

Guide

des essais

de pompage et

leurs interprétations

Robert P. Chapuis

Guide
des essais
de pompage et
leurs interprétations

Robert P. Chapuis

Le contenu de cette publication a été réalisé par le Service de l'aménagement et des eaux souterraines du ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs.

Conception de la couverture
Barrette Communication Graphique

Illustrations techniques
Bertrand Lachance, BLi inc.

Remerciements

Le Guide des essais de pompage et leurs interprétations n'aurait pas pu être réalisé sans l'aide et le support de plusieurs personnes qui l'ont révisé et commenté. Mes remerciements s'adressent particulièrement à Luc Champagne, Raynald Lacouline, Renald McCormack, Michel Ouellet et Henri Saint-Martin du ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, à Djaouida Chenaf du Collège militaire royal de Kingston en Ontario, et à plusieurs collaborateurs.

Dépôt légal
Bibliothèque et archives nationales du Québec, 2007
ISBN 978-2-550-50664-5 (PDF)

© Gouvernement du Québec

TABLE DES MATIÈRES

1. Concepts de base et définitions	1
1.1 Aquifère, aquitard, aquiclude	2
1.2 Propriétés physiques	3
1.2.1 Porosité, indice des vides	3
1.2.2 Teneur en eau, masses et poids volumiques, densités	4
1.2.3 Classification de l'eau interstitielle	4
1.2.4 Types de porosité	5
1.2.5 Viscosité et viscosité cinématique de l'eau	6
1.2.6 Masse volumique de l'eau	7
1.2.7 Compressibilité de l'eau	8
1.3 Charge hydraulique et piézométrie	8
1.3.1 Définition	8
1.3.2 Principe de l'écoulement	9
1.3.3 Mesure de la charge hydraulique ou de la pression interstitielle	10
1.3.4 Rabattement et impression	11
1.4 Loi de Darcy	11
1.4.1 Formule de la Loi de Darcy	12
1.4.2 Généralisation à 3 dimensions, écoulements saturés ou pas	14
1.4.3 Paramètres hydrauliques des aquifères et aquitards	14
1.5 Loi de conservation	16
1.6 Régimes permanent et transitoire	16
2. Essais de perméabilité in situ	17
2.1 Principe, objectifs, informations et difficultés	17
2.1.1 Principe	17
2.1.2 Objectifs	17
2.1.3 Informations préalables à la réalisation de l'essai	18
2.1.4 Prévoir quelques difficultés pratiques de réalisation	18
2.2 Les trois catégories d'essais et leurs hypothèses	19
2.3 Méthode dite de Hvorslev (1951)	21
2.4 Méthode de Bouwer et Rice (1976)	24
2.5 Méthode du graphique des vitesses	26
2.6 Méthode de Cooper <i>et al.</i> (1967)	28
2.7 Méthode de Nguyen et Pinder (1984)	29
2.8 Choisir la bonne méthode	29
2.9 Fiabilité de la valeur K tirée de ces essais	30
3. Essais de pompage ou d'aquifère	31
3.1 Principe	31
3.2 Études préliminaires	31
3.3 Le puits pompé	31
3.4 Piézomètres ou puits d'observation	33

3.5	Mesure du débit pompé	35
3.6	Mesure des rabattements	35
3.6.1	Mesures avant l'essai de pompage	35
3.6.2	Mesures pendant l'essai de pompage	36
3.6.3	Mesures après l'essai de pompage	36
3.7	Durée de l'essai de pompage	37
3.8	Traitement des mesures	37
3.9	Interprétation des mesures	38
4.	Interprétation des essais en régime permanent	39
4.1	Aquifère à nappe libre sans réalimentation	42
4.2	Aquifère à nappe captive sans réalimentation	44
4.3	Aquifère à nappe semi-captive réalimenté par drainance	45
4.4	Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace	47
4.5	Aquifère à nappe libre à toit ou substratum incliné	49
4.6	Aquifère à nappe captive avec gradient initial	49
5.	Interprétation des essais en régime transitoire	51
5.1	Aquifère à nappe captive sans réalimentation	51
5.1.1	Pénétration totale du puits	51
5.1.1.1	La solution de Theis (1935)	51
5.1.1.2	L'approximation de Cooper-Jacob	53
5.1.1.3	Conditions d'utilisation et précision ...	55
5.1.1.4	Solution du graphique distance-rabattement	56
5.1.1.5	Utilisation des données du puits de pompage	57
5.1.2	Pénétration partielle du puits	58
5.1.3	Aquifère à nappe captive avec gradient initial	58
5.2	Aquifère à nappe libre sans réalimentation	58
5.2.1	Différences avec l'aquifère à nappe captive	59
5.2.2	Méthode de Neuman	59
5.2.3	Comportement réel des aquifères à nappe libre	61
5.3	Aquifère à nappe semi-captive réalimenté par drainance	62
5.3.1	Problème examiné et paramètres	62
5.3.2	Méthode de Walton (1962) - S' négligé	63
5.3.3	Méthode du point d'inflexion de Hantush (1956) - S' négligé	64
5.3.4	Méthode de Hantush (1956) pour plusieurs piézomètres - S' négligé	65
5.3.5	Méthodes dans lesquelles S' n'est pas négligé	65
5.4	Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace	66
5.5	Autres cas d'aquifères	66
5.6	Aquifères à perméabilité de fractures	66
6.	Remontée piézométrique après arrêt du pompage	67
6.1	Calcul de T par le rabattement résiduel	67
6.2	Calcul de T et de S par le rabattement résiduel	69

6.3	Prise en compte d'une frontière de recharge détectée pendant le pompage	70
6.4	Détection d'un court-circuit hydraulique par la courbe de remontée	72
7.	Frontières imperméables ou de recharge	73
7.1	Les frontières éloignées et leurs effets	73
7.1.1	Définitions	73
7.1.2	Frontière de recharge	74
7.1.3	Frontière imperméable	74
7.1.4	Autres conditions modifiant les courbes de rabattement	74
7.2	Pompage, régime transitoire, localisation d'une ou deux frontières imperméables	75
7.2.1	Introduction	75
7.2.2	Cas d'une seule frontière rectiligne	76
7.2.3	Cas de deux frontières rectilignes	78
7.2.4	Conclusions et conditions d'utilisation des équations	80
7.3	Pompage, régime transitoire, localisation d'une frontière de recharge	81
7.3.1	Introduction	81
7.3.2	Méthode de la loi des temps	82
7.3.3	Méthode du point d'inflexion	83
7.3.4	Méthode de correction du β apparent	84
7.3.5	Conséquences des erreurs provenant des méthodes courantes	86
7.3.6	Conclusions et conditions d'utilisation des équations	86
8.	Influence de la capacité de puits	87
8.1	Cas de l'aquifère à nappe libre	87
8.2	Cas de l'aquifère à nappe captive	88
8.2.1	Solution de Papadopulos et Cooper (1967)	88
8.2.2	Solution de Chapuis (1992b)	89
8.2.3	Commentaires	90
9.	Performance de l'installation de pompage	91
9.1	Essais de pompage par paliers	91
9.2	Courbes rabattement-distance	94
9.2.1	Aquifère à nappe captive	94
9.2.2	Aquifère à nappe libre	96
10.	Utilisation des données de l'essai de pompage	99
10.1	Introduction	99
10.2	Le rapport d'étude hydrogéologique	99
10.3	Résultats tirés de l'essai de pompage	100
10.4	Résultats tirés de l'étude hydrogéologique	101
10.5	Impacts d'un ouvrage de captage	101
10.6	Exemples d'utilisation des essais de pompage et leurs limitations	102
10.6.1	Exploitation durable de l'aquifère	102
10.6.2	Exploitation durable de l'installation de pompage	107
10.6.3	Risques de contamination de l'eau du puits	107

Références	113
Annexes - Exemples d'interprétation	121
Annexe A : Exemple No.1 de vérification de piézomètre	123
Annexe B : Exemple No.2 de vérification de piézomètre	131
Annexe C : Remontée après pompage, nappe captive	137
Annexe D : Frontière imperméable	141
Annexe E : Frontière de recharge	143
Annexe F : Détection de court-circuit hydraulique	147
Mots clés	155

CHAPITRE 1

CONCEPTS DE BASE ET DÉFINITIONS

Lorsqu'il examine des problèmes relatifs aux eaux souterraines, le spécialiste en hydrogéologie doit généralement répondre à trois grandes questions :

- Quelles sont les caractéristiques de l'aquifère testé ?
- Quelle est la performance de l'installation de pompage ?
- Quels sont les risques environnementaux pour l'aquifère ?

L'essai de pompage constitue un moyen privilégié pour répondre aux deux premières. Toutefois, les préoccupations environnementales ont poussé le spécialiste en hydrogéologie à étendre l'utilisation des résultats de l'essai de pompage, afin d'essayer de répondre à un large éventail de questions sur l'exploitation des eaux souterraines. Voici quelques questions fréquemment posées :

- L'ouvrage de captage proposé pourra-t-il fournir un débit Q durant une période de temps t , afin de répondre aux besoins exprimés par l'exploitant ?
- L'ouvrage de captage proposé produira-t-il des rabattements de la nappe qui vont compromettre l'exploitation durable des autres puits qui sont déjà en exploitation dans les environs ?
- L'existence d'un milieu humide, à proximité du captage proposé, peut-il être mis en cause par l'abaissement des niveaux piézométriques ?
- Les niveaux d'étiage des plans d'eau ou des sources, à proximité du captage proposé, seront-ils modifiés au point où un écosystème aquatique serait menacé ?
- La qualité des eaux souterraines pourra-t-elle être modifiée de façon significative, par exemple en favorisant une intrusion d'eaux salines ?
- L'exploitation du captage proposé peut-il provoquer des tassements susceptibles d'affecter des structures ou des infrastructures ?
- À long terme, l'exploitation du captage proposé peut-il amener une surexploitation de l'aquifère sollicité et compromettre le développement durable des activités dépendant de cet aquifère ?

Pour répondre à ces diverses questions, le spécialiste en hydrogéologie aura souvent recours aux résultats de l'essai de pompage. Le présent Guide des essais de pompage et leurs interprétations doit être vu comme un outil pour les professionnels des eaux souterraines. En préparant ce Guide, l'auteur a essayé de satisfaire les objectifs suivants :

- Faciliter la compréhension des concepts de base, des méthodes d'interprétation, fournir leur description détaillée et leurs hypothèses en termes clairs avec des exemples pédagogiques.
- Ne pas se limiter à des recettes de calcul comme le font plusieurs ouvrages sur le sujet.
- Faire comprendre l'incidence du non-respect des conditions d'utilisation idéales, fournir des exemples détaillés.
- Fournir des façons d'améliorer la fiabilité des valeurs des paramètres tirées d'un essai, en utilisant diverses méthodes d'interprétation, et en donnant des exemples d'interprétations contradictoires et expliquant comment résoudre les contradictions apparentes.
- Fournir des façons de tirer le maximum d'information des données des essais de pompage, qu'ils soient réalisés pour connaître les caractéristiques de l'aquifère, ou pour connaître le rendement de l'installation de pompage.

1.1 Aquifère, aquitard, aquiclude

Un **aquifère** est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, d'où l'on peut extraire de l'eau par pompage de façon économique. Les aquifères non consolidés les plus fréquents sont les dépôts de sable et gravier. Les aquifères consolidés les plus fréquents sont des roches sédimentaires perméables telles les grès et les calcaires, et toutes les roches fracturées ou altérées.

Un **aquitard** est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, d'où on ne peut pas extraire d'eau par pompage de façon économique, mais qui est assez perméable pour laisser percoler des quantités d'eau appréciables quand on se place à l'échelle du kilomètre carré ou plus. Les argiles, les silts et les shales forment des aquitards.

Un **aquiclude** est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, dans laquelle l'eau ne circule pas du tout. Cela pourrait se produire dans des roches ignées ou métamorphiques non fracturées. Dans la réalité, on ne rencontre qu'exceptionnellement un aquiclude. Même si un puits reste sec dans une unité géologique, cette unité laisse cependant percoler des quantités d'eau non négligeables à l'échelle du kilomètre carré ou plus. L'aquiclude est plus une vue de l'esprit qu'une réalité. Pour cette raison, on ne parlera que d'aquifères et d'aquitards dans la suite du texte.

On notera aussi que le terme imperméable n'est pas à prendre stricto sensu dans ce texte, mais de façon relative : un milieu est considéré imperméable si sa perméabilité est négligeable devant celle de l'aquifère étudié.

On ne donne pas des noms différents aux aquitards selon les débits qui les traversent à grande échelle. Par contre, on distingue quatre catégories d'aquifères :

- a) L'**aquifère à nappe captive** est une unité géologique totalement saturée, située entre un plancher «imperméable» (aquitard inférieur) et un plafond ou toit «imperméable» (aquitard supérieur). Le débit d'eau extrait par pompage d'un aquifère à nappe captive provient presque exclusivement du mouvement de l'eau souterraine dans l'aquifère. La contribution au débit pompé provenant des aquitards (supérieur et inférieur) est négligeable.
- b) L'**aquifère à nappe libre** est une unité géologique partiellement saturée, limitée par un plancher «imperméable» (aquitard inférieur) et où il existe une surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique. Le débit d'eau extrait par pompage d'un aquifère à nappe libre provient presque exclusivement de la recharge par les eaux atmosphériques dont l'infiltration est suivie du mouvement de l'eau souterraine dans l'aquifère. La contribution au débit pompé provenant de l'aquitard inférieur est négligeable. Un aquifère à **nappe perchée** est un cas spécial d'aquifère à nappe libre au-dessous duquel il existe une deuxième surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique.
- c) L'**aquifère à nappe semi-captive** est une unité géologique totalement saturée, située entre un plancher «semi-imperméable» (aquitard inférieur) et un plafond «semi-imperméable» (aquitard

supérieur). Le débit d'eau extrait par pompage de cet aquifère provient en partie du mouvement de l'eau souterraine dans l'aquifère et en partie des aquitards (supérieur et inférieur) dont la contribution n'est pas négligeable.

- d) L'**aquifère à nappe semi-libre** est une unité géologique partiellement saturée, où il existe une surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique, et limitée par un plancher «semi-imperméable» (aquitard inférieur). Dans l'aquifère à nappe semi-libre, la contribution au débit pompé provenant de l'aquitard inférieur n'est pas négligeable.

1.2 Propriétés physiques

1.2.1 Porosité, indice des vides

Une représentation simple d'un volume de sol ou de roc comporte toujours 3 phases : solide, liquide et gazeuse. Après de simples mesures, on peut résumer les résultats par le diagramme des phases ci-dessous :

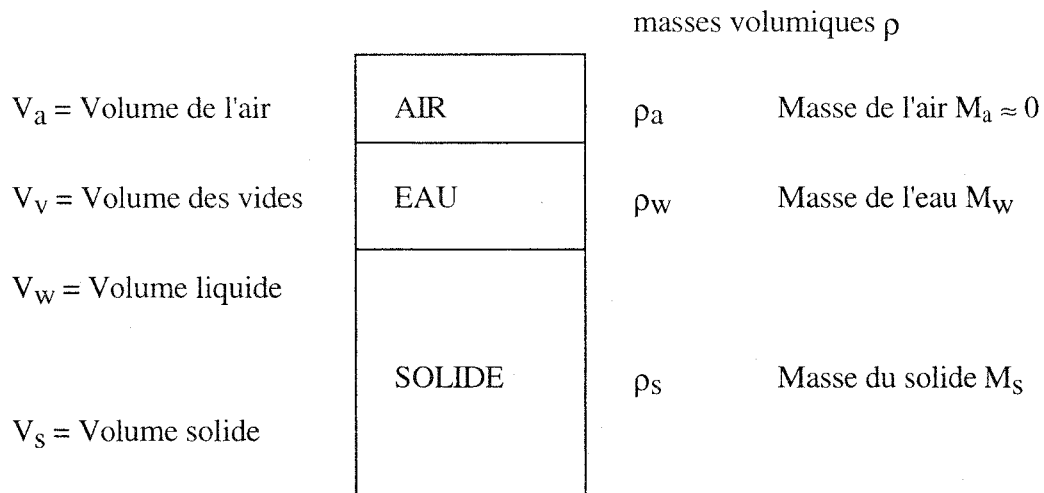


Figure 1.1 : Diagramme de phases.

NOTES :

1. Dans le cas où $V_a = 0$, l'échantillon est dit saturé ($V_{\text{vides}} = V_v = V_w$).
2. Dans la plupart des problèmes on utilise $M_a = 0$.
3. Le volume total est $(V_a + V_w) + V_s = V_v + V_s = V_t$.
4. La masse totale est $M_t = M_w + M_s$.

1.2.2 Teneur en eau, masses et poids volumiques, densités

Masse volumique du solide : $\rho_s = M_s / V_s$ (kg/m³)

Masse volumique du liquide : $\rho_w = M_w / V_w$ (kg/m³)

Masse volumique du sol sec : $\rho_d = M_s / V_t$ (kg/m³)

Poids volumiques : notation $\gamma = \rho g$ avec les indices correspondants.

Densité des grains solides : en français, la densité est obtenue en divisant la masse volumique des grains par la masse volumique du corps utilisé comme référence, l'eau. Le terme anglais «density» se traduit par masse volumique.

$$G \text{ ou } G_s = \frac{\text{masse volumique des grains}}{\text{masse volumique de l'eau}} = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{g\rho_s}{g\rho_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Porosité totale : $n = (V_v / V_t) = \alpha$ (certains auteurs)

Indice des vides : $e = V_v / V_s$

Teneur en eau massique : $w(\%) = (M_w / M_s) \times 100$

Teneur en eau volumique : $\Theta = V_w / V_t$

Degré de saturation : $S_r(\%) = (V_w / V_v)$ ($S_r = 100\%$ si $V_a = 0$)
ou autre définition équivalente $S_r(\%) = \Theta / \Theta_{\max}$

Porosité efficace

$$n_{\text{eff}} = \frac{\text{volume d'eau gravitaire}}{\text{volume total de l'échantillon}} = \frac{V_{wg}}{V_t}$$

Volume d'eau gravitaire +
volume d'eau retenue par adsorption et capillarité = volume total d'eau

1.2.3 Classification de l'eau interstitielle

L'eau d'un aquifère peut être classée de la façon suivante (Castany, 1982) :

- a) **eau gravitaire** : fraction de l'eau souterraine qui se draine sous l'action des forces de gravité uniquement. C'est l'eau mobilisable par drainage et pompage dans un aquifère à nappe libre. On appelle eau gravitaire celle qui est relâchée par un matériau dont le drainage est assuré librement.

- b) **eau de rétention** : fraction de l'eau souterraine maintenue dans les interstices à la surface des grains ou sur des microfissures par la force d'attraction moléculaire. On distingue l'eau *pelliculaire* qui peut être libérée par centrifugation (volume qui dépend de la puissance de la centrifugeuse), et l'eau *adsorbée*, la plus fortement attirée par le grain, qui ne sera libérée que par évaporation en étuve (110°C pendant 24 heures).
- c) **eau capillaire** : fraction de l'eau soumise à la force de tension superficielle (ménisque entre les grains) au-dessus de la surface de la nappe (surface où l'eau est à la pression atmosphérique). Certains auteurs considèrent l'eau capillaire comme partie intégrante de l'aquifère ; d'autres la considèrent extérieure à l'aquifère, au-dessus du toit de la nappe.

On appelle *capacité de rétention* (specific retention) le rapport du volume d'eau retenue dans un matériau au volume total de ce matériau sec (= teneur en eau volumique de rétention = $n(1 - S_r)$). Elle exclut donc l'eau gravitaire et inclut l'eau pelliculaire et l'eau adsorbée. Par abus de langage, on l'appelle eau capillaire.

On appelle *capacité au champ* (field capacity) le rapport de la masse d'eau retenue dans un matériau à la masse de ce matériau sec (= teneur en eau massique de rétention), suite au drainage gravitaire.

1.2.4 Types de porosité

En plus de la porosité totale d'un matériau, on définit différentes porosités selon leur origine, ou selon leur rôle dans les écoulements souterrains.

Porosité primaire : elle correspond aux pores ou interstices contemporains de la formation de la roche ou du sol, comme les fractures de refroidissement des basaltes.

Porosité secondaire : elle correspond aux pores ou interstices postérieurs à la formation de la roche ou du sol, comme les fractures de décompression à la suite du dégel des glaciers.

Porosité efficace : elle correspond aux pores et interstices reliés qui permettent l'écoulement gravitaire des liquides. Elle est reliée à la notion d'emmagasinement de l'eau dans un matériau.

Porosité effective : elle correspond aux pores et interstices reliés à l'état saturé qui permettent l'écoulement. Elle est généralement supérieure à la porosité efficace, parce qu'à l'état saturé de l'eau pelliculaire peut circuler. Elle est calculée à partir de la vitesse moyenne de l'eau souterraine déterminée par un essai de traceur non réactif.

1.2.5 Viscosité et viscosité cinématique de l'eau

a) Symboles et unités

η_w est le symbole de la viscosité dynamique de l'eau, dimension $ML^{-1}T^{-1}$, soit le $kg\ m^{-1}\ s^{-1}$

ν_w est le symbole de la viscosité cinématique de l'eau ($\nu_w = \eta_w/\rho_w$ où ρ_w est la masse volumique de l'eau) ; la dimension de ν_w est L^2T^{-1} , soit le m^2/s .

Valeurs approximatives à 20°C :

$$\eta_w = 10^{-3}\ kg\ m^{-1}\ s^{-1} \approx 10^{-2}\ poise$$

$$\nu_w = 10^{-6}\ m^2s^{-1} \approx 10^{-2}\ Stokes$$

b) Définitions

La viscosité est une propriété matérielle qui intervient dans les relations entre les contraintes internes d'un fluide en mouvement et les paramètres cinématiques qui décrivent ce mouvement. Selon le modèle de comportement du matériau, ou selon son équation constitutive qui peut relier les contraintes, les déformations, les vitesses de déformation, la température, la masse volumique du fluide, et éventuellement d'autres paramètres, on doit donner une définition plus précise.

Par exemple, l'équation de Navier-Stokes suppose que le fluide est de type newtonien. Ceci peut s'exprimer par une loi constitutive faisant intervenir deux paramètres de cisaillement, l'un pour la contrainte moyenne, l'autre pour la contrainte de cisaillement. Dans ce type de fluide, on suppose que les paramètres de viscosité sont fonction de la densité et de la température uniquement, mais pas de la vitesse de cisaillement, $d\tau/dt$.

Beaucoup de fluides ne sont pas newtoniens et leur viscosité dépend de la vitesse de cisaillement. Si cette vitesse est faible - ce qui est le cas général des écoulements souterrains d'eau, d'huile, ou de pétrole - on peut souvent établir une relation linéaire entre viscosité et $d\tau/dt$. Dans le cas d'écoulements diphasiques (eau-pétrole) ou triphasiques (eau-pétrole-gaz), les viscosités relatives et les problèmes interfaciaux sont complexes. Ils ne sont pas abordés dans ce Guide.

La viscosité de l'eau est connue avec une précision de l'ordre de 0,2%. C'est un des paramètres les plus précis des écoulements souterrains, comme on pourra le constater plus loin dans cet ouvrage.

La Figure 1.2 donne la viscosité de l'eau pure (en $10^{-3}\ kg\ m^{-1}\ s^{-1}$) en fonction de la température, à une pression de 100 kPa ou pression atmosphérique dite normale.

On peut estimer la viscosité (en $10^{-3} \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$) par les deux formules suivantes où t_c est la température en degrés Celsius :

De 0 à 20°C :

$$\log \eta_w = \frac{1301}{998,333 + 8,1855 (t_c - 20) + 0,00585 (t_c - 20)^2} - 1,30233$$

De 20 à 100°C :

$$\log \frac{\eta_w}{\eta_{w,20}} = \frac{1,3272 (20 - t_c) - 0,001053 (t_c - 20)^2}{t_c + 105} \quad \text{avec } \eta_{w,20} = 10^{-3} \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-1}$$

Par exemple, l'eau souterraine captée par un puits peut provenir d'eaux de surface qui rejoignent le puits en quelques semaines ou quelques mois. La température de l'eau pompée peut varier de 0,1 à 18°C au Québec. Sa viscosité varie alors de 1,05 à 1,78, ce qui pose divers problèmes, en particulier de débit, rabattement et qualité de l'eau.

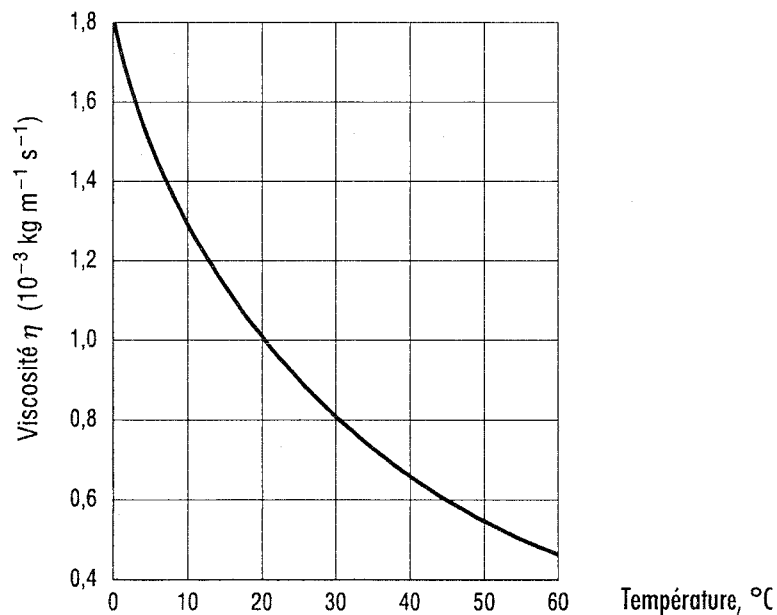


Figure 1.2 : Graphique de la viscosité en fonction de la température (d'après les valeurs de Dorsey, 1968).

1.2.6 Masse volumique de l'eau

La masse volumique de l'eau pure est maximale et égale à 1000 kg/m^3 (1 g/cm^3) à 3,98°C. Le tableau 1 donne la masse volumique de l'eau ρ_w en fonction de la température t_c . Dans les problèmes d'hydrogéologie et d'essais de pompage, la variation de ρ_w avec t_c est généralement négligeable, alors que la variation de la viscosité avec t_c ne l'est pas.

Tableau 1.1 : Masse volumique de l'eau en fonction de la température (d'après Handbook of Chemistry and Physics, 64th ed.)

t_c (°C)	ρ_w (g/cm ³)	t_c (°C)	ρ_w (g/cm ³)
0	0,99987	45	0,99025
3,98	1,00000	50	0,98807
5	0,99999	55	0,98573
10	0,99973	60	0,98324
15	0,99913	65	0,98059
18	0,99862	70	0,97781
20	0,99823	75	0,97489
25	0,99707	80	0,97183
30	0,99567	85	0,96865
35	0,99406	90	0,96534
38	0,99299	95	0,96192
40	0,99224	100	0,95838

1.2.7 Compressibilité de l'eau

Pour diminuer de 1% un volume d'eau liquide à la température ambiante, il faut une pression de 25 MPa (Schoeller, 1962). On considère l'eau comme un fluide incompressible dans la plupart des problèmes en hydrogéologie.

1.3 Charge hydraulique et piézométrie

1.3.1 Définition

En tout point où existe une goutte d'eau, on peut définir la charge hydraulique h de cette goutte par :

$$h = z + u/\gamma_w + v^2/2g$$

où z est l'élévation, u est la pression de l'eau (dite interstitielle dans un milieu poreux), γ_w est le poids volumique de l'eau (environ 9,8 kN/m³), v est la vitesse du fluide par rapport au solide qui la contient, et g est la gravitation terrestre (environ 9,8 ms⁻²).

La définition de la charge hydraulique requiert trois références ou repères : un repère d'élévation (ce repère doit être unique pour le problème étudié), un repère de pression (on choisit la pression atmosphérique, c'est-à-dire $p_{atm} = 0$), et un repère de vitesse (repère attaché à la matière solide dans laquelle l'eau circule).

Si l'on multiplie les deux membres de l'équation de définition de la charge par mg , on voit apparaître dans le membre de droite :

- le terme mgz qui représente l'énergie potentielle de gravitation ;
- le terme mgz/γ_w qui représente l'énergie potentielle de pression ; et
- le terme $mv^2/2$ qui représente l'énergie cinétique.

La charge hydraulique représente donc une énergie disponible par unité de masse d'eau dans le champ de gravitation terrestre, énergie qui provient de l'élévation, de la pression et de la vitesse de l'eau.

D'autres termes d'énergie peuvent être considérés dans certains problèmes spéciaux d'eaux souterraines (exemple : électro-osmose), mais ils n'interviennent pas dans les essais de pompage des aquifères, et ne sont pas considérés dans ce Guide. Par ailleurs, le terme d'énergie cinétique est généralement négligeable devant les deux autres termes. On peut le vérifier par un exemple de calcul.

Exemple : Les vitesses les plus élevées sont celles à l'entrée de la zone de captage d'un puits, roc fracturé ou crépine dans un terrain non consolidé. Dans le cas d'une crépine de puits, une règle d'exploitation est de ne pas dépasser une vitesse de 2,5 ou 3 cm/s = 0,025 ou 0,03 m/s. Dans ce cas, le terme $v^2/2g$ vaut environ 3×10^{-5} m, soit trois centièmes de millimètre, une valeur négligeable devant la précision de la mesure d'élévation qui est généralement de un centimètre. Dans le cas d'un roc fracturé, si la vitesse de l'eau atteint 0,5 m/s, le terme $v^2/2g$ vaut 1,2 cm, ce qui est de l'ordre de la précision sur les mesures d'élévation.

1.3.2 Principe de l'écoulement

L'écoulement se produit de la zone de forte charge hydraulique vers la zone de faible charge hydraulique (transfert d'énergie). Il n'y a pas d'écoulement souterrain dans une zone où la charge hydraulique est constante. Une telle zone (volume, surface, courbe) est appelée équipotentielle. Ainsi, dans un volume d'eau immobile, toutes les gouttes d'eau ont la même charge hydraulique (énergie). En particulier, soit A un point de la surface libre : la pression u_A est égale à la pression atmosphérique, qui est nulle par définition. La charge en A, h_A , est donc égale à l'élévation z_A , et toutes les gouttes du volume d'eau immobile ont une charge égale à $h_A = z_A$. Par exemple :

$$h_B = z_B + u_B/\gamma_w = h_A = z_A + u_A/\gamma_w = z_A$$

d'où : $u_B = \gamma_w (z_A - z_B)$

Il en résulte deux règles simples :

- a) Dans un volume d'eau immobile, toutes les gouttes d'eau ont la même charge hydraulique qui est égale à l'élévation de la surface libre.
- b) Dans un volume d'eau immobile, la pression en tout point est égale au produit du poids volumique de l'eau par la différence d'élévation entre la surface libre et le point considéré.

Ces deux règles ne s'appliquent qu'aux eaux immobiles. Ainsi, si l'on observe que l'eau d'un lac atteint une certaine élévation, on peut utiliser cette élévation pour calculer la charge et la pression de l'eau dans le lac. Mais on ne peut pas l'utiliser pour calculer les charges et les pressions dans les alluvions sous le fond du lac parce que l'eau circule dans les alluvions soit pour alimenter le lac, soit pour le décharger.

1.3.3 Mesure de la charge hydraulique ou de la pression interstitielle

Les appareils qui mesurent la charge hydraulique ou la pression de l'eau interstitielle sont appelés piézomètres, et parfois manomètres dans les essais de laboratoire. On décrit ici les deux appareils les plus fréquents, le piézomètre hydraulique (parfois appelé puits de surveillance), et le piézomètre à capteur de pression, installés dans des trous de forage.

La Figure 1.3a illustre le **piézomètre hydraulique**. L'appareil comprend une crépine prolongée d'un tuyau étanche. Il est donc en contact avec l'écoulement souterrain au niveau de la crépine. Quand l'eau est immobile à l'intérieur du tuyau (eau isolée de l'eau du terrain pour créer un volume équipotentiel), l'élévation de la surface libre de l'eau dans le tuyau (point de lecture) est égale à la charge dans le terrain naturel au centre de la zone filtre qui est le point de mesure (Chapuis et Sabourin, 1991).

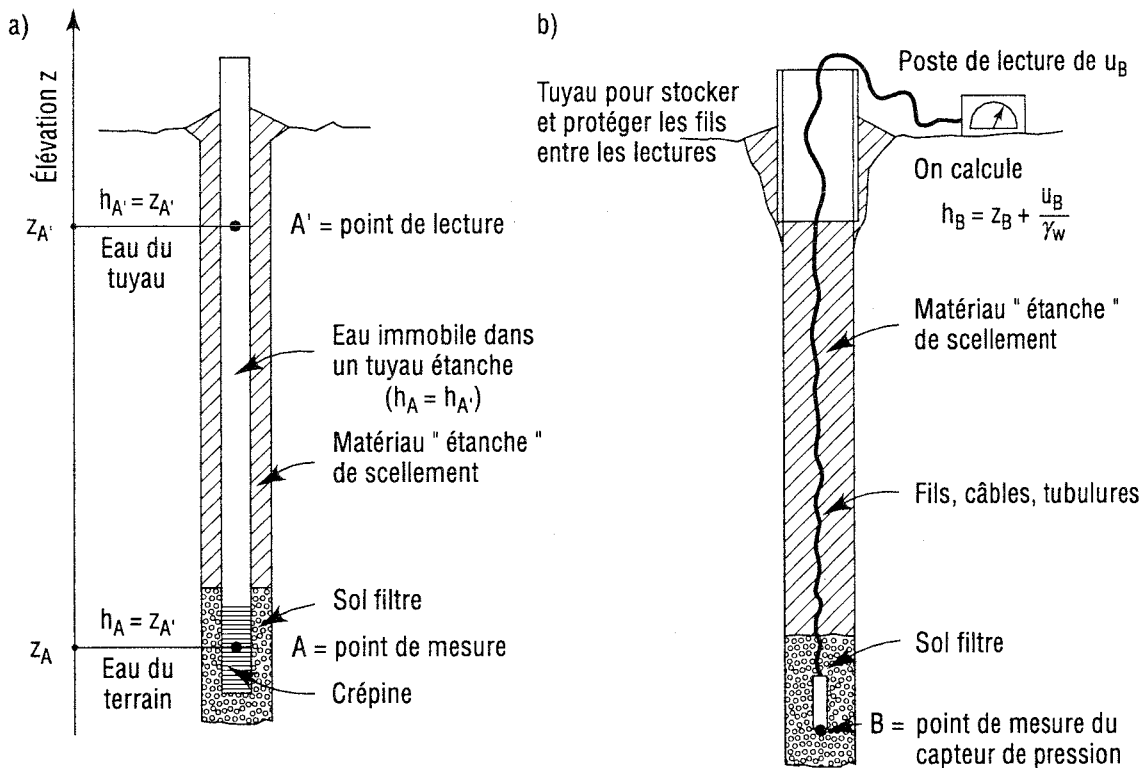


Figure 1.3 : Les deux types les plus fréquents de piézomètres : a) piézomètre hydraulique ; b) piézomètre à capteur de pression.

Les autres éléments du piézomètre hydraulique sont les suivants :

- a) une zone de sol filtre est généralement requise entre la crépine et le terrain naturel ; son rôle est d'empêcher la migration des solides tout en laissant passer l'eau ;
- b) un anneau de matériau étanche (bentonite en grains, coulis d'étanchéité) doit être placé entre le tuyau étanche et les différentes strates, afin d'éviter les écoulements parasites le long du tuyau (courts-circuits hydrauliques), qui fausseraient les lectures de charge hydraulique.

La Figure 1.3b illustre le **piézomètre à capteur de pression**. Une zone filtre protège le capteur de pression, qui est prolongé par des fils ou des tubulures qui remontent à la surface. Le système de mesure de la pression (capteur) est donc en contact avec l'écoulement souterrain au niveau de la zone filtre. Un appareil de lecture est raccordé aux fils ou tubulures à la surface : il donne la pression de l'eau agissant sur le capteur. Connaissant la pression agissant sur le capteur, et l'élévation du capteur, on calcule la charge dans le terrain au niveau du capteur (point de mesure).

Les fils ou tubulures du piézomètre à capteur de pression, tout comme le tuyau du piézomètre hydraulique, doivent être enrobés dans un matériau étanche afin d'éviter les écoulements parasites le long des fils ou tubulures (courts-circuits hydrauliques), qui fausseraient les lectures de pression.

1.3.4 Rabattement et impression

Le **rabattement**, s est défini par :

$$s = h(x, y, z, t_0) - h(x, y, z, t) = h_0 - h(t)$$

c'est-à-dire la différence entre la charge hydraulique initiale (avant le pompage ou avant l'étude hydrogéologique) et la charge hydraulique actuelle. Le rabattement intervient dans les équations des essais de pompage. Le terme «*rabattement*» est utilisé pour une différence positive. Quand la différence est négative (cas d'une injection), on préfère généralement le terme «*impression*».

1.4 Loi de Darcy

La perméabilité d'un sol est son aptitude à laisser circuler un fluide dans ses pores, indépendamment du fluide. C'est une caractéristique de la géométrie des pores (tailles, nombre, connections). On l'appelle parfois perméabilité intrinsèque.

Darcy (1856) fut le premier à étudier le débit d'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux. Il constata que :

- (1) le débit (Q) est proportionnel à la section du milieu poreux (A) ;
- (2) le débit (Q) est proportionnel à la perte de charge (ΔH) ; et
- (3) le débit (Q) est inversement proportionnel au chemin parcouru (L).

d'où : Q proportionnel à $(A \Delta H / L)$

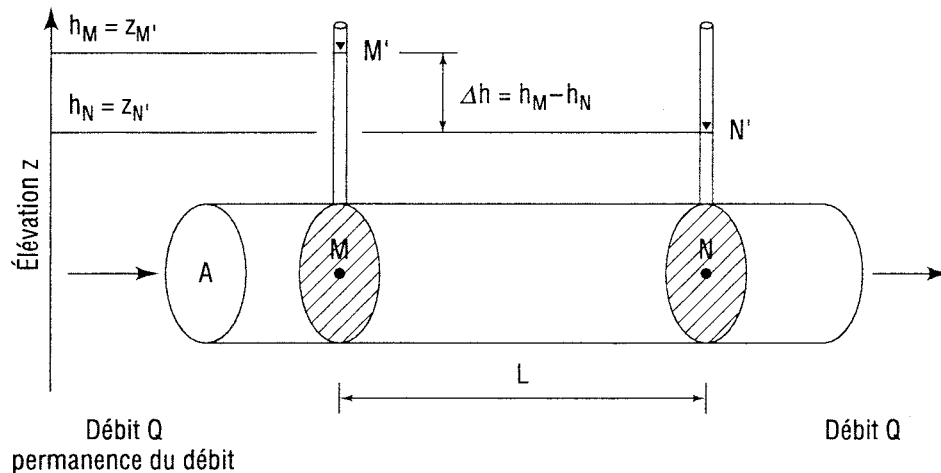


Figure 1.4 : Écoulement dans un cylindre rempli d'un milieu poreux (expérience de Darcy).

1.4.1 Formule de la Loi de Darcy

$$Q = - K A (dh / dl) = - K A i$$

- avec : Q débit (m^3/s , pi^3/s) ;
 A aire de la section (m^2 , pi^2) ;
 K constante de proportionnalité ; et
 i gradient hydraulique = dh/dl le long d'une ligne d'écoulement.

Le signe moins fait correspondre un (vecteur) débit de sens opposé à l'augmentation de charge : l'écoulement se produit en sens inverse du vecteur gradient (la goutte d'eau descend la pente d'énergie hydraulique). On se rappellera que tous les débits Q sont des vecteurs avec des composantes Q_x , Q_y et Q_z selon les axes x , y et z , et que chaque composante du débit a un signe algébrique.

Cette formule est valable pour un écoulement à une dimension (type tuyau). La formule générale à trois dimensions s'écrit : $v = - K \cdot \text{grad} (h)$ où v est le vecteur vitesse de Darcy, $\text{grad} (h)$ est le vecteur gradient hydraulique, et K est le tenseur de conductivité hydraulique. On utilise souvent la notation i pour $\text{grad} (h)$. Mais attention certains livres utilisent $i = - \text{grad} (h)$ et continuent d'appeler i le gradient (ce qui est mathématiquement incorrect).

Le gradient hydraulique (i)

Dans un écoulement à une dimension :

$$\text{grad } h = (\Delta h / \Delta L)$$

où Δh est la perte de charge hydraulique et ΔL la distance parcourue par l'écoulement.

Dans un écoulement à trois dimensions, le *gradient hydraulique* est défini comme le vecteur dont les composantes selon les axes x , y et z sont les dérivées partielles de la charge hydraulique par rapport à x , y et z respectivement.

La constante de proportionnalité (K)

Ce coefficient, appelé *conductivité hydraulique*, dépend à la fois de la perméabilité (intrinsèque) du milieu poreux et des propriétés de l'eau qui s'y écoule.

Conductivité hydraulique

C'est le paramètre mesurant dans une direction d'écoulement la perméabilité d'un milieu poreux vis-à-vis de l'eau («hydrau»), pour une densité et une viscosité cinématique constantes. On pourrait utiliser comme fluide l'air, l'huile, etc. On parlerait alors de conductivité à l'air et de conductivité à l'huile (ou oléique).

En hydrogéologie, on s'intéresse aux valeurs obtenues avec l'eau comme fluide.

Symbole : K (appelé également coefficient de perméabilité : attention aux confusions, vérifier la dimension) ;

Dimension : longueur/temps (vitesse) ;

Unités : en hydrogéologie cm/jour, cm/an ;
en géotechnique cm/s, m/s.

$$K = k \gamma_w / \eta_w = k \rho_w g / \rho_w \nu_w = k g / \nu_w$$

où γ_w est le poids volumique de l'eau, ρ_w est sa masse volumique (anglais : density), g est la constante gravitationnelle, η_w est la viscosité dynamique de l'eau ($\eta_w = \rho_w \nu_w$), et k est la perméabilité (intrinsèque) du milieu poreux.

Perméabilité (parfois dite intrinsèque)

C'est un paramètre caractérisant le milieu poreux dans une direction. On mesure dans cette direction la perméabilité du milieu vis-à-vis d'un fluide homogène quelconque, indépendamment des caractéristiques du fluide :

symbole : k ;

dimension : surface ;

unités : cm^2 ou pi^2 , Darcy (1 Darcy = $9,87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$).

On peut l'évaluer par des équations empiriques du type $k = CF d^2$ où CF est un facteur de forme (constante) et où d est un diamètre moyen, dit «efficace», des pores.

Vitesse moyenne de l'écoulement

$$V = Q / n_e A = K i / n_e$$

où V = vitesse moyenne de l'eau (vitesse de Darcy divisée par n_e) ;

n_e = porosité effective du milieu (ou α_e) définie en 1.2.4 ; et

A = aire de la section d'écoulement.

Il ne faut pas la confondre avec la vitesse usuelle $q = v_{\text{Darcy}} = \text{débit } Q / \text{section } A$, aussi appelée débit spécifique ou flux unitaire dans certains livres.

1.4.2 Généralisation à 3 dimensions, écoulements saturés ou pas

La loi de Darcy généralisée à trois dimensions (Ferrandon, 1948) s'écrit :

$$q = -K \cdot \text{grad}(h)$$

où q est le vecteur vitesse de Darcy, $\text{grad}(h)$ est le vecteur gradient hydraulique, et K est le tenseur de conductivité hydraulique. Cette loi générale s'applique aussi bien aux écoulements saturés où K est constante (si les contraintes effectives sont constantes) qu'aux écoulements non saturés où K est une fonction soit du degré de saturation en eau, soit de la pression d'eau interstitielle négative (i.e. inférieure à la pression atmosphérique).

1.4.3 Paramètres hydrauliques des aquifères et aquitards

Épaisseur de l'aquifère, b : cette épaisseur est mesurée perpendiculairement au plancher de l'aquifère.

Transmissivité $T = Kb$: elle est définie par $T = Kb$ où b est l'épaisseur de l'aquifère, et K est sa conductivité hydraulique. La transmissivité T a pour dimension L^2T^{-1} (longueur² / temps). Si l'aquifère est hétérogène, c'est-à-dire si K est fonction de la position, T est définie par l'intégrale de $K \cdot dz$, entre z (plancher) et z (plafond).

Coefficient d'emmagasinement S : il est défini comme la quantité d'eau qu'un aquifère relâche ou emmagasine par unité de surface d'aquifère d'épaisseur b (volume $b \text{ m}^3$), lorsque la charge hydraulique varie d'une unité. C'est un coefficient adimensionnel. Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, l'eau est mobilisée de la façon suivante : une variation de charge engendre une variation de pression d'eau interstitielle, donc une variation de contrainte effective, et donc un tassement (ou expansion) des solides de l'aquifère. La valeur de S est par conséquent petite dans un aquifère à nappe captive, typiquement de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3} . Dans un aquifère à nappe libre, l'eau est mobilisée par drainage gravitaire à l'intérieur d'un volume unité (surface unité x hauteur unité correspondant à la variation d'une unité de charge). Le coefficient d'emmagasinement S dans un aquifère à nappe libre correspond donc à la notion de porosité efficace (drainage gravitaire). La valeur de S est alors typiquement de l'ordre de 1% à 30%.

Emmagasinement spécifique $S_s = S/b$: défini comme le quotient du coefficient d'emmagasinement par l'épaisseur de l'aquifère. Ce paramètre ne peut être utilisé que pour un aquifère à nappe captive.

Note : Les paramètres S et S_s sont supposés constants dans les équations des essais de pompage. Cette hypothèse est réaliste et donc acceptable pour les aquifères à nappe captive. Elle n'est pas réaliste pour les aquifères à nappe libre. En effet, cela revient à considérer que dès que la surface de la nappe ($u = p_{\text{atm}}$) baisse de quelques centimètres, la teneur en eau dans l'aquifère passe de la teneur en eau saturée à la teneur en eau résiduelle. Cette hypothèse courante et irréaliste pour les aquifères à nappe libre est illustrée par la Figure 1.5.

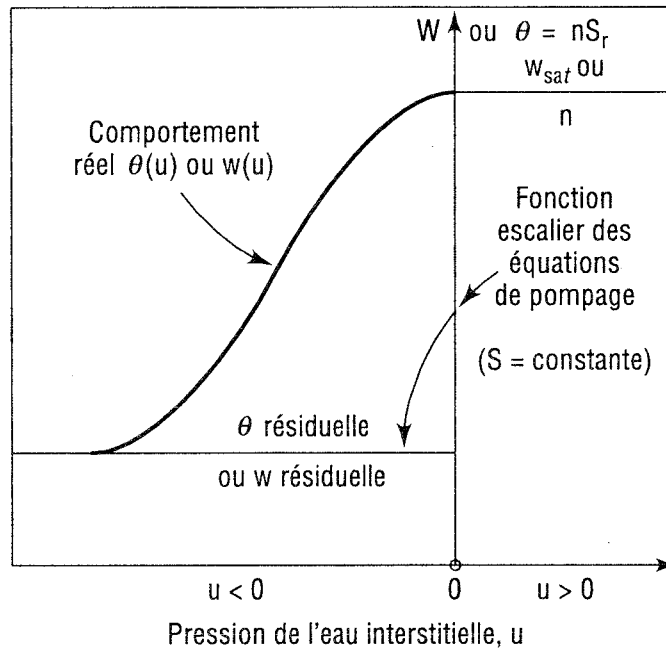


Figure 1.5 : Illustration du comportement réel du matériau d'un aquifère à nappe libre, et de l'hypothèse courante $S = \text{constante}$.

Coefficient de drainance K_v / b' : paramètre régissant le transfert de l'eau à travers un aquitard vers un aquifère adjacent, défini comme le quotient de la conductivité hydraulique normale (supposée verticale) K_v de l'aquitard par son épaisseur b' .

Diffusivité (T/S) : quotient de la transmissivité par le coefficient d'emmagasinement d'un aquifère ; ce paramètre intervient dans la propagation du rabattement pendant le pompage d'un aquifère à nappe captive.

Facteur d'égouttement (drainage factor), S' : paramètre régissant l'écoulement vertical dans un aquifère à nappe libre, après une baisse de charge hydraulique. Il est défini par $S' = (T/\alpha S)^{1/2}$ où T et S sont la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère, et α est une constante empirique appelée indice de retard. Ce paramètre intervient dans les essais de pompage d'aquifères à nappe libre.

Facteur de drainance (leakage factor), B : paramètre régissant le flux d'eau à travers un aquitard adjacent à un aquifère. Il est défini par $B = (Tb'/K_v)^{1/2}$, où T est la transmissivité de l'aquifère, b' est l'épaisseur de l'aquitard et K_v sa conductivité hydraulique verticale.

1.5 Loi de conservation

Cette loi exprime mathématiquement la conservation de l'eau souterraine en mouvement : à l'intérieur de tout volume élémentaire de côtés dx , dy et dz , la différence entre le volume de l'eau entrée et le volume de l'eau sortie pendant un intervalle de temps élémentaire dt , est égale au volume d'eau stockée ou relâchée par le volume élémentaire durant ce temps élémentaire.

$$\text{div} (K \text{ grad } h) = (\partial\theta/\partial t)$$

Dans un aquifère à nappe captive dont le matériau est isotrope en conductivité hydraulique et mécaniquement élastique et isotrope, cette loi s'écrit :

$$\text{div} (\text{grad } h) = (S/T) (\partial h/\partial t)$$

où h est la charge hydraulique, S le coefficient d'emmagasinement, T la transmissivité et t le temps. En coordonnées polaires (r , Θ), cette équation devient :

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

C'est sous cette forme que l'équation de conservation est utilisée pour résoudre les problèmes de pompage en nappe captive, l'axe vertical du puits étant considéré comme un axe de symétrie cylindrique du problème.

1.6 Régimes permanent et transitoire

Un régime d'écoulement est dit **permanent** lorsque tous ses paramètres (charges, débits, vitesses,...) sont indépendants du temps. Il est dit **transitoire** lorsque au moins l'un de ses paramètres est fonction du temps.

CHAPITRE 2
ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU

2.1 Principe, objectifs, informations et difficultés

2.1.1 Principe

Dans un piézomètre hydraulique ou un tube de forage battu, on peut réaliser deux types d'essais de perméabilité in situ : l'essai à niveau variable et l'essai à niveau constant.

Si l'on provoque rapidement un changement de niveau d'eau dans le tuyau, on parle d'un essai de perméabilité à niveau variable. Si l'on provoque ce changement lentement, par exemple par injection ou prélèvement prolongé, on ne fait pas un essai de perméabilité à niveau variable, mais un essai de pompage. Ce cas est exclu du chapitre 2. Par contre, si l'on maintient pendant quelques minutes seulement un niveau d'eau constant dans le tuyau d'injection tout en mesurant le débit nécessaire pour garder ce niveau constant, on considère que l'on fait un essai de perméabilité à niveau constant.

Seuls les essais à niveau variable sont recommandés dans ce Guide, parce qu'ils sont plus fiables et donnent plus d'informations que les essais à niveau constant.

2.1.2 Objectifs

Les objectifs d'un essai de perméabilité in situ à niveau variable sont les suivants :

- dans tous les cas, déterminer la conductivité hydraulique (K) de la zone autour de la crépine du piézomètre ;
- dans certains cas, déterminer la compressibilité (S de l'aquifère ou coefficient de consolidation de l'aquitard) de la zone autour de la crépine du piézomètre ; et
- dans tous les cas, vérifier si le niveau d'eau statique observé dans un tube de forage ou dans un tube de piézomètre, est vraiment le niveau piézométrique de la zone autour de l'extrémité du forage ou de la crépine du piézomètre.

Il est essentiel de vérifier si le scellement d'un piézomètre hydraulique ou d'un tube de forage battu a été correctement réalisé afin d'éviter une circulation d'eau préférentielle entre les couches aquifères. Une telle circulation modifie le niveau d'eau statique dans le tuyau du piézomètre, ce qui produit une erreur quand on suppose que ce niveau statique est le niveau piézométrique. Elle modifie aussi la qualité de l'eau près de la crépine et peut provoquer une contamination parasite. On vérifie le bon scellement du piézomètre (ou du tube battu) par un essai de perméabilité in situ à charge variable (voir la section 2.5).

Dans ce Guide, on recommande de procéder à la vérification systématique du scellement des piézomètres hydrauliques, dans les jours qui suivent leur installation, et avant de procéder à l'essai de pompage.

2.1.3 Informations préalables à la réalisation de l'essai

Avant de faire un essai de perméabilité in situ, on doit rassembler diverses informations géologiques et hydrauliques :

- toutes les données géométriques de l'essai (diamètre du tuyau d'injection d'eau, dimensions de la zone d'injection, nature du matériau filtre s'il y a lieu),
- les caractéristiques géologiques du sous-sol,
- le type de matériau (aquifère ou aquitard) dans lequel on fait l'essai,
- l'épaisseur de ce matériau et son étendue,
- à quelles distances sont les strates «imperméables» ou beaucoup plus perméables que la strate testée (ce seront les frontières imperméables ou à charge hydraulique constante dans les calculs),
- les mouvements de l'eau souterraine dans les aquifères et les aquitards, au moins de façon approximative.

2.1.4 Prévoir quelques difficultés pratiques de réalisation

La réalisation d'un essai de perméabilité in situ peut poser divers problèmes pratiques. Les plus sérieux sont relatifs à la durée de l'essai et aux incidences éventuelles sur la qualité de l'eau souterraine dans le cas d'une étude environnementale.

Un essai à niveau variable peut avoir une durée trop courte pour prendre manuellement une série de lectures du niveau d'eau en fonction du temps. Il est nécessaire dans ce cas d'utiliser un capteur de pression avec un système d'enregistrement (Chapuis et Wendling 1991). À titre indicatif, l'essai le plus rapide réalisé par l'auteur a duré 2,2 secondes : les 22 lectures du niveau d'eau enregistrées à des intervalles de 0,1 s ont fourni un graphique et des résultats de belle qualité. À l'opposé, un essai à niveau variable dans un aquitard peut durer plusieurs jours. Le niveau d'eau varie très lentement et il est antiéconomique de laisser une personne sur le terrain pour prendre des lectures. Il est préférable alors d'utiliser un capteur de pression avec un système d'enregistrement qui prendra, par exemple, des lectures espacées de deux heures pendant une semaine.

Dans le cas d'un problème environnemental où l'eau souterraine doit être échantillonnée pour des analyses de qualité, on doit de préférence utiliser l'eau in situ pour faire l'essai de perméabilité. On peut pomper au préalable la quantité d'eau requise pour l'essai et la stocker pendant que le niveau d'eau se rétablit dans le piézomètre. On ré-injecte ensuite rapidement l'eau prélevée pour faire l'essai à niveau variable. Dans les matériaux très perméables, il est préférable de placer, au-dessus de la crépine, une pompe surmontée d'un obturateur, tous deux en matériaux aussi chimiquement inertes que possible (Chapuis et Wendling 1991). L'obturateur est dilaté contre les parois du tuyau du piézomètre, puis la pompe fait remonter l'eau au-dessus de l'obturateur jusqu'à un niveau préétabli mesuré par un capteur de pression (avec système d'acquisition) placé au-dessus de l'obturateur. On arrête la pompe. On fixe le rythme de prise des données du capteur de pression. On dégonfle rapidement l'obturateur, ce qui démarre l'essai de perméabilité à niveau variable descendant. On peut également faire un essai à

niveau remontant de la façon suivante, sans avoir besoin de pompe spéciale, un échantillonneur («bailer») ou une pompe à inertie différentielle (type Waterra) étant suffisants. On descend l'obturateur seul puis on le dilate. On vide le tuyau au-dessus de l'obturateur. On dégonfle ensuite l'obturateur, ce qui libère l'eau qui remonte : on mesure le niveau d'eau manuellement ou par un capteur. Un avantage du système d'enregistrement est de stocker plusieurs résultats d'essais dans un ordinateur de terrain, et de présenter rapidement les résultats sous forme de tableaux et de graphiques pour fins d'interprétation.

2.2 Les trois catégories d'essais et leurs hypothèses

Parmi les différents essais in situ, il faut faire une première distinction entre les essais de perméabilité en forage tubé ou en piézomètre, qui ne donnent que la conductivité hydraulique locale dans un aquifère ou un aquitard, et les essais dits «slug-tests» qui donnent, en principe, la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement d'un aquifère.

Dans ce Guide on appelle **essais de perméabilité** ceux réalisés par injection ou remontée d'eau à travers l'ouverture inférieure d'un tube de forage, ou à travers une cavité aménagée sous cette ouverture (méthode Lefranc) ou sous l'ouverture d'un tuyau de piézomètre. La cavité, remplie d'un matériau filtre, est appelée lanterne («gravel pack»). Ces essais sont faits à des pressions d'eau positives (supérieures à la pression atmosphérique), dans un matériau qui peut faire partie d'un aquifère ou d'un aquitard. Ils donnent la conductivité hydraulique d'un volume limité de sol ou de roc dans lequel on suppose que la déformation du squelette solide est négligeable (Lefranc 1936, 1937 ; Mandel 1939 ; Taylor 1948 ; Luthin et Don Kirkham 1949 ; Hvorslev 1951 ; Boersma 1965 ; Navfac DM7 1974 ; Bouwer et Jackson 1974 ; Bureau of Reclamation 1977 ; Chapuis *et al.* 1981). Ce sont les essais de type A dans le Tableau 2.1. Ils sont examinés en détail dans ce Guide.

Le squelette solide peut se déformer lentement pendant l'essai, par consolidation ou gonflement. Cette déformation se produit uniquement dans des aquitards, en particulier dans des argiles et des silts récents, et dans des argiles gonflantes. Dans ce cas, les essais de perméabilité sont ceux de type B dans le Tableau 2.1. Les théories disponibles actuellement ne concernent que les essais à niveau constant : ceux-ci fournissent une estimation du coefficient de consolidation dans la phase transitoire préalable au régime permanent, puis une valeur K en régime permanent (après stabilisation du très faible débit). De tels essais servent surtout à prédire les tassements des aquitards et leur évolution dans le temps. Ils ne sont pas examinés en détail dans ce Guide.

Dans la littérature technique, on appelle «**slug tests**» (Cooper *et al.* 1967 ; Papadopoulos *et al.* 1973) des essais réalisés par injection d'eau dans la pleine épaisseur d'un aquifère, soit par un puits soit par la crépine d'un piézomètre. Dans ce cas, le niveau d'eau dans le tuyau peut avoir une réponse soit amortie soit oscillatoire suite à l'addition ou au prélèvement rapide d'un certain volume d'eau (Faust et Mercer 1984 ; Kabala *et al.* 1985 ; Kipp 1985 ; Moench *et al.* 1985). Les méthodes d'interprétation des «slug tests» supposent que le squelette solide de l'aquifère confiné se déforme élastiquement, sans aucun délai dans sa réponse élastique. L'essai peut théoriquement fournir la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère

confiné. Les «slug tests» de type amorti (overdamped) sont les essais de type C dans le Tableau 2.1. Ils sont examinés en détail dans ce Guide.

Tableau 2.1 : Comparaison des caractéristiques des essais de perméabilité in situ et de leurs hypothèses (tubage battu ou piézomètre).

NOM DE L'ESSAI	PERMÉABILITÉ à charge variable et à charge constante	PERMÉABILITÉ et consolidation	SLUG TEST de type amorti
CLASSEMENT	Type A	Type B	Type C
MÉTHODE	charge constante ou variable	charge constante	charge variable
SQUELETTE SOLIDE	déformation négligeable	élastique avec déformation différée	élastique avec déformation instantanée
MATÉRIAU	sols granulaires, argiles surconsolidées, rocs fracturés	silts, argiles peu consolidés ou gonflants	sols granulaires, rocs fracturés
POSITION	aquifère ou aquitard	aquitard	sur toute l'épaisseur d'un aquifère
PRÉPARATION DE L'ESSAI	tubage battu ou piézomètre	piézomètre crépine de piézomètre	trou foré dans le roc,
ANALYSE	Lefranc (1936, 37) Hvorslev (1951) Bouwer et Rice (1976) Chapuis <i>et al.</i> (1981) CAN/BNQ 2501-130 et 2501-135 (1988)	Gibson (1966, 70) Wilkinson (1968) Mieussens et Ducasse (1977)	Cooper <i>et al.</i> (1967) Papadopoulos <i>et al.</i> (1973) Rat et Laviron (1974) Nguyen et Pinder (1984)
RÉSULTATS	K locale	K locale et compressibilité	T et S de l'aquifère
FRONTIÈRES	prises en compte par coefficient de forme	prises en compte par coefficient de forme	fixées par l'hypothèse de pénétration totale

On dispose donc de plusieurs théories, qui toutes font un certain nombre d'hypothèses, et sont sujettes à diverses sources d'erreurs. En pratique, un problème majeur pour les praticiens est de choisir la bonne méthode d'interprétation. Quatre méthodes usuelles sont celles de Cooper *et al.* (1967), Hvorslev (1951), Bouwer et Rice (1976), et Chapuis *et al.* (1981). Cette dernière est incluse dans les deux normes canadiennes sur les essais de perméabilité en forage battu (CAN/BNQ 2501-130 et -135, 1988). Une cinquième méthode, celle de Rat et Lviron (1974), améliorée par Nguyen et Pinder (1984), semble moins fréquemment utilisée. Un article récent (Butler et Hyder 1994) a montré que les paramètres T et S obtenus à l'aide cette méthode sont de très mauvaise qualité à cause d'erreurs dans le développement mathématique conduisant à cette solution.

Dans ce chapitre, on examine successivement les cinq méthodes mentionnées ci-dessus et classées en A ou C selon le Tableau 2.1. On remarquera que la méthode de Bouwer et Rice (1976) ne considère pas la compressibilité ou l'emmagasinement : même si ces auteurs l'appellent «slug test», elle est classée dans la catégorie A des essais de perméabilité (Tableau 2.1). En fait, elle ne diffère de la méthode de Hvorslev que par son coefficient de forme spécial, qui tient compte de la présence de frontières (limites de la couche testée).

Deux exemples d'essais réels dans des piézomètres sont traités aux Annexes A et B, avec les interprétations détaillées selon les différentes méthodes.

2.3 Méthode dite de Hvorslev (1951)

C'est la méthode la plus souvent citée. La Figure 2.1 définit les paramètres géométriques pour l'essai en bout de tubage (Fig. 2.1a), l'essai de type Lefranc (Fig. 2.1b), et l'essai dans un piézomètre ou un puits (Fig. 2.1c). Cette méthode ne fournit que la valeur locale K d'un aquifère ou d'un aquitard : elle suppose que l'emmagasinement a une influence négligeable.

Les essais à niveau constant ou à niveau variable ont la même équation générale qui est une équation de bilan : elle dit que le débit dans le sol ou le roc, (Q_{sol} , loi de Darcy) est égal au débit dans le tuyau d'injection (Q_{inj}). Elle s'écrit (Fig. 2.1) :

$$[2.1] \quad Q_{inj} = Q_{sol} = cKH$$

où c est le coefficient de forme de la zone d'injection, K est la conductivité hydraulique, et H est la différence de charge hydraulique appliquée. Les unités du chantier sont le centimètre (pour les distances et les diamètres) et la seconde, avec Q en cm^3/s et K en cm/s .

Dans le cas d'un essai à charge maintenue constante dans le tuyau, le débit injecté Q_{inj} est mesuré directement. Dans le cas d'un essai à charge variable, le débit Q_{inj} est calculé à partir de la vitesse de l'eau, (dH/dt), dans le tuyau de section intérieure S_{inj} , :

$$[2.2] \quad Q_{inj} = - S_{inj} (dH/dt)$$

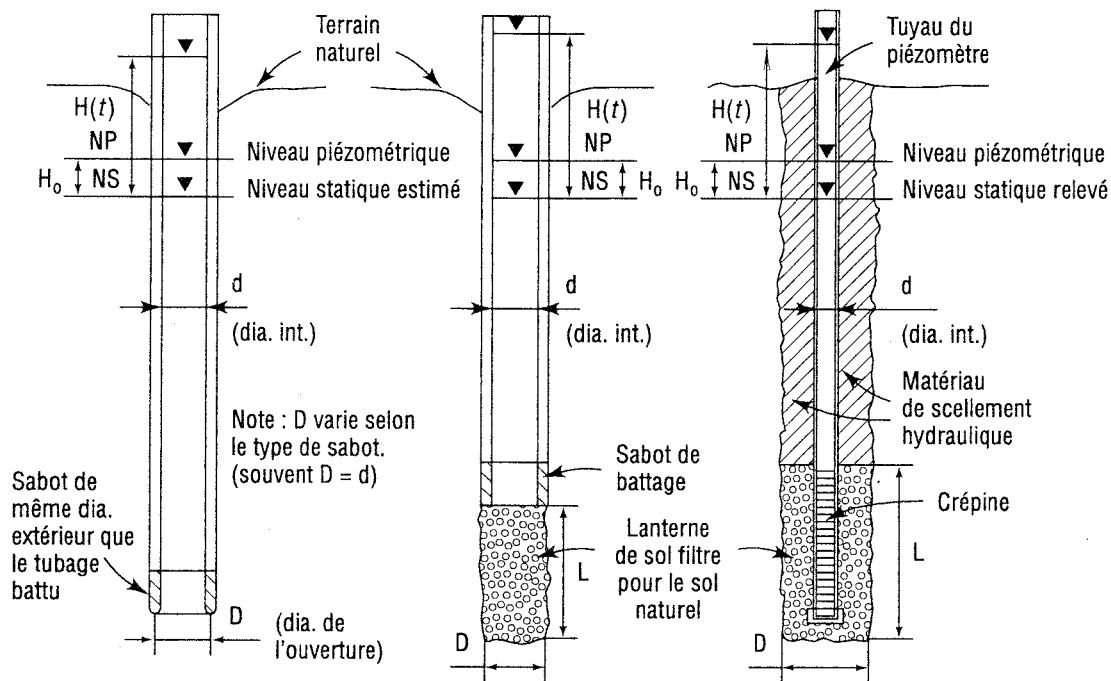


Figure 2.1 : Paramètres géométriques pour l'essai en bout de tubage (a), l'essai de type Lefranc (b), et l'essai dans un piézomètre ou un puits (c).

En combinant les équations. 2.1 et 2.2, on obtient :

$$[2.3] \quad dH/dt = - KcH / S_{inj}$$

et en séparant les variables :

$$[2.4] \quad dH/H = - (Kc/S_{inj}) dt$$

L'intégration de 2.4 donne l'équation usuellement attribuée (à tort) à Hvorslev (1951) :

$$[2.5] \quad \ln (H_1/H_2) = - KC (t_1-t_2) = - (Kc/S_{inj}) (t_1-t_2)$$

où H_1 et H_2 sont les différences de charge hydraulique aux temps t_1 et t_2 , et $C = c/S_{inj}$. Si l'eau est injectée par un tuyau de diamètre intérieur $d = 2r$, alors :

$$[2.6] \quad S_{inj} = \pi d^2/4 = \pi r^2$$

Les données expérimentales de l'essai (couples de valeurs H et t) sont portées sur un graphique semi-log de $\ln H$ versus t . Elles doivent en théorie donner une ligne droite dont la pente vaut $p = Kc/S_{inj}$. Connaissant la valeur du coefficient d'injection, c , et la section interne du tuyau d'injection, S_{inj} , on peut alors calculer K :

$$[2.7] \quad K = p S_{inj} / c$$

Note : Hvorslev (1951) présentait ses résultats sous la forme de $\log (H/H_i)$ versus t , où H_i est la différence de charge initiale (au temps $t = 0$). Sa présentation avait pour but de définir le temps de réponse d'un piézomètre, afin de bien sélectionner le type de piézomètre selon la nature du problème géotechnique ou hydrogéologique à étudier. Dans ce Guide, la préférence est donnée au graphique de $\ln H$ versus t .

De nombreux ouvrages dont celui de Hvorslev (1951) donnent des valeurs du coefficient c pour diverses géométries. On se contente ici de rappeler les principales. Dans le cas d'un **essai en bout de tubage** (CAN/BNQ 2510-130, 1988), l'eau est injectée dans le sol par une ouverture de diamètre D et le coefficient de forme c vaut (Taylor, 1948) :

$$[2.8] \quad c = 2,75 D$$

et donc :

$$[2.9] \quad C = 11 D / \pi d^2$$

Dans la plupart de ces essais $d = D$ et donc l'éq.2.9 se simplifie en :

$$[2.10] \quad C = 11/\pi D$$

Dans le cas d'un **essai Lefranc** (CAN/BNQ 2501-135, 1988), la lanterne («gravel pack») a une longueur L et un diamètre D . Le coefficient de forme c peut être calculé par :

$$[2.11] \quad c = 2\pi L / \ln (2L/D) \quad \text{quand } L/D \geq 4$$

qui est une forme simplifiée de la formule dite de l'ellipsoïde, ou par :

$$[2.12] \quad c = 2\pi D [(L/D+1/4)]^{1/2} \quad \text{quand } 1 \leq L/D \leq 8$$

qui est la formule dite de la sphère. Les équations 2.11 et 2.12 furent développées au début du siècle comme solutions mathématiques de l'équation de Laplace, et ont été vérifiées par des modèles analogiques électriques (Mandel 1939 ; Taylor 1948 ; Schneebeli 1966 ; Chapuis 1989).

Les équations théoriques ci-dessus sont valables pour des milieux infinis. Dans la réalité, l'essai peut être réalisé près d'une frontière (strate plus perméable ou plus imperméable). Une frontière, si elle est située à une distance inférieure à $5 D$ (bout de tubage) ou $5 L$ (essai Lefranc), a pour effet de modifier sensiblement le coefficient c . Celui-ci est connu dans quelques cas spéciaux, par exemple le cas de la pénétration totale d'un aquifère à nappe captive d'épaisseur b . On remplace alors l'éq.2.1 par celle de Dupuit ou Thiem :

$$[2.13] \quad Q_{\text{sol}} = 2\pi K b H / \ln (R_0/r_w) = cKH$$

où R_0 est le rayon d'influence du puits de rayon r_w . Notons que r_w est en fait le rayon de la zone d'injection ou lanterne de diamètre $D = 2 r_w$. Le coefficient c vaut alors :

$$[2.14] \quad c = 2\pi b / \ln (R_0/r_w)$$

Cette solution a été proposée par Hvorslev (1951, p.31, Fig. 12, cas 9). Selon plusieurs auteurs, le coefficient $\ln (R_0/r_w)$ de l'équation 2.14 est habituellement compris entre 4 et 6. On utilise alors une valeur moyenne de 5.

2.4 Méthode de Bouwer et Rice (1976)

La méthode de Bouwer et Rice (1976) est une généralisation de la méthode de Hvorslev dans le cas d'un puits pénétrant partiellement un aquifère à nappe libre. Cette méthode, qui ne fournit que la valeur K , procède avec le même graphique semi-log de $\log (H/H_i)$ versus t .

Bouwer et Rice (1976) ont considéré que l'équation 2.13 de Dupuit ou Thiem (valable pour un aquifère à nappe captive) s'appliquait même si l'aquifère était à nappe libre. Leur approximation est raisonnable dans la mesure où les rabattements (ou impressions) sont faibles, et que l'épaisseur saturée n'est que très peu modifiée par l'essai. En fait, ils ont utilisé, sans la mentionner, une forme particulière (éq.2.13) de l'éq.2.1 qui, combinée avec l'éq.2.2. leur donne par intégration :

$$[2.15] \quad \ln (H_1/H_2) = - [2\pi LK / S_{inj} \ln (R_0/r_w)] (t_1-t_2)$$

Bouwer et Rice (1976) utilisent donc la même équation que l'éq.2.5 :

$$[2.5] \quad \ln (H_1/H_2) = - KC (t_1-t_2) = - (Kc/S_{inj}) (t_1-t_2)$$

mais avec un coefficient c défini par :

$$[2.16] \quad c = 2\pi L / \ln (R_0/r_w)$$

très semblable à celui des formules 2.11 et 2.12 pour l'essai Lefranc.

L'apport de Bouwer et Rice (1976) a été de déterminer la valeur du rapport $\ln (R_0/r_w)$ par analogie électrique, dans le cas d'une pénétration partielle de l'aquifère (Fig. 2.2). Les résultats de l'analogie électrique leur ont permis de dériver les relations empiriques suivantes pour les puits à pénétration totale ($d' = L = b$) :

$$[2.17] \quad \ln (R_0/r_w) = [\{ 1, 1/ \ln (b/r_w) \} + C_{r_w/b}]^{-1}$$

et pour les puits à pénétration partielle :

$$[2.18] \quad \ln (R_0/r_w) = [\{ 1, 1/ \ln (d'/r_w) \} + (r_w/L) [A + B \ln [(b-d')/r_w]]]^{-1}$$

Dans les équations 2.17 et 2.18, les coefficients A , B et C sont des fonctions de L/r_w , l'élanement de la lanterne ou zone d'injection, fournies par la Fig. 2.3.

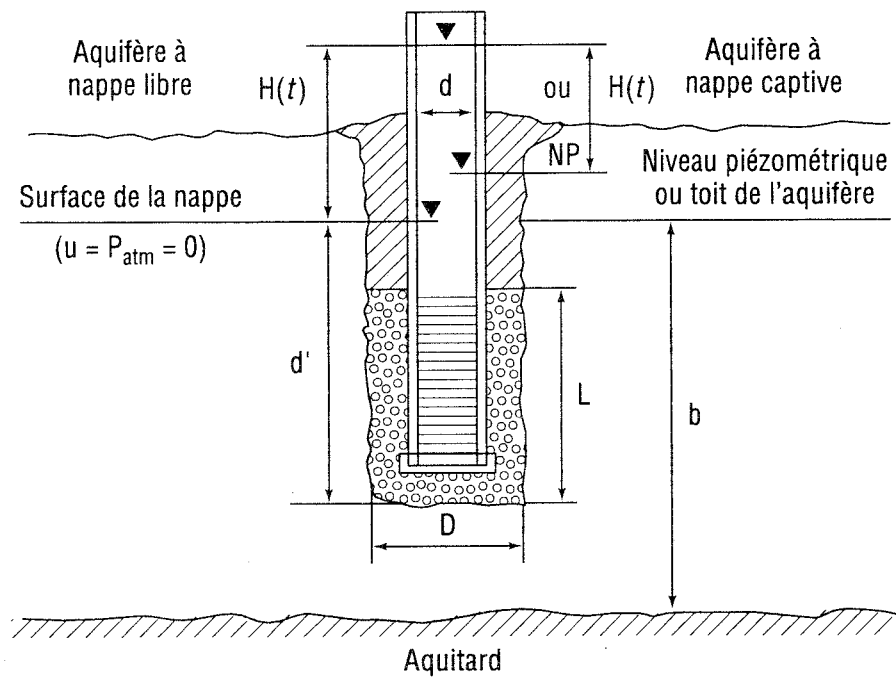


Figure 2.2 : Paramètres pour les équations de Bouwer et Rice (1976), dans le cas d'une pénétration partielle de l'aquifère.

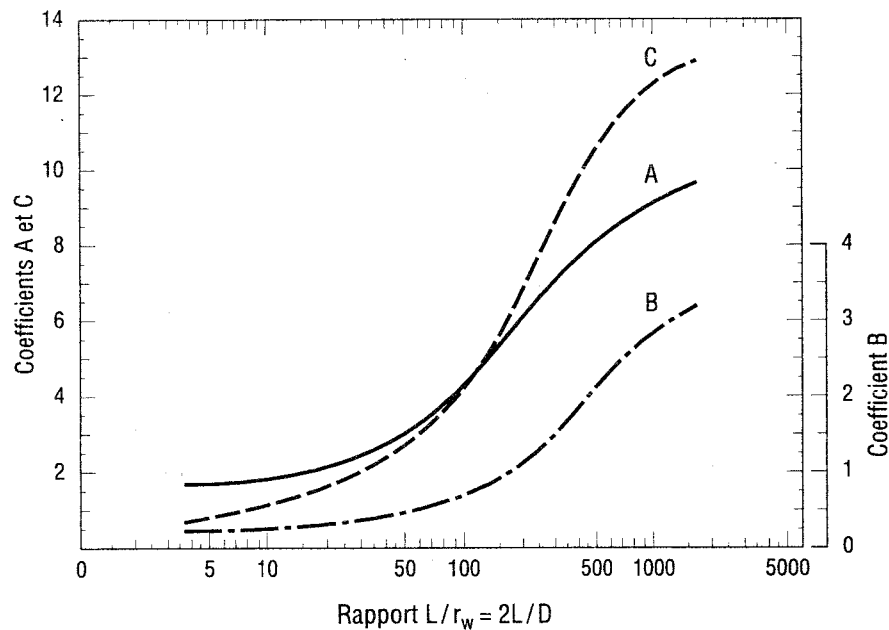


Figure 2.3 : Graphiques des coefficients A, B et C en fonction de L/r_w , pour les équations 2.17 et 2.18 de la méthode de Bouwer et Rice (1976).

Notons qu'on peut utiliser les équations 2.17 et 2.18 pour un aquifère à nappe captive, et cela pour deux raisons : l'équation 2.15 de départ est valable pour le cas de la nappe captive, et l'analogie électrique utilisée par Bouwer et Rice (1976) ne permet pas de faire la différence entre les deux types d'aquifère. Il faut cependant, dans le cas de l'aquifère à nappe captive, faire attention à la définition du paramètre d' (Fig. 2.2), qui devient la distance verticale entre la base de la lanterne et le toit de l'aquifère.

2.5 Méthode du graphique des vitesses

En théorie, les résultats d'un essai de perméabilité devraient donner une droite dans un graphique $\ln H$ versus t : la pente de la droite fournit la valeur de K par les équations 2.5, 2.13 ou 2.15. Cependant, l'expérience montre que l'on obtient souvent des courbes (Rat *et al.* 1970 ; Bouwer 1989). Ce problème et les bases théoriques de l'essai ont été examinés par Chapuis *et al.* (1981), qui ont montré que la forme courbe était due à une erreur très fréquente dans les essais en forage, l'évaluation erronée du niveau piézométrique.

Quand un essai de perméabilité est réalisé dans un forage, le tubage n'est pas scellé dans le terrain comme le serait le tube d'un piézomètre, et on ne laisse pas toujours au niveau d'eau dans le tubage le temps de se stabiliser. Par conséquent, le vrai niveau piézométrique à une profondeur donnée peut seulement être estimé, il n'est pas mesuré. Si un piézomètre est installé plus tard dans le trou de forage, l'unique niveau piézométrique obtenu à une certaine profondeur est fréquemment utilisé comme référence pour tous les essais de perméabilité réalisés à diverses profondeurs dans ce trou de forage. Si une foreuse travaille sur une plate-forme flottante, ou sur la glace en hiver, on utilise fréquemment le niveau de l'eau dans la rivière ou le lac comme niveau piézométrique unique pour tous les essais. Ces pratiques (observation visuelle dans un tubage, niveau d'un seul piézomètre ou niveau d'eau de la rivière) peuvent amener des erreurs importantes sur les perméabilités et aussi sur l'évaluation des conditions d'écoulement souterrain.

Dans les faits, un piézomètre ne donne que le niveau piézométrique dans le terrain à proximité de sa crépine si son installation est correcte (Chapuis 1988, 1987), alors que le niveau d'eau de la rivière ne donne que le niveau piézométrique dans la rivière si la vitesse de l'eau est faible. Il ne donne aucune information sur les conditions d'écoulement souterrain dans le sol et le roc au-dessous. En règle générale, il y a des stratifications, des chemins préférentiels d'écoulement, et le niveau piézométrique varie à la fois dans le plan horizontal et le long d'une verticale dans le terrain.

Les résultats d'un essai de perméabilité à niveau variable permettent de détecter si le niveau d'eau, choisi comme référence dans le calcul des différences de charge, est réellement le niveau piézométrique pour la zone testée. Il suffit pour cela de porter les résultats dans un graphique «vitesse de descente dH/dt versus différence de charge hydraulique H », qui correspond à l'équation 2.3 :

$$[2.3] \quad H = - (S_{inj}/Kc) (dH/dt)$$

Il s'agit en fait d'une équation équivalente à la loi de Darcy (Schneebeli, 1954 ; Chapuis *et al.* 1981) alors que l'équation souvent utilisée (2.5, 2.13 ou 2.15), correspond à l'intégrale de la loi de Darcy. Selon l'équation 2.3, un graphe tracé avec la vitesse de descente ou de remontée, dH/dt en abscisse et H en ordonnée (moyenne de la différence de charge pendant dt) donne une ligne droite de pente S_{inj}/Kc .

De plus, l'équation 2.3 dit que la vitesse dH/dt s'annule quand la différence de charge est nulle ($H=0$). Par conséquent, les données expérimentales doivent en théorie donner une ligne droite qui coupe l'axe des H au point $H=0$. L'expérience des essais en forage démontre qu'ils donnent en grande majorité des lignes droites coupant l'axe des H en un point $H_0 \neq 0$. Cette valeur H_0 représente l'erreur commise, avant de faire l'essai, en évaluant le niveau piézométrique pour cet essai (Schneebeli, 1954 ; Chapuis *et al.* 1981). Il en résulte une erreur systématique sur toutes les valeurs des charges H . Des exemples de graphiques de vitesses (éq.2.3) ont été donnés par Chapuis *et al.* (1981, 1990) pour les essais en forage tubé (sols granulaires avec $10^{-5} < K < 10^{-2}$ cm/s approximativement), incluant l'étude des conditions de «fracturation hydraulique», et des statistiques sur les erreurs d'estimation du niveau piézométrique pour des sites de digues et barrages. La même méthode (Chapuis, 1988, 1987) peut être utilisée pour vérifier si le niveau d'eau statique dans un tube de piézomètre est réellement le niveau piézométrique, et si le piézomètre (ou puits d'échantillonnage) est correctement scellé dans le terrain de façon à éviter les écoulements préférentiels au voisinage du tuyau (Chapuis et Sabourin, 1991).

Le principe est donc de tracer le graphique des vitesses, de vérifier qu'il est linéaire et qu'il coupe l'axe des H en $H=0$. S'il est linéaire mais coupe l'axe des H en $H_0 \neq 0$, cette valeur H_0 représente l'erreur piézométrique. Il s'agit soit de l'erreur du piézomètre due à un court-circuit hydraulique, soit de l'erreur d'estimation du niveau piézométrique pendant le forage (normes CAN/BNQ 2501-130 et -135, 1988).

Cette méthode a été démontrée expérimentalement par des séries d'essais en modèles réduits, avec un tubage de 25 mm, dans une cuve de sable où les conditions hydrauliques étaient contrôlées et mesurées. Dans tous les cas, la méthode a donné un niveau piézométrique identique à celui déterminé indépendamment par un groupe de 22 piézomètres dans la cuve de sable (Chapuis *et al.* 1990). Les essais ont permis de vérifier que, conformément à la théorie, les valeurs K fournies par ces essais ne dépendent pas de l'écoulement régional, qui était simulé dans la cuve par un écoulement vertical ascendant ou descendant dans la cuve de sable.

On recommande dans ce Guide de vérifier systématiquement que les piézomètres ou puits d'échantillonnage sont correctement scellés dans le terrain, et qu'ils fournissent un niveau d'eau qui est vraiment piézométrique, et pas un niveau d'eau perturbé par un écoulement préférentiel au voisinage de l'installation. La méthode du graphique des vitesses est efficace pour faire cette détection, et elle peut être utilisée pour des essais de très courte durée (moins de 30 secondes) à très longue durée (plusieurs jours), avec des équipements spéciaux conçus pour avoir un impact minimal sur la qualité des eaux souterraines (Chapuis et Wendling, 1991). On notera qu'il existe d'autres méthodes de géophysique dans le trou de forage (Williams et Conger, 1990) qui permettent de détecter, dans des puits ouverts dans le roc, des écoulements verticaux entre diverses zones fracturées mises en court-circuit hydraulique suite au forage.

Cette vérification des piézomètres (et puits d'échantillonnage) est essentielle pour le contrôle de la qualité de toutes les données hydrogéologiques. En effet, les piézomètres donnent les charges hydrauliques dans les strates instrumentées. Ils permettent le calcul des gradients, puis, combinés avec les essais de perméabilité, le calcul des vitesses de l'eau. Enfin, ils permettent d'échantillonner l'eau souterraine (puits d'observation). Un scellement incorrect perturbe chacun de ces paramètres, et peut conduire à de très sérieuses erreurs d'interprétation sur les conditions hydrauliques et sur l'état d'une contamination.

2.6 Méthode de Cooper *et al.* (1967)

Cette méthode, valable pour un piézomètre (ou un puits) pénétrant totalement un aquifère à nappe captive, donne à la fois les valeurs T et S . Les données de l'essai sont présentées dans un graphique semi-log de H/H_i versus $\log t$, où H_i est la différence initiale de charge hydraulique imposée, et H cette différence au temps t . Le graphe ainsi obtenu est superposé à des courbes maîtresses développées par Cooper *et al.* (1967) et Papadopulos *et al.* (1973). Ces auteurs ont fourni, pour $\alpha = 10^{-1}$ à 10^{-10} les courbes théoriques de $F(\alpha, \beta) = H/H_i$ versus β , fournies à l'Annexe A. Le paramètre α est défini par :

$$[2.19] \quad \alpha = S (D/d)^2$$

où S est le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère, D est le diamètre de la lanterne ou zone d'injection (supérieur à celui de la crépine), et d est le diamètre du tuyau dans lequel on mesure la variation du niveau d'eau. Le paramètre β est défini par :

$$[2.20] \quad \beta = 4Tt/d^2 = 4Kbt/d^2$$

où T est la transmissivité, K la conductivité hydraulique, b l'épaisseur de l'aquifère, et t le temps écoulé depuis le début de l'essai.

On superpose le graphe expérimental aux courbes maîtresses en gardant les axes parallèles. La meilleure superposition trouvée définit la valeur de α , qui permet de calculer S par l'éq.2.19. Il suffit ensuite de considérer un temps t quelconque, dans la zone de bonne superposition : il correspond sur le graphe théorique à une valeur β . Ces valeurs correspondantes de t et β donnent T par l'éq.2.20.

Un des problèmes majeurs de cette méthode est que les courbes sont très semblables, et qu'il est difficile d'obtenir un bon ajustement de α qui donne S . On constate cependant qu'il n'en résulte qu'une faible incertitude sur T .

Spane et Wurstner (1993) ont proposé de modifier la méthode de Cooper *et al.* (1967) en présentant les données expérimentales et les courbes maîtresses de façon différente. La dérivée $y'(x)$ de la courbe expérimentale $y = (H/H_i)$ versus $x = \log t$ est calculée et tracée versus $\log t$, puis superposée aux dérivées des courbes maîtresses. Dans ce type de présentation, les courbes maîtresses sont moins semblables que dans la présentation originale.

L'expérience, avec des centaines d'essais en piézomètres et près d'un millier en forage battu, indique généralement une parfaite linéarité dans un graphique des vitesses puis dans le graphique de $\log (H/H_i)$ versus t , c'est-à-dire le graphe semi-log inverse de celui utilisé dans les «slug tests». Cette linéarité prouve que ce type d'essai est de type A (Tableau 2.1). Récemment, l'auteur a publié trois preuves indépendantes (mathématique, physique et numérique) que l'effet de l'emmagasinement S de l'aquifère est négligeable dans un tel essai (Chapuis, 1998).

La méthode d'interprétation de type C (Tableau 2.1) est donc déconseillée dans ce Guide.

2.7 Méthode de Nguyen et Pinder (1984)

Cette méthode donne T et S pour les cas de pénétration partielle de l'aquifère infini. Les données expérimentales sont présentées dans deux graphiques, le premier de $\log H$ versus $\log t$, le second de $\log (dH/dt)$ versus $1/t$. Selon Nguyen et Pinder (1984), le premier graphe doit donner, pour des temps t inférieurs à un temps t_c , une ligne droite de pente C_1 : cette pente est utilisée pour calculer S . Le second graphe devrait donner une ligne droite de pente C_2 , qui est utilisée conjointement avec C_1 pour calculer K . Une méthode similaire est utilisée par Rat et Laviron (1974) qui travaillaient avec des graphes différents (H versus dH/dt , et H versus $1/t$) et se limitaient à extraire K seulement. L'expérience pratique démontre qu'il est difficile de trouver des lignes droites avec cette méthode. De plus, dans un article récent, Butler et Hyder (1994) ont établi que les valeurs de T et S tirées de cette méthode sont de très mauvaise qualité à cause d'erreurs dans les développements mathématiques conduisant à la solution de Nguyen et Pinder (1984).

Cette méthode est donc déconseillée dans ce Guide.

2.8 Choisir la bonne méthode

Afin de choisir la bonne méthode d'interprétation, on recommande de tracer en premier lieu le graphique des vitesses. Si celui-ci donne une ligne droite, on doit retenir la méthode d'interprétation de type A avec la meilleure valeur possible du coefficient c , compte tenu des informations géométriques et stratigraphiques. Si le graphique des vitesses donne une courbe ou une ligne brisée, cela peut être l'indice d'un décollement hydraulique ou d'un défaut de scellement (Chapuis *et al.*, 1981). On doit toujours vérifier que la prolongation de la partie droite du graphique des vitesses coupe l'axe des H au point $H=0$. Si elle coupe l'axe des H en $H_0 \neq 0$, cette valeur H_0 représente l'erreur piézométrique. Il s'agit soit de l'erreur du piézomètre due à un court-circuit hydraulique, soit de l'erreur d'estimation du niveau piézométrique pendant le forage (normes CAN/BNQ 2501-130 et -135, 1988).

Rappelons que la méthode d'interprétation de type C (Tableau 2.1) est théoriquement erronée.

2.9 Fiabilité de la valeur K tirée de ces essais

Même si l'on connaît bien la géométrie théorique de la zone d'injection, celle-ci est modifiée par les opérations de forage, de lavage, d'installation de crépine et de développement : la valeur c est donc approximative. Il en résulte que l'on tire de l'essai une conductivité hydraulique du sol, K , qui est une valeur approximative. En fait, l'essai ne donne avec certitude que la valeur du produit Kc (éq.2.1).

Les effets pariétaux peuvent être importants autour des crépines (Brillant, 1966 ; Faust et Mercer, 1984 ; Ramey 1982 ; Moench *et al.*, 1985). Des essais de perméabilité à niveau variable, réalisés après l'installation de la crépine et après diverses étapes de développement, permettent d'évaluer le succès du développement par l'augmentation du produit Kc (Vonhof, 1975).

CHAPITRE 3

ESSAIS DE POMPAGE OU D'AQUIFÈRE

3.1 Principe

Le principe d'un essai de pompage est le suivant : si l'on pompe un puits à un débit connu, et si l'on mesure les rabattements dans le puits et dans des piézomètres situés à des distances connues du puits pompé, on peut utiliser les différentes mesures prises dans le temps pour obtenir les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère à l'aide des équations appropriées.

Depuis quelques années, on a tendance à nommer essai d'aquifère un essai de pompage dont l'objectif est de déterminer les caractéristiques de l'aquifère (type d'aquifère, transmissivité, coefficient d'emménagement et frontières). Parallèlement, on a tendance à restreindre l'usage du terme essai de pompage aux essais dont l'objectif est de déterminer la performance ou l'efficacité de l'installation de pompage. Notons cependant que c'est une seule et même opération (pompage en un ou plusieurs paliers à débit constant, suivi de la remontée) qui permet de satisfaire simultanément les deux objectifs. C'est pourquoi le terme d'essai de pompage est utilisé dans ce Guide de façon générale.

3.2 Études préliminaires

Avant de faire un essai de pompage, on devrait connaître diverses informations géologiques et hydrauliques :

- les caractéristiques géologiques du sous-sol,
- le type d'aquifère qui sera pompé, ses zones de recharge et de décharge, son épaisseur et son étendue,
- l'existence de frontières imperméables, ou à charge hydraulique constante,
- les mouvements de l'eau souterraine dans les aquifères et les aquitards,
- le bilan hydrogéologique (base annuelle) de l'aquifère que l'on propose d'exploiter et une évaluation préliminaire de l'impact du projet proposé sur (i) la ressource en eau souterraine renouvelable, (ii) son exploitation à long terme, et (iii) les réserves,
- les variations des niveaux piézométriques dans l'aquifère à pomper, et leurs causes,
- toutes les données disponibles sur des puits exploités dans cet aquifère,
- les risques éventuels de pollution de l'aquifère étudié.

3.3 Le puits pompé

Il est toujours préférable que le puits pompé ne soit pas implanté dans la zone d'influence des puits voisins en cours d'exploitation. Il est recommandé de mettre les puits voisins en opération à leur débit d'exploitation prévu, et d'attendre que les rabattements dans l'aquifère aient atteint leurs valeurs stabilisées du régime permanent, avant de démarrer l'essai de pompage sur le nouveau puits à tester. L'obtention préalable du régime permanent simplifie les analyses de la phase de pompage et de la phase de remontée, tout en se plaçant dans la condition extrême pour

la ressource en eau souterraine. L'eau qui sera extraite des puits pompés ne devra pas être retournée à l'aquifère pendant l'essai de pompage, parce que cela fausserait totalement les interprétations tirées des mesures pendant cet essai. Pour cela, on doit conduire l'eau par des tuyaux de diamètre approprié jusqu'à des fossés ou des cours d'eau qui ne constituent pas des recharges directes à l'aquifère.

Une fois choisi le site du puits à forer, et les accès aménagés pour la foreuse, le forage peut commencer. Un puits complété comprend généralement un tuyau à tube ouvert, prolongé par une crépine si l'on exploite une formation non consolidée. Pour des détails sur la conception et la construction des puits, le lecteur peut se référer à Driscoll (1986).

Un essai de pompage ne nécessite pas un puits de grand diamètre. Il existe actuellement des pompes à grand débit de diamètre nominal 3 ou 4 po. (76 ou 102 mm). La profondeur du forage est généralement choisie d'après la coupe géologique tirée d'un forage d'exploration, ou d'après les informations tirées des puits exploitant le même aquifère. Il est toujours préférable de forer jusqu'au plancher de l'aquifère, parce que cette position est avantageuse pour l'exploitation de l'aquifère. Durant le forage du puits qui sera pompé, on doit recueillir des échantillons des couches traversées afin de dresser un profil (log) géologique.

La longueur de la (des) crépine(s) et sa (leur) position seront généralement déterminées par les profondeurs auxquelles auront été rencontrées les strates les plus perméables. Il faut donc accorder une grande attention aux échantillons récupérés et à leur granulométrie. Si l'aquifère est formé de graviers et cailloux, la crépine peut être simplement une section de tuyau dans laquelle on a fait en usine des ouvertures par sciage et perçage. Si l'aquifère est formé de sable et gravier, il faut utiliser une crépine commerciale dont les ouvertures sont machinées au dixième de millimètre près. Les règles de sélection de la largeur des ouvertures de crépines sont fournies par Todd (1980) et Driscoll (1986). De plus, on cherche à limiter la vitesse d'entrée de l'eau dans la crépine à 2,5 ou 3 cm/s, afin d'éviter les phénomènes de turbulence en particulier. On essaie aussi d'assurer la continuité de la vitesse réelle de l'eau au passage de l'aquifère à la crépine : pour cela il faut que la porosité effective de l'aquifère soit égale ou inférieure au pourcentage d'ouverture de la crépine. Dans les sables et graviers, cela conduit à choisir des crépines avec un haut pourcentage d'ouverture (supérieur à 30% si possible), afin d'éviter les pertes de charge parasites à l'entrée de la crépine, qui consommeraient une grande partie de l'énergie de pompage.

Dans un aquifère homogène à nappe libre, il est fréquent de ne crépiner que la moitié ou le tiers inférieur de l'aquifère, parce que la partie supérieure devient dénoyée. Par contre, si l'aquifère à nappe libre est beaucoup plus perméable dans sa partie supérieure que dans sa partie inférieure, on aura intérêt à crépiner les 50% inférieurs de la partie supérieure, et un pourcentage de la partie inférieure moins productive.

Dans un aquifère très épais, il peut devenir très coûteux et peu utile de crépiner le puits sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Dans ce cas, on ne crépine que sur une fraction de l'épaisseur. On obtient un puits dit à pénétration partielle. Le pompage d'un tel puits génère des écoulements verticaux dans l'aquifère jusqu'à un rayon égal à environ 1,5 fois l'épaisseur b de l'aquifère. Les

rabattements des piézomètres situés à l'intérieur de ce rayon devront être corrigés (voir section 5.1.2) avant d'être utilisés dans les équations de pompage. Les rabattements des piézomètres situés à l'extérieur de ce rayon n'auront pas besoin d'être corrigés.

Entre les parois du trou foré et la crépine, on peut déposer un matériau filtre («gravel pack») sélectionné qui retient les solides de l'aquifère, et qui permet d'utiliser de plus grandes ouvertures de crépine. Les règles de sélection des matériaux filtres sont fournies par Todd (1980) et Driscoll (1986) en fonction de la granulométrie du sol naturel au niveau de la zone crépinée. Notons ici que l'épaisseur minimale de ce matériau filtre est de 8 à 15 cm, et que toutes ses particules doivent être arrondies (gravier ou sable naturel contenant plus de 95% de silice, pas de matériau concassé).

Après l'installation du filtre, de la crépine, et du tuyau du puits, on doit procéder au développement du puits. On entend par développement l'ensemble des opérations visant à faire déplacer toutes les particules susceptibles de le faire, et à les extraire du puits avant le pompage. Les techniques de développement sont décrites par Driscoll (1986). Notons ici que le développement d'un aquifère de sable et gravier produit jusqu'à 150 à 400 kg de particules solides fines par mètre linéaire de crépine (Mabilhot 1971 ; Wendling *et al.* 1997), particules qui passent par les ouvertures de la crépine et sont extraites avant l'essai de pompage.

3.4 Piézomètres ou puits d'observation

Des piézomètres hydrauliques doivent être utilisés pour suivre les rabattements (variations des charges hydrauliques) dans l'aquifère à diverses distances du puits pompé. Toutes les crépines de ces piézomètres doivent être installées dans l'aquifère testé. Dans le cas d'une réalimentation par drainance depuis un autre aquifère à travers un aquitard, on doit ajouter un ou des piézomètres dans le second aquifère pour suivre l'évolution des différences de charge hydraulique entre les deux aquifères.

Le scellement hydraulique de chaque piézomètre doit être vérifié après son installation et avant l'essai de pompage. La procédure de vérification de la qualité d'installation est décrite dans les sections 2.5 et 2.8.

L'élévation de la surface libre de l'eau immobile dans le tube d'un piézomètre hydraulique bien scellé représente la charge hydraulique du terrain au centre de gravité de la lanterne filtre autour de la crépine de ce piézomètre (Chapuis et Sabourin, 1989). La position du niveau d'eau peut être mesurée par différents moyens dont le plus commun est un câble prolongé d'une sonde électrique dont le circuit se ferme au contact de l'eau et déclenche une alarme visuelle ou sonore. Elle peut être aussi mesurée par un capteur de pression immergé assez profondément dans le tuyau pour ne pas se retrouver à l'air pendant l'essai de pompage. Ce capteur de pression peut être relié à un système électronique d'acquisition de données qui prend automatiquement les mesures aux temps qui lui ont été prescrits. Le diamètre de tuyau requis pour faire ces mesures n'est pas grand : un diamètre de 1 cm suffit généralement pour une sonde manuelle, alors qu'un diamètre de 2,5 cm suffit pour la plupart des capteurs de pression.

Le nombre de piézomètres requis dépend de la quantité et de la qualité des informations recherchées, et surtout du budget disponible pour l'essai de pompage. Il est avantageux d'installer un piézomètre dans chacun des trous de forage d'exploration. **Pour tout essai de pompage, un nombre minimal de trois piézomètres est recommandé.** Il s'agit du nombre minimal requis pour juger de l'homogénéité d'un aquifère ou de son hétérogénéité, pour localiser une frontière imperméable ou une frontière de recharge, et pour évaluer la performance de l'installation de pompage.

Les distances des piézomètres au puits pompé doivent être choisies en fonction de plusieurs paramètres, comme le type d'aquifère, sa transmissivité, le débit pompé, la durée du pompage, la longueur de la crépine, la proximité d'autres puits en opération, et la présence connue de frontières. Dans tous les cas, il est avantageux d'avoir au moins un piézomètre près du puits pompé, à une distance comprise entre 3 et 5 m environ. Ce piézomètre servira d'une part à évaluer les effets pariétaux (et la performance de l'installation, voir chapitre 9), et d'autre part à détecter les frontières rapprochées (voir chapitre 7). Le piézomètre le plus éloigné ne devrait pas être à plus de 100 m du puits en général.

- Type d'aquifère : les rabattements peuvent se propager à quelques centaines de mètres d'un puits dans un aquifère à nappe captive, alors qu'ils se propagent rarement à plus de cent mètres d'un puits dans un aquifère à nappe libre.
- Transmissivité : quand elle est élevée, le «cône» de rabattement est aplati alors que quand elle est faible, le «cône» de rabattement est étroit. On choisit donc des distances plus courtes quand on anticipe une faible transmissivité que lorsqu'on anticipe une transmissivité élevée.
- Débit pompé : plus il est élevé, plus le «cône» de rabattement s'étend. On peut donc utiliser des piézomètres plus éloignés.
- Durée du pompage : si la phase transitoire était infinie (cas théorique d'un aquifère non rechargé), le rabattement s'étendrait infiniment. En pratique cependant, ce cas est rare et l'on cherche généralement à obtenir un régime permanent afin de garantir des besoins quotidiens en eau. Par ailleurs, considérant les formules empiriques qui définissent le rayon d'influence d'un puits, il est douteux que la durée de l'essai ait une influence sur les distances d'implantation des piézomètres.
- Longueur de la crépine : elle exerce une influence très importante sur l'implantation des piézomètres dans le cas des aquifères à nappe libre quand le puits n'est crépiné que sur une partie de leur épaisseur. Dans un tel cas, il est préférable de placer le piézomètre le plus proche du puits à une distance d'environ 1,5 fois l'épaisseur initialement saturée de l'aquifère, à moins d'aimer les calculs compliqués de correction des rabattements. Il est souhaitable cependant d'avoir un piézomètre rapproché, dont la prise d'eau se fait au même niveau que la crépine du puits pompé, et situé à une distance comprise entre 3 et 5 m, afin de bien évaluer les effets pariétaux et la performance de l'installation.

- Proximité de puits en opération : la zone de captage et la zone d'influence des puits en opération doivent être connues. Le nouveau puits doit être implanté préférentiellement à l'extérieur de la zone de captage des autres puits. Dans tous les cas, on installera un minimum de deux piézomètres entre le nouveau puits et le puits en opération (ou groupe de puits), afin d'évaluer les interférences par les rabattements que le nouveau puits pompé génère dans ces piézomètres et dans les anciens puits en opération.
- Présence connue de frontières : si l'on s'attend à devoir localiser une frontière imperméable enfouie au voisinage du puits, frontière dont on connaît l'existence d'après des informations géologiques, on plantera trois piézomètres à des distances inférieures à 20% de la distance supposée entre le puits et la frontière imperméable (voir la section 7.2). Si l'on s'attend à devoir localiser une frontière de recharge enfouie au voisinage du puits, frontière dont on connaît l'existence d'après des informations géologiques, on plantera trois piézomètres à des distances préférentiellement inférieures à 10% de la distance supposée entre le puits et la frontière de recharge (voir la section 7.3).

3.5 Mesure du débit pompé

Le débit pompé doit être maintenu aussi constant que possible, sans s'écarter de plus que 5% du débit moyen. On mesure fréquemment le débit au début de l'essai où des ajustements sont souvent requis, puis au moins une fois par heure pendant le déroulement de l'essai.

Il est possible d'interpréter les essais de pompage dont le débit n'est pas constant, mais les calculs sont nettement plus complexes que ceux des essais à débit constant.

Le débit pompé peut être mesuré par diverses méthodes (Driscoll, 1986) :

- débitmètre ou compteur d'eau,
- tube de Pitot,
- déversoir triangulaire ou rectangulaire,
- mesures géométriques du jet sortant d'un tuyau.

3.6 Mesure des rabattements

Les niveaux piézométriques doivent être mesurés périodiquement avant, pendant et après l'essai de pompage, afin d'évaluer correctement les rabattements.

3.6.1 Mesures avant l'essai de pompage

Il faut mesurer au moins une fois les niveaux piézométriques avant l'essai de pompage, dans chacun des piézomètres (aquifère à tester et aquifère adjacent le cas échéant). Il est préférable de prendre plusieurs mesures dans les jours qui précèdent l'essai de pompage, afin de tracer les courbes de variation de ces niveaux dans le temps, et de prévoir leur évolution pendant l'essai. Ces courbes permettront de définir par exemple le coefficient d'efficacité barométrique d'un

aquifère à nappe captive, ou la réponse piézométrique en fonction de fluctuations de «réservoirs» voisins (marée, ouvrages de retenue des eaux).

Dans le cas des aquifères influencés par la marée ou par le niveau d'opération d'un ouvrage de retenue des eaux de surface, il faut, avant l'essai de pompage, établir des courbes de corrélation entre les niveaux piézométriques et le niveau de la mer, ou le niveau variable du plan d'eau. Pour établir la charge hydraulique moyenne d'un plan d'eau soumis à l'agitation des vagues, on peut utiliser un tuyau solidement implanté, dont l'ouverture est située au moins un mètre plus bas que le creux des vagues, et mesurer le niveau d'eau à l'intérieur du tuyau. Si des fluctuations sont encore notables à l'intérieur du tuyau, on peut les amortir en réduisant l'ouverture de la prise d'eau de ce tuyau. Dans le cas des marées, pour faciliter les calculs ultérieurs des rabattements, il est préférable d'établir un graphique adimensionnel du rapport de la variation du niveau piézométrique sur la variation du niveau de la marée en fonction du temps : ce graphique fournira directement les rapports d'amplitude et le déphasage du niveau de référence pour chaque piézomètre.

3.6.2 Mesures pendant l'essai de pompage

Les niveaux d'eau dans les tuyaux des piézomètres et dans le puits pompé doivent être relevés périodiquement. Comme les variations sont plus rapides au début de l'essai de pompage ou de l'essai de remontée, les relevés doivent être plus fréquents. On suggère les séquences suivantes :

- a) pour le puits pompé : mesures toutes les 30 s pendant les 5 premières minutes, puis au minimum à 10, 20, 40, 60, 90, 120 min, puis toutes les heures ;
- b) pour les piézomètres : mesures à 30 s, 1 min, 2, 4, 6, 8, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120 min, puis toutes les 30 minutes jusqu'à 6 heures, ensuite toutes les heures.

Ces séquences sont valables aussi bien pour la phase de pompage que pour la phase de remontée. Après 48 heures, on peut se limiter à trois relevés par jour, sauf dans les zones d'influence de la marée ou d'influence d'un «réservoir» d'eau de surface à niveau variable.

Il est préférable que les relevés soient notés sur des feuilles imprimées (voir section 3.8). Au préalable, on aura inscrit sur ces feuilles toutes les informations relatives à l'essai et au point d'observation du niveau piézométrique.

Les relevés peuvent être faits manuellement ou par des systèmes automatisés d'acquisition des données (Genetier 1984 ; Driscoll 1986 ; Chapuis et Wendling 1991 ; EPA 1993).

3.6.3 Mesures après l'essai de pompage

Après l'arrêt du pompage, les niveaux d'eau dans les tuyaux des piézomètres et dans le puits pompé doivent être relevés périodiquement. Comme les variations sont plus rapides au début de

la phase de remontée, les relevés doivent être plus fréquents. On suggère de suivre les mêmes séquences que pour la phase de pompage jusqu'à la stabilisation.

La durée requise pour que les niveaux piézométriques redeviennent proches des niveaux avant pompage est voisine de la durée constatée pour le régime transitoire pendant la phase de pompage. Une fois cette durée écoulée, il est recommandé de prendre plusieurs mesures dans les jours suivants afin de compléter les courbes de variation de ces niveaux dans le temps, avant, pendant et après l'essai. Ces relevés sont très utiles pour tous les essais, pas seulement ceux réalisés dans les zones d'influence de la marée ou d'influence d'un «réservoir» d'eau de surface à niveau variable.

3.7 Durée de l'essai de pompage

La durée optimale d'un essai dépend de plusieurs facteurs. Si l'essai de pompage est effectué pour un projet d'alimentation en eau, on cherche à obtenir un régime d'écoulement permanent. Ce régime est obtenu après un délai qui varie de quelques heures à quelques jours. Le délai dépend du débit pompé, du type d'aquifère, et de la proximité des zones de recharge. En général, les essais ont une durée minimale de 72 heures pour la phase de pompage et la même durée pour l'observation de la remontée, à moins d'un retour au niveau initial dans un laps de temps inférieur. L'eau doit aussi être prélevée périodiquement pour analyses, afin de s'assurer de la constance de la qualité de l'eau.

Si l'essai de pompage ne sert qu'à connaître les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère, on peut le faire durer moins de 72 h. Il est cependant recommandé de le faire durer jusqu'à l'obtention d'un régime permanent, ce qui peut prendre plusieurs jours dans un aquifère à nappe libre. On ne doit pas faire d'essai de moins de 24 h dans un aquifère à nappe libre.

Par ailleurs, un essai qui donne la totalité de la réponse en régime transitoire avant le régime permanent, fournit des informations sur les frontières imperméables et les zones de recharge. Un essai plus court, qui ne donne qu'une partie de la réponse transitoire, peut fournir les paramètres T et S d'un aquifère à nappe captive sans fournir des informations essentielles sur les frontières.

3.8 Traitement des mesures

Pour chaque piézomètre, on doit fournir un ou des formulaires qui regroupent toutes les lectures et sur lesquelles seront inscrites toutes les informations relatives à l'essai de pompage, et au point d'observation du niveau piézométrique. Un tableau contiendra tous les relevés piézométriques, et devra présenter au minimum les colonnes suivantes :

- 1^e colonne : jour (an-mois-jour), heure, minute et secondes ;
- 2^e colonne : relevé piézométrique brut, c'est-à-dire soit la profondeur de l'eau dans le tuyau piézométrique, soit la pression fournie par le capteur ;

- 3^e colonne : le niveau piézométrique de référence (comme s'il n'y avait pas de pompage) au moment de la lecture, évalué d'après l'évolution des niveaux piézométriques avant et après l'essai de pompage ;
- 4^e colonne : le rabattement calculé par différence entre le niveau piézométrique de référence et le niveau mesuré ;
- 5^e colonne : le rabattement corrigé dans le cas d'un aquifère à nappe libre, ou dans le cas d'un puits à pénétration partielle ; et,
- 6^e colonne : une colonne pour des commentaires, où devront être reportés entre autres informations les débits de pompage mesurés, les variations de la pression atmosphérique, les précipitations, etc.

3.9 Interprétation des mesures

L'interprétation des résultats d'un essai de pompage revient à identifier le type d'aquifère, ses propriétés, et ses frontières. On compare donc les réponses piézométriques de l'aquifère pendant le pompage et la remontée avec les réponses de divers modèles théoriques. Les graphiques utilisés pour poser les diagnostics sont :

- des graphiques du logarithme du rabattement versus le logarithme du temps de pompage,
- des graphiques du rabattement versus le logarithme du temps de pompage,
- des graphiques du rabattement versus le logarithme de la distance au puits pompé.

L'utilisation conjointe de ces graphiques (et des graphiques équivalents pour la remontée) est requise pour poser un bon diagnostic sur l'aquifère, ses propriétés et ses frontières. Dans les chapitres suivants on verra en particulier comment les graphiques de type semi-logarithmique permettent de répondre à certaines questions pratiques courantes dont voici quelques exemples :

- Quelle est l'efficacité du puits ? Est-ce qu'il y a des pertes de charge parasites au voisinage de la crépine ?
- La quantité d'eau stockée dans le tubage du puits a-t-elle une influence importante sur la détermination des paramètres T et S ?
- Où se trouve la frontière de recharge invisible de l'aquifère à nappe captive ?
- Si la frontière de recharge de l'aquifère à nappe libre est visible, pourquoi l'application de la méthode de calcul dite de la «loi des temps» indique-t-elle une frontière beaucoup plus éloignée que la frontière visible ?
- Comment interpréter la phase remontée consécutive au pompage si l'on a obtenu et maintenu un régime permanent avant d'arrêter le pompage ?

CHAPITRE 4

INTERPRÉTATION DES ESSAIS EN RÉGIME PERMANENT

Dans le cas d'une **recherche d'eau souterraine**, un des principaux objectifs est de déterminer la quantité d'eau exploitable annuellement à partir des aquifères de la région étudiée. Les facteurs déterminant ces quantités d'eau exploitable sont :

1. la transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère ;
2. l'étendue de chaque aquifère et la nature de ses frontières ;
3. la position verticale de chaque aquifère et les caractéristiques hydrauliques du toit et du substratum de l'aquifère ; et
4. les effets de l'exploitation prévue sur les conditions régionales de recharge ou de décharge de l'aquifère.

Dans le cas d'une **évaluation hydrogéologique d'un site pour enfouissement de déchets**, on doit connaître à la fois les directions de l'écoulement souterrain et ses vitesses réelles. Pour cela, on a besoin de faire des relevés piézométriques et de mesurer les paramètres hydrogéologiques en place (K ou T et S). Ces derniers peuvent être obtenus par divers essais en place dont les plus fréquents sont les essais de pompage (T et S) et les essais de perméabilité (K seulement). Ce chapitre ne traite que des essais d'aquifère (souvent appelés essais de pompage).

Les piézomètres doivent être judicieusement implantés et parfaitement scellés de façon à éviter tout écoulement préférentiel le long du tuyau mal scellé dans le terrain. Si un tel écoulement préférentiel se produit, ceci se traduit par : (1) des mesures piézométriques erronées, (2) une contamination de l'aquifère (à protéger) par la fuite proche du tuyau piézométrique, et (3) une mauvaise évaluation du degré de contamination de l'aquifère, parce que l'eau prélevée par la crépine du piézomètre est proche d'une source parasite de contamination due au mauvais scellement. La méthode pour vérifier le bon scellement d'un piézomètre ou puits d'observation est décrite au chapitre 2 sur les essais de perméabilité.

Par les essais de pompage, l'hydrogéologue tente de déterminer à la fois la **transmissivité (T) et le coefficient d'emménagement (S)** de l'aquifère. Il étudie la modification de la surface piézométrique autour d'un puits qui extrait ou injecte de l'eau dans l'aquifère. Les facteurs suivants font varier les niveaux piézométriques :

1. le type de puits ;
2. le débit de pompage ;
3. la durée de l'essai ;
4. les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère ; et
5. la nature et la localisation des frontières de l'aquifère.

Ainsi, pour analyser les données recueillies lors d'un essai de pompage, on a besoin des informations suivantes :

1. Paramètres de construction du puits (diamètre, profondeur, pourcentage de pénétration de l'aquifère, longueur de la crépine).

2. Caractéristiques géologiques de l'aquifère (épaisseur des couches hydrogéologiques, position et nature des frontières connues de l'aquifère).
3. Gradient hydraulique régional avant l'essai (direction et grandeur) : on doit le connaître pour corriger les rabattements dans les piézomètres plus ou moins éloignés du puits de pompage.
4. Débit de pompage durant l'essai ainsi que l'heure du commencement de l'essai (précision de l'ordre de quelques secondes au début de l'essai).
5. Niveaux piézométriques ou niveaux de l'eau dans les puits d'observation à intervalles de temps réguliers, rapprochés au début, puis de plus en plus espacés (voir section 3.6).
6. Graphiques des rabattements en fonction du logarithme du temps : il est recommandé de les tracer sur le terrain. Ils permettent d'observer la progression de l'essai de pompage et ainsi de prolonger l'essai si des variations anormales des niveaux d'eau se produisent vers la fin du temps qui avait été prévu pour l'essai.
7. Mesures des niveaux piézométriques ou niveaux de l'eau dans les puits lors de la remontée de la nappe à partir du temps où le pompage fut arrêté.

Au début d'un pompage à débit constant dans un puits traversant un aquifère à nappe libre, l'eau s'écoule vers le puits : il en résulte un abaissement du niveau piézométrique et de la surface de la nappe au voisinage du puits. Celle-ci prend la forme d'un cône (le cône de rabattement) et sa position au temps t_1 est C_1 . Si l'on poursuit le pompage, la nappe (surface sur laquelle $u = p_{atm}$) va continuer de s'abaisser et prendra au temps t_2 une position plus basse, C_2 .

Si l'aquifère n'est pas réalimenté, la zone d'influence du pompage s'étend indéfiniment, le régime d'écoulement reste transitoire, mais la vitesse de rabattement de la nappe devient de plus en plus faible lorsque la zone d'influence du puits augmente, parce qu'un volume de plus en plus grand d'aquifère est sollicité par le puits pompé à débit constant. **Si l'aquifère est réalimenté** (cours d'eau, infiltrations, circulation interne) la zone d'influence va se stabiliser après un certain temps : les rabattements seront constants, c'est-à-dire ne varieront plus dans le temps, un régime permanent sera atteint.

En fonction du type de réalimentation de l'aquifère, et de ses caractéristiques, la zone d'influence du pompage peut prendre des formes diverses. Elle peut être de quelques dizaines de mètres dans une direction alors qu'elle s'étend sur plusieurs centaines dans une autre direction. Le nombre de piézomètres nécessaires pour faire une bonne évaluation augmente donc avec l'hétérogénéité de l'aquifère et de ses conditions aux frontières. En pratique, il est recommandé d'implanter des piézomètres sur deux axes perpendiculaires passant par le puits d'essai, l'un des axes étant parallèle à la direction générale de l'écoulement naturel dans l'aquifère. La distribution des piézomètres le long d'un axe doit être sensiblement logarithmique, le plus proche étant à quelques mètres (3 à 5), le plus éloigné pouvant être situé de 30 à 200 m maximum du puits.

Les rabattements dus aux essais de pompage sont décrits par **deux catégories de solutions théoriques**, qui servent à déterminer les caractéristiques de l'aquifère :

- les solutions en **régime d'écoulement permanent** permettent d'obtenir la transmissivité T de l'aquifère, d'où sa conductivité hydraulique K ;
- les solutions en **régime d'écoulement transitoire** permettent **en plus** d'estimer le coefficient d'emmagasinement S ainsi que les conditions frontières de l'aquifère.

Les sections qui suivent résument les solutions les plus simples de la catégorie des problèmes de pompage en régime permanent et leurs champs d'application. Une présentation synthétique est faite au Tableau 4.1 pour faciliter l'utilisation du chapitre 4 de ce Guide.

Tableau 4.1 : Méthodes d'interprétation des essais de pompage en régimes permanent et transitoire

A. La formation aquifère doit sa perméabilité à des fractures.

- A.1 Les fractures sont nombreuses et rapprochées : on utilise les méthodes courantes des aquifères à perméabilité de matrice poreuse (voir B.1 à B.6 ci-dessous).
- A.2 Les fractures sont peu nombreuses : en régime permanent, on utilise les méthodes des aquifères à perméabilité de matrice poreuse ; en régime transitoire, on peut utiliser des méthodes spécifiques aux milieux fracturés. Ces méthodes sont mathématiquement complexes : elles font des hypothèses sur les écoulements entre les blocs et les écoulements dans les fissures à l'intérieur des blocs. Elles sont utilisées fréquemment dans l'industrie du pétrole sous forme tabulaire (Daviau 1986) et assez peu souvent dans le cas des eaux souterraines. Le lecteur intéressé par ce domaine peut consulter les références suivantes : Barenblatt *et al.* (1960), Warren and Root (1963), Kazemi (1969), Gringarten (1978, 1984), Boulton and Streltsova (1977), Jenkins and Practice (1982), Moench (1984), Neuman (1990), Rouleau *et al.* (1996).

B. La formation aquifère doit sa perméabilité à une matrice poreuse.

- B.1 Nappe libre, non réalimentée : voir les sections 4.1 et 5.2.
- B.2 Nappe captive, non réalimentée : voir les sections 4.2 et 5.1.
- B.3 Nappe semi-captive réalimentée par drainance : voir les sections 4.3 et 5.3.
- B.4 Nappe libre réalimentée par infiltration efficace : voir les sections 4.4 et 5.4.
- B.5 Nappe libre non réalimentée, avec toit ou substratum incliné : voir les sections 4.5 et 5.5.
- B.6 Nappe captive réalimentée par gradient initial : voir les sections 4.6 et 5.1.3.

4.1 Aquifère à nappe libre sans réalimentation

Dupuit publia en 1863 la première solution du problème de pompage d'un puits en régime permanent. La solution requiert les hypothèses suivantes :

1. La loi de Darcy s'applique.
2. L'eau et le squelette solide de l'aquifère sont incompressibles.
3. L'aquifère est homogène, isotrope, d'épaisseur uniforme, sur un substratum horizontal imperméable.
4. Le débit de pompage est constant.
5. Le pompage a atteint un régime d'écoulement permanent.
6. Le puits pénètre entièrement l'aquifère et il est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère (il existe des solutions pour les pénétrations partielles).

La formule de Dupuit relie le débit constant, Q , pompé en régime permanent, aux charges h_1 et h_2 enregistrées aux distances r_1 et r_2 mesurées du centre du puits pompé (Fig. 4.1) :

$$[4.1] \quad Q = \pi K (h_2^2 - h_1^2) / \ln (r_2/r_1)$$

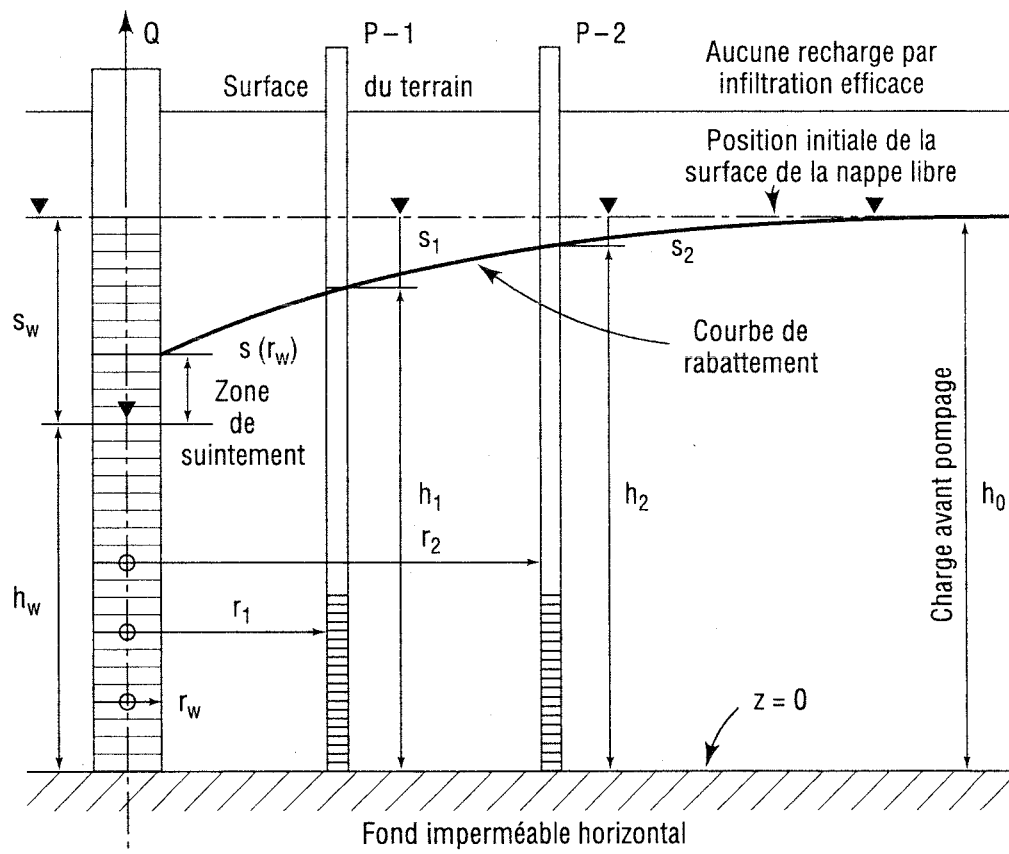


Figure 4.1 : Pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe libre sans réalimentation. Paramètres pour la formule de Dupuit (1863).

On remarquera que h_j est en fait l'épaisseur saturée de l'aquifère à nappe libre à la distance r_j , et qu'elle est confondue avec la charge hydraulique du piézomètre No.j à condition que l'élévation zéro soit celle du plan horizontal du substratum imperméable et que l'équipotentielle en r_j soit un cylindre vertical (la nappe est alors peu inclinée).

En 1863, Dupuit était arrivé à sa solution en supposant négligeables les composantes verticales des vitesses d'écoulement, c'est-à-dire un écoulement uniquement horizontal et radial. Il supposait aussi (cas de l'aquifère à nappe libre), que la nappe de l'aquifère pompé se raccordait au niveau d'eau mesuré dans le puits. À cause de ces hypothèses (que l'on sait erronées), on a cru longtemps que les formules originales de Dupuit n'étaient que des approximations, et elles sont encore traitées ainsi dans certains livres. On sait actuellement (Tcharnyi 1951, cité par Vibert 1954 ; Schneebeli 1956) que les formules du débit sont exactes (quand on néglige l'écoulement non saturé au-dessus de la surface de la nappe), et que leur démonstration ne nécessite pas toutes les hypothèses originales de Dupuit. Par contre, il peut exister une surface de suintement dans le puits (seepage face), et la formule originale de Dupuit pour la surface libre de la nappe est approximative : elle l'est davantage au voisinage du puits, la vraie surface se situant au-dessus de celle de Dupuit.

Il faut disposer d'au moins deux piézomètres ou préférablement plus. Les crépines doivent être aussi près que possible de la base imperméable. On trace alors un graphique du carré de la charge $h^2(r)$ stabilisée en fonction de $\log r$. On rappelle que la charge h n'est pas mesurée à partir d'un repère géodésique, mais à partir du fond imperméable, supposé horizontal, de l'aquifère à nappe libre. En théorie, on doit obtenir une ligne droite dont la pente fournit T par l'éq.4.1, et dont les extrémités fournissent deux indications :

1. Son extrapolation jusqu'à un rabattement nul ($h = h_i$, ou $s = 0$) correspond à une distance R appelée rayon d'action ou d'influence du puits : tout se passe comme si, au-delà de cette distance, le puits n'avait pas d'influence, ou bien comme s'il était réalimenté par une source à charge constante située à la distance R .
2. Son extrapolation jusqu'à un rabattement s égal à celui mesuré dans le puits, s_w , correspond à un rayon r_e généralement inférieur à celui du puits, r_w , à cause d'une surface de suintement à l'intérieur du puits. La position «normale» de la surface de suintement est discutée dans le chapitre 9. L'écart entre la position réelle et la position «normale» sert à définir l'efficacité (en pourcentage) du puits réel. Si le rayon r_e est supérieur à r_w , on l'appelle rayon efficace du puits : il correspond à l'influence de la zone développée autour de la crépine dans l'aquifère à nappe libre.

La transmissivité T , le rayon d'action R et le rayon r_e peuvent varier selon la direction à cause de l'anisotropie ou de l'hétérogénéité de l'aquifère. Si l'on veut étudier l'anisotropie de l'aquifère à nappe libre, il faut disposer d'au moins deux séries de piézomètres sur deux lignes passant par le puits.

L'utilisation de l'équation 4.1 est restreinte aux cas où la surface libre est proche de la position donnée par l'équation de Dupuit. Ce n'est pas toujours le cas au voisinage immédiat du puits, comme indiqué précédemment, parce qu'il peut exister une surface de suintement sur la paroi interne du puits (le rabattement est alors plus grand dans le puits pompé qu'à l'extérieur

immédiat dans le terrain). Par contre, lorsqu'on s'éloigne du puits, la surface libre réelle (mesurée par les piézomètres ou les puits d'observation) est correctement représentée par la surface théorique de Dupuit.

Si h_i est la charge initiale avant pompage (égale ici à l'épaisseur saturée initiale de l'aquifère), on peut écrire $T = Kh_i$. Sachant aussi que $s = h_i - h$, on peut aussi écrire :

$$[4.2] \quad h_2^2 - h_1^2 = (h_i - s_2)^2 - (h_i - s_1)^2 = 2h_i [(s_1 - s_1^2/2h_i) - (s_2 - s_2^2/2h_i)] = 2h_i (s_{c2} - s_{c1})$$

En définissant un rabattement corrigé, s_c , par :

$$[4.3] \quad s_c = s - s^2/2h_i$$

Jacob (1944) a simplifié l'équation 4.1 en :

$$[4.4] \quad Q = 2\pi T (s_{c2} - s_{c1}) / \ln (r_2/r_1)$$

Au lieu de tracer un graphique du carré de la charge stabilisée, $h^2(r)$, en fonction de $\log r$, on peut donc tracer un graphique du rabattement corrigé, s_c , en fonction de $\log r$, et utiliser des équations identiques que l'aquifère soit à nappe libre (on utilise s_c dans l'éq.4.4) ou à nappe captive (on utilise s dans l'éq.4.5).

4.2 Aquifère à nappe captive sans réalimentation

Thiem (1906) a démontré la formule qui relie le débit constant, Q , pompé en régime permanent, aux rabattements s_1 et s_2 enregistrés aux distances r_1 et r_2 mesurées à partir du centre du puits pompé :

$$[4.5] \quad Q = 2\pi T (h_1 - h_2) / \ln (r_2/r_1) = 2\pi T (s_1 - s_2) / \ln (r_2/r_1)$$

On notera la similitude des équations 4.4 (identique à 4.1) pour un aquifère à nappe libre, et 4.5 pour un aquifère à nappe captive.

Plusieurs livres prétendent que l'on peut utiliser l'éq.4.5 même si l'on ne dispose que d'un seul piézomètre : ils suggèrent d'associer le rabattement s_2 du piézomètre situé à la distance r_2 , avec le rabattement $s_w = s_1$ du puits pompé de rayon $r_w = r_1$. On ne recommande pas cette utilisation dans le présent Guide parce qu'elle conduit à des valeurs erronées de T , les puits étant rarement parfaits (i.e. effets pariétaux nuls) pour satisfaire l'éq.4.5 avec le couple de valeurs (s_w, r_w).

On recommande donc d'utiliser trois piézomètres, de façon à juger de l'homogénéité de l'aquifère et des effets pariétaux du puits pompé (voir le chapitre 9). Pour cela, on trace le graphique de s versus $\log r$, qui doit donner une ligne droite dans un aquifère homogène. La pente de la droite donne T par l'éq.4.5, et les extrémités de cette droite fournissent deux indications :

1. L'extrapolation jusqu'à un rabattement nul ($s = 0$) correspond à une distance R appelée rayon d'action ou rayon d'influence du puits : tout se passe comme si, au-delà de cette distance, le puits n'avait pas d'influence, ou bien comme s'il était réalimenté par une source à charge constante située à la distance R .
2. L'extrapolation jusqu'à un rabattement s égal à celui mesuré dans le puits, s_w , correspond à un rayon r_e supérieur ou inférieur à celui du puits, r_w . S'il est inférieur, il existe une surface de suintement à l'intérieur du puits, et le puits est peu efficace (voir chapitre 9). S'il est supérieur, on l'appelle rayon efficace du puits : il correspond à l'influence de la zone développée autour de la crépine dans l'aquifère à nappe captive.

Si l'on dispose de deux groupes de trois piézomètres alignés sur deux diamètres, et que les deux graphiques de s versus $\log r$ pour les deux rayons donnent deux lignes droites de pentes différentes, on en déduit des valeurs directionnelles de T , de R et de r_e , qui peuvent être interprétées en termes d'anisotropie.

On verra dans le chapitre 5 que l'équation de Thiem peut être obtenue comme la limite de l'équation de s versus $\log r$ pendant la phase transitoire du pompage.

Dans le cas de la nappe captive, on suppose pour établir l'équation que le niveau d'eau dans le puits reste situé à une élévation supérieure à celle du toit de l'aquifère. Ce n'est pas toujours le cas dans la réalité. La pompe peut abaisser le niveau en dessous du toit, et il se produit un dénoyage de l'aquifère à proximité du puits, avec apparition d'une surface libre. Il existe des formules pour en tenir compte (Schneebeli, 1966). La même référence fournit des formules pour des puits qui pénètrent partiellement l'aquifère, et pour des groupes de puits selon diverses configurations, en régime permanent.

4.3 Aquifère à nappe semi-captive réalimenté par drainance

Quand les aquitards qui forment le toit et le plancher d'un aquifère peuvent fournir un débit significatif au puits pompé, on parle alors d'un aquifère à nappe semi-captive. Le débit d'eau extrait par pompage de cet aquifère provient en partie du mouvement (à peu près horizontal) de l'eau souterraine dans l'aquifère et en partie d'une percolation (à peu près verticale) de l'eau dans l'un des aquitards (supérieur et inférieur) ou les deux.

La Figure 4.2 illustre le phénomène dans le cas d'un aquifère à nappe semi-captive alimenté par un aquifère supérieur à nappe libre dont l'eau se draine à travers un aquitard. Pendant le pompage, la charge hydraulique diminue dans l'aquifère à nappe captive. Il en résulte une augmentation du gradient vertical dans l'aquitard et donc une augmentation du débit de percolation verticale dans cet aquitard. On observe d'abord une phase transitoire (voir section 5.3) qui met en jeu la percolation et l'emménagement de l'aquitard (eau libérée par le tassement de cet aquitard). On peut atteindre ensuite un équilibre (régime permanent) où le débit pompé constant est fourni totalement par cette percolation verticale.

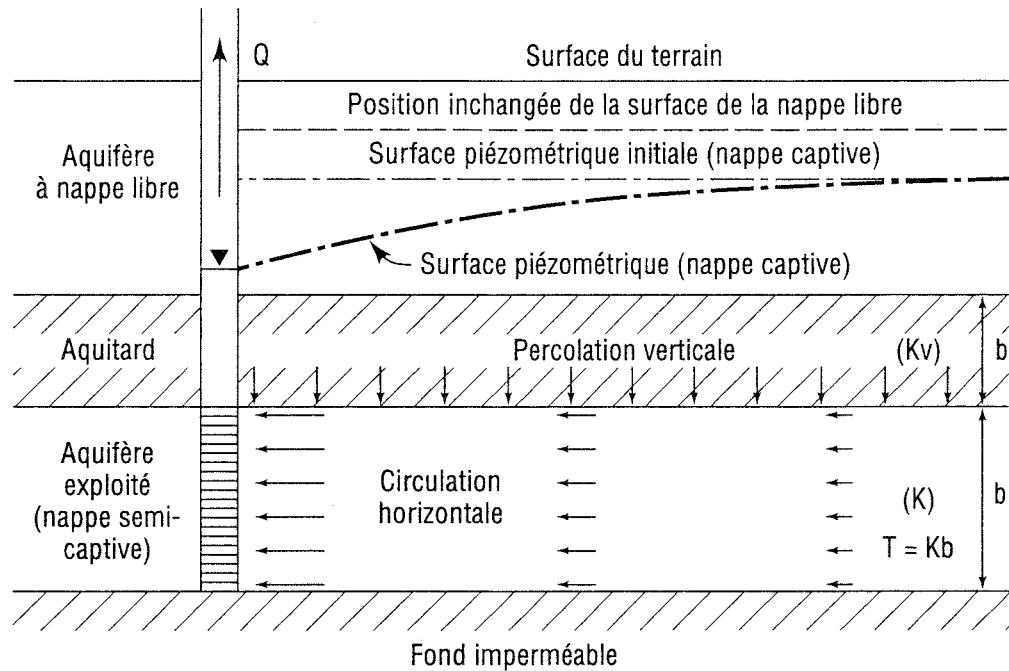


Figure 4.2 : Vue en coupe d'un aquifère à nappe semi-captive réalimenté par un aquifère supérieur à nappe libre.

En supposant que la charge hydraulique reste constante dans l'aquifère supérieur, et que le débit à travers l'aquitard est proportionnel au gradient, le rabattement stabilisé, s , à la distance r du puits pompé, est donné par (De Glee, 1930, 1951 ; Hantush et Jacob, 1955) :

$$[4.6] \quad s = (Q/2\pi T) K_0(r/B)$$

où T est la transmissivité de l'aquifère à nappe semi-captive, K_0 est la fonction de Bessel modifiée de 2e espèce et d'ordre zéro. Le facteur de drainance (leakage factor), B , est défini par :

$$[4.7] \quad B = (Kbb'/K_v)^{1/2} = (Tb'/K_v)^{1/2}$$

où b' est l'épaisseur de l'aquitard et K_v sa conductivité hydraulique verticale. Le rapport K_v/b' est le coefficient de drainance de l'aquitard vers l'aquifère pompé (section 1.4.3).

L'équation 4.6 est valable pour $B > 3b$ (De Glee, 1951). On l'utilise de la façon suivante :

- on trace la fonction $K_0(r/B)$ versus r/B sur du papier log-log ;
- sur une autre feuille log-log, on porte les résultats expérimentaux de s versus r ;
- on cherche à superposer les deux courbes le mieux possible ;
- en prenant un point commun aux deux graphiques superposés, et connaissant Q , on tire la valeur de T de l'éq.4.6 ;
- connaissant T et lisant r/B au point commun, on tire la valeur de b'/K_v de l'éq.4.7.

Ensuite, si l'on connaît par forages ou par méthodes géophysiques la valeur de b' , on peut calculer la valeur de K_v pour l'aquitard.

Dans le cas où $r/B < 0,05$, l'équation 4.6 peut être approximée par (Hantush, 1956, 1964) :

$$[4.8] \quad s = (2,30 Q/2\pi T) \log (1,12 B/r)$$

On obtient alors une relation linéaire entre le rabattement stabilisé dans l'aquifère et le logarithme de la distance au puits. En pratique, il est impossible de différencier les équations 4.5 (pour un aquifère à nappe parfaitement captive) et 4.8 (pour un aquifère à nappe semi-captive). Les deux équations donnent la même valeur de T , mais elles correspondent à une divergence d'opinion sur le type d'aquifère et surtout sur la provenance de l'eau souterraine. Elles correspondent à deux opinions extrêmes, l'une étant que l'eau pompée provient exclusivement de l'aquifère où elle se déplace latéralement, l'autre étant que l'eau pompée provient exclusivement de l'aquitard supérieur par percolation verticale. La vérité est probablement située entre ces deux opinions extrêmes. On ne connaît pas présentement de solution théorique pour lever cette indétermination.

Notons que dans le cas de l'aquifère à nappe semi-captive, l'extrapolation jusqu'à un rabattement nul ($s = 0$) correspond toujours à une distance R appelée rayon d'action du puits. Cette distance obtenue par la courbe des rabattements stabilisés (s vs $\log r$) peut fournir K_v/b' , le coefficient de drainance de l'aquitard. En effet, la valeur $s = 0$ correspond à $r = R$ et aussi à $1,12 B/r = 1,12 B/R = 1$ selon l'éq.4.8. On en tire :

$$[4.9] \quad K_v/b' = T / B^2 = T / (R/1,12)^2$$

Ce n'est que si la valeur de K_v obtenue par cette équation paraît irréaliste pour l'aquitard, que l'on peut conclure que la réalimentation de l'aquifère est essentiellement latérale avec peu de percolation verticale (aquifère à nappe captive et pas semi-captive). Dans les autres cas, compte tenu de la difficulté d'appréciation de K_v , on ne peut généralement rien conclure sur la part respective des deux types d'apport d'eau.

4.4 Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace

Le cas d'un puits pénétrant totalement un aquifère à nappe libre alimenté par une infiltration efficace, W (en $m^3/m^2 \cdot an$), est illustré par la Figure 4.3.

En régime permanent, le rayon d'influence du puits, R , est fourni par :

$$[4.10] \quad Q = \pi R^2 W$$

La charge hydraulique h , à la distance r du puits, est donnée par Todd (1980) :

$$[4.11] \quad h_i^2(R) - h^2(r) = (W/2K) (r^2 - R^2) + (Q/\pi K) \ln (R/r)$$

où h_i est la charge initiale (en l'absence de pompage) que l'on retrouve à la distance R . On remarque que dans tous les problèmes d'aquifère à nappe libre, les charges h sont mesurées avec un repère d'élévation dont le zéro est le plan horizontal du substratum imperméable.

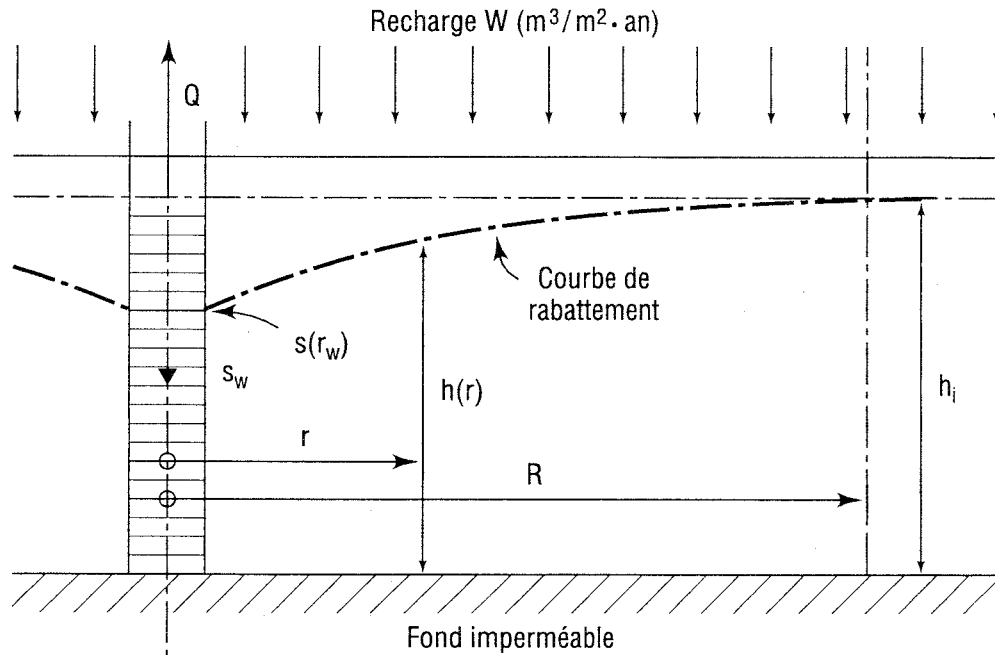


Figure 4.3 : Vue en coupe d'un aquifère à nappe libre alimenté par une infiltration efficace, W .

Notons que cette solution suppose une frontière de recharge horizontale circulaire (à débit constant) de rayon R , ce qui est peu fréquent dans la nature. Elle est mathématiquement incomplète parce que l'on ignore ce que devient l'eau infiltrée à l'extérieur du cercle de recharge. Dans les situations réelles, il existe toujours un écoulement latéral dans l'aquifère. La zone d'alimentation n'est pas un cercle, elle s'étend du côté amont jusqu'à la ligne de partage des eaux, même si l'influence du puits (rabattement mesurable) ne se fait pas sentir jusqu'à cette ligne de partage. La solution des éqs.4.10 et 4.11 n'est donc qu'une première approximation dans le cas d'un très faible gradient régional initial.

On ne connaît pas de solution (autre que numérique, par ordinateur) pour le cas réaliste d'un puits pénétrant totalement un aquifère à nappe libre alimenté par les infiltrations efficaces, en présence d'un gradient initial, qui usuellement varie le long d'une ligne d'écoulement.

4.5 Aquifère à nappe libre à toit ou substratum incliné

Le cas d'un puits pénétrant totalement un aquifère à nappe libre d'épaisseur constante sur un substratum incliné d'un angle constant a été traité par Huisman (1972) en supposant que le gradient initial est égal à la pente de l'aquifère, et en négligeant la recharge par infiltration efficace. Il s'agit d'une approximation grossière, généralement inacceptable pour les aquifères réels.

En fait, cette simplification permet de traiter l'aquifère incliné à nappe libre de la même façon (mathématique) qu'un aquifère horizontal à nappe captive avec gradient régional, pour lequel on possède la solution analytique exacte (Bear et Jacobs, 1965).

On ne connaît pas de solution (autre que numérique, par ordinateur) pour le cas réaliste d'un puits pénétrant totalement un aquifère incliné à nappe libre alimenté par une infiltration efficace. Dans le cas réaliste, le gradient initial réel varie le long d'une ligne d'écoulement.

4.6 Aquifère à nappe captive avec gradient initial

Bear et Jacobs (1965) ont fourni la solution complète du problème dans un aquifère idéal (horizontal, homogène, d'épaisseur constante, etc.), y compris la vitesse de déplacement de l'eau souterraine en n'importe quel point autour du puits. Avant pompage, il existe un vecteur gradient régional selon l'axe des x , de module i_0 non nul, la vitesse de Darcy ayant un module Ki_0 selon l'axe des x (Fig. 4.4). Le puits pompé (ou injecté) à débit constant a un rayon r_w très petit (en théorie) et il est situé au point de coordonnées $x = y = 0$. Des équations 1 et 2 de l'article de Bear et Jacobs (1965), on peut tirer la charge hydraulique dans l'aquifère en un point de coordonnées x et y , pour le régime permanent :

$$[4.12] \quad h = h_w - i_0 x - (Q/4\pi T) \ln [(x^2 + y^2)/r_w^2] \quad \text{avec } x^2 + y^2 = r^2 \geq r_w^2$$

Le puits intercepte uniquement l'eau souterraine à l'intérieur de la ligne de partage des eaux indiquée sur la Fig. 4.4. À une grande distance du côté amont, le rabattement dû au puits (représenté par le dernier terme de l'éq.4.12) est négligeable. On se trouve alors au-delà du rayon d'influence du puits (en terme de rabattement). La largeur du front d'appel est définie comme étant $2 y_L$ (Fig. 4.4). On l'obtient par égalité du débit pompé et du débit apporté par l'aquifère, soit :

$$[4.13] \quad \text{section X vitesse de Darcy} = 2y_L b Ki_0 = Q$$

La ligne de partage des eaux se referme sur l'axe des x en aval du puits à une distance x_L (Fig. 4.4) qui correspond à un maximum local de la charge h :

$$[4.14] \quad x_L = - Q / 2\pi T i_0 = - y_L / \pi$$

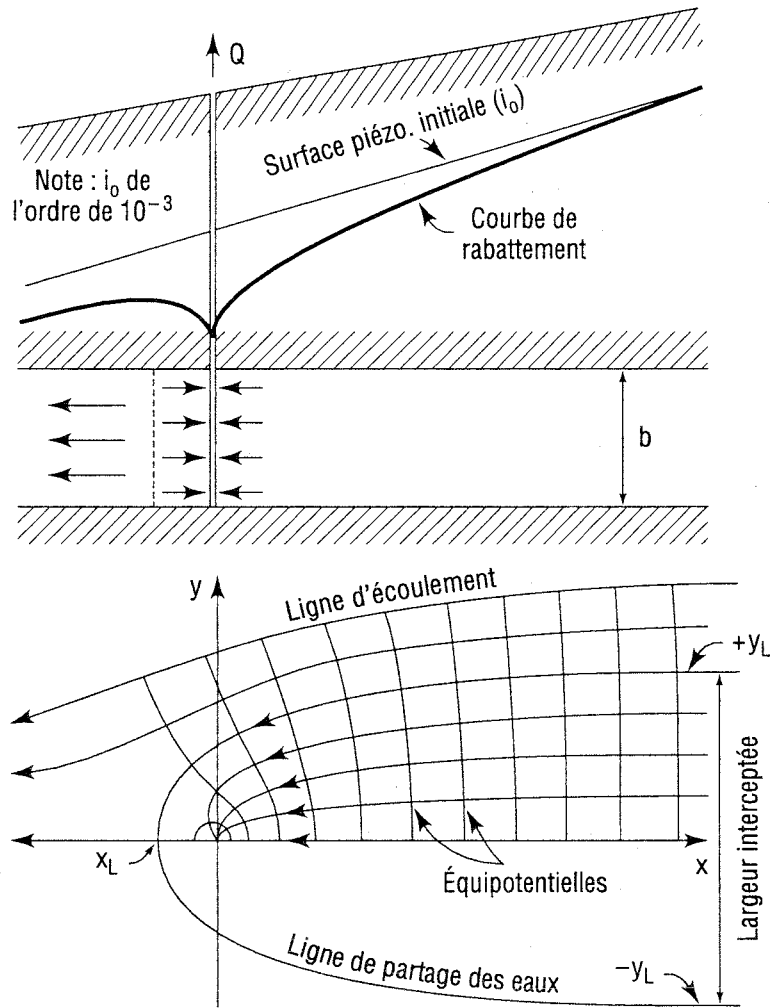


Figure 4.4 : Vue en coupe et en plan du pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe captive où existe un gradient régional initial.