

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 :

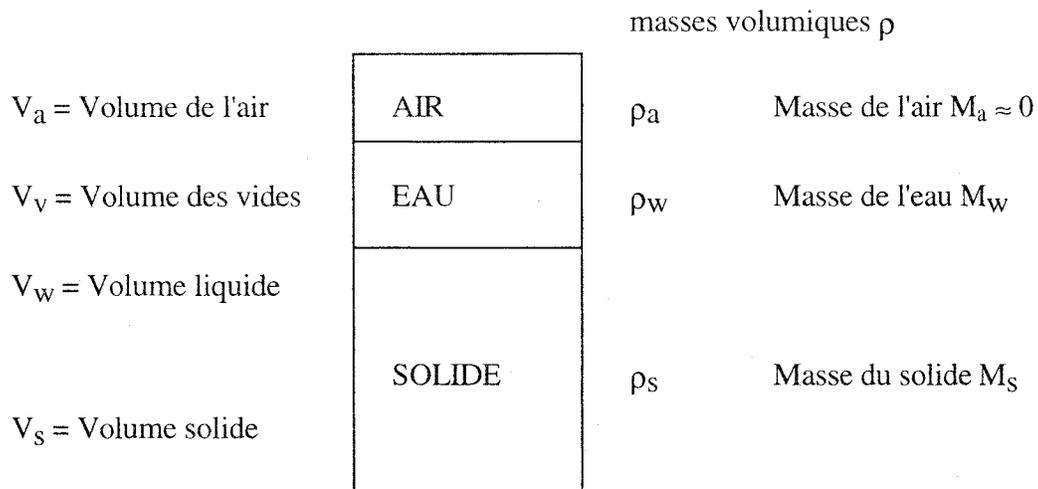


Figure 1.1 : Diagramme de phases.

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 , 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.

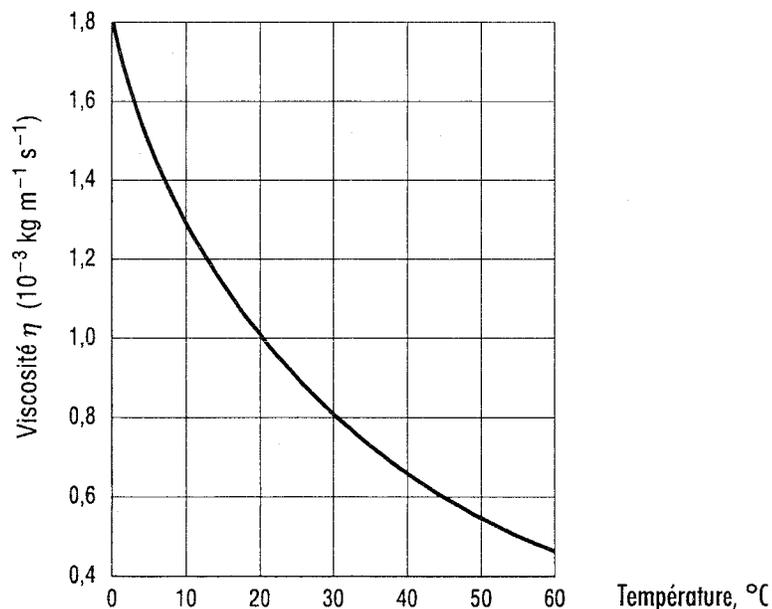


Figure 1.2 : Graphique de la viscosité en fonction de la température (d'après les valeurs de Dorsey, 1968).

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).

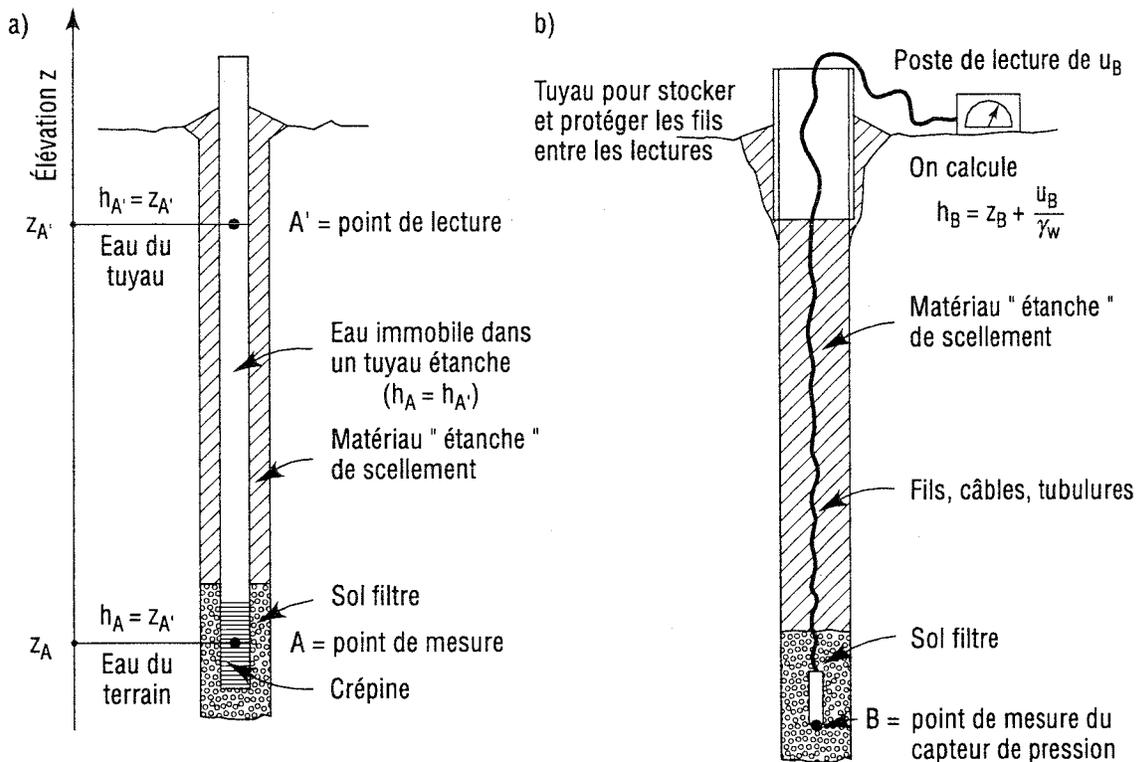


Figure 1.3 : Les deux types les plus fréquents de piézomètres : a) piézomètre hydraulique ; b) piézomètre à capteur de pression.

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 $(A \Delta H / L)$

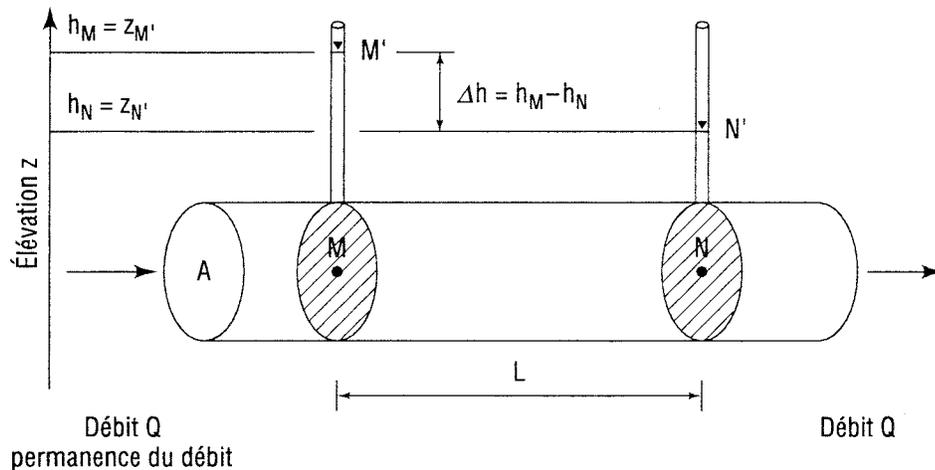


Figure 1.4 : Écoulement dans un cylindre rempli d'un milieu poreux (expérience de Darcy).

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.

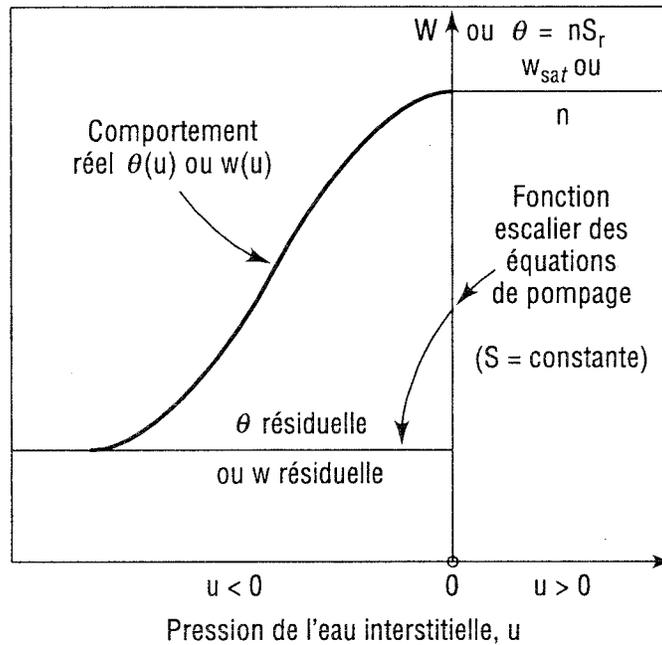


Figure 1.5 : Illustration du comportement réel du matériau d'un aquifère à nappe libre, et de l'hypothèse courante $S = constante$.

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} , :

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

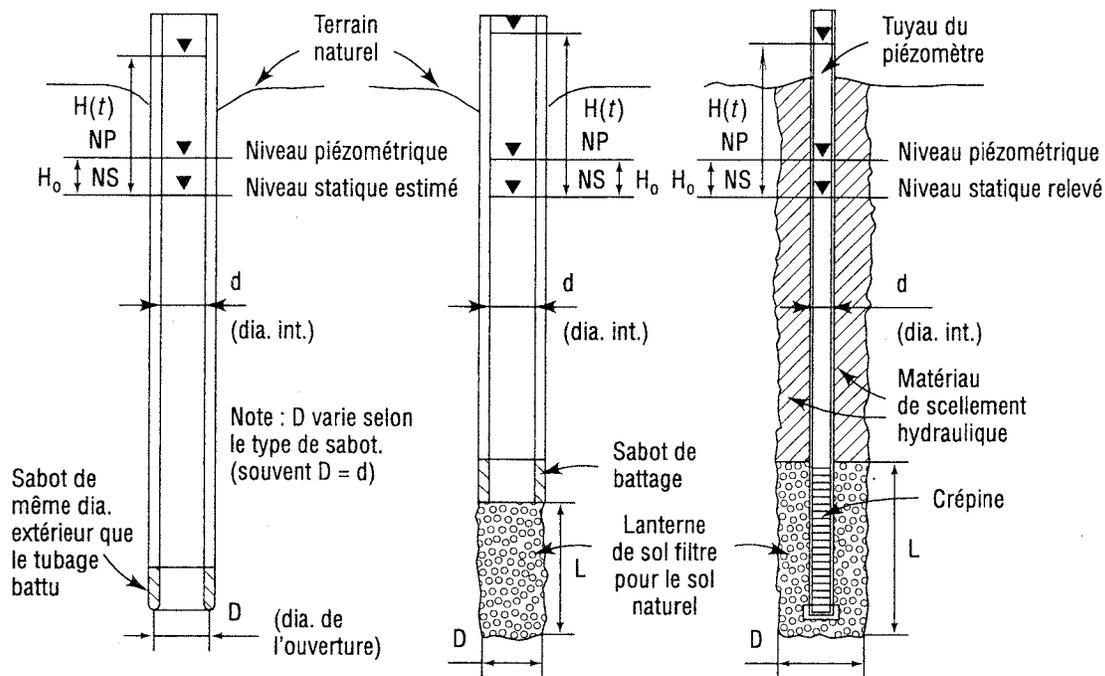


Figure 2.1 : Paramètres géométriques pour l'essai en bout de tubage (a), l'essai de type Lefranc (b), et l'essai dans un piézomètre ou un puits (c).

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 ($d' = L = b$) :

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

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.

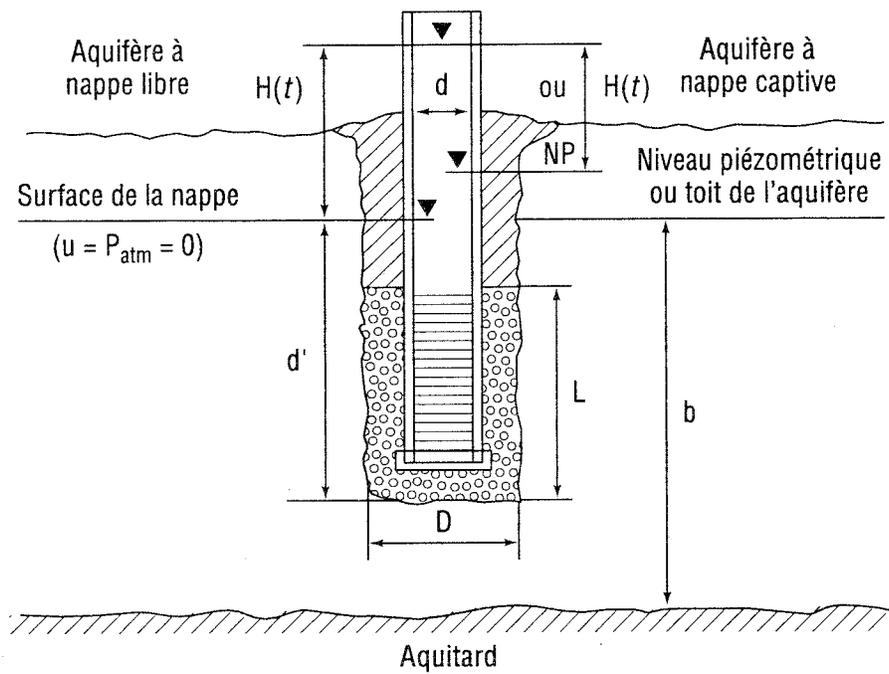


Figure 2.2 : Paramètres pour les équations de Bouwer et Rice (1976), dans le cas d'une pénétration partielle de l'aquifère.

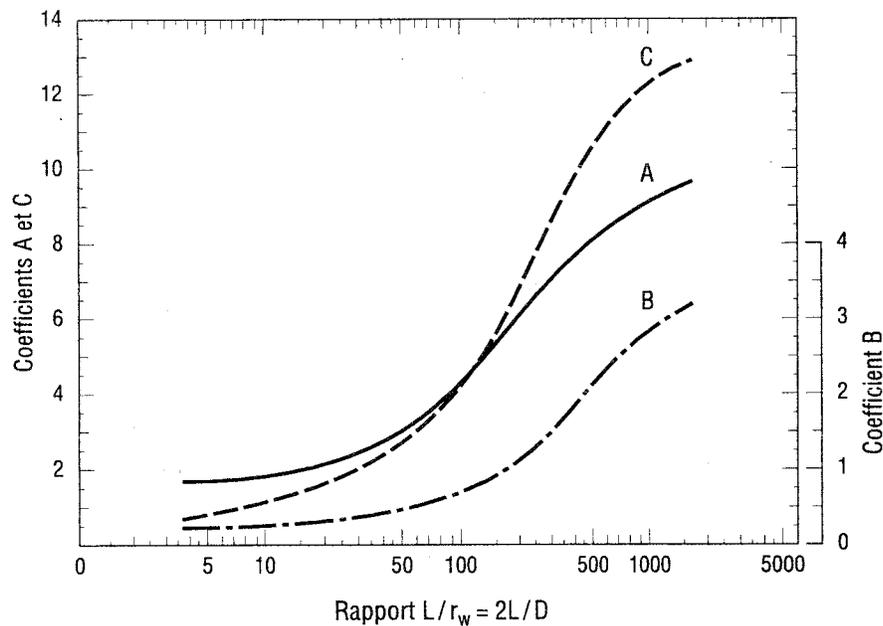


Figure 2.3 : Graphiques des coefficients A , B et C en fonction de L/r_w , pour les équations 2.17 et 2.18 de la méthode de Bouwer et Rice (1976).

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) :

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

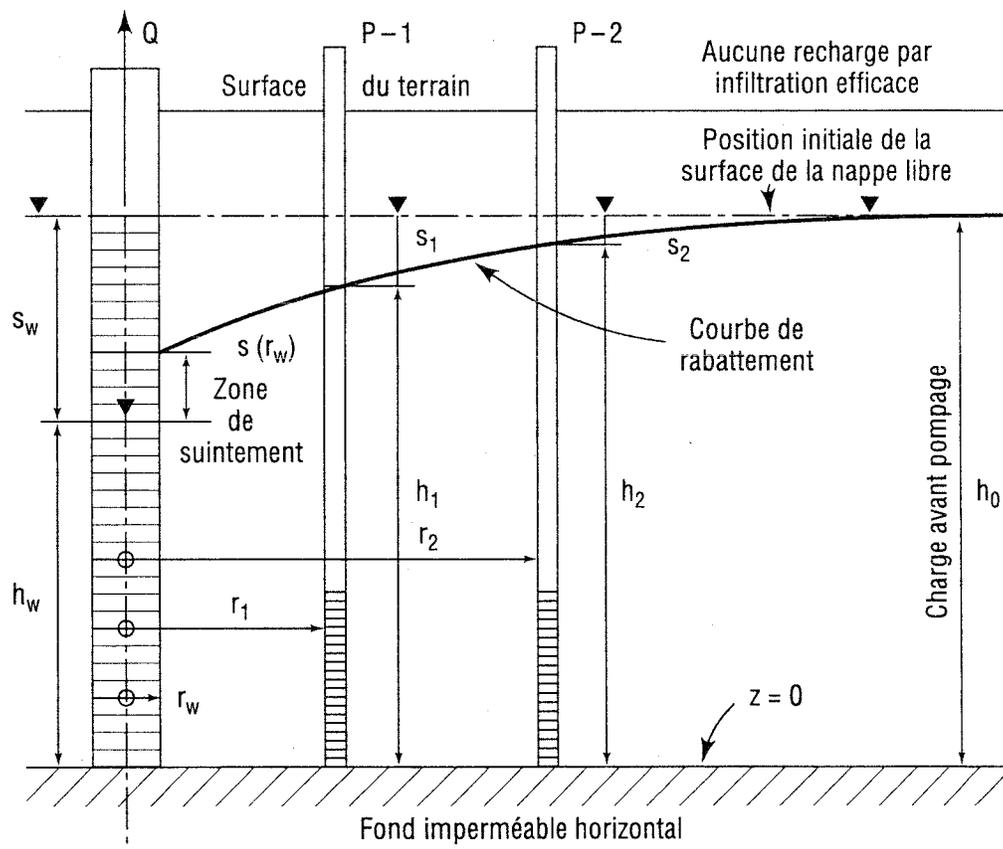


Figure 4.1 : Pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe libre sans réalimentation. Paramètres pour la formule de Dupuit (1863).

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.

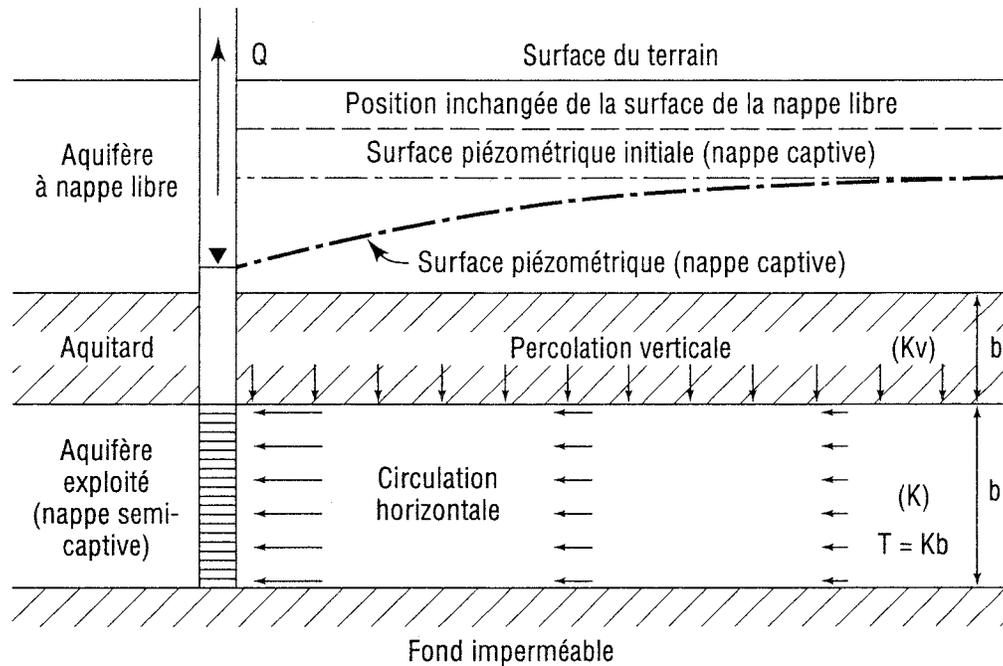


Figure 4.2 : Vue en coupe d'un aquifère à nappe semi-captive réalimenté par un aquifère supérieur à nappe libre.

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.

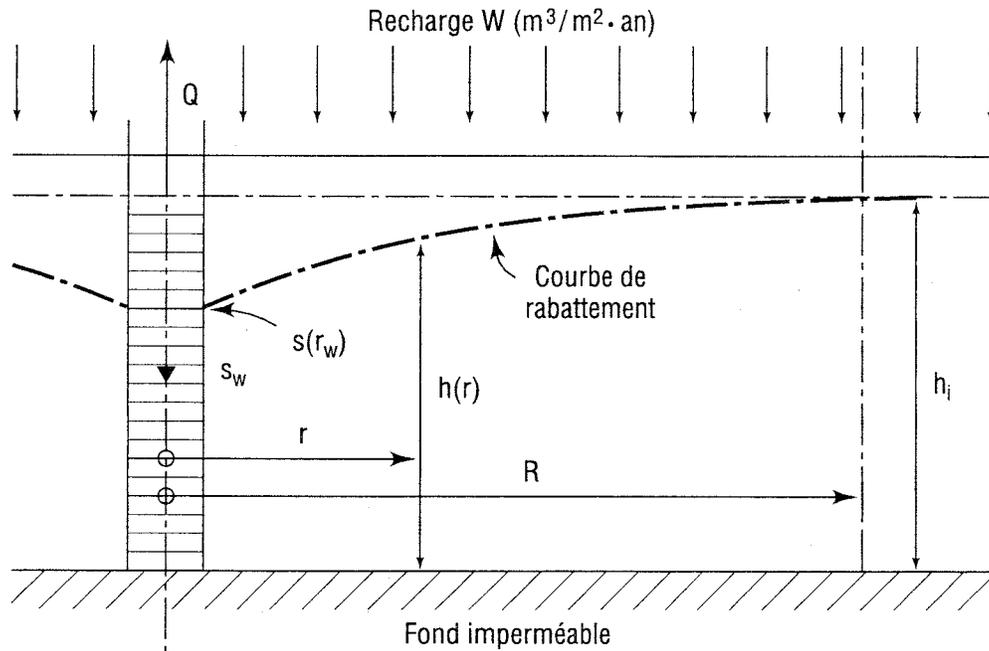


Figure 4.3 : Vue en coupe d'un aquifère à nappe libre alimenté par une infiltration efficace, W .

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 :

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

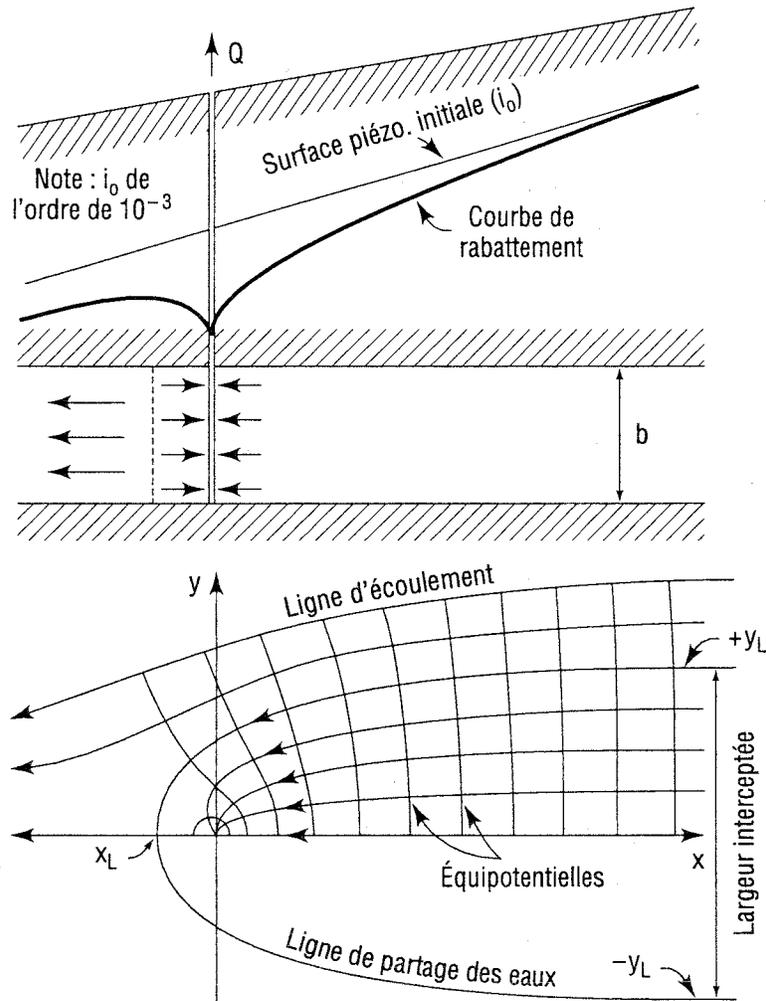


Figure 4.4 : Vue en coupe et en plan du pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe captive où existe un gradient régional initial.

INTERPRÉTATION DES ESSAIS EN RÉGIME TRANSITOIRE

On a vu au chapitre 4 que 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 présentent les solutions les plus fiables des problèmes de pompage en régime transitoire et leurs champs d'application.

5.1 Aquifère à nappe captive sans réalimentation

5.1.1 Pénétration totale du puits

5.1.1.1 La solution de Theis (1935)

Le puits est vertical et pénètre totalement un aquifère à nappe captive, horizontal, isotrope et infini en étendue. Son diamètre est infiniment petit. Il est pompé à débit constant. Ce problème est axisymétrique autour de l'axe du puits. L'équation locale de conservation pour un écoulement souterrain, quand la perméabilité est isotrope, s'écrit :

$$[5.1] \quad \text{div}(\text{grad } h) = (S/T)(\partial h/\partial t)$$

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

$$[5.2] \quad \partial^2 h/\partial r^2 + (1/r)(\partial h/\partial r) = (S/T) (\partial h/\partial t)$$

En utilisant des solutions mathématiques pour l'écoulement de la chaleur, Theis (1935) a obtenu une solution valable dans les conditions suivantes :

- a) l'aquifère horizontal est homogène, isotrope, infini et d'épaisseur constante ; ses paramètres hydrauliques (transmissivité T et coefficient d'emmagasinement S) sont constants ;
- b) l'aquifère est à nappe captive ;
- c) toute l'eau pompée provient du stockage dans l'aquifère et elle est relâchée instantanément quand la pression interstitielle varie (hypothèse du transfert instantané de la pression interstitielle aux contraintes effectives - pas d'effets de consolidation - et élasticité du matériau solide de l'aquifère) ;
- d) le puits de pompage pénètre totalement l'aquifère et son diamètre est infiniment petit ;
- e) le puits est pompé à débit constant ;
- f) l'écoulement est laminaire et respecte la loi de Darcy.

Il résulte des hypothèses a-b-c que l'aquifère est un volume équipotentiel avant que débute le pompage. Les autres hypothèses indiquent que l'écoulement est radial et horizontal, ce qui signifie que le problème est à une seule dimension le long de l'axe des r . La solution de [5.2] fournie par Theis (1935) est :

$$[5.3] \quad s = (Q/4\pi T) \int_u^\infty (e^{-u}/u) du$$

avec

$$[5.4] \quad u = r^2 S / 4Tt$$

où $s =$ rabattement au temps t (mesuré depuis le début du pompage) et à la distance r du puits pompé,

$Q =$ débit constant du pompage,

$T =$ transmissivité de l'aquifère, et

$S =$ coefficient d'emmagasinement de l'aquifère.

La fonction intégrale de [5.3] est notée $W(u)$ en hydraulique des puits. En mathématiques, il s'agit de la fonction exponentielle intégrale $Ei(u)$, connue depuis le 18^{ème} siècle (Euler 1748), également définie par la série :

$$[5.5] \quad W(u) = Ei(u) = -\gamma - \ln u + (u/1 \cdot 1!) - (u^2/2 \cdot 2!) + (u^3/3 \cdot 3!) - (u^4/4 \cdot 4!) \dots$$

où $\gamma = 0,577\ 215\ 664\ 9..$ est la constante d'Euler.

L'équation [5.2] peut s'écrire :

$$[5.6] \quad s = Q W(u) / 4\pi T$$

et en logarithmes décimaux :

$$[5.7] \quad \log s = \log (Q/4\pi T) + \log W(u)$$

alors que [5.4] peut s'écrire :

$$[5.8] \quad r^2/t = 4 uT/S$$

et en logarithmes décimaux :

$$[5.9] \quad \log (r^2/t) = \log (4T/S) + \log u$$

Par conséquent, si les données de l'essai de pompage $\log s$ sont tracées en fonction de $\log (r^2/t)$, la courbe résultante sera identique à la courbe théorique $\log W(u)$ versus $\log u$, à une translation près. C'est la base mathématique de la méthode graphique proposée par Theis (1935) : la courbe type $\log W(u)$ vs $\log u$ est superposée sur les résultats expérimentaux (voir l'exemple de la Fig. 5.1) et les paramètres T et S sont trouvés successivement à partir des valeurs des déplacements d'axes, $\log (Q/4\pi T)$ et $\log (4T/S)$, selon [5.7] et [5.9].

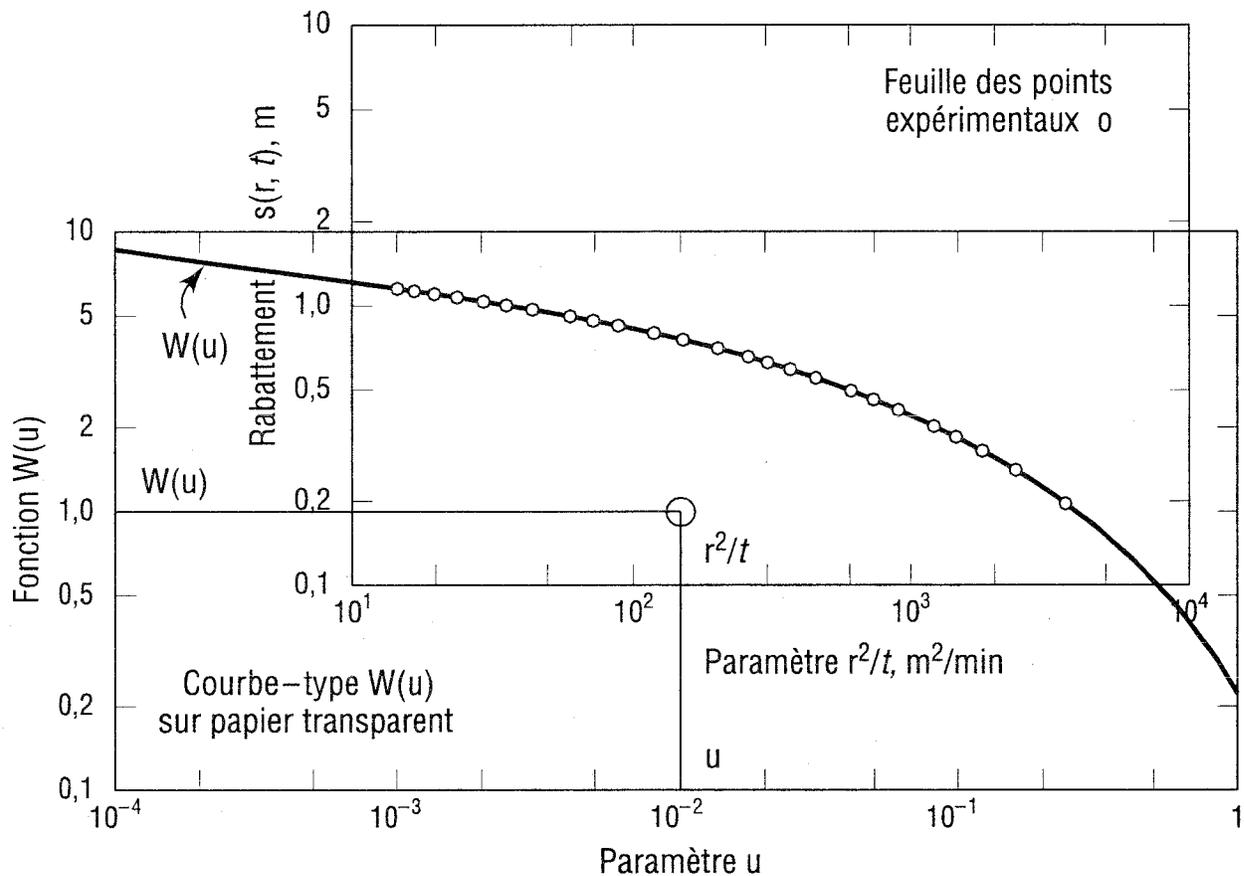


Figure 5.1 : Illustration de la méthode de superposition de Theis (1935).

5.1.1.2 L'approximation de Cooper-Jacob

Cooper et Jacob (1946) ont remarqué que dans [5.5], le troisième terme et les suivants deviennent négligeables quand u est petit. Dans ce cas, [5.5] se simplifie en :

$$[5.10] \quad s = (Q/4\pi T) \cdot [\ln(1/u) - 0,5772] = (Q/4\pi T) C\text{-}J(u)$$

où C-J(u) signifie la fonction approximation de Cooper-Jacob. On peut écrire :

$$[5.11] \quad s = (Q/4\pi T) \cdot [\ln(4Tt/r^2S) - \ln(1,781)] = (Q/4\pi T) \cdot \ln(2,25 Tt/r^2S)$$

ce qui donne en logarithmes décimaux :

$$[5.12] \quad s = (2,30 Q/4\pi T) \cdot [\log t + \log(2,25 T/r^2S)] = \Delta s \cdot \log(t/t_0)$$

Cette dernière équation est celle d'une relation linéaire entre s et $\log t$, avec une pente Δs par cycle de temps, et une intersection t_0 quand le rabattement est nul. Donc, un graphique expérimental de s vs $\log t$ (voir l'exemple de la Fig. 5.2) donnera T par la pente Δs :

$$[5.13] \quad T = 2,30 Q / 4\pi \Delta s$$

et S par extrapolation de la partie rectiligne jusqu'à l'intersection ($s=0$, $t=t_0$) :

$$[5.14] \quad S = 2,25 T t_0 / r^2$$

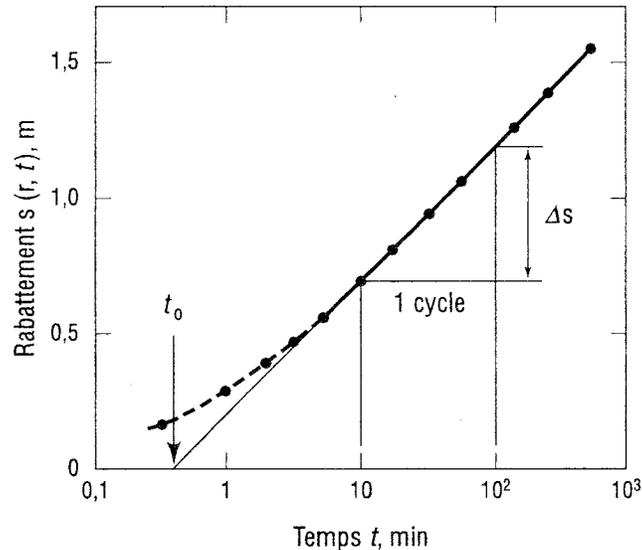


Figure 5.2 : Illustration de la méthode de Cooper-Jacob (1946).

NOTES :

1. La méthode de Cooper-Jacob correspond à la zone aplatie de la courbe de Theis, pour les faibles valeurs de u (ou $1/u$ grand). Dans ce cas, si l'on utilise la méthode standard de superposition, on dispose d'une courbe expérimentale pratiquement linéaire à superposer sur la partie presque linéaire de la courbe de Theis. Il en résulte une infinité de superpositions possibles et donc une grande incertitude sur les paramètres T et S . Dans cette situation, seule la méthode de Cooper-Jacob est fiable.
2. En théorie, la méthode de Theis ne requiert qu'un seul piézomètre pour déterminer T et S . En pratique, c'est un leurre. On obtiendra autant de couples (T, S) que l'on aura installé de piézomètres parce que les conditions de terrain ne respectent jamais toutes les conditions d'établissement des équations théoriques. Pour bien connaître un aquifère, il est préférable d'avoir plusieurs points d'observation (piézomètres) pendant un essai de pompage, ce qui permet de faire une évaluation beaucoup plus sérieuse qu'avec un seul piézomètre ou pas du tout. Dans une situation de marché concurrentiel, la pratique du piézomètre unique a deux avantages : (1) elle est moins chère, ce qui permet à une firme d'améliorer ses chances d'obtenir un contrat, et (2) elle évite bien des problèmes d'interprétation. Cependant l'évaluation des propriétés de l'aquifère peut s'avérer erronée.
3. Si l'essai de pompage dure assez longtemps pour atteindre un régime permanent après une phase transitoire, on pourra déterminer S et T par une méthode de type Theis, et ensuite déterminer T par une méthode de type Thiem. On pourra ainsi vérifier les interprétations des conditions particulières de l'aquifère et bien évaluer les conditions aux frontières ainsi que l'importance des effets de drainance parfois masqués dans la phase transitoire. À la fin de l'essai, on pourra faire une troisième détermination de T et S par la courbe de remontée (voir chapitre 6). Si les interprétations sont correctes, les trois groupes de valeurs (T, S) devraient être voisins.

5.1.1.3 Conditions d'utilisation et précision de l'approximation de Cooper-Jacob

Sans démonstration, Cooper et Jacob (1946) ont écrit : «The approximation will be tolerable where u is less than about 0,02.» Les livres d'hydrogéologie (Ferris *et al.*, 1962; Lohman, 1972; Bureau of Reclamation, 1977; Freeze and Cherry, 1979; Kruseman and De Ridder, 1979; Todd, 1980) avertissent le lecteur en précisant que la méthode de Cooper-Jacob ne doit être utilisée que pour des valeurs de u inférieures à 0,01 ou 0,02 si l'on veut éviter des erreurs.

La précision de l'approximation de Cooper-Jacob peut être établie de la manière suivante (Chapuis 1992b). En comparant [5.6] et [5.10], l'erreur relative RE est :

$$[5.15] \quad RE = [W(u) - C-J(u)] / W(u)$$

On peut la calculer très précisément en utilisant les tables de $W(u)$ disponibles dans de nombreux livres de mathématiques (par exemple, Glaisher, 1870).

L'approximation par $C-J(u)$ de $W(u)$ peut être visualisée en traçant les deux fonctions $W(u)$ et $C-J(u)$ versus $\log 1/u$ sur le même graphique (Fig. 5.3). La solution exacte donne :

$$[5.16] \quad W(u) = s (4\pi T/Q)$$

alors que l'approximation de Cooper-Jacob donne :

$$[5.17] \quad C-J(u) \approx s (4\pi T/Q)$$

et pour les deux solutions :

$$[5.18] \quad 1/u = t (4T/r^2 S)$$

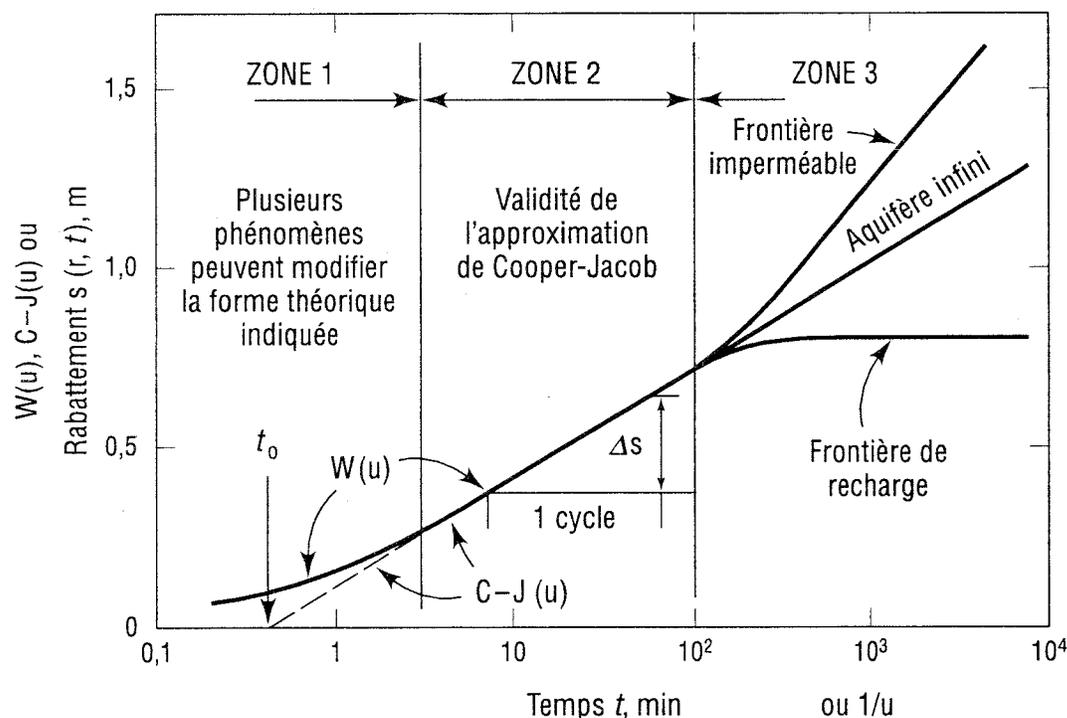


Figure 5.3 : Les trois zones du graphique de s versus $\log t$.

Les coordonnées de la Fig. 5.3 sont donc proportionnelles à celles du graphique usuel du rabattement s versus $\log t$ de la solution de Cooper-Jacob. On voit la superposition parfaite des deux courbes pour $u < 0,01$. Les calculs théoriques des deux fonctions indiquent les valeurs suivantes pour RE :

$u = 0,10$	ou $t/t_0 = 5,5$	RE = 5,4%
$u = 0,05$	ou $t/t_0 = 11$	RE = 2,0%
$u = 0,01$	ou $t/t_0 = 55$	RE = 0,25%

La courbe de rabattement (s vs $\log t$) peut être divisée en trois zones. Pour tirer les valeurs T et S , on n'utilise que la partie centrale ou zone 2. On verra plus loin que les formes de la zone 1 (initiale) et de la zone 3 (finale) peuvent différer fortement de la forme théorique (Fig. 5.3).

- 1) La zone 1 (initiale) correspond aux effets à très court terme : sa forme dépend de la capacité d'emmagasinement d'eau dans le tuyau du puits (négligée dans la théorie), et des effets pariétaux (skin effects). Si le puits pénètre partiellement l'aquifère, la forme de la zone 1 sera modifiée par rapport à celle de la courbe théorique qui considère une pénétration totale.
- 2) La zone 2 donne T et S . Même si l'on n'a pas eu le temps d'enregistrer les valeurs du rabattement s dans les premiers instants de l'essai, le graphique de s vs $\log t$ donnera T et S , alors que le graphique de type Theis ($\log s$ vs $\log t$) donnera une multitude de solutions, les points expérimentaux pouvant glisser sur la courbe type à superposer.
- 3) La zone 3 (finale) correspond aux effets à long terme. C'est dans cette zone que l'on détectera les effets des frontières de l'aquifère, qu'elles soient imperméables ou à charge constante (voir le chapitre 7).

5.1.1.4 Solution du graphique distance-rabattement

Dans le cas où l'approximation de Cooper-Jacob est vérifiée ($u < 0,05$ environ), le rabattement s peut se mettre sous la forme :

$$[5.19] \quad s = (Q/2\pi T) \ln[(2,25Tt / r^2S)^{1/2}]$$

et si l'on pose :

$$[5.20] \quad R(t) = 1,5 (Tt/S)^{1/2}$$

l'équation [5.19] s'écrit :

$$[5.21] \quad s = (Q/2\pi T) \ln(R/r) \quad \text{ou}$$

$$[5.22] \quad T = Kb = Q \ln(R/r) / 2\pi s$$

qui est une équation identique à celle de Dupuit ou de Thiem (Eqs.4.4 ou 4.5) pour le régime permanent dans un aquifère à nappe captive. La quantité R (variable dans le temps) représente donc le rayon d'action de l'écoulement transitoire dans les conditions de l'approximation logarithmique.

On peut alors utiliser une solution graphique analogue à celle décrite précédemment pour le régime permanent. Si l'on dispose de plusieurs piézomètres, on trace le graphique de leurs rabattements s_j au même temps t en fonction du logarithme de leurs distances r_j au puits pompé (Fig. 5.4). On prolonge la droite obtenue pour d'une part couvrir au moins un cycle logarithmique et d'autre part obtenir le rayon d'action (R) transitoire au temps t (distance où le rabattement est nul). On peut alors déterminer T , puis S , par les équations suivantes :

$$[5.23] \quad T = 2,30 Q / 2\pi\Delta s$$

où Δs est la différence de rabattement sur un cycle logarithmique complet (Note : le papier log est à base 10, d'où le coefficient 2,30 pour passer des logs Népériens aux logs décimaux), et :

$$[5.24] \quad S = 2,25 Tt / R^2$$

où R est la distance extrapolée qui correspond à un rabattement nul (rayon d'action au temps t). En pratique, il est recommandé d'opérer avec une rangée de trois piézomètres, qui donneront une meilleure évaluation de T et S dans la direction de cette rangée. Avec deux rangées de piézomètres, on peut définir l'anisotropie de l'aquifère en T et S .

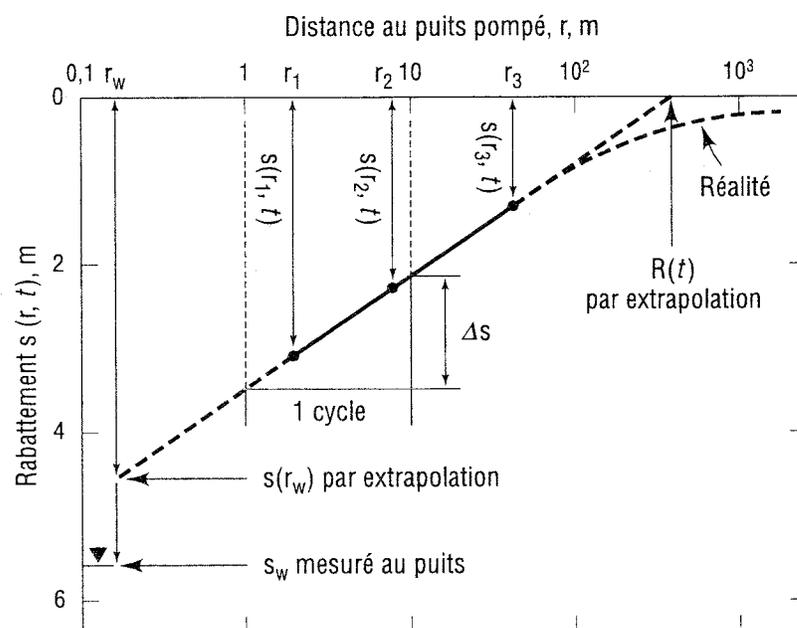


Figure 5.4 : Graphique s vs $\log r$ et interprétation quand les conditions de l'approximation de Cooper-Jacob sont satisfaites.

5.1.1.5 Utilisation des données du puits de pompage

Si aucun piézomètre n'a été installé, on peut analyser les données de rabattement dans le puits de pompage lui-même, soit par la méthode de Theis soit par celle de Cooper-Jacob. Cependant, on ne doit pas utiliser l'équation (5.24) pour le coefficient d'emmagasinement, même en posant $r = r_w$, pour plusieurs raisons. La première est que les équations théoriques supposent un puits

de diamètre nul. Or au début du pompage, un temps non négligeable est requis pour extraire l'eau du tuyau du puits avant de produire un rabattement dans le puits et au voisinage de la crépine. C'est le problème de l'emmagasinement du puits examiné au chapitre 8.

Une deuxième raison est qu'à cause des pertes de charge au voisinage immédiat du puits et à travers la crépine, le rabattement mesuré dans le puits, s_w , peut excéder le rabattement réel dans la zone adjacente au puits, $s(r_w)$, et ainsi introduire un biais dans les données. C'est le problème de l'effet pariétal qu'on voit sur la Fig. 5.4, avec $s_w > s(r_w)$.

On verra au chapitre 9 la façon d'utiliser les données de rabattement au puits pompé, conjointement avec les données de rabattement dans l'aquifère, afin d'évaluer la performance hydraulique du puits foré et de sa crépine.

5.1.2 Pénétration partielle du puits

Si le puits ne traverse pas totalement l'aquifère à nappe captive, le réseau d'écoulement devient distordu au voisinage du puits : les surfaces équipotentielles ne sont plus des cylindres verticaux centrés sur l'axe du puits. Pour qu'un puits à pénétration partielle produise un débit Q_{PP} égal à celui d'un puits à pénétration totale, Q_{PT} , il faut générer dans le puits un rabattement s_{wPP} supérieur au rabattement du puits à pénétration totale, s_{wPT} . Il en résulte que pour obtenir le même débit, il faut dépenser plus d'énergie (par exemple en électricité pour une pompe électrique) avec un puits à pénétration partielle qu'avec un puits à pénétration totale.

Les rabattements observés dans les piézomètres situés à une distance $r > 1,5 b$ peuvent être interprétés selon les méthodes vues précédemment pour les puits à pénétration totale. Les rabattements observés dans les piézomètres situés à une distance $r < 1,5 b$ peuvent être interprétés en utilisant les méthodes de correction de Huisman (Anonymous 1964) ou de Hantush (1961a; 1961b).

5.1.3 Aquifère à nappe captive avec gradient initial

En général, il existe un gradient initial dans l'aquifère. Toutes les méthodes vues dans ce chapitre s'appliquent intégralement quand on considère les rabattements.

5.2 Aquifère à nappe libre sans réalimentation

Le puits est vertical et pénètre totalement un aquifère horizontal à nappe libre, horizontal, isotrope et infini en étendue. Son diamètre est infiniment petit. Il est pompé à débit constant. Ce problème est axisymétrique autour de l'axe du puits. Le problème est encore décrit mathématiquement par les équations 5.1 et 5.2, mais où S est une variable. Il n'existe pas de solution mathématique exacte à ce problème. La raison est que le problème de l'aquifère à nappe libre est différent et plus complexe que celui résolu par Theis pour la nappe captive.

5.2.1 Différences avec l'aquifère à nappe captive

Pendant un essai à débit constant, les différences de comportement entre les deux types d'aquifère sont les suivantes :

- 1) Dans l'aquifère à nappe captive, les équipotentielles sont des cylindres verticaux et les lignes d'écoulement sont des lignes droites horizontales. Dans l'aquifère à nappe libre, les équipotentielles s'inclinent au voisinage du puits et ne sont plus cylindriques. La trajectoire de l'eau ne reste pas horizontale mais elle s'incurve en s'approchant du puits.
- 2) Pendant un essai, un aquifère à nappe captive reste entièrement saturé alors qu'une partie d'un aquifère à nappe libre passe progressivement de l'état saturé à l'état non saturé.
- 3) Dans l'aquifère à nappe captive, on peut admettre sans gros risque d'erreur que l'eau provenant du stockage dans l'aquifère est relâchée instantanément quand la pression interstitielle varie (hypothèse du transfert instantané de la pression interstitielle aux contraintes effectives - pas d'effets de consolidation - et élasticité du matériau solide de l'aquifère). Dans l'aquifère à nappe libre, l'eau provenant du stockage dans l'aquifère est relâchée très lentement par drainage vertical en conditions non saturées. Comme la quantité d'eau emmagasinée récupérée est importante dans un aquifère à nappe libre, les courbes de rabattement sont fortement modifiées par rapport à celles d'un aquifère à nappe captive.
- 4) Pour analyser les relevés d'un piézomètre dans un aquifère à nappe libre, on utilisera le rabattement corrigé, s_c , défini par [4.3] au lieu du rabattement mesuré, s . La durée de l'essai est importante pour obtenir la forme complète de la courbe de rabattement.

La récupération différée de l'eau emmagasinée («delayed yield») donne souvent une forme de S aux courbes de $\log s$ vs $\log t$. Suite à une solution empirique de Boulton (1954, 1963), et aux travaux de Neuman (1972, 1973, 1979), on distingue généralement trois parties sur la courbe de rabattement (Fig. 5.5) :

- une partie initiale courbe,
- une partie centrale relativement plate,
- une partie finale courbe qui, en général, finit horizontalement (régime permanent atteint).

Selon les auteurs précités, et selon Streltsova (1972a et b, 1973, 1976) et Gambolati (1976), les trois parties de la courbe doivent être interprétées de la façon suivante :

- la partie initiale pour des temps très courts pourrait être interprétée par la méthode de Theis en supposant que l'emmagasinement mis en jeu est uniquement de type élastique (transfert de la pression d'eau interstitielle aux contraintes effectives supportées par les solides) ;
- la partie plate refléterait le lent relargage de l'eau dans les pores qui se drainent lorsque la surface de la nappe descend suite au pompage ;
- la partie finale correspondrait à un écoulement essentiellement horizontal, et pourrait être interprétée par la méthode de Theis en considérant que l'emmagasinement mis en jeu est surtout celui du drainage vertical au-dessus de la nappe rabattue.

5.2.2 Méthode de Neuman

La méthode de Neuman (1972) permet en théorie de déterminer les paramètres suivants : les conductivités hydrauliques horizontale, K_h , et verticale, K_v , les deux coefficients d'emmagasinement, celui lié à l'élasticité du matériau, S_A , celui lié au drainage, S_Y .

L'interprétation selon le modèle de Neuman (1972) est la suivante :

- Partie initiale de la courbe de rabattement : la méthode de superposition de Theis ou la méthode de Cooper-Jacob (si applicable) donne $T = bK_h$ et S_A .
- Partie finale de la courbe de rabattement : la méthode de superposition de Theis ou la méthode de Cooper-Jacob donne $T = bK_h$ et S_Y selon Neuman (1972), mais en fait la somme (S_A+S_Y) selon Gambolati (1976) et Neuman (1979).
- Partie aplatie de la courbe de rabattement : elle fournit le rapport β défini par

$$[5.25] \quad \beta = r^2 K_h / b^2 K_v$$

Les courbes types de Neuman (1972) sont reproduites sur la Figure 5.5, avec :

$$[5.26] \quad u_A = r^2 S_A / 4Tt \text{ et}$$

$$[5.27] \quad s = (Q/4\pi T) W(u_A, \beta) \text{ pour la partie initiale,}$$

$$[5.28] \quad u_B = r^2 (S_Y+S_A) / 4Tt \text{ et}$$

$$[5.29] \quad s = (Q/4\pi T) W(u_B, \beta) \text{ pour la partie finale.}$$

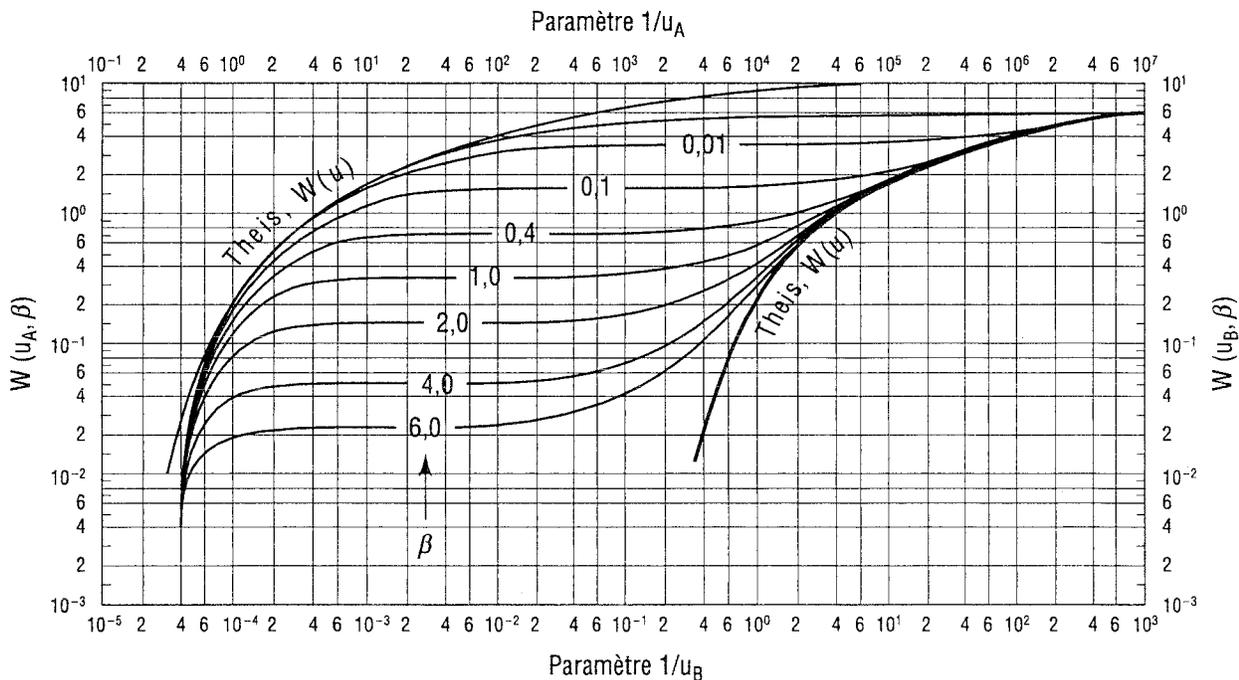


Figure 5.5 : Courbes-types de Neuman (1972) avec différentes valeurs de β .

En plus des hypothèses usuelles de géométrie et d'homogénéité, Neuman a dû faire les hypothèses suivantes pour obtenir sa méthode :

- (a) le puits pénètre totalement l'aquifère homogène ;
- (b) le piézomètre pénètre totalement l'aquifère et est crépiné sur toute sa hauteur ;
- (c) le volume d'eau stocké dans le tuyau du puits a un effet négligeable sur le rabattement au piézomètre ;

- (d) l'influence de la zone non saturée sur le rabattement est négligeable ;
- (e) le rapport S_Y/S_A est d'au moins 10.

L'hypothèse (a) est fréquemment satisfaite. Dans le cas de (b), on sait qu'un piézomètre crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère génère des courts-circuits hydrauliques verticaux (Rushton et Howard, 1982) : il ne donne qu'un rabattement moyen (le type de moyenne est inconnu) sur l'épaisseur de l'aquifère. Van der Kamp (1985) a émis l'opinion que la théorie devrait être valable si l'on utilisait des piézomètres à courte crépine, et que l'on considère le rabattement moyen sur l'épaisseur de l'aquifère.

Dans le cas de (c), on sait que l'eau stockée dans le tuyau du puits peut avoir une forte influence sur le rabattement (voir le chapitre 8), surtout au début de l'essai : ceci invalide l'interprétation proposée pour la partie initiale de la courbe de rabattement.

Dans le cas de (d), il s'agit d'une approximation grossière, qui consiste à négliger l'écoulement non saturé, au-dessus de la surface de la nappe définie par $u = p_{\text{atm}} = 0$, alors qu'il n'est généralement pas négligeable.

Dans le cas de (e), on sait que le rapport est supérieur à 10 d'après des considérations physiques (élasticité d'une part et drainage d'autre part).

5.2.3 Comportement réel des aquifères à nappe libre

Les essais d'aquifères donnent souvent des valeurs irréalistes à la fois pour S_A , pour S_Y , et pour le rapport des deux. De plus, alors que la partie initiale et la partie finale de la courbe de rabattement devraient donner la même valeur de T , elles donnent souvent des valeurs très différentes. Pour ces raisons, il est illusoire de croire qu'un essai dans un aquifère à nappe libre peut donner la valeur du rapport K_h/K_v pour l'aquifère.

En général, la méthode de Neuman représente mal le comportement observé de l'aquifère parce qu'il a fallu poser des hypothèses peu réalistes pour obtenir cette méthode. En particulier, S_Y et (S_Y+S_A) ne sont pas des constantes, mais des fonctions de l'amplitude du rabattement (voir chapitre 1). De plus, l'influence de l'écoulement non saturé est souvent trop importante pour être négligée. Enfin, il faut éviter le piézomètre crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère, ainsi que la moyenne des piézomètres à courte crépine placés à diverses profondeurs mais à la même distance r du puits pompé, comme le démontre la Figure 5.6 (Chapuis *et al.*, 1993). Celle-ci donne les charges hydrauliques à différentes profondeurs pendant le régime permanent : les calculs, faits par éléments finis, tiennent compte de la courbe réelle de drainage (chapitre 1) et ils donnent la position de la zone de suintement dans le puits, ainsi que les débits saturés et non saturés au-dessus de la surface de la nappe. La Figure 5.6 montre que seules les zones près du fond imperméable satisfont la théorie en régime permanent. **Il faut donc, dans les aquifères à nappe libre, privilégier les piézomètres dont la courte crépine est placée immédiatement au-dessus du fond imperméable.** Notons enfin que les rabattements de ces piézomètres, placés de façon optimale pour le régime permanent, suivent rarement les courbes de Neuman en

régime transitoire, à cause des simplifications généralement trop grossières qui ont été faites pour obtenir ces courbes. Un des rares cas où les courbes de Neuman semblent applicables est celui où l'aquifère est une formation de roc fracturé, parce que la courbe de la teneur en eau en fonction de la tension capillaire (chapitre 1) ressemble à la fonction en escalier que l'on suppose dans la méthode de Neuman.

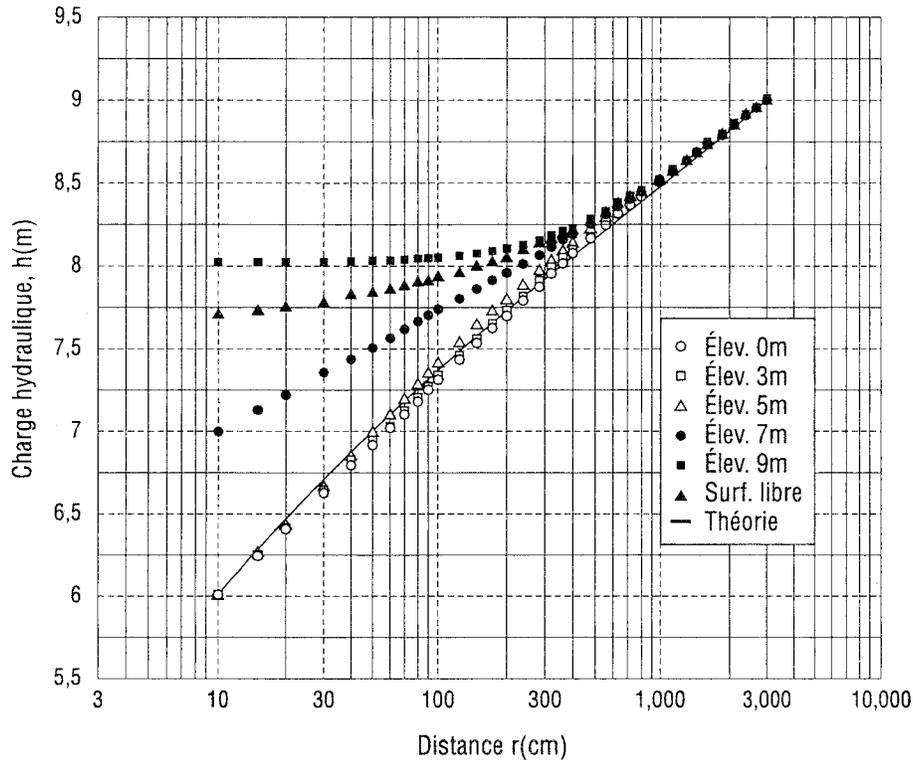


Figure 5.6 : Aquifère idéal à nappe libre pompé en régime permanent : charges hydrauliques dans l'aquifère (Chapuis *et al.*, 1993).

5.3 Aquifère à nappe semi-captive réalimenté par drainance

5.3.1 Problème examiné et paramètres

Le problème est défini par la Figure 4.2. L'aquifère à nappe semi-captive est 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 qui met en jeu la percolation et l'emmagasinement 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 (voir la section 4.3).

Plusieurs solutions ont été développées pour calculer le rabattement transitoire dans l'aquifère pompé, $s(t,r)$, à la distance r du puits pompé. Toutes supposent que la charge hydraulique reste constante dans l'aquifère supérieur, et que le débit à travers l'aquitard est proportionnel au gradient. Certaines négligent l'effet du coefficient d'emmagasinement S' de l'aquitard (Hantush et Jacob, 1955; Walton, 1962; Hantush, 1956). D'autres ne le négligent pas (Hantush, 1960; Neuman et Witherspoon, 1972).

5.3.2 Méthode de Walton (1962) - S' négligé

En négligeant les effets de S' , Hantush et Jacob (1955) ont obtenu l'équation suivante pour le rabattement dans l'aquifère pompé :

$$[5.30] \quad s = (Q/4\pi T) W(u, r/B)$$

dont la forme est similaire à celle de Theis, mais qui donne une constante (régime permanent) lorsque t devient grand (u devient petit). On rappelle que 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).

À partir de cette équation, Walton (1962) a proposé une méthode de superposition analogue à celle de Theis. Les courbes types à utiliser sont celles de la Figure 5.7. Elles fournissent T , S et le rapport r/B .

Dans la section 4.3, on a vu qu'en pratique il est impossible de différencier par les rabattements stabilisés l'aquifère à nappe parfaitement captive et l'aquifère à nappe semi-captive. Dans le cas du rabattement transitoire, on retrouve la même indétermination : avec un seul piézomètre, on ne sait pas faire la distinction entre l'effet d'une recharge latérale (voir chapitre 7) et l'effet d'une recharge par drainance verticale à travers un aquitard.

Cependant, si la valeur de K_v obtenue à partir du rabattement de chaque piézomètre paraît soit très variable soit irréaliste pour l'aquitard, 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). Par ailleurs, si l'on dispose des rabattements de plusieurs piézomètres bien situés (chapitre 7), on peut confirmer que la réalimentation est latérale en trouvant la position de la frontière de recharge latérale si celle-ci est unique.

Dans d'autres cas, ceux où l'on dispose de moins de trois piézomètres bien situés, et ceux où il est difficile d'apprécier le réalisme de la valeur K_v obtenue d'une courbe de rabattement via le terme r/B , on ne peut généralement rien conclure sur la part respective des deux types d'apport d'eau (drainance verticale ou alimentation latérale).

On peut donc avoir une divergence d'opinion sur le type d'aquifère et surtout sur la provenance de l'eau souterraine. Les deux opinions extrêmes sont : (i) l'eau pompée provient exclusivement

de l'aquifère où elle se déplace latéralement: (ii) l'eau pompée provient exclusivement de l'aquitard supérieur par percolation verticale (ce qui suppose que l'aquifère pompé a une extension limitée par des frontières imperméables). La vérité est probablement située entre ces deux opinions extrêmes. On ne connaît pas présentement de solution théorique permettant de lever à coup sûr cette indétermination.

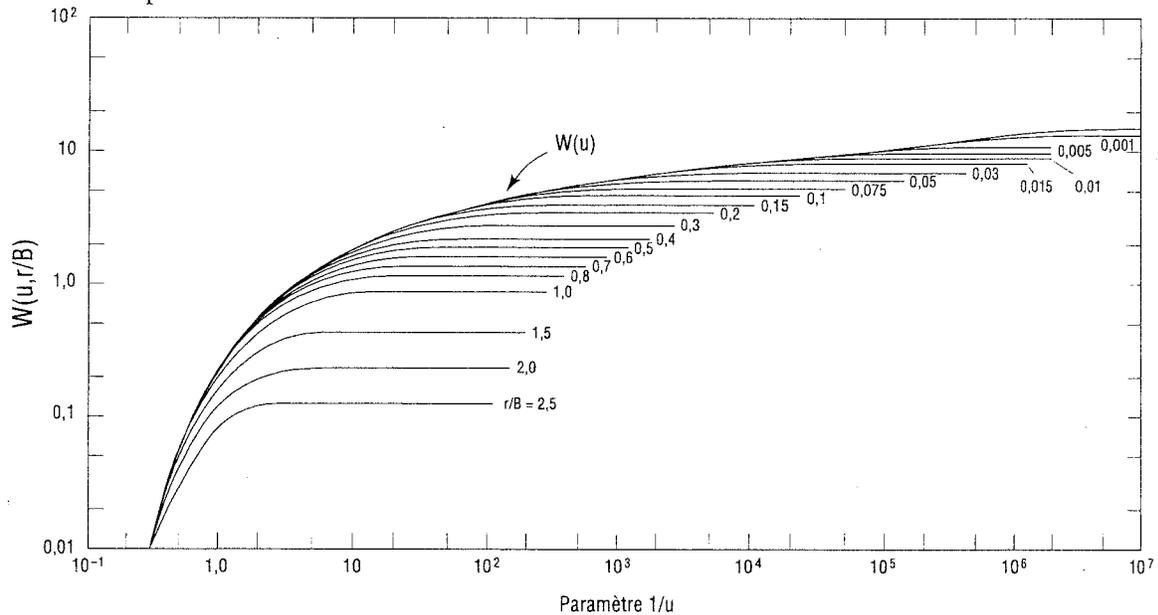


Figure 5.7 : Courbes types de Walton (1962) pour le rabattement dans l'aquifère à nappe semi-captive pendant le régime transitoire.

5.3.3 Méthode du point d'inflexion de Hantush (1956) - S' négligé

Hantush (1956) a développé à partir de l'équation 5.30 une méthode dite du point d'inflexion. La courbe du rabattement d'un piézomètre versus $\log t$ présente un point d'inflexion P dans la partie quasi linéaire ascendante avant le palier horizontal où s atteint une valeur maximale qui est celle du régime permanent, s_{∞} . Selon la théorie, le rabattement au point d'inflexion, s_P , vaut la moitié de s_{∞} . La méthode procède en plusieurs étapes :

- évaluer s_{∞} par extrapolation si la durée de l'essai est insuffisante pour l'atteindre ;
- calculer s_P à partir de s_{∞} qui vérifie l'équation 5.31

$$[5.31] \quad s_P = s_{\infty} / 2 = (Q/4\pi T) K_0(r/B)$$

où K_0 est la fonction de Bessel modifiée de seconde espèce et d'ordre zéro ;

- placer le point d'inflexion P sur la partie quasi rectiligne du graphe de s versus $\log t$;
- lire la valeur du temps, t_P au point P ;
- mesurer sur le graphe la pente Δs_P au point P ;
- introduire les valeurs de s_P et Δs_P dans l'équation 5.32

$$[5.32] \quad 2,30 (s_p/\Delta s_p) = e^{r/B} K_0(r/B)$$

pour en tirer la valeur de r/B (utiliser des tables ou un logiciel) ;

- calculer B à partir de r/B et r ;
- calculer T à partir de l'équation 5.31 ou à partir de l'équation 5.33

$$[5.33] \quad \Delta s_p = (2,30 Q/4\pi T) e^{-r/B} ;$$

- calculer S à partir de l'équation 5.34

$$[5.34] \quad u_p = (r^2 S / 4T t_p) = r/2B$$

- calculer le coefficient de drainance de l'aquitard, K_v/b' , selon l'équation 5.35

$$[5.35] \quad K_v/b' = T / B^2 ,$$

qui donne la valeur K_v pour l'aquitard d'épaisseur b' .

5.3.4 Méthode de Hantush (1956) pour plusieurs piézomètres - S' négligé

Hantush (1956) a proposé une autre méthode utilisable quand l'on dispose de plusieurs piézomètres (indice j). Les courbes des rabattements $s(r_j, t)$ versus $\log t$ donnent des pentes Δs_j pour leur partie rectiligne. Si l'on trace un graphique de r_j versus $\log \Delta s_j$, on devrait obtenir une droite dont la pente est Δr par cycle de Δs , et qui coupe l'axe $r = 0$ au point Δs_0 . La méthode procède alors de la façon suivante :

- calculer B par l'équation 5.36

$$[5.36] \quad B = \Delta r / 2,30$$

- calculer T par l'équation 5.37

$$[5.37] \quad T = 2,30 (Q/4\pi \Delta s_0)$$

- calculer les valeurs de s_p pour chaque piézomètre avec l'équation 5.31 ;
- lire les valeurs de t_p sur les graphes semi-log des rabattements ;
- calculer les valeurs de S avec l'équation 5.34 ;
- calculer les valeurs du coefficient de drainance de l'aquitard, K_v/b' , avec l'équation 5.35 qui donne les valeurs K_v pour l'aquitard d'épaisseur b' .

5.3.5 Méthodes dans lesquelles S' n'est pas négligé

Il existe deux méthodes d'analyse du rabattement dans un aquifère à nappe semi-captive qui ne négligent pas l'influence du coefficient d'emmagasinement de l'aquitard, S' . Ce sont des méthodes de superposition qui utilisent des courbes types, et qui ont été développées par Hantush (1960) et par Neuman et Witherspoon (1972).

Ces méthodes utilisent la partie initiale des courbes de rabattement (avant la partie rectiligne) pour extraire K_v et S' en plus de T et S . Or, on l'a mentionné à plusieurs reprises dans ce Guide, la partie initiale est affectée par de nombreux phénomènes (effets pariétaux, défaut de scellement hydraulique du puits, effet de capacité du tuyau,...) qui ne sont pas pris en compte dans les théories usuelles. On sait que ces phénomènes peuvent perturber fortement la partie initiale des courbes de rabattement, même dans un aquifère à nappe parfaitement captive, et

créer une incertitude majeure sur S . Il est peu probable que l'on puisse obtenir des valeurs fiables de S compte tenu de ces limitations. C'est pourquoi ce Guide ne décrit pas en détail les méthodes qui essaient de déterminer la valeur de S dans l'aquitard.

5.4 Aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace

On connaît une solution du problème en régime permanent (voir la section 4.4 et la Figure 4.3), mais pas de solution en régime transitoire pour le cas réaliste de l'aquifère à nappe libre réalimenté par infiltration efficace. Cette dernière, pour être réaliste, devrait tenir compte de la courbe complète de drainage gravitaire du matériau de l'aquifère, Θ ($u < 0$). Le problème est difficile à traiter à cause de sa complexité mathématique. La seule façon de le résoudre actuellement est par méthodes numériques.

5.5 Autres cas d'aquifères

- a) Aquifère à nappe libre d'épaisseur constante sur un substratum incliné d'un angle constant : on a vu (section 4.5) qu'il existe une solution très approximative en régime permanent pour le cas d'un puits pénétrant totalement un tel aquifère (Huisman, 1972). En régime transitoire, il existe aussi une solution très approximative (Hantush, 1964) : elle maintient elle aussi les hypothèses peu réalistes faites pour le régime permanent ; de plus, elle néglige les délais dans le drainage vertical de l'aquifère.
- b) Aquifère à nappe captive d'épaisseur variable : on connaît une solution (Hantush, 1962) pour un cas théorique quand l'épaisseur est constante selon l'axe y mais varie de façon exponentielle selon l'axe x . On n'a pas de solution pour des situations plus réalistes.

La plupart des problèmes non abordés dans le chapitre 5, n'ont pas de solutions autres que numériques (par ordinateur).

5.6 Aquifères à perméabilité de fractures

Le tableau 4.1 cite des méthodes spécifiques qui sont utilisées fréquemment dans l'industrie du pétrole, mais rarement dans le cas des eaux souterraines.

REMONTÉE PIÉZOMÉTRIQUE APRÈS ARRÊT DU POMPAGE

À partir du moment où l'on arrête un essai de pompage à débit constant, la surface de rabattement de l'aquifère se met à remonter pour reprendre sa position initiale. En règle générale, la quantité d'eau prélevée dans l'aquifère est négligeable par rapport à ses réserves, si bien que le retour à la position initiale est vérifié sans marge d'erreur importante.

Pendant la remontée, le rabattement est appelé résiduel. D'un point de vue théorique, il est le même que si l'on avait continué le pompage de débit $-Q$ tout en ajoutant un puits d'injection au même endroit avec le débit $+Q$ à partir du moment où le pompage fut arrêté (Fig. 6.1). Dans ce chapitre on examine successivement comment utiliser les rabattements résiduels pour calculer la transmissivité T , et le coefficient d'emmagasinement S . On donne aussi la façon de prendre en compte la période de régime permanent, s'il y en a une, pendant la phase de pompage. On notera que ces méthodes ne s'appliquent qu'aux aquifères à nappe captive, et qu'on ne connaît pas de méthode pour les aquifères à nappe libre.

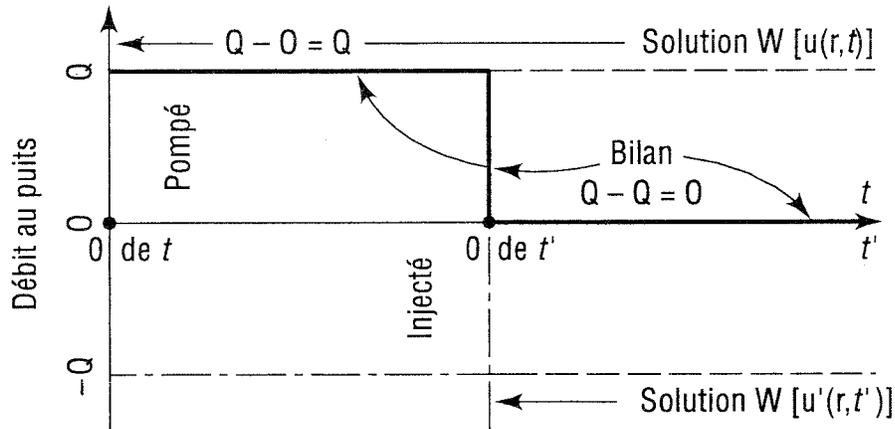


Figure 6.1 : Illustration du principe de superposition avec les temps t et t' (régime transitoire seulement - aquifère à nappe captive seulement).

6.1 Calcul de T par le rabattement résiduel

Theis (1935) a montré par la méthode de superposition que le rabattement résiduel s'écrit :

$$[6.1] \quad s' = (Q/4\pi T) [W(u) - W(u')]$$

avec :

$$[6.2] \quad u = r^2 S / 4Tt \quad \text{et} \quad u' = r^2 S / 4Tt'$$

où t est le temps qu'a duré le régime transitoire depuis le début de l'essai et t' le temps depuis l'arrêt du pompage. On suppose que S a une valeur unique au pompage et à la remontée ($S=S'$).

Si les temps t et t' sont suffisamment grands (u et u' petits), les fonctions $W(u)$ et $W(u')$ peuvent être remplacées par leurs approximations respectives de Cooper-Jacob (1946) :

$$[6.3] \quad W(u) = \ln(2,25 Tt/r^2S) = \ln(t/t_0)$$

$$[6.4] \quad W(u') = \ln(2,25 Tt'/r^2S) = \ln(t'/t_0)$$

qui fournissent l'équation citée dans la plupart des manuels :

$$[6.5] \quad s' = (Q/4\pi T) \ln(t/t') = 2,30 (Q/4\pi T) \log(t/t')$$

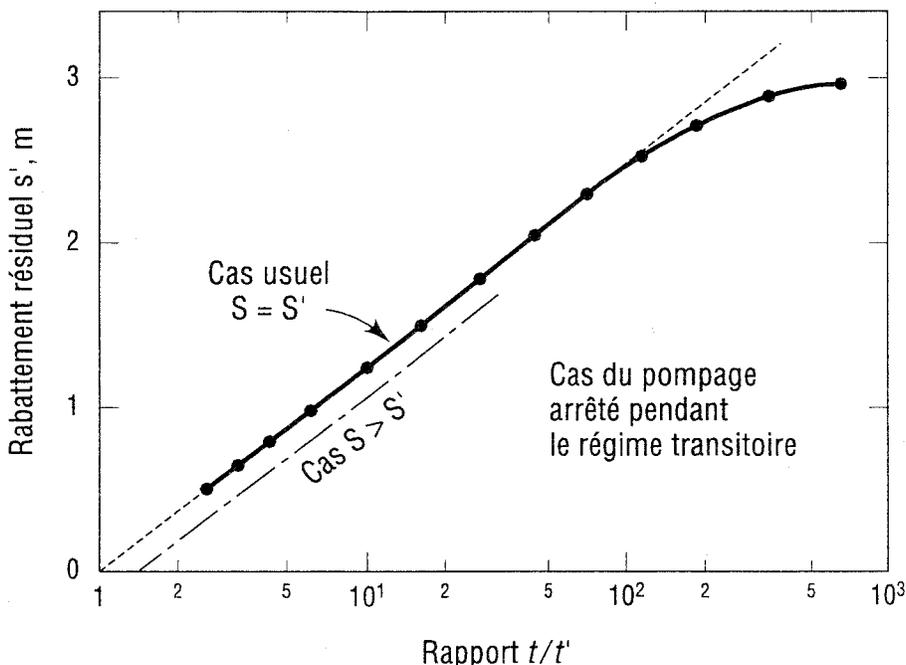


Figure 6.2 : Solution de la remontée avec s' versus $\log t/t'$.

En traçant le graphique du rabattement résiduel (s' = niveau piézométrique avant pompage moins niveau piézométrique au temps t' pendant la remontée) en fonction du logarithme décimal de t/t' , on devrait obtenir une droite dont le prolongement passe par le point ($s'=0$, $t/t'=1$, Fig. 6.2). Il faut que les valeurs de u et u' soient assez petites (t et t' assez grands) pour que l'on puisse utiliser l'approximation de Cooper-Jacob et obtenir une droite. La variation de s' par cycle logarithmique, $\Delta s'$, permet de calculer K ou T par :

$$[6.6] \quad T = 2,30 Q / 4\pi \Delta s'$$

On ne peut pas obtenir le coefficient d'emmagasinement S par cette méthode graphique.

Jacob (1963) a étudié le cas où le coefficient d'emmagasinement a une valeur S pendant le pompage et une valeur $S' < S$ pendant la remontée. Ce phénomène est susceptible de se produire dans des aquifères dont le «rebond élastique» à la remontée est un peu inférieur au tassement élastique dû au pompage. Pour cela il faut que l'aquifère soit une couche de sol dite normalement consolidée ou faiblement surconsolidée : ceci signifie que cet aquifère n'a jamais subi, au cours de son histoire géologique, des contraintes effectives supérieures à celles qu'il subit pendant le pompage.

Les équations 6.3 et 6.4 avec S et S' donnent alors :

$$[6.7] \quad s' = (Q/4\pi T) \ln (tS'/tS) = 2,30 (Q/4\pi T) \log (tS'/tS)$$

Dans ce cas, après des temps t et t' assez longs, le graphique du rabattement résiduel s' versus $\log t/t'$ donne une droite dont la pente fournit T , et dont le prolongement passe par le point ($s'=0$, $t/t' = S/S' > 1$, Fig. 6.2).

6.2 Calcul de T et de S par le rabattement résiduel

Les valeurs de T et S peuvent être obtenues (Chapuis, 1992a) par un graphique de $(s_p - s')$ versus $\log t'$, où s_p est le rabattement dit prolongé qui aurait eu lieu si le pompage avait continué jusqu'au temps t' . La valeur de s_p au temps t' est obtenue par extrapolation de la courbe transitoire de Cooper-Jacob pour le pompage, jusqu'au temps t' (Fig. 6.3) :

$$[6.8] \quad s_p = (Q/4\pi T) \ln (t/t_0) = \Delta s \log (t/t_0)$$

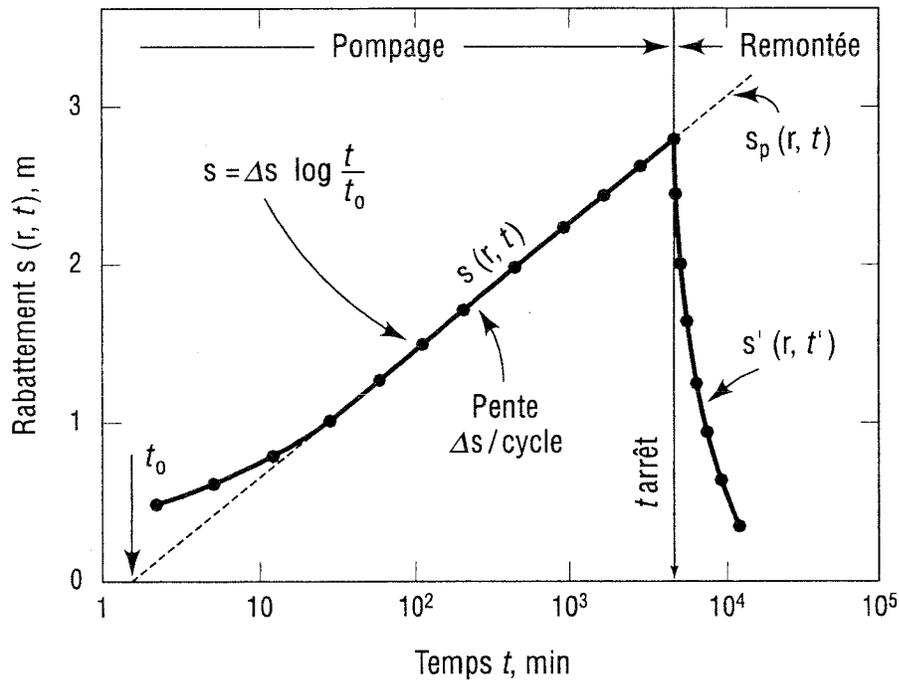


Figure 6.3 : Illustration du rabattement prolongé s_p dans le graphique de Cooper-Jacob.

La différence $(s_p - s')$ est alors :

$$[6.9] \quad s_p - s' = (Q/4\pi T) [\ln (t/t_0) - \ln (t/t')]$$

$$[6.10] \quad s_p - s' = (Q/4\pi T) \ln (t'/t_0) = \Delta(s_p - s') \log (t'/t_0)$$

L'équation 6.10 indique une relation linéaire entre $(s_p - s')$ et $\log t'$: la ligne droite a une pente $\Delta(s_p - s')$ par cycle logarithmique de temps et elle coupe l'axe des temps au point ($s_p - s' = 0$, $t'_0 = t_0$,

Fig. 6.4). Elle est donc, pour la phase remontée, l'équation équivalente à l'équation de Cooper-Jacob pour la phase pompage. On en tire les valeurs de T et S :

$$[6.11] \quad T = 2,30 Q / 4\pi \Delta(s_p - s')$$

$$[6.12] \quad S = 2,25 T t'_0 / r^2 = 2,25 T t_0 / r^2$$

Il existe une autre équation pour S, fournie sans démonstration par l'USDI Ground Water Manual (1981, p.115), et que l'on obtient de la façon suivante à partir de l'éq.6.10 :

$$[6.13] \quad s_p - s' = \Delta(s_p - s') \log(2,25 T t' / r^2 S)$$

$$[6.14] \quad 2,25 T t' / r^2 S = \log^{-1} [(s_p - s') / \Delta(s_p - s')]$$

d'où :

$$[6.15] \quad S = [2,25 T t' / r^2] / \log^{-1} [(s_p - s') / \Delta(s_p - s')]$$

L'Annexe C traite un exemple de remontée après pompage, dans un aquifère à nappe captive.

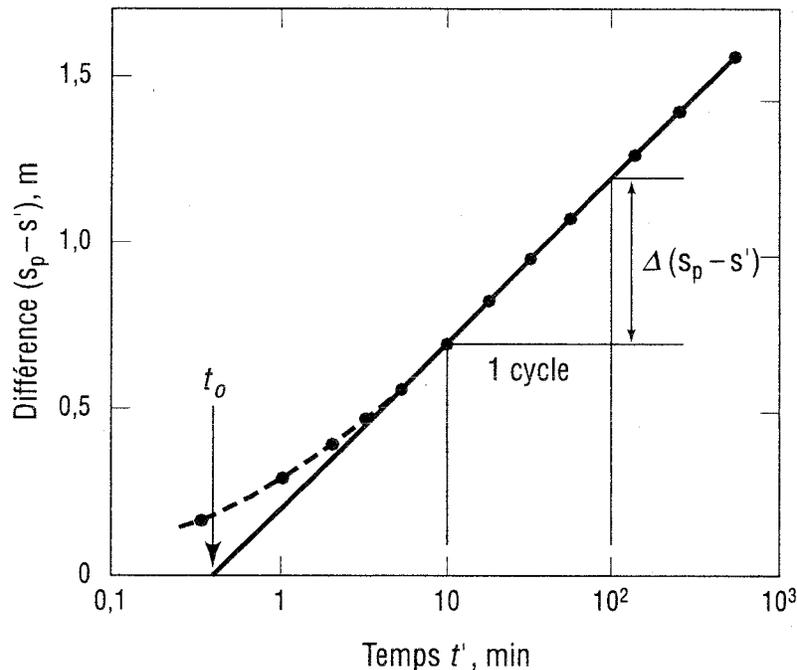


Figure 6.4 : Solution de la remontée avec $(s_p - s')$ versus $\log t'$.

6.3 Prise en compte d'une frontière de recharge détectée pendant le pompage

Pendant le pompage, on peut atteindre un régime permanent après le régime transitoire. Dans ce cas, le graphique de s versus $\log t$ (phase pompage) ressemble à celui de la Fig. 6.5. Il existe une transition entre la partie rectiligne du régime transitoire et la ligne horizontale du régime permanent (rabattement constant).

La façon de prendre en compte la frontière de recharge ainsi détectée est simple (Chapuis, 1992a). L'équation de la remontée (éq.6.1) est obtenue par superposition de deux solutions en régime transitoire. Dans cette superposition, le régime permanent n'existe pas et sa durée doit être ignorée. En fait, le chronomètre de la solution transitoire s'arrête au temps t_A , où A est l'intersection des deux lignes droites (Fig. 6.5). Le temps écoulé entre t_A et t_B n'existe pas dans la solution mathématique de superposition.

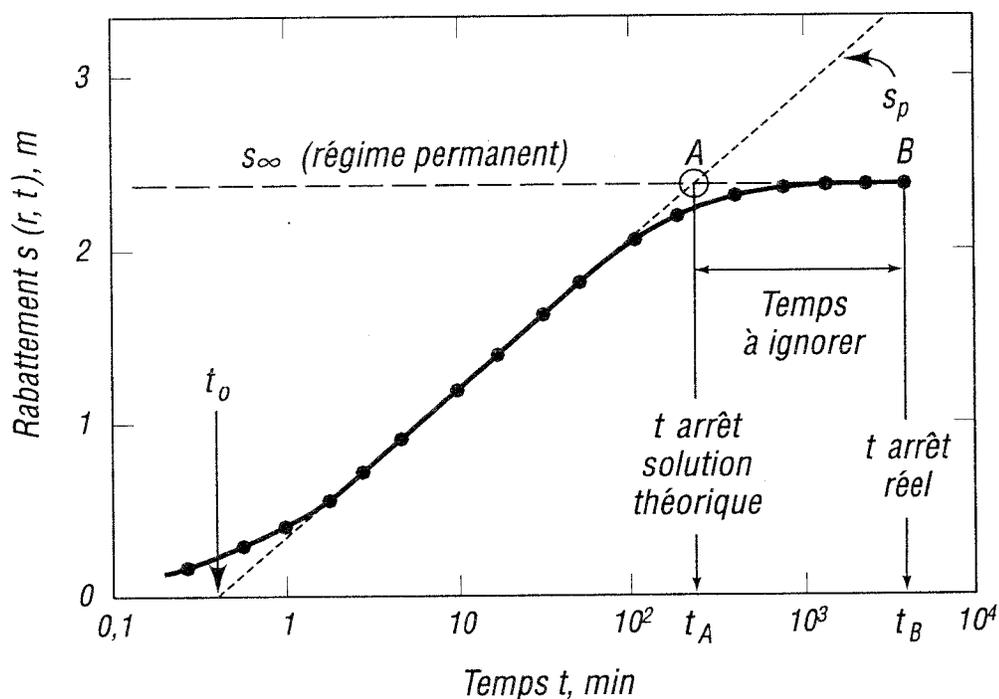


Figure 6.5 : Cas d'un régime permanent pendant la phase de pompage : définition du temps t à utiliser dans l'analyse de la remontée.

Par conséquent, dans l'analyse de la remontée, le temps t à utiliser est défini par :

$$\begin{aligned}
 [6.16] \quad & t = \text{temps réel} && \text{pour } t < t_A \\
 & t = t_A && \text{pour tout temps réel entre } t_A \text{ et } t_B \text{ (} t_A < t < t_B \text{)} \\
 & t = t_A + t' && \text{pendant la remontée}
 \end{aligned}$$

De la même façon, le rabattement prolongé s_p est obtenu en extrapolant la ligne droite du régime transitoire dans le graphique de Cooper-Jacob, comme indiqué sur la Fig. 6.5, c'est-à-dire par l'éq.6.8. Cette solution théorique, pour la façon de prendre en compte la frontière de recharge, a été confirmée par des analyses numériques (Chenaf et Chapuis, 1995).

6.4 Détection d'un court-circuit hydraulique par la courbe de remontée

On a vu au chapitre 2 qu'il fallait vérifier systématiquement la bonne installation d'un piézomètre immédiatement après son installation. Il se produit assez fréquemment une circulation d'eau préférentielle entre des couches aquifères, à proximité du tuyau du piézomètre. Celle-ci modifie le niveau d'eau dans le tuyau du piézomètre, et elle produit une erreur quand on suppose que ce niveau statique donne le niveau piézométrique. On a vu comment vérifier un piézomètre avec un essai de perméabilité in situ à charge variable (section 2.5), et détecter un court-circuit hydraulique s'il existe.

On peut également détecter un court-circuit hydraulique pendant la remontée du niveau d'eau d'un piézomètre après pompage, à l'aide du graphique de s' versus $\log t/t'$. Si le graphique indique une ligne droite qui ne passe pas par l'origine ($s'=0$, $t/t'=1$), mais qui bifurque aux faibles valeurs de t/t' (grandes valeurs de t') pour passer par l'origine, c'est l'indice d'un court-circuit hydraulique. Un autre indice est l'obtention de valeurs de T et S différentes pour la phase de pompage (transitoire et permanent) et la phase remontée.

L'erreur piézométrique H_0 est obtenue en prolongeant la ligne droite avant sa bifurcation, jusqu'à l'axe des s' . On a commis cette erreur systématiquement sur les rabattements. Après avoir corrigé cette erreur, on obtient de nouveaux graphiques pour les phases de pompage et de remontée, et de nouvelles valeurs de T et S. L'expérience montre alors que ces nouvelles valeurs de T et S sont identiques (Chapuis et Sabourin, 1991 ; Chapuis et Chenaf, 1995, 1998).

L'Annexe F traite en détail un exemple de détection de court-circuit hydraulique, relatif à un essai de pompage de l'US Geological Survey (Pelican River).

FRONTIÈRES IMPERMÉABLES OU DE RECHARGE**7.1 Les frontières éloignées et leurs effets****7.1.1 Définitions**

On appelle frontière d'un aquifère ce que l'on devrait appeler **frontière éloignée** d'un aquifère, c'est-à-dire une surface géométrique marquant la frontière entre l'aquifère testé et un aquitard (frontière imperméable) ou entre l'aquifère et une zone de recharge (frontière de recharge). Il existe aussi une **frontière rapprochée** de l'aquifère qui est constituée par la dernière zone ou surface que traverse l'eau souterraine pompée avant de quitter l'aquifère. Il s'agit de la paroi du puits foré (dans des matériaux consolidés) ou de la zone filtre et de la crépine du puits (dans des matériaux non consolidés). Les frontières rapprochées ont des effets dits pariétaux qui sont traités dans le chapitre 9 : c'est l'importance de ces effets pariétaux qui permet d'estimer la performance de l'installation physique de pompage (développement, filtre, crépine).

Ce chapitre 7 ne traite que des frontières éloignées qui caractérisent l'aquifère testé.

Une frontière de recharge peut être visible (lac, rivière, canal) ou invisible. Il s'agit alors d'une zone très perméable dans laquelle les pertes de charge seront négligeables devant les pertes de charge dans l'aquifère. Une frontière imperméable peut être visible : on peut voir un dépôt de silt ou d'argile qui limite un aquifère (dépôt de sable) à nappe libre. Une frontière imperméable peut aussi être invisible : c'est presque toujours le cas pour un aquifère à nappe captive. On peut parfois la détecter par méthodes géophysiques (exemple du contact d'un grès aquifère en contact avec un shale imperméable).

Dès que la transmissivité d'une zone est cent fois plus faible que celle de l'aquifère testé, cette zone constitue une frontière imperméable. Dès que la transmissivité d'une zone est cent fois plus forte que celle de l'aquifère testé, cette zone constitue une frontière de recharge. Dans le cas des transmissivités intermédiaires, on pourrait considérer des catégories intermédiaires, soit de recharge partielle, soit d'imperméabilité partielle. Ces cas intermédiaires n'ont fait l'objet que de très peu d'études (voir par exemple Nind, 1965) et ne seront pas traités dans ce chapitre.

Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, on peut **détecter la présence** d'une frontière (imperméable ou de recharge) par la réponse transitoire durant un essai de pompage. Dans le cas d'un aquifère à nappe libre, cette détection est difficile (aucune méthode théorique n'existe), sauf dans le cas d'un roc fracturé où l'eau emmagasinée est mobilisée très rapidement, un cas proche du cas de l'aquifère à nappe captive. La frontière (imperméable ou de recharge) peut être **localisée** si l'on dispose des graphiques des rabattements de trois piézomètres à condition que l'aquifère soit à nappe captive, ou à nappe libre dans un roc fracturé (il faut que l'emmagasinement soit mobilisé sans délai). Ces piézomètres doivent respecter des conditions de distances fournies par les sections 7.2.4 et 7.3.6.

Pour détecter une frontière et la localiser, on recommande d'utiliser uniquement le graphique du rabattement s d'un piézomètre en fonction de $\log t$, et pas le graphique $\log\text{-}\log$ de Theis dont l'utilisation conduit à de grandes incertitudes sur la position de la frontière. Il existe des méthodes anciennes et des méthodes récentes de localisation qui sont traitées en détail dans les sections 7.2 et 7.3.

La réponse transitoire de l'aquifère après le pompage, c'est-à-dire pendant la remontée, permet aussi de détecter la présence d'une frontière qui peut ne pas avoir été détectée pendant le pompage, qu'elle soit imperméable ou de recharge (Chenaf et Chapuis, 1995). Des méthodes de localisation récemment développées pour la remontée seront publiées prochainement par ces mêmes auteurs.

7.1.2 Frontière de recharge

Par définition, aucun rabattement n'est possible le long d'une frontière de recharge. Dès que l'effet de la frontière se fait sentir dans un piézomètre (phase transitoire, pompage), les rabattements sont moindres que s'ils avaient été conformes aux prédictions théoriques dans un aquifère infini non réalimenté. Ainsi, la courbe obtenue diverge sous la courbe de Theis ou la droite de Cooper-Jacob. Elle se stabilisera en droite horizontale si la frontière de recharge peut fournir le débit prélevé. On atteint alors un régime permanent où le rabattement est constant.

7.1.3 Frontière imperméable

Quand il existe une frontière imperméable, le rabattement d'un piézomètre est supérieur à celui qu'il aurait été dans un aquifère infini. Dès que l'effet de la frontière s'est fait sentir dans un piézomètre (phase transitoire, pompage), les rabattements sont plus grands que s'ils avaient été conformes aux prédictions. Ainsi, la courbe obtenue diverge au-dessus de la courbe de Theis ou la droite de Cooper-Jacob.

7.1.4 Autres conditions modifiant les courbes de rabattement

Les divergences entre une courbe d'essai de pompage en phase transitoire et la courbe de Theis peuvent être causées par d'autres conditions hydrogéologiques que des frontières de recharge ou des frontières imperméables. Voici une liste partielle de conditions entraînant des divergences :

1. il y a des pertes d'eau ou apports d'eau à travers un aquitard adjacent ;
2. l'épaisseur de l'aquifère étudié est variable ;
3. la conductivité hydraulique de l'aquifère étudié est variable ;
4. l'eau pompée retourne à l'aquifère par infiltration, on pompe alors la même eau en circuit fermé ;
5. on arrête ou on démarre le pompage d'un puits voisin du site étudié ;
6. il existe un puits d'injection ou de pompage voisin du site étudié.

Il faut donc analyser en détail les conditions de l'essai de pompage pour expliquer la forme des courbes obtenues avant de conclure à la présence d'une frontière de recharge ou d'une frontière imperméable.

7.2 Pompage, régime transitoire, localisation d'une ou deux frontières imperméables

7.2.1 Introduction

Quand il y a une frontière imperméable à quelque distance d'un puits pompé, son influence et sa position peuvent être trouvées en utilisant le concept mathématique des puits images (Ferris, 1949) et la «loi des temps» (Knowles, 1955 ; Ferris *et al.*, 1962). On introduit un puits image, symétrique du puits réel par rapport à la frontière (Fig. 7.1) de façon à simuler un aquifère infini dans lequel chaque puits pompe un demi-espace infini (Ferris *et al.*, 1962 ; Stallman, 1963 ; Lohman, 1972 ; Bureau of Reclamation, 1977 ; Todd, 1980 ; Kruseman and De Ridder, 1991). Le piézomètre est situé à une distance r_1 du puits réel et à une distance r_1 du puits image. Dans l'aquifère réel limité par la frontière imperméable, le piézomètre enregistre un rabattement identique à celui qu'il enregistrerait dans un aquifère infini (dont on connaît la solution mathématique de Theis) pompé par les deux puits de la Fig. 7.1.

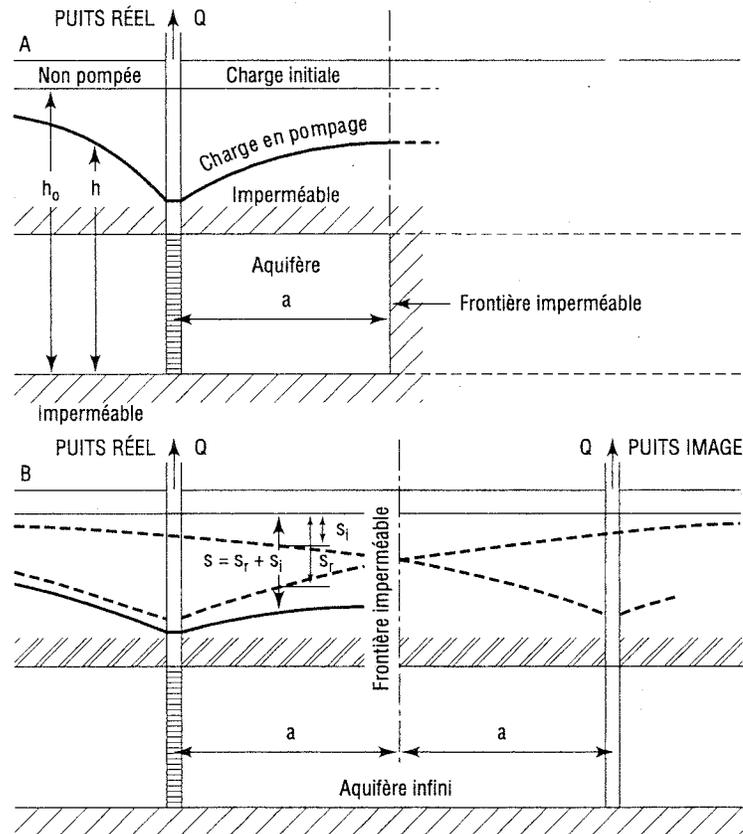


Figure 7.1 : Méthode du puits image pour une frontière imperméable.

Si les conditions de Cooper-Jacob sont satisfaites pour s_r et s_i (u_r et u_i sont petits), ces rabattements peuvent se mettre sous les formes approximatives :

$$[7.7] \quad s_r = (2,30 Q/4\pi T) \log (2,25 Tt/r_r^2 S)$$

$$[7.8] \quad s_i = (2,30 Q/4\pi T) \log (2,25 Tt/r_i^2 S)$$

d'où :

$$[7.9] \quad s = (2,30 Q/4\pi T) [\log (2,25 Tt/r_r^2 S) + \log (2,25 Tt/r_i^2 S)]$$

qui devient :

$$[7.10] \quad s = \Delta s [\log (t/t_0) + \log (t/\beta^2 t_0)] = \Delta s \log (t^2/\beta^2 t_0^2) = 2 \Delta s \log (t/\beta t_0)$$

Les équations usuelles pour trouver r_i sont obtenues de la manière qui suit. Il faut un temps t_r au puits réel pour produire un rabattement s_r (Fig. 7.2) :

$$[7.11] \quad s_r = (Q/4\pi T) \ln (t_r / t_0)$$

De la même façon, il faut un temps t_i au puits image pour produire un rabattement s_i (Fig. 7.2) :

$$[7.12] \quad s_i = (Q/4\pi T) \ln (t_i / \beta^2 t_0)$$

Si t_r et t_i sont choisis dans la Fig. 7.2 de façon à vérifier $s_i = s_r$, alors on retrouve :

$$[7.6] \quad t_i / t_r = (r_i / r_r)^2 = \beta^2$$

C'est la «loi des temps» que l'on retrouve dans tous les livres. Notons que cette loi des temps est indépendante de l'approximation de Cooper-Jacob : en effet, d'après les équations 7.1 et 7.2, $s_i = s_r$ implique $u_r(t_r) = u_i(t_i)$, d'où directement l'équation 7.6.

Le point I (Fig. 7.2), est l'intersection des deux droites définies par les équations 7.11 et 7.12. Au point I, le temps est t_i pour lequel :

$$[7.13] \quad \Delta s \log (t_i/t_0) = 2 \Delta s \log (t_i/\beta t_0)$$

$$[7.14] \quad t_i/t_0 = (t_i/\beta t_0)^2$$

$$[7.15] \quad t_i / t_0 = \beta^2 = (r_i/r_r)^2$$

ce qui est une autre forme de la «loi des temps». En fait il s'agit d'un cas particulier de celle-ci quand on prend $s_i = 0$ pour t_i et $s_r = 0$ pour t_0 .

Par ailleurs, l'équation 7.10 entre s et $\log t$ est celle d'une droite (Fig. 7.2) de pente $2\Delta s$ par cycle (logarithmique) de temps, qui coupe l'axe des t en $t^*_0 = \beta t_0$. La distance du puits d'observation au puits image, r_i , peut donc être obtenue par :

$$[7.16] \quad r_i / r_r = \beta = t^*_0 / t_0$$

De l'équation 7.13 on peut aussi obtenir une information géométrique en écrivant :

$$[7.17] \quad \log t_i - \log t_0 = 2 [\log t_i - \log \beta t_0] = 2 [\log t_i - \log t^*_0]$$

La partie gauche de cette équation représente la distance AC sur la Fig. 7.2. La partie droite représente deux fois la distance BC. Cela signifie que le point B est à mi-distance entre les points A et C dans le graphique de s versus $\log t$.

On peut localiser une frontière imperméable rectiligne en trouvant la position du puits image. La frontière imperméable est la médiatrice du segment joignant le puits réel et le puits image.

La courbe du rabattement d'un piézomètre ne donne que la distance r_i du piézomètre au puits image : on sait alors que le puits image se trouve sur un cercle de rayon r_i centré sur ce piézomètre (Fig. 7.3). Avec deux piézomètres, on obtient deux cercles de rayons r_{i1} et r_{i2} qui ont deux points d'intersection. Pour savoir lequel de ces deux points donne la position du puits image, il faut un 3^e cercle de rayon r_{i3} et donc un 3^e piézomètre (Fig. 7.3).

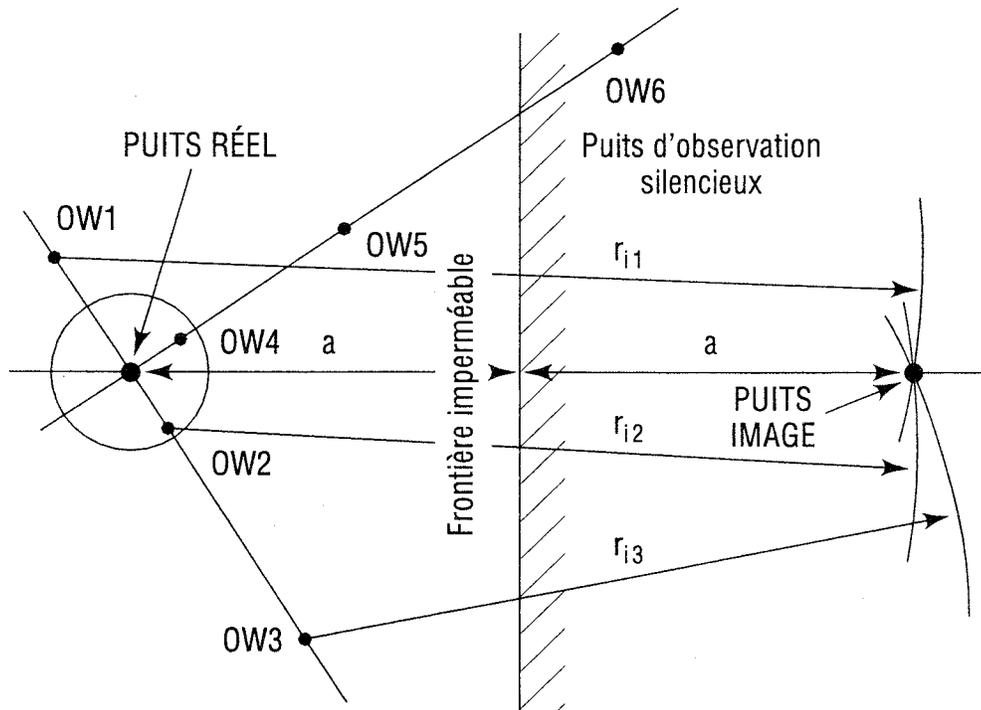


Figure 7.3 : Localisation d'un puits image (cas d'une frontière imperméable) par les données de rabattement de trois piézomètres.

Les équations et les méthodes décrites ci-dessus ne fonctionnent que si certaines conditions de distances sont respectées (Chapuis, 1994a). Ces conditions s'expriment en termes de u_r et u_i dans les équations, mais elles sont plus simples et compréhensibles en termes de r_r et r_i . Elles sont résumées dans la section 7.2.4 ci-dessous.

7.2.3 Cas de deux frontières rectilignes

Ces deux frontières se coupent avec un angle $\Theta = 2\pi/\psi$ où $\psi > 2$. Le puits réel ne pompe qu'un «secteur de tarte» $\Theta = 2\pi/\psi$ de l'aquifère infini pour lequel on dispose des solutions de Theis et de Cooper-Jacob.

Si le piézomètre détecte successivement les deux frontières, le graphique de s versus $\log t$ présente une première portion rectiligne de pente Δs coupant l'axe des t en t_0 , puis une 2^e

portion rectiligne de pente $2\Delta s$ coupant l'axe des t en $t_{01} = \beta t_0 = t_0(r_i/r_r)$, et finalement une 3^e portion rectiligne de pente $\psi\Delta s$ et coupant l'axe des temps en t_{02} (Chapuis, 1994a).

Il est exceptionnel que l'on observe les trois branches rectilignes qui permettraient de trouver les positions des deux premiers puits images requis pour la solution sous forme de série mathématique de fonctions $W(u)$. En général on n'observe que la première et la troisième branche, qui se coupent au point I_{13} (Fig. 7.4), où le temps est t_{13} et l'abscisse est $x(I_{13}) = x_{13} = \log t_{13}$. On peut démontrer que l'on a la relation géométrique :

$$[7.18] \quad x_{13} = (\psi x_{02} - x_0) / (\psi - 1)$$

ce qui signifie que :

$$[7.19] \quad AC = \psi BC$$

Dans l'exemple de la Fig. 7.4, les deux portions rectilignes sont nettes. Le rapport de leurs pentes est $\psi = 2,5$, ce qui correspond à un angle de 144° ($360/2,5$) entre les deux frontières imperméables.

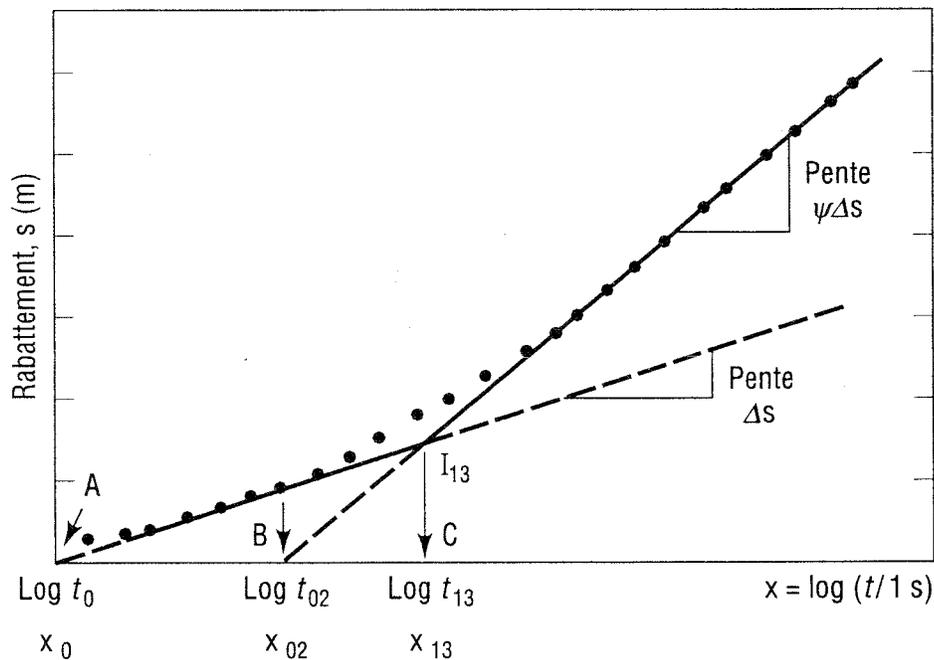


Figure 7.4 : Exemple de détection simultanée de deux frontières imperméables rectilignes qui forment un angle de $2\pi/2,5 = 144^\circ$ ($AC = 2,5 BC$).

7.2.4 Conclusions et conditions d'utilisation des équations

Les conditions mathématiques, en termes de u_r et u_i , sont plus simples et compréhensibles en termes de r_r et r_i . Elles se résument ainsi (Chapuis, 1994a) :

1. On peut utiliser trois équations (7.6, 7.15 et 7.16) pour localiser une frontière imperméable. Les trois équations doivent donner la même valeur de r_i . La propriété géométrique (7.17) est utile pour tracer correctement la deuxième branche et obtenir une seule valeur de r_i .
2. Pour que la frontière imperméable soit détectée, deux conditions sont requises : (1) il faut que $\beta = r_i/r_r > 10$, ce qui signifie que la première branche n'est bien définie (i.e bonne pente) que s'il y a environ deux cycles de temps après t_0 (sans influence de la frontière) ; (2) il faut encore environ deux cycles de temps après l'intersection des deux portions rectilignes pour bien définir la deuxième branche.
3. Lorsque $\beta < 5$, la frontière imperméable ne peut pas être détectée. Sur la courbe du rabattement, on obtient directement la deuxième branche sans voir la première. Dans ce cas, on attribue à l'aquifère une transmissivité qui est la moitié de la transmissivité réelle. Cette interprétation inévitable amènera des erreurs sur les vitesses de l'eau et des contaminants. Lorsque β est compris entre 5 et 10, on soupçonne qu'il y a une frontière imperméable mais la position du puits image est imprécise.
4. Dans le cas de deux frontières imperméables rectilignes, les trois conditions requises pour détecter successivement les deux frontières sont : (1) $\beta_1 = r_{i1}/r_r > 10$, ce qui signifie environ deux cycles de temps après t_0 ; (2) $r_{i2}/r_{i1} > 10$, c'est-à-dire $\beta_2 = r_{i2}/r_r > 100$, ce qui signifie environ deux autres cycles de temps après le début de la deuxième portion rectiligne ; et (3) encore deux autres cycles de temps pour bien définir la 3ème portion rectiligne. Il est très peu probable que l'on ait de telles conditions de distance dans un essai réel, sauf dans de petites zones près du puits pompé. Toutefois, si β_1 et β_2 sont tous deux supérieurs à 10, on obtient l'angle entre les deux frontières mais pas leurs distances respectives au puits d'observation.
5. Même si tous les piézomètres sont influencés par la frontière imperméable, seuls ceux qui sont proches du puits pompé peuvent servir à localiser la frontière. Une règle approximative est : «*Un piézomètre situé à une distance r_r du puits pompé ne peut détecter que les frontières imperméables situées à une distance supérieure à $5r_r$ du puits pompé*» (voir le cercle de la Fig. 7.3 autour du puits : seuls OW2 et OW4 peuvent détecter la frontière; OW1 et OW3 ne peuvent pas la détecter, i.e. il est impossible de déterminer r_{i1} et r_{i3}). C'est une des raisons pour lesquelles, quand on prépare un essai d'aquifère, il est important d'avoir au moins un piézomètre près du puits pompé.
6. Dans la plupart des cas, la position d'une ou de deux frontières imperméables doit être confirmée en combinant des courbes de rabattement, des levés géophysiques et des forages d'exploration.

7.3 Pompage, régime transitoire, localisation d'une frontière de recharge

7.3.1 Introduction

Quand il y a une frontière de recharge, visible ou invisible à quelque distance d'un puits pompé, son influence et sa position peuvent être trouvées en utilisant le concept mathématique des puits images (Ferris, 1949) et la «loi des temps» (Knowles, 1955 ; Ferris *et al.*, 1962). On introduit un puits image, symétrique du puits réel par rapport à la frontière (Fig. 7.5) de façon à simuler un aquifère infini dans lequel le puits réel pompe un débit Q dans un demi-espace infini et le puits image injecte un débit $-Q$ dans l'autre demi-espace infini. Le piézomètre est situé à une distance r_r du puits réel et à une distance r_i du puits image. Dans l'aquifère réel limité par la frontière de recharge, le piézomètre enregistre un rabattement identique à celui qu'il enregistrerait dans un aquifère infini (dont on connaît la solution mathématique de Theis) avec les deux puits de la Fig. 7.5. En particulier, en tout point de la frontière de la recharge, située à mi-distance des deux puits, le puits réel produit un rabattement s_r alors que le puits image produit une impression $s_i = -s_r$: le rabattement résultant des deux puits est donc nul ($s = s_r + s_i = 0$), ce qui correspond bien à une frontière de recharge.

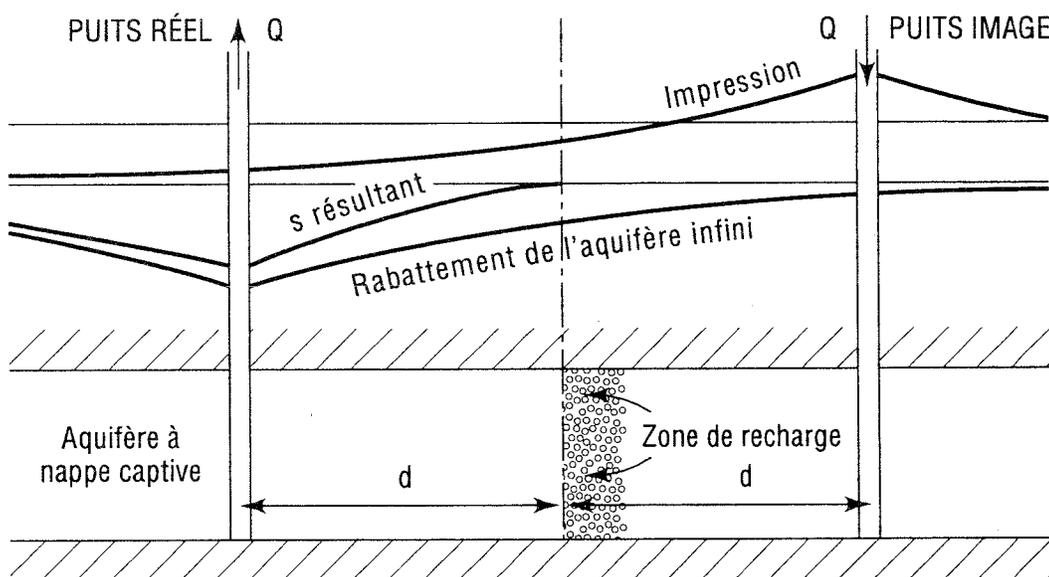


Figure 7.5 : Méthode du puits image pour une frontière de recharge.

Les méthodes usuelles pour trouver la position d'une frontière de recharge sont la «loi des temps» et la méthode du point d'inflexion de Hantush (1959). Elles ont été revues par Chapuis (1994b) qui a établi leurs limites d'application et a proposé une nouvelle méthode qui n'a pas les limites des méthodes précédentes. Ce Guide décrit les méthodes usuelles, leurs limitations, et la nouvelle méthode. Un exemple détaillé illustrant ces méthodes est fourni dans l'Annexe E.

On rappelle que la détection d'une frontière de recharge est toujours facile (rabattement stabilisé dans le temps). Par contre, sa localisation n'est possible que dans les aquifères à nappe captive ou les aquifères à nappe libre dans un roc fracturé (mobilisation sans délai de l'emmagasinement). Comme dans le cas de la frontière imperméable, il faut les graphiques des rabattements de trois piézomètres (satisfaisant les conditions de distances de la section 7.2.4) pour localiser une frontière de recharge.

7.3.2 Méthode de la loi des temps

On recommande dans ce Guide de ne pas utiliser le graphique *log-log* de Theis (*log s* vs *log t* ou vs *log r²/t*), mais uniquement le graphique semi-log de *s* vs *log t* (Fig. 7.6).

Il faut un temps t_r au puits réel pour produire un rabattement s_r (Fig. 7.6) :

$$[7.20] \quad s_r = (Q/4\pi T) \ln (t_r / t_0)$$

De la même façon, il faut un temps t_i au puits image (de débit $-Q$) pour produire une impression s_i (Fig. 7.6) :

$$[7.21] \quad s_i = - (Q/4\pi T) \ln (t_i / \beta^2 t_0)$$

Si t_r et t_i sont choisis dans la Fig. 7.6 de façon à vérifier $s_i = -s_r$, alors :

$$[7.22] \quad t_i / t_r = (r_i / r_r)^2 = \beta^2$$

C'est la «loi des temps» que l'on retrouve dans tous les livres. Cette loi des temps est indépendante de l'approximation de Cooper-Jacob : en effet, d'après les équations 7.1 et 7.2, l'égalité $s_i = -s_r$ implique $u_i(t_i) = u_r(t_r)$, d'où directement l'équation 7.22.

Une équation apparemment dérivée de la loi des temps est fournie par Castany (1982) pour la distance d du puits pompé à la frontière :

$$[7.23] \quad d = (r_r/2) (t_i/t_0)^{1/2} + r_r/2$$

où t_i est le temps où l'extension de la première portion rectiligne coupe l'asymptote horizontale (Fig. 7.6). L'équation de Castany (1982) est équivalente à :

$$[7.24] \quad d = (r_r/2)\beta + r_r/2 = (r_i+r_r)/2$$

Elle est donc généralement fautive sauf si le puits d'observation se trouve sur la ligne joignant le puits réel et le puits image.

Raghunath (1982) donne une autre équation qui est un cas spécial de la loi des temps avec le point I (Fig. 7.6), lorsque $s_i = -s_r = 0$:

$$[7.25] \quad t_0 / r_r^2 = t_i / r_i^2$$

et qui est l'analogie de l'équation 7.15 pour la frontière imperméable.

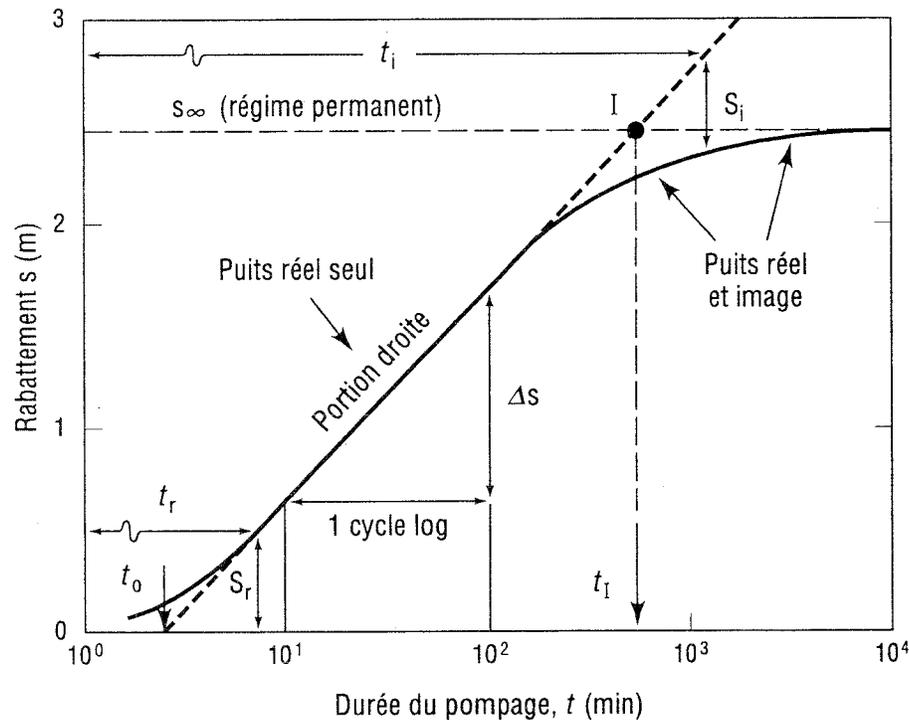


Figure 7.6 : Effet d'une frontière de recharge rectiligne sur la courbe s vs $\log t$.

La méthode de la loi des temps a des limitations qui sont discutées dans la section 7.3.4, et résumées dans la section 7.3.6.

7.3.3 Méthode du point d'inflexion

Hantush (1959) a proposé d'utiliser le point d'inflexion P du graphique de s vs $\log t$. À ce point, u_r prend la valeur u_P :

$$[7.26] \quad u_P = r_r^2 S / 4T t_P = 2 \ln \beta / (\beta^2 - 1)$$

La pente au point P est :

$$[7.27] \quad \Delta s_P = [2,30 Q / 4\pi T] [\exp(-u_P) - \exp(-\beta^2 u_P)]$$

et le rabattement s_P vaut :

$$[7.28] \quad s_P = [Q / 4\pi T] W(u_P, \beta)$$

Pour des valeurs de $t > 4t_P$, le rabattement est proche de sa valeur maximum qui est celle du régime permanent, s_∞ :

$$[7.29] \quad s_\infty = [Q / 2\pi T] \ln \beta$$

Le rapport $f(\beta)^* = s_\infty / \Delta s_P$ ne dépend que de $\beta = r_i/r_r$. Des tables le fournissent dans de nombreux livres (par exemple Kruseman et De Ridder, 1991). On utilise la méthode de Hantush de la façon suivante :

- le rabattement maximum s_{∞} est estimé par extrapolation ;
- la pente de la portion rectiligne est mesurée et elle est utilisée comme valeur approximative de Δs_P ;
- le rapport des valeurs approximatives $s_{\infty}/\Delta s_P$ est une approximation de $f(\beta)$;
- $f(\beta)$ donne β d'après les tables de Hantush (1959), et β donne r_i ;
- T est obtenu par l'équation 7.29 ;
- les valeurs de u_P et $W(u_P, \beta)$ sont tirées des tables de Hantush (1959) ;
- les valeurs de s_{∞} , β et $W(u_P, \beta)$ donnent s_P à partir des équations 7.28 et 7.29 :

$$[7.30] \quad s_P = s_{\infty} W(u_P, \beta) / 2 \ln \beta$$

- s_P donne la position du point d'inflexion P, sur le graphique, duquel on tire t_P ;
- les valeurs de T , t_P , u_P et r_i donnent S par l'équation 7.26.

Note: Hantush (1959) a donné des tables de la fonction $f(\beta)$, qui sont reproduites dans de nombreux livres. Les personnes qui veulent programmer la fonction $f(\beta)$ peuvent utiliser l'équation 7.31 (Chapuis, 1994b) :

$$[7.31] \quad f(\beta) = 2 \log \beta / [(\beta^2 - 1) \beta^{-2\beta^2 / (\beta^2 - 1)}]$$

La méthode du point d'inflexion a des limitations qui sont discutées dans la section 7.3.4, et résumées dans la section 7.3.6.

7.3.4 Méthode de correction du β apparent

L'influence combinée des puits réel et image donne un rabattement observé s défini par :

$$[7.32] \quad s = s_r + s_i = (Q/4\pi T) [W(u_r) - W(u_i)] \quad \text{avec :}$$

$$[7.4] \quad u_r = r_r^2 S / 4Tt \quad \text{et} \quad u_i = r_i^2 S / 4Tt$$

et donc par définition :

$$[7.5] \quad u_i / u_r = (r_i / r_r)^2 = \beta^2 \quad \text{où} \quad r_i = \beta r_r$$

Si les conditions de Cooper-Jacob sont respectées (u_r et u_i sont petits tous les deux), l'équation 7.32 peut être approximée par :

$$[7.33] \quad s = (2,30 Q/4\pi T) [\log (2,25 Tt/r_r^2 S) - \log (2,25 Tt/r_i^2 S)]$$

qui devient :

$$[7.34] \quad s = \Delta s [\log (t/t_0) - \log (t/\beta^2 t_0)] = \Delta s \log (\beta^2) = 2 \Delta s \log \beta = s_{\infty}$$

L'équation 7.34 donne une valeur constante (s_{∞}) qui est celle du régime permanent. Cette valeur s_{∞} dépend seulement de Δs et β , ou de Q , T et $\beta = r_i/r_r$. Il est donc possible de calculer β par (Chapuis, 1994b) :

$$[7.35] \quad \beta = r_i / r_r = 10^{s_{\infty} / 2\Delta s}$$

En pratique, si le piézomètre est proche de la frontière de recharge, r_i est presque égal à r_r et β est à peine supérieur à 1,0. Les influences des deux puits, réel et image, sont enregistrées simultanément. Le graphique de s vs $\log t$ produit une ligne horizontale pour un faible rabattement. Dans ce cas, on ne voit pas séparément l'influence du puits réel seul et on ne connaît donc pas la vraie valeur de Δs .

L'étude des conditions relatives à u_i et u_r révèle que leur rapport $u_i/u_r = r_i^2/r_r^2 = \beta^2$ doit être supérieur à 100 environ pour détecter correctement les deux portions rectilignes (Chapuis, 1994b). Finalement, il faut $\beta > 20$ pour avoir la vraie valeur (celle de l'aquifère infini) de la pente (Δs) de la première portion rectiligne. Il faut retenir que la méthode de la loi des temps et celle du point d'inflexion sont incorrectes chaque fois que $\beta < 20$: elles donnent des valeurs apparentes et inexactes de β .

Chaque fois que l'équation 7.35 donne une valeur β inférieure à 20, il s'agit aussi d'une valeur apparente, inexacte. Cependant, on peut obtenir la valeur réelle de β à partir de cette valeur apparente (éq.7.35) en utilisant la Fig. 7.7 (Chapuis 1994b).

Un exemple illustrant les trois méthodes (loi des temps, point d'inflexion et β apparent corrigé) est fourni à l'Annexe E.

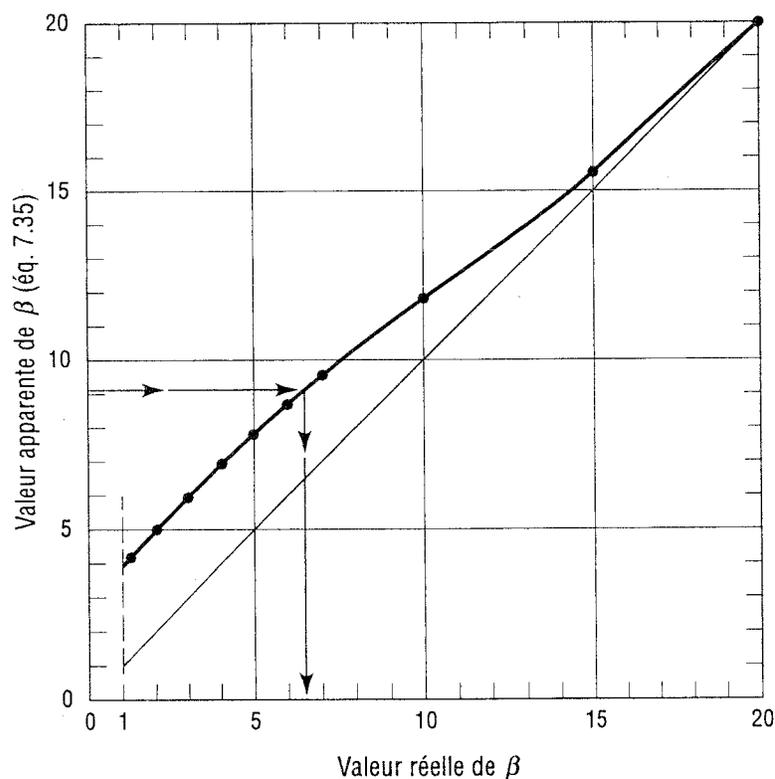


Figure 7.7 : Graphique donnant la vraie valeur de β à partir de la valeur apparente de β fournie par l'équation 7.35.

7.3.5 Conséquences des erreurs provenant des méthodes courantes

Quand $\beta < 20$, la loi des temps et la méthode du point d'inflexion surestiment β par un facteur qui peut atteindre 4 (400%), et les valeurs de T et S déduites de ces méthodes sont fortement erronées. De plus, la distance à la recharge est fortement surestimée.

Ceci peut se produire quand la frontière de recharge est invisible. Elle forme un chemin préférentiel pour les contaminants : on la croit plus loin qu'elle est en réalité, et donc on sous-estime les risques de contamination du puits.

Cela peut se produire aussi avec une frontière de recharge visible. Comme les calculs des méthodes courantes donnent des distances très supérieures à la distance visible et mesurable, la différence est fréquemment interprétée comme résultant du colmatage des berges. C'est une erreur d'interprétation qui, avec les erreurs résultantes sur T et S, conduit à sous-estimer les risques de contamination du puits pompé en cas de contamination de la zone de recharge.

7.3.6 Conclusions et conditions d'utilisation des équations

1. Une frontière de recharge rectiligne dans un aquifère à nappe captive peut être localisée par deux méthodes usuelles (la loi des temps et la méthode du point d'inflexion), et par la méthode de correction du β apparent.
2. Les trois méthodes peuvent être utilisées directement avec confiance quand $\beta = r_1/r_r$ est supérieur à 20.
3. Les méthodes usuelles (loi des temps et point d'inflexion) surestiment la valeur de $\beta = r_1/r_r$ quand elles l'estiment inférieure à 20. Cela se produit parce que dans la courbe de rabattement d'un piézomètre, la portion rectiligne initiale ne coïncide pas avec la droite théorique pour un aquifère infini (sans frontières). Il en résulte que les méthodes usuelles estiment mal les paramètres d'écoulement souterrain (comme T et S) et de contamination (comme la vitesse de l'eau) quand $\beta < 20$.
4. La règle approximative pour les méthodes usuelles est : «*Un piézomètre distant de r_r du puits pompé ne peut localiser correctement une frontière de recharge que si celle-ci est distante d'au moins $10 r_r$ du puits pompé*». C'est une des raisons pour lesquelles, quand on planifie un essai d'aquifère, il est important d'avoir au moins un piézomètre proche du puits pompé.
5. La méthode de correction du β apparent a été développée pour éviter cette restriction de distance. Si l'équation 7.35 donne une valeur β inférieure à 20, c'est une valeur apparente. La Fig. 7.7 permet d'obtenir la vraie valeur de β à partir de sa valeur apparente. Il n'y a plus de limite de distance avec cette méthode.
6. En pratique, la localisation d'une frontière de recharge enfouie nécessite fréquemment une confirmation en combinant des données de rabattement, des levés géophysiques et des forages d'exploration.

CHAPITRE 8
INFLUENCE DE LA CAPACITÉ DE PUIITS

Toutes les méthodes d'analyse des rabattements **en phase transitoire** (pompage ou remontée) font l'hypothèse que le puits a un diamètre très petit, ou un emmagasinement négligeable. En réalité, tous les puits ont une capacité propre. Quand l'on pompe, on n'extrait pas uniquement de l'eau de l'aquifère, il faut toujours extraire aussi de l'eau du tuyau du puits. Plusieurs solutions, plus ou moins exactes, ont été développées pour un aquifère à nappe libre ou à nappe captive. **En régime permanent**, tout est constant (débit, rabattements, etc.), et la capacité propre du puits n'a aucune influence sur la solution de l'écoulement dans l'aquifère.

8.1 Cas de l'aquifère à nappe libre

Dans le cas d'un puits pénétrant partiellement un aquifère anisotrope à nappe libre, Boulton et Streltsova (1976) ont développé une solution qui tient compte de la capacité du puits (Fig. 8.1). Cette solution permet en théorie de décrire la partie initiale de la courbe de rabattement en forme de S (section 5.2), là où l'influence de la capacité du puits est importante. Dans la partie ultérieure de la courbe de rabattement, la capacité du puits a peu d'influence : les auteurs estiment que cette partie peut être décrite par la solution usuelle qui ignore la capacité du puits. La solution pour la partie initiale a la forme :

$$[8.1] \quad s = (Q/4\pi T) W(u_A, S_A, \beta, r/r_{ew}, b_1/h_i, d/h_i, b_2/h_i)$$

avec $T = K_h h_i$, où K_h est la conductivité hydraulique horizontale, et h_i l'épaisseur initialement saturée de l'aquifère, et :

$$[8.2] \quad u_A = r^2 S_A / 4Tt$$

$$[8.3] \quad \beta = r^2 K_v / h_i^2 K_h$$

À cause du grand nombre de paramètres impliqués, peu de valeurs sont disponibles pour la fonction de l'éq.8.1. Quelques-unes sont fournies par Kruseman et de Ridder (1991).

La procédure à suivre utilise la superposition de graphiques *log-log*. Pour toutes les procédures de ce type, les résultats dépendent de l'interprétation personnelle dès que la courbe expérimentale dévie un peu de la courbe théorique. Or les courbes théoriques de Boulton et Streltsova (1976) contiennent des hypothèses cachées sur la courbe de désaturation du matériau de l'aquifère. En plus, elles ignorent les écoulements non saturés. Il y a donc peu de chances qu'elles simulent adéquatement les rabattements observés pendant un essai réel.

Compte tenu de la disponibilité récente de logiciels performants en écoulements non saturés, il peut être plus réaliste de procéder par simulations numériques du puits testé (Sakthivadivel et Rushton, 1989 ; Sen, 1990). On suggère d'utiliser la valeur de T déterminée par le régime permanent (rappel : deux piézomètres au moins sont requis, on ne doit jamais utiliser le rabattement dans le puits pour ce calcul de T). On simule alors diverses fonctions complètes de l'emmagasinement (voir Fig. 1.5), afin de trouver celle qui donne les prédictions les plus proches des observations pendant la phase transitoire.

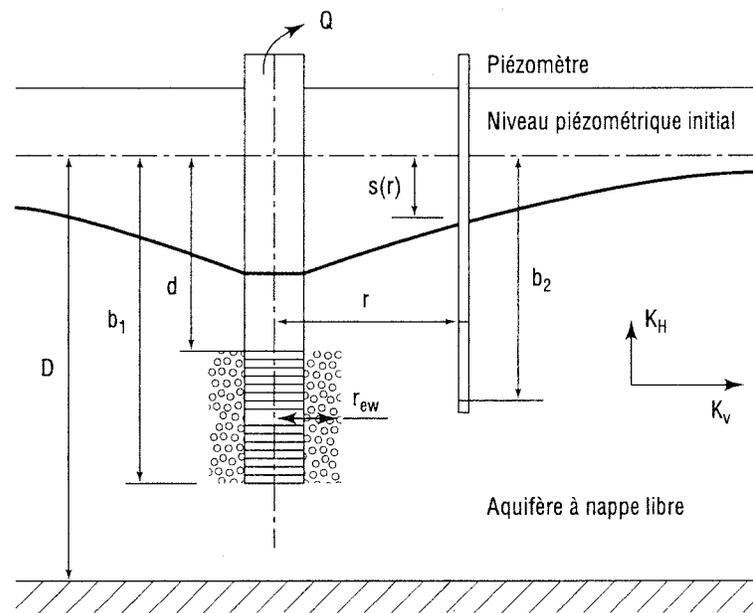


Figure 8.1 : Aquifère anisotrope à nappe libre pompé par un puits de grand diamètre. Paramètres pour la solution de Boulton et Streltsova (1976).

8.2 Cas de l'aquifère à nappe captive

La solution de Theis suppose que le puits pompé a un diamètre infinitésimal. Une première solution pour un puits de diamètre non nul a été développée par Hantush (1964), mais elle supposait que le débit extrait du puits était égal au débit extrait de l'aquifère. Dans la réalité, la capacité propre du puits affecte les valeurs initiales du rabattement dans le puits lui-même et dans les piézomètres. Deux solutions proposées pour tenir compte de la capacité propre du puits sont présentées ici.

8.2.1 Solution de Papadopoulos et Cooper (1967)

Ces auteurs ont transposé la solution analytique d'un problème de transmission de chaleur au problème d'un puits avec les conditions suivantes aux frontières (Fig. 8.2) :

- le rabattement à l'intérieur du puits est constant ;
- en tout temps le rabattement dans l'aquifère au contact du puits est égal au rabattement dans le puits (efficacité parfaite) ;
- en tout temps le débit constant extrait du puits correspond à la somme du débit extrait de l'aquifère et du débit extrait du tuyau du puits où baisse le niveau d'eau.

Papadopoulos et Cooper (1967) ont fourni des tables pour comparer le rabattement au puits selon leur solution et selon celle de Theis. Ils ont constaté que l'effet de la capacité du tuyau de puits est toujours négligeable après un temps t_1 donné par :

$$[8.4] \quad t_1 = 250 r_w^2 / T$$

où r_w est le rayon du puits pompé. Ils ont proposé des courbes types qui, selon eux, ne donnent pas de bonnes évaluations de S : «*However, because the matching of data plot to the type curves depends on the shape of the type curves, which differ only slightly when α differs by an order of magnitude, a determination of S by this method has questionable reliability*» (voir la Fig. 8.2 pour la définition de α).

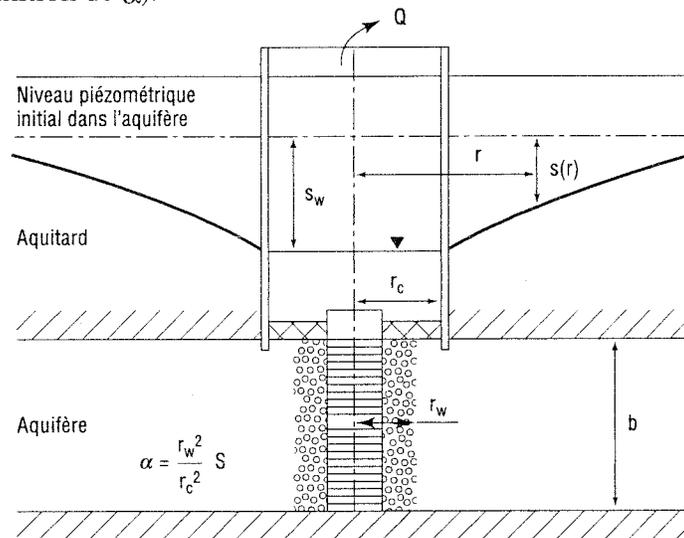


Figure 8.2 : Définition des paramètres pour l'effet de capacité de puits dans un aquifère à nappe captive.

Selon cette solution, on peut utiliser les graphiques de Theis et de Cooper-Jacob après le temps t_1 . Cependant, de nombreuses données ne peuvent pas être utilisées et, si la présence d'une frontière influence le rabattement à partir d'un temps voisin de t_1 , il en résulte des difficultés d'interprétation.

Cette solution ne peut pas être utilisée pour analyser l'influence de l'eau stockée dans le tuyau du puits sur le rabattement dans un piézomètre. Elle ne s'applique qu'au rabattement $s_w(t)$ dans le puits pompé.

8.2.2 Solution de Chapuis (1992b)

Quand le rabattement dans le puits pompé est $s_w(t)$, la pompe a pris un temps t_w pour extraire l'eau du tuyau du puits, plus précisément l'eau comprise dans l'espace entre la paroi interne du tuyau moins le volume occupé par les parois des tuyaux de la pompe et des tubes des instruments de mesure ou de contrôle. L'espace ainsi pompé est caractérisé par un diamètre équivalent D , inférieur à $2r_w$. Si Q est le débit constant pompé, le volume total d'eau extrait au temps t est :

$$[8.5] \quad V = Q t$$

et la portion de ce volume qui vient de la capacité du tuyau est :

$$[8.6] \quad V_w = (\pi/4) D^2 s_w = Q t_w$$

où s_w est le rabattement mesuré dans le puits au temps t . Par conséquent, le temps t_c passé à extraire de l'eau de l'aquifère au débit Q est :

$$[8.7] \quad t_c = (V - V_w) / Q = (Q t - Q t_w) / Q = t - t_w$$

La solution pratique proposée pour prendre en compte les effets de la capacité propre du puits est de corriger l'échelle des temps par un temps variable t_w de façon à obtenir la durée de pompage corrigée $t_c = t - t_w$. Ce temps corrigé t_c est le temps à utiliser pour analyser tous les rabattements, que ce soit ceux du puits pompé ou ceux d'un piézomètre.

Cette correction du temps n'est théoriquement valable que lorsque l'approximation de Cooper-Jacob est valable, et pourvu que le débit soit constant. On peut alors utiliser le graphique usuel de Cooper-Jacob en portant le rabattement $s(r, t_c)$ versus le logarithme du temps corrigé t_c . Dans le cas d'un débit de pompage variable, la méthode de correction du temps peut être utilisée dans le domaine de validité de l'équation de Cooper-Jacob, à condition que le rabattement s soit remplacé par le rabattement spécifique s/Q , ce qui est aussi équivalent à utiliser un «temps» défini par une pondération logarithmique (Kruseman and De Ridder, 1991).

8.2.3 Commentaires

On notera que la valeur de S tirée de la courbe du rabattement s_w dans le puits n'est jamais la vraie valeur de S dans l'aquifère. La courbe de s_w est affectée par les phénomènes à très court terme dans la zone la plus perturbée de l'aquifère (adjacente au puits), où les gradients sont très élevés et où existent des effets pariétaux. De plus, il peut y avoir un temps de réponse non négligeable de la pompe avant qu'elle fournisse un débit constant, un délai entre la baisse piézométrique et le relargage de l'eau stockée dans l'aquifère (supposer que S est une constante indépendante du temps est une simplification du comportement réel des sols et des roches). Ces petits délais ont une influence majeure à proximité immédiate du puits, mais minimale à quelques mètres et après un certain temps, lorsque l'approximation de Cooper-Jacob devient valable. Toutes ces raisons peuvent expliquer pourquoi la courbe de rabattement du puits lui-même donne une valeur inadéquate de S .

L'examen de l'influence de la capacité du tuyau du puits confirme l'opinion courante (Kruseman et De Ridder, 1991) qu'il est préférable d'évaluer les paramètres de l'aquifère à partir des rabattements de piézomètres, qui ne sont pas perturbés comme ceux du puits ou de son voisinage immédiat. Comme l'a démontré Butler (1990), *«the further an observation well is from the pumping well, the less the drawdown is impacted by the properties of material in the immediate vicinity of the observation well»*.

La capacité du tuyau du puits pompé peut influencer fortement la phase initiale du rabattement quand l'aquifère a une faible transmissivité ou quand le débit pompé est faible, ce qui se produit souvent dans les cas de restauration d'aquifères. Cependant, si le débit pompé est élevé ou si l'aquifère a une forte transmissivité, les effets de la capacité du tuyau du puits pompé peuvent être négligeables.

PERFORMANCE DE L'INSTALLATION DE POMPAGE

Le rabattement mesuré dans le puits, s_w , dépend du rabattement dans l'aquifère et des pertes de charge au puits. Celles-ci incluent des pertes de charge à l'entrée de la crépine et des pertes de charge non linéaires dans le terrain près de la crépine. Ces dernières peuvent être dues à de la boue de forage mal nettoyée, à un développement inadéquat, ou à des écoulements turbulents (nombre de Reynolds trop élevé). On dit que les pertes de charge aux puits sont associées aux effets pariétaux. Lorsqu'il y a des pertes de charge «parasites» ou supplémentaires près de la paroi d'un puits, on parle d'effets pariétaux négatifs. Lorsque les pertes de charge sont négligeables dans l'enveloppe de sable ou gravier filtre autour de la crépine, et même dans le terrain, on parle d'effets pariétaux positifs.

On examine dans ce chapitre les façons usuelles de déterminer les effets pariétaux, soit l'essai de pompage par paliers d'une part, et les courbes du rabattement versus la distance d'autre part.

9.1 Essais de pompage par paliers

Un essai de pompage par paliers procède de la façon suivante : le puits est pompé à un débit constant Q_1 jusqu'à obtenir un rabattement stabilisé au puits s_{w1} ; on augmente alors le débit pour passer à un nouveau débit constant Q_2 pour lequel on obtient un rabattement stabilisé s_{w2} ; on poursuit avec des débits Q_3, Q_4 , etc. Il faut au moins trois paliers de pompage pour faire une interprétation de l'efficacité du puits. On admet généralement que le rabattement stabilisé au puits s'écrit (Rorabaugh, 1953) :

$$[9.1] \quad s_w = BQ + CQ^n$$

où l'exposant n est compris entre 1,5 et 3,5. Jacob (1947) avait proposé $n = 2$.

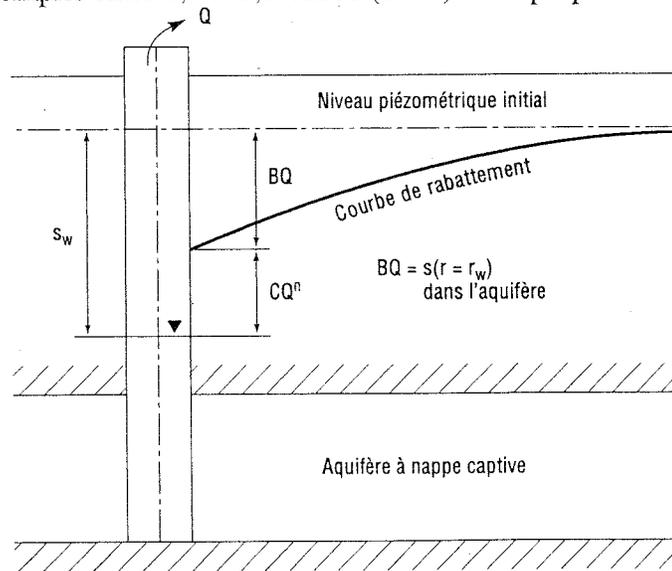


Figure 9.1 : Décomposition du rabattement au puits. Effets pariétaux négatifs.

L'essai par paliers permet d'évaluer les coefficients B et C de l'éq.9.1, qui contribuent aux deux pertes de charge (Fig. 9.1). La façon la plus simple de les déterminer est de tracer le graphique de s_w/Q versus Q. Comme l'exposant n est généralement voisin de 2, les points expérimentaux fournissent une droite d'équation :

$$[9.2] \quad s_w/Q = B + CQ$$

dont la pente fournit C et qui coupe l'axe $Q = 0$ au point d'ordonnée B (Fig. 9.2).

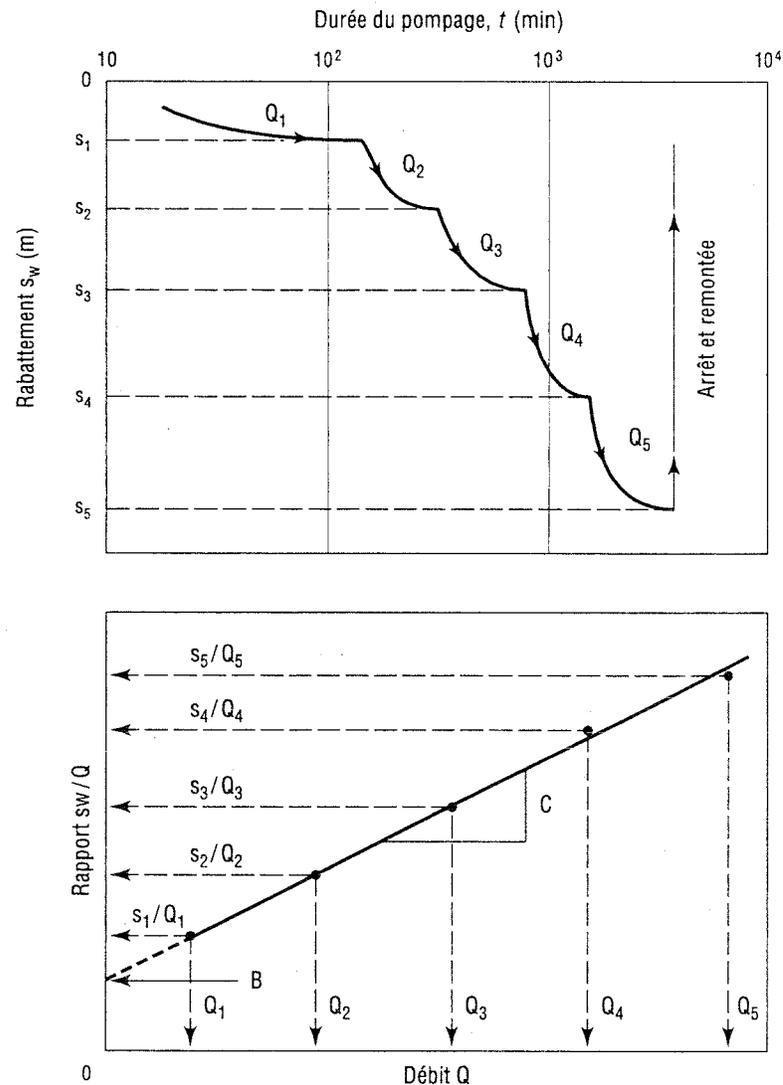


Figure 9.2 : Essai de pompage par paliers pour déterminer B et C.

La valeur du coefficient C, exprimée en min^2/m^5 , reflète la condition du puits pompé (Todd, 1980). Une valeur de C inférieure à $0,5 \text{ min}^2/\text{m}^5$ indique un puits correctement conçu et bien développé. Une valeur de C comprise entre $0,5$ et $1,0 \text{ min}^2/\text{m}^5$ indique un puits soit assez mal conçu soit légèrement colmaté ou détérioré. Une valeur de C comprise entre $1,0$ et $4,0 \text{ min}^2/\text{m}^5$ indique un puits soit très mal conçu soit sévèrement colmaté ou détérioré. Une valeur de C

supérieure à $4,0 \text{ min}^2/\text{m}^5$ indique un puits extrêmement mal conçu ou si sévèrement colmaté ou détérioré qu'il sera difficile de le restaurer.

Une autre façon d'apprécier l'inefficacité du puits est d'examiner le graphique du rabattement s_w versus $\log t$. Si le rabattement augmente rapidement pendant les premières minutes et beaucoup moins plus tard (Fig. 9.3), c'est l'indice d'un puits mal conçu ou colmaté. Quand cela se produit dans un aquifère de sable et/ou gravier, c'est souvent parce que la crépine a été mal sélectionnée et en particulier parce que son pourcentage d'ouverture est inférieur à la porosité effective, n_e , du matériau de l'aquifère. L'eau qui dispose d'un espace n_e pour circuler dans l'aquifère ne dispose plus que d'un espace réduit pour entrer dans la crépine. L'eau subit alors d'importantes pertes de charge pour entrer dans la crépine, comme le montre la Fig. 9.1.

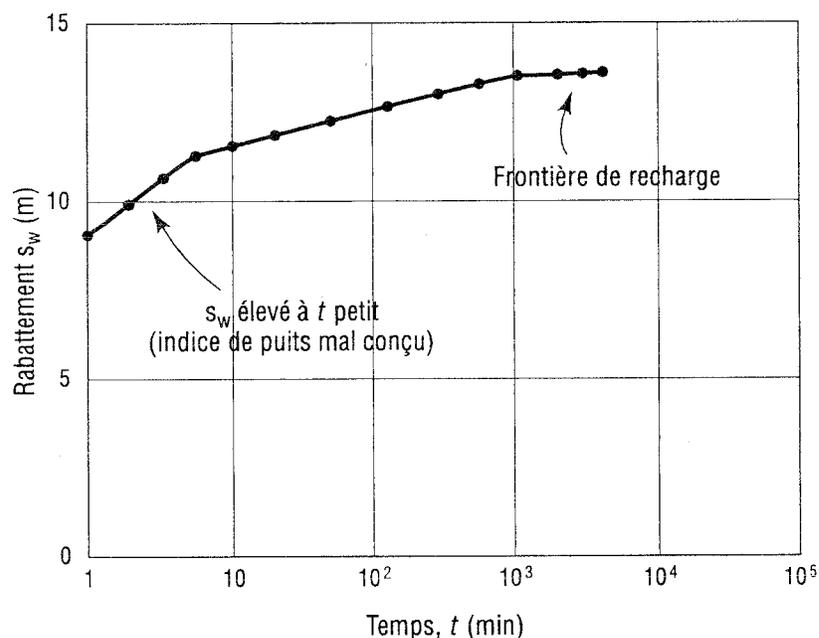


Figure 9.3 : Indication de l'inefficacité d'un puits par la courbe du rabattement au puits.

On rappelle que l'interprétation de l'essai par paliers présuppose que tous les rabattements s_{wj} mesurés sont des rabattements stabilisés. En pratique, il arrive fréquemment dans de tels essais que les paliers aient une durée trop courte pour atteindre la stabilisation : les valeurs déduites de B et C sont alors fortement erronées. Afin de savoir si les rabattements sont stabilisés et si l'on peut utiliser cette méthode d'interprétation, on doit tracer les graphiques de s_w en fonction de $\log t$ pour chacun des paliers de pompage. Il ne faut jamais se limiter aux graphiques de s_w versus t qui faussent la perspective du temps dans les essais de pompage.

Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, on peut évaluer la performance même si le régime permanent pour chaque palier n'a pas été atteint. On trace une figure similaire à la Fig. 9.2 en prenant pour s_w non pas le rabattement stabilisé mais la somme des incréments de rabattement

Δs_{wj} mesurés toujours après le même incrément de temps Δt , après s'être assuré que cette durée Δt permet de satisfaire l'approximation de Cooper-Jacob (Bierschenk, 1963 ; Hantush, 1964). La Figure 9.4 illustre la façon de déterminer les incréments de rabattement Δs_{wj} qui définissent :

$$[9.3] \quad s_{w, N} = \text{somme des } \Delta s_{wj} \text{ de } j = 1 \text{ à } N$$

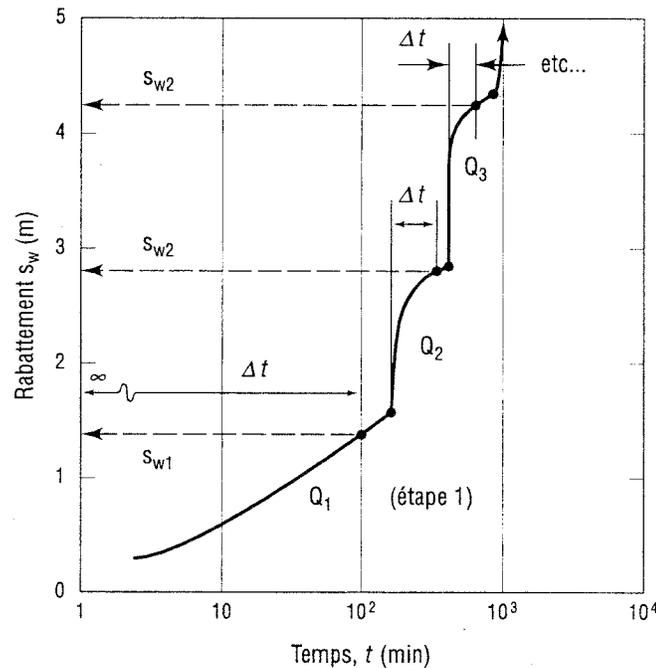


Figure 9.4 : Illustration de la méthode de Bierschenk (1963) et Hantush (1964). Aquifère à nappe captive. L'approximation de Cooper-Jacob doit être vérifiée.

9.2 Courbes rabattement-distance

Chaque fois que l'on dispose de plusieurs piézomètres, on peut tracer divers graphiques du rabattement en fonction de la distance à divers temps, et selon diverses directions, pour évaluer la performance du puits pompé. L'analyse peut être faite en régime transitoire ou en régime permanent dans le cas d'un aquifère à nappe captive, et seulement en régime permanent dans le cas d'un aquifère à nappe libre.

9.2.1 Aquifère à nappe captive

L'analyse nécessite plusieurs piézomètres (il est recommandé d'en avoir trois). Après avoir tracé les graphiques des rabattements des piézomètres, s versus $\log t$, on choisit deux à quatre temps (t_1 à t_4) dans la zone où l'approximation de Cooper-Jacob est vérifiée pour le plus éloigné des piézomètres. Elle l'est donc aussi pour les autres piézomètres et le puits pompé. On trace ensuite

un graphique des rabattements mesurés aux temps t_j ($j = 1$ à 4) en fonction de $\log r$, semblable à celui de la Fig. 9.5.

Dans un aquifère homogène (section 5.1.1.4), on obtient une ligne droite dont la pente fournit T et l'intercept à $s = 0$ fournit un rayon d'influence $R(t)$ qui permet de calculer S . Pour juger de l'efficacité du puits pompé, on extrapole la droite jusqu'au rayon du puits r_w , soit le rayon du trou foré s'il n'y a pas de crépine, soit le rayon extérieur de la zone filtre autour de la crépine. L'extrapolation donne un rabattement $s(r_w)$ supérieur ou inférieur à celui qui est mesuré dans le puits, s_w , qui lui, correspond à un rayon r_e supérieur ou inférieur à celui du puits, r_w (voir la section 4.2).

On voit ainsi directement s'il existe des pertes de charge parasites à l'entrée du puits (cas 1, $r_e < r_w$ ou $s(r_w) < s_w$), ce qui indique un puits peu efficace. Si au contraire r_e est supérieur à r_w (cas 2), on appelle r_e le rayon efficace du puits : il correspond à l'influence de la zone développée autour de la crépine dans l'aquifère à nappe captive. Le puits pompé se comporte hydrauliquement comme un puits de rayon r_e totalement efficace.

Le pourcentage d'efficacité du puits, PE, est défini par le rapport des rabattements :

$$[9.4] \quad PE = s(r_w) / s_w$$

Il est inférieur à 100% dans le cas de pertes de charge parasites (cas 1). La différence entre 100% et ce pourcentage d'efficacité correspond au pourcentage de l'énergie, dépensée pour le pompage, qui ne sert pas à faire circuler l'eau de façon optimale. Cette énergie sert à vaincre des frottements parasites, soit à travers une crépine peu efficace, soit au voisinage du puits dans une zone filtre ou un terrain plus ou moins colmaté.

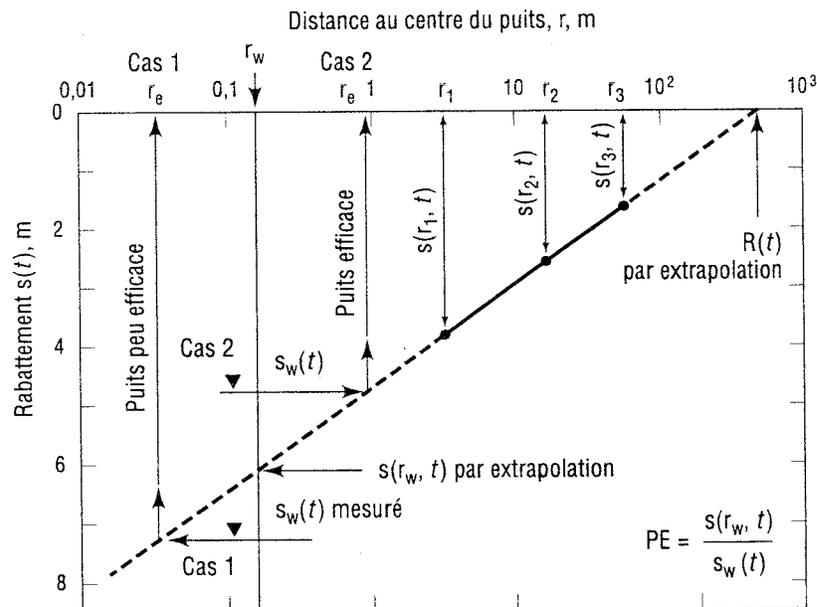


Figure 9.5 : Aquifère à nappe captive : utilisation de la courbe rabattement-distance pour évaluer l'efficacité du puits pompé.

Dans le cas où il n'y a qu'un piézomètre, on ne peut pas tracer directement la ligne droite expérimentale de s vs $\log r$ (Fig. 9.5). On peut alors calculer la position de cette droite de la façon suivante : on établit d'abord les valeurs de T et S que donne le rabattement du piézomètre selon son graphique de s vs $\log t$ (méthode de Cooper-Jacob) ; on utilise ensuite ces valeurs de T et S pour placer la droite du graphique de s vs $\log r$, selon les équations 5.23 et 5.24 qui en donnent la pente et l'intercept à $s = 0$.

9.2.2 Aquifère à nappe libre

L'analyse nécessite au moins deux piézomètres mais il est préférable d'en avoir davantage. Dans le cas de l'aquifère à nappe libre, on ne peut pas utiliser les rabattements en phase transitoire : on ne peut utiliser que le graphique des rabattements stabilisés des piézomètres en fonction de $\log r$ (Fig. 9.6). En fait on utilise les rabattements corrigés selon la définition de Jacob (1944) :

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

et l'équation 4.4 du rabattement :

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

sous la forme :

$$[9.5] \quad s_{c2} - s_{c1} = (4,60 Q / \pi T) \log (r_2/r_1)$$

ou bien :

$$[9.6] \quad s_c(r) = (4,60 Q / \pi T) \log (r/R)$$

qui est similaire à celle de l'aquifère à nappe captive.

Dans un aquifère homogène on obtient une ligne droite dont la pente fournit $T = Kb$ selon les équations 9.5 ou 9.6, et dont l'intercept à $s_c = 0$ fournit un rayon d'influence R en régime permanent. Pour juger de l'efficacité du puits pompé, on extrapole la droite jusqu'au rayon du puits r_w , soit le rayon du trou foré s'il n'y a pas de crépine, soit le rayon extérieur de la zone filtre autour de la crépine. L'extrapolation donne un rabattement $s_c(r_w)$ supérieur ou inférieur à celui qui est mesuré dans le puits, s_{cw} , qui lui, correspond à un rayon r_e supérieur ou inférieur à celui du puits, r_w (voir la section 4.1).

On voit ainsi directement s'il existe une surface de suintement dans le puits (cas de $r_e < r_w$ ou $s_c(r_w) > s_{cw}$). Dans un aquifère à nappe libre, même si le puits est parfaitement efficace, il présente une surface de suintement. C'est donc la position expérimentale ($s_w = h_i - h_w$) par rapport à la position théorique ($s_{wt} = h_i - h_{wt}$) de la surface de suintement qui permet de juger de l'efficacité du puits pompé (Fig. 9.6). La position théorique (h_{wt}) peut être obtenue à partir des résultats des simulations numériques de divers auteurs, rassemblées par Schneebeli (1956). De ces résultats on peut tirer la relation :

$$[9.7] \quad (h^2(r_w) - h_{wt}^2) / (Q/\pi K) = -0,40 + \log [r_w^2 / (Q/\pi K)]$$

qui relie la hauteur d'eau théorique dans le puits, h_{wt} , à la hauteur de la nappe adjacente au puits, $h(r_w)$.

Le pourcentage d'efficacité du puits, PE, est défini par le rapport des rabattements :

$$[9.8] \quad PE = s_w / s_{wt} = [h_i - h_w] / [h_i - h_{wt}]$$

On notera que PE représente un rapport d'énergies : il est défini à partir des rabattements s et non à partir des rabattements corrigés. Ces derniers ne servent qu'à faciliter la présentation graphique linéaire des résultats (Fig. 9.6).

PE est inférieur à 100% dans le cas de pertes de charge parasites à l'entrée du puits. La différence entre 100% et PE correspond au pourcentage de l'énergie, dépensée pour le pompage, qui ne sert pas à faire circuler l'eau de façon optimale. Cette énergie sert à vaincre des frottements parasites, soit à travers une crépine peu efficace, soit au voisinage du puits dans une zone filtre ou un terrain plus ou moins colmaté.

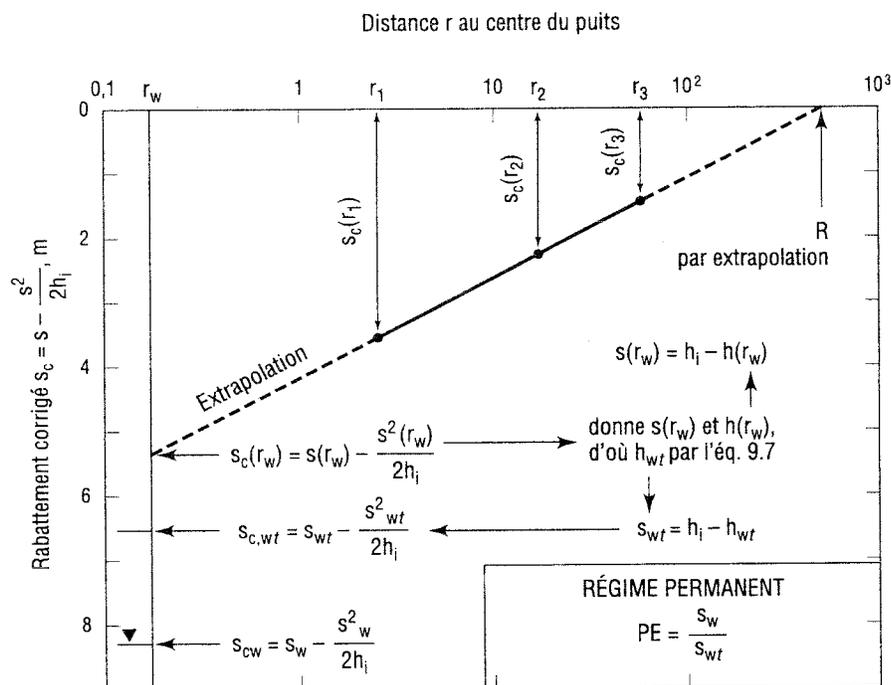


Figure 9.6 : Aquifère à nappe libre : utilisation de la courbe rabattement-distance en régime permanent et du suintement théorique pour évaluer l'efficacité du puits pompé.

Si l'on obtient un rayon r_e supérieur à r_w , on appelle r_e le rayon efficace du puits : il correspond à l'influence de la zone développée autour de la crépine dans l'aquifère à nappe libre. Le puits pompé se comporte hydrauliquement comme un puits de rayon r_e supérieur à r_w , et totalement efficace.

UTILISATION DES RÉSULTATS DE L'ESSAI DE POMPAGE

10.1 Introduction

Les chapitres précédents exposent les règles de l'art relatives à la réalisation et l'interprétation de l'essai de pompage, un essai fondamental en hydrogéologie. Le présent chapitre discute de l'utilisation de ses résultats. Le contenu type d'un rapport d'étude hydrogéologique comportant un ou plusieurs essais de pompage est décrit. Les limitations inhérentes aux résultats de l'essai de pompage et les façons d'y remédier sont discutées.

10.2 Le rapport d'étude hydrogéologique

Le rapport d'étude hydrogéologique permet au spécialiste en hydrogéologie de décrire son mandat et l'approche retenue pour le remplir, d'exposer les résultats obtenus, la conclusion et les recommandations qui en découlent. Un rapport d'étude hydrogéologique, avec un ou plusieurs essais de pompage, devrait traiter les sujets suivants :

- **La description du mandat**

Le spécialiste en hydrogéologie décrit son mandat, précise sa portée et donne un bref historique des travaux antérieurs. Il fournit une brève description de la méthodologie suivie, laquelle constitue en quelque sorte le plan du rapport.

- **Le plan de localisation**

Le rapport doit fournir un plan de localisation du site à l'étude. Les éléments reportés sont, entre autres : l'ouvrage de captage testé, les puits d'observation, les ouvrages de captage présents dans le secteur et susceptibles d'être affectés par la nouvelle exploitation, les sources potentielles de contamination, les zones humides, les cours ou plans d'eau, les distances à respecter de façon réglementaire.

- **La définition du contexte hydrogéologique**

Le rapport doit fournir le contexte hydrogéologique du site à l'étude. Celui-ci est établi à l'aide des données existantes (rapports géologiques, stratigraphiques, géochimiques, études hydrogéologiques, annuaire des puits...) d'une part, et des nouvelles données recueillies dans le cadre du projet (résultats de forages, de levés géophysiques...) d'autre part. Il présente alors un modèle conceptuel de l'hydrogéologie du site. Les données sont illustrées par des profils en long, incluant les couches géologiques et les données hydrogéologiques, et des vues en coupe de l'ouvrage de captage et des puits d'observation tels que construits.

- **Une description et une justification des méthodes retenues pour réaliser l'essai de pompage et en interpréter les résultats**

La méthode de réalisation de l'essai de pompage (nombre de piézomètres et leur emplacement, durée de l'essai...), ainsi que les méthodes d'interprétation en régimes transitoire et permanent (e.g. Theis, Hantush, Neuman...), doivent être choisies en tenant

compte du contexte hydrogéologique du site (e.g. aquifère à nappe captive, libre, semi-captive, homogène ou non, isotrope ou non, épaisseur constante ou non...).

Le rapport doit justifier les choix parce que la crédibilité des recommandations et de la conclusion de l'étude en dépendent. La justification consiste à mettre en évidence l'adéquation des méthodes choisies (pour réaliser et interpréter l'essai de pompage) au contexte hydrogéologique du site.

- **La présentation des résultats de l'interprétation**

Le rapport doit présenter les divers graphiques réalisés lors de l'interprétation des résultats de l'essai de pompage, et les informations quantitatives qui en découlent. Les limitations affectant les résultats doivent également être discutées. Les sections 10.3 et 10.4 adressent cette question.

- **La conclusion et les recommandations**

Dans cette section, l'hydrogéologue répond aux questions soulevées dans la présentation de son mandat. Il se réfère aux résultats décrits dans les sections précédentes du rapport pour étayer ses positions. Il formule des recommandations sur les suites à donner à son étude et/ou sur les façons de réaliser le projet et, par la suite, d'assurer l'exploitation durable de la ressource en eau souterraine.

10.3 Résultats tirés de l'essai de pompage

L'interprétation des résultats d'un essai de pompage revient à ajuster un modèle conceptuel dont le comportement hydraulique est jugé similaire au système géologique aquifère sollicité, pour les environs de l'ouvrage de captage testé. Ce travail d'ajustement permet d'obtenir des caractéristiques hydrauliques qui, si le choix du modèle conceptuel est judicieux, devraient permettre de reproduire convenablement le comportement hydraulique du système géologique aquifère sollicité, soit :

- la transmissivité T de la formation aquifère et, selon le cas, sa variabilité spatiale ou son anisotropie (lorsque plusieurs piézomètres ont été suivis au cours de l'essai) ;
- le coefficient d'emmagasinement S ou d'emmagasinement spécifique S_s et, selon le cas, sa variabilité spatiale ;
- selon le contexte hydrogéologique, la conductivité hydraulique verticale K_v de l'aquitard qui recouvre la formation géologique aquifère testé, le coefficient de drainance (K_v/b'), le facteur d'égouttement S' et le facteur de drainance B ;
- l'efficacité de l'installation de pompage ;
- la position des frontières de la formation géologique aquifère qui sont suffisamment proches pour influencer l'écoulement dans les environs de l'ouvrage de captage, donc qui ont été détectées au cours de l'essai de pompage ;
- la piézométrie dans le secteur à l'étude ;
- le rayon d'influence et l'aire d'alimentation de l'ouvrage de captage.

10.4 Résultats tirés de l'étude hydrogéologique

Une étude hydrogéologique réalisée selon les règles de l'art devrait permettre de se prononcer sur l'exploitation durable de l'ouvrage de captage qui est proposé, et donc de répondre aux attentes de son exploitant. Le modèle conceptuel retenu pour interpréter les résultats de l'essai de pompage ne s'applique qu'aux environs immédiats de l'ouvrage de captage, et pour une durée qui est celle de l'essai de pompage (généralement 72 heures) suivi de la remontée (généralement 72 heures). Pour se prononcer sur l'exploitation durable de l'aquifère, il faut d'une part extrapoler ce modèle conceptuel dans le temps et dans l'espace, et d'autre part s'assurer que ce modèle soit cohérent avec le comportement hydrogéologique réel à long terme du système géologique local.

Le spécialiste en hydrogéologie doit donc s'interroger sur la validité de son modèle conceptuel quand il l'extrapole à de plus grandes échelles de temps et d'espace que celles de l'essai de pompage. En particulier, il doit se demander s'il existe des différences significatives entre les caractéristiques supposées dans le modèle conceptuel et les caractéristiques du système aquifère à l'échelle annuelle (temps) et régionale (espace), et si ces différences peuvent invalider certaines des conclusions relatives à l'exploitation durable.

Suite à cette réflexion, le spécialiste en hydrogéologie peut recommander des travaux complémentaires afin de lever certaines indéterminations entre des hypothèses également plausibles (compte tenu des informations alors disponibles) mais ayant des conséquences très différentes. Ces travaux lui permettront de raffiner son modèle conceptuel et de répondre aux questions qui lui sont adressées. Ces travaux peuvent, entre autres, prendre la forme de :

- relevés destinés à identifier les zones de recharge de l'aquifère, les fluctuations annuelles des niveaux piézométriques en relation avec les conditions climatiques et les conditions de prélèvement d'eau souterraine, le tout afin de procéder à l'établissement d'un bilan hydrogéologique fiable sur une base annuelle,
- sondages complémentaires (géophysiques, géotechniques, hydrogéologiques, ...) permettant de mieux caractériser le système aquifère, notamment son hétérogénéité,
- réalisation d'un nouvel essai de pompage, dont la durée et le débit seront différents de ceux du premier essai.

10.5 Impacts d'un ouvrage de captage

Dans le cas d'un ouvrage de captage des eaux souterraines, la notion d'impact peut être définie de la façon suivante. Cette définition proposée s'inspire de celle fournie par le Restatement (Second) of Torts (858. Liability for Use of Ground Water) of the American Law Institute.

Le propriétaire d'un fonds qui extrait de l'eau souterraine et l'utilise pour répondre à un besoin jugé raisonnable peut être tenu responsable d'un impact sur l'environnement, y compris un dommage à autrui, lorsque :

1. *le rabattement généré par le pompage de l'eau souterraine est tel qu'il oblige un autre usager à modifier son ouvrage de captage pour pouvoir subvenir à ses besoins raisonnables en eau ;*

2. *le volume d'eau souterraine extrait excède la part de la recharge annuelle ou des réserves en place qui lui est allouée (si un tel système d'allocation existe) ;*
3. *le volume d'eau souterraine extrait affecte de manière significative les niveaux d'étiage d'un milieu humide, d'un plan d'eau ou d'une source, c'est-à-dire qu'il nuit à un écosystème ou à un usager de ces lieux ;*
4. *le volume d'eau souterraine extrait génère une dégradation de la qualité de l'environnement.*

Toute incertitude, quant aux impacts possibles du projet de captage, se traduira par la mise en place d'un suivi piézométrique en un ou plusieurs points. Chacun des points de suivi aura son seuil d'alerte sous la forme d'un rabattement à ne pas dépasser en ce point. Si l'on veut éviter que le nouveau captage génère des impacts, tout dépassement d'un seuil d'alerte entraînera une réduction du débit de pompage. C'est pourquoi, dans l'intérêt de l'exploitant qui l'a mandaté, le spécialiste en hydrogéologie doit bien identifier, dans son étude, les conditions initiales avant exploitation, et tout impact potentiel du projet de captage proposé.

10.6 Exemples d'utilisation des essais de pompage et leurs limitations

Les résultats d'un essai de pompage constituent un élément essentiel d'une étude hydrogéologique. Cependant, ils ne sont généralement pas suffisants pour répondre à eux seuls à toutes les questions qui sont posées dans une étude hydrogéologique. Les sections suivantes présentent quelques exemples qui illustrent les limitations inhérentes à tout essai de pompage, et décrivent quelques approches qui aideront le spécialiste en hydrogéologie.

10.6.1 Exploitation durable de l'aquifère

Un des principaux objectifs quantitatifs de l'étude hydrogéologique est de déterminer la quantité d'eau que l'on peut tirer annuellement de l'aquifère étudié sans le surexploiter. Il est donc important que l'essai de pompage de 72 heures à débit constant conduise à une situation de régime permanent. On vérifiera aussi que les niveaux d'eau dans le puits et les piézomètres (ou puits de surveillance) sont revenus approximativement à leurs positions initiales après les 72 heures d'observation de la remontée consécutive au pompage.

Ces deux critères (régime permanent et retour des niveaux d'eau) sont nécessaires mais pas suffisants. Il est erroné de croire que leur observation suffit pour garantir que l'on n'a pas entamé les réserves de l'aquifère et qu'on pourra l'exploiter de façon permanente au débit de l'essai de pompage sans danger de surexploitation.

En effet, il faut **se placer à une échelle de temps adéquate pour évaluer l'impact du futur pompage sur l'exploitation de l'eau de l'aquifère**. La Figure 10.1 illustre l'effet du pompage sur le niveau d'eau dans le puits pompé. Elle comprend trois parties :

- La partie (a) montre ce niveau un peu avant, pendant et après l'essai de pompage.

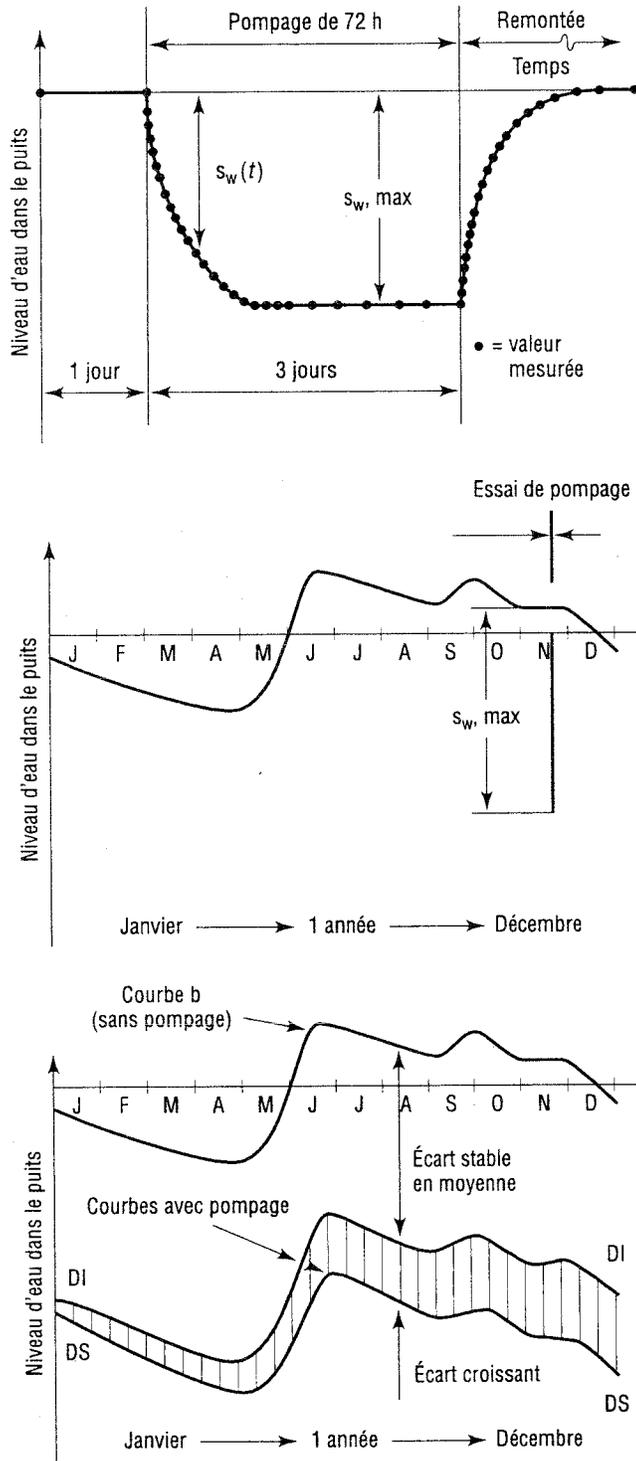


Figure 10.1 : Effet du pompage sur le niveau d'eau dans le puits pompé à différentes échelles de temps : (a) durée de l'essai ; (b) année de l'essai ; (c) années subséquentes.

- La partie (b) montre ce niveau pendant l'année de l'essai de pompage où le puits n'a pompé que 3 jours (72 h) sur 365. Le niveau d'eau est revenu à peu près au niveau initial (à quelques millimètres ou centimètres près) parce que le pompage de 72 heures n'a prélevé qu'une très petite fraction du volume stocké dans le réservoir souterrain que forme l'aquifère. Le réservoir retrouve donc à peu près son niveau antérieur au pompage. Cependant, dans l'objectif d'une exploitation durable de l'aquifère, on ne cherche pas à connaître l'influence du pompage sur le volume stocké mais l'influence du pompage sur le volume d'eau qui transite par la portion de l'aquifère. Or le volume qui transite annuellement (V_{an}) ne représente qu'une petite fraction du volume stocké (V_{stock}). Le rapport (V_{stock} / V_{an}) représente la durée moyenne de séjour de l'eau souterraine dans l'aquifère, durée qui se mesure généralement en dizaines d'années dans les petits aquifères ou en milliers d'années dans les grands aquifères.
- La partie (c) montre ce que peut devenir le niveau d'eau du puits après plusieurs années d'exploitation, selon que les puits existants et le nouveau puits prélèvent ensemble un débit inférieur (courbe DI) ou supérieur (courbe DS) au débit moyen annuel transitant par l'aquifère. Cette évolution ne peut pas être prédite par un essai de pompage de 72 heures, mais elle peut l'être par une étude de bilan hydrogéologique.

Pour déterminer la quantité d'eau que l'on peut tirer annuellement de l'aquifère étudié sans le surexploiter, il ne faut donc pas se limiter à faire et interpréter un essai de pompage. On doit obtenir, préférablement avant l'essai de pompage, les informations suivantes :

- l'état de l'exploitation actuelle de l'aquifère (nombre de puits captant l'eau dans l'aquifère étudié, position de ces puits, débits prélevés, qualité de l'eau, problèmes connus de qualité, etc.) ;
- les variations saisonnières de l'exploitation actuelle (débits, volumes), qui peuvent être importantes, par exemple dans le cas d'une utilisation agricole de l'eau souterraine ;
- les variations saisonnières des niveaux piézométriques, de la qualité de l'eau ;
- le volume annuel des prélèvements actuels et des prélèvements futurs comparés au débit moyen annuel transitant par l'aquifère, établi par le bilan hydrogéologique.

Il faut également évaluer, après l'essai de pompage, les divers impacts qui seront créés par l'ajout du puits proposé. Celui-ci viendra perturber une exploitation préalable qui était plus ou moins stable dans le temps. On peut penser aux impacts suivants :

- Impact du puits proposé sur la quantité d'eau souterraine :** on compare le volume que l'ensemble des puits prélèvera annuellement au débit moyen annuel transitant par l'aquifère (établi par le bilan hydrogéologique).
- Impact du puits proposé sur les niveaux d'eau dans les puits existants :** le pompage du nouveau puits peut dénoyer temporairement ou périodiquement la prise d'eau de puits voisins peu profonds (Fig. 10.2), privant d'eau leurs utilisateurs. Il peut aussi réduire l'ampleur du rabattement disponible dans certains puits, réduisant ainsi le débit disponible pouvant être soutiré de ces puits. L'essai de pompage du puits proposé a permis de définir son rayon d'influence qui peut varier selon la direction. La zone d'influence peut varier aussi dans le temps : elle peut prendre des valeurs inférieures ou supérieures à celles calculées à

partir des données de l'essai de pompage. En connaissant les variations saisonnières des niveaux piézométriques dans l'aquifère, on peut prédire les variations saisonnières de la zone d'influence du puits proposé.

Il faut faire une mise en garde contre une croyance erronée sur le rayon d'influence. On se rappellera que ce rayon d'influence est défini en extrapolant le graphique du rabattement versus le logarithme de la distance (chapitre 4). Croire que le puits n'a aucun effet au-delà du rayon d'influence est une croyance erronée. En fait, le puits agit au-delà du rayon d'influence, mais son effet n'est pas décrit par la ligne droite de l'approximation log-linéaire de la fonction $W(u)$; son effet est décrit par la fonction $W(u)$.

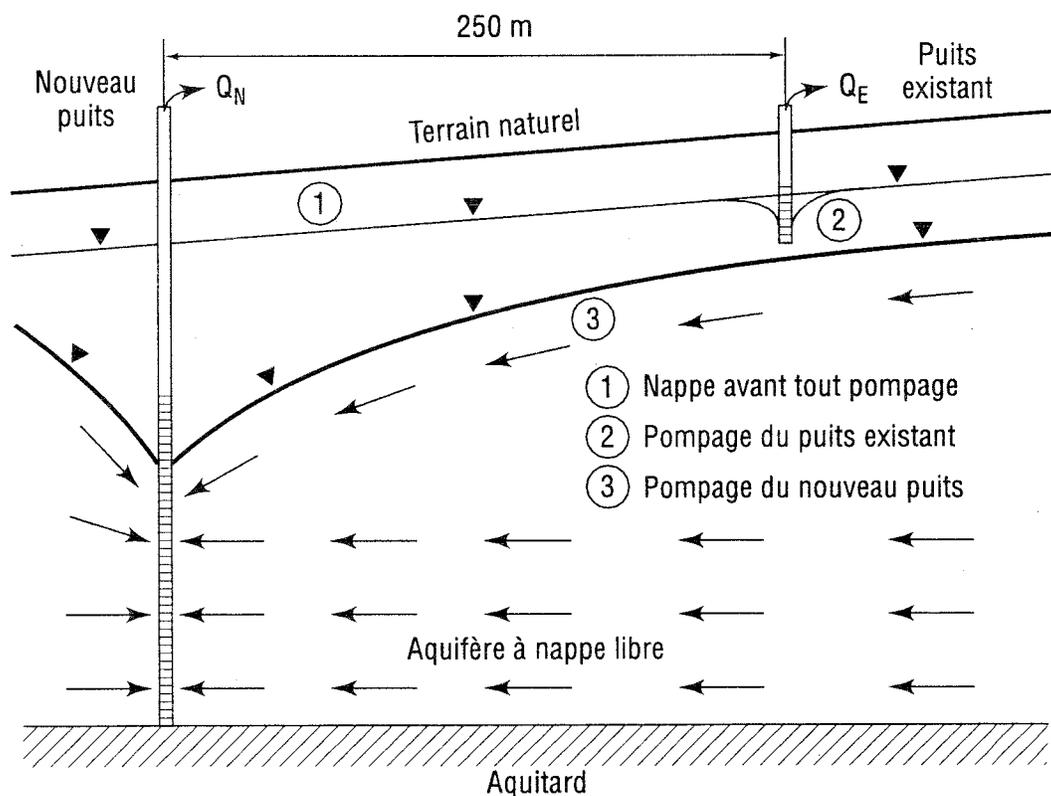


Figure 10.2 : Influence des rabattements dus à un nouveau puits sur un puits existant.

- c) **Impact du puits proposé sur la qualité de l'eau dans les puits existants** : cet impact est le plus difficile à évaluer. Dans le cas d'un aquifère à nappe captive dont le plafond a une élévation variable, le nouveau puits peut abaisser le niveau d'eau sous les niveaux locaux du plafond de l'aquifère (Fig. 10.3). L'aquifère devient ainsi localement et temporairement (une partie de l'année) un aquifère à nappe libre alors qu'avant la mise en exploitation du nouveau puits il restait à nappe captive. S'il existe des sulfures métalliques dans les parties temporairement dénoyées de l'aquifère, la désaturation mettra les sulfures en contact avec de

l'oxygène. Il en résultera leur oxydation qui produira de l'acide sulfurique : des ions métalliques seront libérés dans l'eau souterraine, par exemple du fer à partir de la pyrite. On peut donc enregistrer une détérioration de la qualité de l'eau pompée par certains puits.

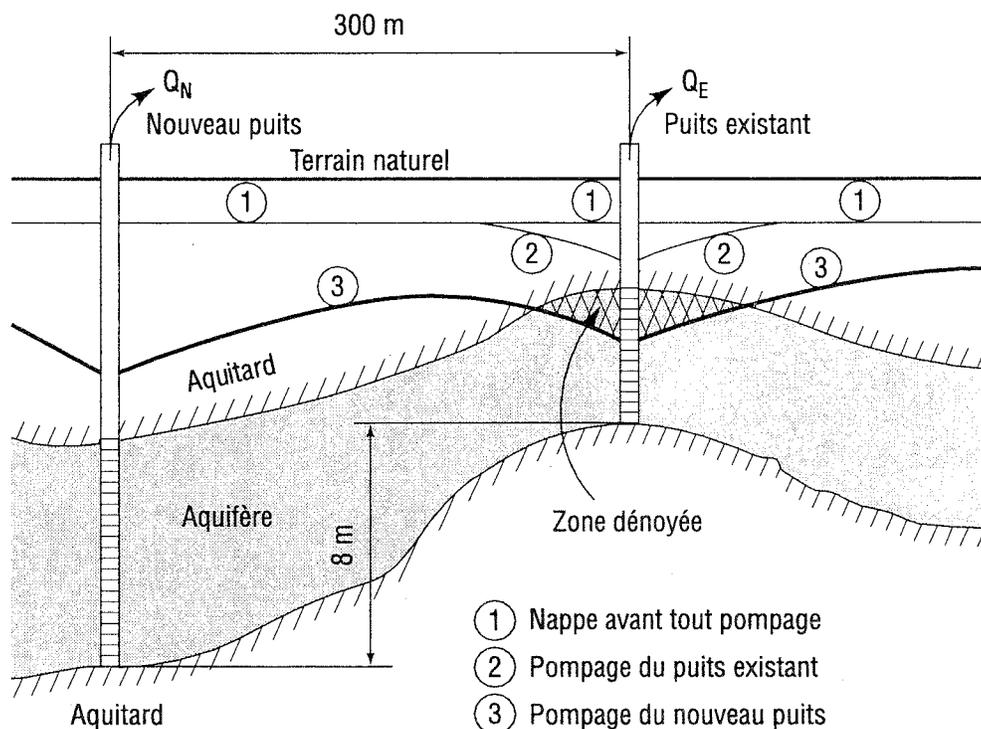


Figure 10.3 : Dénoyage d'un aquifère à nappe captive près d'un puits existant suite à la mise en service du nouveau puits.

Il faut donc éviter les conditions de débit et de durée qui dénoient un aquifère à nappe captive. Il faut aussi éviter tout dénoyage de crépine, qui accélère en général la corrosion des pièces métalliques (crépine, tuyaux, raccords, pompe, ...), et favorise les phénomènes d'incrustation et de colmatage biologique.

Le pompage du nouveau puits va élargir la zone d'appel de l'ensemble des puits (existants et nouveau) dans l'aquifère. Il existe donc un risque que certains puits captent une eau de qualité différente qui, auparavant, n'était pas captée par les puits existants.

L'étude des risques décrits dans cette section permet de prévenir des problèmes d'utilisation et des conflits d'usage de la ressource en eau souterraine entre les usagers actuels et le futur usager.

10.6.2 Exploitation durable de l'installation de pompage

L'installation de pompage a une efficacité initiale qui a été évaluée à l'aide des méthodes du chapitre 9. Cette efficacité va diminuer dans le temps, pour plusieurs raisons :

- dégradation dans le temps des équipements (pompe, tuyaux, ...), que l'usure soit normale ou accélérée (par corrosion, par circulation de grains de sable ou de silt, ...)
- dégradation dans le temps de la crépine par corrosion électrochimique ou bactérienne, par colmatage physique (déplacements de fines particules solides), chimique (précipitation d'oxydes) ou biologique (développement de bactéries).

Il faut ausculter et entretenir périodiquement le puits et ses équipements. Certains problèmes peuvent être prévus à partir d'analyses de la qualité de l'eau souterraine et des expériences locales avec d'autres puits dans la même formation aquifère. Cette prévision permet de mieux planifier la fréquence des auscultations et le programme d'entretien (Driscoll 1986).

10.6.3 Risques de contamination de l'eau du puits

On distingue les risques à court terme et les risques à moyen et long terme. Les risques à court terme sont ceux qui sont identifiés par les analyses des échantillons d'eau souterraine prélevés pendant l'essai de pompage de 72 heures : si l'eau souterraine est contaminée à l'emplacement du puits, ou à sa proximité immédiate, les analyses détecteront cette contamination.

Les risques à moyen et long termes sont souvent impossibles à prévoir quand on utilise uniquement les résultats de l'essai de pompage. D'autres informations sont requises pour évaluer ces risques. On discute ici quelques exemples.

- a) **Risque de contamination bactériologique** : ce risque provient en général des eaux de surface et des eaux souterraines de faible profondeur, qui sont facilement contaminées. Le risque est plus élevé en été qu'en hiver (Craun 1981), à cause de la température de ces eaux qui varie selon la température atmosphérique moyenne.

Quand un puits d'alimentation en eau potable capte un aquifère à **nappe libre**, le risque de contamination bactériologique est toujours élevé.

Quand un puits d'alimentation en eau potable capte un aquifère à **nappe captive**, celui-ci est protégé par l'aquitard qui le recouvre et empêche l'infiltration des eaux de surface et des eaux souterraines de faible profondeur. On pourrait donc croire que le risque de contamination bactériologique est très faible. L'expérience dit qu'il n'en est rien. Dans bien des cas, des défauts de scellement du tuyau du puits dans le mort-terrain conduisent des eaux de surface contaminées vers le puits (Fig. 10.4). C'est pourquoi il est important de bien sceller le puits dans le terrain pour empêcher les écoulements parasites des eaux de surface contaminées le long du tuyau du puits. C'est aussi pourquoi le Guide fournit deux méthodes de détection des courts-circuits hydrauliques au chapitre 2 et dans l'Annexe F. Cependant, même si le puits de pompage est bien scellé au moment de l'essai de pompage, son

scellement peut se dégrader au cours des années et laisser passer des eaux de surface contaminées.

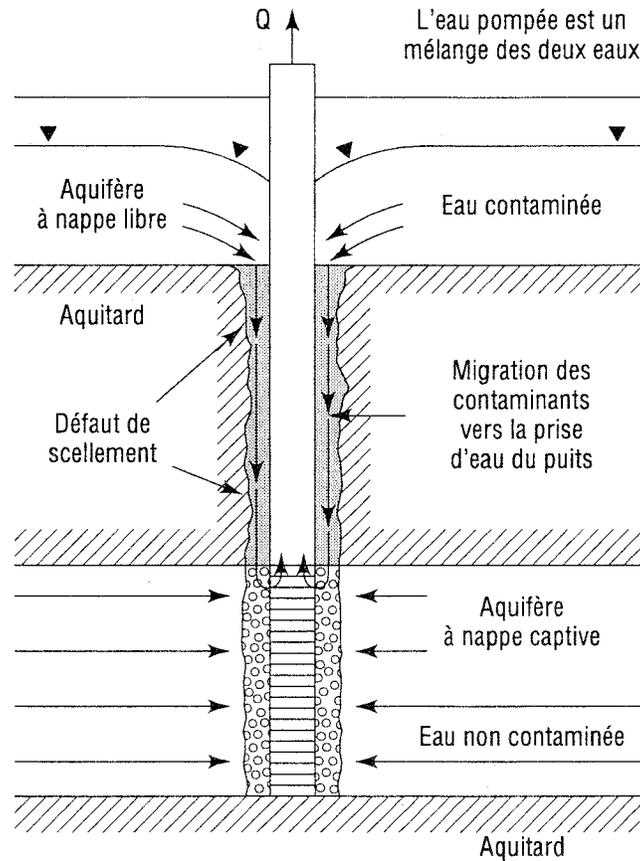


Figure 10.4 : Illustration de la contamination d'un puits par des eaux de surface à cause d'un défaut de scellement du tuyau du puits.

Que l'aquifère exploité soit à nappe libre ou à nappe captive, la protection du captage nécessite donc la définition des zones de protection du captage, puis la mise en place de limites aux activités dans ces zones. Ces limites, qui doivent être établies suite à des délibérations continues et bien comprises par tous les intervenants concernés, ont pour but de protéger la ressource en eau et la santé des consommateurs de cette eau.

- b) Risque de variation de qualité de l'eau souterraine :** selon les analyses faites sur les échantillons d'eau prélevés pendant l'essai de pompage, on peut trouver que l'eau n'a pas besoin d'être traitée. Quelques mois après la mise en opération du puits, les analyses chimiques périodiques de l'eau peuvent détecter des variations de qualité qui nécessitent un traitement non prévu suite à l'essai de pompage. La Figure 10.5 illustre un cas où la qualité de l'eau pompée varie selon un cycle annuel.

Le puits prélève l'eau dans une nappe captive. Il a intercepté une partie de l'écoulement régional qui se dirigeait (de gauche à droite) vers l'eau de surface (lac). L'eau souterraine provenant de la gauche a passé en moyenne 35 ans sous terre. Elle contient 550 ppm de minéraux. Sa température se maintient à 8°C à un demi-degré près pendant toute l'année. **Pendant l'essai de pompage**, le puits a prélevé uniquement cette eau âgée de 35 ans, à l'intérieur d'une faible distance de quelques mètres autour du puits (zone quadrillée). L'eau provenait en partie de la gauche (eau interceptée) et en partie de la droite : l'eau qui se dirigeait vers le lac a été «rappelée» par le pompage. À cause de leur origine, les échantillons d'eau prélevés pendant l'essai de pompage avaient une température constante, des caractéristiques physiques et chimiques constantes et étaient de bonne qualité du point de vue bactériologique.

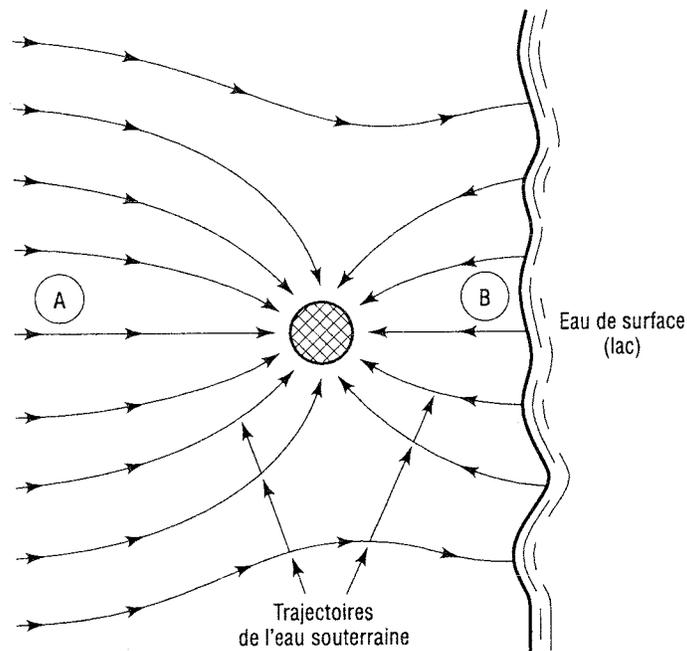


Figure 10.5 : Exemple de puits captant un mélange de deux eaux d'origine différentes ; le mélange pompé est une eau dont la qualité varie dans l'année.

La Figure 10.5 montre le puits **en régime permanent d'exploitation**. Il extrait un mélange d'eau venant de la gauche (zone A) et d'eau plus récente provenant du lac (zone B). L'eau qui atteint le puits en traversant la zone B a passé en moyenne 5 mois sous terre. Elle est minéralisée à 120 ppm. Sa température, juste avant d'atteindre le puits, varie dans l'année entre 2 et 18°C. Cette température est déphasée par rapport à la température atmosphérique moyenne. Pendant les cinq premiers mois suivant la mise en opération du puits, l'eau pompée était de qualité et de température constante. Ensuite, l'eau extraite du puits est devenue un mélange des deux eaux, de température variable selon la période de l'année et de qualité variable. De plus, si l'eau de surface contient certains contaminants mobiles et persistants, ceux-ci atteindront le puits.

Les résultats de l'essai de pompage de 72 heures sont à eux seuls insuffisants pour prévoir le problème et les façons d'y faire face. Il ne faut pas rester au niveau de l'essai de pompage uniquement. Il faut **combinaison des résultats de l'essai de pompage et ceux de l'étude spatiale et temporelle de l'écoulement souterrain entre ses frontières naturelles (étude du bilan hydrogéologique)**. Dans l'exemple de la Figure 10.5, le problème est immédiatement prévisible si le niveau d'eau stabilisé au puits, pendant l'essai de pompage, est inférieur au niveau de l'eau du lac. Dans le cas contraire, il faut prévoir la variation annuelle du niveau d'eau dans le puits, et tenir compte de la variation annuelle du niveau d'eau du lac. Ces données permettront d'évaluer la probabilité que l'eau du lac parvienne au puits, et les risques éventuels d'un mélange de deux eaux souterraines de propriétés différentes.

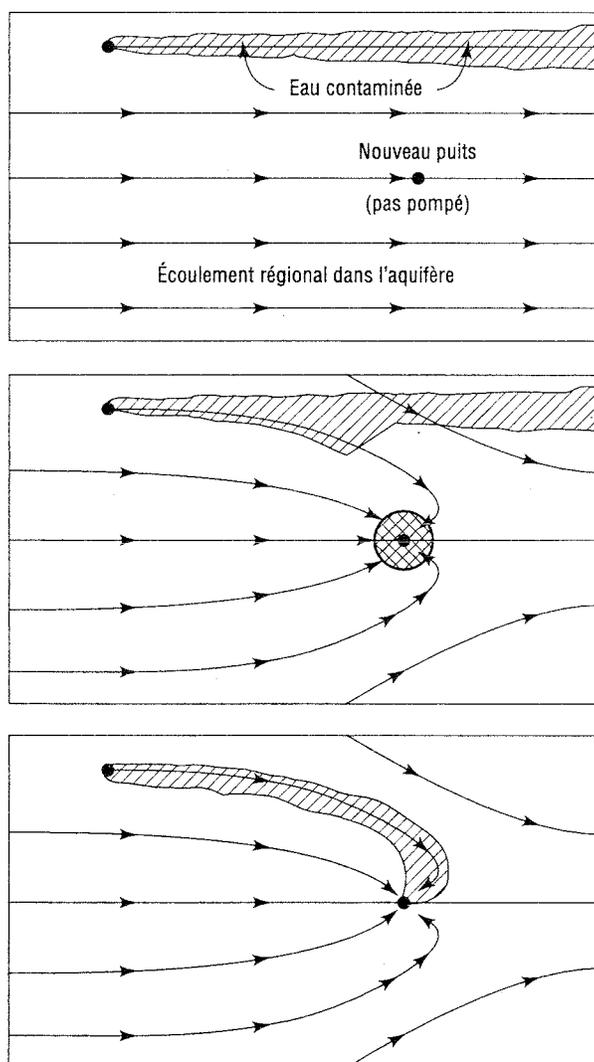


Figure 10.6 : Après plusieurs mois d'exploitation, l'eau du puits devient contaminée par une source de contaminants non détectée pendant l'essai de pompage.

- c) **Risque de contamination** : selon les analyses faites sur les échantillons d'eau prélevés pendant l'essai de pompage, on peut trouver que l'eau est potable avec ou sans traitement. Quelques mois après la mise en opération du puits, les analyses chimiques périodiques de l'eau peuvent détecter que l'eau est maintenant contaminée. La Figure 10.6 illustre une façon dont ce problème peut survenir.

Le puits prélève l'eau dans une nappe captive. Il a intercepté une partie de l'écoulement régional qui se dirigeait (de gauche à droite) vers un lieu éloigné où l'eau souterraine se décharge dans les eaux de surface. Avant l'essai de pompage, il existait une source de contamination (Fig. 10.6a) et un panache d'eau souterraine contaminée. Pendant l'essai de pompage, le puits a prélevé uniquement de l'eau de bonne qualité, et à l'intérieur d'une faible distance de quelques mètres autour du puits (zone quadrillée). L'eau contaminée n'a été que peu déviée de sa trajectoire (Fig. 10.6b). Ce n'est que plusieurs mois après la mise en opération du puits que l'on constatera l'arrivée du contaminant au puits (Fig. 10.6c).

Les exemples précédents montrent que les résultats d'un essai de pompage sont insuffisants, à eux-seuls, pour répondre de façon complète aux questions posées dans le cadre du projet de captage d'eau souterraine. Ces résultats doivent être combinés à ceux d'une étude hydrogéologique réalisée sur le territoire qui englobe les zones qui alimentent le captage et celles qui sont influencées par celui-ci. Celle-ci comprend, entre autres, un bilan hydrogéologique sur une base annuelle, et diverses analyses de risques tant quantitatives que qualitatives, afin de protéger la ressource en eau et la santé des consommateurs de cette eau. Cette prévision des risques permet de mieux planifier le mode d'exploitation des eaux souterraines (en particulier le contrôle des débits et des rabattements), ainsi que la fréquence des auscultations et le programme d'entretien du puits et de ses équipements.

RÉFÉRENCES

- Anonymous 1964. Steady flow of groundwater towards wells. Proc. Comm. Hydrol. Research TNO No.10, 179 p.
- Barenblatt, G.E., Zheltov, I.P. and Kochiona, I.N. 1960. Basic concepts in the theory of homogeneous liquids in fractured rocks. Jnl Appl. Math. Mech., **24**(5): 1286-1303.
- Bear, J. and Jacobs, M. 1965. On the movement of water bodies injected into aquifers. Journal of Hydrology, **3**: 37-57.
- Bierschenk, W.H. 1963. Determining well efficiency by multiple step-drawdown tests. Intern. Assoc. of Sci. Hydrol. Publ.64, pp.493-507.
- Boersma, L. 1965. Field measurement of hydraulic conductivity below a water table. In Methods of Soil Analysis, Part 1, C.A. Black Editor, Agronomy No.9, pp.222-233. American Society of Agronomy, Madison, Wisconsin.
- Boulton, N.S. 1954. Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from storage. Intern. Assoc. Sci. Hydrol., Rome, Publ.37, pp.472-477.
- Boulton, N.S. 1963. Analysis of data for non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, **26**: 469-482.
- Boulton, N.S. and Streltsova, T.D. 1976. The drawdown near an abstraction well of large diameter under non-steady conditions in an unconfined aquifer. Journal of Hydrology, **30**: 29-46.
- Boulton, N.S. and Streltsova, T.D. 1977. Unsteady flow to a pumped well in a fissured water bearing formation. Journal of Hydrology, **35**: 257-270.
- Bouwer, H. 1989. Bouwer and Rice slug test - an update. Ground Water, **27**: 304-309.
- Bouwer, H. and R.D. Jackson, 1974. Determining soil properties. Drainage for Agriculture, ed. J. van Schilfhaarde, Am. Soc. of Agronomy, Madison, Wis., pp.611-672.
- Brikowski, T. 1993. Flow between aquifers through filled cylindrical conduits: analytical solution and application to underground nuclear testing sites. Journal of Hydrology, **146**: 115-130.
- Brillant, J. 1966. La mesure *in situ* des perméabilités locales. Géotechnique, **3**(1): 33-52.
- Bouwer, H. and R.C. Rice. 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. Water Resources Research, **12**(3): 423-428.
- Bureau of Reclamation. 1977. Ground Water Manual. U.S. Dept. of the Interior. Superintendent of Documents, U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C.
- Butler, J.J. 1990. The role of pumping tests in site characterization: some theoretical considerations. Ground Water, **28**(3): 394-402.
- Butler J.J. and Hyder, Z. 1994. An assessment of the Nguyen and Pinder method for slug tests analysis. Ground Water Monitoring and Remediation, **14**(4): 124-131.
- Cambefort, H. 1965. Curiosités des massifs alluvionnaires et des nappes d'eau. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, **211-212**: 921-947.
- CAN/BNQ 2501-130-M88, 1988. Soils - Determination of permeability at the end of a casing. National Standard of Canada.

- CAN/BNQ 2501-135-M88, 1988. Soils - Determination of permeability by the Lefranc method. National Standard of Canada.
- Castany, G. 1982. *Principes et méthodes de l'hydrogéologie*. Dunod Université, Paris.
- Chapuis, R.P. 1987. Piézomètres hydrauliques et risques d'erreur associés. National Research Council Canada, ACGR Technical Memorandum **143**: 117-145.
- Chapuis, R.P. 1988. Determining whether wells and piezometers give water levels or piezometric levels. *In* Ground Water Contamination: Field Methods, ASTM **STP 963**: 162-171.
- Chapuis, R.P. 1989. Shape-factors for permeability tests in boreholes and piezometers. *Ground Water*, **27**(5): 647-654.
- Chapuis, R.P. 1992a. «Estimation of storativity from recovery data»: Discussion. *Ground Water*, **30**(2): 269-272.
- Chapuis, R.P. 1992b. Using Cooper-Jacob approximation to take account of pumping well pipe storage effects in early drawdown data of a confined aquifer. *Ground Water*, **30**(3): 331-337.
- Chapuis, R.P. 1994a. Assessment of methods and conditions to locate boundaries: I. One or two straight impervious boundaries. *Ground Water*, **32**(4): 576-582.
- Chapuis, R.P. 1994b. Assessment of methods and conditions to locate boundaries: II. One straight recharge boundary. *Ground Water* **32**(4): 583-590.
- Chapuis, R.P. 1998. Overdamped slug test in monitoring wells: Review of interpretation methods with mathematical, physical and numerical analysis of storativity influence. *Canadian Geotechnical Journal*, **35**(5): 697-719.
- Chapuis, R.P. and Chenaf, D. 1995. Pelican River aquifer test: Solving the divergences in T and S for observation well E1. Proceedings, Solutions'95, 26th IAH International Congress, Edmonton, pp.CHA1-6.
- Chapuis, R.P. and Chenaf, D. 1998. Detecting a hydraulic short-circuit along a monitoring well with the recovery curve of a pumping test in a confined aquifer: method and example. *Canadian Geotechnical Journal*, **35**(5): 790-800.
- Chapuis, R.P., and Sabourin, L. 1989. Effects of installation of piezometers and wells on groundwater characteristics and measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, **26**(4): 604-613.
- Chapuis, R.P. and Wendling, G. 1991. Monitoring wells: measurement of permeability with minimal modification of groundwater. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **18**(5): 871-875.
- Chapuis, R.P., Crespo, R., Chenaf, D., and Aubertin, M. 1993. Evaluation of a ground water f.e.m. software for steady and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, pp.61-70.
- Chapuis, R.P., Soulié, M., and Sayegh, G. 1990. Laboratory modelling of field permeability tests in cased boreholes. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**(5): 647-658.
- Chapuis, R.P., Gill, D.E. et Wendling, G. 1987. Comparaisons des valeurs de conductivité hydraulique obtenues soit par essais de pompage soit par essais de laboratoire. Proc. 40th Canadian Geotechnical Conf., Regina, pp.291-300.
- Chapuis, R.P., J.J Paré, and J.G. Lavallée. 1981. In situ variable head permeability tests. Proceedings, Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.1, pp.401-406.

- Chenaf, D. and Chapuis, R.P. 1995. Contribution to the analysis of aquifer tests in both pumping and recovery phases for the case of recharge boundary conditions. Proceedings, Solutions'95, 26th IAH International Congress, Edmonton, pp.CHE1-CHE6.
- Cooper, H.H. Jr., and Jacob, C.E. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. Transactions, American Geophysical Union, **27**(4): 526-534.
- Cooper H.H. Jr., J.D. Bredehoeft and I.S. Papadopoulos. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous change of water. Water Resources Research, **3**(1): 263-269.
- Craun, G.F. 1981. Outbreaks of waterborne disease in the United States: 1971-1978. Journal of the American Water Works Association, **73**(7): 360-369.
- Daviau, F. 1986. Interprétation des essais de puits - Les méthodes nouvelles. Éditions Technip. Paris.
- De Glee, G.J. 1930. Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten. Thesis. J. Waltman, Delft, The Netherlands, 175 p.
- De Glee, G.J. 1951. Berekeningsmethoden voor de winning van groundwater. In Drinkwatervoorziening, 3e Vacantiecursus: 38-80 Moorman's periodieke pers., The Hague.
- Dorsey, N.E. 1968. Properties of ordinary water substance. Hafner Publishing Company, New York.
- Driscoll, F.G. 1986. Groundwater and Wells. 2nd Edition, Johnson Division, St. Paul, Minnesota, 1108 p.
- EPA. 1993. Subsurface characterization and monitoring techniques: A desk reference guide. Volume 1: Solids and groundwater, Appendices A and B. EPA/625R-93/003a, Office of Research and Development, Washington DC.
- Euler, L. 1748. Introductio in Analysisio Infinitorum. Berlin.
- Faust, C.R. and J.W. Mercer. 1984. Evaluation of slug tests in wells containing a finite-thickness skin. Water Resources Research, **20**(4): 504-506.
- Ferrandon, 1948. Les lois de l'écoulement de filtration. Le Génie Civil, **125**(2): 24-28.
- Ferris, J.G., Knowles, D.B., Brown, R.H. and Stallman, R.W. 1962. Theory of aquifer tests. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E, 69-174.
- Ferris, J.G. 1949. Ground Water. In Hydrology, Wisler, C.O. and Brater, E.F., Editors. John Wiley & Sons, New York.
- Freeze, R.A. and Cherry, J.A. 1979. *Groundwater*. Prentice-Hall, 604p.
- Gambolati, G. 1976. Transient free surface flow to a well: An analysis of theoretical solutions. Water Resources Research, **12**: 27-39.
- Genetier, B. 1984. *La pratique des pompages d'essai en hydrogéologie*. Manuels et méthodes, Éditions du BRGM, Orléans, France.
- Gibson, R.E., 1966. A note on the constant head test to measure soil permeability in situ. Géotechnique, **16**(3): 256-257.

- Gibson, R.E., 1970. An extension to the theory of the constant head *in situ* permeability test. *Géotechnique*, **20**(2): 193-197.
- Glaisher, J.W.L. 1870. Tables of the numerical values of the sine-integral, cosine-integral and exponential-integral. *Philos. Trans. Royal Society London*, **160**: 367-388.
- Gringarten, A.C. 1978. A study by the finite-element method of the influence of fractures in confined aquifers. *Jnal of the Society of Petroleum Engs*, 183.
- Gringarten, A.C. 1984. Interpreting tests in fissured and multilayered reservoirs with double porosity behavior: theory and practice. *Jnal of the Society of Petroleum Engs*, 584.
- Hantush, M.S. 1956. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. *Transactions, American Geophysical Union*, **37**: 702-714.
- Hantush, M.S. 1959. Analysis of data from pumping wells near a river. *Journal of Geophysical Research*, **94**: 1921-1932.
- Hantush, M.S. 1960. Modification of the theory of leaky aquifers. *Journal of Geophysical Research*, **65**: 3713-3725.
- Hantush, M.S. 1961a. Drawdown around a partially penetrating well. *ASCE Journal of the Hydraulic Division*, **87**(HY4): 83-98.
- Hantush, M.S. 1961b. Aquifer tests on partially penetrating wells. *ASCE Journal of the Hydraulic Division*, **87**(HY5): 171-195.
- Hantush, M.S. 1962. Flow of ground water in sands of nonuniform thickness; 3. Flow to wells. *Journal of Geophysical Research*, **67**: 1527-1534.
- Hantush, M.S. 1964. *Hydraulics of wells*. In *Advances in Hydrosience*, vol.1, Ven Te Chow Editor, Academic Press, New York, pp.281-432.
- Hantush, M.S. and Jacob, C.E. 1955. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. *Transactions American Geophysical Union*, **36**: 95-100.
- Huisman, L. 1972. *Groundwater recovery*. MacMillan, New York.
- Hvorslev, M.J. 1951. Time-lag and soil permeability in ground water observations. *Bulletin 36*, U.S. Army Engineering Waterways Experimental Station, Vicksburg, Miss.
- Jacob, C.E. 1944. Notes on determining permeability by pumping tests under water table conditions. U.S. geological Survey, Open File Report.
- Jacob, C.E. 1947. Drawdown test to determine effective radius of artesian well. *Transactions ASCE*, **112**: 1047-1064.
- Jacob, C.E. 1963. The recovery method for determining the coefficient of transmissibility. In *Methods of Determining Permeability, Transmissibility and Drawdown*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1536-I, pp.281-292.
- Kabala, Z.J., F. Pinder, and P.C.D. Milly. 1985. Analysis of well-aquifer response to a slug test. *Water Resources Research*, **21**(9): 1433-1436.
- Kazemi, H. 1969. Pressure transient analysis of naturally fractured reservoirs with uniform fracture distribution. *Jnal of the Society of Petroleum Engs*, 246.
- Keys, W.S. 1988. Borehole geophysics applied to ground-water investigations. U.S. Geological Survey Open-File Report 87-539, 305 p.

- Kipp, K.L. Jr. 1985. Type curve analysis of inertial effects in the response of a well to a slug test. *Water Resources Research*, **21**(9): 1397-1408.
- Knowles, D.B. 1955. Ground water hydraulics: a summary of lectures presented by J.G. Ferris. U.S. Geological Survey Open-File Report.
- Kruseman, G.P. and De Ridder, N.A. 1991. Analysis and evaluation of pumping test data. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Pub. 47, Wageningen, The Netherlands.
- Lefranc, E. 1936. Procédé de mesure de la perméabilité des sols dans les nappes aquifères et application au calcul du débit des puits. *Le Génie Civil*, **CIX**(15): 306-308.
- Lefranc, E. 1937. La théorie des poches absorbantes et son application à la détermination du coefficient de perméabilité en place et au calcul du débit des nappes d'eau. *Le Génie Civil*, **CXI**(20): 409-413.
- Lohman, S.V. 1972. Ground Water Hydraulics. U.S. Geological Survey Professional Paper 708, 70p.
- Luthin, J.N. and Don Kirkham. 1949. A piezometer method for measuring permeability of soil *in situ* below a water table. *Soil Science*, vol. 5T.68, pp.349-358.
- Mabillot, A. 1971. Les forages d'eau - Guide pratique. Technique & Documentation, Paris, 237p.
- Mandel, J. 1939. Note sur le calcul des infiltrations. *Annales des Ponts et Chaussées*, Juillet, pp.57-110.
- MEF, 1995. Les périmètres de protection autour des ouvrages de captage des eaux souterraines. Ministère de l'environnement et de la faune, Éditeur officiel du Québec.
- Mieussens, C. and Ducasse, P. 1977. Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux. *Canadian Geotechnical Journal*, **14**(1): 76-90.
- Miller, R.T. 1981. Hydrologic data for the Pelican River sand-plain aquifer, Western Minnesota. US Geological Survey Open-File Report 80-695, St.Paul, Minnesota.
- Moench, A.F. 1984. Double-porosity models for a fissured groundwater reservoir with fracture skin. *Water Resources Research*, **20**: 831-846.
- Moench, A.F., P.A. Hsieh, C.R. Faust, and J.W. Mercer. 1985. Evaluation of slug tests in wells containing a finite-thickness skin; discussion and reply. *Water Resources Research*, **21**(9): 1459-1462.
- Navfac DM7, 1974. Design Manual - Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
- Neuman, S.P. 1972. Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table. *Water Resources Research*, **8**: 1031-1045.
- Neuman, S.P. 1973. Supplementary comments on «Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table». *Water Resources Research*, **9**: 1102-1103.
- Neuman, S.P. 1979. Perspective on «Delayed yield». *Water Resources Research*, **15**: 899-908.
- Neuman, S.P. 1990. Universal scaling of hydraulic conductivities and dispersivity in geologic media. *Water Resources Research*, **26**: 1149-1158.

- Neuman, S.P. and Witherspoon, P.A. 1972. Field determination of hydraulic properties of leaky multiple aquifer systems. *Water Resources Research*, **8**: 1284-1298.
- Nguyen, V. and Pinder, G.F. 1984. Direct calculation of aquifer parameters in slug test analysis. *In* Groundwater Hydraulics, J. Rosensheim and G.D. Bennett Editors, American Geophysical Union, Water Resources Monograph 9, pp.222-239.
- Nind, T.E.W. 1965. Influences of absolute and partial hydrologic barriers on pump test results, *Canadian Journal of Earth Sciences*, **2**: 309-323.
- Papadopoulos, S.S. and Cooper H.H. Jr. 1967. Drawdown in a well of large diameter. *Water Resources Research*, **1**: 241-244.
- Papadopoulos, I.S., J.D. Bredehoeft and H.H. Cooper. 1973. On the analysis of slug test data. *Water Resources Research*, **9**(4): 1087-1089.
- Raghunath, H.M. 1982. *Ground Water*. Wiley Eastern Limited, New Delhi.
- Ramey, H.J. 1982. Well-loss function and the skin effect: a review. *In* Recent Trends in Hydrogeology. Narasimhan, T.N. Editor. Geological Society of America, Special Paper 189, pp.265-271.
- Rat, M., F. Laviron and J.C. Jorez. 1970. Essai Lefranc. *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers*, No. Spécial N, pp.56-66.
- Rat, M. and F. Laviron. 1974. Mesures du coefficient de perméabilité par essais ponctuels. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, pp.179-182.
- Rorabaugh, M.J. 1953. Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian aquifer. *ASCE Proceedings*, Vol.79, Separate No.362, 23p.
- Rouleau, A., Denis, C., Cousineau, P. et Lapcevic, P. 1996. The estimation of hydraulic parameters of a fractured orthoquartzite formation at the laboratory and field scales. *Proceedings, 2nd North Am. Rock Mech. Symp., Montréal*, Vol.2, pp.1359-1366.
- Rushton, K.R. and Howard, K.W.F. 1982. The unreliability of open observation boreholes in unconfined aquifer pumping tests. *Ground Water*, **20**: 546-550.
- Sakthivadivel, R. and Rushton, K.R. 1989. Numerical analysis of large diameter wells with a seepage face. *Journal of Hydrology*, **107**: 43-55.
- Schneebeil, G. 1954. Mesure *in situ* de la perméabilité d'un terrain. *Comptes-rendus des 3e Journées d'Hydraulique*, Alger, pp.270-279.
- Schneebeil, G. 1956. Sur l'hydraulique des puits. *Symposia Darcy*, Publication No.41 de l'A.I.H., tome 2, pp.10-27.
- Schneebeil, G. 1966. *Hydraulique souterraine*. Eyrolles, Paris, 362p.
- Schoeller, H. 1962. *Les eaux souterraines*. Masson, Paris.
- Sen, Z. 1990. Numerical analysis of large diameter wells with a seepage face - Comment. *Journal of Hydrology*, **119**: 393-398.
- Silliman, S. and Higgins, D. 1990. An analytical solution for steady-state flow between aquifers through an open well. *Ground water*, **28**: 184-190.
- Spaine, F.A. Jr. and Wurstner, S.K. 1993. DERIV: A computer program for calculating pressure derivatives for use in hydraulic test analysis. *Ground Water*, **31**(5): 814-822.

- Stallman, R.W. 1963. Type curves for the solution of single boundary problems. Shortcuts and special problems in aquifer tests, compiled by R. Bentall, U.S. Geological Survey paper 1545-C, 45-47.
- Streltsova, T.D. 1972a. Unconfined aquifer and slow drainage. *Journal of Hydrology*, **16**: 117-124.
- Streltsova, T.D. 1972b. Unsteady radial flow in an unconfined aquifer. *Water Resources Research*, **8**: 1059-1066.
- Streltsova, T.D. 1973. On the leakage assumption applied to equations of groundwater flow. *Journal of Hydrology*, **20**: 237-253.
- Streltsova, T.D. 1976. Progress in research on well hydraulics. *Advances in groundwater hydrology*. Amer. Water Resources Assoc., pp.15-28.
- Taylor, D.W. 1948. *Fundamentals of soil mechanics*. Chapman & Hall, London, p.194.
- Theis, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. *Transactions, American Geophysical Union*, **16**: 519-524.
- Thiem, G. 1906. *Hydrologische Methoden*. Gebhardt, Leipzig, 56p.
- Todd, D.K. 1980. *Groundwater hydrology*. 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York, N.Y.
- Van der Kamp, G. 1985. Brief quantitative guidelines for the design and analysis of pumping tests. In *Hydrology in the Service of Man*. Mem. 18th Congress IAH, Cambridge, pp.197-206.
- Vibert, A. 1954. Sur une démonstration des formules de Dupuit. *Le Génie Civil*.
- Vonhof, J.A. 1975. Hydrodynamic response - or slug test as a means to monitor the progress of well development. *Canadian Geotechnical Journal*, **12**(1): 1-12.
- Walton, C.J. 1962. *Groundwater resource evaluation*. McGraw-Hill, New York.
- Warren, J.E. and Root, P.J. 1963. Behavior of naturally fractured reservoirs. *Journal of the Society of Petroleum Engineers*, **228**: 245-255.
- Wilkinson, W.B. 1968. Constant head *in situ* permeability tests in clay strata. *Géotechnique*, **18**(2): 172-194.
- Williams, J.H., and Conger, R.W. 1990. Preliminary delineation of contaminated water-bearing fractures intersected by open-hole bedrock wells. *Ground Water Monitoring Review*, **10**(4): 118-126.

ANNEXES

Annexes - Exemples d'interprétation	121
Annexe A : Premier exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre et ses diverses interprétations - essai G3 de Vonhof (1975)	123
Annexe B : Second exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre et ses diverses interprétations - essai de Chateauguay	131
Annexe C : Exemple de pompage et de remontée après pompage, nappe captive	137
Annexe D : Exemple de frontière imperméable, aquifère à nappe captive	141
Annexe E : Exemple de frontière de recharge détectée par plusieurs piézomètres	143
Annexe F : Détection de court-circuit hydraulique par la phase remontée après pompage	147
Liste de mots clés	155

ANNEXE A

Premier exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre
et ses diverses interprétations

Essai G3 de Vonhof (1975)

Présentation

Pendant le développement de trois puits, Vonhof (1975) a réalisé des essais successifs qu'il a nommés «slug tests». L'essai G3 est choisi pour illustrer les méthodes d'interprétation des «slug tests» (qui donnent T et S) et des essais de perméabilité (qui donnent K seulement). Le puits d'observation G a été installé dans un aquifère à nappe captive (zone de sable glaciaire sous un till) dans le sud-est de la Saskatchewan. Un trou de forage a été réalisé jusqu'à 21,34 m de profondeur pour déterminer la stratigraphie et choisir la zone à crépiner : il a traversé une couche de till de la surface à 15,24 m, puis une couche de sable. Le puits a été installé à 3 m du forage d'exploration : son diamètre n'est pas spécifié. Deux sections de crépines (diamètre 10,16 cm = 4,0 po. et longueur 1,22 m = 4 pi.) en acier inoxydable, ayant des fentes de 0,31 et 0,38 mm ont été assemblées et installées entre 15,24 et 17,68 m de profondeur. Le tubage au-dessus de la crépine a un diamètre extérieur de 16,83 cm = 6,625 po. L'espace annulaire a été rempli d'un coulis de bentonite-ciment, et un délai de 24 heures a été observé pour la prise. Il est vraisemblable que 8,625 po. soit le diamètre extérieur du tubage utilisé (8 po. nominal) pour forer le puits. Le niveau d'eau statique dans le tuyau était voisin de la surface du terrain naturel : Vonhof l'a utilisé comme niveau piézométrique pour les essais successifs pendant le développement. L'essai G3 a été réalisé après 30 minutes de développement à l'air et 30 minutes de développement par lançage.

Vonhof (1975) a fourni des courbes détaillées de H/H_i versus $\log t$, et il a interprété les données par la méthode de Cooper *et al.* (1967). Le Tableau A1 présente les données de l'essai G3 et tous les calculs nécessaires pour les différentes méthodes d'interprétation. Les valeurs $H(t)$ ont été enregistrées par un appareil à flotteur. On doit noter que les valeurs de H dans le Tableau A1 sont en fait des rapports H/H_i . La valeur de H_i n'est pas fournie dans l'article, mais elle n'est pas nécessaire pour faire les interprétations. D'après les dimensions du cylindre d'aluminium utilisé pour déplacer l'eau, H_i serait voisin de 30 cm, et donc une valeur $H = 91,4$ dans le Tableau A1 signifie 91,4% de H_i soit 27 cm environ.

Le Tableau A1 des données et les Figures A1 à A6 sont fournis à la fin de l'Annexe A.

L'interprétation de Vonhof (1975) selon la méthode de Cooper *et al.* (1967)

La meilleure superposition (Figure A1) selon Vonhof (1975) est pour $\alpha = 10^{-3}$. Les courbes types de Cooper *et al.* (1967) pour différentes valeurs de α sont données par la Figure A2. On trouve le coefficient d'emmagasinement, S, par l'équation 2.19 en sachant que $\alpha = 10^{-3}$:

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

On rappelle que D est le diamètre de la lanterne ou zone d'injection, et d est le diamètre intérieur du tuyau dans lequel on mesure la variation du niveau d'eau. Les valeurs de D et d ne sont pas fournies par Vonhof (1975). On suppose que la zone d'injection a le même diamètre que le forage, soit $D = 21,91$ cm (8,625 po.), et que le tube de diamètre extérieur 16,83 cm (6,625 po.) a un diamètre intérieur $d = 15,56$ cm (6,125 po.). Il en résulte que $S = 5,0 \times 10^{-4}$. Ceci est en accord avec l'information selon laquelle l'aquifère est à nappe captive.

Note : Compte tenu du développement, il est possible que D soit supérieur au diamètre du trou foré (effets pariétaux, zones adjacentes à la crépine délavées de leurs fines). Plus le développement est efficace, plus la valeur de c dans l'éq.2.1 augmente, plus l'essai est rapide. En conservant la même valeur de D pour calculer les essais successifs pendant un développement, on conserve la même valeur de c (ce qui est erroné) et on tire de l'essai une valeur apparente de K qui augmente avec le succès du développement, mais qui n'est pas la vraie valeur de l'aquifère.

On trouve la transmissivité de l'aquifère, T , par l'éq.2.20, en prenant des points superposés dans les Figures A1 et A2 :

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

On rappelle que b est l'épaisseur de l'aquifère, et t le temps écoulé depuis le début de l'essai. Vonhof (1975) a choisi son point de superposition à un rapport $H/H_i = 70\%$: on lit sur la courbe expérimentale $t = 10$ s, alors que sur la courbe théorique ($\alpha = 10^{-3}$), on lit $\beta = 0,57$. Il en résulte que :

$$T = \beta d^2 / 4t = (0,57 \times 15,56^2) / (4 \times 10) = 3,45 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Cette valeur ne coïncide pas avec celle de Vonhof (1975) qui donne sans explications ni calculs une valeur $T = 6,82 \text{ cm}^2/\text{s}$. Pour retrouver cette dernière valeur, il faut considérer que le tuyau d'injection a un diamètre intérieur $d = 21,91$ cm (8,625 po.), ce qui donne :

$$T = \beta d^2 / 4t = 0,57 \times 21,91^2 / 4 \times 10 = 6,84 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Il apparaît donc que Vonhof a confondu les diamètres d et D .

Note : La méthode de Cooper *et al.* (1967) n'est pas applicable au sens strict à cet essai, parce que le puits pénètre partiellement l'aquifère : la zone d'injection a une longueur $L = 2,44$ m environ alors que l'aquifère a une épaisseur $b \geq 9,15$ m, estimée selon la distance entre la fin du forage d'exploration et le toit de l'aquifère.

Interprétation par les méthodes de Bouwer et Rice (1976) ou Hvorslev (1951)

Comme on l'a vu au chapitre 2, la méthode de Hvorslev et celle de Bouwer et Rice sont équivalentes, leur seule différence étant la valeur du coefficient de forme de la zone d'injection. On a vu que la méthode de Hvorslev, dans le cas d'une pénétration totale d'aquifère, se ramenait à l'équation de Dupuit ou de Thiem pour les puits en régime permanent (effets de S considérés négligeables) : on l'utilise avec un coefficient $\ln(R_0/r_w)$ égal à 5 en moyenne.

La méthode de Bouwer et Rice (1976) permet de tenir compte d'une pénétration partielle pour un aquifère à nappe libre ou à nappe captive. Dans ce dernier cas, qui est celui du puits G, on doit

considérer que d' est la distance verticale entre la base de la lanterne et le toit de l'aquifère, ici égale à L (crépine installée sous le toit de l'aquifère) :

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

En prenant $b=9,15$ m, $L=d'=2,44$ m, $D=2r_w=21,91$ cm, on trouve $L/r_w=244/6,99=22,28$, ce qui d'après sur la Fig. 2.3 donne $A = 2,3$ et $B = 0,4$. Il en résulte :

$$\ln (R_0/r_w) = \{ [1,1/ \ln (244/10,95)] + (10,95/244) [2,3 + 0,4 \ln [671/10,95]] \}^{-1} = 1,881$$

On a vu que Bouwer et Rice (1976) utilisent l'éq.2.5, mais avec un coefficient c défini par :

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

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 244 / 1,881 = 815 \text{ cm}$$

Comparons cette valeur à celle fournie par l'éq.2.11 de l'essai Lefranc (cas $L/D \geq 4$, $L=244$ cm et $D=21,91$ cm), valable pour un aquifère d'épaisseur et de dimensions infinies :

$$[2.11] \quad c = 2\pi L / \ln (2L/D)$$

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 244 / \ln (2 \times 244 / 21,91) = 494 \text{ cm}$$

Comparons aussi avec la valeur moyenne du coefficient $\ln (R_0/r_w) = 5$ pour la pénétration totale d'un aquifère, avec l'éq.2.14 :

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

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 915 / 5 = 1150 \text{ cm}$$

Les trois valeurs (815, 494 et 1150) sont du même ordre de grandeur, mais celle tirée de la méthode de Bouwer et Rice (1976) est la seule qui tienne compte de l'épaisseur de l'aquifère et de sa pénétration partielle. On retiendra donc la valeur $c = 815$ cm pour calculer K selon la méthode graphique de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

Le graphique (Fig. A.3) donne une belle droite comme dans la théorie : ceci laisse supposer que l'emmagasinement joue un rôle négligeable comme le suppose cette théorie. La pente p (égale à Kc/S_{inj} selon l'éq.2.5.) vaut selon les chiffres du Tableau A1 :

$$\text{pente} = (4,52 - 0,92) / (120 - 2,5) \text{ s} = 3,06 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$$

Connaissant $c=815$ cm et $d=15,56$ cm, soit $S_{inj} = \pi d^2/4 = \pi 15,56^2/4 = 190,16 \text{ cm}^2$, on trouve :

$$K = p S_{inj} / c = 3,06 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1} \times 190,16 \text{ cm}^2 / 815 \text{ cm} = 7,15 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Considérant, comme dans la méthode de Cooper *et al.* (1967) que l'aquifère a une épaisseur $b=9,15$ m, on trouve :

$$T = K b = 7,15 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \times 915 \text{ cm} = 6,54 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Interprétation par la méthode de Nguyen et Pinder (1984)

Selon ces auteurs, les deux graphiques de $\log H$ versus $\log t$ (Fig. A4) et de $\log (\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ (Fig. A5) devraient donner des lignes droites à partir d'un certain temps. On constate que les Figures A4 et A5 donnent des courbes régulières, sans parties droites, et donc que la méthode d'interprétation de Nguyen et Pinder (1984) est inutilisable.

Ceci confirme les résultats de Butler et Hyder (1994) qui 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).

Interprétation par le graphique des vitesses

La Fig. A6 donne la vitesse de descente, dH/dt , versus la différence de charge H pendant l'intervalle dt . On obtient une ligne droite qui coupe l'axe des H en $H_0 = 0$, ce qui signifie que le niveau d'eau statique utilisé dans les calculs était bien le niveau piézométrique pour l'essai. On rappelle que la droite correspond à l'équation 2.3* :

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

Comme H est en ordonnée et dH/dt en abscisse, la pente est $p = S_{inj}/Kc$. Selon les chiffres du Tableau A1, elle est estimée à :

$$\text{pente} = (74,5 - 0) \text{ cm} / (2,32 - 0) \text{ cm/s} = 32,1 \text{ s}$$

Connaissant $c=815$ cm et $d=15,56$ cm, soit $S_{inj} = \pi d^2/4 = \pi 15,56^2/4 = 190,16 \text{ cm}^2$, on trouve :

$$K = S_{inj} / pc = 190,16 \text{ cm}^2 / (32,1 \text{ s} \times 815 \text{ cm}) = 7,27 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Considérant, comme dans la méthode de Cooper *et al.* (1967) que l'aquifère a une épaisseur $b=9,15$ m, on trouve :

$$T = K b = 7,27 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \times 915 \text{ cm} = 6,65 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Conclusion

L'analyse de l'essai G3 confirme que la méthode d'interprétation de Nguyen et Pinder (1984) n'est pas recommandable comme on le dit au chapitre 2.

La méthode de Cooper *et al.* (1967) donne $T = 3,45 \text{ cm}^2/\text{s}$ et laisse croire qu'il y aurait une influence de l'emmagasinement ($S = 5,0 \times 10^{-4}$) dans l'essai G3. La méthode du graphique des vitesses et celle de Hvorslev (ou de Bouwer et Rice) démontrent que l'écoulement respecte l'équation 2.1 qui suppose négligeable l'influence de l'emmagasinement.

À la précision près des calculs, on trouve la même valeur T par le graphique des vitesses ou par la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976) soit $T = 6,6 \text{ cm}^2/\text{s}$. Le graphique des vitesses contient cependant une information supplémentaire : celle que le puits d'observation G de Vonhof a été bien installé, i.e. qu'il donne un niveau piézométrique qui n'est pas erroné.

Tableau A1 : Données de l'essai G3 de Vonhof (1975) et calculs requis pour les interprétations.

t s	Δt s	H cm	ΔH cm	H _{moyen} pendant Δt	$\Delta H/\Delta t$ cm/s	H _r H-H ₀	$\ln H_r$ ----	$\log H$ ----	$\log t$ ----	t _{moy} s	1/t _{moy} s ⁻¹	$\log \Delta H/\Delta t$ ----
2,5		91,4				91,4	4,52	1,96	0,40			
	2,5		7,2	87,8	2,88					3,75	0,267	0,459
5		84,2				84,2	4,43	1,93	0,70			
	2,5		6,8	80,8	2,72					6,25	0,160	0,435
7,5		77,4				77,4	4,35	1,89	0,88			
	2,5		5,8	74,5	2,32					8,75	0,114	0,365
10		71,6				71,6	4,27	1,85	1,00			
	10		19,1	62,05	1,91					15	0,067	0,281
20		52,5				52,5	3,96	1,72	1,30			
	10		13,3	45,85	1,33					25	0,040	0,124
30		39,2				39,2	3,67	1,59	1,48			
	30		22,2	28,1	0,74					45	0,0222	-0,131
60		17,0				17,0	2,83	1,23	1,78			
	30		9,8	12,1	0,33					75	0,0133	-0,486
90		7,2				7,2	1,97	0,86	1,95			
	30		4,7	4,85	0,16					105	0,0095	-0,805
120		2,5				2,5	0,92	0,40	2,08			

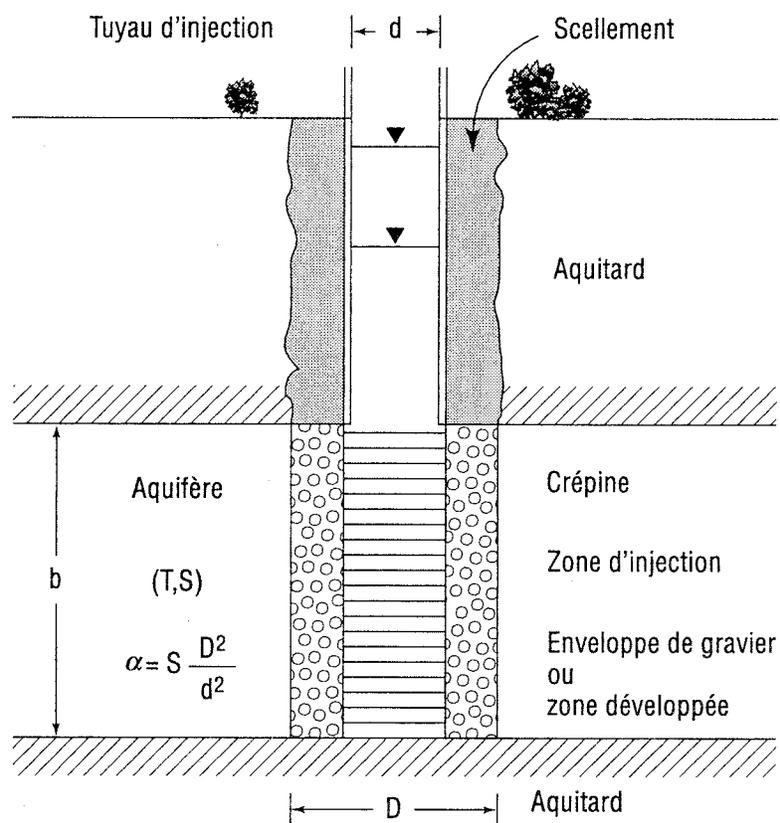


Figure A1 : Paramètres géométriques pour la méthode de Cooper *et al.* (1967).

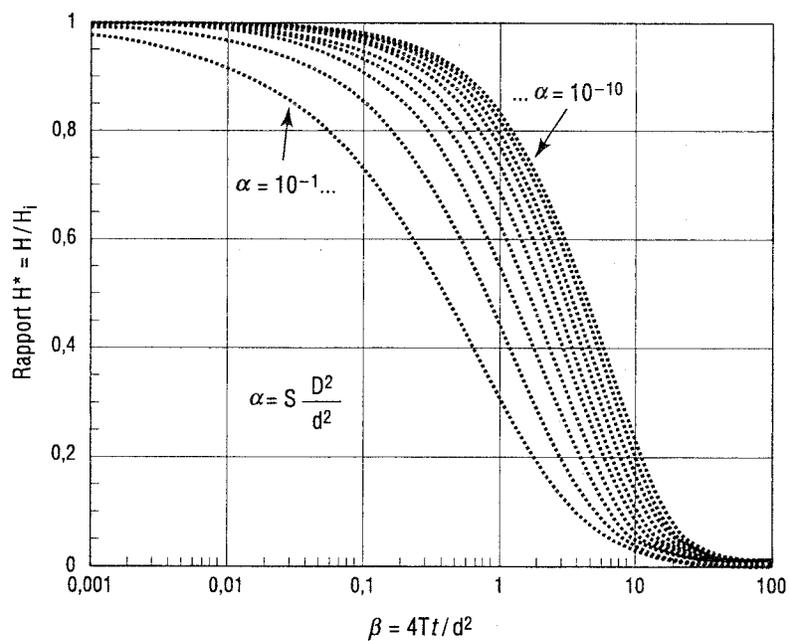


Figure A2 : Courbes types de Cooper *et al.* (1967) pour les différentes valeurs de α .

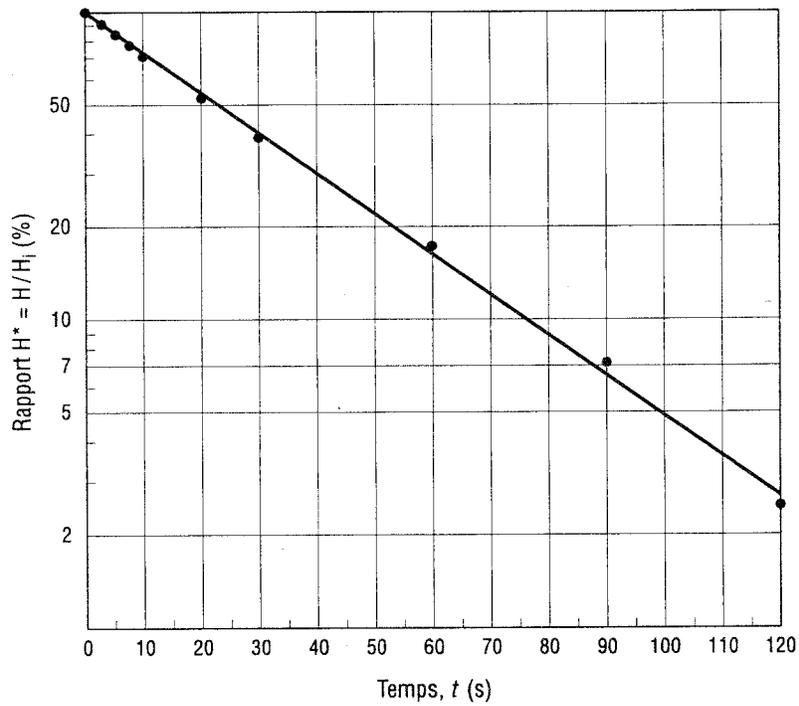


Figure A3 : Graphique semi-log pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

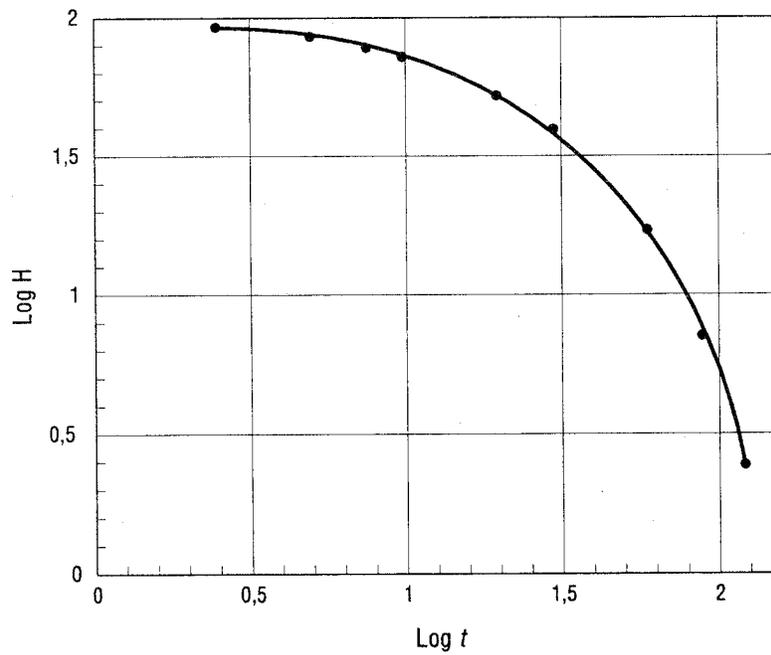


Figure A4 : Graphique de $\log H$ versus $\log t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

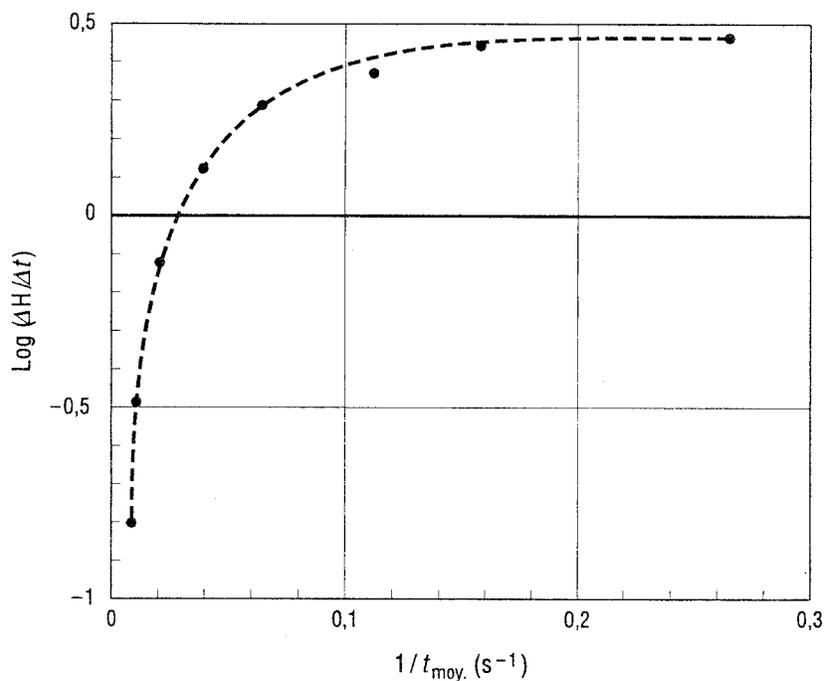


Figure A5 : Graphique de $\log (\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

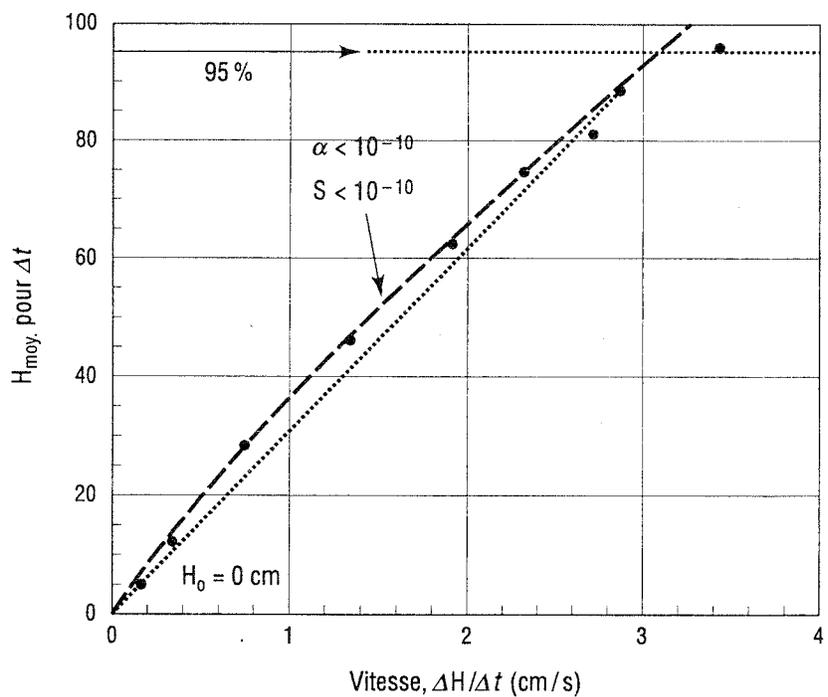


Figure A6 : Graphique de la vitesse de descente, dH/dt , versus la différence de charge H pendant l'intervalle dt .

ANNEXE B

Second exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre
et ses diverses interprétations

Essai de Chateauguay

Présentation

Les caractéristiques de ce piézomètre, installé dans un dépôt de sable silteux (aquitard), sont montrées par la Figure B1. D'après d'autres forages pour le même projet, cet aquitard repose sur un roc fracturé (aquifère) et il existe un écoulement vertical descendant dans le sable silteux. Le tuyau du piézomètre a un diamètre intérieur $d = 3,81$ cm. La zone d'injection a un diamètre $D = 2r_w = 15,24$ cm et une longueur $L = 152$ cm. Toutes les données de l'essai sont fournies par le Tableau B1 pour les différentes méthodes d'interprétation.

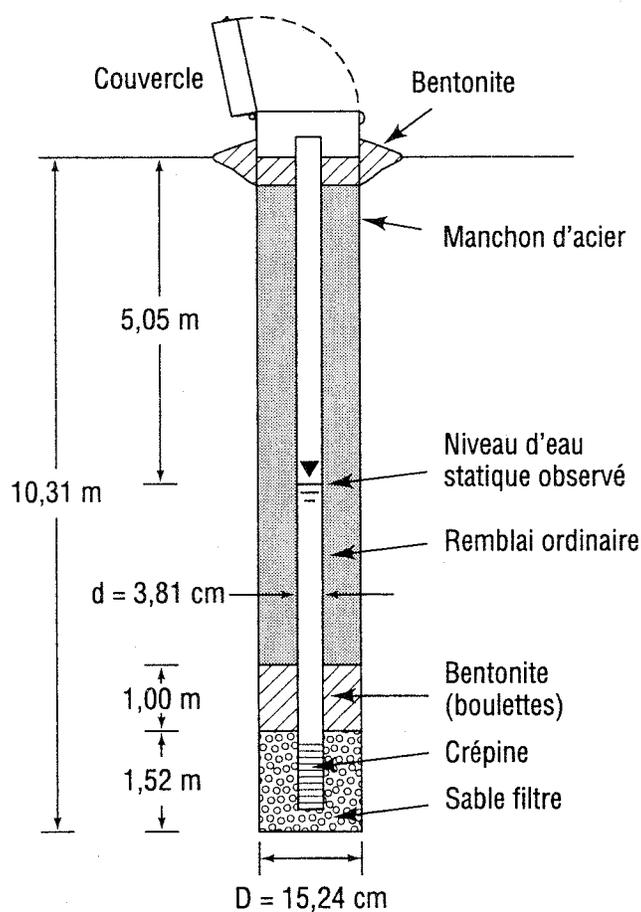


Figure B1 : Vue en coupe de l'installation du piézomètre.

Interprétation par la méthode de Cooper *et al.* (1967)

C'est la première méthode d'interprétation utilisée par le Consultant. Il a considéré que tous les points sauf les deux derniers (Fig. B2) tombaient entre les courbes théoriques relatives à $\alpha = 10^{-3}$ et $\alpha = 10^{-4}$: il a retenu 3×10^{-3} pour α . Par conséquent, le coefficient d'emmagasinement (éq.2.19) est : $S = \alpha D^2/d^2 = 1,88 \times 10^{-4}$.

Le point de superposition a été choisi au temps $t = 100$ s, alors que $\beta = 4Tt/d^2 = 0,53$. On obtient $T = 1,92 \times 10^{-2}$ cm²/s d'après l'équation 2.20. En supposant que $b = L$ comme dans la théorie, alors $K = 1,27 \times 10^{-4}$ cm/s.

Note : Il s'agit d'un cas de pénétration partielle et d'un essai dans un aquitard. Pour ces deux raisons, la méthode de Cooper *et al.* (1967) n'est pas applicable en principe à cet essai.

Interprétation par les méthodes de Bouwer et Rice (1976) ou Hvorslev (1951)

C'est la deuxième méthode d'interprétation utilisée par le Consultant (Fig. B3). Pour calculer le coefficient de forme, on a considéré que le sable silteux avait une épaisseur saturée $b = 10$ m = 1000 cm : la pénétration partielle sous le niveau de la nappe est $d' = 526$ cm et donc $(b-d') = 474$ cm (Fig. 2.2). Comme $L/r_w = 152 / 7,62 = 19,95$, la Figure 2.3 de Bouwer et Rice (1976) donne $A = 2,25$ et $B = 0,30$, d'où :

$$\ln (R_0/r_w) = \{ [1,1 / \ln (526/7,62)] + (7,62/152) [2,25 + 0,3 \ln [474/7,62]] \}^{-1} = 2,30$$

ce qui donne : $c = 2\pi \times 152 / 2,30 = 415$ cm.

La Figure B3 montre un effet de double ligne droite. Ce problème est fréquent selon Rat *et al.* (1970) et Bouwer (1989). Le Consultant a retenu la valeur K calculée entre les points 1 et 5 (début de la courbe), $K = 7,3 \times 10^{-5}$ cm/s. Il a considéré que la valeur K calculée entre les points 7 et 9, soit $K = 7,5 \times 10^{-6}$ cm/s n'était pas représentative du sol testé.

- Notes :
1. La méthode de Bouwer et Rice (1976) n'est pas applicable en principe à cet essai, parce qu'il est réalisé dans un aquitard reposant sur un aquifère. Pour obtenir leurs coefficients, Bouwer et Rice (1976) ont considéré le cas inverse d'un aquifère compris entre deux frontières considérées imperméables (Fig. 2.2).
 2. On a vu au chapitre 2 que la méthode de Bouwer et Rice (1976) ne diffère de la méthode de Lefranc ou de Hvorslev que par la valeur du coefficient de forme. La formule de Lefranc (éq.2.11) donne : $c = 2\pi L / \ln (2L/D) = 2\pi \times 152 / \ln (2 \times 152 / 15,24) = 319$ cm. Cette valeur aussi est incorrecte parce que l'éq.2.11 correspond à une situation où les frontières sont très éloignées de la zone d'injection. La valeur réelle de c est supérieure à 319 et 415 cm parce qu'il y a une frontière inférieure de recharge (Chapuis 1989) : on peut la calculer par une méthode numérique (e.g. éléments finis) si l'on connaît la distance à cette frontière inférieure. Dans cette Annexe B, on supposera pour la suite des calculs que $c = 415$ cm.

Interprétation par la méthode de Nguyen et Pinder (1984)

Les données expérimentales requises par cette méthode d'interprétation figurent au Tableau B1. Le premier graphique de $\log H$ versus $\log t$ (Fig. B4) donne une portion droite de pente C_1 , servant à

calculer S , pour des temps inférieurs à $t_e = 9,5$ min. Entre 1,5 et 9,5 min (Tableau B1), la pente est calculée par $C_1 = \log(332/139) / \log(9,5/1,5) = 0,472$. Selon Nguyen et Pinder (1984), alors $S = C_1 d^2 / LD^2 = 0,472 \times 3,81^2 / 152 \times 15,24^2 = 1,94 \times 10^{-4}$.

Le second graphique de $\log(\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ (Fig. B5) fournit aussi une portion à peu près droite de pente C_2 . Entre les deux points où t_{moyen} vaut 4 et $0,222 \text{ min}^{-1}$ (Tableau B1), la pente est calculée par $C_2 = \log(72/28) \times 60 \text{ s/min} / (4 - 0,222) = 6,51 \text{ s}$. Selon Nguyen et Pinder (1984), alors $K = C_1 d^2 / 4C_2 L = 0,472 \times 3,81^2 / 6,51 \times 152 = 6,92 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Interprétation par le graphique des vitesses

Le graphique des vitesses (Fig. B6) donne une ligne droite parfaite, ce qui montre que les données suivent bien la théorie des essais de type A (chapitre 2). On constate ensuite que le graphique des vitesses signale une erreur piézométrique $H_0 = 116 \text{ cm}$. La pente $p = S_{\text{inj}}/Kc$ de la ligne droite est calculée d'après la Fig. B6 comme $p = (420-116) \text{ cm} / (80-0) \text{ cm/min} = 3,80 \text{ min}$. Comme $c = 415 \text{ cm}$ et $d = 3,81 \text{ cm}$, $S_{\text{inj}} = \pi d^2/4 = \pi 3,81^2/4 = 11,40 \text{ cm}^2$, et donc (éq.2.3) :

$$K = S_{\text{inj}} / pc = 11,40 \text{ cm}^2 / (3,80 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} \times 415 \text{ cm}) = 1,20 \times 10^{-4} \text{ cm/s}.$$

Note : On rappelle qu'on a choisi de conserver $c = 415 \text{ cm}$.

Après correction des différences de charge supposées, H , par l'erreur piézométrique, H_0 , les données sont ré-interprétées par la méthode semi-log (Bouwer et Rice, Lefranc ou Hvorslev). La pente de la droite, p' (Fig. B7) est calculée à partir des chiffres du Tableau B1 :

$$p' = \ln(312/2) / (19,5 - 0) \text{ min} = 0,259 \text{ min}^{-1}.$$

D'après l'éq.2.5, on trouve :

$$K = S_{\text{inj}} p' / c = (11,40 \text{ cm}^2 \times 0,259 \text{ min}^{-1}) / (60 \text{ s/min} \times 415 \text{ cm}) = 1,19 \times 10^{-4} \text{ cm/s}.$$

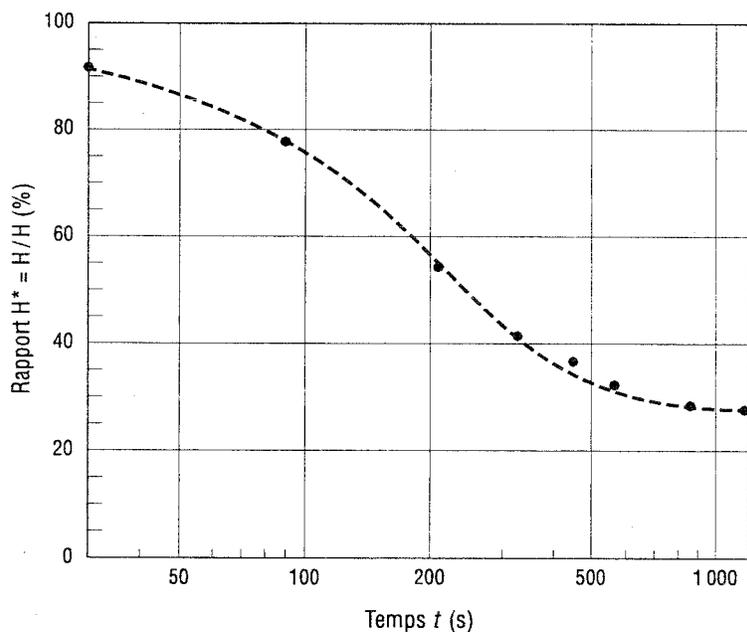
Les deux valeurs de K sont égales, le 2e graphique et le 2e calcul ne servant qu'à s'assurer que les calculs sont corrects (comme indiqué au chapitre 2).

Conclusion pour l'essai de Chateauguay

Le Consultant avait interprété l'essai de Chateauguay par deux méthodes : celle de Cooper *et al.* (1967) avait donné $S = 1,88 \times 10^{-4}$ et $K = 1,27 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$; celle de Hvorslev (1951) avec le coefficient de forme de Bouwer et Rice (1976) avait donné une courbe dont une partie avait été interprétée comme donnant $K = 7,3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. La méthode de Nguyen and Pinder (1984) pour cet essai donne $S = 1,94 \times 10^{-4}$ et $K = 6,92 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Les trois méthodes donnent donc $K_{\text{max}}/K_{\text{min}} = 95$. Selon la méthode recommandée du graphique des vitesses, il s'agit bien d'un essai de perméabilité de type A (l'influence de S est négligeable) mais l'installation du piézomètre est défectueuse. À cause d'un court-circuit hydraulique (Chapuis and Sabourin, 1991) dans le voisinage du tuyau (on rappelle que le sable silteux est soumis à un écoulement naturel vertical descendant), le niveau d'eau statique dans le tuyau est 116 cm plus bas que le niveau piézométrique réel dans le sol environnant. En retenant le coefficient de forme de Bouwer et Rice, $K = 1,2 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$.

Tableau B1 : Données de l'essai de Chateauguay et calculs requis pour les interprétations.

t s	Δt s	H cm	ΔH cm	H_{moyen} pendant Δt	$\Delta H/\Delta t$ cm/s	H_r H-H ₀	$\ln H_r$ ---	$\log H$ ---	$\log t$ ---	t_{moy} s	$1/t_{\text{moy}}$ s ⁻¹	$\log \Delta H/\Delta t$ ---
0		428				312	5,74	2,63	-----			
0,5	0,5	392	36	410	72	272	5,62	2,59	-0,301	0,25	4,000	1,857
1,5	1	332	60	362	60	216	5,38	2,52	0,176	1,00	1,000	1,778
3,5	2	234	98	283	49	118	4,77	2,37	0,544	2,50	0,400	1,690
5,5	2	178	56	206	28	62	4,13	2,25	0,740	4,50	0,222	1,447
7,5	2	157	21	167,5	10,5	41	3,71	2,20	0,875	6,50	0,154	1,021
9,5	2	139	18	148	9,0	23	3,14	2,14	0,978	8,50	0,118	0,957
14,5	5	122	17	130,5	3,4	6	1,79	2,09	1,161	12,0	0,083	0,531
19,5	5	118	4	120	0,8	2	0,69	2,07	1,290	17,0	0,059	-0,097

**Figure B2 : Graphique pour l'interprétation selon la méthode de Cooper *et al.* (1967).**

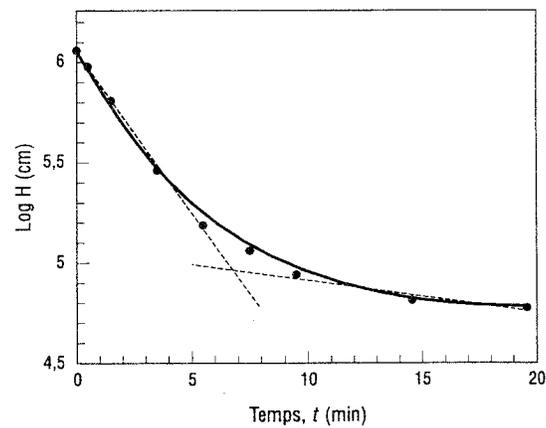


Figure B3 : Graphique de $\log H$ versus t pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

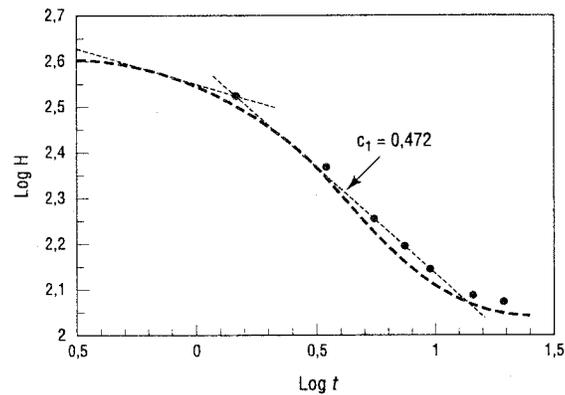


Figure B4 : Graphique de $\log H$ versus $\log t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

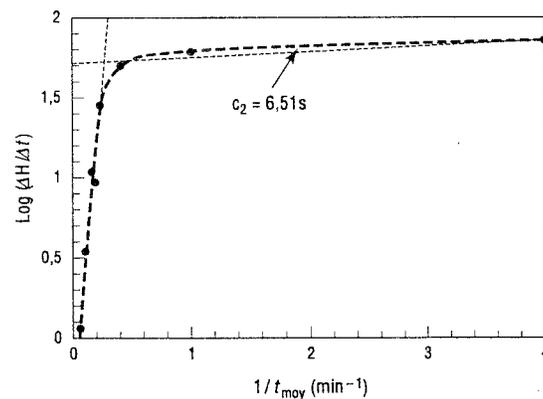


Figure B5 : Graphique de $\log (\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

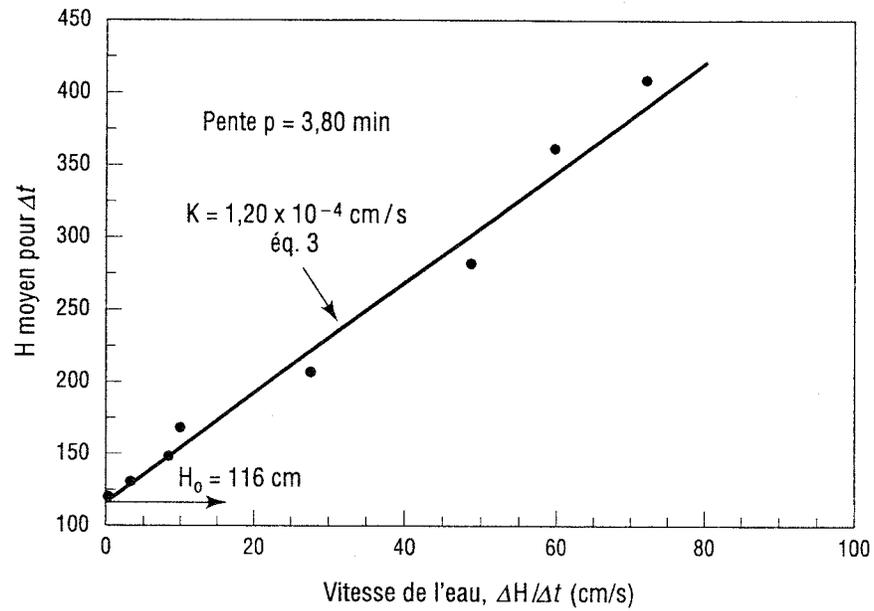


Figure B6 : Graphique de la différence de charge H pendant l'intervalle dt , versus la vitesse de descente, dH/dt .

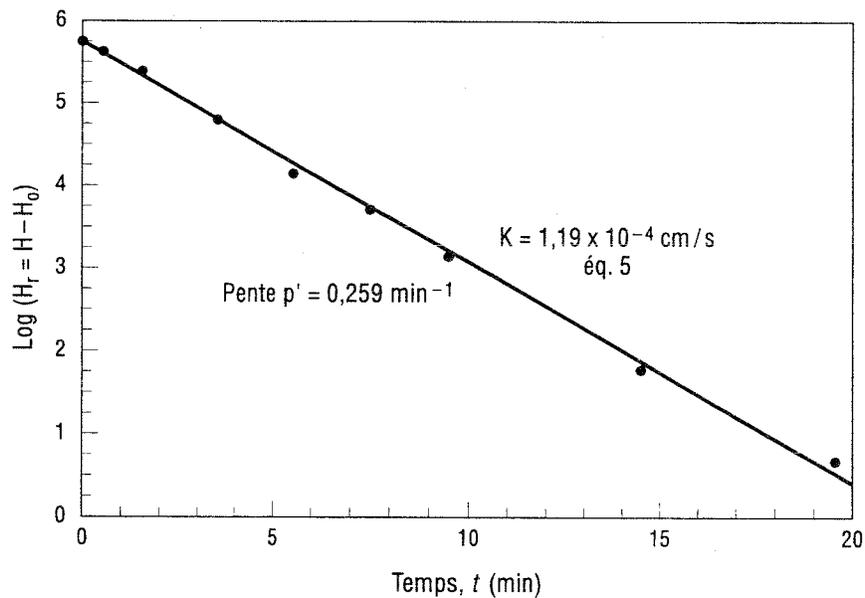


Figure B7 : Graphique de $\log H_r$ versus t pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

ANNEXE C

Exemple de pompage et de remontée après pompage, nappe captive

Présentation

Dans un puits vertical, pénétrant totalement un aquifère horizontal à nappe captive, on a réalisé un essai de pompage à débit constant $Q = 1400 \text{ L/min} = 1,4 \text{ m}^3/\text{min}$. Le rabattement et la remontée étaient observés dans un piézomètre situé à 8,2 m de l'axe du puits (Tableau C1).

Analyse des données de pompage par la méthode de Cooper-Jacob

La Figure C1 présente le graphique de s vs $\log t$ pour l'interprétation de la phase pompage en régime transitoire selon la méthode de Cooper et Jacob. La droite de pente $\Delta s = 1,00 \text{ m/cycle}$ de temps, coupe l'axe des temps à $t_0 = 0,18 \text{ min}$. Ces deux valeurs donnent : $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ (éq.5.13) et $S = 1,54 \times 10^{-3}$ (éq.5.14).

On constate (Fig. C1) que le rabattement dans le piézomètre se stabilise à 3,50 m environ. On a donc atteint un régime permanent pendant le pompage. Le point d'intersection entre la droite de Cooper-Jacob et la droite du rabattement stabilisé, noté I, est situé à un temps $t_I = 570 \text{ min}$.

Analyse usuelle des données de remontée sans considérer le régime permanent

La Figure C2 est celle de s' versus $\log (t/t')$, obtenue en appliquant la méthode usuelle. Or celle-ci n'est valable que pour une phase de pompage qui reste entièrement en régime transitoire, ce qui n'est pas le cas ici. Il en résulte que la Figure C2 ne fournit pas une ligne droite, et que la courbe ne passe pas par l'origine $s'=0$ et $t/t'=1$.

Analyse usuelle des données de remontée en considérant le régime permanent

La Figure C3 est celle de s' versus $\log (t_c/t')$, obtenue en utilisant le temps t corrigé pour la phase de régime permanent observée pendant le pompage. La droite donne $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ (éq.6.6) et elle passe par le point $s'=0$ quand $t_c/t'=1$. La valeur de S reste inconnue avec cette méthode graphique.

Analyse plus complète des données de remontée en considérant le régime permanent

La Figure C4 présente le graphique de $(s_p - s')$ versus t' . Le rabattement s_p (Tableau C1) est obtenu par l'équation 6.8 :

$$[6.8] \quad s_p = (Q/4\pi T) \ln (t/t_0) = \Delta s \log (t/t_0)$$

où Δs et t_0 sont les valeurs tirées de la phase pompage en régime transitoire (Fig. C1). De la Figure C3 on tire T et S par les équations 6.11 et 6.12, identiques aux équations 5.13 et 5.14 (Cooper-Jacob) : $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ et $S = 1,54 \times 10^{-3}$.

On obtient donc pour la phase de remontée (Fig. C4) des valeurs de T et S qui sont identiques à celle obtenues pour la phase pompage.

Conclusion pour cet essai

On a constaté qu'il existait une phase de régime permanent pendant le pompage : on ne doit donc pas utiliser la méthode usuelle telle quelle. Comme indiqué au chapitre 6, il faut ignorer la durée du régime permanent dans la méthode usuelle qui résulte d'une superposition mathématique de solutions en régime transitoire. La Figure C3 démontre qu'en procédant ainsi on retrouve une ligne droite passant par le point $s'=0$ quand $t_c/t'=1$ comme le prévoit la théorie, et dont la pente fournit la même valeur de T que la phase transitoire de pompage. Par contre la méthode usuelle ne fournit pas S. La méthode plus complète proposée dans ce Guide permet de trouver à la fois T et S pendant la remontée. On constate que les valeurs de T et S pendant la remontée (toujours totalement transitoire) sont identiques aux valeurs de T et S obtenues pendant la phase transitoire du pompage, comme le prévoit la théorie.

Tableau C1 : Rabattement s et rabattement résiduel s' dans le piézomètre.

Phase de pompage	 Phase de remontée.....							
t(min)	s(m)	t et t'(min)	s'(m)	t/t'	t _c	t _c /t'	s _p (m)	(s _p -s') (m)	
0	0,00	2880	0	3,50	infini	---	---	3,50	0,00
1	1,00	2881	1	2,35	2881	571	571	3,50	1,15
2	1,17	2882	2	2,22	1441	572	286	3,50	1,28
3	1,28	2883	3	2,13	961	573	191	3,50	1,37
5	1,45	2885	5	1,98	577	575	115	3,50	1,52
7	1,58	2890	10	1,74	289	580	58	3,51	1,77
10	1,75	2900	20	1,43	145	590	29,5	3,52	2,09
20	2,04	2910	30	1,28	97	600	20,0	3,52	2,24
30	2,23	2930	50	1,03	58,6	620	12,4	3,54	2,51
50	2,43	2950	70	0,94	42,1	640	9,14	3,55	2,61
70	2,59	2980	100	0,82	29,8	670	6,70	3,57	2,75
100	2,75	3080	200	0,58	15,4	770	3,85	3,63	3,05
200	3,07	3180	300	0,46	10,6	870	2,90	3,68	3,22
300	3,23	3380	500	0,33	6,76	1070	2,14	3,77	3,44
500	3,44								
720	3,50								
1440	3,51								
2160	3,49								
2880	3,50								

- Notes : 1. Arrêt du pompage à 2880 minutes
 2. $t_i = 570$ min à l'intersection des deux lignes droites (Fig. C1).

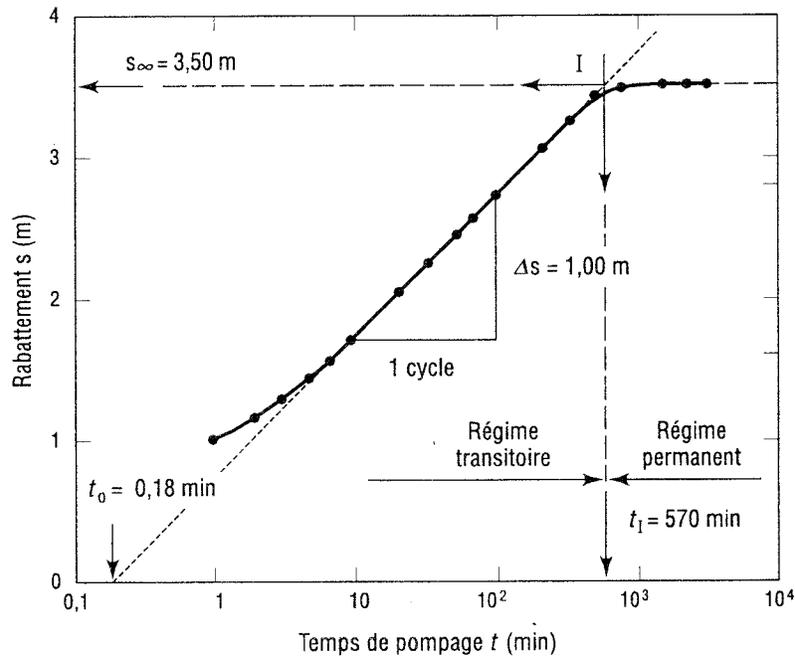


Figure C1 : Graphique de s versus $\log t$ selon la méthode de Cooper-Jacob pour tirer T et S. Ce graphique indique qu'un régime permanent a été atteint.

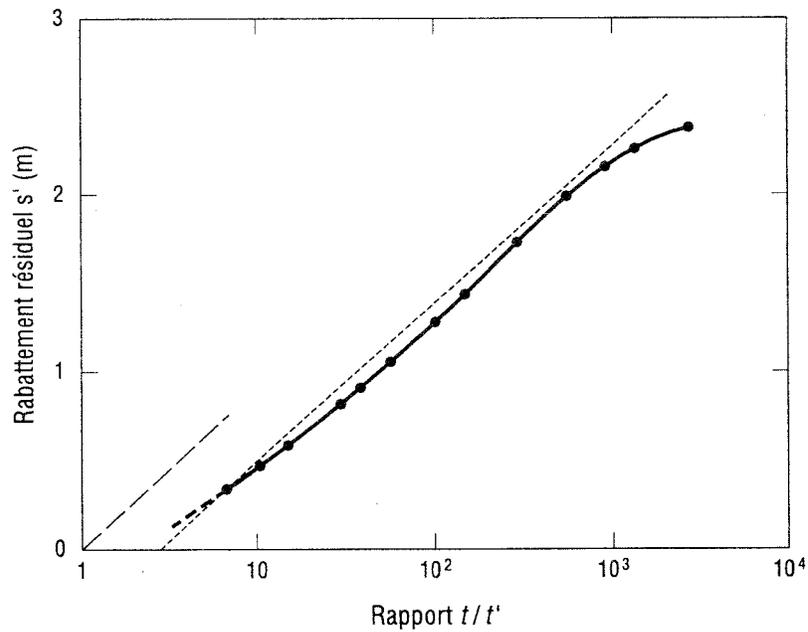


Figure C2 : Graphique de s' versus $\log (t/t')$ obtenu en appliquant la méthode usuelle qui n'est valable que pour une phase de pompage entièrement en régime transitoire - ce qui n'est pas le cas ici.

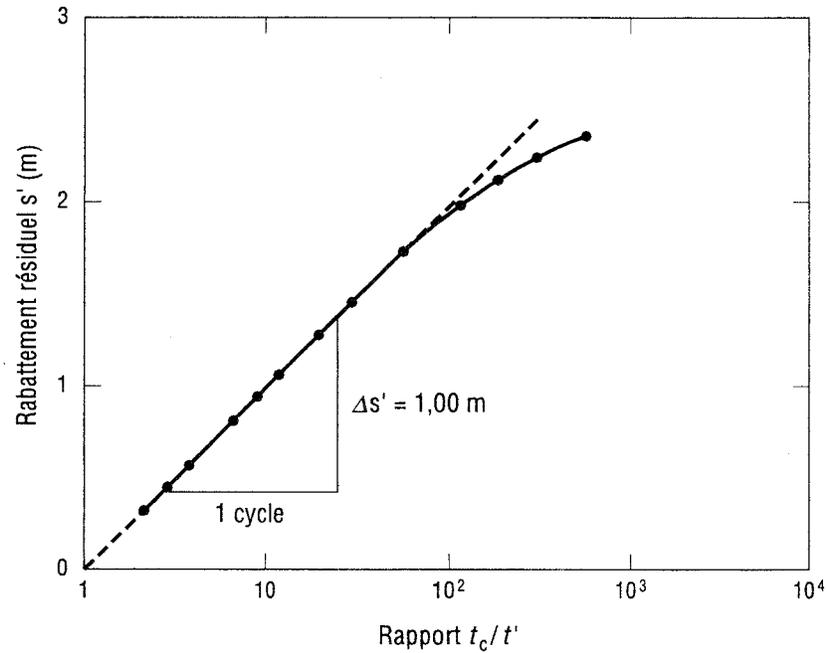


Figure C3 : Graphique de s' versus $\log(t_c/t')$ obtenu en utilisant le temps t corrigé pour la phase de régime permanent observée pendant le pompage. Ce graphique fournit T seulement.

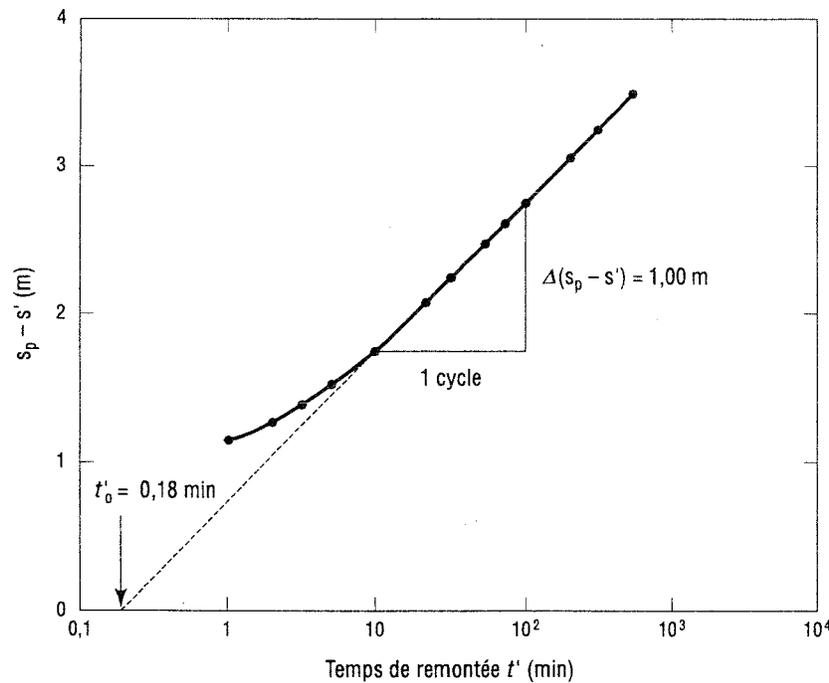


Figure C4 : Graphique de $(s_p - s')$ versus t' . Ce graphique fournit à la fois T et S.

ANNEXE D

Exemple de frontière imperméable, aquifère à nappe captive

Présentation

Un essai de pompage dans l'aquifère à nappe captive de Manga (sud-ouest de Madagascar) est présenté par Castany (1982). Sa figure 86 montre le rabattement d'un piézomètre situé à une distance $r_r = 5,90$ m du puits pompé à un débit constant $Q = 5 \times 10^{-3}$ m³/s. Castany (1982) donne les valeurs suivantes pour les paramètres de la Figure D1 : $\Delta s_1 = 0,046$ m par cycle, $\Delta s_2 = 0,086$ m par cycle, $t_0 = 9,3$ s and $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s. L'axe des rabattements (Fig. D1) est orienté vers le bas.

Comme la pente n'a pas exactement doublé dans le graphique semi-log, on peut se demander (Chapuis 1994a) si c'est bien une frontière imperméable qui est détectée. Les deux équations anciennes (7.6 et 7.15) et l'équation plus récente (7.16) peuvent être utilisées pour obtenir trois valeurs de r_i (r_{i1} à r_{i3}).

Calcul de r_i par les trois méthodes disponibles

D'après la méthode la plus connue (loi des temps, éq.7.6), quand $t_r = 10^2$ s, $s_r = 4,9$ cm, et quand $s_i = s_r = 4,9$ cm, $t_i = 2 \times 10^5$ s. Il en résulte que :

$$r_{i1} = r_r (t_i/t_r)^{1/2} = 5,9 (2 \times 10^5 / 10^2)^{1/2} = 264 \text{ m.}$$

D'après la deuxième méthode (éq.7.15), qui est celle retenue par Castany (1982), $t_0 = 9,3$ s et $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s. Il en résulte :

$$r_{i2} = r_r (t_1/t_0)^{1/2} = 5,9 (2,5 \times 10^4 / 9,3)^{1/2} = 306 \text{ m.}$$

Enfin, d'après la troisième méthode (éq.7.16), l'extrapolation de la droite de pente Δs_2 donne $t^*_0 = 570$ s alors que $t_0 = 9,3$ s. Il en résulte que :

$$r_{i3} = r_r (t^*_0/t_0) = 5,9 (570/9,3) = 362 \text{ m.}$$

On trouve donc $r_{i1} = 264$ m < $r_{i2} = 306$ m < $r_{i3} = 362$ m, soit des différences importantes. Cependant, un examen de la Fig. D1 montre que la période de temps pour détecter la frontière est courte et donc que la mesure de Δs_2 est imprécise. La propriété géométrique graphique mentionnée au chapitre 7 après l'équation 7.16 ($AB = BC$, Fig. 7.2) peut servir à vérifier si l'hypothèse d'une frontière imperméable est acceptable, et si oui quelle est la distance la plus probable, r_i , au puits image.

Construction graphique pour trouver la valeur r_i la plus probable

Comme Δs_1 est bien défini (Fig. D1), une ligne de pente $2\Delta s_1$ est dessinée sur le graphique. On déplace ensuite une parallèle à cette ligne jusqu'à obtenir visuellement un bon ajustement des données. Ce bon ajustement (Fig. D1) donne $t^*_0 = 480$ s, $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s, quand $\Delta s_2 = 2\Delta s_1$. Dans ces conditions, les trois équations (7.6, 7.15 et 7.16) donnent la même valeur de 306 m à la distance r_i .

Conclusion

En conclusion, dans le cas de l'essai de Manga, il y a une forte probabilité d'avoir une frontière imperméable, avec un puits image à 306 m du piézomètre. Un essai de pompage plus long aurait été préférable pour cette détection. Une preuve de l'existence de cette frontière nécessiterait des piézomètres additionnels bien situés, et préférablement des résultats de levés géophysiques ou de forages d'exploration.

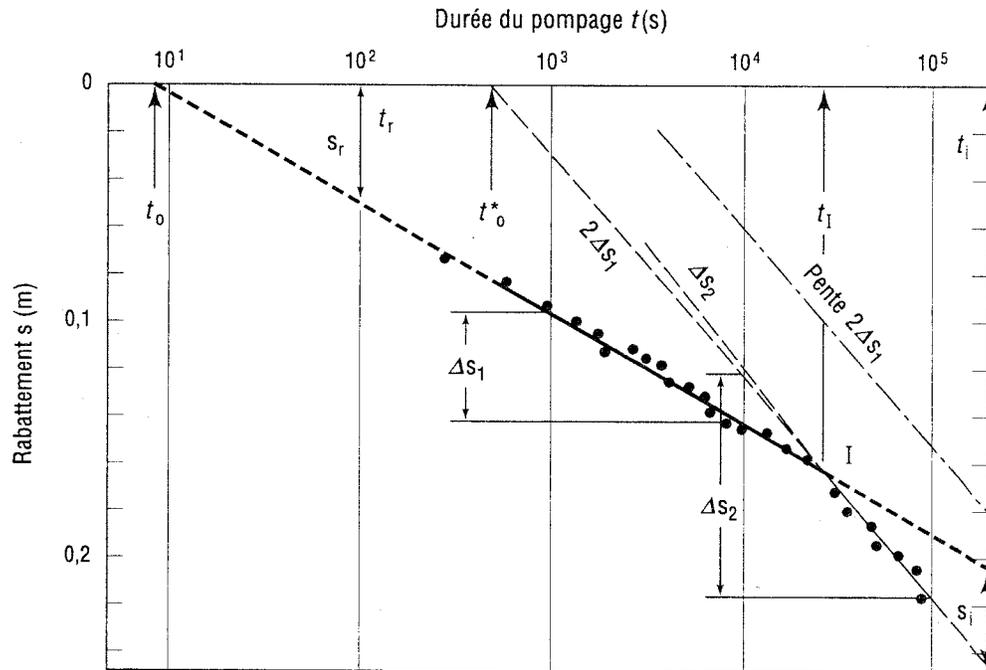


Figure D1 : Détection et localisation d'une frontière imperméable rectiligne sur la courbe de s vs $\log t$. Cas de l'essai de Manga (Castany, 1982).

ANNEXE E

Exemple de frontière de recharge détectée par plusieurs piézomètres

Présentation

Cet exemple traité par Chapuis (1994b) est celui de l'aquifère de Tongue Valley (Bureau of Reclamation, 1977). Les rabattements des quatre puits d'observation (OW1 à OW4) sont donnés par la Fig. E1 sous la forme de s versus $\log t$. Les unités de la publication d'origine (pied et minute) sont conservées ici. L'application des quatre méthodes de localisation de la frontière de recharge, présentées dans ce Guide à la section 7.3, a donné les résultats du Tableau E1.

Méthode de la loi des temps avec le graphique de Theis (section 7.3.2)

Note : On rappelle que dans ce Guide on ne recommande pas d'utiliser cette méthode de superposition (Theis) pour localiser une frontière, parce qu'elle dépend trop de l'interprétation personnelle de l'utilisateur. On recommande d'utiliser le graphique semi-log de Cooper-Jacob (s versus $\log t$), dont les résultats sont indépendants de l'utilisateur.

L'analyse des rabattements par la méthode de superposition (Theis) a donné pour β des valeurs de 3,69, 2,27, 1,54 et 2,40 selon le Bureau of Reclamation (1977, p.144). Pour illustrer à quel point cette méthode est sujette aux visions personnelles, les points de superposition choisis par sept personnes (Chapuis 1994b) ont donné les gammes suivantes de valeurs pour β : 2,73 à 4,51 pour OW1, 2,14 à 2,59 pour OW2, 1,81 à 2,43 pour OW3, et 2,57 à 3,36 pour OW4. Il en est résulté (Tableau E1) les gammes suivantes pour r_i : 273 à 451 pi. pour OW1, 428 à 518 pi. pour OW2, 724 à 972 pi. pour OW3, et 514 à 672 pi. pour OW4.

Cette première méthode est donc très imprécise. De plus, dans le cas de cet essai, elle donne des valeurs $\beta < 20$, qui sont donc incorrectes (Chapuis 1994b). On a vu (section 7.3) que l'erreur sur β , quand $\beta < 20$, est due au fait que la méthode suppose que la portion initiale de la courbe de rabattement correspond à la courbe théorique du puits seul dans un aquifère infini, alors qu'en fait, elle en diffère beaucoup.

Méthode de la loi des temps avec le graphique de Cooper-Jacob (section 7.3.2)

La deuxième méthode (loi des temps avec le graphique de s vs $\log t$, équations 7.22 et 7.25) a donné un autre groupe de valeurs pour β (Tableau E1), elles aussi inférieures à 20 et donc incorrectes. Ce deuxième groupe de valeurs ne permet pas d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} n'ont pas d'intersection commune (Fig. E2).

Méthode du point d'inflexion de Hantush (section 7.3.3)

La méthode du point d'inflexion de Hantush a fourni un autre groupe de valeurs de β toujours inférieures à 20 et donc incorrectes. Ce troisième groupe de valeurs ne permet pas non plus

d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} n'ont pas d'intersection commune (Fig. E3).

Méthode de correction du β apparent (section 7.3.4)

Comme les valeurs de β obtenues par l'équation 7.35 sont inférieures à 20, ce sont des valeurs apparentes. On doit donc les corriger en utilisant la Figure 7.7 afin d'obtenir les valeurs réelles de β . Le quatrième groupe de valeurs permet d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} ont une intersection commune (Fig. E4).

Tableau E1 : Données de l'essai, valeurs de β et de r_i obtenues par les méthodes de la section 7.3 pour une frontière de recharge.

Puits d'observation numéro r_r (pi.)	OW1 100	OW2 200	OW3 400	OW4 200
1. Loi des temps (Theis)				
β (eq.7.22)	2,73 à 4,51	2,14 à 2,59	1,81 à 2,43	2,57 à 3,36
r_i (pi.)	273 à 451	428 à 518	724 à 972	514 à 672
2. Loi des temps (Cooper-Jacob)				
β (eq.7.22)	5,98	4,64	3,95	5,56
β (eq.7.25) ¹	5,87	4,62	3,98	5,58
r_i (pi.)	598	928	1580	1112
3. Méthode du point d'inflexion de Hantush				
Δs_p (pi. / cycle de temps)	0,65	0,45	0,26	0,47
s_∞ (pi.)	1,01	0,60	0,31	0,70
$f(\beta) = s_\infty / \Delta s_p$	1,554	1,333	1,192	1,489
β (table ou éq.7.31)	4,07	2,43	1,27	3,57
r_i (pi.)	407	486	508	714
4. Méthode de correction du β apparent				
β apparent (éq.7.35)	5,98	4,64	3,95	5,56
$\beta < 20$	oui	oui	oui	oui
β corrigé (Fig. 7.7)	3,1	1,75	1,1-1,2	2,5
r_i (pi.)	310	350	440-480	500

Note 1 : Les équations 7.22 et 7.25 sont deux expressions différentes de la même équation : elles donnent en principe la même valeur de β . Les petites différences sont dues aux imprécisions de lecture des valeurs prises sur les graphiques.

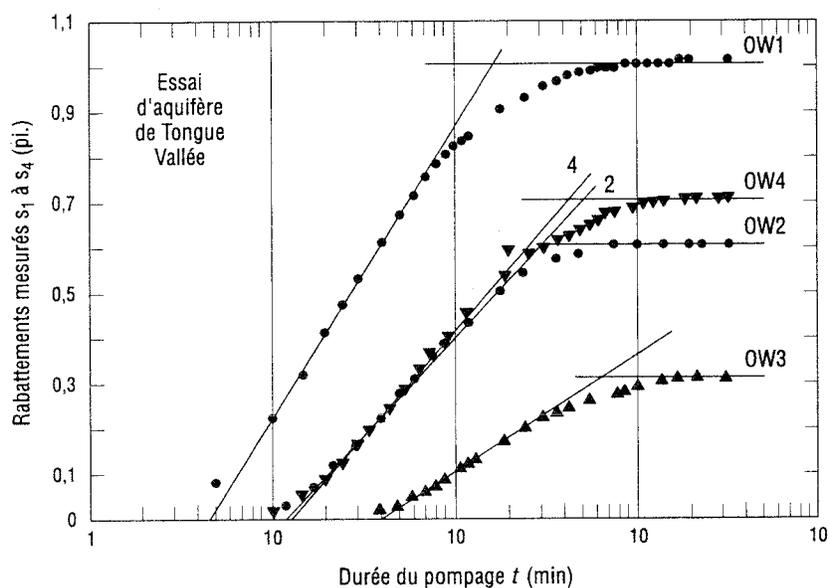


Figure E1 : Courbes de rabattement des quatre puits d'observation de l'essai d'aquifère de Tongue Valley (Bureau of Reclamation, 1977).

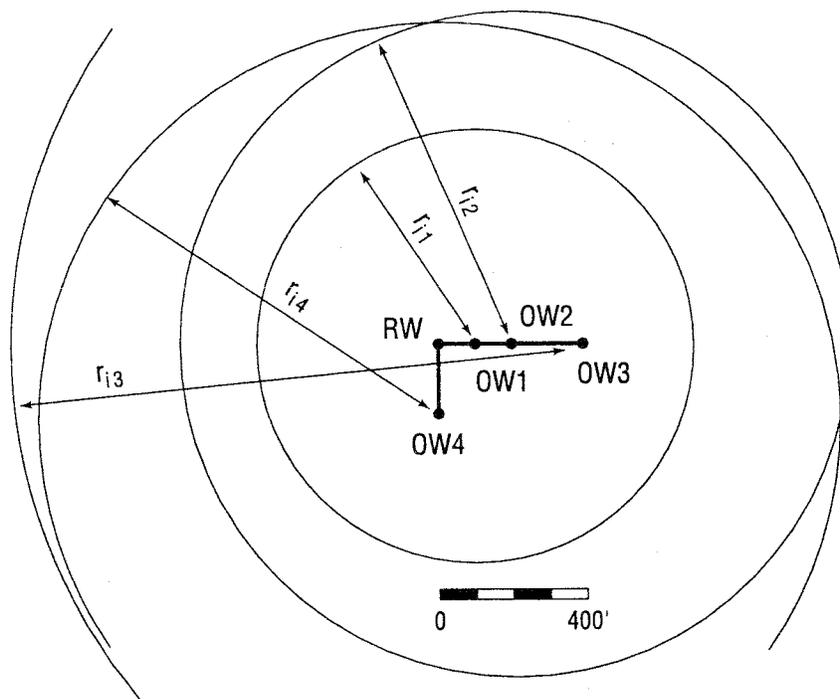


Figure E2 : Tentative infructueuse de localiser le puits image avec les valeurs de β selon la loi des temps (courbes semi-log des rabattements).

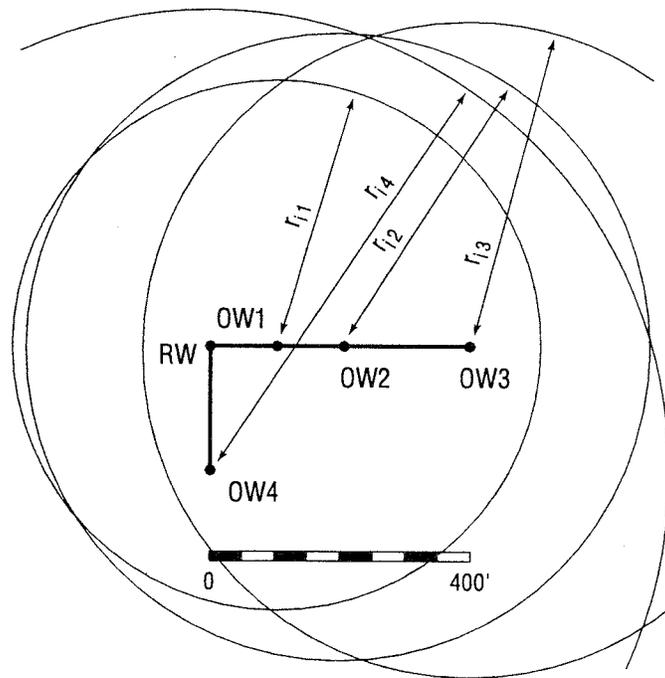


Figure E3 : Tentative infructueuse de localiser le puits image avec les valeurs de β données par la méthode du point d'inflexion de Hantush.

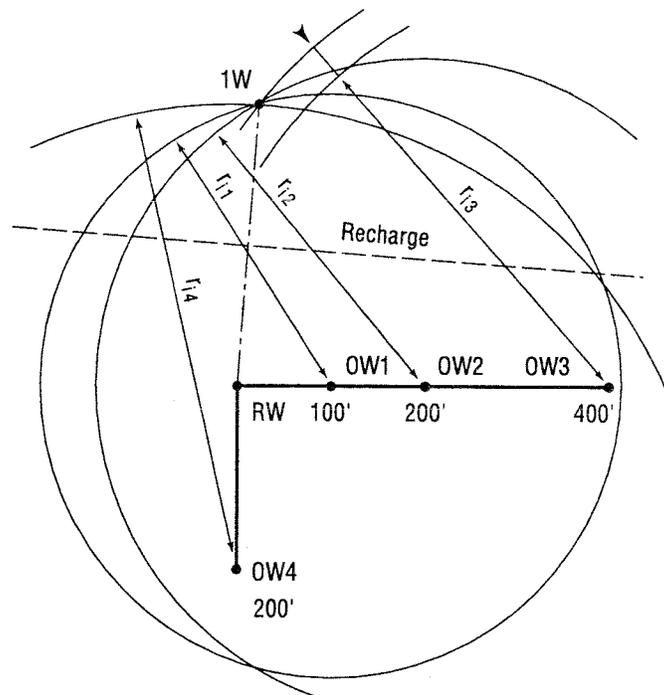


Figure E4 : Localisation du puits image avec les valeurs de β données par la méthode de correction du β apparent.

ANNEXE F

Détection de court-circuit hydraulique par la phase remontée après pompage

Présentation

Dans un rapport de l'U.S. Geological Survey, Miller (1981) fournit les données et résultats d'un essai d'aquifère à nappe captive, dans la plaine de Pelican River où existe un aquifère supérieur à nappe libre. En particulier, les rabattements du puits d'observation E1 ne fournissent pas des valeurs uniques de T et S. Ce problème, analysé par Chapuis et Chenaf (1995), a été attribué à un problème de scellement inadéquat du puits d'observation dans l'aquitard entre les deux aquifères. La solution complète de ce type de problème a été fournie par Chapuis et Chenaf (1998).

L'annexe F donne d'abord les résultats des interprétations usuelles des courbes de rabattement et de remontée. Elle montre ensuite comment détecter un court-circuit hydraulique sur une courbe de remontée. Le niveau d'eau statique dans le puits d'observation E1 n'était pas le niveau piézométrique à cause d'un défaut de scellement hydraulique dans l'aquitard entre les deux aquifères. L'erreur sur le niveau piézométrique de référence cause une erreur systématique sur le rabattement s et le rabattement résiduel s' . Les valeurs corrigées de s et s' donnent de nouveaux graphiques qui sont réinterprétés.

Interprétations usuelles donnant T et S

L'aquifère à nappe captive a été pompé au débit constant $Q = 1342 \text{ USgpm} = 8,47 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. Le puits d'observation, E1, est situé à une distance $r = 40 \text{ ft} = 12,19 \text{ m}$ du puits pompé. Le Tableau F1 fournit toutes les données.

Quatre méthodes d'interprétation usuelles, toutes en régime transitoire, servent ici à interpréter les données :

1. la méthode de Theis (1935) pour le rabattement (Fig. F1) fournit T et S ;
2. la méthode de Cooper-Jacob (1946) pour le rabattement (Fig. F2) fournit T et S ;
3. le graphique usuel de la remontée (Fig. F3), s' versus $\log (t/t')$, donne T et l'équation du Ground Water Manual (Bureau of Reclamation, 1977, p.115) ou la méthode de Jacob (1963) donne S ;
4. la méthode de Chapuis (1992b, Fig. 5) pour la remontée, $(s_p - s')$ versus $\log t'$, donne à la fois T et S (Fig. F4).

Ces quatre méthodes fournissent quatre groupes de valeurs (T, S), qui diffèrent de 9% pour T et de 186% pour S (Tableau F2). Plusieurs phénomènes ou erreurs d'interprétation peuvent produire de telles divergences. Dans l'annexe F, le puits d'observation E1 de l'essai de Pelican River illustre le cas (qui semble fréquent) où la divergence sur les valeurs de T et S est due à un court-circuit hydraulique (Chapuis 1988) lié au défaut de scellement de E1.

Détection de l'erreur sur le niveau piézométrique

On a vu au chapitre 2 que la mauvaise évaluation du niveau piézométrique est fréquente dans le cas des essais de perméabilité réalisés dans un tubage battu (Chapuis *et al.* 1981 ; CAN/BNQ 2501-135 and -130, 1988 ; Chapuis *et al.* 1990), mais aussi dans le cas des piézomètres qui peuvent être affectés par un ou des courts-circuits hydrauliques entre aquifères si le scellement est inadéquat (Chapuis 1988 ; Chapuis et Sabourin 1991 ; Chapuis et Wendling 1991). Dans les trous de forage qui restent ouverts dans un roc stable, des écoulements parasites similaires se produisent dans le trou (Silliman et Higgins 1990) : ils peuvent être détectés par des mesures de vitesses verticales (Cambefort 1965), des diagraphies géophysiques (Keys 1988 ; Williams et Conger 1990). De tels écoulements parasites peuvent aussi se produire dans le matériau de scellement d'un trou plus ou moins bien scellé (Brikowski 1993).

Les puits d'observation et de pompage peuvent être affectés par des courts-circuits hydrauliques, qui sont détectables par des essais de perméabilité à niveau variable (chapitre 2). Ce sont ces essais qui ont été utilisés dans deux cas publiés. Dans le premier cas (Chapuis *et al.* 1987), les interprétations usuelles avaient donné trois valeurs de T dans un rapport de 1 à 4,4. Un essai à niveau variable descendant a détecté un court-circuit hydraulique. Après correction du niveau piézométrique, les méthodes d'interprétation ont donné une nouvelle valeur unique de T . Dans le second cas (Chapuis et Sabourin 1991), les interprétations usuelles avaient fourni trois valeurs de T dans un rapport de 1 à 6. Un essai à niveau variable ascendant a détecté une erreur piézométrique $H_0 = 28$ cm, due à un court-circuit hydraulique. Après correction du niveau piézométrique, les trois méthodes d'interprétation ont donné trois nouvelles valeurs de T semblables à 12% près.

Il est aussi possible de détecter un court-circuit hydraulique sur la courbe (Fig. F3) de s' versus $\log(t/t')$, au lieu d'un essai de perméabilité à niveau variable. Sur la Figure F3, on voit une relation linéaire entre s' et $\log(t/t')$. Cependant, la ligne droite extrapolée ne passe pas par l'origine [$s'=0$; $t/t'=1$ ou $\log(t/t') = 0$] comme le prévoit la théorie. Lorsque t/t' devient inférieur à 2,0, le graphique expérimental dévie de la ligne droite pour finalement aboutir à l'origine des axes. Ce comportement (ligne droite puis déviation pour passer par l'origine) signale que le puits d'observation E1 peut être affecté («peut» car cela reste à vérifier, ce qui sera fait plus loin) par un court-circuit hydraulique. On a défini (Chapitre 2) l'erreur piézométrique H_0 comme étant la différence entre le niveau d'eau statique et le vrai niveau piézométrique près de la crépine. Elle est obtenue ici en extrapolant la portion droite (Fig. F3) jusqu'à l'axe des s' . On obtient $H_0 = -40$ cm. Cela signifie que toutes les valeurs de s et s' , sont fausses systématiquement de H_0 .

Réinterprétations et nouvelles valeurs de T et S

Les nouvelles valeurs de s et s' après correction de l'erreur piézométrique H_0 ont été utilisées pour réinterpréter les phases de pompage et de remontée. Le nouveau graphique log-log pour la méthode de Theis est celui de la Fig. F5. Il n'est pas nécessaire de redessiner les graphiques semi-log (Figs. F2 et F4) sur lesquels la valeur H_0 est indiquée. On notera que les nouvelles valeurs de S sont calculées avec t_0^* (Fig. F2) et $t_0'^*$ (Fig. F4) au lieu de t_0 et t_0' dans les premières interprétations où l'existence du court-circuit hydraulique était ignorée.

Les nouvelles valeurs de T et S après correction de H_0 sont maintenant identiques comme le montre le Tableau F3. Cette identité des nouvelles valeurs de T et S confirme l'hypothèse du court-circuit hydraulique et de l'erreur piézométrique $H_0 = -40$ cm.

Note: On utilise le graphique (Fig. F3) de s' vs $\log(t/t')$ uniquement pour obtenir la valeur de H_0 . Il n'est pas utilisé ici pour calculer de nouvelles valeurs de T et S, parce qu'il donne trop d'importance à la phase finale de la remontée, qui est la plus influencée par le phénomène identifié à la fin de la phase de pompage dans le graphique (Fig. F2) semi-log (recharge partielle ou variation de T avec la distance). À cause de ce phénomène, la Fig. F3 donne une mauvaise estimation de l'intercept et donc de S, alors que l'estimation de T, qui ne dépend que de la pente, demeure inchangée.

La courbe de remontée de la Fig. F4 donne plus d'emphase à la portion initiale de la remontée quand la frontière éventuelle ou les variations de propriétés avec la distance n'affectent pas encore les résultats (t' n'est pas encore assez grand). C'est pourquoi la Fig. F4 donne de bonnes évaluations de T et S.

Conclusion

Les phases de pompage et de remontée d'un essai d'aquifère doivent donner théoriquement des valeurs uniques pour T et S, quelle que soit la méthode d'interprétation et la phase considérée. Ce n'était pas le cas du puits d'observation E1 de l'essai de Pelican River. La phase de pompage a été interprétée par deux méthodes : Theis et Cooper-Jacob. La phase de remontée a aussi été interprétée par deux méthodes : (1) le graphique usuel de s' vs $\log(t/t')$ a donné T et S a été obtenu soit par la méthode de Jacob (1963) soit par celle du Ground Water Manual (Bureau of Reclamation 1977); (2) la méthode de $(s_p - s')$ vs $\log t'$ (Chapuis, 1992b) a donné à la fois T et S. Les quatre groupes de valeurs (T, S) différaient de 9% pour T et de 186% pour S. Ces différences ont été attribuées à un court-circuit hydraulique qui donnait un niveau statique non piézométrique. La différence entre ces deux niveaux peut être attribuée à un défaut de scellement dans l'aquitard entre les deux aquifères, l'aquifère supérieur à nappe libre et l'aquifère à nappe captive qui était testé et dans lequel le puits d'observation E1 avait sa crépine. Les données ont indiqué une erreur piézométrique de -40 cm. Les valeurs de s et s' ont donc été corrigées de cette erreur pour être réinterprétées dans les graphiques log-log et semi-log. Les nouvelles valeurs de T et S sont identiques à 1%, ce qui valide le diagnostic du court-circuit hydraulique.

Tableau F1 : Rabattement $s(m)$ et rabattement résiduel $s'(m)$ au puits d'observation E1 pendant l'essai de Pelican River. Débit constant $Q = 8,47 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ (1342 US gpm) et distance $r = 12,19 \text{ m}$ (40 ft) (d'après Miller, 1981).

Phase de pompage			Phase de remontée				
t min	r^2/t m^2/min	s m	t' min	s' m	t/t' ---	S_p m	($S_p - s'$) m
0	----	0,00	0	3,71	----	3,71	0,00
1	148,6	0,64	1	2,92	2851	3,71	0,79
2	74,3	1,14	2	2,55	1426	3,71	1,16
3	49,5	1,34	3	2,38	951	3,71	1,33
4	37,2	1,45	5	2,20	571	3,71	1,51
5	29,7	1,52	10	1,97	286	3,71	1,74
10	14,86	1,76	15	1,82	191	3,71	1,89
12	12,38	1,82	20	1,70	143,5	3,71	2,01
15	9,91	1,90	30	1,53	96,	3,71	2,18
20	7,43	2,01	50	1,29	58,	3,71	2,42
30	4,95	2,17	90	1,05	32,7	3,72	2,67
60	2,48	2,47	120	0,93	24,8	3,72	2,79
90	1,65	2,65	150	0,84	20,0	3,72	2,88
120	1,24	2,77	180	0,77	16,8	3,72	2,95
180	0,826	2,92	300	0,61	10,5	3,72	3,11
240	0,619	3,02	556	0,49	6,13	3,75	3,26
360	0,413	3,15	992	0,38	3,87	3,78	3,40
540	$2,75 \times 10^{-1}$	3,26	1210	0,35	3,36	3,80	3,45
720	$2,06 \times 10^{-1}$	3,32	1646	0,31	2,73	3,82	3,51
960	$1,55 \times 10^{-1}$	3,41	2082	0,27	2,37	3,84	3,57
1200	$1,24 \times 10^{-1}$	3,47	2736	0,21	2,04	3,87	3,66
1800	$8,26 \times 10^{-2}$	3,57					
2160	$6,88 \times 10^{-2}$	3,62					
2850	$5,21 \times 10^{-2}$	3,71					

Tableau F2 : Résultats des interprétations usuelles des phases pompage et remontée pour le puits d'observation E1.

Méthode Référence	Phase de pompage		Phase de remontée		variation max/min
	$\log s$ vs $\log t$ Theis	s vs $\log t$ Cooper-Jacob	s' vs $\log (t/t')$ S Jacob ou GWM	(s_p-s') vs $\log t'$ Chapuis (1992b)	
T (m²/s)	$1,77 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,63 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	1,09
S (-)	$1,25 \times 10^{-3}$	$1,63 \times 10^{-3}$	$0,627 \times 10^{-3}$ ou $1,79 \times 10^{-3}$	$1,63 \times 10^{-3}$	2,86

Tableau F3 : Réinterprétations des phases de pompage et remontée pour le puits d'observation E1, après correction de l'erreur piézométrique $H_0 = -40$ cm.

Méthode Référence	Phase de pompage		Phase de remontée		variation max/ min
	$\log s$ vs $\log t$ Theis	s vs $\log t$ Cooper-Jacob	(s_p-s') vs $\log t'$ Chapuis (1992b)		
T (m²/s)	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$		1,00
S (-)	$5,85 \times 10^{-4}$	$5,89 \times 10^{-4}$	$5,89 \times 10^{-4}$		1,01

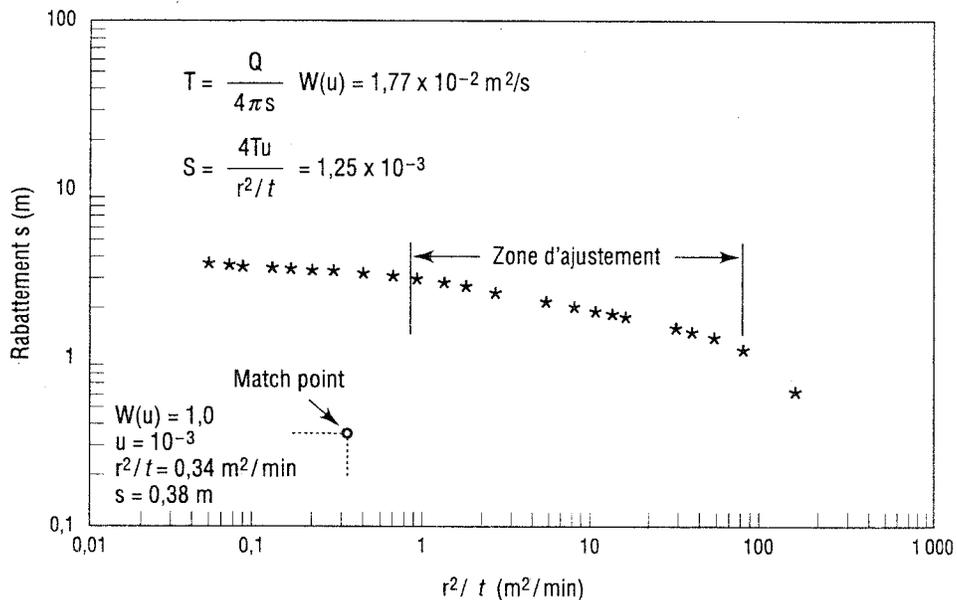


Figure F1 : Méthode de Theis pour la phase pompage, graphique de $\log s$ versus $\log t$.

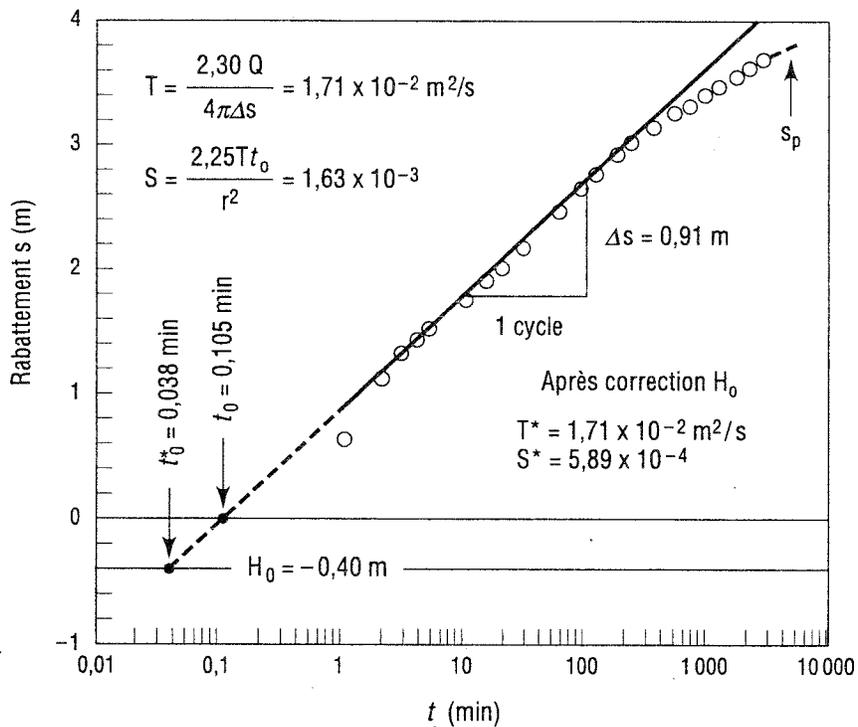


Figure F2 : Méthode de Cooper-Jacob pour la phase pompage, graphique de s versus $\log t$.

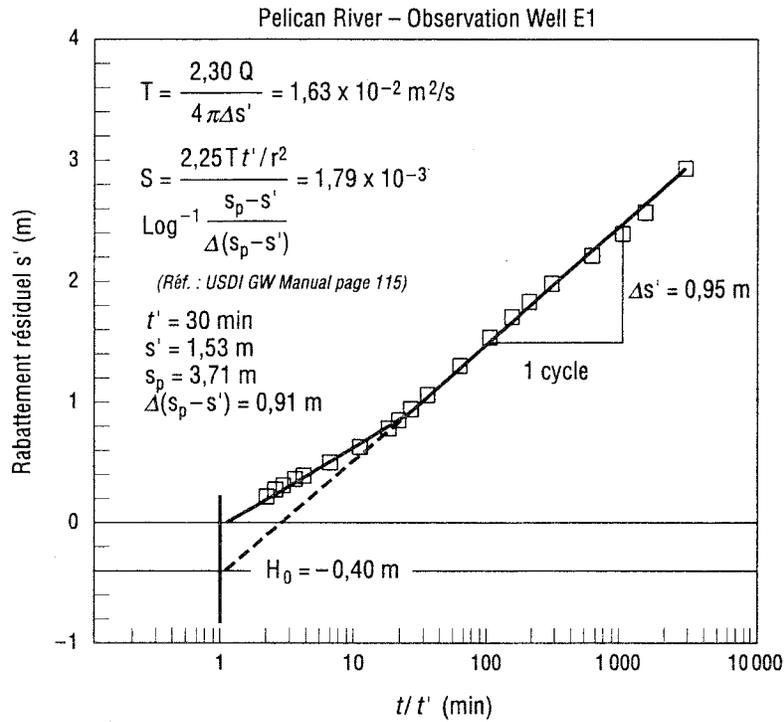


Figure F3 : Graphique usuel de la remontée, s' versus $\log (t/t')$.

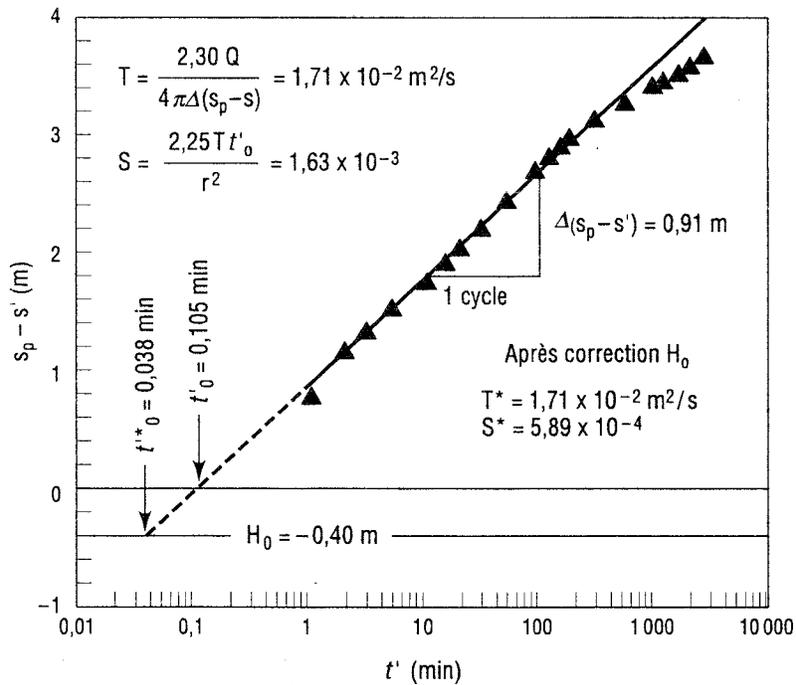


Figure F4 : Phase de remontée, graphique de $(s_p - s')$ versus $\log t'$ (Chapuis, 1992b).

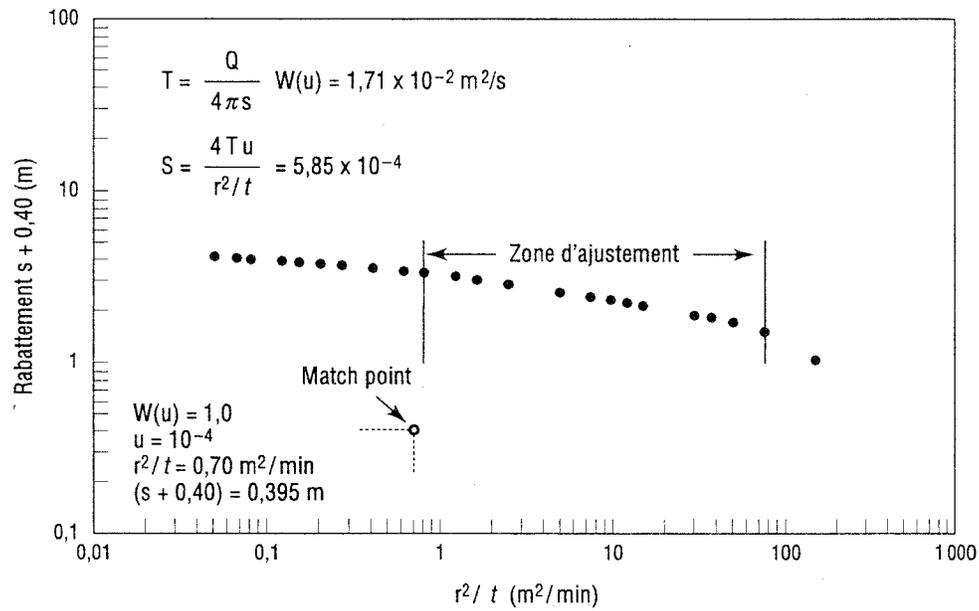


Figure F5 : Nouveau graphique log-log pour la méthode de Theis après correction de l'erreur piézométrique détectée sur la Fig. F3.

MOTS-CLÉS

<i>A</i>		densité 4
aquiclude..... 2		développement 30, 33, 91, 123, 124
aquifère, définition 2		diffusivité 15
nappe captive..... 2		Dupuit..... 23, 24, 42 à 44, 56
nappe libre 2		
nappe semi-captive..... 2		<i>E</i>
nappe semi-libre 3		
aquitard 2		eau adsorbée 5
<i>B</i>		eau capillaire 5
Boulton 41, 59, 88		eau de rétention 5
bout de tubage 21, 22		eau gravitaire 4
Bouwer et Rice 20, 24, 124, 132		eau pelliculaire 5
<i>C</i>		effets pariétaux 30, 34, 44, 56, 65, 91
capacité au champ 5		emmagasinement spécifique 14
capacité de rétention 5		équipotentielle 9
capacité de (tuyau) de puits 87		erreur piézométrique 27, 29, 72, 133, 148
Chapuis 20, 26, 61, 69, 71, 72, 80, 85, 89		essai de perméabilité in situ 17
Chenaf 71, 74		
charge hydraulique 8, 10		<i>F</i>
coefficient de drainance 15		
coefficient d'emmagasinement 14		facteur de drainance 15
compressibilité de l'eau 8		facteur d'égouttement 15
conductivité hydraulique 12, 13		frontière de recharge 81 à 86
Cooper et al 19, 28, 123, 132		frontière imperméable 75 à 80
Cooper-Jacob 53 à 57, 60, 67 à 71, 77, 84		
court-circuit hydraulique 27, 29, 72, 133, 147		<i>G</i>
crépine 9 à 11, 17 à 20, 32, 34, 61, 91 à 97, 106		
<i>D</i>		gradient hydraulique 12
Darcy 11 à 14		graphique des vitesses 26
débit pompé 34, 35		Gringarten 41
débit spécifique 14		
déformation des solides 19, 20		<i>H</i>
degré de saturation 4, 14		
		Hantush 46, 47, 63 à 66, 83, 143
		Hvorslev 19 à 24, 124, 132
		<i>I</i>
		impression 11
		indice des vides 3

	<i>J</i>		
Jacob		44, 68, 91, 96	
	<i>L</i>		
Lefranc		20 à 24, 125, 132	
loi de conservation		16	
	<i>M</i>		
masse volumique		4	
masse volumique de l'eau		8	
	<i>N</i>		
nappe perchée		2	
Neuman		41, 59 à 65	
Nguyen et Pinder		20, 29, 126, 132	
	<i>P</i>		
pénétration (puits ou crépine)			
partielle		24, 29, 32, 38, 58, 124, 132	
totale		20, 23, 24, 51, 56, 58, 124, 125	
perméabilité		11, 13	
piézomètre		10, 17 à 29, 33 à 44, 54, 61, 72 à 97, 122, 131	
à capteur de pression		10, 11	
hydraulique		10, 11	
nombre requis		34, 43, 45, 54, 57, 78	
position, aquifère à nappe libre		61	
pompage permanent		39 à 50	
nappe captive		44, 49	
nappe libre		42, 47, 49	
nappe semi-captive		45	
pompage transitoire		51 à 66	
nappe captive		51 à 58, 66	
nappe libre		58 à 62, 66	
nappe semi-captive		62 à 66	
porosité totale		3, 4	
porosité primaire		5	
porosité secondaire		5	
porosité effective		5	
			porosité efficace
			4, 5
			pression interstitielle
			8
			puits
			de surveillance (voir piézomètre)
			10
			image
			75 à 86
			pompe
			31 à 38, 43, 44, 57, 88, 91 à 97
	<i>R</i>		
			rabattement
			11, 33 à 38
			rabattement corrigé
			38, 44, 59, 96, 97
			rabattement résiduel
			67 à 70, 138, 147, 150
			rayon
			du puits
			23, 42, 57, 58, 88, 95, 97
			d'action ou d'influence du
			puits
			23, 43 à 48, 57, 95, 97
			efficace
			43, 95, 97
			régime permanent
			16
			régime transitoire
			16
			remontée après pompage
			67 à 72, 137
			nappe captive
			67, 137
			nappe libre
			67
	<i>S</i>		
			scellement
			17, 28
	<i>T</i>		
			teneur en eau massique
			4
			teneur en eau volumique
			4
			Theis
			51 à 60, 67, 74 à 78, 88, 89, 143, 144, 147
			Thiem
			23, 44, 54, 56, 62
			transmissivité
			14
	<i>V</i>		
			viscosité de l'eau
			6, 7
			vitesse de Darcy
			13, 49
			moyenne de l'eau
			13
	<i>W</i>		
			Walton
			63, 64

Une grande partie de l'eau potable de la planète se trouve dans les eaux souterraines. Ces réserves invisibles sont même environ 150 fois plus abondantes que les eaux de surface. Pour évaluer les propriétés physiques des formations aquifères qui contiennent ces réserves, on a recours aux essais de pompage, fondamentaux en hydrogéologie.

Voici un véritable guide pratique de la planification, de la réalisation et de l'interprétation des essais de pompage. Il présente des méthodes reconnues et fiables pour divers types d'essais, comme des essais de perméabilité *in situ* et des essais de pompage destinés à évaluer la formation aquifère ou la performance de l'installation de pompage. Il décrit les particularités de chaque méthode et fait des mises en garde contre certaines solutions incomplètes ou inexactes encore parfois utilisées. Divers exemples détaillés de cas réels aident à la compréhension.

Robert P. Chapuis, ing., D.Sc.A.

Après l'obtention d'un doctorat en science appliquée en ingénierie, Robert P. Chapuis a pratiqué neuf ans en génie conseil, période au cours de laquelle il a dirigé de nombreuses études en géotechnique et hydrogéologie. Par la suite, il a rejoint l'École Polytechnique de Montréal où il y enseigne l'hydrogéologie et dirige des recherches sur les problèmes d'ingénierie liés aux eaux souterraines.

M. Chapuis est l'auteur et le coauteur de 180 articles techniques et membre actif de plusieurs sociétés scientifiques. De nombreux organismes requièrent son expertise en matière d'eau souterraine.