pour une plage de conductivité hydraulique qui varie de 10^{-10} et 10^{-4} m/s. La limite inférieure est déterminée par des effets d'expansion et de compressibilité thermiques du fluide d'injection ainsi que de l'équipement. La limite supérieure est contrôlée par les pertes de charge par friction dans les tubes d'injection et de l'exigence minimale d'une charge d'injection au fond du trou (Raven, 1986).

Dans le cadre de cette étude, une moyenne de 6 ou 7 essais ont été réalisés à l'intérieur de chaque forage pour un total de 46 essais. Chaque trou de forage a été testé systématiquement du bas vers le haut par intervalle de 1.75 m de longueur. Pendant toute la durée de l'essai, les mesures du débit (Q) et de la pression d'injection (H) ont été enregistrées sous forme numérique et graphique. À noter que le roc n'a pu être testé dans le premier et le dernier mètre de chaque forage en raison de la configuration des obturateurs employés.

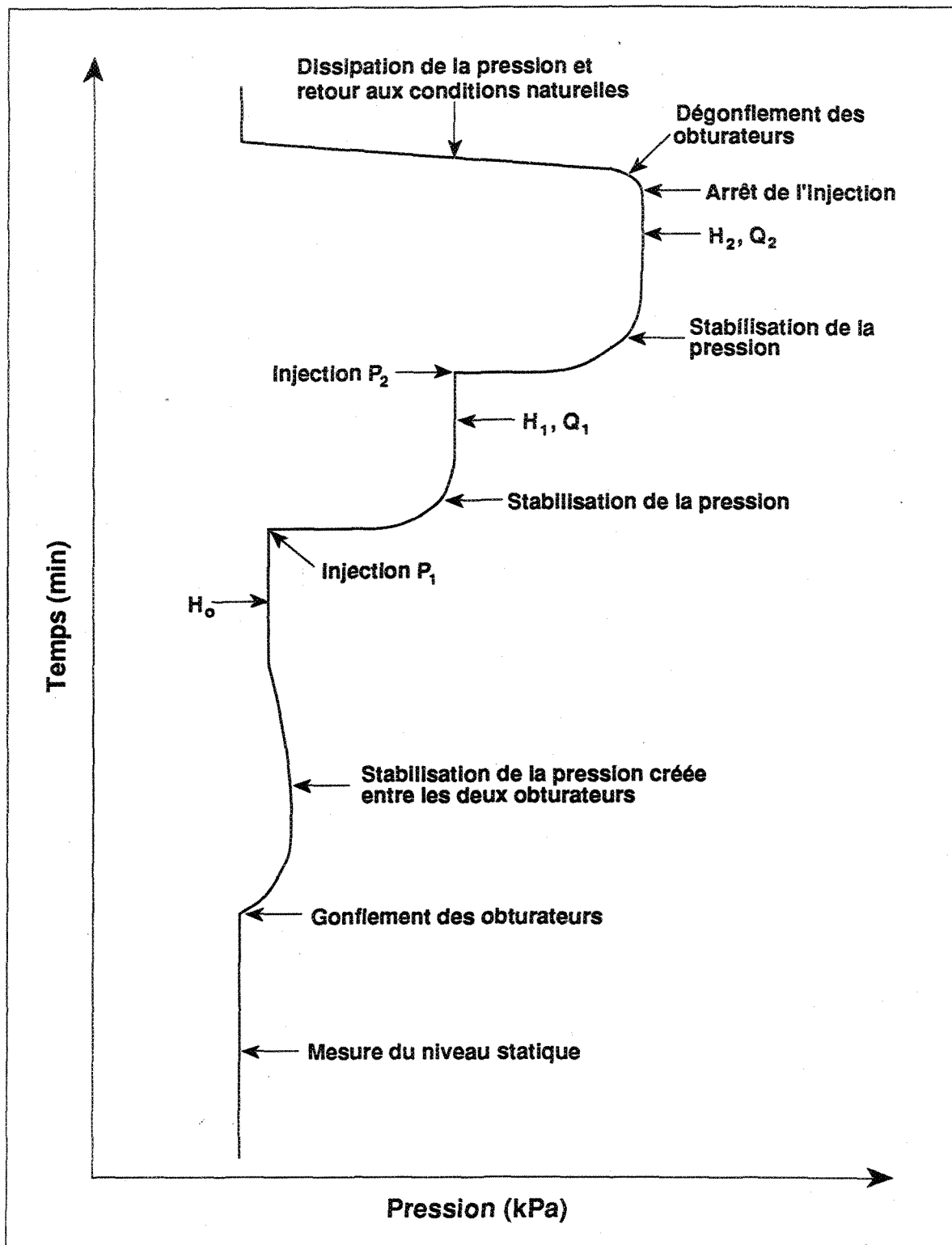


Figure 13. Évolution de la pression hydraulique lors d'un essai d'injection à charge constante

Les données des essais d'injection à charge constante ont été interprétées selon deux modèles d'écoulement: le modèle du milieu poreux équivalent, sans fracture; et le modèle de la fracture unique équivalente. Il s'agit de deux modèles extrêmes pour représenter une formation poreuse et fracturée.

5.3.1 MODÈLE DU MILIEU POREUX ÉQUIVALENT

Ce modèle suppose que l'écoulement est distribué également à travers un milieu poreux équivalent à l'intervalle de roc fracturé et que:

- 1) le milieu est homogène et isotrope;
- 2) l'écoulement est laminaire dans des conditions de régime permanent;
- 3) la loi de Darcy est valide;
- 4) l'essai d'injection est réalisé dans un forage vertical;
- 5) l'écoulement est radial et symétrique autour du puits d'essai;
- 6) il n'y a pas de pertes de charge particulières à la paroi du forage;
- 7) l'eau et le milieu sont incompressibles.

En supposant que les hypothèses de base énumérées ci-haut sont satisfaites, Hvorslev (1951) a proposé d'utiliser l'équation modifiée de Thiem (1906) pour un régime d'écoulement permanent, afin d'estimer la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent à l'intervalle de roc testé, en appliquant la relation suivante (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe C):

$$K_p = \frac{Q}{\Delta H 2 \pi L} \ln (r_e/r_w) \quad (\text{m/s}) \quad (4)$$

où Q : débit en régime d'écoulement permanent (m^3/s)

ΔH : différence de charge en régime d'écoulement permanent ou la surcharge
d'injection (m)

L : longueur de l'intervalle d'essai (m)

r_e : rayon d'influence (m)

r_w : rayon du forage dans le roc (m)

et la transmissivité (T) par:

$$T = K_p L \quad (m^2/s) \quad (5)$$

Le rayon d'influence (r_e) de l'essai est inconnu, mais étant donné qu'il apparaît dans un terme logarithmique, son estimation n'a pas d'incidence importante sur la valeur de la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent (Zeigler, 1976). Un rayon d'influence (r_e) de 10 m a été utilisé dans nos calculs.

5.3.2 MODÈLE DE LA FRACTURE UNIQUE ÉQUIVALENTE

À l'autre extrême et pour fin de comparaison, ce modèle suppose que tout l'écoulement mesuré est le résultat d'une seule fracture traversant l'intervalle d'essai (figure 14). Les hypothèses de base suivantes sont posées:

- 1) le forage intersecte une seule fracture horizontale;
- 2) la fracture est continue et possède une ouverture constante;
- 3) les parois de la fracture sont lisses et parallèles;
- 4) l'écoulement est laminaire dans des conditions de régime permanent;
- 5) la loi de Darcy est valide;

- 6) l'écoulement dans la matrice est négligeable;
- 7) il n'y a pas de pertes de charge particulières à l'entrée de la fracture;
- 8) l'eau et le milieu sont incompressibles.

En considérant que les hypothèses de base ci-haut sont satisfaites et connaissant la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent, il est possible de calculer l'ouverture ($2b_{fu}$) d'une fracture unique à parois lisses, équivalente en perméabilité à l'intervalle de roc testé, à partir de la solution des équations de Navier-Stokes (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe C). L'ouverture ($2b_{fu}$) d'une fracture unique équivalente est donnée par (Snow, 1965; Gale, 1977):

$$2b_{fu} = \left[\frac{Q}{\Delta H} \frac{12\mu}{2\pi\rho g} \ln(r_e / r_w) \right]^{1/3} \quad (\text{mm}) \quad (6)$$

où μ : viscosité dynamique de l'eau (kg/m.s)

ρ : densité de l'eau (kg/m³)

g : accélération gravitationnelle (m/s²)

ou par la relation équivalente suivante:

$$2b_{fu} = \left[K_p \frac{(L 12\mu)}{\rho g} \right]^{1/3} \quad (\text{mm}) \quad (7)$$

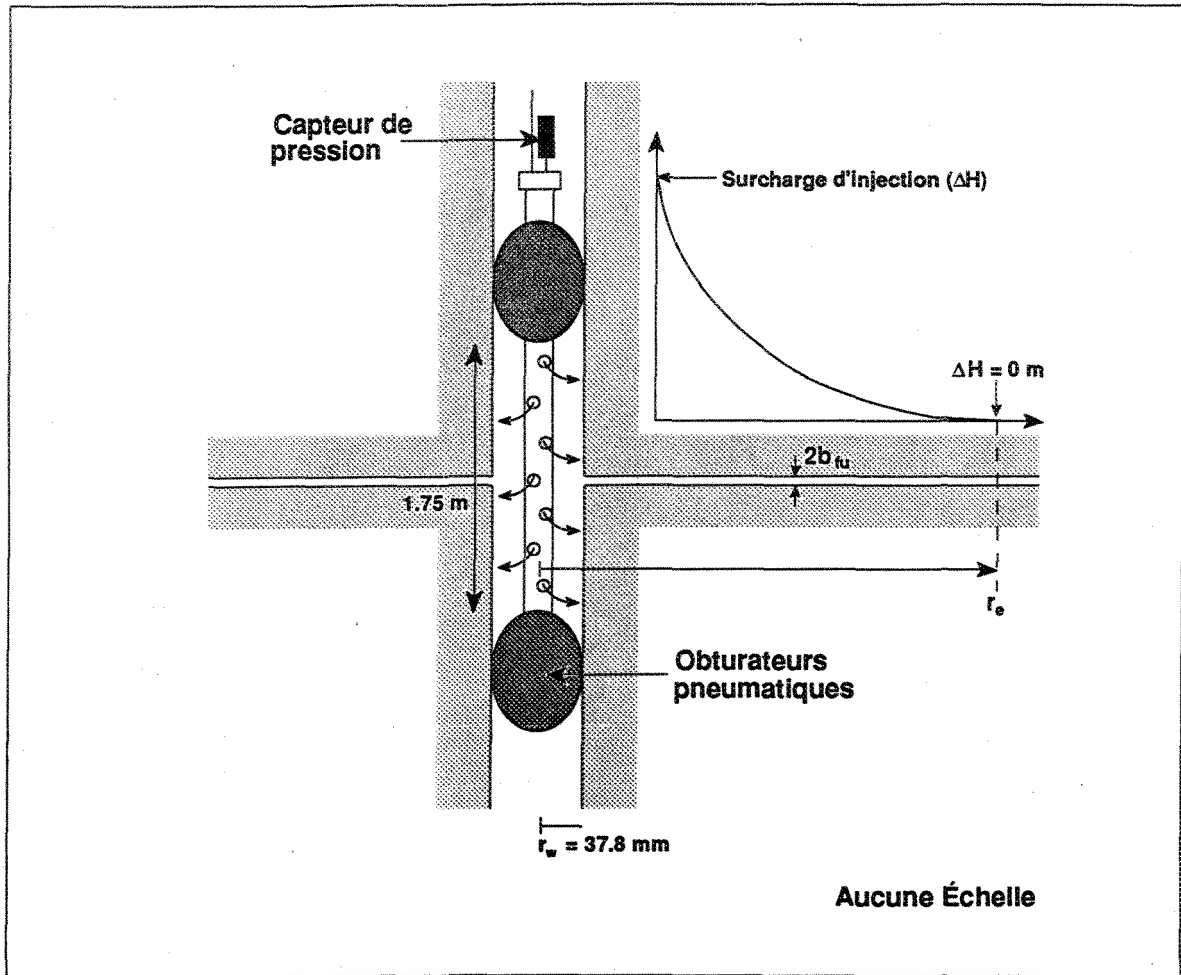


Figure 14. Schéma du modèle de la fracture unique équivalente (adapté de Raven, 1986)

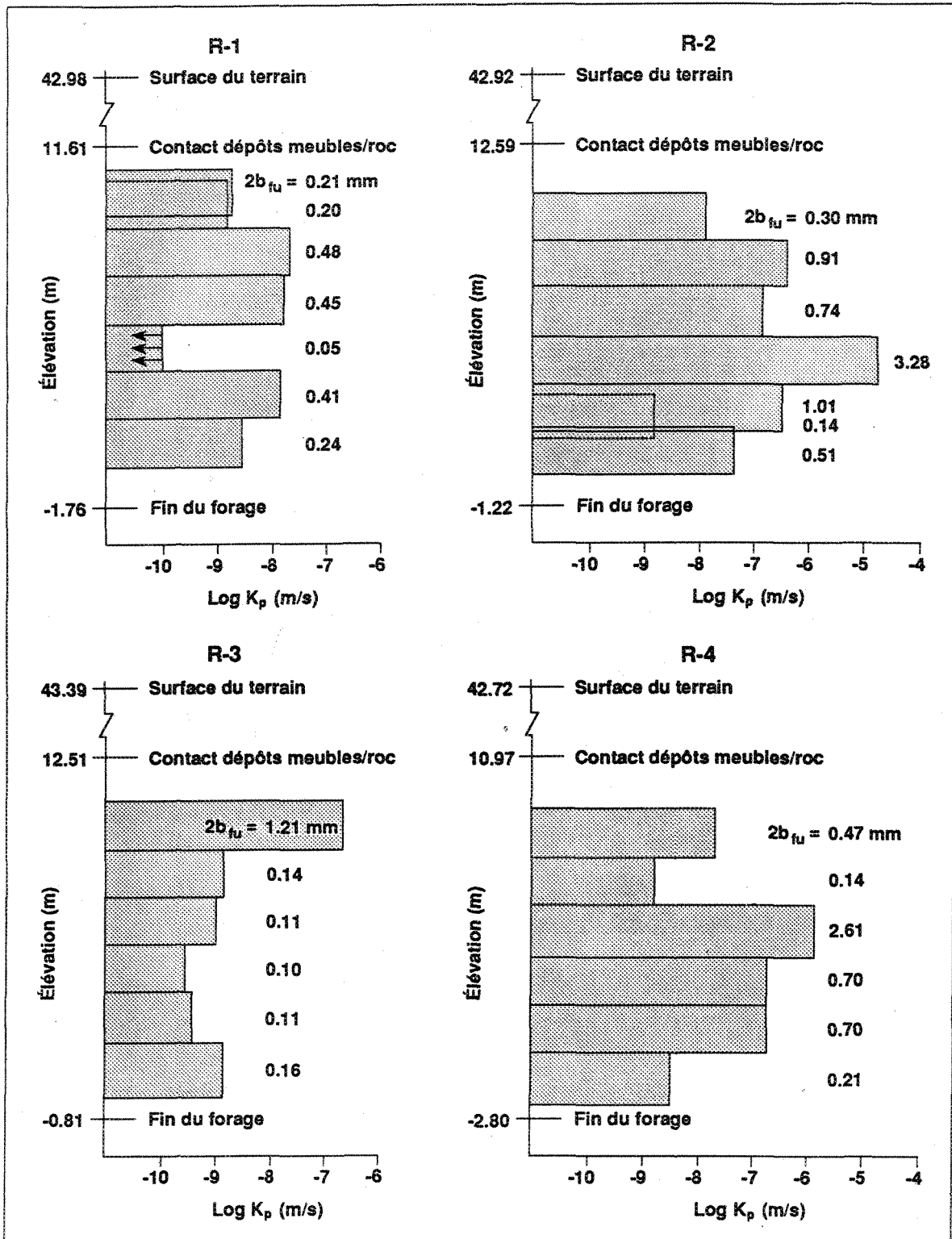


Figure 15. Profils de la conductivité hydraulique et ouverture d'une fracture unique équivalente (adapté de Lapcevic, 1988)

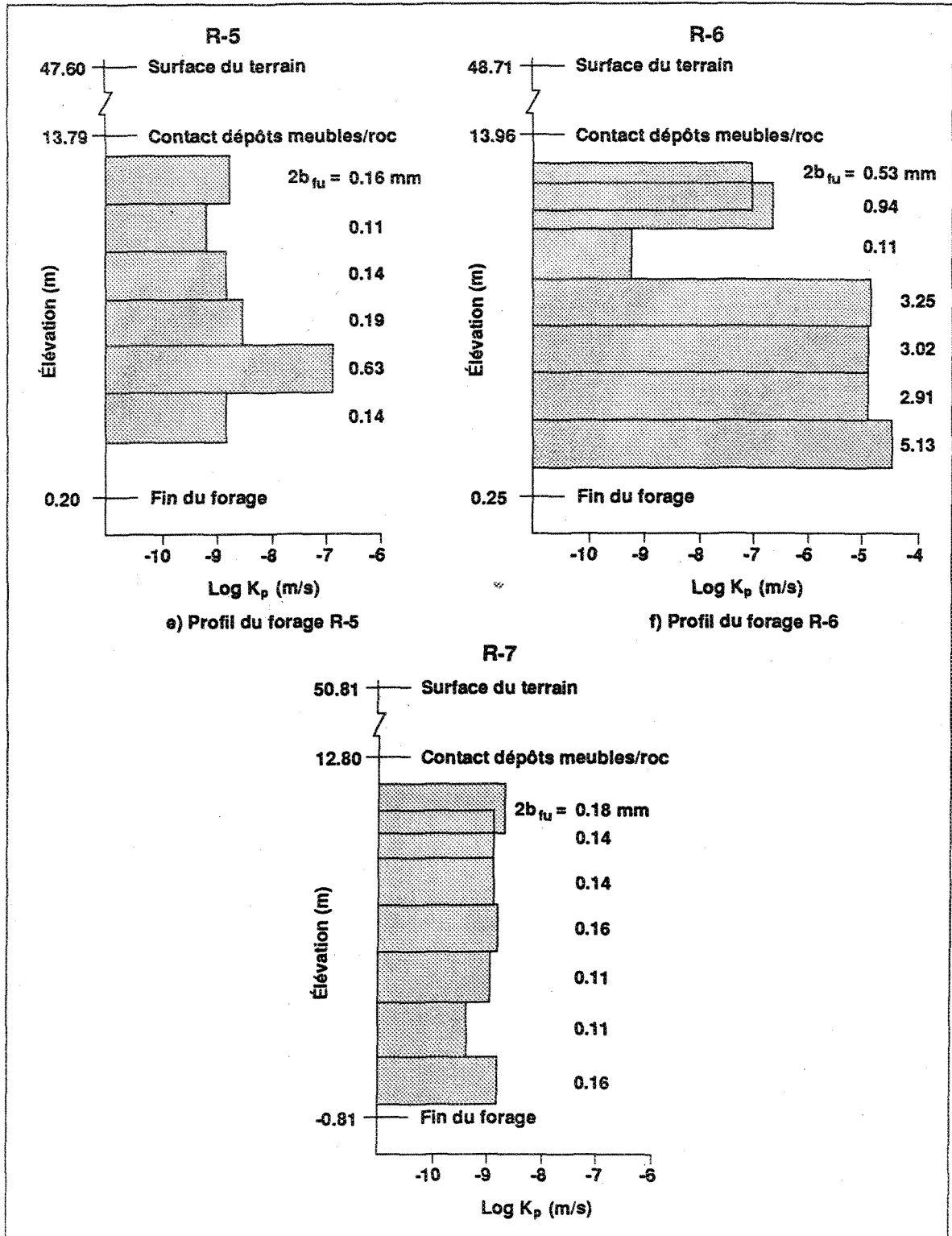


Figure 15. (Suite)

Les valeurs de la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent varient entre 5.7×10^{-5} à $< 10^{-10}$ m/s, associées à des ouvertures ($2b_{fu}$) d'une fracture unique équivalente qui varient de 0.05 à 5.13 mm pour l'ensemble des forages (figure 15 et tableau C-1 de l'annexe C).

5.4 ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE

Des essais de choc hydraulique ("slug test") ont aussi été réalisés à l'aide de la même unité mobile que pour les essais d'injection à charge constante (Lapcevic, 1988). Un total de 9 essais ont été exécutés dans 3 forages (R-2, R-3 et R-6) au niveau des intervalles de roc les plus perméables.

Comme dans le cas des essais à charge constante, un intervalle de roc de 1.75 m de longueur est isolé en gonflant les deux obturateurs pneumatiques avec de l'azote. Le système d'injection est modifié par l'installation d'un tubage en chlorure de polyvinyle (CPV) de 37 mm de diamètre, à l'intérieur duquel, un mini obturateur se retrouve à la base. Le tubage en CPV est fixé au-dessus de l'obturateur supérieur et rejoint la surface du terrain naturel (figure 16).

Après avoir gonflé le mini obturateur avec de l'azote, le tubage en CPV est rempli avec de l'eau. Lorsque le mini obturateur est dégonflé, la baisse de la pression (ou la diminution de la charge hydraulique) entre les obturateurs est suivie et enregistrée en continu, sous forme graphique, grâce au capteur de pression et au système d'acquisition de données. Chaque essai a ainsi été poursuivi jusqu'à au moins 80% du rétablissement de la pression hydraulique naturelle.

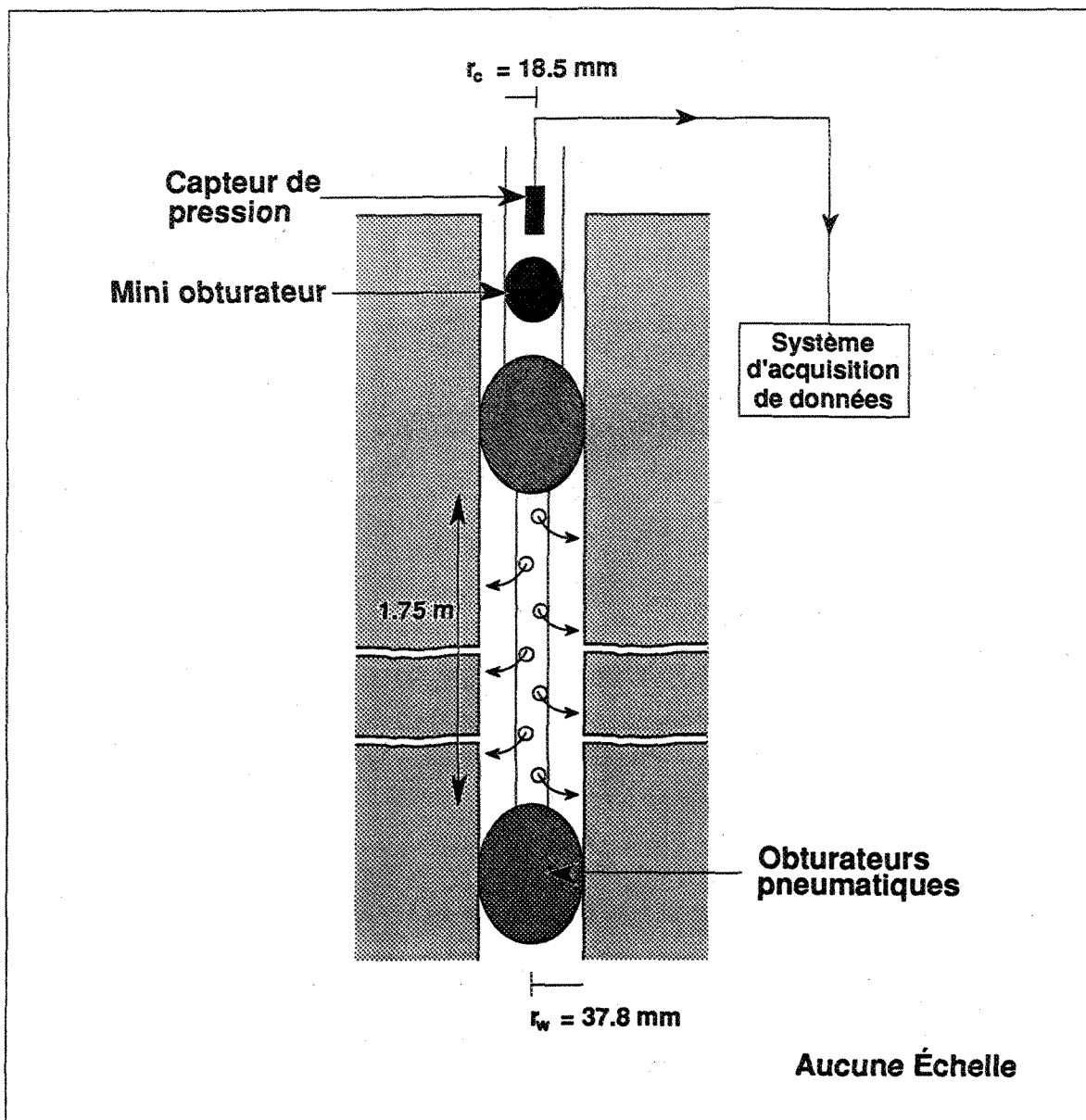


Figure 16. Schéma d'installation des essais de choc hydraulique
(adapté de Lapcevic, 1988)

Les données des essais de choc hydraulique ont été interprétées à l'aide de deux méthodes d'analyse, soit: la méthode des courbes types de Cooper et al. (1967) et la méthode de Hvorslev (1951).

5.4.1 MÉTHODE DE COOPER

La méthode de Cooper et al. (1967) est basée sur une solution de l'équation de l'écoulement en milieu poreux et en régime transitoire selon les hypothèses de base suivantes:

- 1) la formation aquifère est confinée, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie;
- 2) avant l'injection de l'eau, la surface piézométrique est horizontale et la charge hydraulique est constante et uniforme dans toute la formation aquifère;
- 3) un seul puits d'essai traverse la formation aquifère sur toute son épaisseur;
- 4) le volume d'eau est introduit instantanément dans le puits et le retour aux conditions statiques suit immédiatement;
- 5) l'écoulement est horizontal dans des conditions de régime transitoire et se retrouve dans les limites de validité de la loi de Darcy.

En considérant que les hypothèses formulées ci-haut sont satisfaites, Cooper et al. (1967) ont proposé une méthode d'analyse basée sur l'utilisation d'un abaque sur lequel sont tracées des courbes types. En superposant une courbe type à un maximum de points expérimentaux, la transmissivité (T) et le coefficient d'emmagasinement (S) sont estimés ainsi (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe C):

$$T = \frac{W r_c^2}{t} \quad (\text{m}^2 / \text{s}) \quad (8)$$

et

$$S = \frac{\alpha r_c^2}{r_w^2} \quad (\text{sans dimension}) \quad (9)$$

où W : paramètre de temps (sans dimension)

r_c : rayon du tubage en CPV (m)

t : temps (s)

r_w : rayon du forage dans le roc (m)

α : paramètre de la courbe type (sans dimension)

et la conductivité hydraulique (K) est estimée à partir de:

$$K = \frac{T}{b} \quad (\text{m/s}) \quad (10)$$

où b est la longueur de l'intervalle d'essai (m).

La qualité de superposition des courbes types par rapport aux points expérimentaux varie de 90% (R-2/1) à 30% (R-6/2) (annexe C). Dans la plupart des cas, ce pourcentage se situe à plus de 75%. Les valeurs de la conductivité hydraulique (K) varient de 2.6×10^{-5} à 2.0×10^{-7} m/s et le coefficient d'emménagement (S) varie entre 2.3×10^{-3} et 2.3×10^{-10} pour l'ensemble des essais réalisés dans les forages (figure 17 et annexe C).

5.4.2 MÉTHODE DE HVORSLEV

La deuxième méthode d'analyse employée est la même qui est décrite en détails pour l'interprétation des mesures de la remontée à la section 5.2.2 et à l'annexe C. Ce sont les

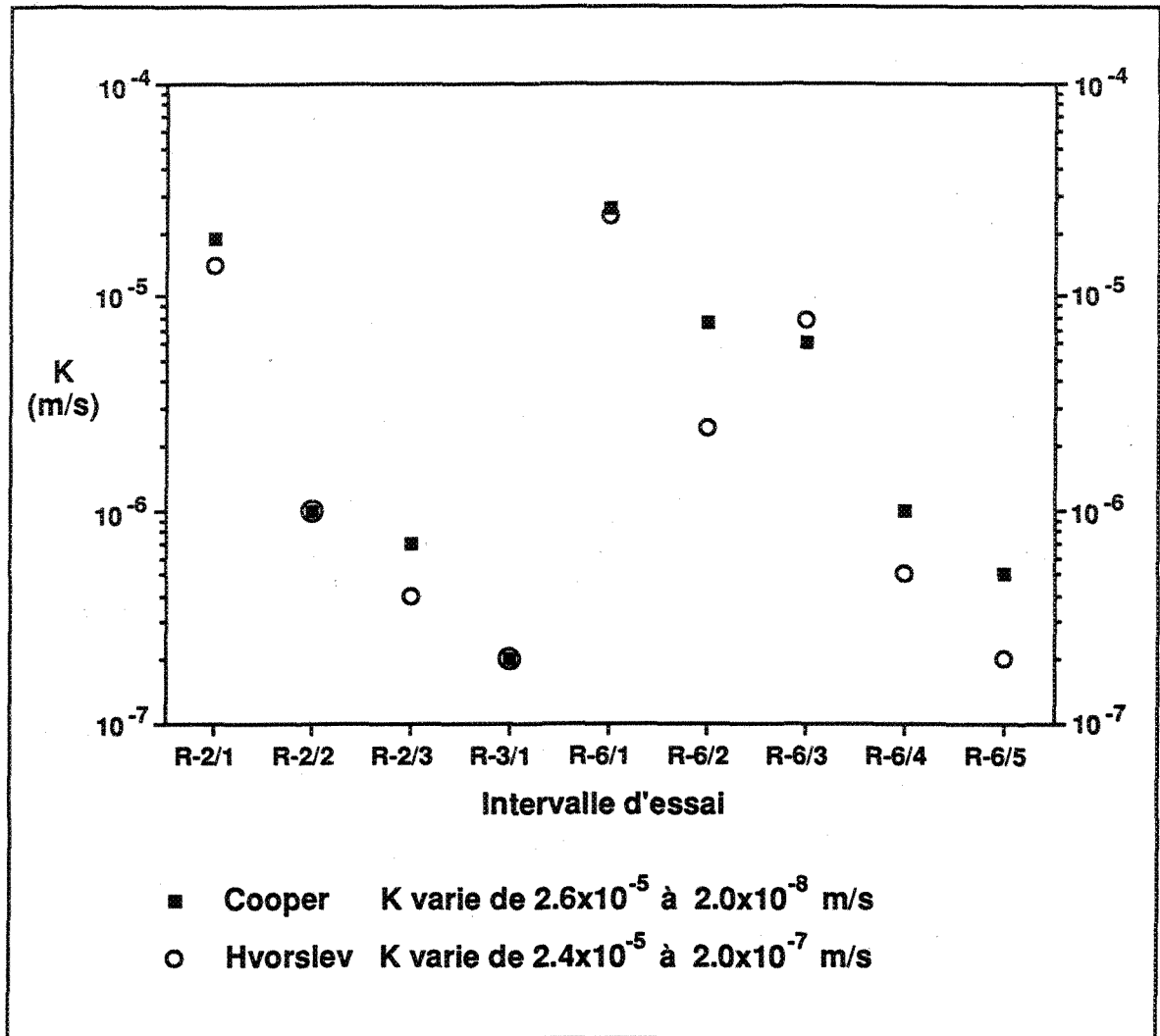


Figure 17. Résultats des essais de choc hydraulique

mêmes hypothèses de base qui sont considérées ainsi que les mêmes équations qui sont utilisées dans l'analyse des données. À noter que la valeur de "b" est égale à la longueur de l'intervalle d'essai, soit 1.75 m.

Les valeurs de la conductivité hydraulique (K) obtenues par cette méthode varient de 2.4×10^{-5} à 2.0×10^{-7} m/s pour les mêmes essais réalisés dans les forages R-2, R-3 et R-6 (figure 17 et annexe C).

5.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS

5.5.1 MESURE DE LA REMONTÉE

Sur tous les graphiques d'interprétation de la méthode de Theis (1935), les droites ont été tracées dans la portion de pente la plus forte pour obtenir la plus grande différence de rabattement résiduel ($\Delta s'$) sur un cycle logarithmique. La droite des graphes R-2, R-3 et R-4 ont été tracées à partir des premiers points de mesure. Dans le cas des autres forages (R-5, R-6 et R-7), les droites passent par l'ensemble des dernières lectures de la remontée de l'eau.

Sur les graphiques des forages R-2, R-3 et R-6, les points de mesure ne tendent pas vers le point d'origine, où $s' = 0$ pour $t/t' = 1$. L'extrapolation de ces points recoupe l'abscisse pour des valeurs de t/t' supérieures à 0, ce qui suppose une recharge assez importante et signifie que certaines hypothèses de base ne sont pas satisfaites. Cependant, les points du forage R-4 tendent vers le point d'origine; on suppose alors que les hypothèses de base sont respectées dans l'ensemble, incluant le fait que le taux de recharge soit équivalent

au taux de pompage. L'allure des courbes pour les forages R-5 et R-7, suggèrent que la recharge est très faible et que les hypothèses de base ne sont pas satisfaites en général. Les points de mesure tendent à recouper l'axe des rabattements résiduels à $s' > 0$. C'est au site des forages R-5 et R-7 que le rabattement de l'eau a été le plus fort en cours de pompage; le niveau de l'eau atteignant presque la pompe. Dans le cas des autres forages, le niveau se stabilisait après quelques minutes de pompage.

La méthode développée par Hvorslev (1951) est couramment utilisée pour les milieux poreux en raison de sa simplicité d'interprétation. Elle est appliquée dans les essais dont le retrait (ou l'injection) instantané d'un volume d'eau connu est responsable de la variation du niveau d'eau, et par conséquent, de la charge hydraulique. Le coefficient d'emmagasinement (S) est supposé constant, donc l'eau et le milieu sont considérés incompressibles. Dans cette étude, la méthode d'analyse de Hvorslev (1951) est utilisée en considérant qu'un volume d'eau connu a été retiré instantanément des puits d'essai lors du pompage. En général, les droites tracées sur les graphiques passent par l'ensemble des points de mesure qui sont rectilignes, à l'exception des forages R-2 et R-6. La présence d'air dans la formation et la variation du coefficient d'emmagasinement (S) peuvent être responsables de la non-linéarité des points de mesure sur les graphiques.

Les valeurs de la conductivité hydraulique (K) estimées à l'aide des deux méthodes d'analyse se comparent assez bien entre elles (figure 11), sauf dans le cas des forages R-2 et R-7 où les valeurs diffèrent de près d'un ordre de grandeur. Dans les deux méthodes, il n'est pas réaliste de supposer le coefficient d'emmagasinement (S) constant. Il est fonction des propriétés élastiques de la formation et varie constamment tout au long du recouvrement de la nappe d'eau. Les mesures sont fortement influencées par la variation de ce paramètre.

5.5.2 ESSAIS D'INJECTION À CHARGE CONSTANTE

Les essais d'injection à charge constante, réalisés à l'intérieur d'un intervalle de roc isolé par des obturateurs, sont couramment utilisés pour déterminer les propriétés hydrauliques d'un milieu rocheux. Ce sont des essais rapides et simples d'exécution qui peuvent s'effectuer aussi bien au-dessus du toit de la nappe que dans la zone saturée. L'injection d'eau sous pression, par intervalle de longueur constante, permet d'obtenir un profil continu des propriétés hydrauliques de la masse rocheuse environnant le forage. Les résultats sont plus fiables pour des intervalles de roc qui sont relativement perméables. L'emploi des essais d'injection à charge constante, au niveau du roc peu perméable, n'est pas souhaité en raison de la faible précision des mesures du débit. Sur le site à l'étude, ce sont principalement les familles de fractures sub-horizontales qui ont été testées, puisque les forages verticaux ont préférentiellement intersecté des fractures sub-horizontales.

L'écoulement en régime permanent n'est jamais rigoureusement atteint lors d'un essai d'injection dans une formation aquifère de dimension supposée infinie. L'écoulement est cependant considéré en régime "quasi permanent" lorsque la pression d'injection et le débit sont stabilisés. Il est à noter que le rayon d'influence n'affecte pas de façon significative la valeur estimée de la conductivité hydraulique. En réalité, la valeur du rayon d'influence varie non seulement avec le temps, mais aussi en fonction de la perméabilité des intervalles d'essai.

La loi de Darcy n'est pas valide si la relation entre la pression d'injection et le débit d'écoulement n'est pas linéaire sous une charge constante. La non-linéarité de cette relation est souvent observée sur le terrain et en laboratoire, et cela, pour plusieurs raisons (Louis, 1969; Maini, 1971; Francis, 1981).

- 1) l'étanchéité des obturateurs n'est pas parfaite;
- 2) il y a présence d'air emprisonné entre les obturateurs;
- 3) la pression d'injection crée une fracturation hydraulique induite ou est responsable de l'ouverture des fractures existantes;
- 4) les fractures ont été délavées ou obstruées lors des opérations de forage;
- 5) les fractures ne sont pas continues (effet de frontière imperméable);
- 6) des pertes de charge non négligeables sont observées en raison de la friction de l'eau et/ou de la déformation des conduites sous l'effet de la température ou du passage de l'eau à l'intérieur des fractures;
- 7) des effets de l'énergie cinétique et d'inertie sont présents (surtout en laboratoire);
- 8) l'écoulement est turbulent dans les fractures.

Dans le modèle du milieu poreux équivalent à un intervalle de roc, le milieu est considéré homogène et isotrope dans le calcul de la conductivité hydraulique. Cette condition n'est pas respectée dans un milieu où l'écoulement s'effectue dans des fractures avec une orientation définie. Ce modèle fait totalement abstraction des conduits préférentiels que constituent les fractures. La longueur de l'intervalle d'essai et la position des obturateurs à l'intérieur du forage influencent également les résultats et le profil final de la conductivité hydraulique.

Le modèle d'une fracture unique n'est pas réaliste dans le calcul de la conductivité hydraulique, puisque l'écoulement ne se concentre pas seulement dans une seule fracture. Les systèmes de fractures sont généralement beaucoup plus complexes. Les fractures ne sont pas toujours continues, interconnectées et avec une ouverture constante. Les parois ne sont pas lisses et parallèles, ce qui influence la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine. Ce

modèle fait donc abstraction de la géométrie des vides dans les fractures individuelles ainsi que de la géométrie du système de fractures.

Les valeurs de la conductivité hydraulique, obtenues à l'aide des essais d'injection à charge constante, sont en relation directe avec le nombre de fractures (figures 18 à 25). Les valeurs de la conductivité hydraulique augmentent avec la densité de fractures. Quant à la relation entre la conductivité hydraulique et l'orientation des fractures, il n'a pas été possible de la définir dans le cadre de cette étude.

5.5.3 ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE

Les essais de choc hydraulique, exécutés à l'intérieur d'une section de roc isolé par des obturateurs, ont été réalisés pour déterminer les propriétés hydrauliques des intervalles de roc les plus perméables relevés lors des essais d'injection à charge constante. Ces essais sont de courte durée et permettent de mesurer les propriétés hydrauliques d'un volume de roche relativement limité.

Les deux méthodes d'analyse utilisées ont été développées pour des milieux poreux et elles ont fait l'objet d'une critique comparative par Chirlin (1989). Elles sont basées sur des hypothèses qui ne sont pas entièrement satisfaites sur le terrain. Le modèle de Hvorslev (1951) considère que la formation aquifère est incompressible, tandis que la compressibilité de l'eau et du milieu sont considérées dans le modèle de Cooper et al. (1967). Cependant, Cooper et al. (1967) ne considèrent pas que leur méthode d'analyse soit fiable pour estimer le coefficient d'emménagement (S).

Une autre différence entre les deux méthodes d'analyse se situe au niveau de la représentation idéalisée de la formation aquifère dans laquelle s'effectue l'essai. Hvorslev (1951) ne considère pas que le forage traverse complètement la formation aquifère, puisque son épaisseur est infinie. À l'inverse, Cooper et al. (1967) supposent que le forage traverse complètement la formation aquifère qui a une épaisseur constante et une extension latérale infinie. Dans le modèle de Cooper et al. (1967), il n'y a donc pas de variation de la charge hydraulique aux frontières de la formation aquifère, i.e. à l'infini, contrairement au modèle de Hvorslev (1951) qui montre que la charge hydraulique varie avec l'augmentation du rayon d'influence qui a une dimension finie dans la formation. Néanmoins, les deux méthodes d'analyse choisies donnent des résultats relativement semblables, même si les hypothèses qui les sous-tendent sont différentes.

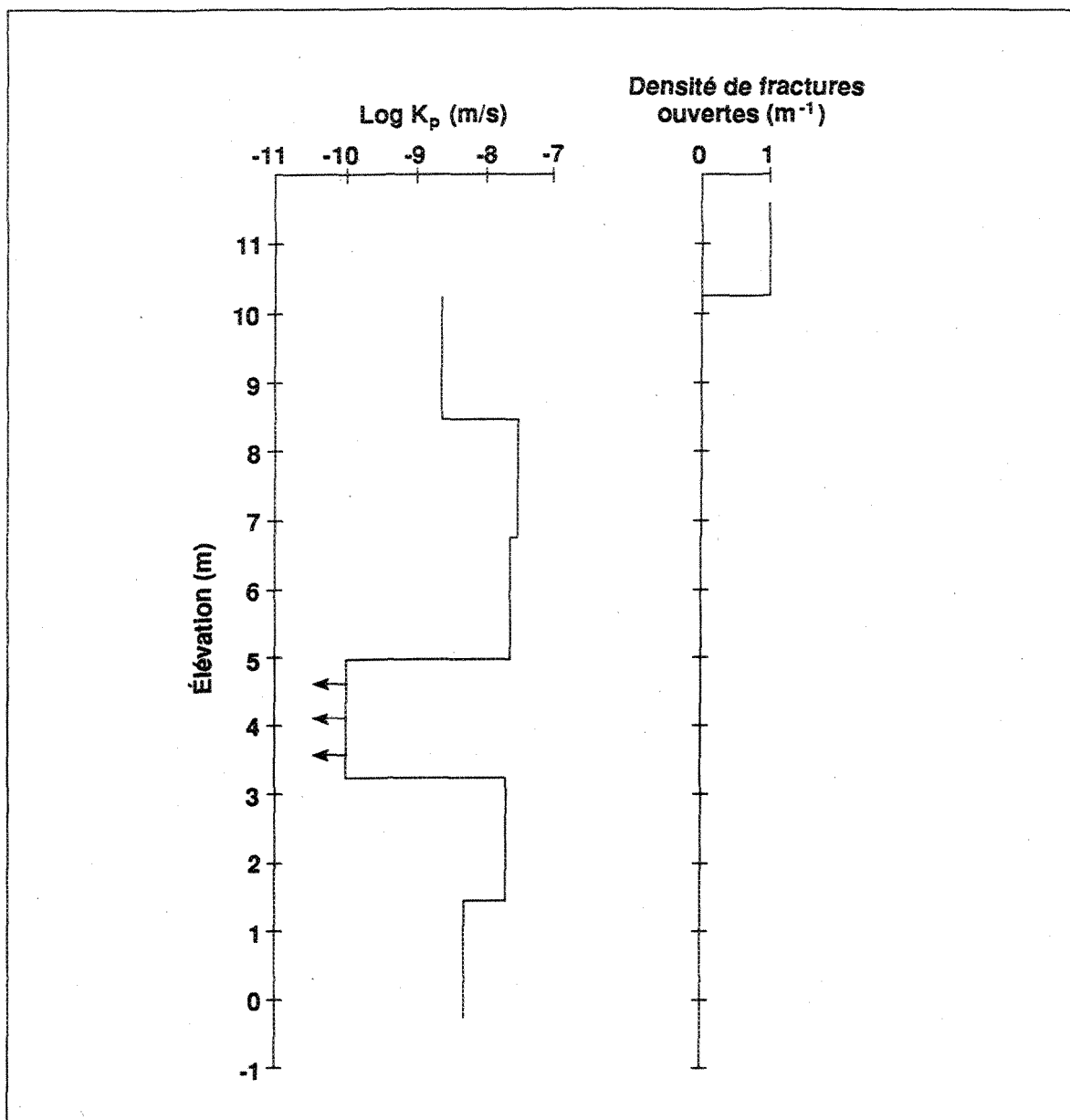


Figure 18. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-1

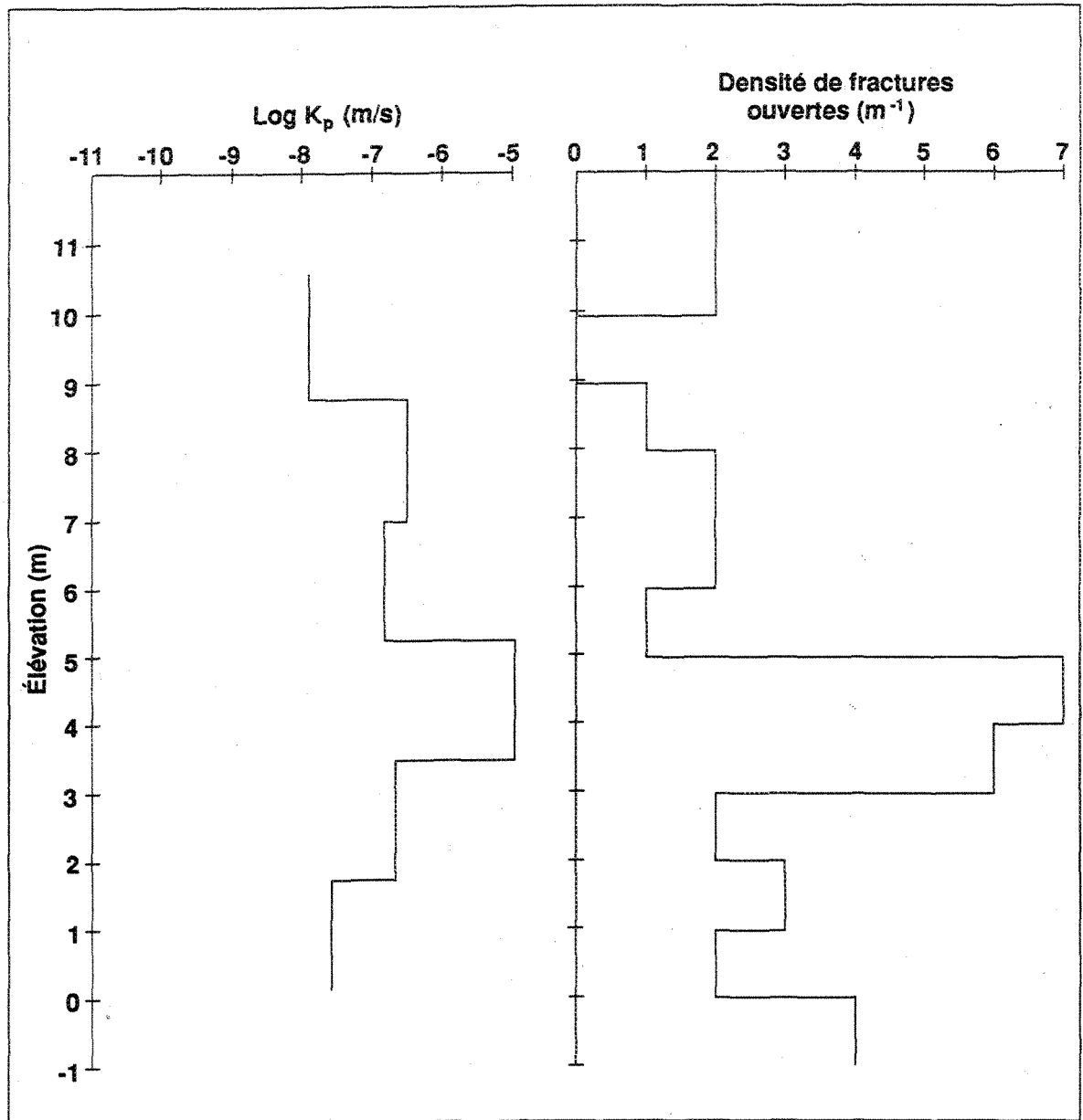


Figure 19. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-2

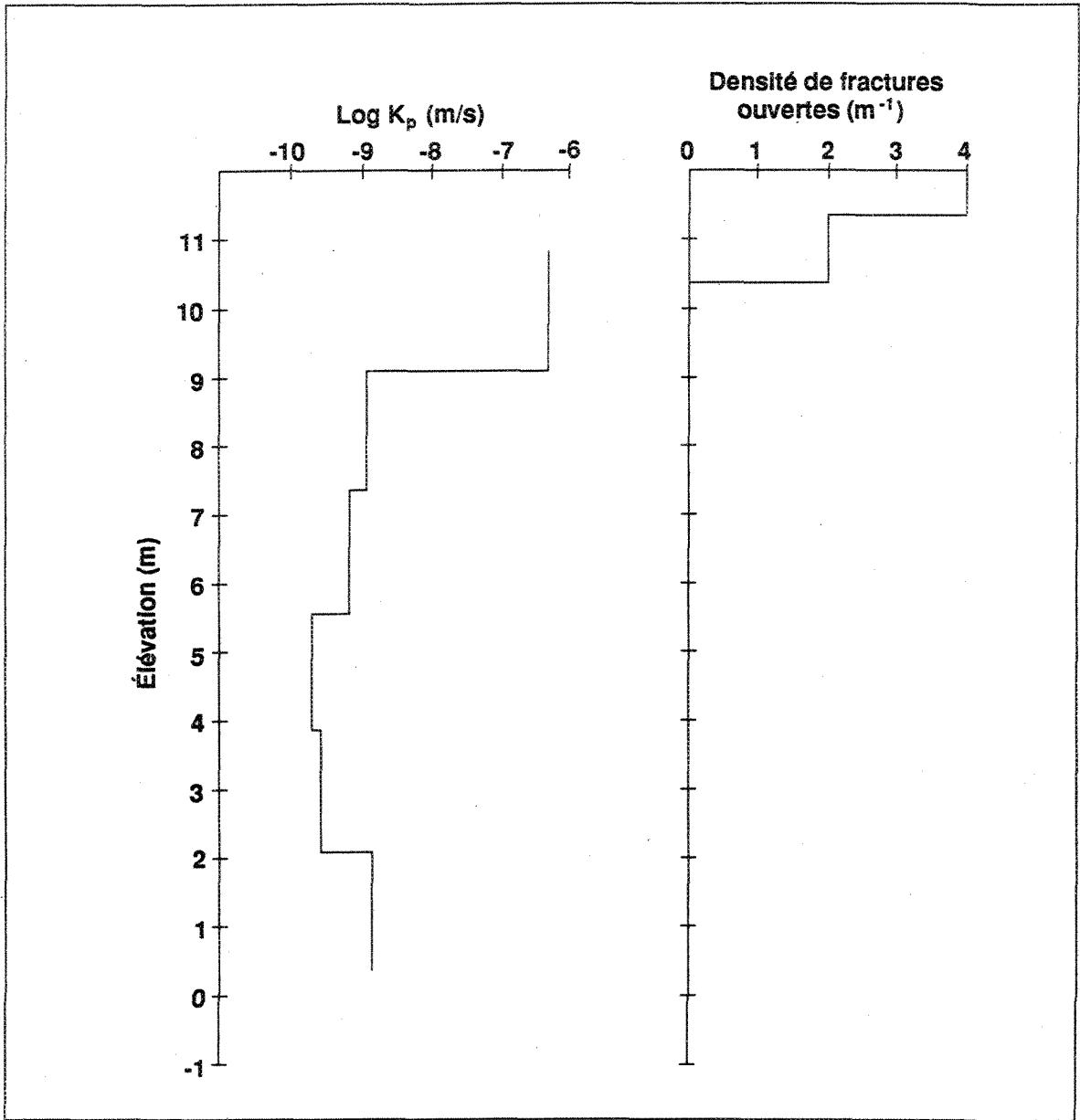


Figure 20. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-3

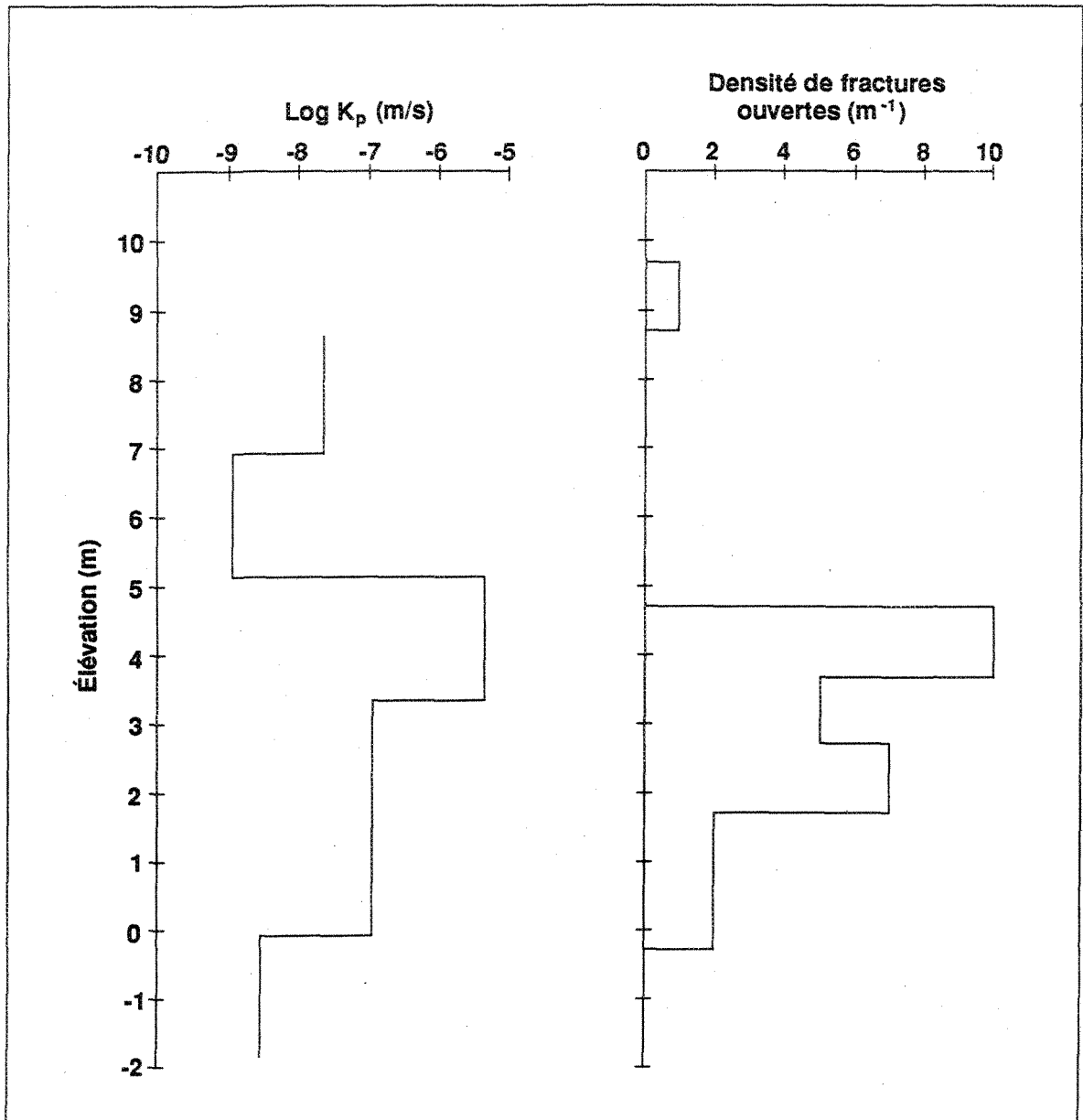


Figure 21. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-4

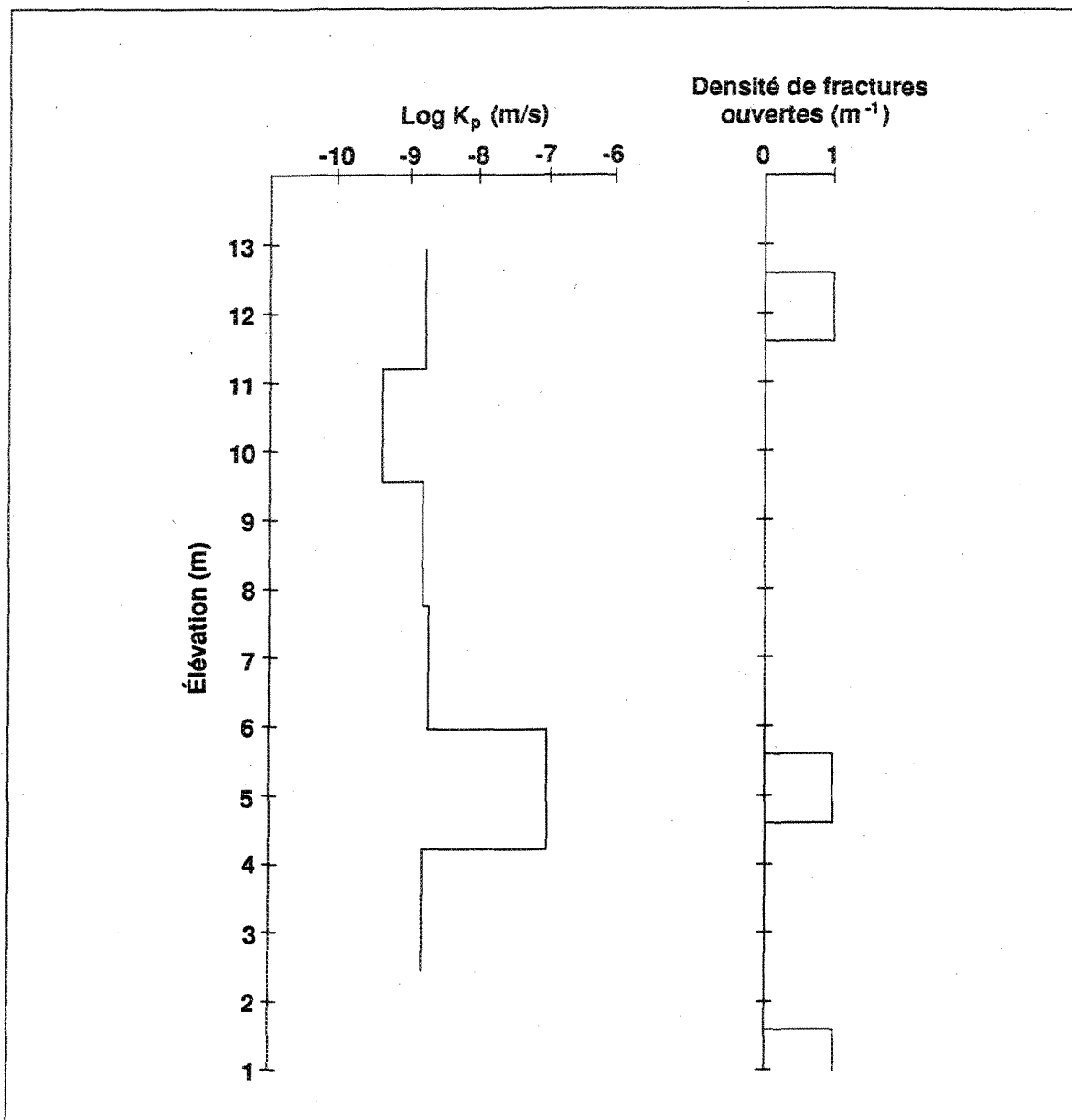


Figure 22. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-5

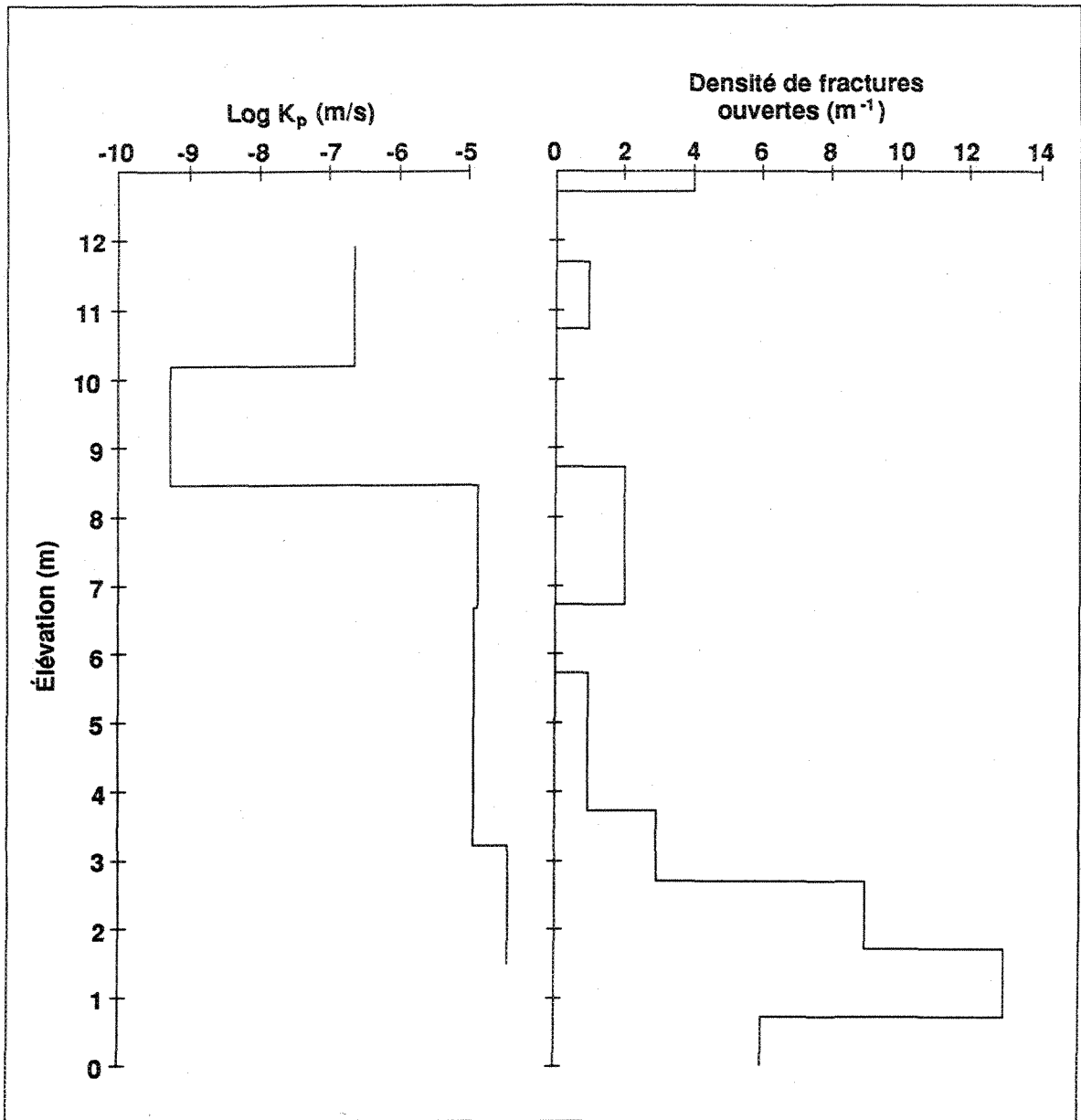


Figure 23. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-6

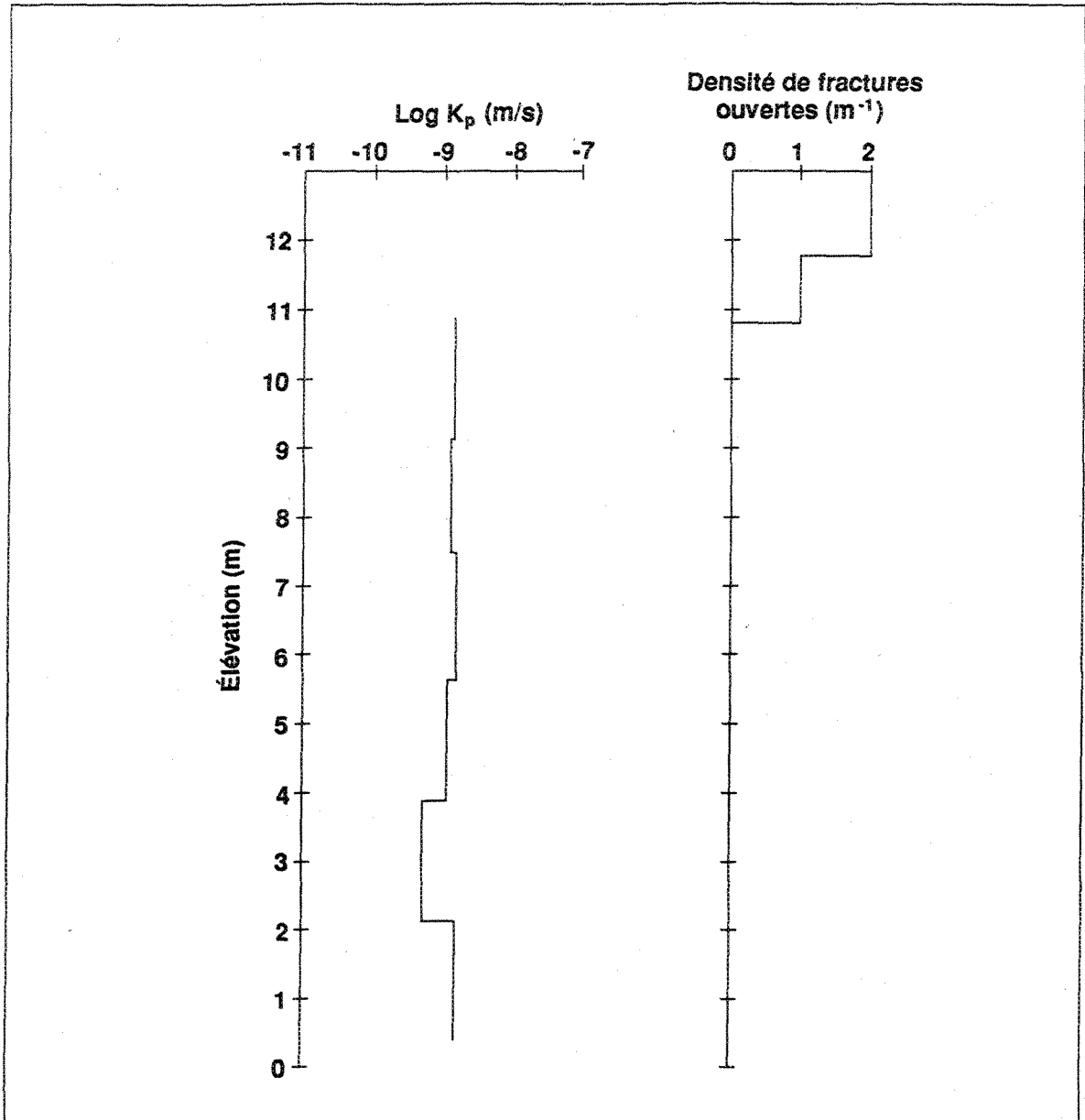


Figure 24. Relation entre la conductivité hydraulique et la densité de fractures pour le forage R-7

CHAPITRE VI

CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES MATRICIELLES ET MESURE DE LA POROSITÉ EN LABORATOIRE

6.1 INTRODUCTION

Des essais et mesures en laboratoire ont été réalisés sur des cylindres de roc et des sections en lame mince dans le but d'évaluer la conductivité hydraulique radiale (K_r) et la porosité (n) de la matrice poreuse. Les essais et mesures ont été effectués sur deux ou trois échantillons de roc par forage; chaque échantillon étant fragmenté en trois sections. Une des sections a été utilisée pour les essais de perméamétrie, une autre pour les essais de porosimétrie et la dernière pour la fabrication des lames minces. La plupart des échantillons provenaient des carottes de roc qui avaient été scellés dans la paraffine, puis enveloppées dans le papier d'aluminium lors de la campagne de forage à l'automne 1988.

6.2 ESSAIS PERMÉAMÉTRIQUES SUR DES CAROTTES DE FORAGE

Les mesures de la conductivité hydraulique radiale (K_r) ont été effectuées sur 17 carottes de forage à l'aide d'une version modifiée du perméamètre de type Bernaix (1967) qui a été monté à l'Université du Québec à Chicoutimi à l'été 1989 (Denis et Rouleau, 1991) (figures 25 et 26).

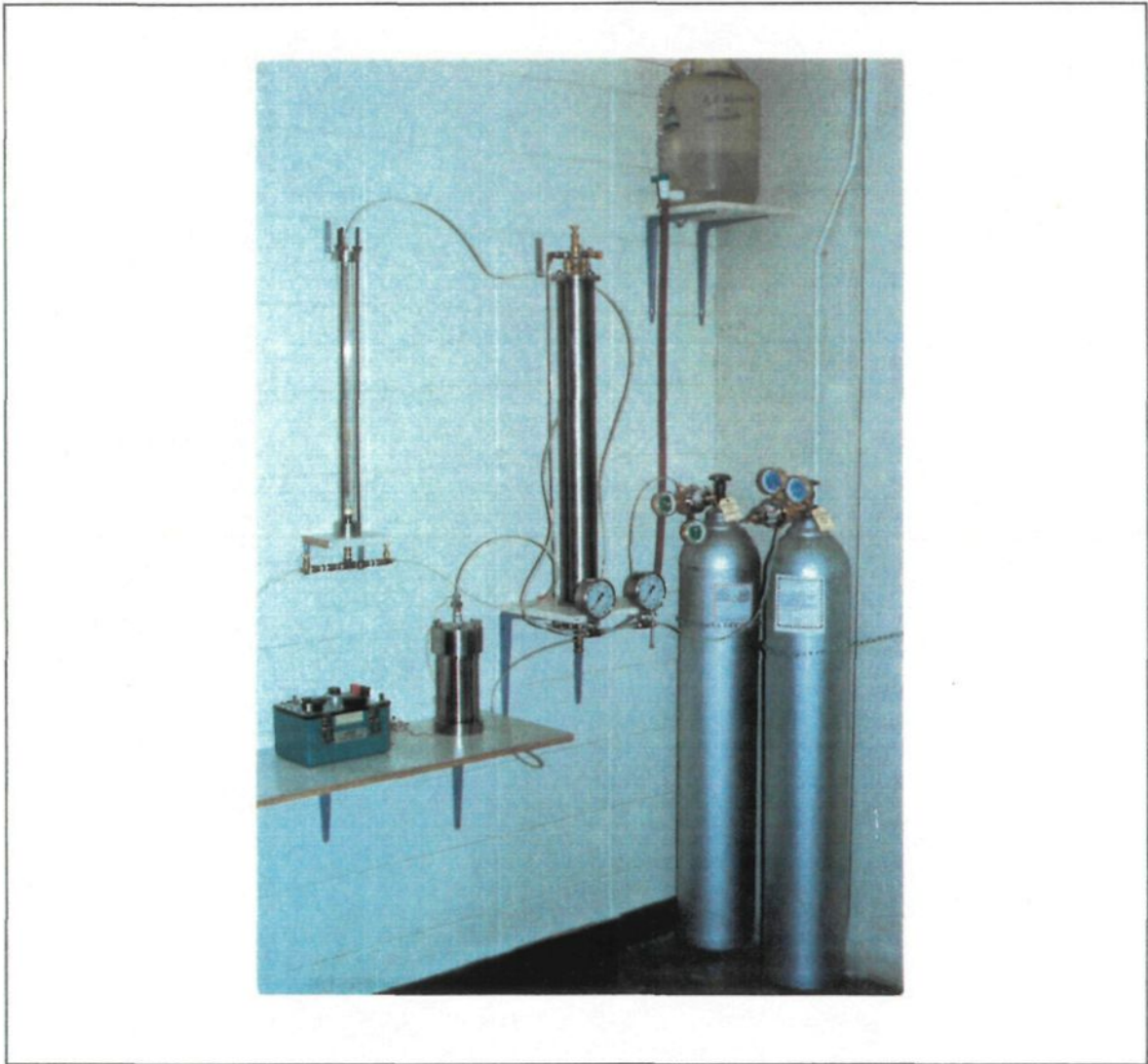


Figure 25. Montage du perméamètre radial

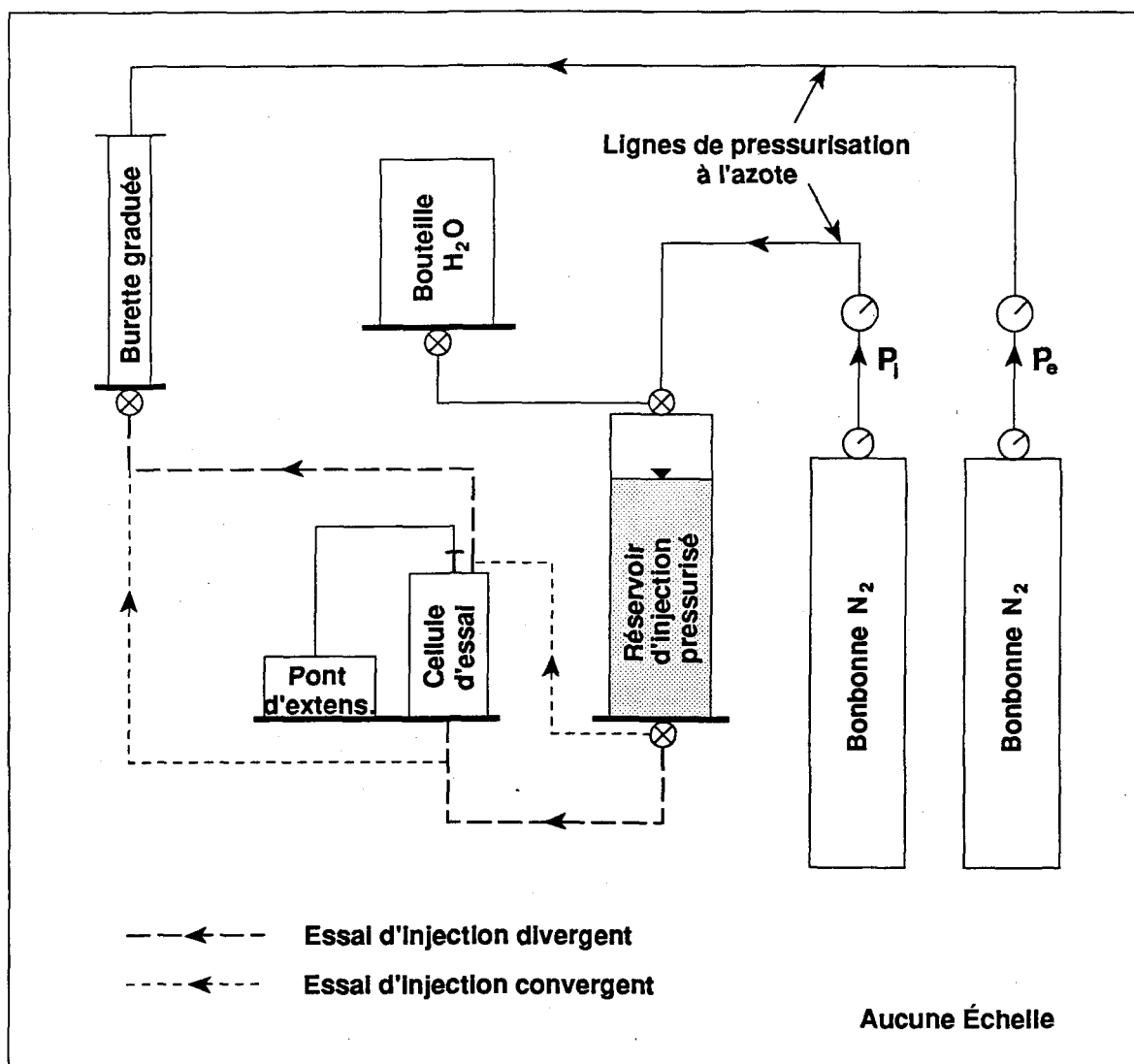


Figure 26. Schéma du montage du perméamètre radial

Ce type de perméamètre permet de mesurer la conductivité hydraulique perpendiculairement à l'axe de la carotte, en générant un régime d'écoulement radial (Niemants, 1981; Ballivy et al., 1982; Colin, 1990). Les échantillons peuvent ainsi être soumis à deux modes d'écoulement: divergent ou convergent. À l'aide d'une vis axiale, différentes valeurs de contraintes mécaniques unidirectionnelles (charge axiale), dont une correspond à la pression lithostatique "in situ", peuvent aussi être appliquées parallèlement à l'axe de la carotte. L'emploi de différentes charges axiales permet d'établir des relations entre la charge appliquée et la conductivité hydraulique des micro-fissures (Gale, 1977; Raven et al., 1985; Denis et Rouleau, 1991).

Dans cette étude, les échantillons de roc ont été sélectionnés de façon à représenter les différentes textures et les divers types de micro-fissures de la matrice rocheuse. Un certain nombre d'échantillons ne montraient aucune micro-discontinuité apparente; d'autres contenaient quelques micro-fissures horizontales remplies par des oxydes de fer et/ou des minéraux d'altération ou par de la calcite; et finalement, certains échantillons contenaient des micro-fissures ouvertes verticales et/ou horizontales d'extension limitée (tableau D-1 de l'annexe D). À noter qu'avant le début de chaque essai, les échantillons étaient testés sous une faible pression en mode d'écoulement divergent, sans la cellule du perméamètre, afin de visualiser l'écoulement de l'eau dans la carotte et d'évaluer grossièrement la perméabilité de l'échantillon.

6.2.1 MODES D'ÉCOULEMENT RADIAL

Les essais perméamétriques ont été réalisés selon un mode d'écoulement radial, divergent ou convergent, et sous différentes valeurs de charges axiales. Le différentiel de pression (ΔP) (ou le différentiel de charge (ΔH)), se définit comme la différence entre la pression intérieure (P_i) et la pression extérieure (P_e) qui est appliquée au niveau de l'échantillon. Le différentiel choisi doit permettre d'obtenir des débits d'eau mesurables dans un laps de temps raisonnable. En mode divergent comme en mode convergent, le gradient hydraulique n'est pas uniforme à l'intérieur de la carotte, mais varie logarithmiquement avec la distance radiale, tout en étant proportionnel au différentiel de charge (ΔH). Pour sa part, l'écoulement n'est pas radial aux extrémités de l'échantillon en raison du manchon en caoutchouc à la base, et de la configuration de l'échantillon qui n'est pas complètement traversé par le forage axial (figure 27).

En mode divergent, la plus haute pression (ou charge) est injectée dans le centre de l'échantillon et la contre-pression agit sur sa surface extérieure. L'écoulement se fait de l'intérieur vers l'extérieur de la carotte, et le débit sortant de la paroi extérieure est mesuré dans la burette graduée. La charge hydraulique appliquée génère des contraintes principalement en traction (Bernaix, 1967; Denis et Rouleau, 1991).

En mode convergent, il suffit d'invertir les canalisations à l'entrée et à la sortie du perméamètre. La plus haute pression (ou charge) est alors injectée autour de l'échantillon et la contre-pression en son centre, dans le forage axial. En raison de la différence de charge, l'eau percole de l'extérieur vers l'intérieur de l'échantillon, et le débit sortant de la paroi intérieure est mesuré dans la burette graduée. L'échantillon est soumis à un champ de

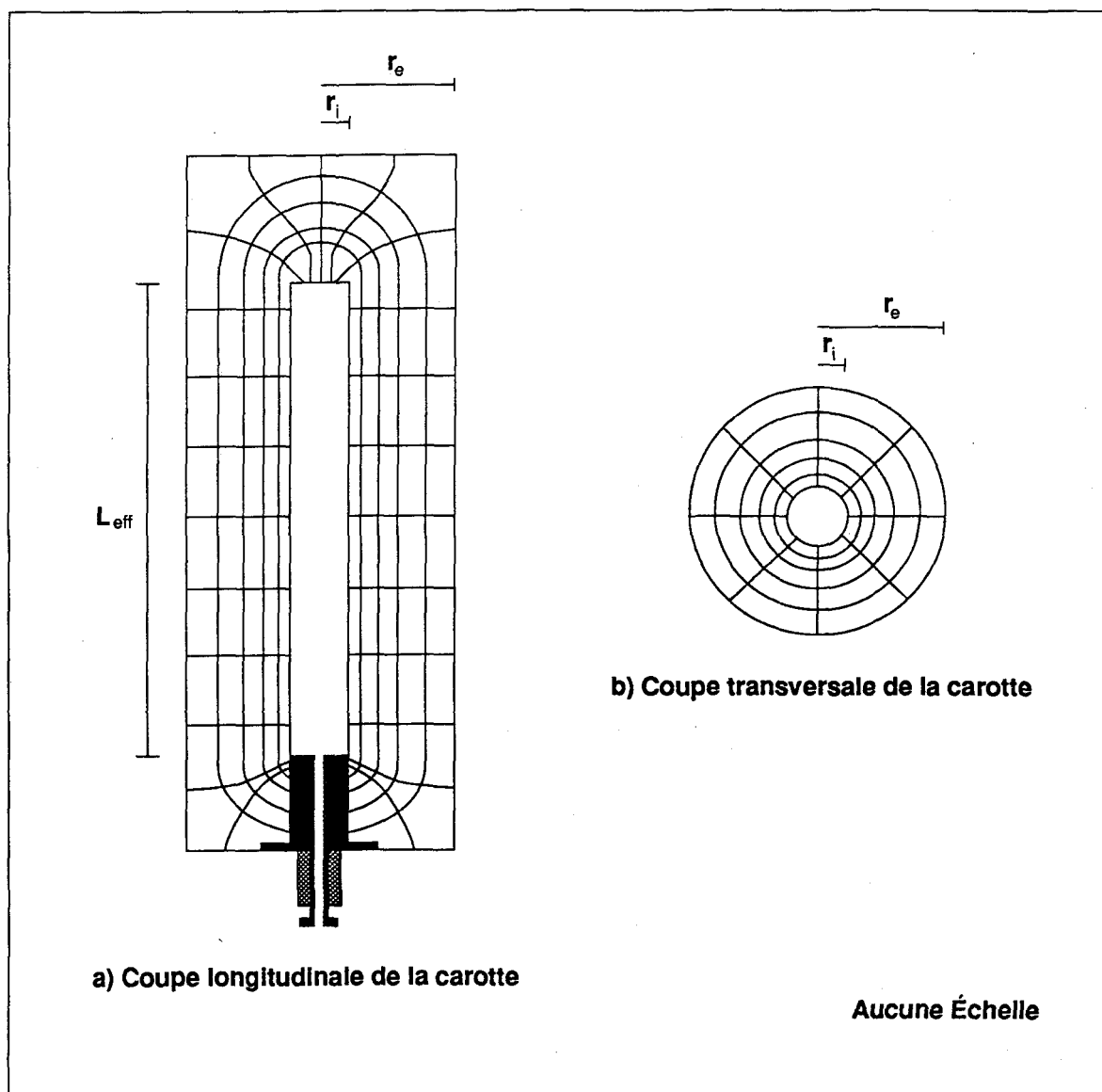


Figure 27. Schéma du réseau d'écoulement dans un échantillon de roc cylindrique (adapté de Bernaix, 1967)

contraintes de compression non uniforme, mais d'intensité proportionnelle à la pression de l'eau autour de la carotte (Bernaix, 1967; Denis et Rouleau, 1991).

6.2.2 MÉTHODE D'ANALYSE DES ESSAIS PERMÉAMÉTRIQUES

En considérant un modèle d'écoulement en milieu poreux, Bernaix (1967) a proposé une méthode d'analyse, basée sur la solution de Thiem (1906), qui s'applique dans la mesure où les hypothèses de base suivantes sont satisfaites:

- 1) le milieu est homogène et isotrope;
- 2) le forage axial dans la carotte est centré et vertical;
- 3) l'écoulement est radial dans des conditions de régime permanent et la loi de Darcy est valide;
- 4) les pertes de charge sont négligeables sur la paroi du forage axial lors d'un essai d'injection divergent, ainsi qu'autour de la carotte lors d'un essai d'injection convergent;
- 6) l'eau et le milieu sont incompressibles.

L'équation de Thiem (1906) peut s'exprimer ainsi pour estimer la conductivité hydraulique radiale (K_r) (le développement de cette relation mathématique est donné à l'annexe D):

$$K_r = \frac{Q}{\Delta H 2 \pi L_{\text{eff}}} \ln (r_e/r_i) \quad (\text{m/s}) \quad (11)$$

où Q : débit d'eau qui percole au travers l'échantillon cylindrique (m^3/s)

r_e : rayon de la carotte (m)

r_i : rayon du forage axial dans la carotte (m)

ΔH : différentiel de charge hydraulique (m)

L_{eff} : longueur effective sur laquelle l'écoulement est radial (m).

6.2.3 INTERPRÉTATION DES ESSAIS PERMÉAMÉTRIQUES

Les données des essais perméamétriques permettent d'évaluer l'effet:

- 1) de la texture et des micro-fissures;
- 2) du régime d'écoulement;
- 3) et de la charge mécanique axiale sur l'écoulement de l'eau dans un échantillon.

C'est sans aucun doute les micro-discontinuités qui régissent en grande partie l'écoulement de l'eau dans les carottes. Sans utiliser la cellule du perméamètre, il est possible d'observer visuellement le comportement d'un échantillon soumis à un faible gradient hydraulique divergent. Ces observations mettent en évidence le fait que l'écoulement s'effectue principalement par les micro-fissures ouvertes d'extension limitée (figure 28). Sous une charge axiale qui correspond à la pression lithostatique "in situ", la conductivité hydraulique radiale (K_r) des échantillons (R-1/1 et R-6/1), contenant quelques micro-fissures ouvertes, varie de 10^{-8} à 10^{-9} m/s dans les deux modes d'écoulement. Les micro-fissures remplies ne contribuent que très peu à l'écoulement de l'eau, tandis que la matrice le fait de manière très négligeable. En effet, la conductivité hydraulique radiale (K_r) des échantillons (R-1/2, R-1/3, R-2/1, R-2/2, R-3/1, R-3/3, R-4/1, R-4/2, R-5/2, R-7/2) montrant plusieurs micro-fissures remplies, varie entre 10^{-10} et 10^{-12} m/s; tandis que la conductivité hydraulique radiale (K_r) de la matrice varie de 10^{-11} à 10^{-13} m/s, d'après le résultat des échantillons R-3/2, R-5/1, R-6/2, R-6/3, R-7/1, lesquels ne contiennent aucune micro-fissure apparente (tableau D-2 annexe D).



Figure 28. Écoulement de l'eau par les micro-fissures lors d'un essai d'injection radiale divergent sans la cellule du perméamètre

De façon générale, pour un même différentiel de charge, la conductivité hydraulique radiale (K_r) est comparable pour les deux modes d'écoulement, validant ainsi les résultats (figure 29). Selon Bernaix (1967), la différence entre les valeurs obtenues sur un même échantillon est due à plusieurs raisons dont: la déformation des micro-fissures lorsqu'un champ de contraintes agit sur l'échantillon, le colmatage graduel des pores et des micro-fissures, et le degré de précision des mesures.

L'application d'une pression hydraulique d'injection élevée peut entrouvrir des micro-fissures et mener à une surestimation de la conductivité hydraulique pour certains échantillons contenant des micro-fissures ouvertes. En effet, les valeurs absolues de pression utilisées ont souvent dépassées largement les valeurs "in situ". Dans le cadre de cette étude, les pressions d'injection appliquées ont variées de 172 à 1379 kPa; alors que sur le terrain, la pression hydrostatique est de l'ordre de 300 kPa à 40 m de profondeur environ. Cependant, cette cause d'erreur est probablement moins importante sur les échantillons exempts de micro-fissures, soit précisément les échantillons qui ont été soumis aux plus fortes pressions d'injection (Denis et Rouleau, 1991).

Afin d'évaluer l'effet de la charge axiale sur la conductivité hydraulique radiale (K_r), des essais perméamétriques ont été réalisés sur trois échantillons (R-1/1, R-2/1 et R-3/3), en appliquant un cycle complet de chargement-déchargement de la charge axiale. Des travaux antérieurs (Gale, 1977; Raven et Gale, 1985) ont démontré que la conductivité hydraulique d'une fracture diminue avec l'augmentation d'une charge normale à la fracture. Cependant, les résultats que nous avons obtenus ne permettent pas de le vérifier, puisque la différence de perméabilité est plus faible que la précision des mesures (Denis et Rouleau, 1991).

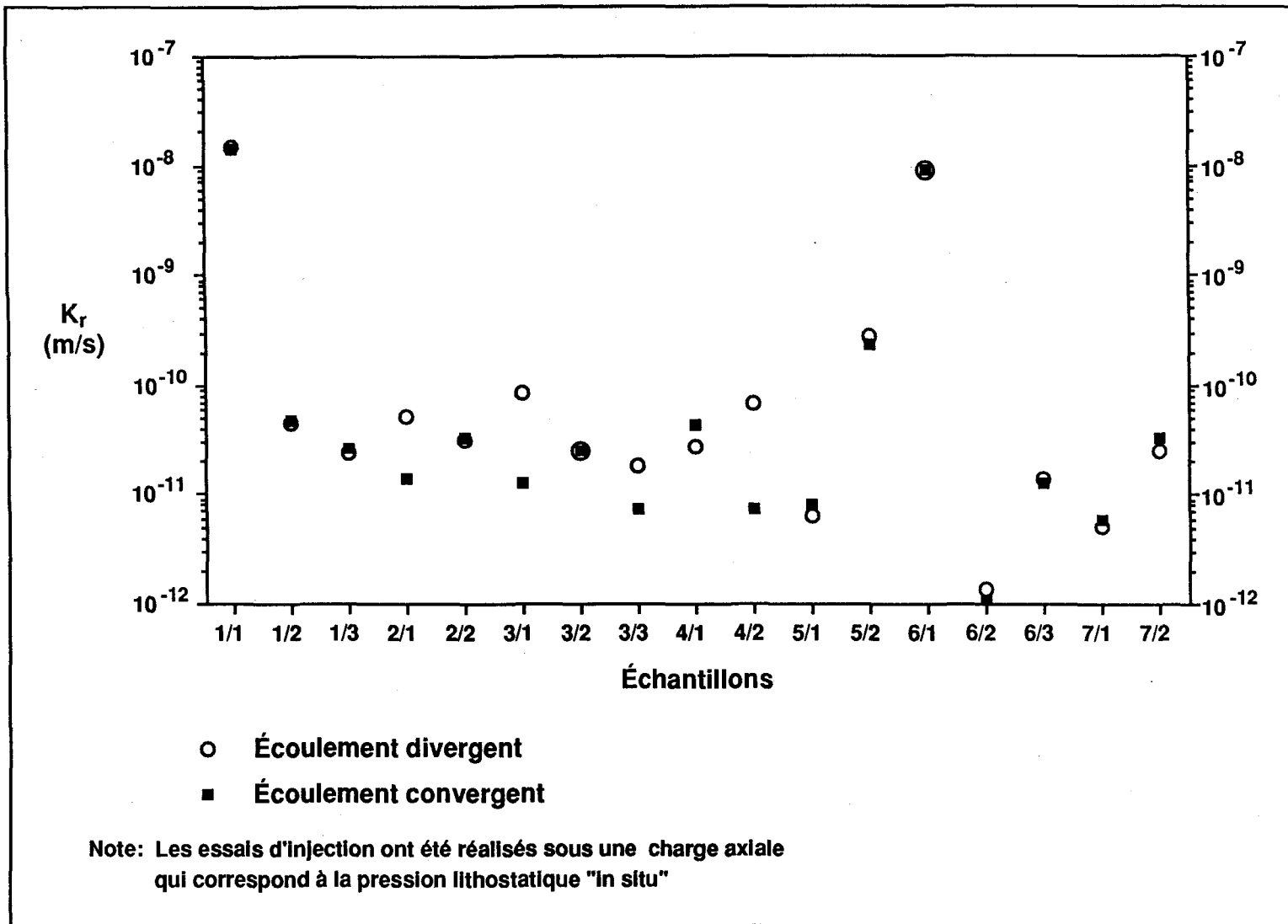


Figure 29. Résultats des essais perméamétriques sur des carottes de forage

6.3 ESSAIS POROSIMÉTRIQUES

L'espace poreux de l'orthoquartzite qui favorise l'écoulement est constitué d'un arrangement de pores reliés en trois dimensions par des étranglements de plus petit diamètre donnant accès aux pores. Pour estimer la porosité de cette roche, deux méthodes de laboratoire ont été choisies dans cette étude: la porosimétrie au mercure en combinaison avec l'analyse de lames minces au microscope optique. Selon Wardlaw (1988), la porosimétrie au mercure est l'une des meilleures méthodes pour obtenir des informations sur les propriétés des accès aux pores, tandis que l'analyse optique de sections en lame mince est l'une des meilleures méthodes pour décrire les propriétés des pores. Des images au microscope électronique à balayage ont également été prises sur quelques échantillons pour compléter l'étude porosimétrique.

6.3.1 POROSIMÉTRIE AU MERCURE

Dans le cadre de ce projet, des essais porosimétriques au mercure ont été réalisés sur 21 échantillons par une équipe technique du département de Génie civil de l'Université de Sherbrooke en juin 1989. La préparation des échantillons et les essais d'injection ont été effectués selon la norme ASTM D 4404-84 (1984) et la procédure décrite par Chevrier et Jolicoeur (1986) de l'Université de Sherbrooke. Les échantillons de roc de forme cylindrique ont été prélevés à l'intérieur des carottes de forage de calibre "NQ-2" à l'aide d'un carottier diamanté de 19.05 mm de diamètre intérieur. Le diamètre est le même pour tous les cylindres de roc, mais la hauteur varie de 52 à 75 mm. Les essais ont été effectués sur des échantillons caractérisés par une granulométrie fine ou moyenne, avec ou sans micro-fissures. L'appareil de porosimétrie au mercure qui a été utilisé est de marque "Carlo Erba 200" (figure 30). Ce type d'appareil permet d'atteindre des pressions d'injection qui varient de 0 à 150 MPa,

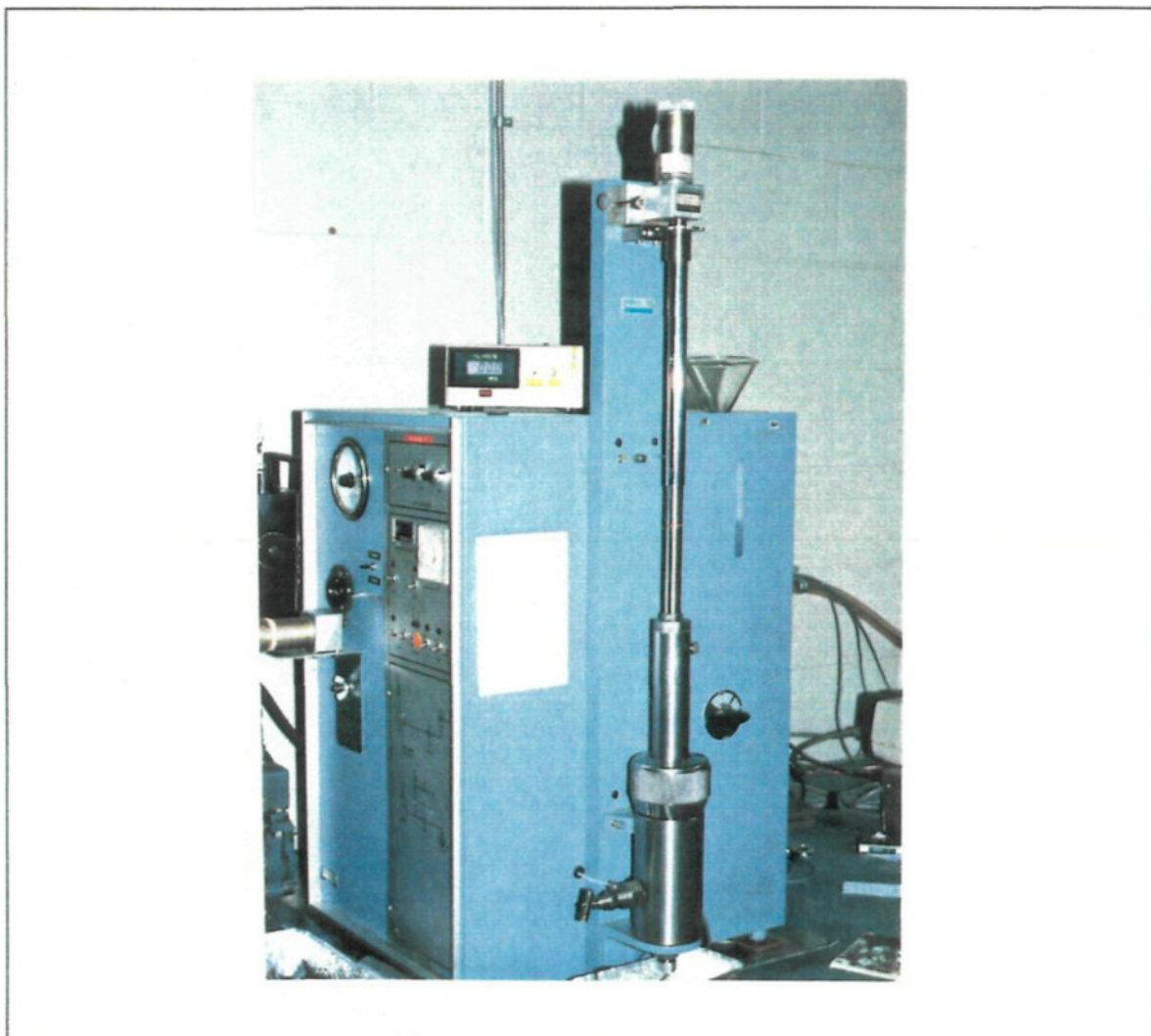


Figure 30. Porosimètre au mercure "Carlo Erba 200" de l'Université de Sherbrooke

correspondant à des rayons d'entrée compris entre 10 et 0.001 μm (Delage, 1979; Denis et al., 1991).

La porosimétrie par injection de mercure est une méthode indirecte pour déterminer la porosité d'un matériau. Elle fut suggérée et appliquée dès 1921 par Washburn et elle est encore couramment utilisée aujourd'hui (Delage, 1979; Pellerin, 1980; Good, 1984; Winslow, 1984; Wardlaw, 1988; Doyen, 1988). Cet essai porosimétrique correspond à l'envahissement par un fluide non-mouillant, le mercure (angle de contact fluide-solide $> 90^\circ$), des pores interconnectés par une série d'étranglements. Pour faire pénétrer le mercure dans un milieu poreux vide d'air, il faut lui appliquer une pression supérieure à la pression capillaire qui est d'autant plus forte que le rayon d'accès aux pores est petit (Delage, 1979; Pellerin, 1980).

Dans le modèle d'interprétation proposé, le milieu poreux est représenté par un ensemble de tubes capillaires cylindriques et parallèles. Si les pores sont assimilés à une succession d'étranglements et d'évasements de section circulaire et de forme cylindrique, la relation à l'équilibre entre la pression d'entrée et le rayon d'entrée est décrite par la loi de Washburn (1921) (Winslow, 1984):

$$P_c = \frac{2\sigma \cos \theta}{r} \quad (\text{MPa}) \quad (12)$$

où P_c : pression capillaire (MPa)

σ : tension superficielle du mercure (484.2 dynes/cm à 25°C)

θ : angle de contact entre le mercure et la paroi du tube capillaire

r: rayon du tube capillaire (μm).

Dans le modèle équivalent, où l'injection du mercure est effectuée dans une microfissure d'ouverture "2b" à parois lisses et parallèles, la loi de Washburn (1921) s'écrit:

$$P_c = \frac{2 \sigma \cos \theta}{2b} \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

Notons que sous une même pression, le mercure envahit les pores cylindriques ayant un rayon d'entrée de "x" et les micro-fissures ayant une ouverture de "x/2" (Pellerin, 1980).

À partir des données porosimétriques au mercure, trois types de courbes sont tracées sur quatre graphiques différents (figure 31). La figure 31a montre les courbes porosimétriques d'injection et de retrait tracées à partir de la relation entre le volume de vides par gramme d'échantillon sec et le rayon d'entrée. Le rayon d'entrée est ici calculé à partir de la pression d'injection mesurée en utilisant la relation de Washburn (1921) (équation 12). La figure 31b présente les mêmes données, mais exprimées selon le pourcentage de mercure en fonction du rayon d'entrée. Ces courbes permettent de visualiser la distribution de fréquences des rayons d'entrée aux pores ainsi que le pourcentage de mercure piégé.

C'est à partir de la dérivée de la courbe porosimétrique d'injection que la courbe du troisième graphique est tracée (figure 31c). Ce graphique met en évidence l'importance relative du volume introduit à chaque valeur de pression (ou de rayon d'entrée). Cette courbe permet de suivre l'évolution de l'espace poreux en montrant la distribution de fréquences des rayons d'entrée aux pores (Lapierre, 1987). La valeur maximale de dv/dp (le point d'inflexion) s'interprète comme le rayon d'entrée le plus fréquent en volume. Pour fin de comparaison, le quatrième graphique présente la superposition des courbes porosimétriques d'injection pour une série de trois essais réalisés sur une même carotte de roc ou à l'intérieur d'un même forage (figure 31d).

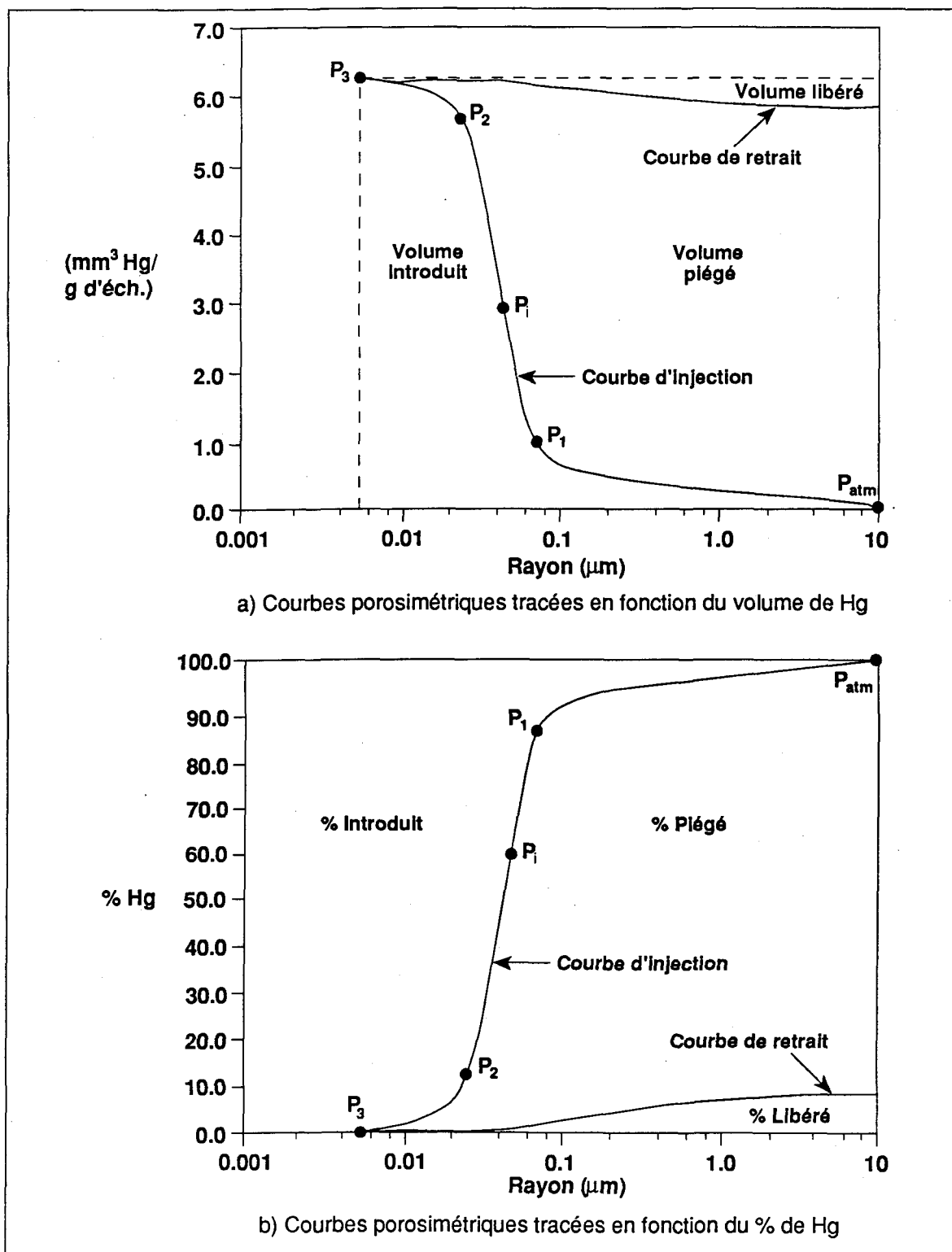


Figure 31. Courbes d'un essai porosimétrique au mercure (échantillon R-1/1)

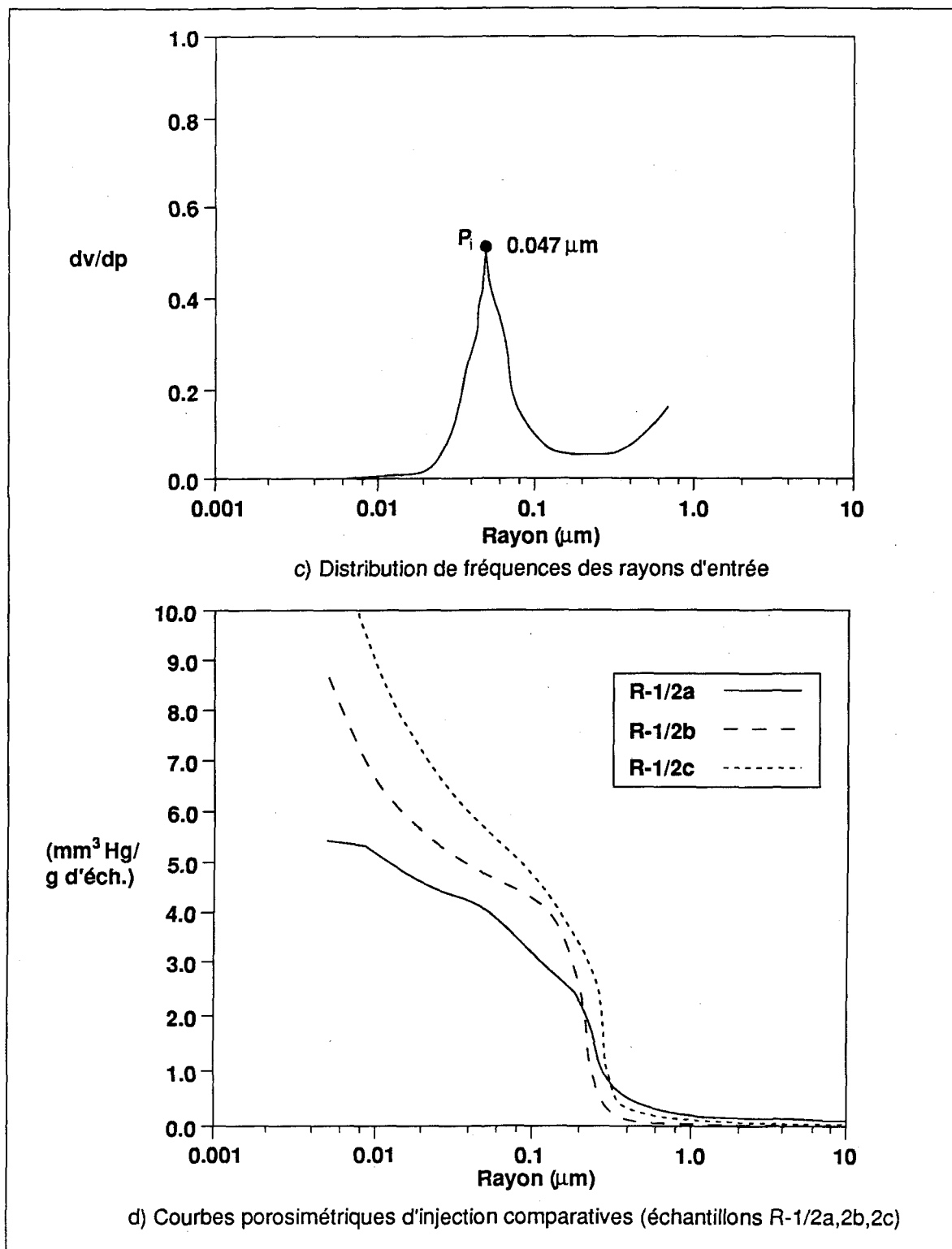


Figure 31. (Suite)

Pour décrire les étapes de pénétration et de retrait du mercure dans un échantillon d'orthoquartzite prélevé au site de Ville-Mercier, considérons l'essai R-1/1 pour les trois premiers graphiques (figures 31a,b,c) et les essais R-1/2a,2b,2c pour le quatrième graphique (figure 31d).

À partir de la courbe porosimétrique d'injection des figures 31a et b, la pénétration du mercure s'effectue comme suit lorsque la pression est appliquée:

- 1) De la pression atmosphérique à la pression P_1 , qui correspond à un rayon d'entrée de $0.071 \mu\text{m}$, le mercure pénètre très peu dans le milieu. Le mercure résiste mécaniquement à une contrainte extérieure isotrope assez forte, et demeure à la surface de l'échantillon. La courbe est légèrement oblique et linéaire, indiquant un très faible volume de mercure introduit. Cette portion de la courbe montre que seulement 7% de la porosité est accessible par des accès ayant un rayon supérieur à $0.071 \mu\text{m}$.
- 2) De la pression P_1 à la pression P_2 , qui correspondent à des rayons d'entrée variant de 0.071 à $0.027 \mu\text{m}$, un volume relativement important de mercure (volume introduit) pénètre dans le système poreux. Cette portion de la courbe a une pente très abrupte. Elle correspond aux dimensions les plus fréquentes des rayons d'entrée aux pores. La quasi-totalité de la porosité (87%) est accessible par ces seuils d'entrée. Le point d'inflexion (P_i) définit des classes de pores ayant un rayon d'entrée le plus fréquent de $0.047 \mu\text{m}$.
- 3) De la pression P_2 à la pression maximale P_3 (141.8 MPa), qui correspondent à des rayons d'entrée qui varient entre 0.027 et $0.006 \mu\text{m}$, la courbe tend à devenir tangente à

l'abscisse. À ces dimensions, seulement 6% de la porosité est accessible. La pénétration du mercure est difficile et devient pratiquement nulle.

La courbe porosimétrique de retrait, montrée sur les figures 31a et b, marque la limite entre le volume de mercure libéré par rapport au volume de mercure qui est resté piégé dans le système poreux. Le volume piégé est relativement important; tandis qu'un très faible volume de mercure a pu se libérer, suggérant que les dimensions des accès aux pores sont petites ou que la surface de contact avec le mercure est rugueuse. La courbe de retrait définit une porosité piégée (n_p) de 91%.

C'est à partir de la courbe porosimétrique d'injection que le volume poreux est estimé et que la porosité de l'échantillon est calculée. En admettant que le volume des vides correspond au volume poreux donné par le volume de mercure introduit par gramme d'échantillon et connaissant la masse de l'échantillon, la porosité se calcule selon la relation suivante:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad (\%) \quad (14)$$

où n : porosité (%)

V_v : volume des vides (mm^3)

V_t : volume total (mm^3).

C'est à partir de la courbe de retrait que l'on en déduit la porosité piégée (n_p) qui s'estime par:

$$n_p = \frac{\text{Volume de mercure piégé}}{\text{Volume total introduit}} \times 100 \quad (\%) \quad (15)$$

La distribution de fréquences du rayon d'entrée aux pores est variable d'un échantillon à l'autre (tableau 3) (Denis et al., 1991). Pour l'ensemble des essais, les rayons d'entrée varient entre 0.005 à 0.6 μm . Les rayons d'entrée les plus fréquents, qui correspondent aux points d'inflexion (P_i), varient de 0.01 à 0.49 μm . La porosité (n) calculée à partir des essais d'injection dans l'orthoquartzite varie de 0.92 à 3.6%, et la porosité piégée (n_p) de 48 à 100%.

6.3.2 MICROSCOPIE OPTIQUE ET MICROSCOPE ÉLECTRONIQUE À BALAYAGE

L'analyse des lames minces à l'aide du microscope optique constitue une méthode directe pour étudier les caractéristiques des pores et estimer la porosité. La microscopie optique est une des plus anciennes méthodes de porosimétrie (Lapierre, 1987). Cette méthode à l'avantage de permettre à la fois, l'étude de la texture du milieu poreux et de la minéralogie. La prise d'images au microscope électronique à balayage (MEB) a permis d'obtenir des informations qualitatives supplémentaires sur le système poreux.

Les sections en lame mince étudiées sont les mêmes qui ont été utilisées à la section 3.1.2 pour la description du roc. Pour fin de comparaison, elles ont été prélevées à proximité des échantillons ayant servis aux essais porosimétriques au mercure. Afin de mieux visualiser les pores en lumière naturelle, la résine servant à la fabrication des lames minces a été teintée en bleu avec le colorant: "Petropoxy 154, Blue dye" (figure 32). Cette résine a été appliquée sur les sections de roc à être polies. Un laps de temps suffisamment long a été respecté pour permettre à la résine colorée de pénétrer dans le système poreux.

Tableau 3. Résultats des essais porosimétriques au mercure

Éch. no.	Élév. (m)	Gamme des principaux rayons d'entrée (μm)	Point d'inflexion (μm)	V_v (cm^3)	V_t (cm^3)	n (%)	n_p (%)
R-1/1	9.49/9.41	0.027- 0.071	0.047	0.33	20.47	1.6	91
R-1/2a	1.05/0.97	0.18-0.4	0.251	0.30	21.01	1.4	76
R-1/2b	0.97/0.89	0.18-0.3	0.248	0.45	20.35	2.2	72
R-1/2c	0.89/0.81	0.20- 0.325	0.253	0.58	21.32	2.7	82
R-1/3	-1.55/ -1.63	0.19-0.6	0.49	0.72	20.13	3.6	66
R-2/1	11.90/ 11.82	0.048- 0.825	0.06	0.16	12.72	1.3	67
R-2/2	-0.33/ -0.41	0.05- 0.09	0.071	0.20	21.08	0.97	81
R-3/1	11.14/ 11.32	0.042- 0.092	0.074	0.32	20.81	1.5	100
R-3/2	6.12/6.05	0.11-0.2	0.152	0.37	18.37	2.0	75
R-3/3	1.05/0.98	0.15-0.4	0.249	0.23	16.02	1.4	48
R-4/1	3.87/3.79	0.010- 0.155	0.092	0.50	19.85	2.5	55
R-4/2	-0.62/ -0.70	0.03- 0.12	0.058	0.25	20.88	1.2	69
R-5/1	8.89/8.82	0.03- 0.06	0.045	0.18	19.67	0.92	76
R-5/2	2.07/1.99	0.018- 0.225	0.104	0.40	16.67	2.4	69
R-6/1	13.31/ 13.24	0.005- 0.023	0.010	0.22	12.92	1.7	75
R-6/2a	11.17/ 11.09	0.025- 0.060	0.039	0.24	20.97	1.1	70
R-6/2b	11.09/ 11.01	0.048- 0.149	0.114	0.29	21.08	1.4	73
R-6/2c	11.01/ 10.93	0.020- 0.057	0.038	0.25	20.90	1.2	90

Tableau 3. (Suite)

Éch. no.	Élév. (m)	Gamme des principaux rayons d'entrée (μm)	Point d'inflexion (μm)	V_v (cm^3)	V_t (cm^3)	n (%)	n_p (%)
R-6/3	2.47/2.40	0.049- 0.127	0.073	0.35	19.24	1.8	84
R-7/1	5.70/5.62	0.018- 0.057	0.037	0.24	13.28	1.8	70
R-7/2	2.14/2.06	0.123- 0.275	0.218	0.35	21.40	1.6	-----

Cette technique, couramment utilisée, permet de distinguer dans les meilleures conditions les pores naturels des trous qui ont été engendrés par le polissage des lames (Blatt et al., 1980).

Une étude de la dimension des pores a été réalisée sur 34 lames minces à l'aide de la technique du comptage de points (Denis et al., 1991). Le plus grand diamètre apparent de chaque pore a été mesuré sur un nombre total de 200 pores par lame. Les données ainsi obtenues, ont été traitées statistiquement en les regroupant en classes de 25 μm (tableau D-3 de l'annexe D). Pour connaître la tendance centrale de la distribution de fréquences, la médiane (M_d) a été calculée par la formule suivante (Baillargeon et al., 1976):

$$M_d = L + \frac{(n/2 - S)}{f_{md}} I \quad (\mu\text{m}) \quad (16)$$

où L: limite inférieure de la classe contenant la médiane (μm)

n: nombre total d'observations dans la série

S: somme des fréquences de toutes les classes précédant la classe qui contient la médiane

f_{md} : fréquence de la classe contenant la médiane

I: étendue de la classe contenant la médiane.

C'est la médiane (M_d) qui a été choisie, puisque ce paramètre statistique n'est pas influencé par les valeurs extrêmes, mais par le nombre d'observations.

La porosité (n) de la roche a été évaluée par la technique du comptage de points (Denis et al., 1991). En balayant les lames minces selon un pas de distance régulier, les grains et les pores ont ainsi été dénombrés systématiquement sur un nombre total de 500 points.

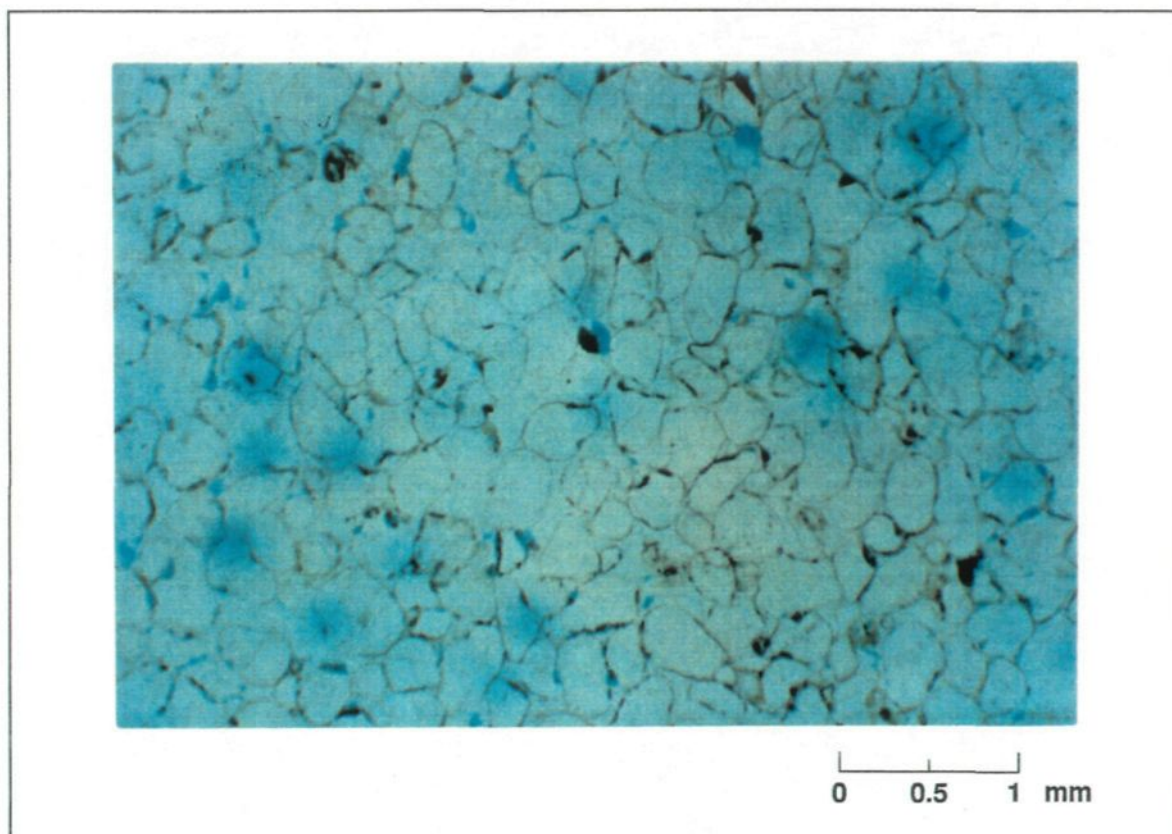


Figure 32. Système poreux de l'orthoquartzite en lame mince (VML R-5/1)

La porosité (n) a été estimée à partir de la relation suivante:

$$n = \frac{\text{Nombre de pores}}{\text{Nombre de mesures}} \times 100 \quad (\%) \quad (17)$$

Selon la section étudiée, le plus grand diamètre apparent des pores varie de 10 à 200 μm avec une valeur moyenne qui se situe entre 22 et 67 μm . Leur forme est irrégulière et la surface des parois intérieures est d'apparence rugueuse. Des oxydes de fer tapissent parfois la paroi intérieure des pores. La porosité (n) estimée par la technique du comptage de points en lame mince varie de 3.6 à 9.6% (tableau 4).

Le microscope électronique à balayage de modèle: "JEOL JSM 25 III", du département de Mines et Métallurgie de l'Université Laval, a été utilisé afin d'obtenir des informations qualitatives sur le système poreux. Des images sur deux échantillons de porosité extrême (R-1/3 et R-2/2) ont été prises pour mesurer le diamètre apparent des grains et des pores (figures 33a et b) (Denis et al., 1991).

Deux types d'images sont obtenues grâce aux électrons du faisceau incident qui rebondissent (électrons rétrodiffusés) ou par les électrons liés dans l'échantillon qui sont expulsés (électrons secondaires). Les électrons rétrodiffusés proviennent d'une plus grande profondeur à l'intérieur de l'échantillon que les électrons secondaires. L'image obtenue par les électrons secondaires est la plus intéressante dans l'étude de la texture du système poreux, puisque les électrons reflètent les phénomènes de surface. La qualité de l'image est fonction du diamètre et de l'intensité du faisceau d'électrons, ainsi que de la qualité de la surface polie de l'échantillon. Une surface bien polie permet d'atteindre une meilleure résolution.

Tableau 4. Porosité de l'orthoquartzite selon le comptage de points

Lame no.	Élév. (m)	Nombre de grains	Nombre de pores	d_{moy} grains (μm)	d_{moy} pores (μm)	n (%)
LR-1/1	9.43	467	33	110	41	6.6
TR-1/1	9.43	464	36	120	40	7.2
LR-1/2	0.98	470	30	100	40	6.0
TR-1/2	0.98	465	35	100	48	7.0
LR-1/3	-1.52	453	47	100	64	9.4
TR-1/3	-1.52	452	48	110	67	9.6
LR-2/1	11.82	478	22	130	30	4.4
TR-2/1	11.82	474	26	110	31	5.2
LR-2/2	-0.38	480	20	90	28	4.0
TR-2/2	-0.38	482	18	110	32	3.6
LR-3/1	11.39	468	32	90	32	6.4
TR-3/1	11.39	468	32	70	28	6.4
LR-3/2	6.09	466	34	80	32	6.8
TR-3/2	6.09	462	38	80	33	7.6
LR-3/3	1.04	460	40	110	32	8.0
TR-3/3	1.04	462	38	110	29	7.6
LR-4/1	3.82	473	27	100	29	5.4
TR-4/1	3.82	475	25	100	32	5.0
LR-4/2	-0.68	476	24	100	27	4.8
TR-4/2	-0.68	470	30	120	34	6.0
LR-5/1	8.90	482	18	120	23	3.6
TR-5/1	8.90	480	20	130	26	4.0
LR-5/2	2.10	473	27	100	26	5.4
TR-5/2	2.10	470	30	90	33	6.0
LR-6/1	13.31	477	23	120	25	4.6
TR-6/1	13.31	481	19	120	24	3.8
LR-6/2	11.11	482	18	100	28	3.6
TR-6/2	11.11	480	20	100	26	4.0
LR-6/3	2.41	475	25	110	32	5.0

Tableau 4. (Suite)

Lame no.	Élév. (m)	Nombre de grains	Nombre de pores	d_{moy} grains (μm)	d_{moy} pores (μm)	n (%)
TR-6/3	2.41	470	30	110	29	6.0
LR-7/1	5.61	469	31	100	29	6.2
TR-7/1	5.61	471	29	110	34	5.8
LR-7/2	2.06	477	23	120	24	4.6
TR-7/2	2.06	474	26	100	22	5.2

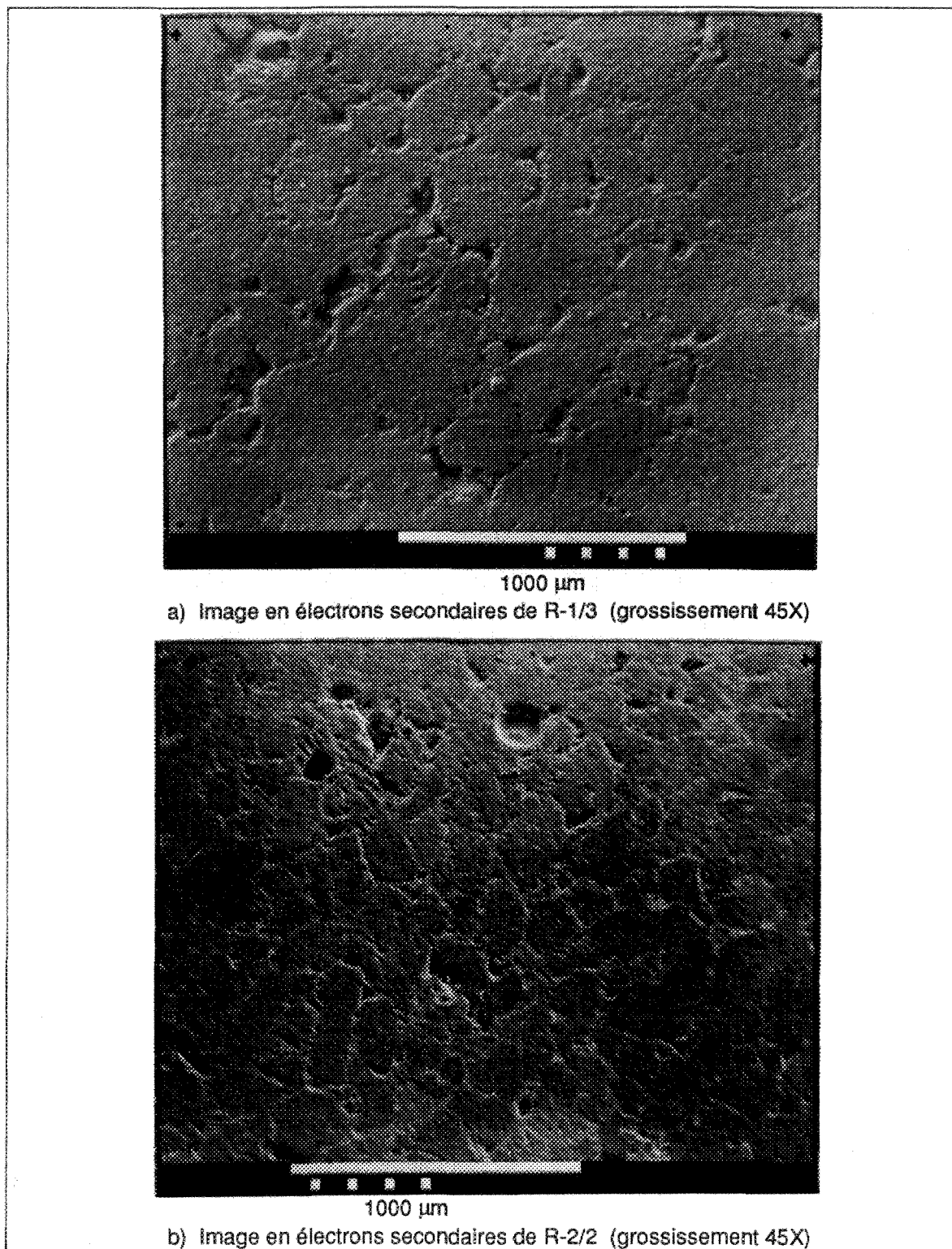


Figure 33. Images de l'orthoquartzite au microscope électronique à balayage

L'analyse des images permet d'estimer la dimension des grains, des pores et des étranglements de même que de visualiser l'interconnexion du système poreux selon deux dimensions. En général, les grains ont un diamètre apparent qui varie de 55 à 550 μm et les pores naturels ont un diamètre apparent qui varie entre 10 et 120 μm environ. En deux dimensions, les pores semblent plus ou moins bien interconnectés par les étranglements qui ont un rayon égal ou inférieur à 1.0 μm approximativement.

6.3.3 INTERPRÉTATION DES ESSAIS POROSIMÉTRIQUES

Les valeurs de porosité les plus élevées (2.4 à 3.6%), obtenues par les essais porosimétriques au mercure, sont attribuées à des échantillons montrant des micro-fissures ouvertes d'extension limitée. Les autres valeurs (0.92 à 2.2%) sont représentatives de la matrice poreuse et des échantillons montrant des discontinuités remplies par des oxydes de fer ou de la calcite (figure 34).

L'essai porosimétrique au mercure permet d'évaluer la porosité de l'orthoquartzite, en mesurant le mercure qui pénètre dans les pores interconnectés seulement. Cette méthode de porosimétrie définit une porosité effective qui est sous-estimée. En effet, le mercure n'envahit pas tout l'espace poreux disponible en raison de la dimension et de l'interconnexion des pores avec les étranglements. Pour combler tous les vides, il faudrait atteindre des pressions beaucoup plus fortes avec le porosimètre.

Les résultats du comptage de points sur les lames minces sont comparables d'une section longitudinale à une section transversale pour un même niveau dans un forage. Pour cette raison, seules les valeurs de porosité des sections longitudinales (VML) sont représentées sur la figure 34. Les différences entre les valeurs obtenues d'une lame à l'autre

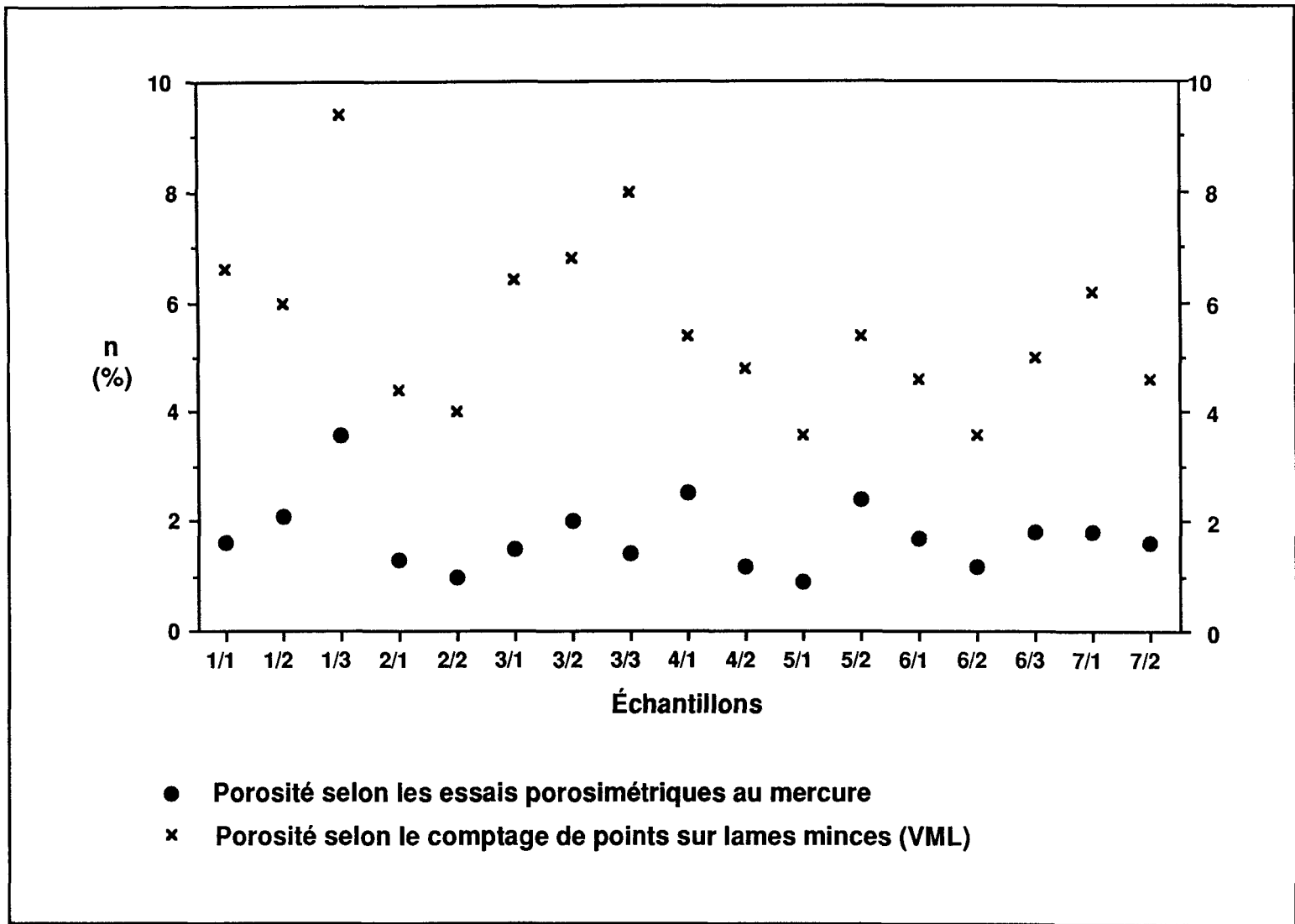


Figure 34. Résultats des essais porosimétriques

sont dues à la présence de micro-fissures et aux nombres de pores induits par les opérations de fabrication des lames minces. Selon Wardlaw (1988), le système poreux change lorsque les lames sont polies par l'agrandissement des pores des étranglements. Des grains se détachent et sont souvent interprétés comme des pores. L'analyse des lames minces et des images prises au microscope électronique à balayage le confirme. La figure 33b montre clairement des pores agrandis et des trous qui ont été engendrés par des grains qui se sont probablement détachés lors du polissage de l'échantillon.

La technique du comptage de points sur les lames minces permet d'estimer la porosité de l'orthoquartzite, en dénombrant les pores (naturels et induits) qui sont interconnectés ou ou non. Cette méthode de porosimétrie évalue plutôt une porosité totale qui est vraisemblablement surestimée, puisque les pores induits sont aussi dénombrés lors du comptage de points.

Pour fin de comparaison, il faudrait appliquer d'autres méthodes porosimétriques, telles que des méthodes de porosimétrie au gaz par exemple, pour avoir une idée plus juste de la porosité de la matrice rocheuse.

CHAPITRE VII

DISCUSSION

7.1 LITHOSTRATIGRAPHIE

Selon la carte géologique de Globensky (1986) (figure 3), le terrain à l'étude se situe dans la Formation de Beauharnois (Groupe de Beekmantown). Cependant, cette formation géologique est composée uniquement de dolomies, de calcaires et de shales. Les carottes d'orthoquartzite échantillonné au site pollué de Ville-Mercier proviennent alors de la Formation de Thérèse (Groupe de Beekmantown), qui est sous-jacente à la Formation de Beauharnois, ou de la Formation de Cairnside du Groupe de Potsdam. Ces deux formations sont caractérisées par un fort pourcentage de roches gréseuses très riches en quartz. Le contact géologique montrée sur la carte géologique du socle rocheux (figure 3) doit alors être déplacé vers le nord-est, si le roc échantillonné appartient à la Formation de Thérèse.

Il n'est pas facile de déterminer à quelle formation, Cairnside ou Thérèse, appartient le grès échantillonné au site de Ville-Mercier. Les différences pétrographiques entre les deux sont faibles (Globensky, comm. pers., 1989). Les grès de ces deux formations contiennent un fort pourcentage de quartz et un pourcentage très variable de carbonates, selon la position stratigraphique de l'échantillon. Une description pétrographique d'échantillons de grès typiques des deux formations est donnée dans le tableau B-1 de l'annexe B.

Une faille ou une autre discordance pourrait expliquer la présence de la Formation de Cairnside dans le secteur investigué. Cependant, aucune observation sur le terrain ne suggère la présence d'une discontinuité majeure qui mettrait en contact les roches du Groupe de Potsdam avec celles du Groupe de Beekmantown. Selon les informations disponibles, il s'avère donc que les échantillons de grès obtenus des forages sur le terrain à l'étude appartiennent vraisemblablement à la Formation de Thérèse du Groupe de Beekmantown. Selon Globensky (comm. pers., 1989), il faudrait déterminer l'épaisseur de l'unité de l'orthoquartzite échantillonné, ainsi qu'identifier la nature des unités sous-jacentes à l'orthoquartzite pour préciser la formation géologique à laquelle cette dernière appartient.

7.2 FRACTURATION

Aucune faille ou discordance majeure n'a été relevé lors des travaux de cartographie. Étant donné l'absence d'affleurements rocheux près du site à l'étude, il a été jugé pertinent de relever systématiquement le plus grand nombre de fractures sur les affleurements disponibles dans un rayon de 10 km du site. L'attitude des affleurements biaise les données, en ce sens que les fractures sub-verticales sont favorisées aux dépens des fractures sub-horizontales.

Les sept forages verticaux n'ont pas intersecté d'importantes zones de fracturation. Les fractures sub-horizontales ont nettement été favorisées dans l'échantillonnage au détriment des fractures sub-verticales, en raison de la verticalité des forages. Des fractures remplies de minéraux ou d'oxydes de fer se retrouvent en très grand nombre sur les carottes récupérées. Moins nombreuses, les fractures ouvertes sont principalement sub-horizontales et parallèles au plan de litage de la roche. Avec les informations disponibles, il n'est pas

possible de déterminer l'extension des fractures ouvertes à l'intérieur du massif rocheux, puisque le nombre de forages est insuffisant et l'espacement entre ceux-ci est trop important.

Toutes les discontinuités naturelles (ouvertes et remplies) relevées sur les carottes de roc ont été considérées dans le calcul du "RQD". Les fractures remplies représentent des plans de faiblesse dans le massif de roc. La presque totalité des fractures induites lors des opérations de forage ont été engendrées au niveau des discontinuités fermées. Les fractures induites dans la roche saine n'ont pas été considérées dans le calcul du "RQD".

7.3 CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES

Les formations rocheuses de la région sont reconnues comme étant des formations aquifères très productives en eau. Situés à moins de 10 km du site contaminé de Ville-Mercier, plusieurs puits de pompage de grande capacité continuent malgré tout à pomper la nappe d'eau souterraine du roc. La présence d'industries et de municipalités aux environs du site, qui s'alimentent à partir de l'eau souterraine de la formation aquifère rocheuse, agissent directement sur l'ensemble de la nappe, en créant des zones d'appel qui attirent davantage les contaminants hors de la zone fortement polluée.

Actuellement, le système de pompage dans le roc qui a été implanté près de l'usine de traitement des eaux contaminées, n'est pas adéquat. Les trois puits de pompage pénètrent à peine le toit de la formation rocheuse sur une épaisseur de 3 ou 4 mètres, ce qui est insuffisant. Étant donné la présence de contaminants dans les fractures du roc à une plus grande profondeur (Gélinas et al., 1989), il s'avère nécessaire de concevoir un système

de récupération qui traverse le massif rocheux sur une plus grande épaisseur pour limiter la migration des polluants dans le milieu.

Les travaux antérieurs (Poulin, 1977; Hydrogéologie Canada, 1981) ont toujours considéré que les trois premiers mètres du substratum rocheux étaient très fracturés, et par conséquent, présentaient les valeurs de la conductivité hydraulique les plus élevées. Cependant, les résultats de nos travaux ne le montrent pas sans équivoque. Des fractures, avec une conductivité hydraulique relativement élevée, ont également été intersectées au delà de 3 m de profondeur dans le roc, et des polluants y ont même été observés.

L'hétérogénéité du roc et l'anisotropie des propriétés hydrauliques à l'intérieur du massif rocheux sont dues à la présence de fractures ouvertes, verticales et horizontales, qui ont chacune leurs propres caractéristiques hydrauliques. Habituellement à l'intérieur d'un massif rocheux fracturé, la conductivité hydraulique horizontale (K_h) est plus grande que la conductivité hydraulique verticale (K_v). Cependant, il n'a pas été possible de le vérifier dans le cadre de cette étude, puisque ce sont les propriétés hydrauliques des fractures sub-horizontales qui ont principalement fait l'objet d'une investigation hydrogéologique. Néanmoins, il faut tenir compte qu'il existe certainement des fractures sub-verticales, avec des propriétés hydrauliques différentes, qui recoupent le massif rocheux à la hauteur du site pollué de Ville-Mercier. Les très fortes variations du gradient hydraulique ascendant au toit du rocher et les profils des essais d'injection à charge constante montrent bien l'hétérogénéité du roc et l'anisotropie horizontale des propriétés hydrauliques à l'intérieur d'un même forage vertical.

Les études menées en laboratoire sur les propriétés hydrauliques de l'orthoquartzite permettent d'estimer la conductivité hydraulique radiale de la roche qui présente ou non des micro-fissures. Les mesures de la conductivité hydraulique, qui ont été effectuées selon deux modes d'écoulement radial et sous une charge axiale, valident les résultats en plus de déterminer le degré de précision et de fiabilité de l'appareillage. L'emploi d'un tel système d'injection permet d'estimer la conductivité hydraulique radiale jusqu'à une valeur minimale de 10^{-13} m/s environ. Ce sont principalement les micro-discontinuités ouvertes d'extension limitée qui régissent l'écoulement de l'eau dans le milieu. La contribution relative des micro-fissures remplies et de la matrice à l'écoulement de l'eau est particulièrement faible. En considérant l'effet d'échelle, les résultats obtenus en laboratoire peuvent être le reflet de ceux obtenus à l'échelle du terrain.

L'étude de porosimétrie réalisée en laboratoire montre que la porosité de la matrice de l'orthoquartzite est relativement faible. Elle ne devrait pas contribuer de manière significative à l'écoulement de l'eau ainsi qu'à la migration d'une grande variété de polluants. La faible dimension des pores et des étranglements laissent supposer que les polluants immiscibles et visqueux peuvent difficilement pénétrer dans la matrice poreuse. Des processus de transfert de masse, s'effectuant sur une longue période de temps (ex.: la diffusion moléculaire), peuvent être responsables de la migration de ce type de polluants dans la matrice. Par contre, les polluants dissouts dans l'eau peuvent se comporter différemment dans le milieu. Lorsque les conditions physico-chimiques sont propices, ils peuvent être entraînés par l'eau en percolant dans la matrice poreuse à partir des épontes d'une fracture ouverte par exemple. En effet, les opérations de coloration d'échantillons ont montré que le colorant, miscible et peu visqueux, s'était d'abord infiltré dans une fracture ouverte, et ensuite, dans la matrice poreuse en remplissant les pores interconnectés le long de cette fracture.

7.4 TRAVAUX DE RECHERCHE COMPLÉMENTAIRES

Le milieu rocheux fracturé au site pollué de Ville-Mercier n'est pas encore assez bien défini pour y implanter des systèmes de décontamination et de restauration qui soient efficaces. À tout le moins, le confinement du panache de contaminants dans le roc est possible à condition d'aménager des puits de pompage qui traversent le milieu rocheux sur une plus grande profondeur. Il faut connaître davantage la nature des unités géologiques, la géométrie du système de fractures et leurs propriétés hydrauliques, ainsi que le comportement physico-chimiques des polluants dans le milieu. Il s'avère donc nécessaire de réaliser des travaux de recherche complémentaires de caractérisation sur le terrain et en laboratoire, afin de converger vers des solutions applicables et durables.

Des travaux de terrain complémentaires, tels que la réalisation de relevés géophysiques à grande et petite échelle permettraient de définir la stratigraphie, la topographie du substratum rocheux, le toit du socle Précambrien ainsi que des structures ou discordances géologiques majeures dans le secteur. Les informations recueillies pourraient éventuellement être utilisées pour positionner et orienter les forages de façon plus stratégique.

Des relevés de diagraphie géophysique à l'intérieur des forages permettraient d'estimer certains paramètres hydrogéologiques. Des relevés de tomographie entre les forages seraient également utiles, afin d'identifier les discontinuités structurales et leur extension. L'emploi de la géocaméra est souhaité pour obtenir une image des zones de fractures le long de la paroi intérieure des forages.

La réalisation de différents essais hydrauliques, tels que des essais de pompage, des essais d'injection hydraulique entre obturateurs, des essais d'interférence hydraulique, l'injection et le suivi de traceurs etc... permettraient d'estimer les propriétés hydrauliques de l'ensemble des unités géologiques du massif rocheux. Ces informations seraient nécessaires pour l'installation d'instruments dans le cadre d'un plan d'échantillonnage et de surveillance.

Des travaux de laboratoire complémentaires seraient également envisagés, afin de définir plus précisément les propriétés de la matrice poreuse des unités géologiques, en utilisant différentes méthodes de porosimétrie et de perméamétrie. Il serait pertinent d'étudier la migration multiphasique de fluides dans une fracture et/ou dans un système de fractures, ainsi que dans le système poreux. Associées à ces travaux, différentes études de faisabilité de traitement par des méthodes biologiques et de récupération à l'aide de surfactants, d'émulsifiants et de vapeur d'eau, pourraient être testées pour comprendre l'effet et l'action de ces produits sur les contaminants dans le milieu rocheux.

CHAPITRE VIII

CONCLUSION

Les principaux objectifs de cette étude étaient de définir la nature du roc, la géométrie du système de fractures ainsi que de caractériser l'hydrogéologie du substratum rocheux fracturé. Des travaux de terrain et de laboratoire ont été réalisés afin de rencontrer les objectifs visés.

Les travaux de forage ont permis de bien définir la lithologie sur les quatorze premiers mètres du toit du rocher. Seul un orthoquartzite, fracturé par endroits, a été échantillonné sur toute la longueur des forages. Toutefois, la géométrie du système de fractures reste partiellement inconnue au site même, puisque les forages verticaux n'ont intersecté que quelques fractures sub-verticales en raison du biais d'échantillonnage. Par contre, les relevés structuraux sur les affleurements rocheux situés à une distance allant jusqu'à 10 kilomètres du site, nous indiquent la présence de deux principales familles de fractures sub-verticales qui ont des orientations préférentielles de N 120° et N 30°.

Trois niveaux de perméabilité caractérisent le substratum rocheux et régissent l'écoulement de l'eau souterraine ainsi que la migration des polluants dans le milieu. On distingue une première perméabilité, engendrée par le système de fractures, qui est responsable de la majeure partie de l'écoulement dans le massif rocheux. La conductivité

hydraulique estimée à la hauteur des intervalles de roc les plus perméables varie entre $< 10^{-5}$ et 10^{-8} m/s. Un deuxième niveau de perméabilité, dû à des micro-fissures, favorise faiblement l'écoulement; la conductivité hydraulique des micro-fissures ouvertes varie de 10^{-8} à 10^{-9} m/s. Finalement, il y a une perméabilité matricielle qui ne contribue pas de manière significative à l'écoulement. Les valeurs de la conductivité hydraulique de la matrice poreuse se situent entre 10^{-11} et 10^{-13} m/s. À l'échelle du terrain et du laboratoire, c'est donc essentiellement le système de discontinuités ouvertes qui contrôle en très grande partie l'écoulement de l'eau, et vraisemblablement, la migration des contaminants dans le roc. Dans son ensemble, le massif rocheux fracturé au site de Ville-Mercier a une conductivité hydraulique (K) moyenne estimée à 10^{-7} m/s, une transmissivité (T) moyenne de 10^{-6} m²/s et un coefficient d'emmagasinement (S) moyen de 10^{-5} .

Ce sont principalement les propriétés hydrauliques des fractures sub-horizontales qui ont été déterminées lors des essais hydrauliques "in situ", puisque les forages verticaux ont intersecté presque uniquement des fractures sub-horizontales. Dans son ensemble, le massif rocheux présente une grande hétérogénéité verticale. Les profils de la conductivité hydraulique, obtenus grâce aux essais d'injection à charge constante, montrent que les valeurs de la conductivité hydraulique peuvent varier de 10^{-5} à 10^{-10} m/s à l'intérieur d'un même forage. De plus, la conductivité hydraulique est très variable d'un forage à l'autre. Les profils montrent une très grande variabilité des valeurs des propriétés hydrauliques à une même élévation dans le roc.

Les mesures de la charge hydraulique dans les piézomètres à niveaux multiples montrent qu'il existe de forts gradients hydrauliques verticaux ascendants au toit du rocher qui varient de 2 à 78%. Cependant, ces gradients ne sont pas le reflet des conditions naturelles, puisque l'eau souterraine est pompée dans une zone chevauchant le toit du rocher depuis plus de 5 ans. De plus, le réseau d'écoulement a été modifié au cours de ces années en raison de la variabilité des conditions de pompage.

Même si les sédiments consolidés de l'orthoquartzite sont bien triés, la porosité effective de la matrice rocheuse est faible avec une valeur estimée qui oscille autour de 2% approximativement. L'étude pétrographique montre que les phénomènes de pression-dissolution entre les grains de quartz sont responsables de la disparition presque totale de la dolomie et d'une forte diminution de la porosité primaire de la matrice. Aujourd'hui, c'est surtout une porosité secondaire de la matrice rocheuse qui est observée.

Cette étude montre clairement que la formation aquifère rocheuse est très vulnérable à la contamination. Les conditions hydrogéologiques sont propices à l'écoulement de l'eau ainsi qu'à la migration de certains types de polluants dans le milieu rocheux, et ce, sur de très grandes distances horizontales et verticales.

RÉFÉRENCES

- ASTM. 1984. Standard test method for determination of pore volume and pore volume distribution of soil and rock by mercury intrusion porosimetry. Annual book of ASTM standards, **12.01**, designation D 4404-84, 1984, pp. 637-641.
- BAILLARGEON G. et RAINVILLE J. 1976. Introduction à la statistique appliquée: une approche multidisciplinaire. 5^{ième} édition, les éditions SMC, Université du Québec à Trois-Rivières, Québec, 507 pages.
- BALLIVY G. et NIEMANTS P. 1982. New laboratory techniques to test grouted fractured rock. Specially conference on grouting in geotechnical engineering, session X, New Orleans, february 1982, 17 pages. ASCE publication, Edit W.H. Baker, 1982, pp. 809-821.
- BERNAIX J. 1967. Étude géotechnique de la roche de Malpasset. Dunod, Paris, 215 p.
- BLATT H., MIDDLETON G. et MURRAY R. 1980. Origin of sedimentary rocks. Second edition, Prentice-Hall Inc., Englewoods Cliffs, New Jersey USA, 767 p.
- CHEVRIER G. et JOLICOEUR G. 1986. Mesure de la porosimétrie sur les bétons, la brique et les mortiers. Université de Sherbrooke, Québec, 16 p.
- CHIRLIN G.R. 1989. A critique of Hvorslev method for slug test analysis: The fully penetrating well. Ground Water Monitering Review, pp. 130-138.
- CLARK T.H. 1966. Région de Châteauguay. Rapport RG-122, Ministère des Richesses Naturelles du Québec, Québec, 21 p.
- COOPER H.H., BREDEHOEFT J.D. et PAPADOPULOS I.S. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources Research, **3**, pp. 263-269.

- DELAGE P. 1979. Étude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensibles du Québec. Thèse de Doctorat es Sciences, Université Pierre et Marie Curie et l'École Nationale Supérieure des mines de Paris, pp. 76-133.
- DENIS C. et ROULEAU A. 1991. Perméamétrie des carottes de forage de Ville-Mercier: procédures et résultats. Cahier du CERM 91-3, Centre d'Études sur les Ressources Minérales, Université du Québec à Chicoutimi, Québec, 68 p.
- DENIS C., ROULEAU A. et COUSINEAU P.A. 1991. Étude pétrographique et porosimétrique de l'orthoquartzite de Ville-Mercier. Cahier du CERM 91-4, Centre d'Études sur les Ressources Minérales, Université du Québec à Chicoutimi, Québec, 164 p.
- DICKSON J. A. D. 1966. Carbonate identification and genesis as revealed by staining. *Journal of Sedimentary Petrology*, **36**, no.2, pp. 491-505.
- DION D.J., COCKBURN D. et CARON P. 1985. Levé géotechnique de la région de Beauharnois-Candiac. Rapport DV 85-05, cartes 2015, Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec, Québec.
- DOYEN P.M. 1988. Permeability, conductivity and pore geometry of sandstone. *Journal of Geophysical Research*, **93**, no. 87, pp. 7729-7740.
- DRISCOLL G. F. 1987. Groundwater and wells. Second edition. Johnson division, St-Paul Minnesota, USA, 1073 p.
- FOLK R.L. et WARD W.C. 1957. Brazos river bar: a study in the significance of grain size parameters. *Journal of Sedimentary Petrology*, **27**, pp. 3-26.
- FOLK R.L. 1974. Petrology of sedimentary rocks. Hemphill Publishing Co., University of Texas, USA, 181 p.

- FRANCIS R.M. 1981. Hydrogeological properties of a fractured porous aquifer, Winter River Basin, Prince Edward Island. M. Sc. Thesis, University of Waterloo, 133 p.
- FREEZE R.A. et CHERRY J.A. 1979. Groundwater. Prentice-Hall Inc., Englewoods Cliffs, New Jersey USA, 604 p.
- GALE J.E. 1977. A numerical, field and laboratory study of flow in rocks with deformable fractures. Scientific Series, no. 72, National Hydrology Research Institute, Inland Waters Directorate, Environment Canada, Ottawa.
- GÉLINAS P.J., ISABEL D., LOCAT J., MASSON A., PAKDEL H., ROY C., SARRASIN B., DENIS C. et ROULEAU A. 1989. Aquifer decontamination for toxic organics: the case of Mercier, Quebec - Interim report. Submitted to National Water Research Institute, 111 p.
- GLOBENSKY Y. 1986. Géologie de la région de St-Chrysostome et de Lachine. Rapport MM 84-02, Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec, Québec, 165 p.
- GOOD R.J. 1984. The contact angle of mercury on the internal surfaces of porous bodies. *Surface and Colloid Science*, **13**, Plenum Press, New York, pp. 283-286.
- HVORSLEV M.J. 1951. Time lag and soil permeability in groundwater observations. Waterways experiment station, U.S. Army Corps. Eng., **36**, Vicksburg, Mississippi, USA, 84 p.
- HYDROGÉO CANADA INC. 1981. Hydrogéologie et contamination des eaux souterraines, Ville Mercier. Rapport hydrogéologique, Ministère de l'Environnement du Québec, Québec, 30 p.
- LAPCEVIC P.A. 1988. Results of borehole packer tests at the Ville Mercier Groundwater treatment site. NWRI Contribution #88, RRB-88-92, National Water Research Institute Canada Centre for Inland Waters, Burlington, Ontario, 30 p.

- LAPIERRE C. 1987. Évolution de la texture et de la perméabilité de l'argile de Louiseville durant la consolidation. Thèse de maîtrise, Université Laval, Québec. 170 p.
- LOUIS C. 1969. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Rock mechanics research report no.10, Imperial College, London, England.
- MAINI Y.N.T. 1971. In situ hydraulic parameters in jointed rock; their measurement and interpretation. Ph.D. dissertation. Imperial College, London, England.
- MARTEL R. 1988. Groundwater contamination by organic in Ville Mercier: new developments. NATO/CCMS pilot study of remedial action and technologies for contaminated land and groundwater. Bilthoven, The Netherlands, november 7-11, 34 p.
- MÜLLER G. 1967. Methods in sedimentary petrology. Hafner publishing compagny, New York/London, 281 p.
- NIEMANTS P. 1981. Étude du comportement des voiles d'étanchéité injectés dans les fondations rocheuses de barrage. Thèse de maîtrise, Université de Sherbrooke, 226 p.
- PAPADOPULOS I.S., BREDEHOEFT J.D. et COOPER H.H. 1973. On the analysis of "Slug Test" data. Water Resources Research, 9, no.4, pp. 1087-1089.
- PELLERIN F.M. 1980. La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. Bull. Liaison Labo, Ponts et Chaussées 106, France, pp. 105-116.
- PETTIJOHN F.J. 1957. Sedimentary rock. Second edition, Harper & Row, publishers, 701 p.





- POULIN M. 1977. Groundwater contamination near a liquid waste lagoon, Ville Mercier, Quebec. M.Sc. Thesis, University of Waterloo. 158 p.
- POULIN M. 1982. Étude hydrogéologique de faisabilité du captage des eaux contaminées extraites de la nappe aquifère de Ville-Mercier. Rapport 514, Foratek International Inc., projet FFG 81037. 47 p.
- RAVEN K.G. et GALE J.E. 1985. Water flow in a natural rock fracture as a function of stress and sample size. *Inst. J. rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **22**, no.4, pp. 251-261.
- RAVEN K.G. 1986. Hydraulic characterization of a small ground-water flow system in fractured monzonitic gneiss. NHRI paper no.30, IWD Scientific Series no.149, National Hydrology Research Institute Inland Waters Directorate, 127 p.
- SNOW D. T. 1965. A parallel plate model of fractured permeability media. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, USA.
- THEIS C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of well using groundwater storage. *Trans. Amer. Geophys. Union*, **2**, pp. 519-524.
- THIEM G. 1906. *Hydrologische Methoden*. Gebhardt, Leipzig, 56 p.
- TODD D.K. 1976. *Ground water Hydrology*. Second edition. John Wiley & Sons, New York. 527 p.
- WARDLAW N.C. 1988. Quantitative determination of pore structure and application to fluid displacement in reservoir rocks. 2nd International Conference "North Sea Oil Gas Reservoirs". 58 p.
- WASHBURN E.W. 1921. Note on a method of determining the distribution of pore sizes in a porous material. *Proceedings, National Academy of Sciences*, **7**, pp. 115-116.

- WENTWORTH C. K. 1922. A scale of grade and class terms for clastic sediments. *Journal of Geology*, **30**, pp. 377-392.
- WINSLOW D.N. 1984. Advances in experimental techniques for mercury intrusion porosimetry. *Surface & Colloid Science*, **13**, Plenum Press, New York, pp. 259-281.
- ZEIGLER T.W. 1976. Determination of rock mass permeability. Waterways experiment station, U.S. Army Corps. Eng., **36**, Vicksburg, Mississippi, USA, 84 p.

ANNEXE A
DIAGRAPHIE DES FORAGES

NOTE EXPLICATIVE SUR LA DIAGRAPHIE DES FORAGES



PIÉZOMÈTRE:

-  Pompe à double valve
-  Tube ouvert
-  Obturateur
-  Tubage en chlorure de polyvinyle (CPV)

STRATIGRAPHIE ET OBSERVATIONS:

- CAV Cavité dans le roc
(diamètre varie de 0.5 à 5 mm)
- [py] Concentration de pyrite de fer
- EL Essais de laboratoire: Porosimétrie
Perméamétrie

LITHOLOGIE:

-  Orthoquartzite gris-blanc à grain fin
-  Passage de couleur beige-brunâtre (patine de la roche)
- P Passage plus poreux dans l'orthoquartzite

FRACTURES:

- Fracture à 90  par rapport à l'axe du trou de forage
- | Fracture à 0  par rapport à l'axe du trou de forage
- 5 \ Fracture à angle aigu par rapport à l'axe du trou de forage
- F₀ Fracture ouverte
- ZF Fractur e
- VC Veine de calcite
- v₁C Veinule de calcite

NOTE: La grande majorité des fractures n'ont pas d'ouverture visible. Elles sont remplies par des minéraux et sont représentées par un simple trait noir sans aucun autre symbole dans la colonne: "FRACTURES".

RECUPÉRATION (REC %):

La récupération est le rapport, exprimé en pourcentage, de la longueur de roc récupéré dans le carottier sur la longueur de roc foré lors d'une course.

"ROCK QUALITY DESIGNATION" (RQD %):

Le "RQD" est le rapport, exprimé en pourcentage, de la somme des morceaux de carottes sains d'une longueur supérieure à 10 cm sur la longueur de roc foré lors d'une course. Un "RQD" qui varie de 90 à 100% correspond à un roc intact et sain; alors qu'un "RQD" compris entre 0 et 25% indique que le roc est naturellement broyé ou très fracturé.

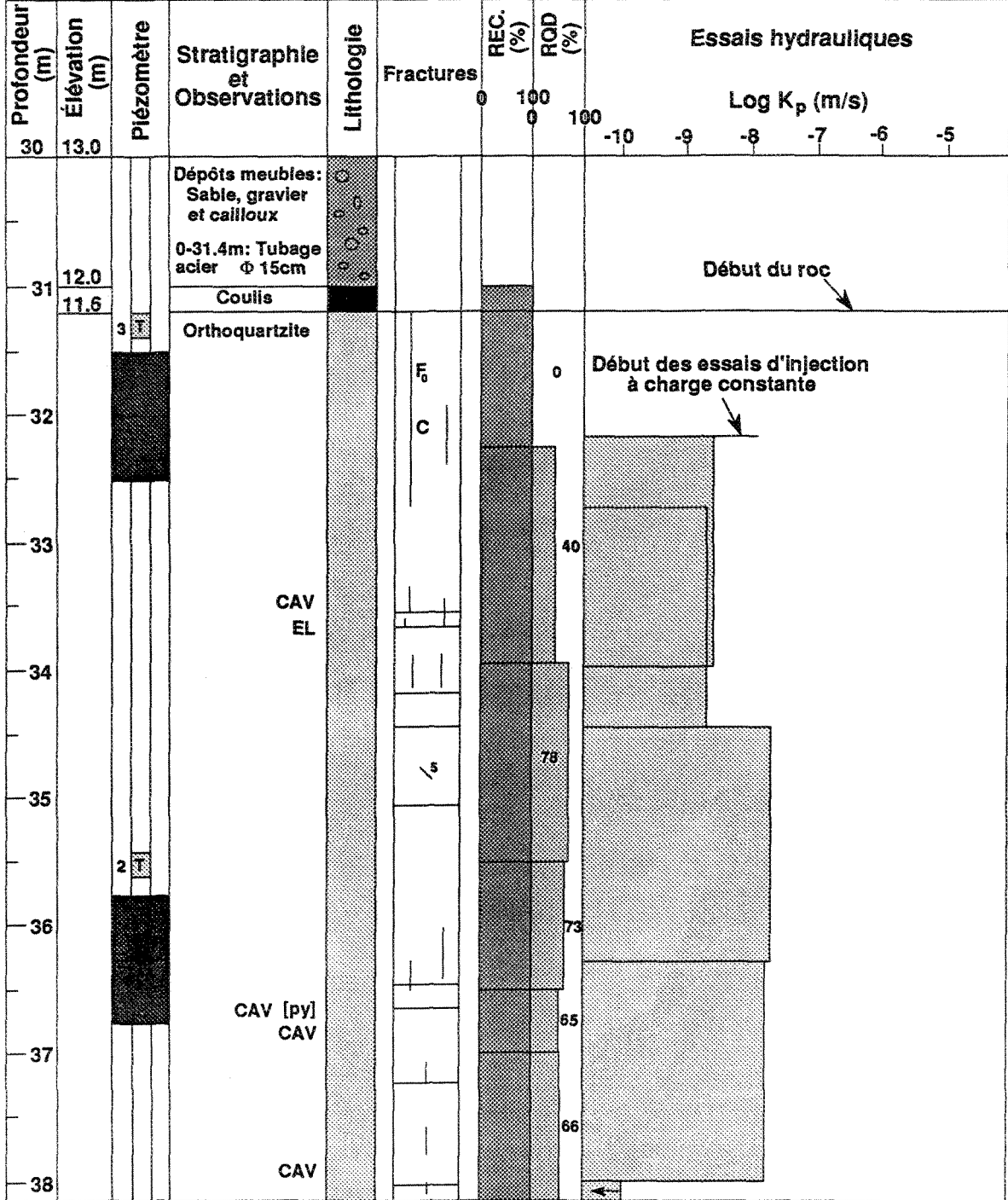
ESSAIS HYDRAULIQUES:

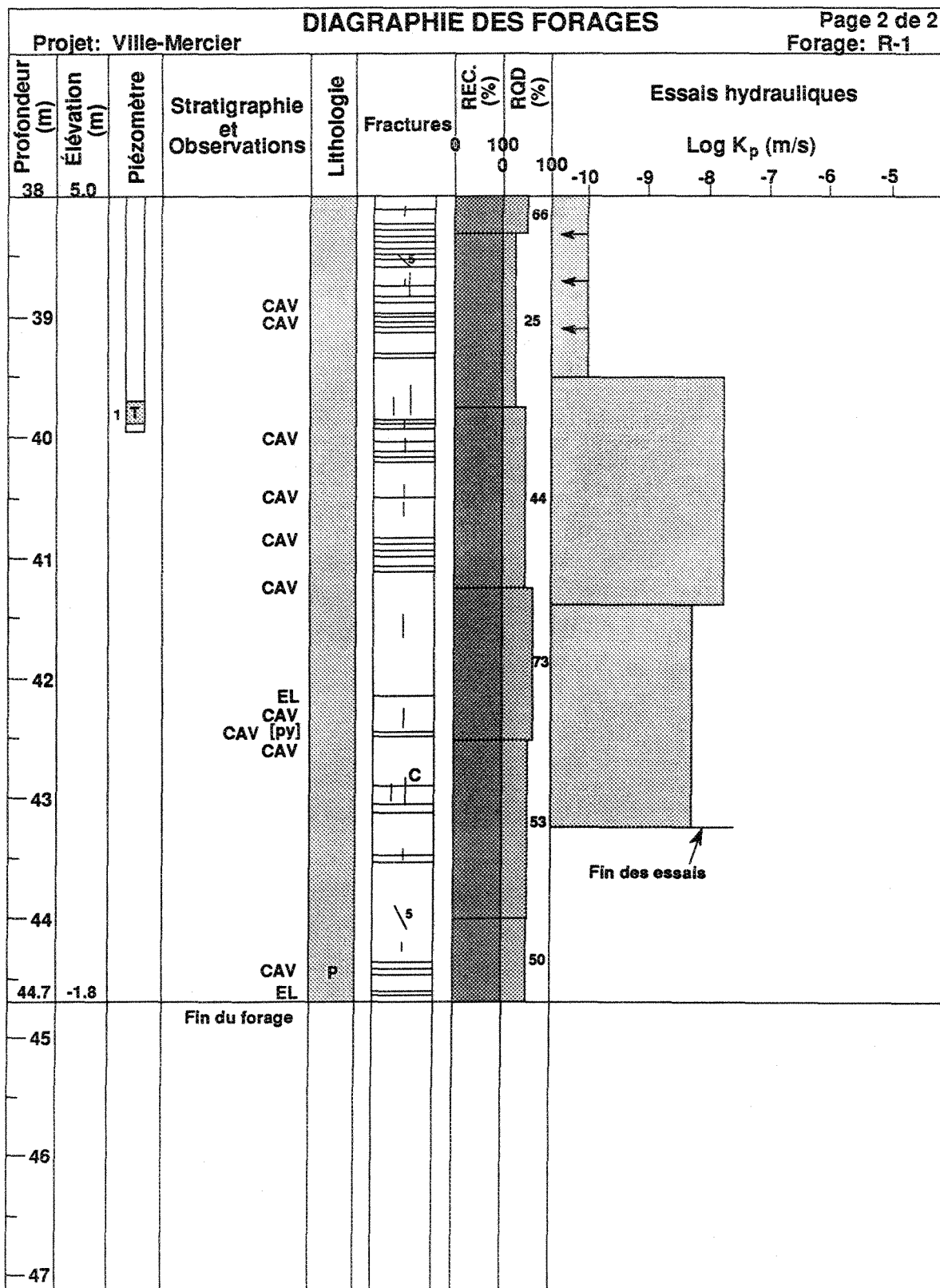
Profils de la conductivité hydraulique (K_p) résultant des essais d'injection à charge constante entre deux obturateurs pneumatiques gonflables (chapitre 5).

DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/13-14
 Qté d'eau utilisée (l): 12 956
 Élévation du terrain (m): 42.98

Forage: R-1
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6

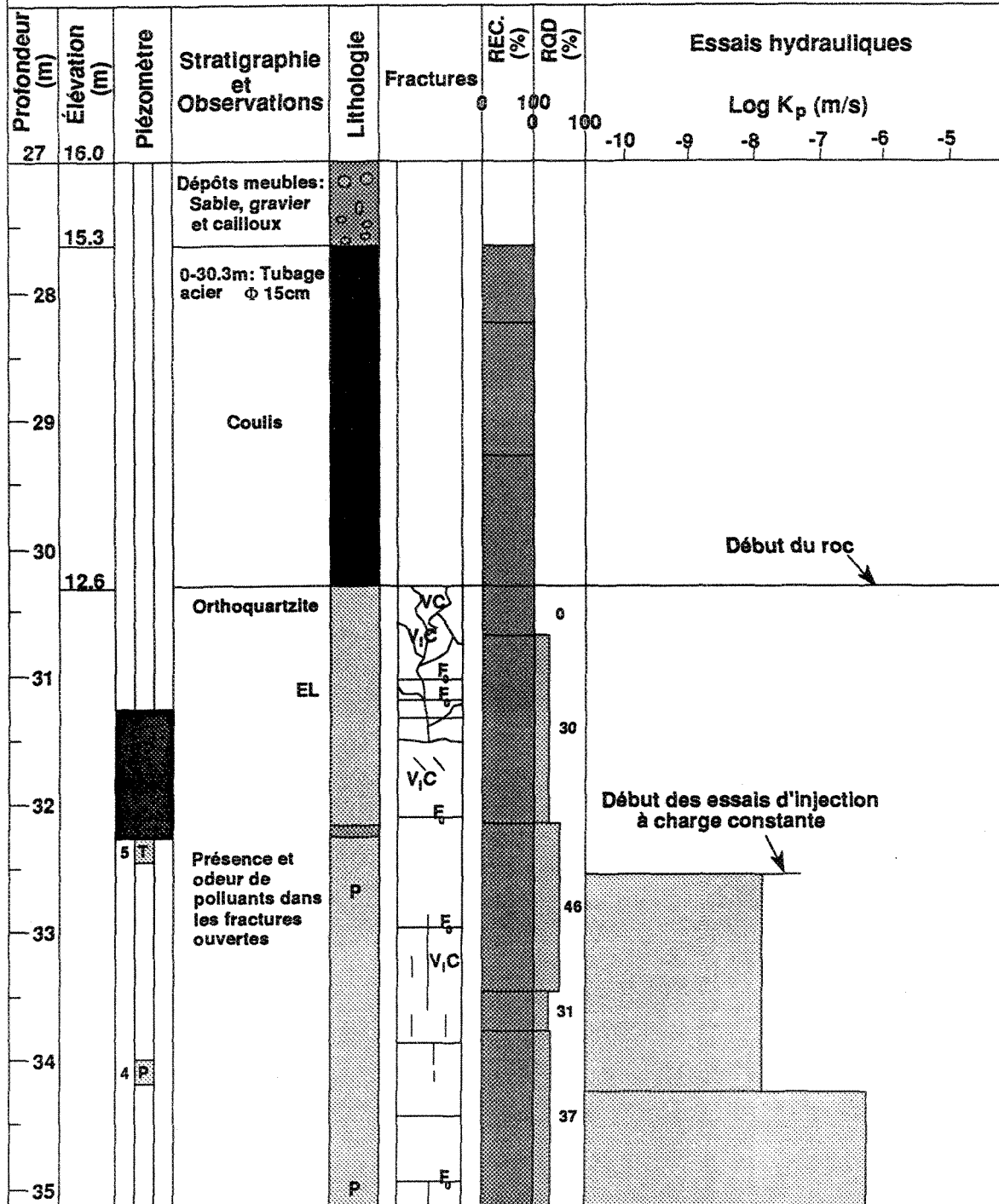


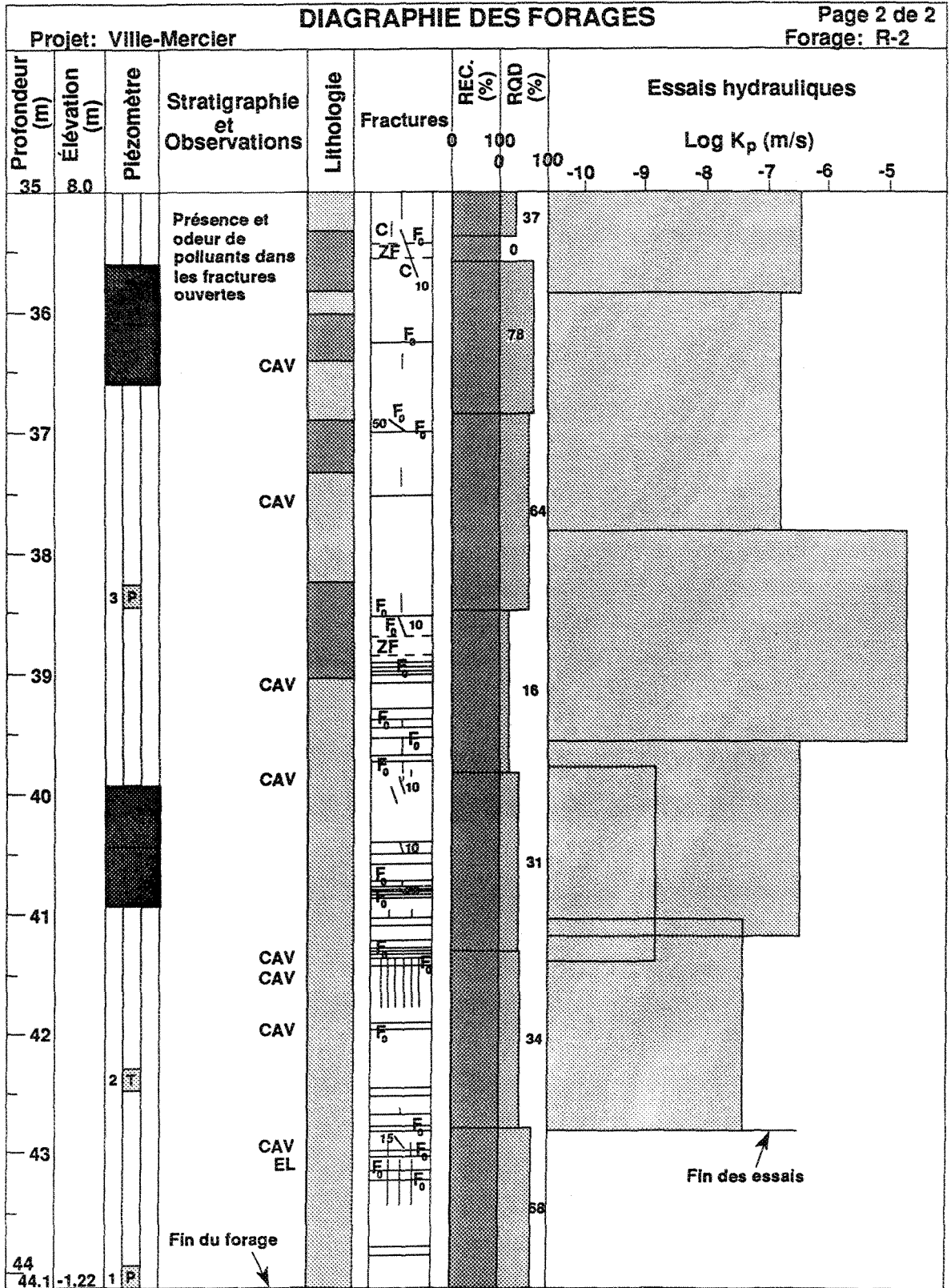


DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/07 & 11
 Qté d'eau utilisée (l): 17 048
 Élévation du terrain (m): 42.92

Forage: R-2
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6

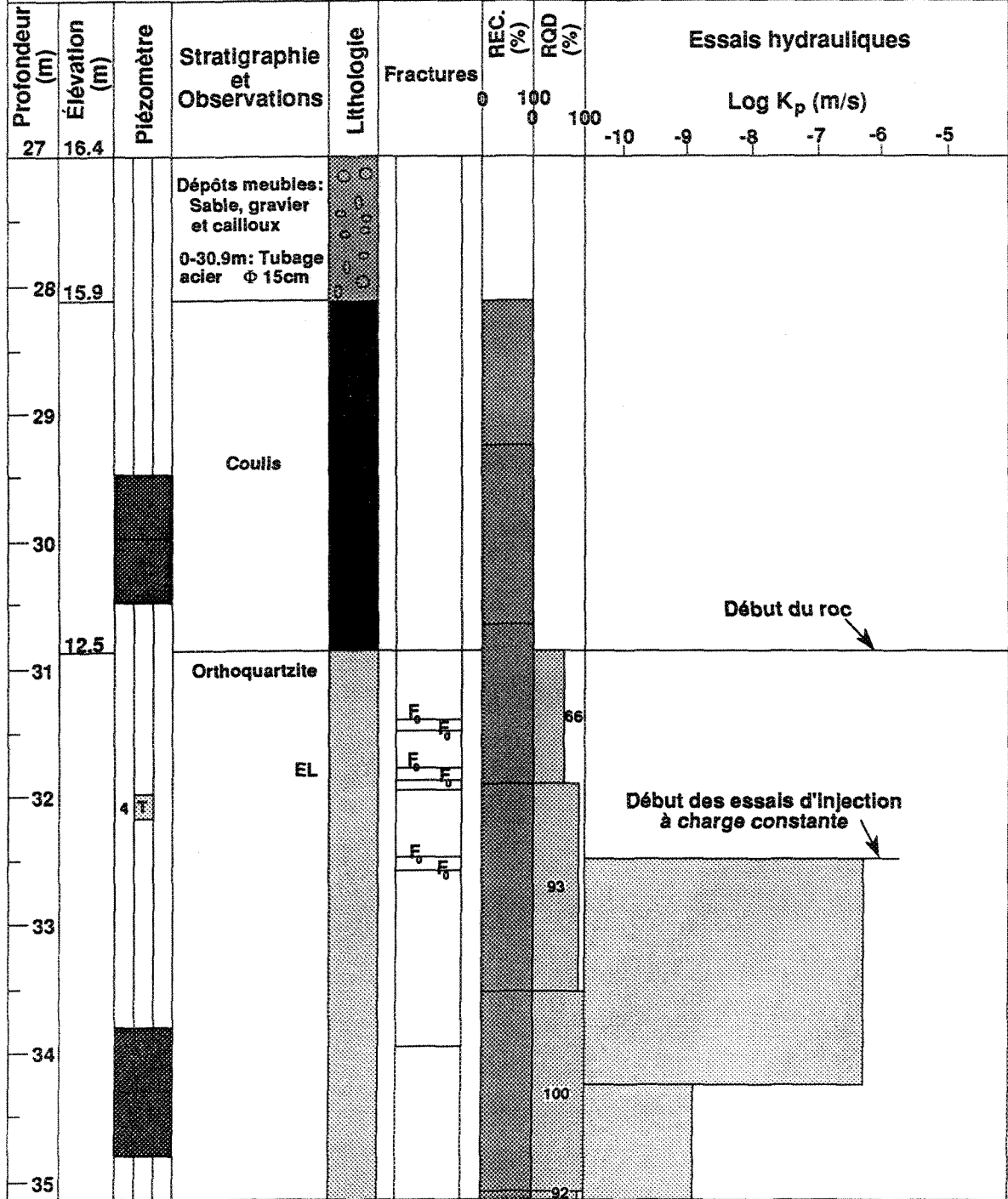


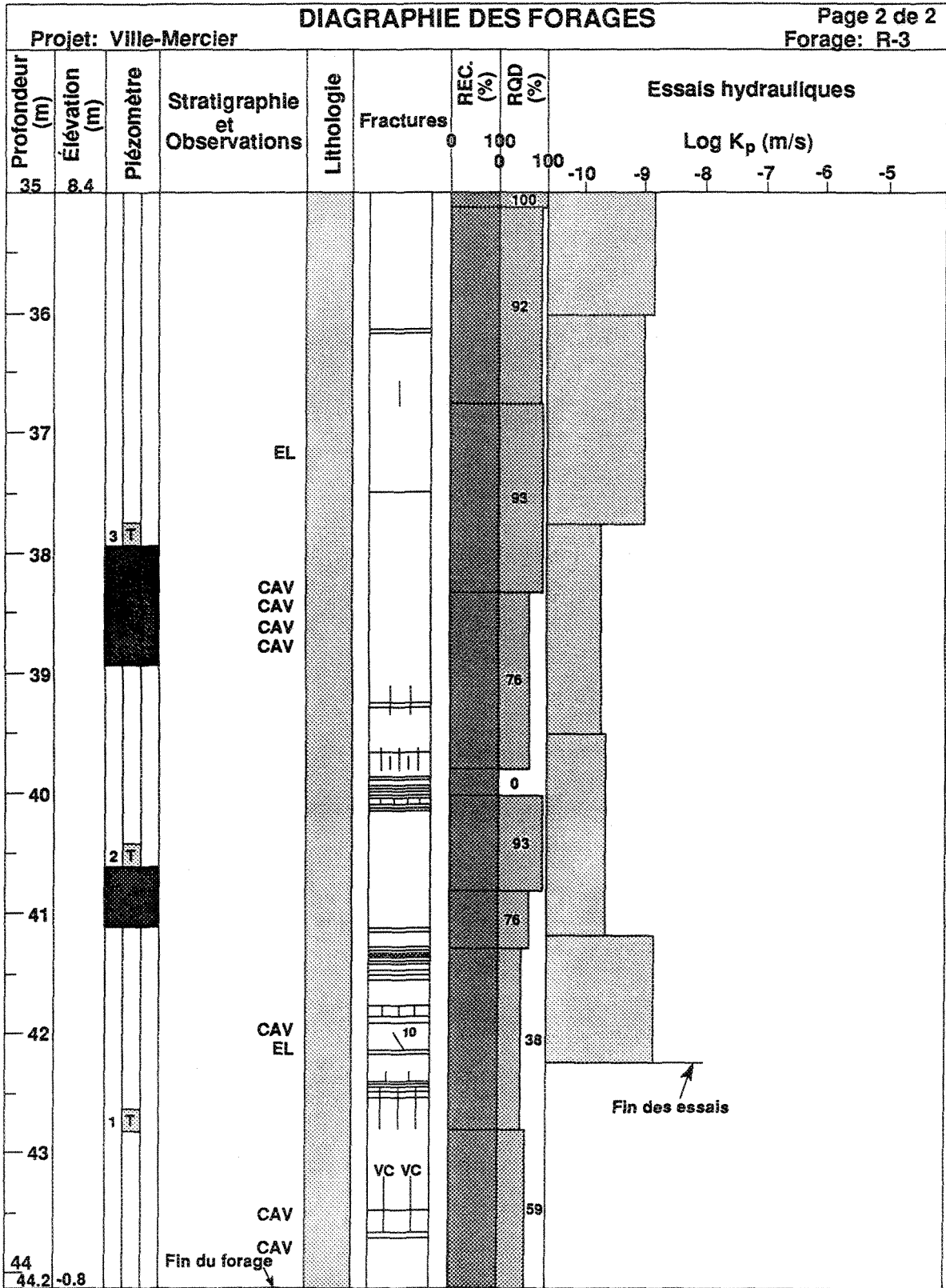


DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/04 - 06
 Qté d'eau utilisée (l): -----
 Élévation du terrain (m): 43.39

Forage: R-3
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6

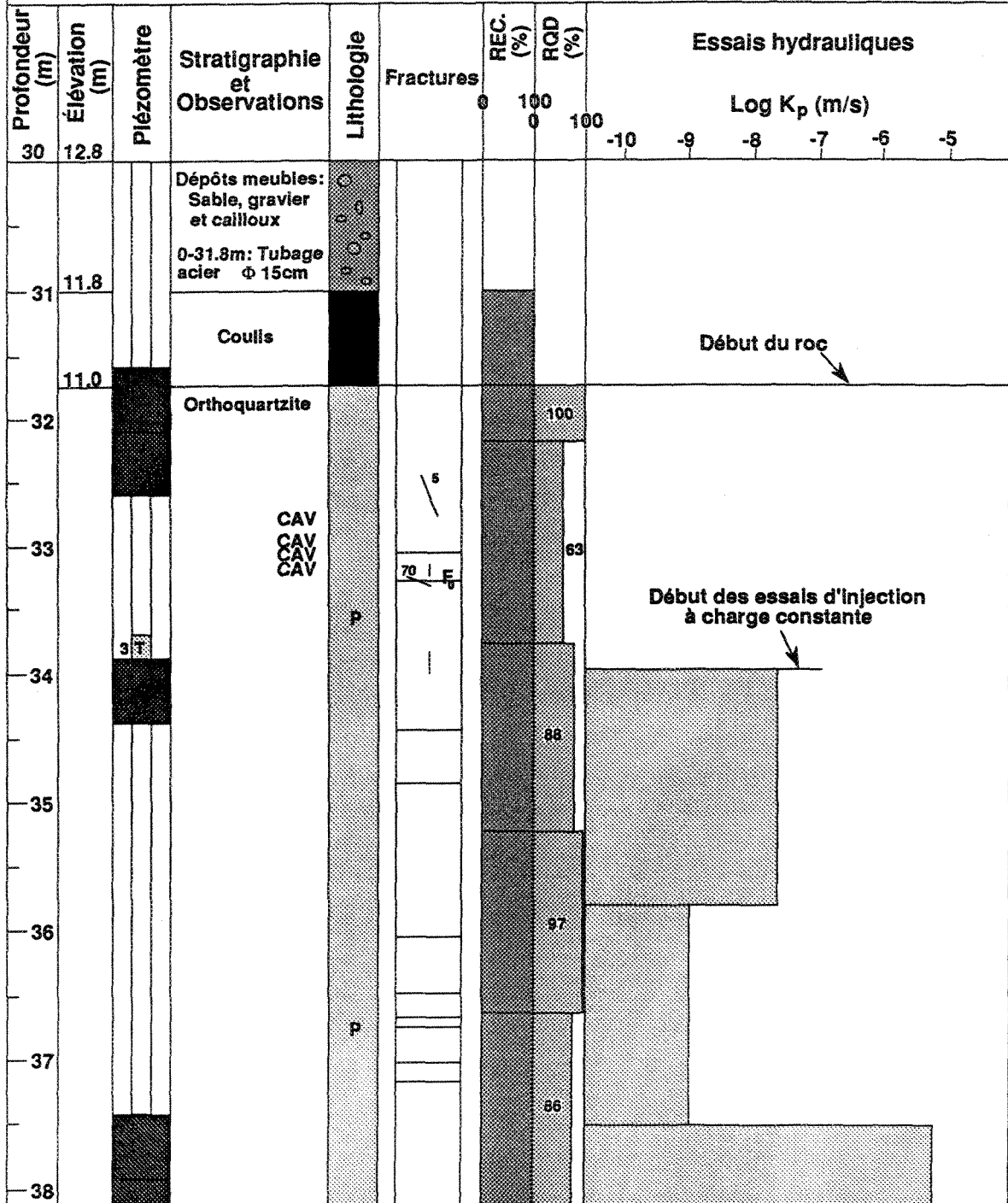


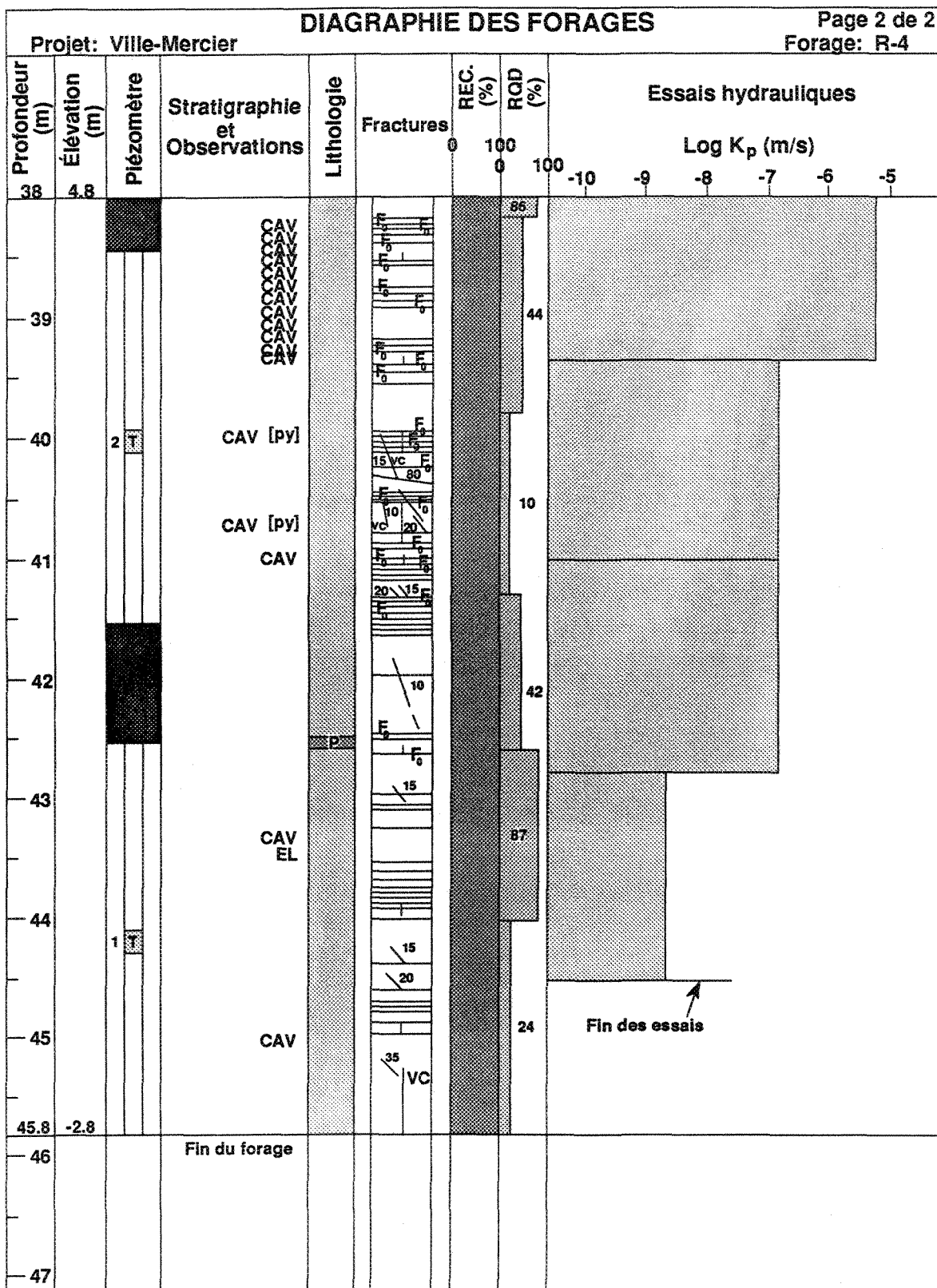


DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/20-21
 Qté d'eau utilisée (l): 12 502
 Élévation du terrain (m): 42.72

Forage: R-4
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6

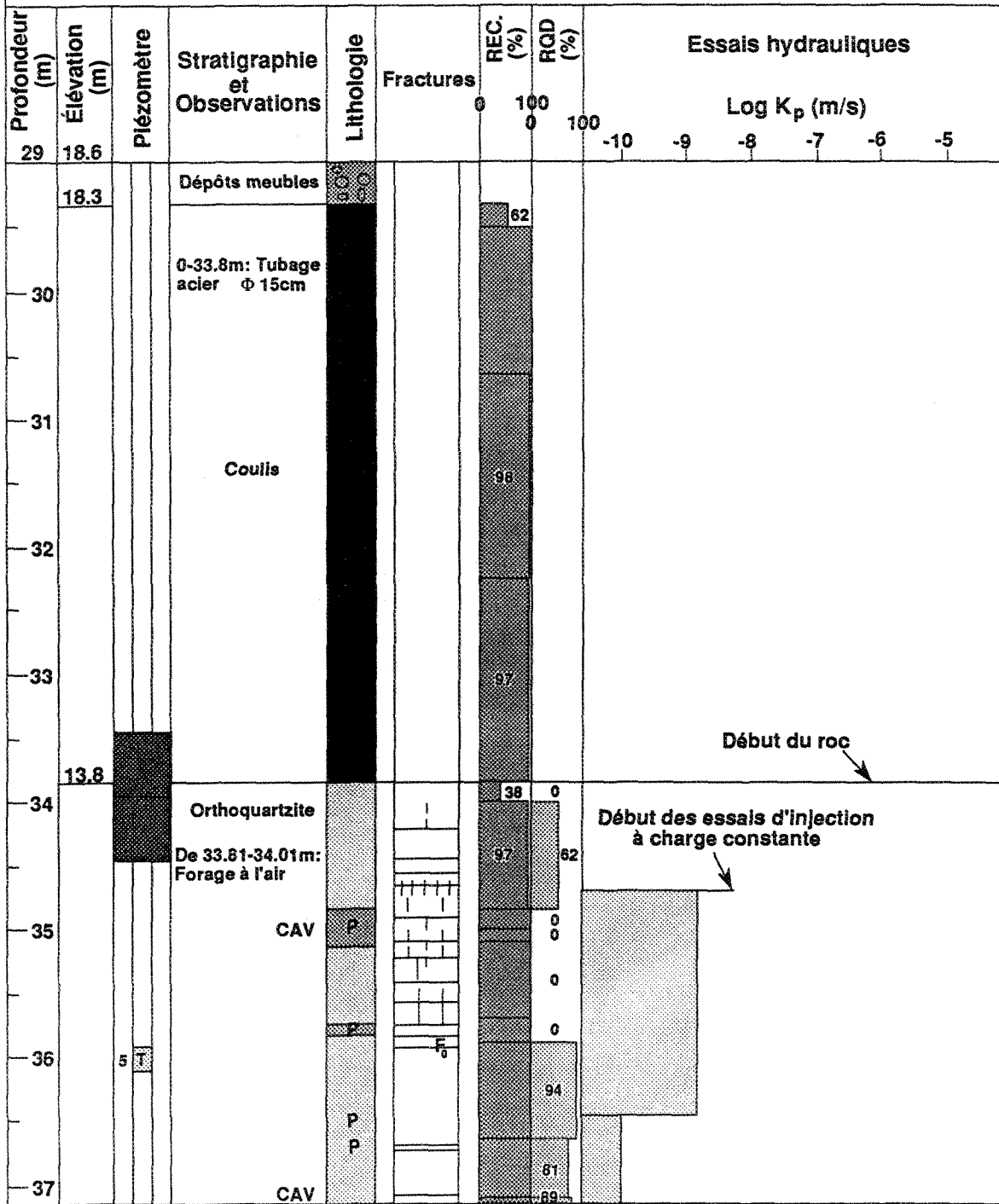


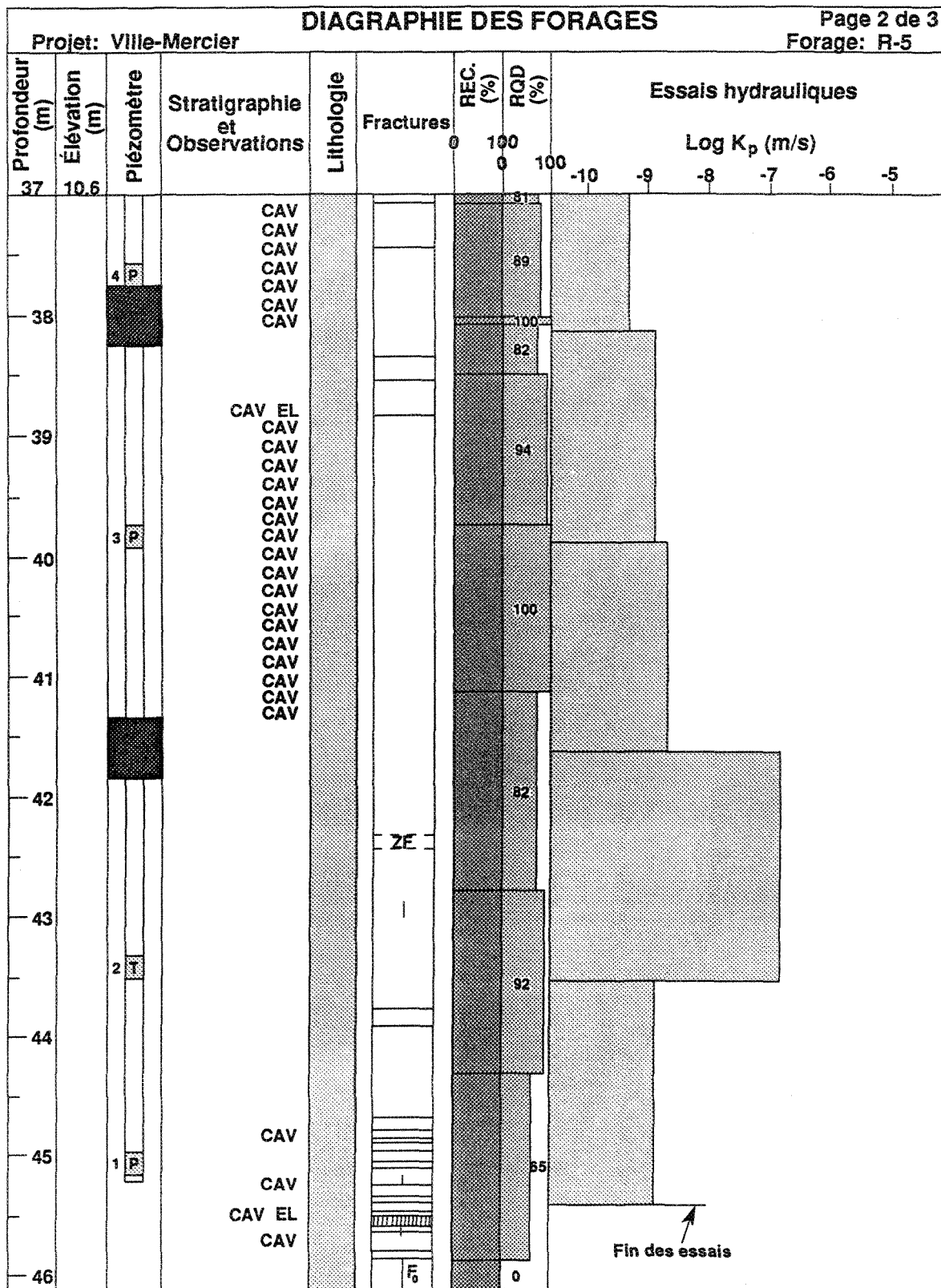


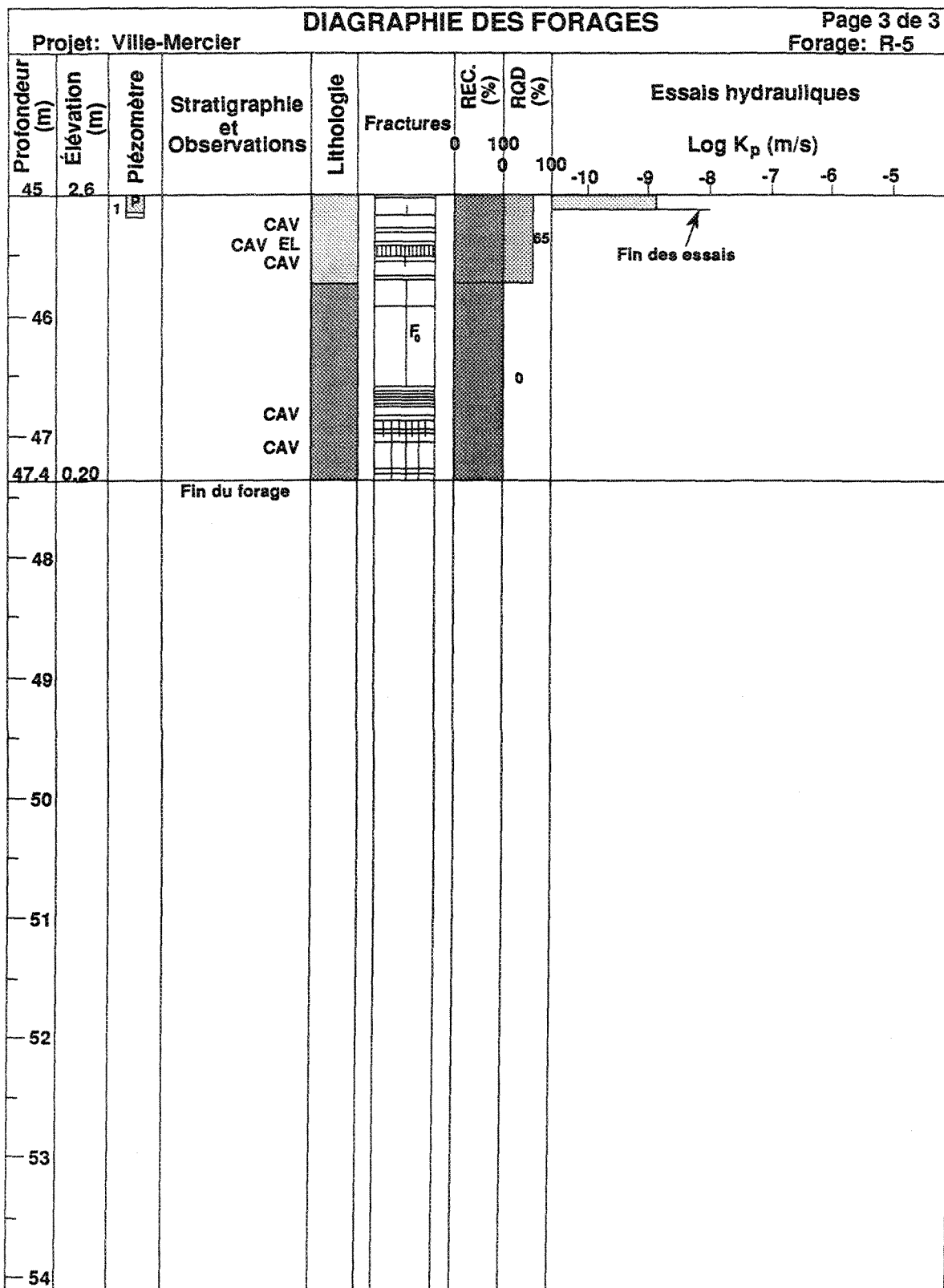
DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/04 - 06
 Qté d'eau utilisée (l): ----
 Élévation du terrain (m): 47.60

Forage: R-5
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6



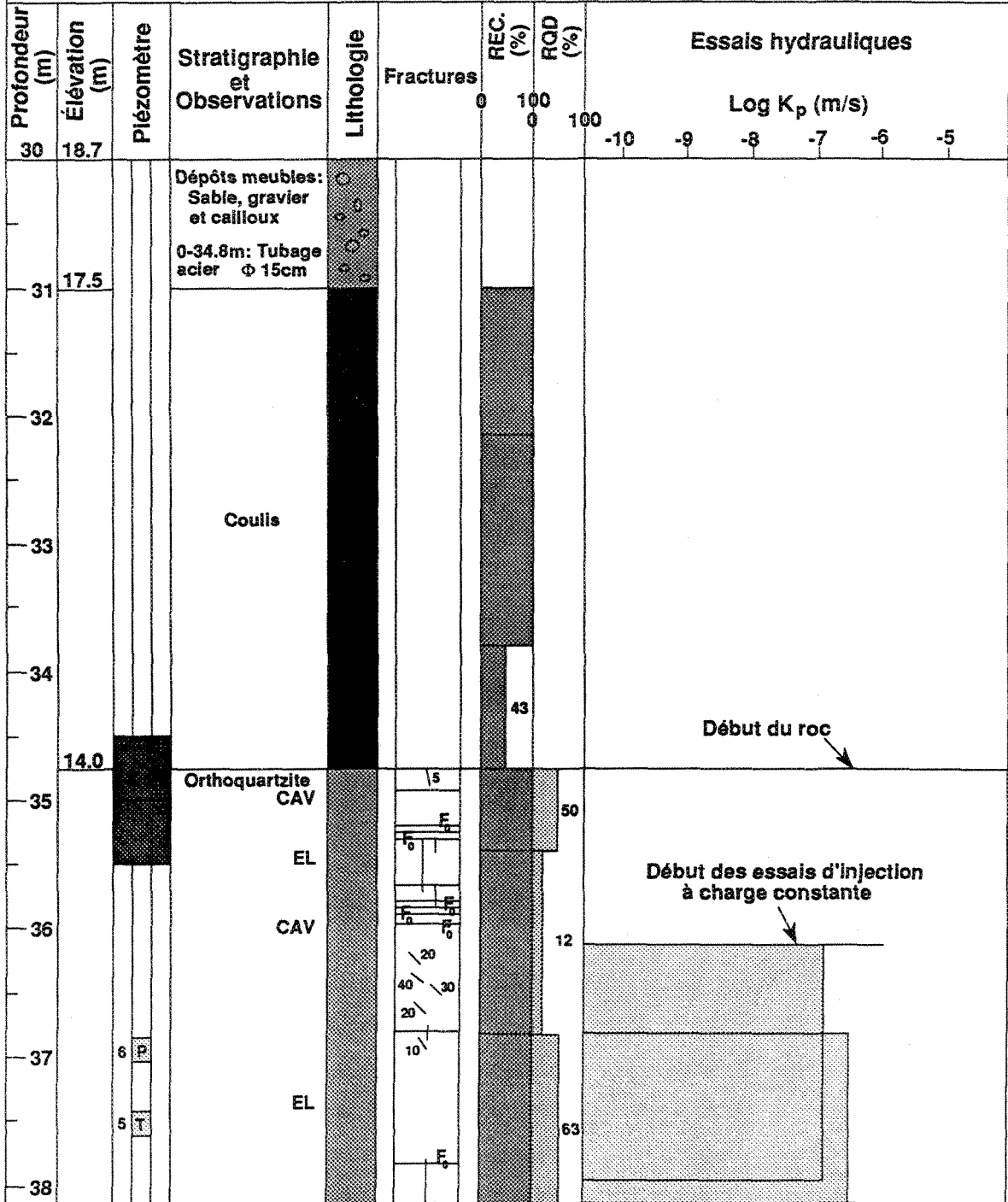


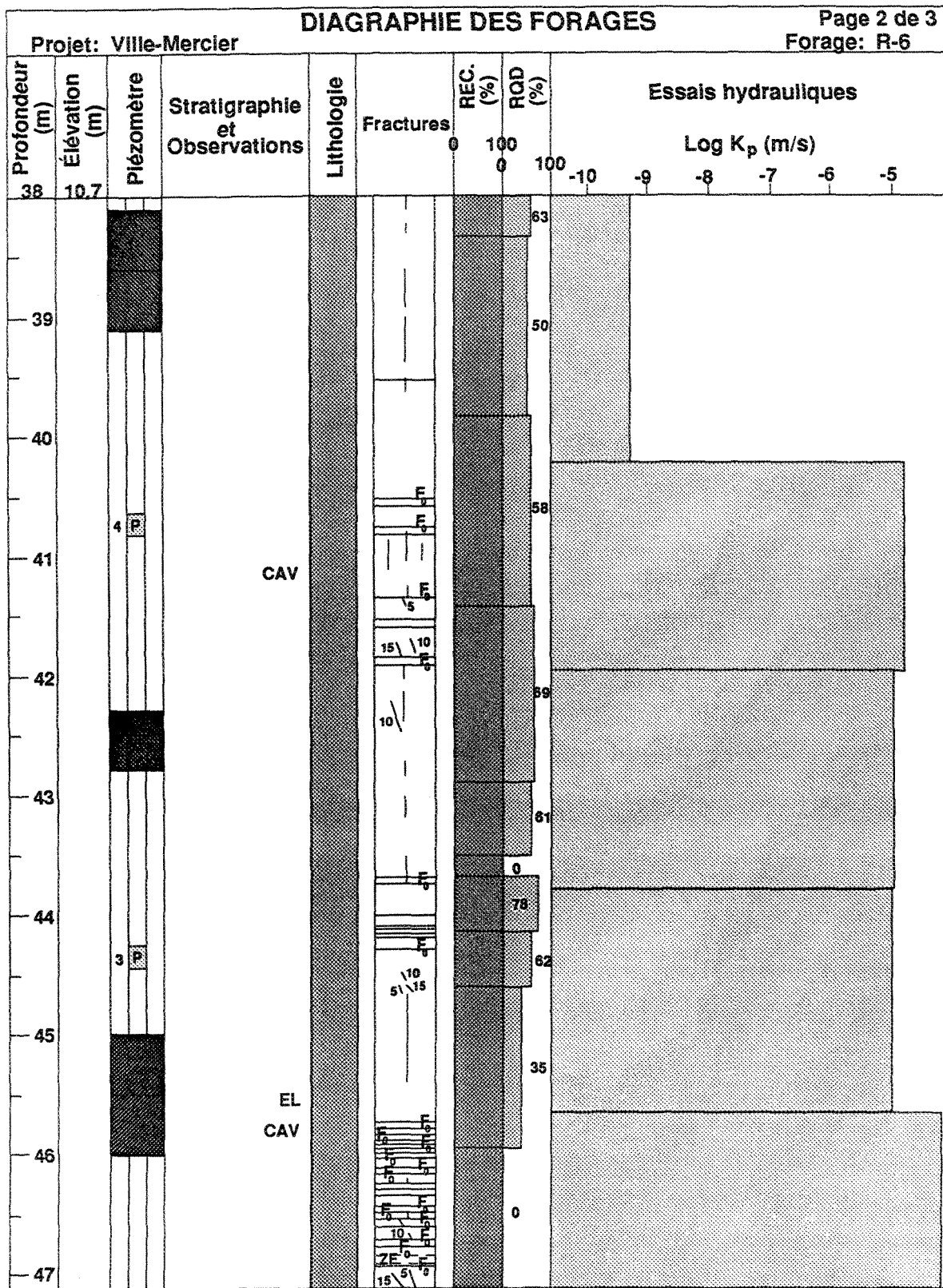


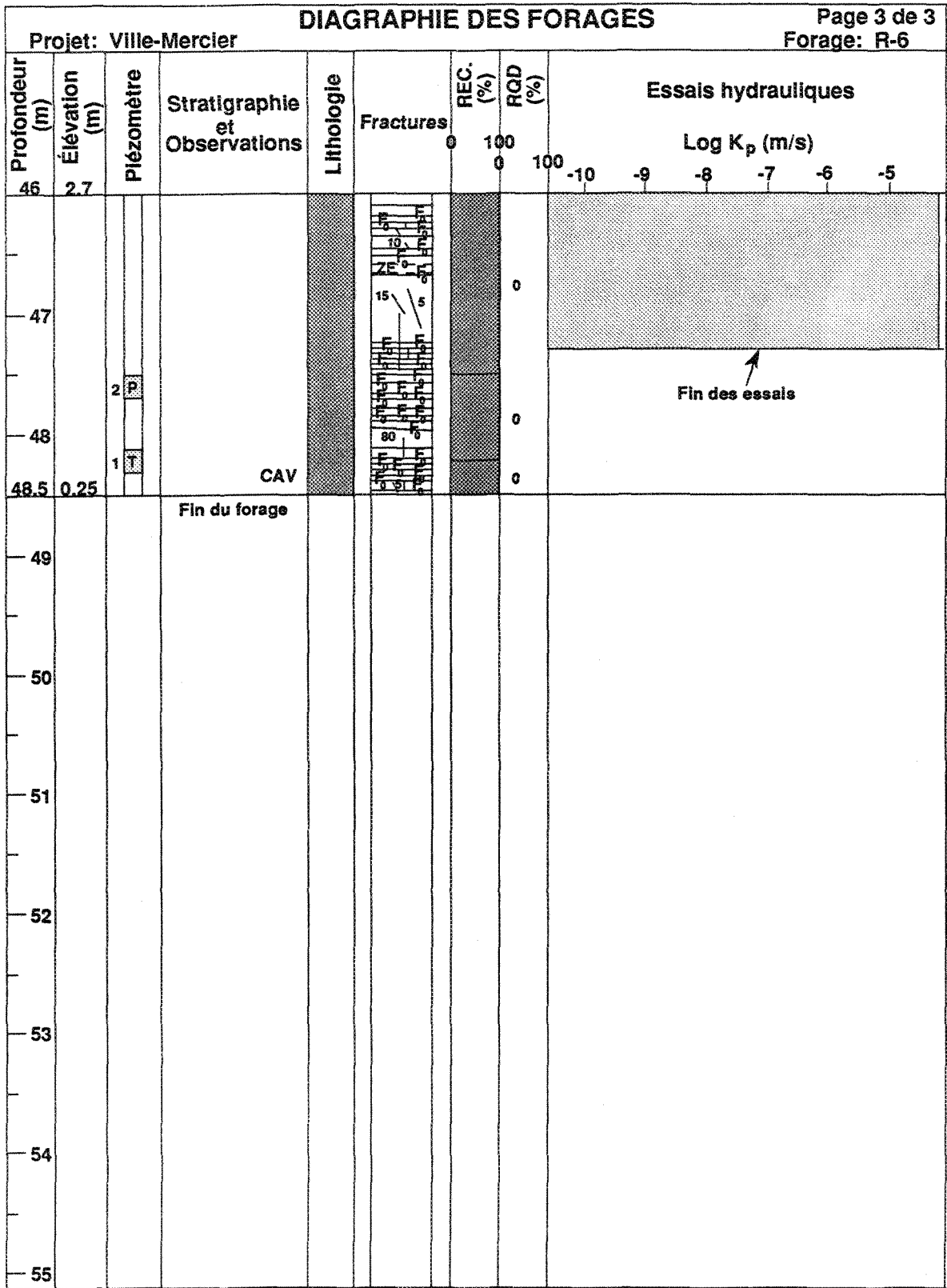
DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/17-19
 Qté d'eau utilisée (l): 19 321
 Élévation du terrain (m): 48.71

Forage: R-6
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6



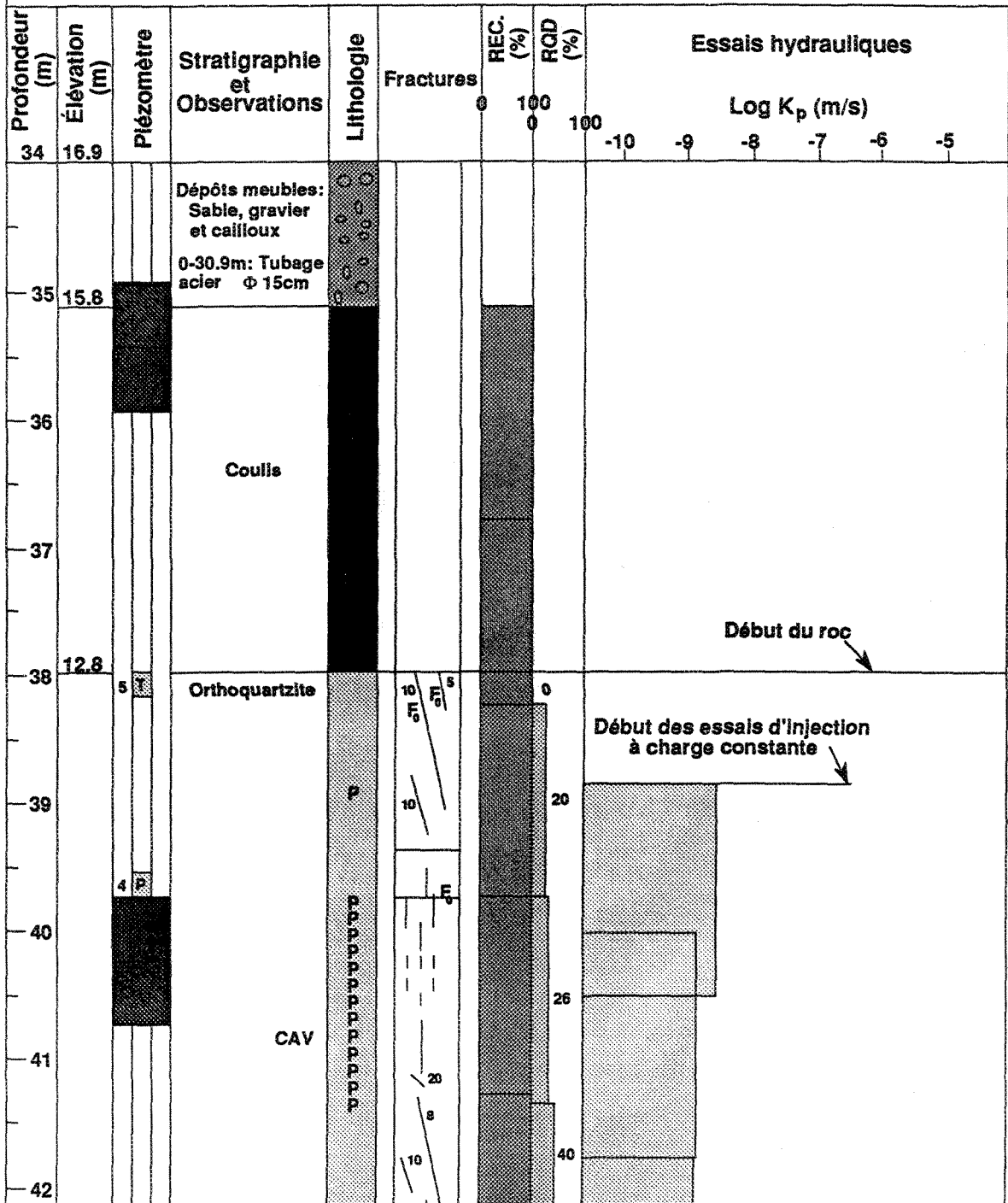


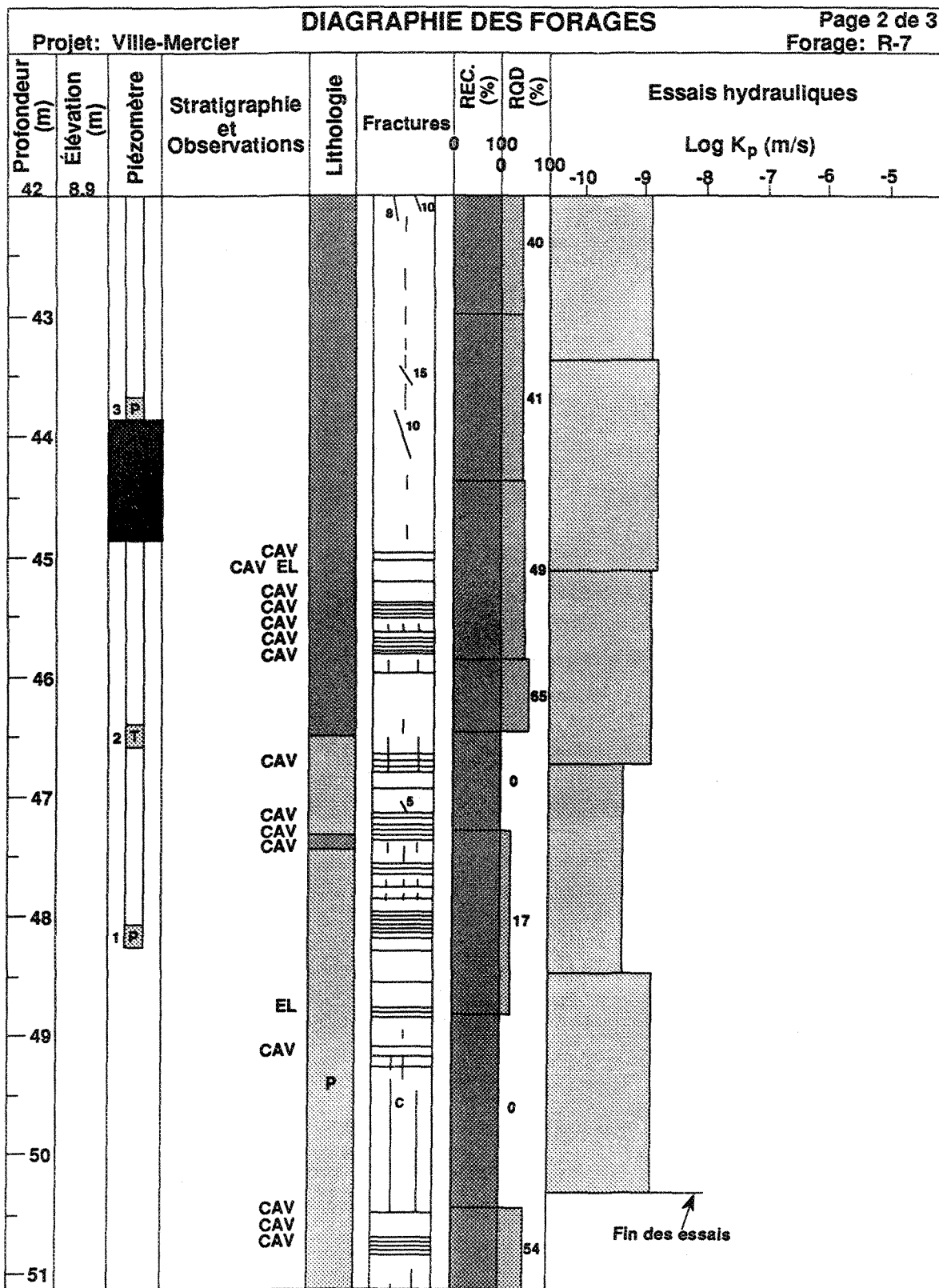


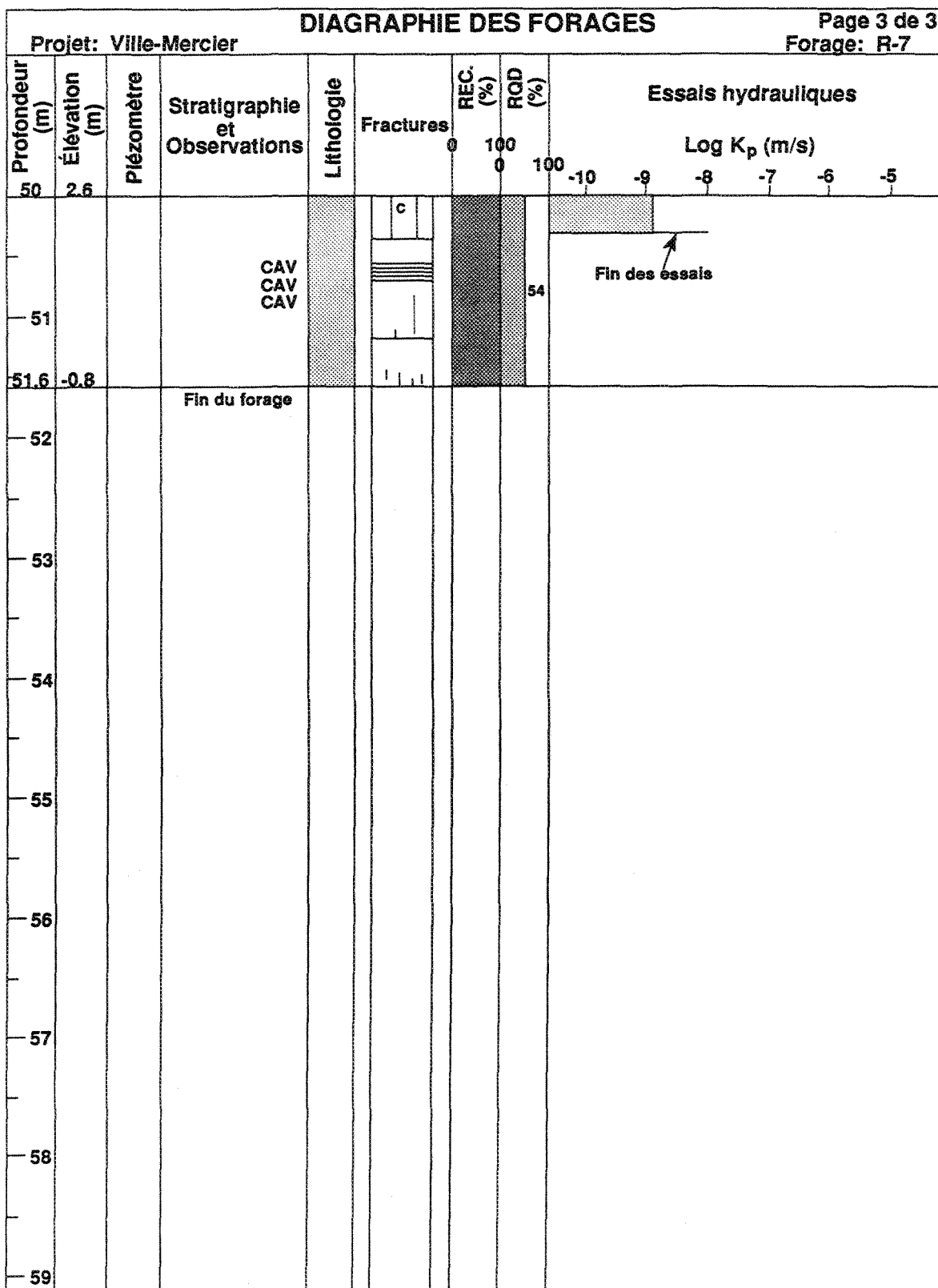
DIAGRAPHIE DES FORAGES

Projet: Ville-Mercier
 Date: 88/10/12-13
 Qté d'eau utilisée (l): 13 183
 Élévation du terrain (m): 50.81

Forage: R-7
 Carottier: NQ-2
 Diam. du forage (mm): 75.7
 Diam. des carottes (mm): 47.6







ANNEXE B
ÉTUDE PÉTROGRAPHIQUE ET MESURE
DES PLANS DE FRACTURES

Tableau B-1. Minéralogie de l'orthoquartzite en lame mince

Lame no.	Quartz (%)	Felds. (%)	Dolomite (%)	Apatite (%)	Zircon (%)	Biotite (%)	Mx opaques (%)	Mx alt. (%)
VML* R-1/1 33.5	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT* R-1/1 33.5	96	1	3	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML&T R-1/2 42.0	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML&T R-1/3 44.5	99	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML R-2/1 31.1	97	1	2	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-2/1 31.1	96	1	1	Traces	Traces	Traces	2	Traces
VML R-2/2 43.3	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-2/2 43.3	95	1	4	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML&T R-3/1 32.0	96	3	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML R-3/2 37.3	97	1	2	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-3/2 37.3	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces

Tableau B-1. (Suite)

Lame no.	Quartz (%)	Felds. (%)	Dolomite (%)	Apatite (%)	Zircon (%)	Biotite (%)	Mx opaques (%)	Mx alt. (%)
VML R-3/3 42.35	99	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-3/3 42.35	96	1	3	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML R-4/1 38.9	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-4/1 38.9	99	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML&T R-4/2 43.4	97	1	2	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML R-5/1 38.7	96	1	Traces	Traces	Traces	Traces	3	Traces
VMT R-5/1 38.7	97	1	Traces	Traces	Traces	Traces	2	Traces
VML R-5/2 45.5	98	1	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-5/2 45.5	97	2	1	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VML&T R-6/1 35.4	99	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces
VML R-6/2 37.6	98	1	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces

Tableau B-1. (Suite)

Lame no.	Quartz (%)	Felds. (%)	Dolomite (%)	Apatite (%)	Zircon (%)	Biotite (%)	Mx opaques (%)	Mx alt. (%)
VMT R-6/2 37.6	97	2	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces
VML&T R-6/3 46.3	99	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces
VML R-7/1 45.2	97	2	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces
VMT R-7/1 45.2	98	1	Traces	Traces	Traces	Traces	1	Traces
VML R-7/2 48.75	98	2	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
VMT R-7/2 48.75	97	3	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
PD-01**	98	Traces	2	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
T-01***	95	1	4	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces

* VML R-1/1 33.5: Ville-Mercier, coupe longitudinale à la carotte du forage R-1; échantillon no.1 prélevé à 33.5 m de profondeur.

* VMT R-1/1 33.5: Ville-Mercier, coupe transversale à la carotte du forage R-1; échantillon no.1 prélevé à 33.5 m de profondeur.

** PD-01: Échantillon de la Formation de Cairnside du Groupe de Postdam prélevé à la carrière d'Union Carbide (affleurement no.85: Globensky, 1986).

*** T-01: Échantillon de la Formation de Thérèse du Groupe de Beekmantown prélevé à l'ancienne carrière de Ste-Martine (affleurement no.104: Globensky, 1986).

Tableau B-2. Distribution (en pourcentage) du plus grand diamètre apparent des grains

Éch.	Classes en unités de Phi (Φ)													
	0.5 - 0.74	0.75 - 0.99	1.0 - 1.24	1.25 - 1.49	1.5 - 1.74	1.75 - 1.99	2.0 - 2.24	2.25 - 2.49	2.5 - 2.74	2.75 - 2.99	3.0 - 3.49	3.5 - 3.74	3.75 - 3.99	4.0 - 4.99
L 1/1						2.5	6.0	6.5	28.5	12.0	21.5	11.0	11.0	1.0
T 1/1					1.0	3.5	8.5	4.0	30.0	7.5	27.5	10.0	7.5	0.5
L 1/2						1.5	3.5	4.5	23.5	9.0	24.0	19.0	14.0	1.0
T 1/2						2.0	3.5	5.0	24.5	11.0	29.5	12.5	11.0	1.0
L 1/3	0.5		1.0	0.5	1.5	6.0	6.0	6.0	15.0	14.0	17.5	7.5	16.5	8.0
T 1/3		1.0	0.5	2.0	4.0	3.5	9.0	7.0	16.5	13.5	19.5	13.0	7.0	3.5
L 2/1				2.0	5.5	12.0	12.0	6.0	16.5	11.0	17.0	9.5	6.0	2.5
T 2/1				3.0	3.5	6.5	6.5	5.0	6.5	5.5	15.5	20.0	21.5	6.5
L 2/2						2.0	3.5	6.5	16.0	14.5	26.0	18.5	9.0	4.0
T 2/2					2.0	6.0	9.0	4.5	14.0	17.5	19.0	15.0	11.0	2.0
L 3/1		0.5		0.5	6.0	7.5	6.5	4.5	4.0	3.0	14.0	15.5	30.0	8.0
T 3/1						1.5	4.5	3.0	7.5	8.5	14.0	23.0	22.5	15.5
L 3/2						2.0	3.0	4.0	14.5	7.5	23.5	18.5	17.0	10.0
T 3/2				0.5	1.0	6.0	6.0	5.0	19.5	8.0	25.5	10.5	9.0	9.0
L 3/3			0.5	0.5	1.0	7.0	9.0	9.0	21.0	9.0	19.0	10.0	7.5	6.5
T 3/3				1.0	2.5	6.0	8.5	6.5	19.5	10.5	23.0	8.5	8.5	5.5
L 4/1						2.5	5.0	5.0	19.0	17.5	29.0	12.0	5.5	4.5
T 4/1					0.5	2.5	7.0	6.5	20.0	12.5	25.5	12.5	5.5	7.5
L 4/2				0.5	1.0	4.0	8.0	3.5	15.0	15.5	25.5	15.5	7.5	4.0
T 4/2			2.5	1.5	3.5	13.5	14.0	8.5	18.0	6.5	9.5	8.5	7.0	7.0
L 5/1					0.5	6.0	10.0	13.5	21.5	16.5	15.0	6.5	7.0	3.5
T 5/1					4.0	13.0	13.0	14.5	20.0	11.5	14.0	2.5	4.5	3.0
L 5/2						3.0	4.5	7.5	20.5	11.5	26.0	12.0	9.0	6.0
T 5/2					0.5	3.5	4.0	6.5	10.0	15.0	23.0	17.0	15.5	5.0
L 6/1				1.0	3.5	14.5	10.5	12.5	14.0	6.5	12.5	11.5	8.5	5.0
T 6/1			0.5	3.0	5.0	13.0	11.5	9.5	14.5	8.5	10.0	11.0	9.0	4.5
L 6/2				3.0	4.5	7.5	6.0	6.5	7.5	8.0	15.0	16.0	15.0	11.0
T 6/2				2.5	7.0	6.0	8.0	7.5	12.5	8.5	12.0	11.5	15.5	9.0

Tableau B-2. (Suite)

Classes en unités de Phi (Φ)

Éch.	0.5 -	0.75 -	1.0 -	1.25 -	1.5 -	1.75 -	2.0 -	2.25 -	2.5 -	2.75 -	3.0 -	3.5 -	3.75 -	4.0 -	≤ 5.0
	0.74	0.99	1.24	1.49	1.74	1.99	2.24	2.49	2.74	2.99	3.49	3.74	3.99	4.99	
L 6/3						1.0	2.5	6.0	6.0	24.0	17.5	21.5	11.5	6.0	4.0
T 6/3							4.5	11.5	7.0	23.5	18.0	14.5	9.5	6.5	5.0
L 7/1							1.0	4.0	9.5	21.0	14.5	25.5	12.0	7.5	5.0
T 7/1					0.5	2.0	4.5	7.5	6.5	19.5	14.0	21.5	10.0	11.0	3.0
L 7/2	0.5				1.0	1.5	12.0	10.5	9.5	15.0	11.0	15.0	10.5	12.0	1.5
T 7/2							1.0	4.0	9.5	21.0	14.5	25.5	12.0	7.5	5.0

Tableau B-3. Tendance centrale et uniformité de la distribution de fréquences du plus grand diamètre apparent des grains mesuré sur les lames minces

Échantillon	Médiane (M_d) (mm)	Moyenne graphique (M_z) (mm)	Écart-type graphique inclusif (σ_i) (Φ)	Tri
VML R-1/1	0.12	0.12	0.46	Bien trié
VMT R-1/1	0.12	0.12	0.46	Bien trié
VML R-1/2	0.13	0.13	0.44	Bien trié
VMT R-1/2	0.13	0.13	0.44	Bien trié
VML R-1/3	0.13	0.13	0.68	Assez bien trié
VMT R-1/3	0.15	0.15	0.63	Assez bien trié
VML R-2/1	0.14	0.14	0.62	Assez bien trié
VMT R-2/1	0.11	0.11	0.72	Assez trié
VML R-2/2	0.11	0.11	0.49	Bien trié
VMT R-2/2	0.12	0.12	0.52	Assez bien trié
VML R-3/1	0.10	0.10	0.63	Assez bien trié
VMT R-3/1	0.09	0.09	0.57	Assez bien trié
VML R-3/2	0.10	0.10	0.56	Assez bien trié
VMT R-3/2	0.11	0.11	0.58	Assez bien trié
VML R-3/3	0.12	0.12	0.58	Assez bien trié
VMT R-3/3	0.12	0.12	0.58	Assez bien trié
VML R-4/1	0.11	0.11	0.49	Bien trié
VMT R-4/1	0.11	0.11	0.49	Bien trié
VML R-4/2	0.11	0.11	0.54	Assez bien trié
VMT R-4/2	0.13	0.13	0.70	Assez bien trié
VML R-5/1	0.12	0.12	0.44	Bien trié
VMT R-5/1	0.14	0.14	0.55	Assez bien trié
VML R-5/2	0.11	0.11	0.52	Assez bien trié
VMT R-5/2	0.11	0.11	0.52	Assez bien trié
VML R-6/1	0.13	0.13	0.62	Assez bien trié
VMT R-6/1	0.13	0.13	0.62	Assez bien trié
VML R-6/2	0.11	0.11	0.79	Assez trié
VMT R-6/2	0.11	0.11	0.79	Assez trié
VML R-6/3	0.12	0.12	0.48	Bien trié
VMT R-6/3	0.12	0.12	0.53	Assez bien trié
VML R-7/1	0.11	0.11	0.47	Bien trié
VMT R-7/1	0.12	0.12	0.53	Assez bien trié
VML R-7/2	0.13	0.13	0.55	Assez bien trié
VMT R-7/2	0.11	0.11	0.46	Bien trié

Tableau B-4. Plans de fractures mesurés sur les affleurements rocheux

Affleurement no.	Groupe	Lithologie	Stratification	Plans de fractures	Nombre de fractures
85	Postdam	Grès Shale Grès dolomitique Brèche	N 83 / 3 SE N 10 / 4 SE	N120 / 82 SO	Indéterminé
97	Beekm.	Dolomie gréseuse Grès	N 60 / 4 SE	N 120 / 90	Indéterminé
98	Beekm.	Dolomie Grès	Indéterminé	Indéterminé	Indéterminé
99	Beekm.	Dolomie gréseuse Shale Dolomie Grès quartzitique	N 86 / 2 NO	N 120 / 90 N 28 / 87 NO	Indéterminé
100 - 101	Beekm.	Grès calcareux	N 125 / 3 SO	N 145 / 90 N 75 / 90 N 30 / 90 N145/48 NE	5 3 7 1
102	Beekm.	Grès dolomitique Grès quartzitique	N 25 / 2 NO	N 125 / 90 N 215 / 90	40 5
103	Beekm.	Grès dolomitique Grès quartzitique	N 80 / 2 NO	N 130 / 90	Indéterminé
104	Beekm.	Grès	N 45 / 3 SE	N 135 / 90 N 55 / 90	Indéterminé
151	Beekm.	Dolomie gréseuse	N 120 / 1 NE	N 135 / 90	Indéterminé
151-A	Beekm.	Dolomie Calcaire Shale	N 70 / 1 SE	N 140 / 90 N 137/64 SO	Indéterminé

Tableau B-4. (Suite)

Affleurement no.	Groupe	Lithologie	Stratification	Plans de fractures	Nombre de fractures
152	Beekm.	Dolomie	N 70 / 5 NO	N 110/82 SO N 30 / 84 SE	20 30
153	Beekm.	Dolomie	N 65 / 2 NO	N 120/72 SO N 50 / 90	15 10
154	Beekm.	Dolomie	N 125 / 2 SO	N 120 / 90 N 25 / 72 SE	15 10
155	Beekm.	Dolomie Calcaire Shale	N 30 / 3 SE	N 125 / 90 N 30 / 90 N 98 / 90 N 360 / 90	15 14 5 3

ANNEXE C
ESSAIS HYDRAULIQUES SUR LE TERRAIN

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS DU RECOUVREMENT DE THEIS (1935)

En supposant que le rabattement de la nappe est concentrique autour du puits de pompage, l'équation de l'écoulement en régime transitoire s'écrit ainsi suivant des coordonnées radiales selon une dimension:

$$(\delta^2 h / \delta r^2) + (1/r) (\delta h / \delta r) = (S/T) (\delta h / \delta r)$$

où h: charge hydraulique (m)

r: distance entre le puits et le piézomètre (m)

S: coefficient d'emmagasinement (sans dimension)

T: transmissivité (m²/s)

t: temps (s).

La condition initiale est:

$$h(r, 0) = h_0 \quad \text{pour } r > 0$$

où h_0 est la charge hydraulique initiale.

Les conditions limites supposent qu'il n'y a pas de rabattement aux frontières de la formation aquifère (i.e. à l'infini):

$$h(\infty, 0) = h_0 \quad \text{pour } t > 0$$

et que le taux de pompage au puits demeure constant:

$$\lim_{r \rightarrow 0} [r \frac{\delta h}{\delta r}] = \frac{Q}{2\pi T} \quad \text{pour } t > 0$$

En utilisant une analogie avec la théorie du transfert des chaleurs, Theis (1935) a été le premier à développer une solution à l'équation de l'écoulement en régime transitoire en considérant les conditions initiales et limites décrites ci-haut. La solution de Theis (1935) s'écrit:

$$s = h_0 - h(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

et

$$u = \frac{S r^2}{4Tt}$$

où s : rabattement de la nappe (m)

Q : débit moyen lors du pompage (m^3/s).

La solution de la fonction exponentielle intégrale de la solution de Theis (1935) donne une série convergente définie par une fonction "W(u)" qui est généralement appelée: fonction de puits de Theis (Todd, 1976):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} [-0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \dots]$$

et

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

Pour les essais de pompage, des abaques d'interprétation sont tracés à partir des valeurs de "u" et de "W(u)" données dans des tables (Todd, 1976; Freeze et al., 1979; Driscoll, 1987).

La mesure du niveau d'eau, effectuée lors de la remontée, s'exprime en terme de rabattement résiduel (s'), lequel se définit comme la différence entre le niveau statique (avant le pompage) et le niveau d'eau mesuré à un moment donné lors du recouvrement de la nappe.

Dans la mesure où les hypothèses de base formulées à la section 5.2.1 ainsi que les différentes conditions (initiale et limites) sont satisfaites, Theis (1935) a démontré que le rabattement résiduel (s'), mesuré lors de la remontée de la nappe, correspond à:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} [W(u) - W(u')]$$

où

$$u = \frac{S r^2}{4Tt}$$

et

$$u' = \frac{S' r^2}{4T't'}$$

où s' : rabattement résiduel (m)

r : distance entre le puits et le point de mesure (m)

S : coefficient d'emmagasinement calculé durant le pompage (sans dimension)

S' : coefficient d'emmagasinement calculé durant la remontée (sans dimension)

t : temps depuis le début du pompage (s)

t' : temps depuis l'arrêt du pompage (s)

Q : débit moyen lors du pompage (m^3/s)

T : transmissivité (m^2/s).

Dans le cas où la valeur de "u" est suffisamment petite, le rabattement résiduel (s') est égal à:

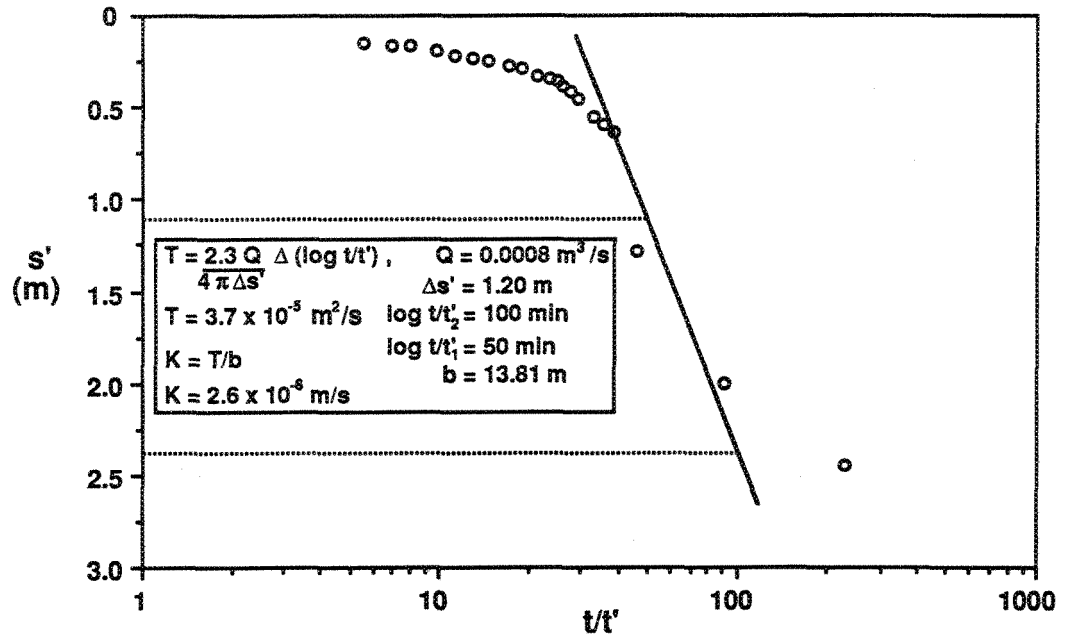
$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left[\frac{4\pi t}{r^2 S} - \frac{4\pi t'}{r^2 S'} \right]$$

Lorsque S et S' sont constants et égaux (pour " r " petit et " t " suffisamment grand), la différence de rabattement résiduel ($\Delta s'$) sur un cycle logarithmique est donné par:

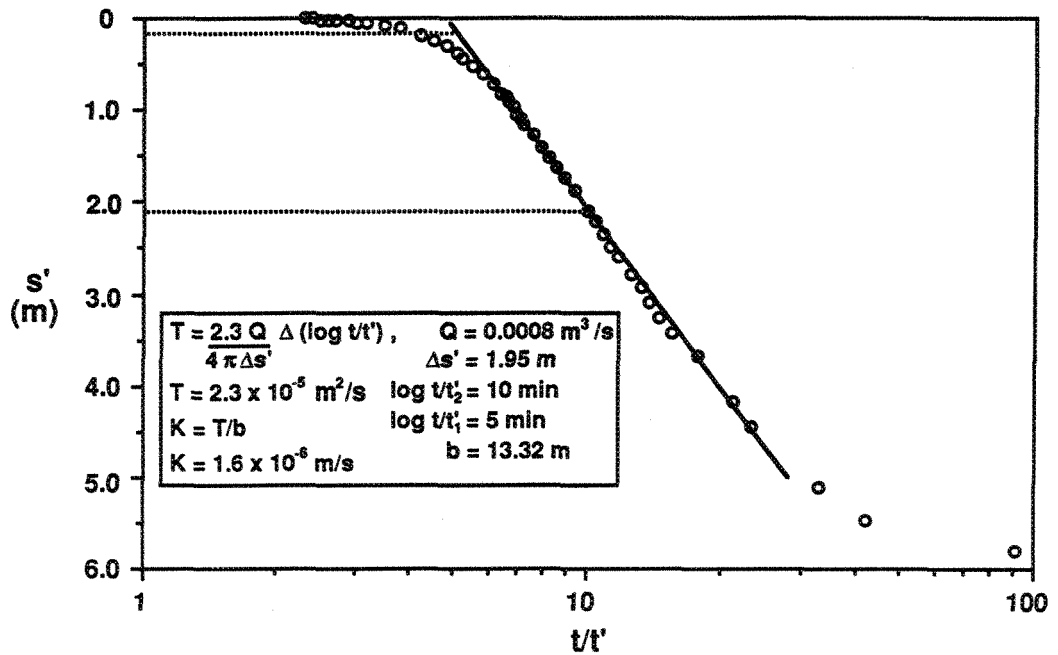
$$\Delta s' = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \Delta(\log t/t') \quad (m)$$

et la transmissivité par:

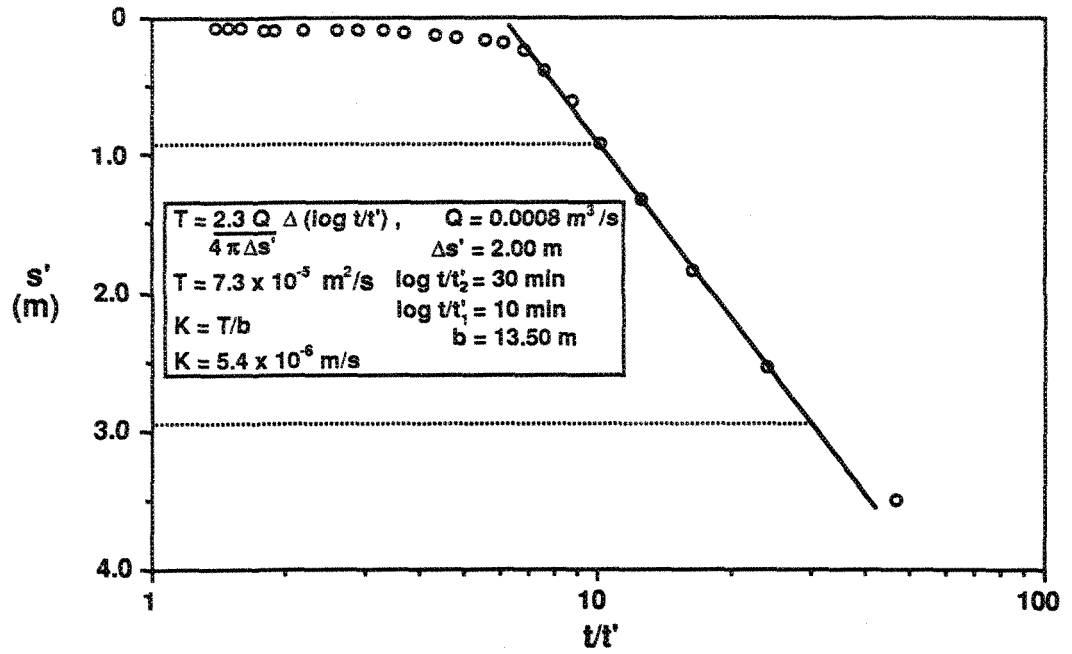
$$T = \frac{2.3 Q}{4 \pi \Delta s'} \Delta(\log t/t') \quad (m^2/s)$$



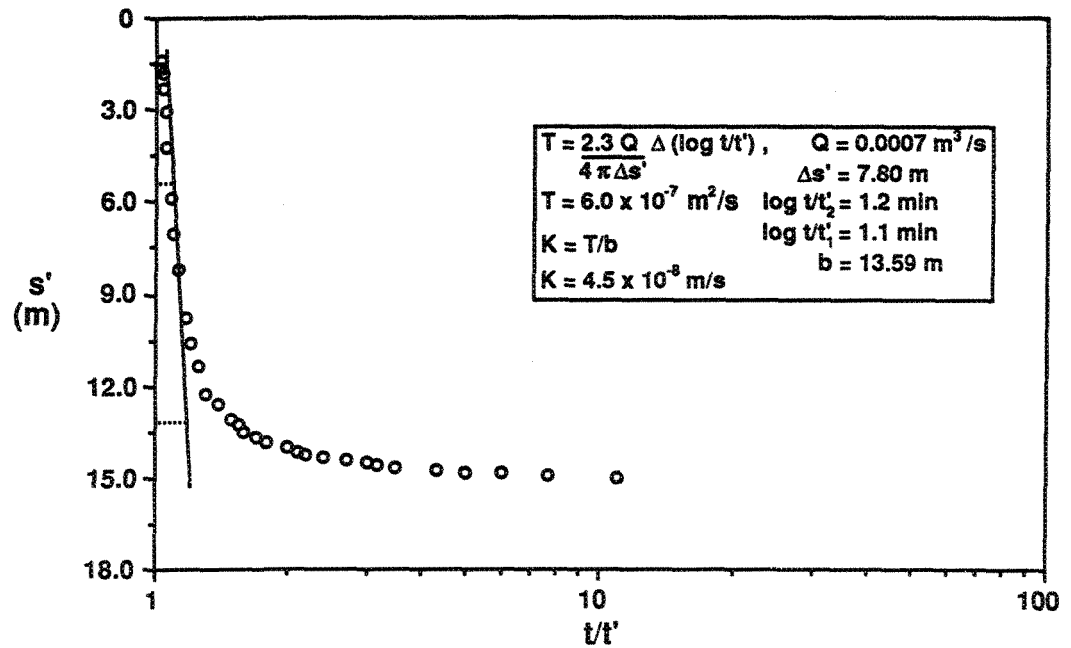
Remontée R-2 (Theis)



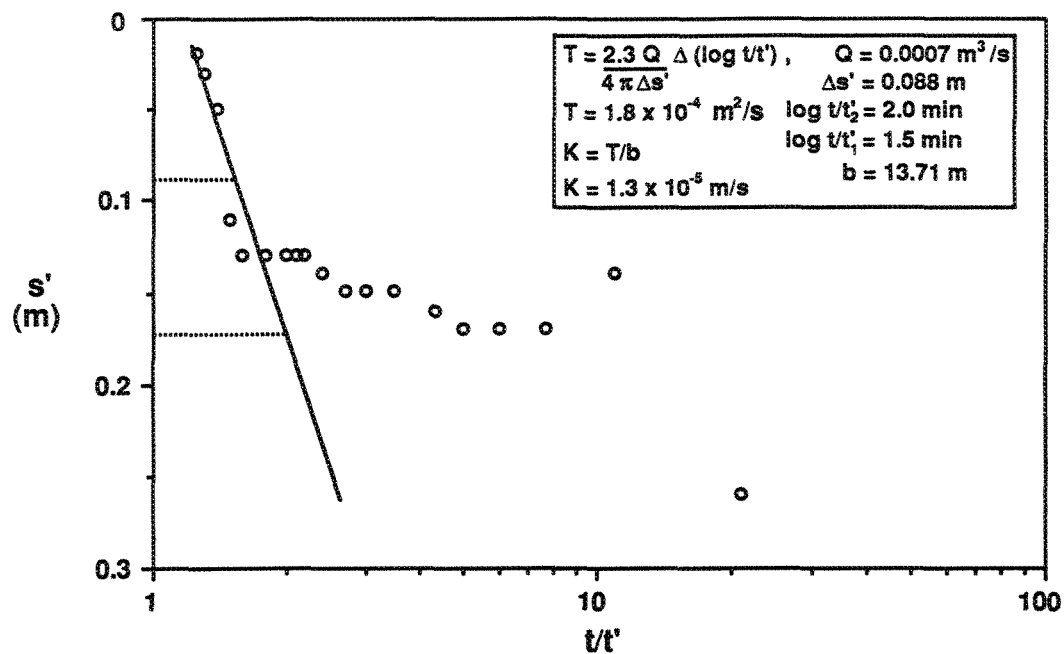
Remontée R-3 (Theis)



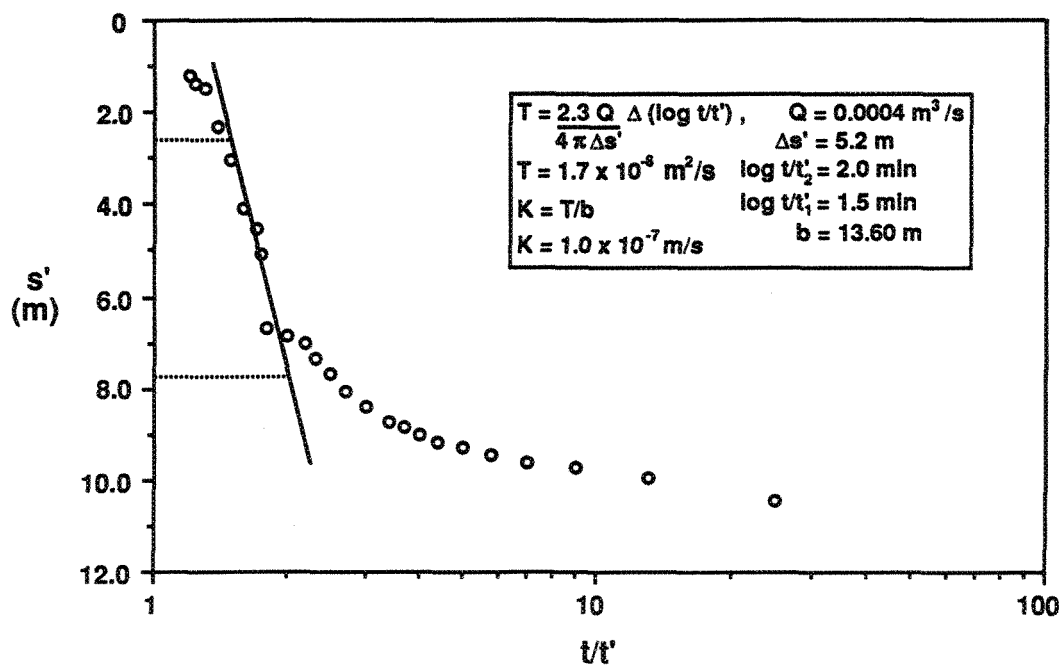
Remontée R-4 (Theis)



Remontée R-5 (Theis)



Remontée R-6 (Theis)



Remontée R-7 (Theis)

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS DE LA MÉTHODE

DE HVORSLEV (1951)

En supposant que les hypothèses de base énumérées à la section 5.2.2 soient satisfaites, Hvorslev (1951) a démontré que le flux d'entrée (ou de sortie) d'eau dans une cellule piézométrique au temps (t) est proportionnel à la conductivité hydraulique (K) et à la différence de charge hydraulique (H - h), selon la relation suivante:

$$q(t) = \pi r^2 \frac{\delta h}{\delta t} = F K (H - h)$$

où q: flux d'entrée d'eau (m/s)

r: rayon du tubage (m)

K: conductivité hydraulique (m/s)

t: temps (s)

H: charge hydraulique à l'équilibre (m) à $t = \infty$

h: charge hydraulique mesurée (m) à $t = t_i$, $i = 1, 2, 3, \dots$

F: facteur de forme (valeur en fonction de la dimension du piézomètre).

Le volume d'eau (V) nécessaire pour revenir à des conditions d'équilibre, i.e. pour $h = H$ à $t = \infty$, est égal à:

$$V = \pi r^2 H \quad (\text{m}^3)$$

Hvorslev (1951) définit le temps requis afin d'atteindre les conditions d'équilibre pour un flux d'entrée d'eau (q) constant: le temps de décalage de base (T_o) ("basic time lag"),

où:

$$T_o = \frac{V}{q} = \frac{\pi r^2}{F K} \quad (\text{s})$$

En solutionnant l'équation différentielle qui décrit le flux d'entrée (ou de sortie) d'eau en y introduisant le terme: " T_0 ", tout en considérant la condition initiale: $h = H_0$ à $t = 0$, la solution de l'équation est:

$$\frac{H-h}{H-H_0} = e^{-t/T_0}$$

Le temps de décalage de base (T_0) se mesure graphiquement en portant sur un graphique semi-logarithmique le temps (t) et le rapport de la différence des charges hydrauliques ($(H - h)/(H - H_0)$). A l'endroit où $(H - h)/(H - H_0) = 0.37$, $\ln (H - h)/(H - H_0) = -1$ et selon l'équation décrite ci-haut: $T_0 = t$.

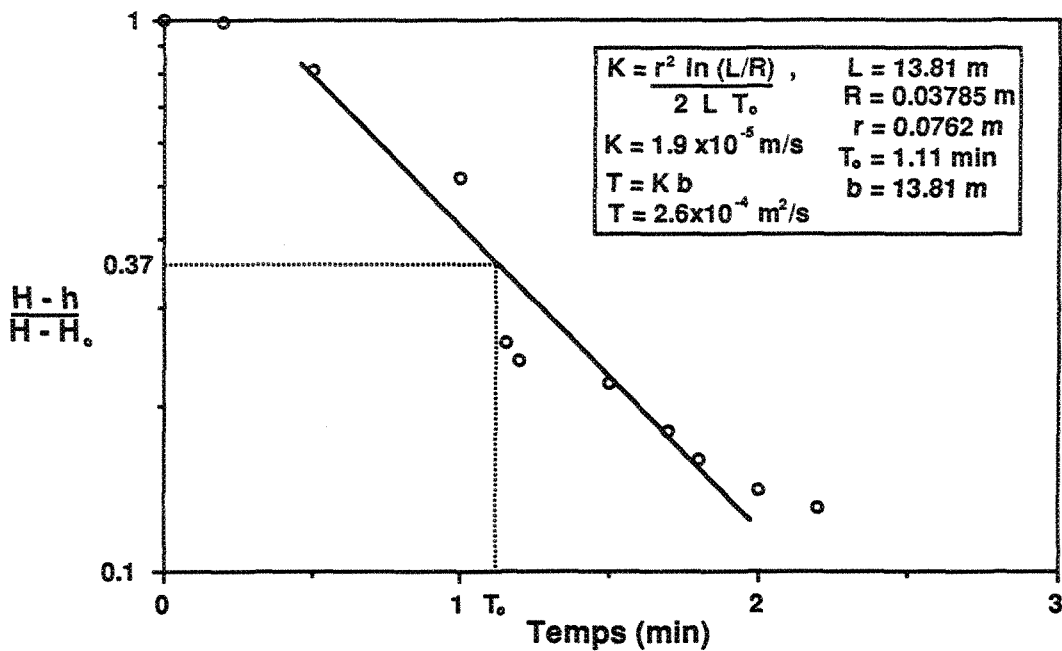
D'après la géométrie de notre système, où le rapport $L/R > 8$, Hvorslev (1951) définit le facteur de forme (F) et ainsi, la conductivité hydraulique (K) s'estime à partir de l'équation suivante:

$$K = r^2 \frac{\ln(L/R)}{2 L T_0}$$

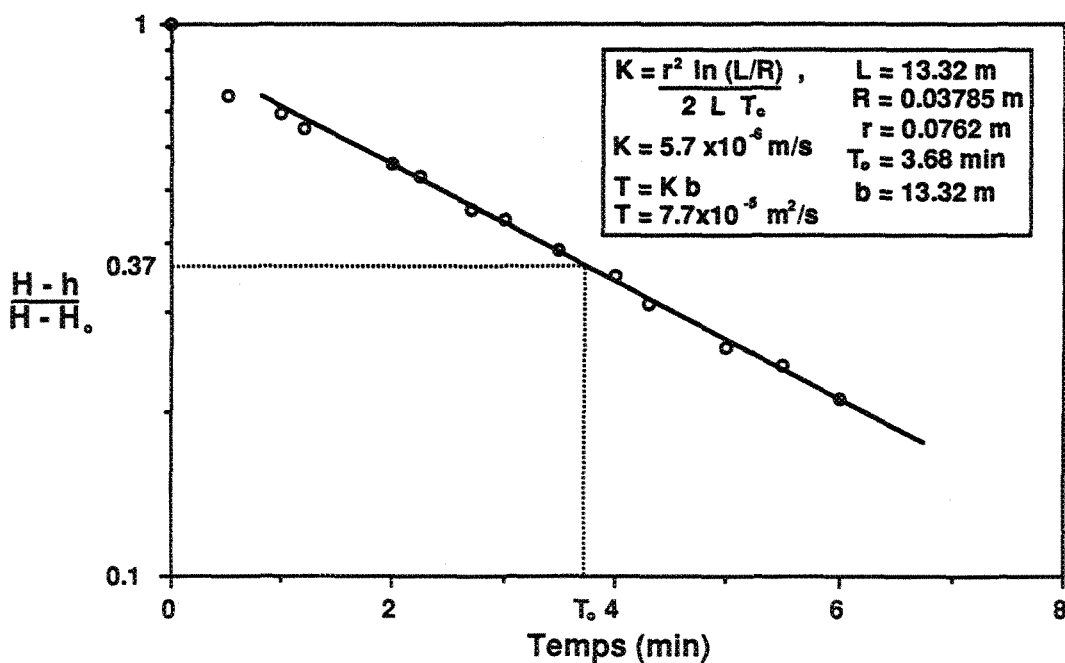
où L: longueur forée dans le roc (m)

R: rayon du forage dans le roc (m)

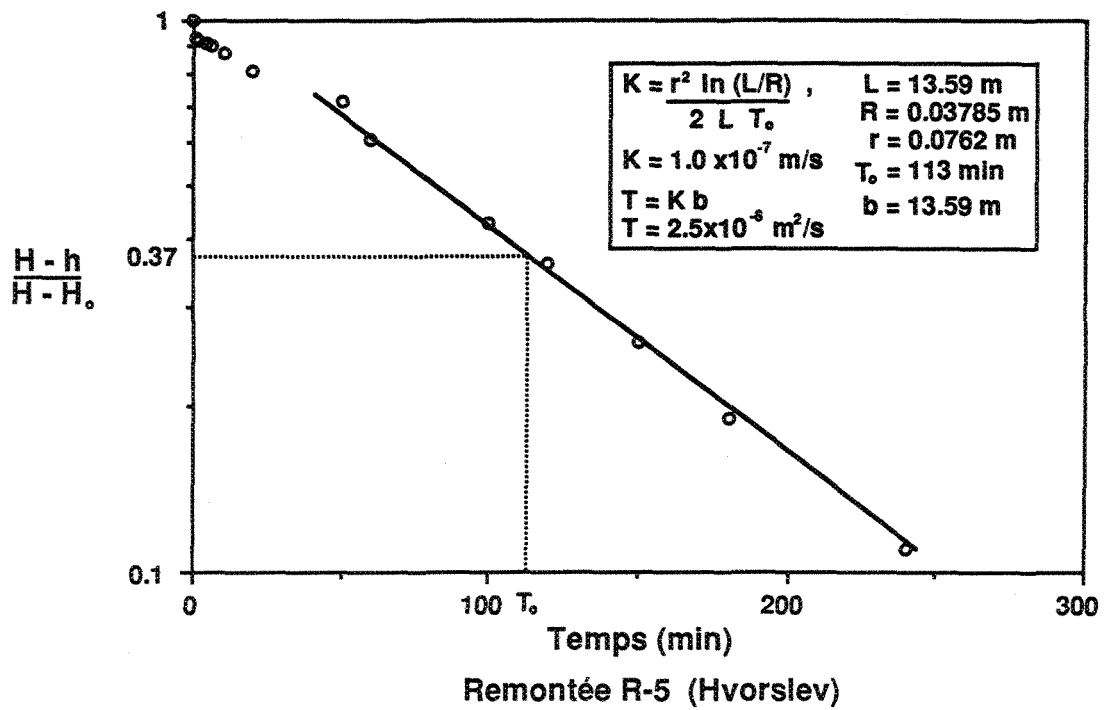
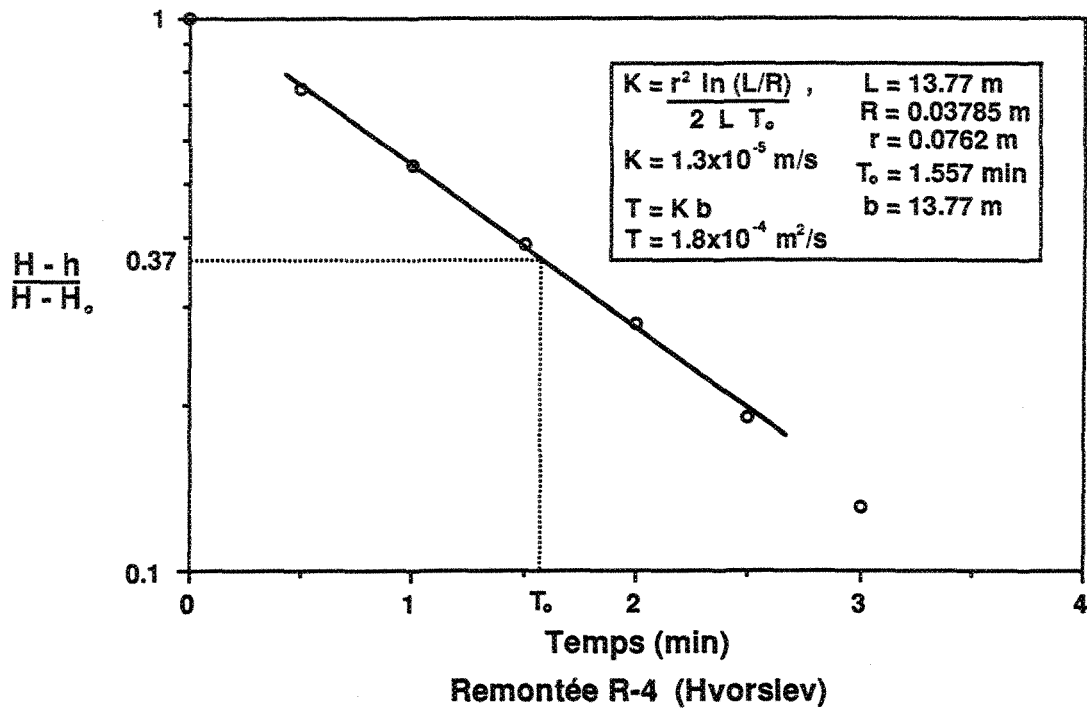
r: rayon du tubage (m).

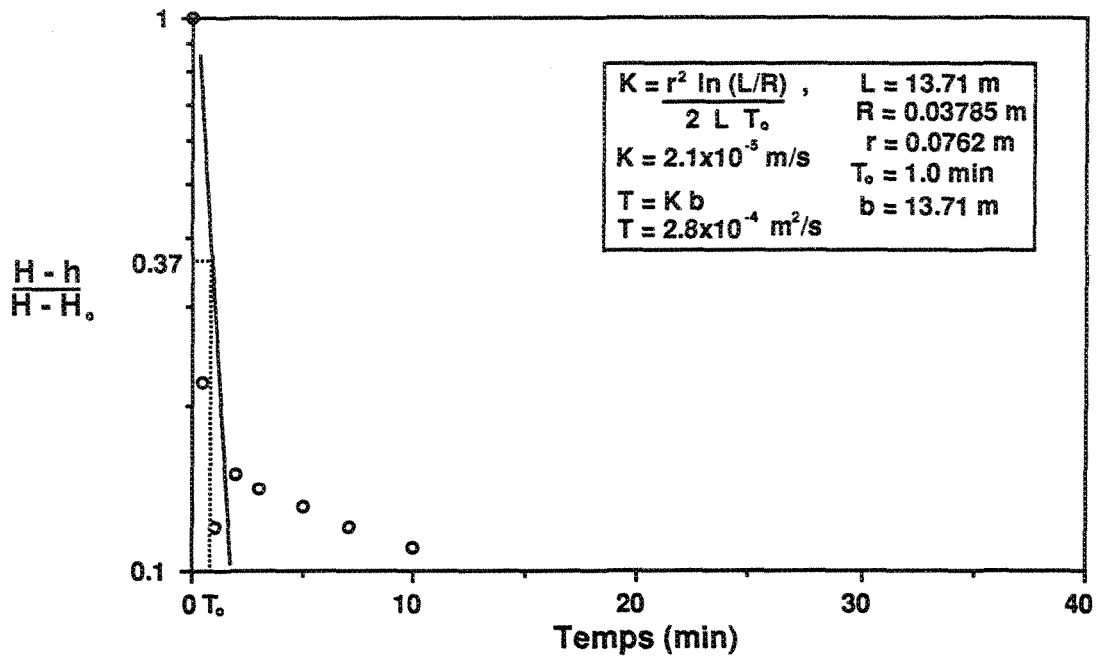


Remontée R-2 (Hvorslev)

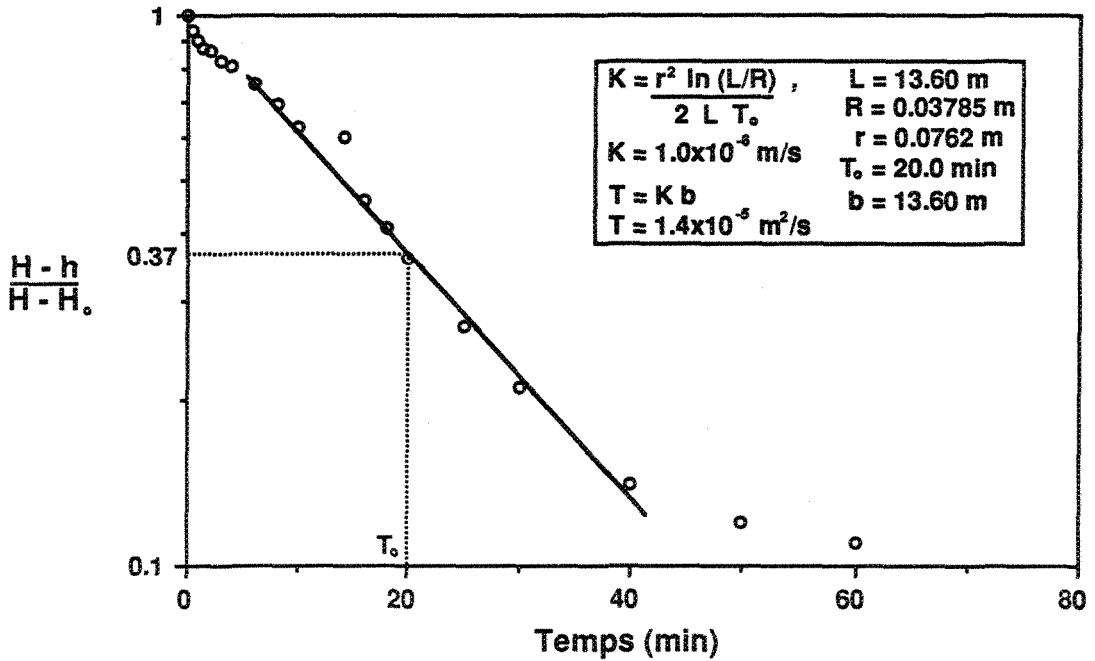


Remontée R-3 (Hvorslev)





Remontée R-6 (Hvorslev)



Remontée R-7 (Hvorslev)

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS QUI DÉCRIVENT L'ÉCOULEMENT DANS UN
MILIEU POREUX ÉQUIVALENT LORS DES ESSAIS D'INJECTION À CHARGE
CONSTANTE

L'écoulement dans un milieu poreux équivalent est décrit par la loi de Darcy qui s'exprime ainsi en coordonnées radiales:

$$v = K_p \frac{dh}{dr}$$

où v : vitesse d'écoulement de l'eau souterraine (m/s)

K_p : conductivité hydraulique d'un milieu poreux équivalent (m/s)

$\frac{dh}{dr}$: gradient hydraulique dans un système d'écoulement radial (sans dimension).

Les conditions limites supposent qu'il n'y a pas de pertes de charge dans le puits d'essai au niveau de l'intervalle testé:

$$H_o = H \text{ à } r = r_w$$

où H : charge hydraulique (m)

H_o : charge hydraulique initiale mesurée au centre de l'intervalle d'essai (m)

r : distance radiale entre le puits d'essai et un point de mesure (m)

r_w : rayon du forage dans le roc (m)

et qu'il n'y a pas de charge hydraulique imposée à la limite du rayon d'influence:

$$H = 0 \text{ à } r = r_e$$

où r_e est le rayon d'influence (m).

Le débit (Q) qui s'écoule dans le milieu poreux équivalent en direction du puits d'essai dans un régime permanent est:

$$Q = K_p \frac{dh}{dr} A \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

où A est la surface d'écoulement (m^2).

Dans un système radial, la surface d'écoulement se définit comme:

$$A = 2 \pi r L$$

où L est la longueur de l'intervalle d'essai (m).

Ainsi, en combinant les deux dernières équations, le débit d'écoulement (Q) dans le milieu poreux équivalent s'exprime suivant cette équation:

$$Q = K_p 2 \pi r L \frac{dh}{dr} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

et

$$\frac{dr}{r} = \frac{2 \pi r L}{Q} K_p dh$$

En intégrant l'équation différentielle sous les conditions limites imposées, la solution de l'équation est:

$$Q = K_p \frac{2 \pi L \Delta H}{\ln (r_e/r_w)} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

où ΔH est la différence de charge en régime d'écoulement permanent ou la surcharge d'injection (m).

En considérant que les hypothèses de base posées à la section 5.3.1 soient satisfaites, Hvorslev (1951) a proposé d'utiliser l'équation modifiée de Thiem (1906), qui décrit l'écoulement de l'eau souterraine dans un régime permanent, pour estimer la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent à un milieu fracturé, où:

$$K_p = \frac{Q}{\Delta H 2 \pi L} \ln (r_e/r_w) \quad (\text{m/s})$$

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS DE L'ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS UNE FRACTURE UNIQUE LORS DES ESSAIS D'INJECTION À CHARGE CONSTANTE

Les équations de l'écoulement dans un système de fractures parallèles et continues, selon un écoulement laminaire en régime permanent, sont dérivées de la même façon que les équations de l'écoulement laminaire dans un milieu poreux équivalent, suivant les mêmes conditions limites (Snow, 1965; Gale, 1977). Selon les hypothèses de base énumérées dans la section 5.3.2 et en substituant la longueur de l'intervalle d'essai (L) par le nombre de fractures (n) et l'ouverture des fractures (2b_f), l'équation de l'écoulement laminaire dans un système de fractures s'écrit ainsi:

$$Q = K_f \frac{2 \pi n}{\ln (r_e/r_w)} (2b_f) \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

où Q: débit d'écoulement en régime permanent (m³/s)

ΔH: différence de charge en régime permanent ou la surcharge d'injection (m)

n: nombre de fractures dans l'intervalle d'essai

2b_f: ouverture des fractures (m)

K_f: conductivité hydraulique du milieu fracturé (m/s)

r_e: rayon d'influence (m)

r_w: rayon du forage dans le roc (m)

et la conductivité hydraulique (K_f) d'un milieu fracturé est:

$$K_f = \frac{Q}{\Delta H 2 \pi n (2b_f)} \ln (r_e/r_w) \quad (\text{m/s})$$

Cependant, ne connaissant pas l'ouverture et le nombre exact de fractures comprises dans l'intervalle d'essai, il est impossible d'appliquer la dernière équation pour estimer la conductivité hydraulique (K_f) d'un milieu fracturé. Néanmoins, à partir de la solution des équations de Navier-Stokes, qui décrivent l'écoulement d'un fluide incompressible dans une fracture à parois lisses et parallèles, et connaissant la valeur de la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent, il est possible de calculer l'ouverture d'une fracture unique équivalente ($2b_{fu}$) qui traverse l'intervalle d'essai.

En considérant que la loi de Darcy est valide dans un régime d'écoulement permanent, la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau souterraine dans une fracture unique s'exprime ainsi:

$$v_{fu} = \frac{\rho \cdot g}{12\mu} (2b_{fu})^2 \frac{dh}{dr} \quad (\text{m/s})$$

où v_{fu} : vitesse moyenne d'écoulement dans une fracture unique équivalente (m/s)

ρ : densité de l'eau (kg/m^3)

g : accélération gravitationnelle (m/s^2)

μ : viscosité dynamique de l'eau (kg/m.s)

$2b_{fu}$: ouverture d'une fracture unique équivalente (m)

$\frac{dh}{dr}$: gradient hydraulique (sans dimension).

Par analogie à la loi de Darcy, la conductivité hydraulique d'une fracture unique équivalente (K_{fu}) s'estime donc par:

$$K_{fu} = \frac{\rho \cdot g}{12\mu} (2b_{fu})^2 \quad (\text{m/s})$$

Cette dernière équation décrit à la fois les propriétés de l'eau et la capacité de la fracture à permettre le passage de l'eau.

En combinant l'équation de l'écoulement laminaire, selon un régime permanent, dans un système de fractures parallèles et continues avec la dernière équation, tout en admettant que le nombre de fracture (n) est égal à 1, l'ouverture d'une fracture unique équivalente ($2b_{fu}$) se calcule ainsi:

$$2b_{fu} = \left[\frac{Q}{\Delta H} \frac{12\mu}{2\pi\rho g} \ln(r_e / r_w) \right]^{1/3} \quad (\text{mm})$$

ou par la relation équivalente suivante, lorsque la valeur de la conductivité hydraulique (K_p) d'un milieu poreux équivalent est connue:

$$2b_{fu} = \left[K_p \frac{(L 12\mu)}{\rho g} \right]^{1/3} \quad (\text{mm})$$

Tableau C-1. Résultats des essais d'injection à charge constante

Forage	Essai	Élévation (m)	$Q/\Delta H$ (m ² /s)	K_p (m/s)	$2b_{fu}$ (mm)
R-1	1	1.48/-0.27	-----	-----	-----
	2	1.48/-0.27	1.2×10^{-8}	6.9×10^{-9}	0.24
	3	3.23/1.48	5.7×10^{-8}	2.9×10^{-8}	0.41
	4	4.98/3.23	-----	$< 10^{-10}$	0.05
	5	6.73/4.98	7.7×10^{-8}	3.9×10^{-8}	0.45
	6	8.48/6.73	9.3×10^{-8}	4.7×10^{-8}	0.48
	7	10.23/8.48	7.1×10^{-9}	3.6×10^{-9}	0.20
	8	10.73/8.98	8.1×10^{-9}	4.1×10^{-9}	0.21
R-2	1	1.88/0.13	1.1×10^{-7}	5.4×10^{-8}	0.51
	2	3.47/1.72	8.5×10^{-7}	4.3×10^{-7}	1.01
	3	3.22/1.47	2.6×10^{-9}	1.3×10^{-9}	0.14
	4	5.22/3.47	3.2×10^{-5}	1.6×10^{-5}	3.28
	5	6.97/5.22	3.3×10^{-7}	1.7×10^{-7}	0.74
	6	8.72/6.97	1.1×10^{-8}	5.5×10^{-7}	0.91
	7	10.47/8.72	2.2×10^{-8}	1.1×10^{-8}	0.30
R-3	1	2.09/0.34	3.7×10^{-9}	1.9×10^{-9}	0.16
	2	3.84/2.09	1.0×10^{-9}	5.2×10^{-10}	0.11
	3	5.59/3.84	8.3×10^{-10}	4.2×10^{-10}	0.10
	4	7.34/5.59	1.9×10^{-9}	9.5×10^{-10}	0.11
	5	9.09/7.34	2.8×10^{-9}	1.4×10^{-9}	0.14
	6	10.84/9.09	1.5×10^{-6}	7.5×10^{-7}	1.21
R-4	1	-0.08/-1.83	8.1×10^{-9}	4.1×10^{-9}	0.21
	2	1.67/-0.08	2.8×10^{-7}	1.4×10^{-7}	0.70
	3	3.42/1.67	2.8×10^{-7}	1.4×10^{-7}	0.70
	4	5.17/3.42	1.5×10^{-5}	7.7×10^{-6}	2.61
	5	6.92/5.17	2.8×10^{-9}	1.4×10^{-9}	0.14
	6	8.67/6.92	8.7×10^{-8}	4.4×10^{-8}	0.47

Tableau C-1. (Suite)

Forage	Essai	Élévation (m)	$Q/\Delta H$ (m ² /s)	K_p (m/s)	$2b_{fu}$ (mm)
R-5	1	4.20/2.45	2.8×10^{-9}	1.4×10^{-9}	0.14
	2	5.95/4.20	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	0.63
	3	7.70/5.95	6.7×10^{-9}	3.4×10^{-9}	0.19
	4	9.45/7.70	2.8×10^{-9}	1.4×10^{-9}	0.14
	5	11.20/9.45	1.2×10^{-9}	6.3×10^{-10}	0.11
	6	12.95/11.20	4.3×10^{-9}	2.2×10^{-9}	0.16
R-6	1	3.21/1.46	1.1×10^{-4}	5.7×10^{-5}	5.13
	2	4.96/3.21	2.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	2.91
	3	6.71/4.96	2.2×10^{-5}	1.1×10^{-5}	3.02
	4	8.46/6.71	2.8×10^{-5}	1.4×10^{-5}	3.25
	5	10.21/8.46	1.5×10^{-9}	7.5×10^{-10}	0.11
	6	11.96/10.21	6.9×10^{-7}	3.5×10^{-7}	0.94
	7	12.71/10.96	1.9×10^{-7}	9.7×10^{-8}	0.53
R-7	1	2.16/0.41	3.6×10^{-9}	1.8×10^{-9}	0.16
	2	3.91/2.16	1.4×10^{-9}	7.0×10^{-10}	0.11
	3	5.66/3.91	2.2×10^{-9}	1.1×10^{-9}	0.11
	4	7.41/5.66	3.5×10^{-9}	1.8×10^{-9}	0.16
	5	9.16/7.41	2.8×10^{-9}	1.4×10^{-9}	0.14
	6	10.91/9.16	3.0×10^{-9}	1.5×10^{-9}	0.14
	7	11.91/10.16	4.9×10^{-9}	2.5×10^{-9}	0.18

Données tirées du rapport de Lapcevic (1988)

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS DE LA MÉTHODE D'INTERPRÉTATION DES
ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE SELON COOPER ET AL. (1967)

En supposant que le rabattement et l'écoulement de l'eau sont concentriques et symétriques autour du puits d'essai, l'équation de l'écoulement en régime transitoire prend la forme suivante lorsqu'elle est exprimée selon des coordonnées radiales en une dimension:

$$(\delta^2 h / \delta r^2) + (1/r) (\delta h / \delta r) = (S/T) (\delta h / \delta r) \quad \text{pour } r > r_w$$

où h: charge hydraulique (m)

r: rayon d'influence (m)

r_w : rayon du forage dans le roc (m)

S: coefficient d'emménagement (sans dimension)

T: transmissivité (m^2/s)

t: temps (s).

Les conditions initiales sont:

avant l'injection de l'eau, la charge hydraulique est constante et uniforme dans toute la formation aquifère:

$$h(r, 0) = 0 \quad \text{pour } r > r_w$$

et la charge hydraulique "H(0)" à t = 0, est proportionnelle au volume d'eau (V) introduit instantanément dans le puits d'essai:

$$H(0) = \frac{V}{\pi r_c^2}$$

où r_c est le rayon du tubage en chlorure de polyvinyle (CPV) (m).

Les conditions limites supposent qu'il n'y a pas de variation de la charge hydraulique aux frontières de la formation aquifère (i.e. à l'infini):

$$h(\infty, t) = 0 \quad \text{pour } t > 0$$

et qu'il n'y a pas de pertes de charge à la paroi du forage:

$$h(r_w + 0, t) = H(t) \quad \text{pour } t > 0$$

où $H(t)$ est la charge hydraulique (m) au temps "t".

Le volume d'eau qui entre dans la formation aquifère correspond au volume d'eau qui baisse dans le puits d'essai:

$$\frac{2\pi r_w T [\delta h(r_w + 0, t)]}{\delta r} = \frac{\pi r_c^2 \delta H(t)}{\delta t} \quad \text{pour } t > 0$$

En utilisant une analogie avec la théorie du transfert des chaleurs, Cooper et al. (1967) ont solutionné l'équation différentielle en tenant compte des hypothèses de base émises à la section 5.4.1 et en considérant les conditions initiales et limites décrites ci-haut. La solution de l'équation est:

$$H = \frac{(S H_o \alpha)}{\pi^2} \int_0^\infty \frac{e^{-wu^2/\alpha} du}{u \Delta(u)}$$

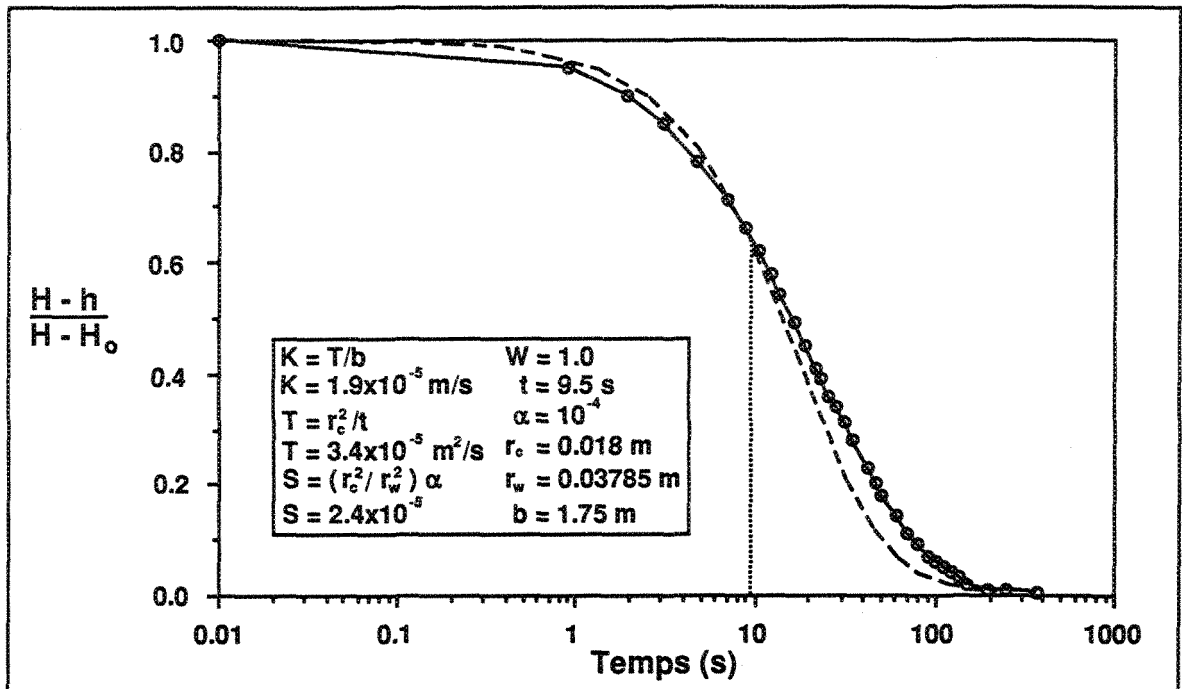
où

$$W = \frac{T t}{r_c^2} \quad (\text{sans dimension})$$

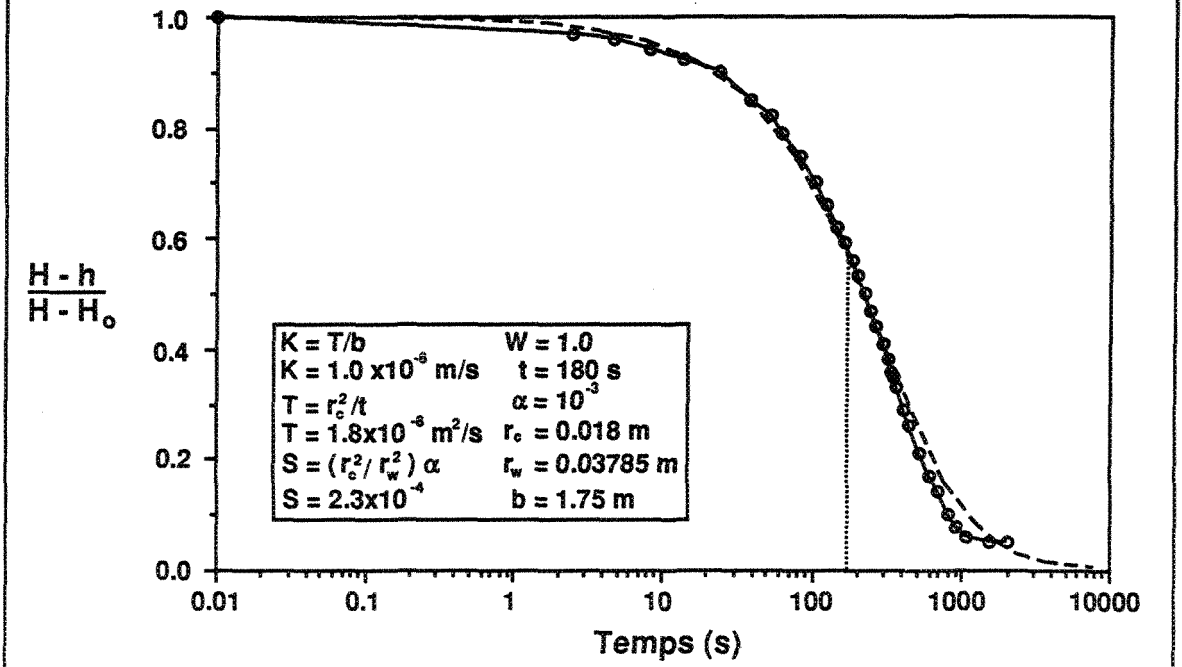
et

$$\alpha = \frac{r_w^2 S}{r_c^2} \quad (\text{sans dimension})$$

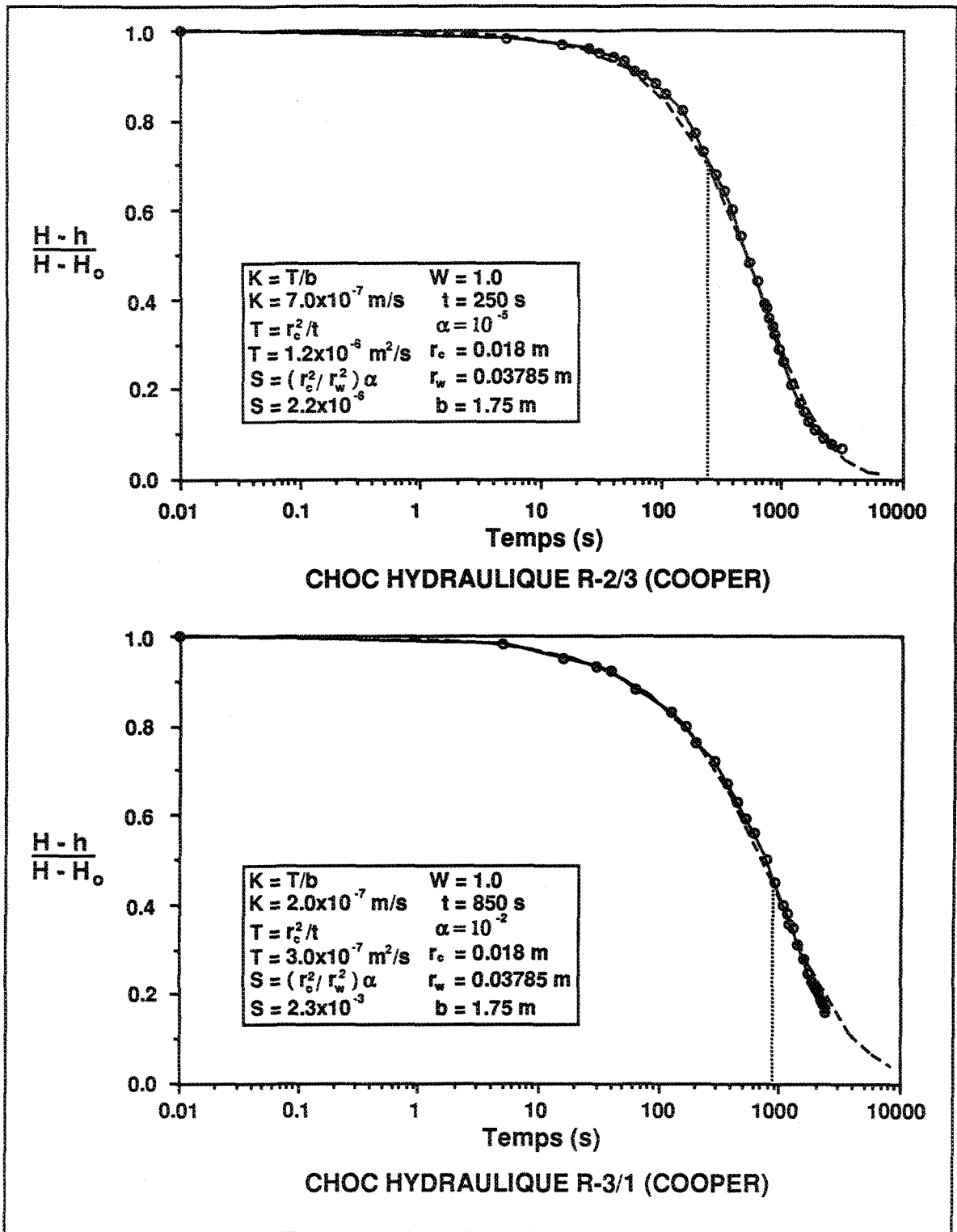
Des abaques d'interprétation sont tracés à partir des valeurs de " $H - h/H - H_0$ " et de " W " qui sont contenues dans des tables (Cooper et al., 1967; Papadopoulos et al., 1973). Le temps " t " est trouvé graphiquement en portant sur un graphique semi-logarithmique le temps (t) en fonction de la différence des charges hydrauliques ($H - h/H - H_0$). En faisant coïncider les axes du graphe des courbes types avec le graphe expérimental, une courbe type est superposée à un maximum de points pour déterminer la valeur du paramètre " α ". À l'endroit où $W = 1.0$, la valeur du temps " t " est déterminée.

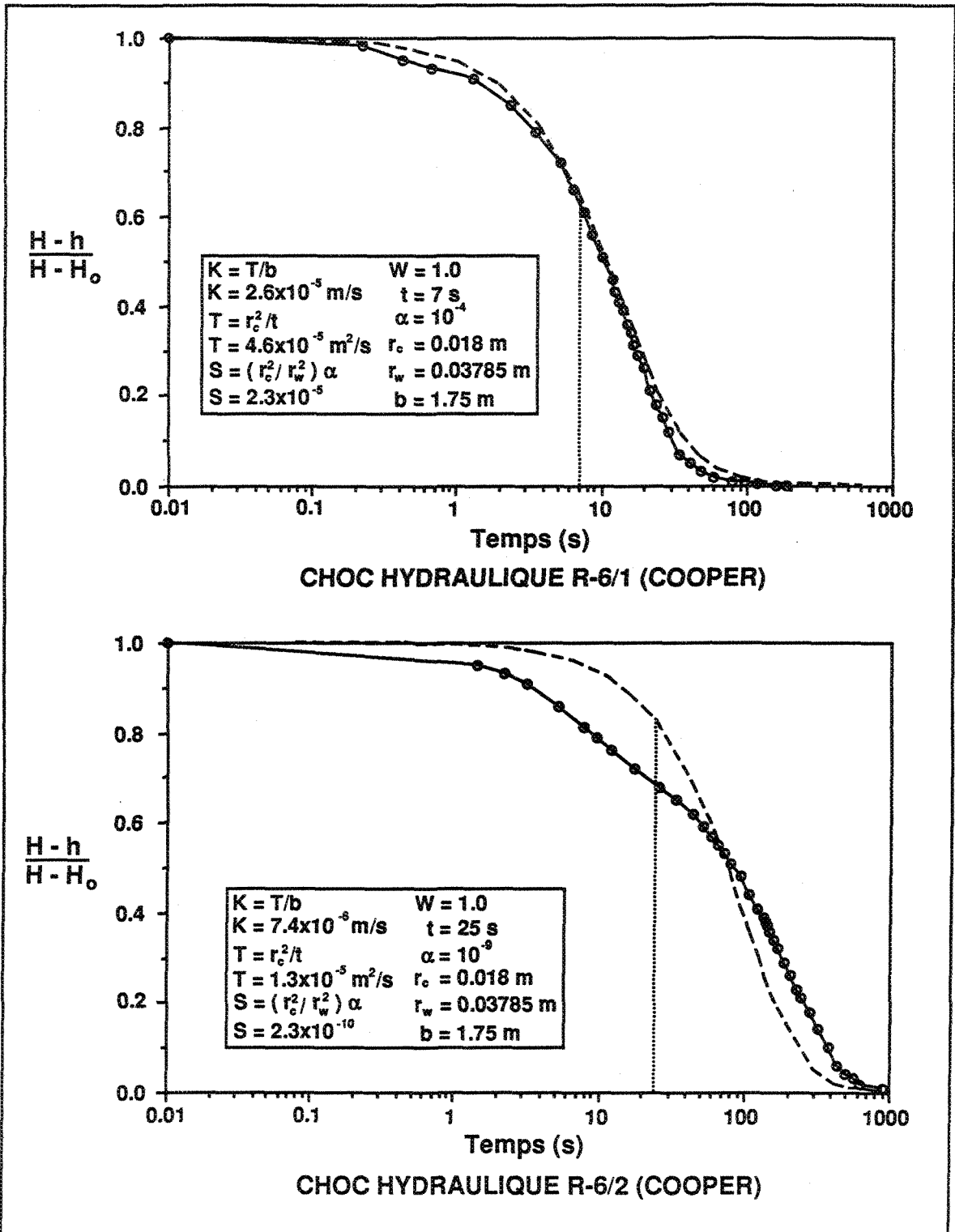


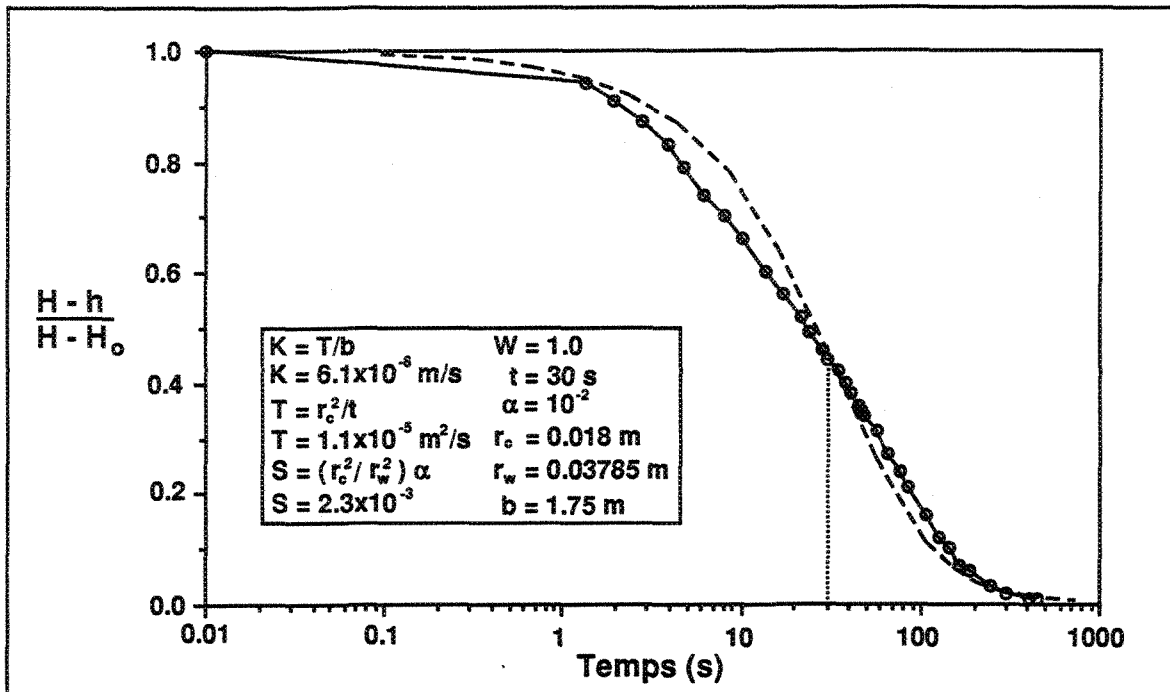
CHOC HYDRAULIQUE R-2/1 (COOPER)



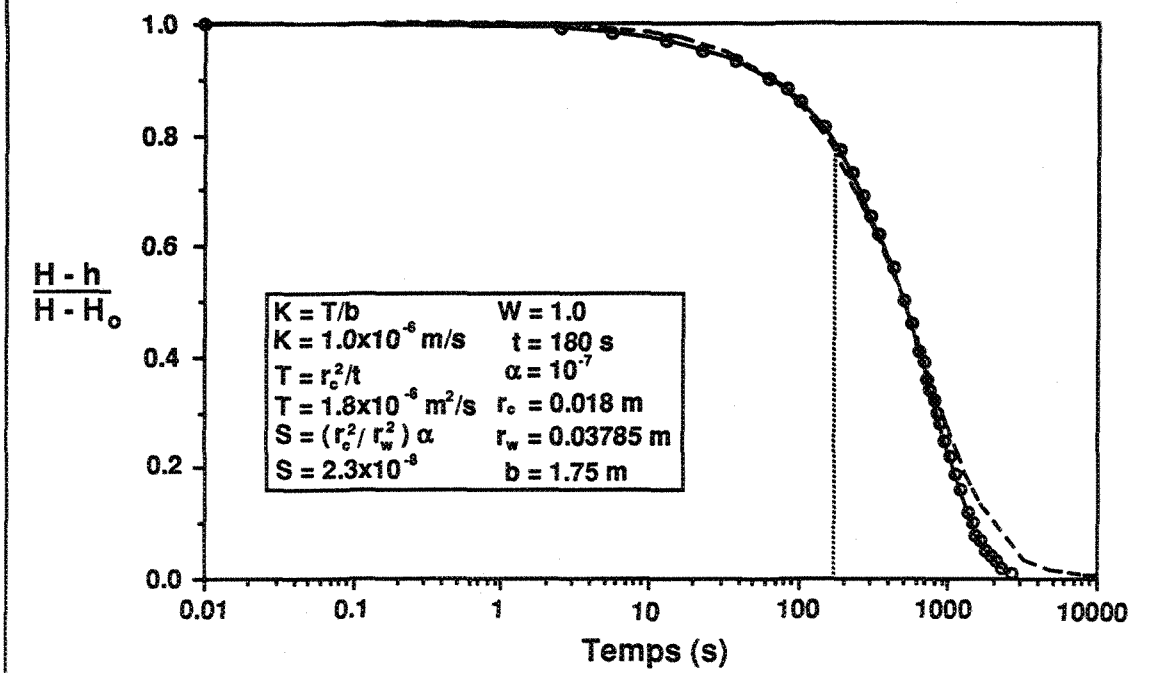
CHOC HYDRAULIQUE R-2/2 (COOPER)



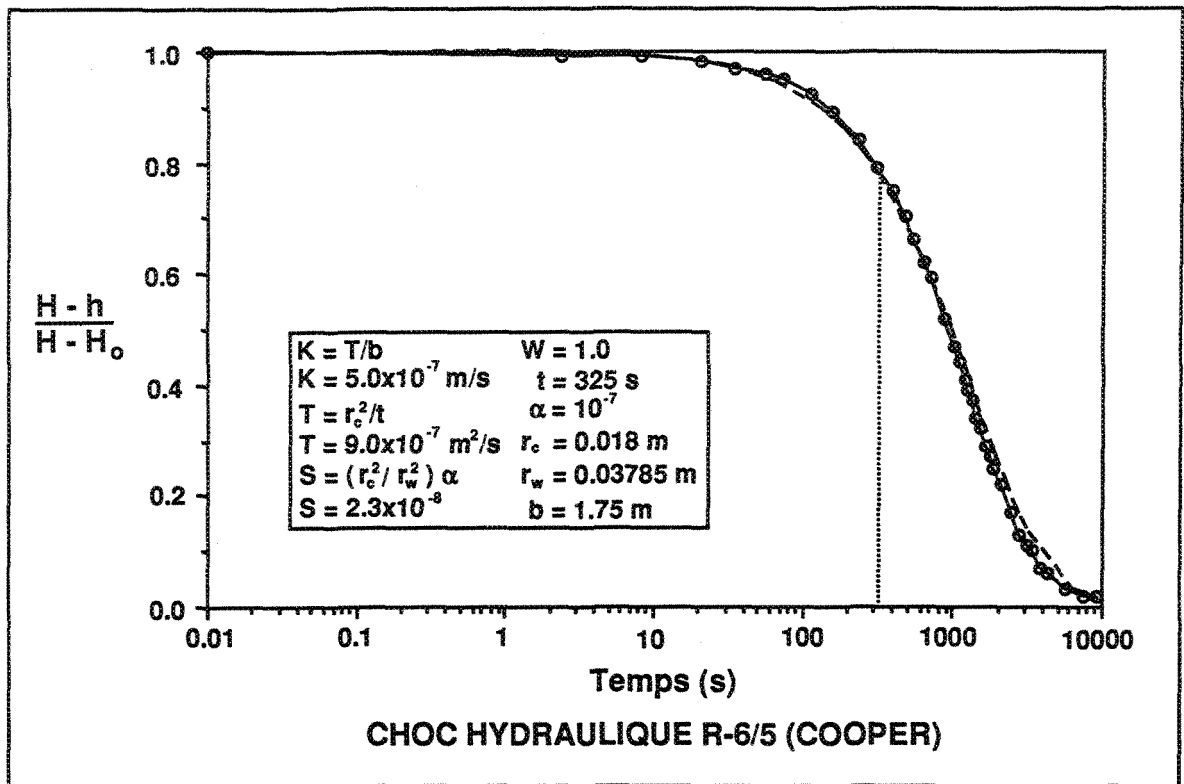


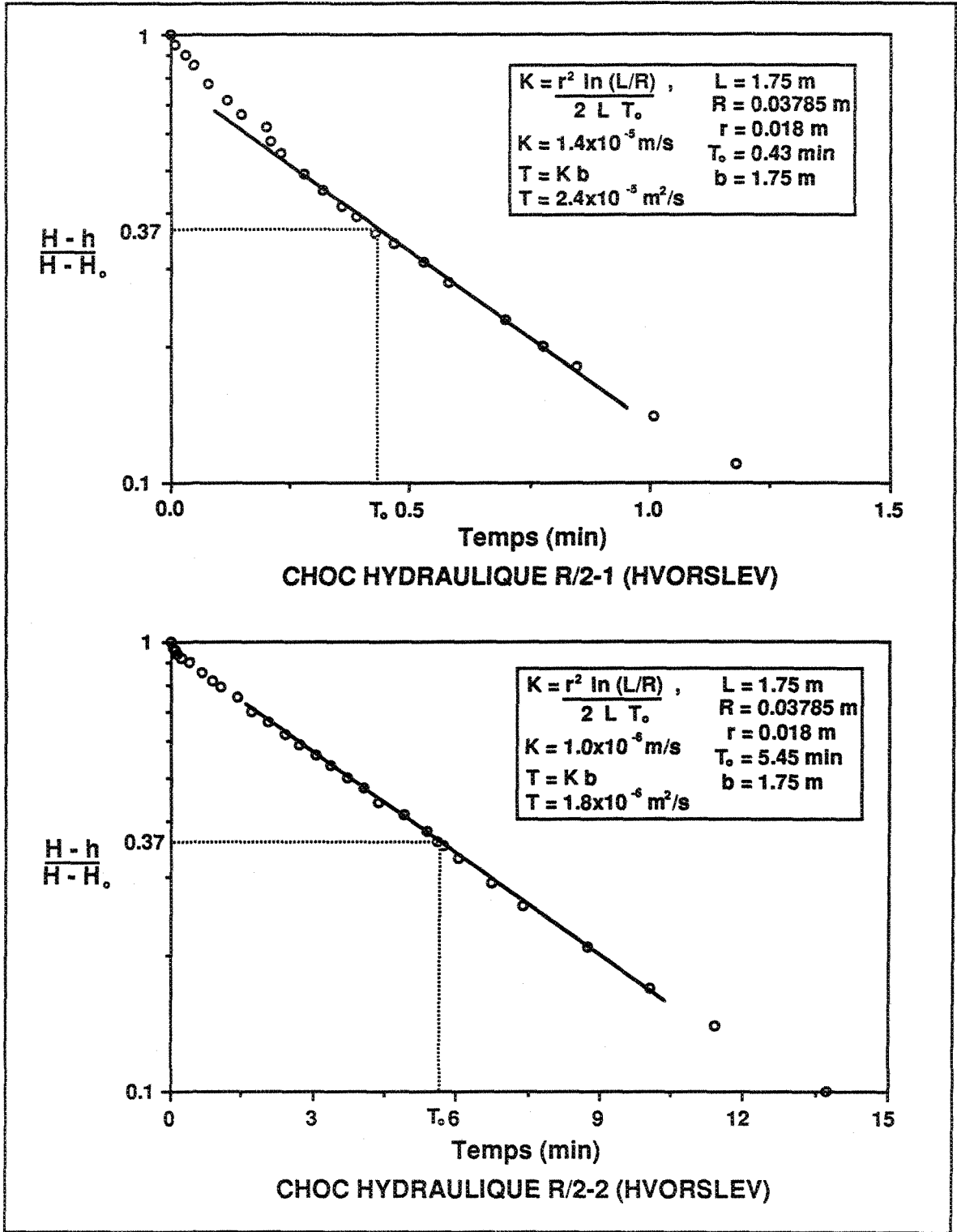


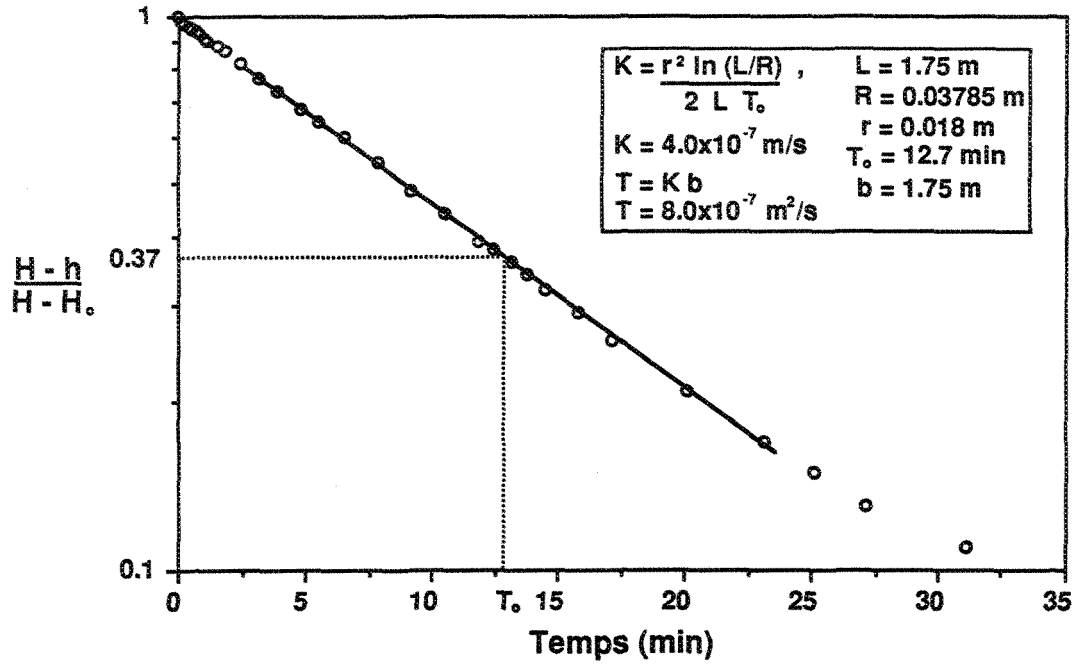
CHOC HYDRAULIQUE R-6/3 (COOPER)



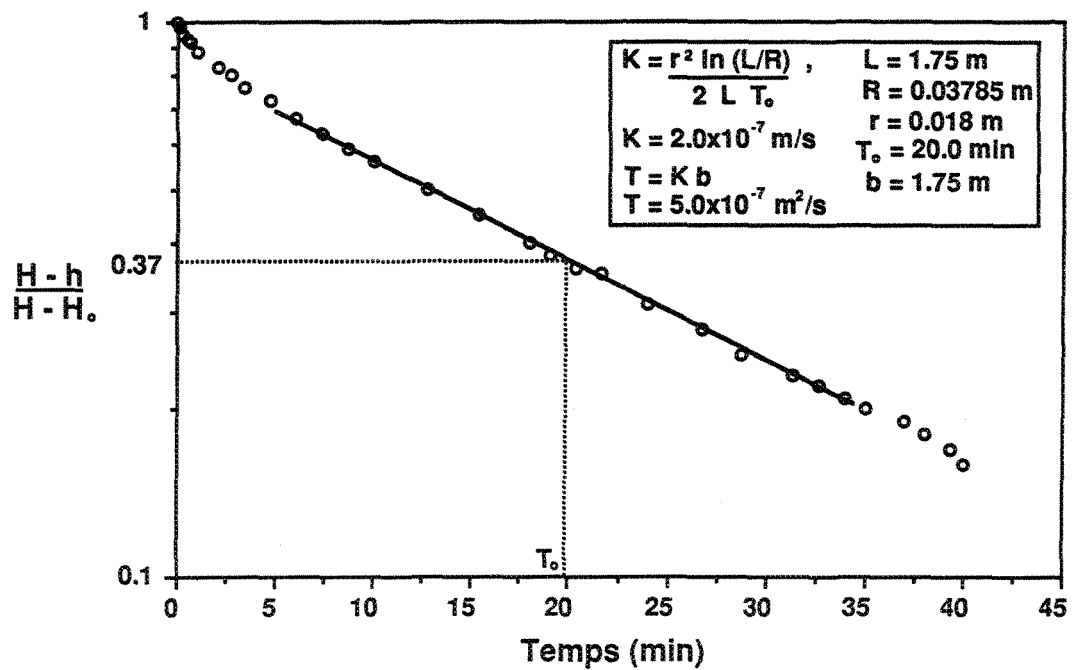
CHOC HYDRAULIQUE R-6/4 (COOPER)



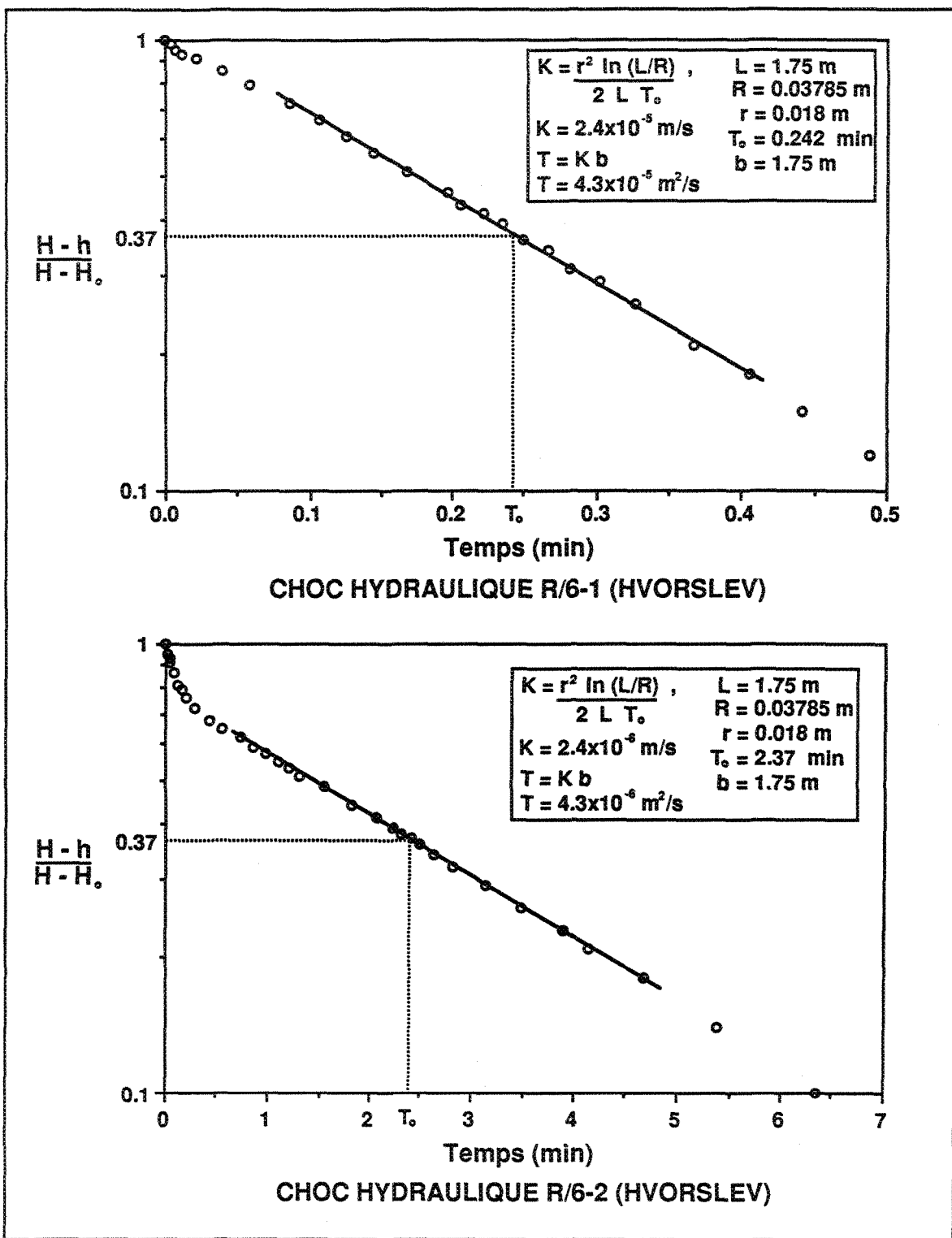


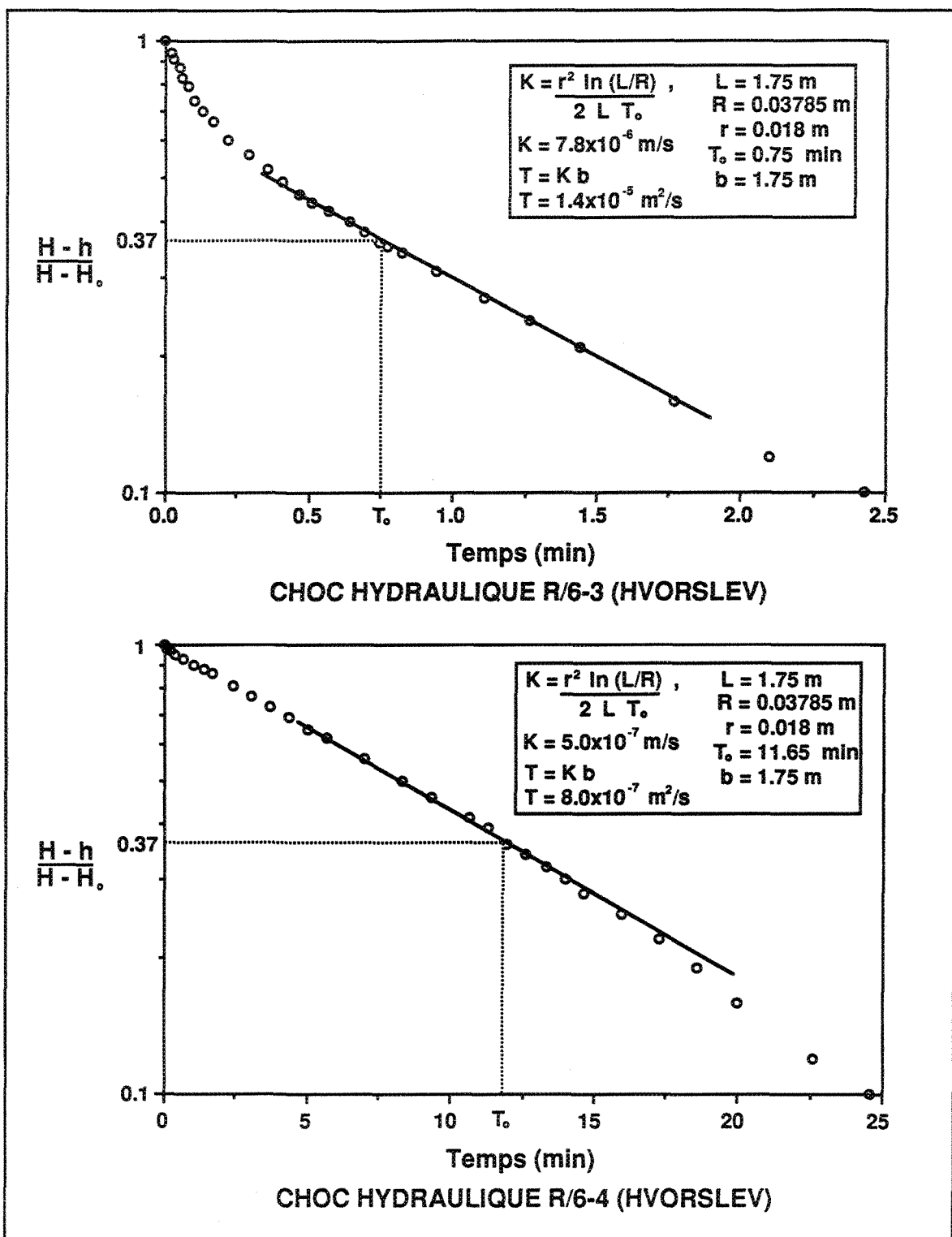


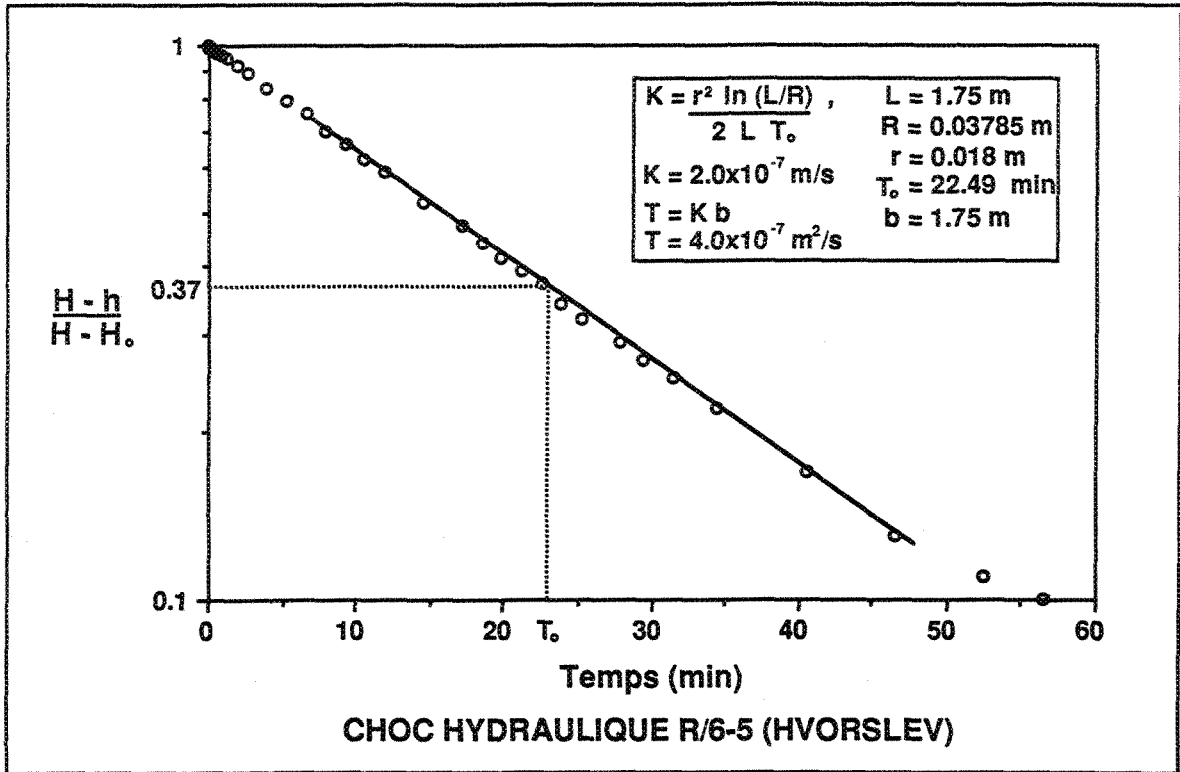
CHOC HYDRAULIQUE R/2-3 (HVORSLEV)



CHOC HYDRAULIQUE R/3-1 (HVORSLEV)







ANNEXE D
ESSAIS ET MESURES EN LABORATOIRE

Tableau D-1. Caractéristiques physiques des échantillons de roc

Échantillon	Caractéristiques physiques
R-1/1	1 micro-fissure verticale d'extension limitée remplie de calcite 1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer Granulométrie fine Patine beige-brunâtre Écoulement par la micro-fissure verticale
R-1/2	3 micro-fissures horizontales remplies d'oxydes de fer Granulométrie fine Écoulement par les 3 micro-fissures
R-1/3	2 micro-fissures horizontales remplies d'oxydes de fer Granulométrie moyenne Écoulement par les 2 micro-fissures
R-2/1	1 micro-fissure verticale d'extension limitée remplie de calcite 1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer 1 veinule de calcite verticale d'extension limitée Granulométrie fine Écoulement par les micro-fissures et la veinule
R-2/2	1 micro-fissure verticale d'extension limitée remplie de calcite 1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer Granulométrie fine Forage axial non centré Écoulement par les micro-fissures et la veinule
R-3/1	1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer Granulométrie moyenne Écoulement par la micro-fissure
R-3/2	Aucune micro-fissure Granulométrie moyenne Écoulement par la matrice
R-3/3	1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer Granulométrie fine Écoulement par la micro-fissure
R-4/1	6 micro-fissures horizontales remplies d'oxydes de fer Granulométrie fine Écoulement par les micro-fissures

Tableau D-1. (Suite)

Échantillon	Caractéristiques physiques
R-4/2	1 micro-fissure horizontale remplie d'oxydes de fer Granulométrie fine Écoulement par la micro-fissure
R-5/1	Aucune micro-fissure Granulométrie moyenne Patine beige-brunâtre Écoulement par la matrice
R-5/2	3 micro-fissures horizontales remplies d'oxydes de fer Plusieurs micro-fissures verticales et horizontales d'extension limitée Granulométrie fine à moyenne Écoulement par les micro-fissures
R-6/1	4 micro-fissures verticales d'extension limitée Plusieurs micro-fissures verticales et horizontales d'extension limitée Granulométrie fine Écoulement par les micro-fissures
R-6/2	Aucune micro-fissure Granulométrie fine Patine beige-brunâtre Écoulement par la matrice
R-6/3	Aucune micro-fissure Granulométrie fine à moyenne Écoulement par la matrice
R-7/1	Aucune micro-fissure Granulométrie fine Patine beige-brunâtre Écoulement par la matrice
R-7/2	3 micro-fissures horizontales remplies d'oxydes de fer 3 micro-fissures verticales d'extension limitée Granulométrie fine Écoulement par les micro-fissures

DÉVELOPPEMENT DES ÉQUATIONS DE L'ÉCOULEMENT DANS UN MILIEU
POREUX ÉQUIVALENT LORS DES ESSAIS PERMÉAMÉTRIQUES

Selon les hypothèses de base énumérées à la section 6.2.2 et en négligeant l'effet des extrémités où l'écoulement n'est pas radial, le débit d'eau (Q) qui percole au travers un cylindre coaxial de rayon (r), sous un régime d'écoulement permanent, est donné par l'expression suivante selon des coordonnées radiales:

$$Q = K_r 2 \pi r L_{\text{eff}} \frac{dH}{dr} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

où K_r : conductivité hydraulique radiale (m/s)

r : rayon de l'échantillon (m)

L_{eff} : longueur effective sur laquelle l'écoulement est radial (m)

$\frac{dH}{dr}$: gradient hydraulique dans un système d'écoulement radial (sans dimension).

Les conditions limites supposent qu'il n'y a pas de pertes de charge:

$$H_o = H \text{ à } r = r_i \quad (\text{mode d'écoulement divergent})$$

et $H_o = H \text{ à } r = r_e \quad (\text{mode d'écoulement convergent})$

où H : charge hydraulique (m)

H_o : charge hydraulique initiale (m)

r : distance radiale (m)

r_i : rayon du forage axial dans l'échantillon (m)

r_e : rayon de la carotte (m)

et qu'il n'y a pas de charge hydraulique imposée à la limite du rayon d'influence:

$$H = 0 \text{ à } r = r_e \quad (\text{mode d'écoulement divergent})$$

et $H = 0 \text{ à } r = r_i \quad (\text{mode d'écoulement convergent})$

En sachant que le gradient hydraulique n'est pas constant dans l'échantillon, mais varie logarithmiquement avec la distance radiale (r), l'équation de l'écoulement prend alors la forme suivante:

$$\frac{dr}{r} = K_r \frac{2 \pi L_{\text{eff}}}{Q} dH$$

En intégrant cette équation sur toute la longueur du trajet de l'eau (i.e entre r_i et r_e), en considérant les conditions limites imposées, le débit (Q) s'exprime en fonction du différentiel de charge (ΔH) et des rayons pour les deux modes d'écoulement radial, où:

$$Q = \frac{2 \pi L_{\text{eff}} K_r \Delta H}{\ln (r_e / r_i)} \quad (\text{m}^3 / \text{s})$$

et $K_r = \frac{Q}{\Delta H 2 \pi L_{\text{eff}}} \ln (r_e / r_i) \quad (\text{m/s})$

Tableau D-2. Résultats des essais perméométriques

Échantillon	Élévation (m)	ΔH (m)	Charge axiale (kPa)	K_r	
				Divergent (m/s)	Convergent (m/s)
R-1/1	9.41/9.30	14.07	0	2.1×10^{-8}	2.6×10^{-8}
			427	1.5×10^{-8}	1.8×10^{-8}
			627 *	1.4×10^{-8}	1.5×10^{-8}
			827	1.3×10^{-8}	1.6×10^{-8}
			1027	1.3×10^{-8}	1.7×10^{-8}
			1027	1.9×10^{-8}	1.5×10^{-8}
			827	1.9×10^{-8}	1.4×10^{-8}
			627 *	1.8×10^{-8}	1.4×10^{-8}
			427	1.7×10^{-8}	1.3×10^{-8}
			0	2.3×10^{-8}	1.9×10^{-8}
			R-1/2	0.81/0.70	77.31
752 *	4.7×10^{-11}	4.6×10^{-11}			
1052	4.6×10^{-11}	4.0×10^{-11}			
R-1/3	-1.63/-1.74	77.31	0	3.3×10^{-11}	3.1×10^{-11}
			792 *	2.6×10^{-11}	2.4×10^{-11}
			1092	2.6×10^{-11}	2.1×10^{-11}
R-2/1	11.68/11.57	84.34	0	1.4×10^{-11}	6.7×10^{-11}
			280	2.5×10^{-11}	6.1×10^{-11}
			580 *	1.4×10^{-11}	5.2×10^{-11}
			780	1.4×10^{-11}	4.7×10^{-11}
			980	1.0×10^{-11}	4.3×10^{-11}
			980	1.1×10^{-11}	3.9×10^{-11}
			780	1.0×10^{-11}	3.7×10^{-11}
			580 *	1.2×10^{-11}	3.3×10^{-11}
			280	1.4×10^{-11}	3.0×10^{-11}
			0	1.3×10^{-11}	3.0×10^{-11}
R-2/2	-0.41/-0.52	84.34	0	3.4×10^{-11}	3.8×10^{-11}
			761 *	3.4×10^{-11}	3.2×10^{-11}
			1061	3.1×10^{-11}	3.0×10^{-11}
R-3/1	11.65/11.40	35.14	0	1.0×10^{-10}	1.1×10^{-10}
			596 *	1.3×10^{-11}	8.6×10^{-11}
			896	8.4×10^{-11}	6.1×10^{-11}
R-3/2	6.29/6.12	84.34	0	3.1×10^{-11}	3.1×10^{-11}
			365	2.8×10^{-11}	2.8×10^{-11}
			665 *	2.5×10^{-11}	2.5×10^{-11}
			865	2.5×10^{-11}	2.5×10^{-11}

Tableau D-2. (Suite)

Échantillon	Élévation (m)	ΔH (m)	Charge axiale (kPa)	K_r	
				Divergent (m/s)	Convergent (m/s)
R-3/2	6.29/6.12	84.34	1065	2.4×10^{-11}	2.3×10^{-11}
			1065	2.4×10^{-11}	2.3×10^{-11}
			865	2.5×10^{-11}	2.2×10^{-11}
			665 *	2.6×10^{-11}	2.3×10^{-11}
			365	2.8×10^{-11}	2.4×10^{-11}
			0	2.7×10^{-11}	2.8×10^{-11}
R-4/1	3.79/3.56	56.23	0	9.9×10^{-11}	3.2×10^{-11}
			681 *	4.4×10^{-11}	2.8×10^{-11}
			981	4.0×10^{-11}	2.4×10^{-11}
R-4/2	-0.70/-0.81	119.48	0	7.5×10^{-12}	6.3×10^{-12}
			752 *	7.5×10^{-12}	6.9×10^{-12}
			1052	6.3×10^{-12}	5.7×10^{-12}
R-5/1	8.82/8.87	119.48	0	5.9×10^{-12}	8.1×10^{-12}
			735 *	8.1×10^{-12}	6.5×10^{-12}
			1035	8.1×10^{-12}	5.9×10^{-12}
R-5/2	1.99/1.82	35.14	0	3.5×10^{-10}	4.3×10^{-10}
			845 *	2.3×10^{-10}	2.8×10^{-10}
			1145	2.0×10^{-10}	2.9×10^{-10}
R-6/1	13.24/13.07	35.14	0	1.0×10^{-8}	8.0×10^{-9}
			656 *	9.0×10^{-9}	9.0×10^{-9}
			956	8.0×10^{-9}	8.0×10^{-9}
R-6/2	11.42/11.17	119.48	0	8.5×10^{-13}	1.1×10^{-12}
			719 *	1.1×10^{-12}	1.4×10^{-12}
			1019	1.1×10^{-12}	1.1×10^{-12}
R-6/3	3.18/3.07	84.34	0	2.2×10^{-11}	1.6×10^{-11}
			854 *	1.3×10^{-11}	1.4×10^{-11}
			1054	1.3×10^{-11}	1.3×10^{-11}
R-7/1	5.74/5.57	84.34	0	5.1×10^{-12}	5.1×10^{-12}
			856 *	5.9×10^{-12}	5.1×10^{-12}
			1156	5.1×10^{-12}	5.1×10^{-12}
R-7/2	2.06/1.89	77.31	0	4.0×10^{-11}	2.9×10^{-11}
			914 *	3.3×10^{-11}	2.5×10^{-11}
			1214	3.1×10^{-11}	2.5×10^{-11}

* La charge axiale correspond à la pression lithostatique "in situ".

Tableau D-3. Distribution (en pourcentage) du plus grand diamètre apparent des pores

Éch.	Classes (µm)							
	0-25	25-50	50-75	75-100	100-125	125-150	150-175	175-200
LR-1/1	18.5	49.5	19.5	8.5	2.5	1.5	0.0	0.5
TR-1/1	23.5	43.0	15.5	11.5	1.0	4.5	0.0	1.0
LR-1/2	23.0	46.0	20.0	8.5	1.5	0.5	0.5	
TR-1/2	12.5	40.5	21.0	16.0	4.0	4.5	0.0	1.5
LR-1/3	6.0	32.0	20.5	23.0	8.5	8.5	0.0	1.5
TR-1/3	6.5	29.5	20.5	29.5	6.0	6.0	2.0	
LR-2/1	42.0	38.0	10.0	9.5	0.5			
TR-2/1	40.0	45.0	9.5	6.5				
LR-2/2	45.0	41.5	9.0	4.5				
TR-2/2	39.5	38.5	14.5	7.5				
LR-3/1	39.0	40.5	14.5	5.5	0.5			
TR-3/1	44.0	46.5	9.5					
LR-3/2	37.0	45.5	12.5	5.0				
TR-3/2	35.0	44.5	12.5	8.0				
LR-3/3	40.5	37.5	16.0	6.0				
TR-3/3	43.5	41.5	11.5	3.5				
LR-4/1	44.0	40.0	13.0	3.0				
TR-4/1	37.5	44.5	14.0	4.0				
LR-4/2	47.0	38.0	10.0	4.5	0.5			
TR-4/2	37.5	35.5	15.5	10.0	1.5			
LR-5/1	55.0	30.0	9.0	5.0	1.0			
TR-5/1	48.5	37.0	12.5	2.0				
LR-5/2	48.0	38.0	8.5	5.5				
TR-5/2	38.0	37.5	13.5	7.5	2.5	1.0		
LR-6/1	50.5	37.0	8.0	4.5				
TR-6/1	51.0	29.0	10.5	9.5				
LR-6/2	45.5	43.5	7.0	4.0				

Tableau D-3. (Suite)

Éch.	Classes (µm)							
	0-25	25-50	50-75	75-100	100-125	125-150	150-175	175-200
TR-6/2	48.0	40.0	5.5	6.0	0.5			
LR-6/3	39.0	38.5	11.0	10.0	1.0	0.5		
TR-6/3	44.0	35.0	10.0	9.5	0.5	1.0		
LR-7/1	43.5	40.0	8.5	6.0	1.5	0.5		
TR-7/1	37.5	36.5	13.0	11.0	1.0	1.0		
LR-7/2	53.0	37.5	5.5	2.5	0.5	1.0		
TR-7/2	55.5	33.0	8.5	1.5	0.5	1.0		