

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].

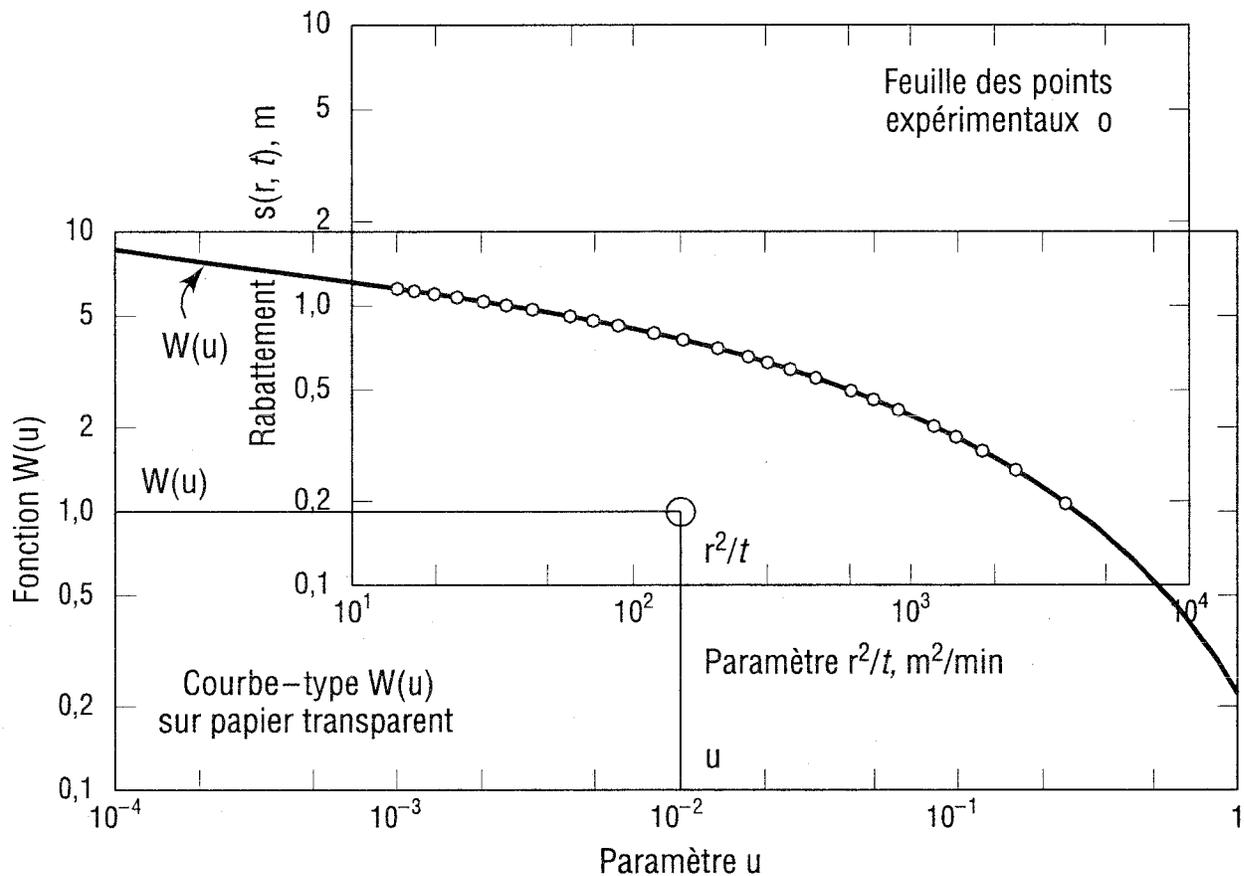


Figure 5.1 : Illustration de la méthode de superposition de Theis (1935).

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 ($s=0$, $t=t_0$) :

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

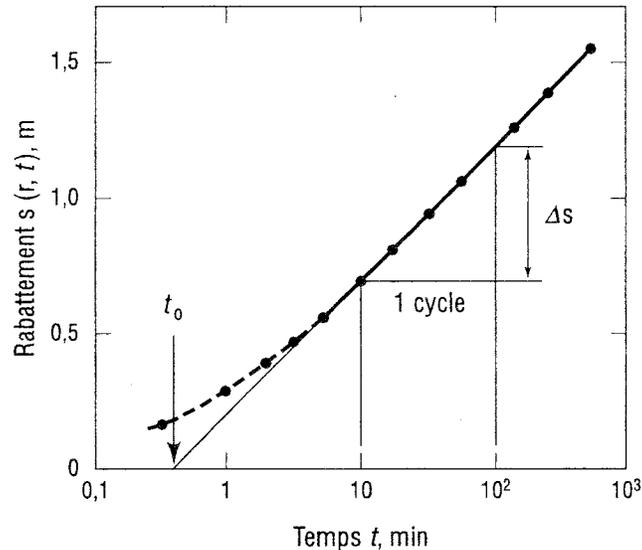


Figure 5.2 : Illustration de la méthode de Cooper-Jacob (1946).

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 drainage 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 :

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

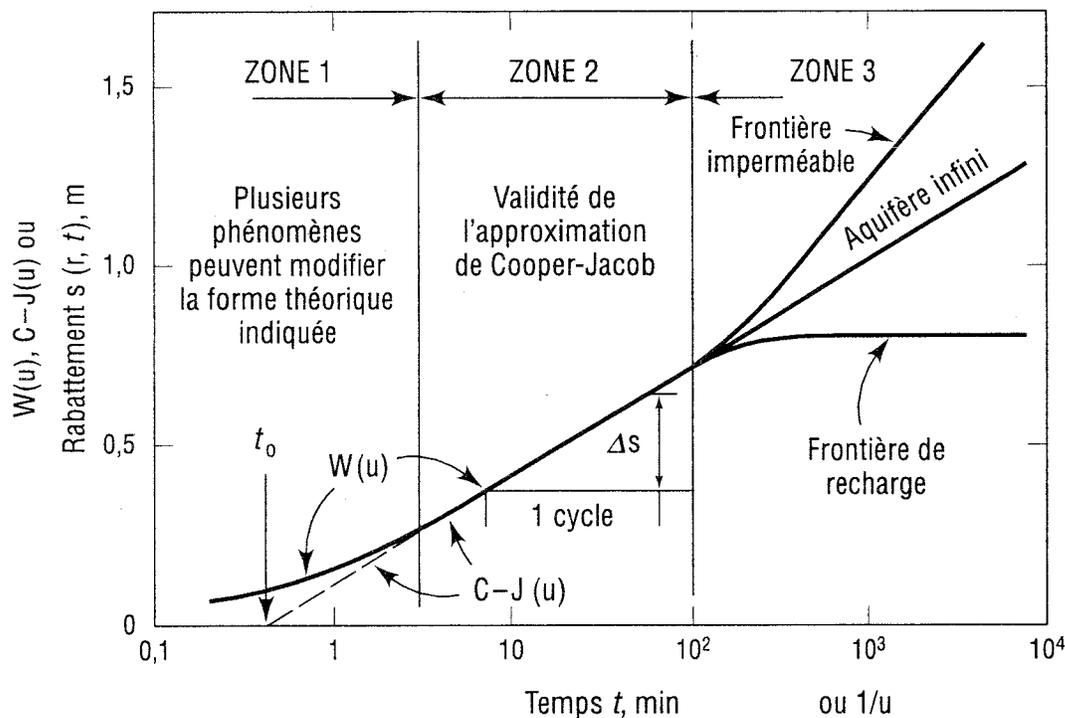


Figure 5.3 : Les trois zones du graphique de s versus $\log t$.

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 .

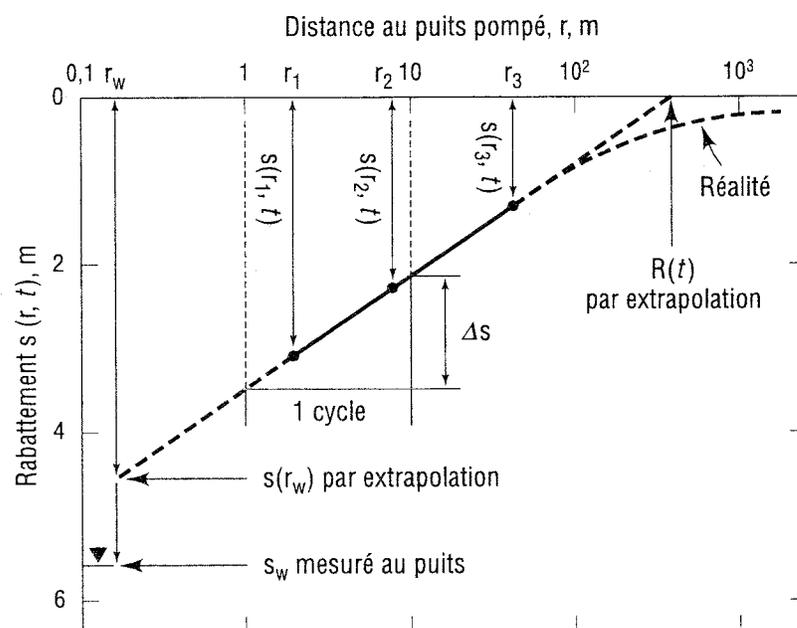


Figure 5.4 : Graphique s vs $\log r$ et interprétation quand les conditions de l'approximation de Cooper-Jacob sont satisfaites.

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 équipotentiels sont des cylindres verticaux et les lignes d'écoulement sont des lignes droites horizontales. Dans l'aquifère à nappe libre, les équipotentiels 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 :

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

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

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

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

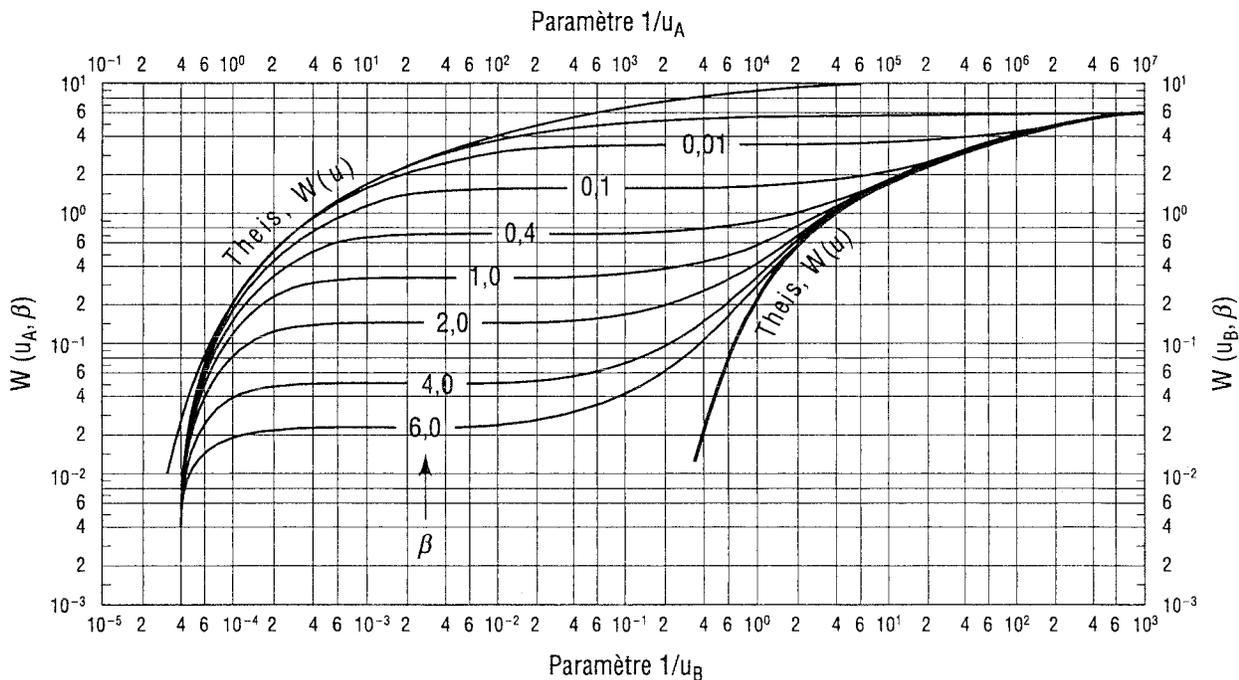


Figure 5.5 : Courbes-types de Neuman (1972) avec différentes valeurs de β .

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.

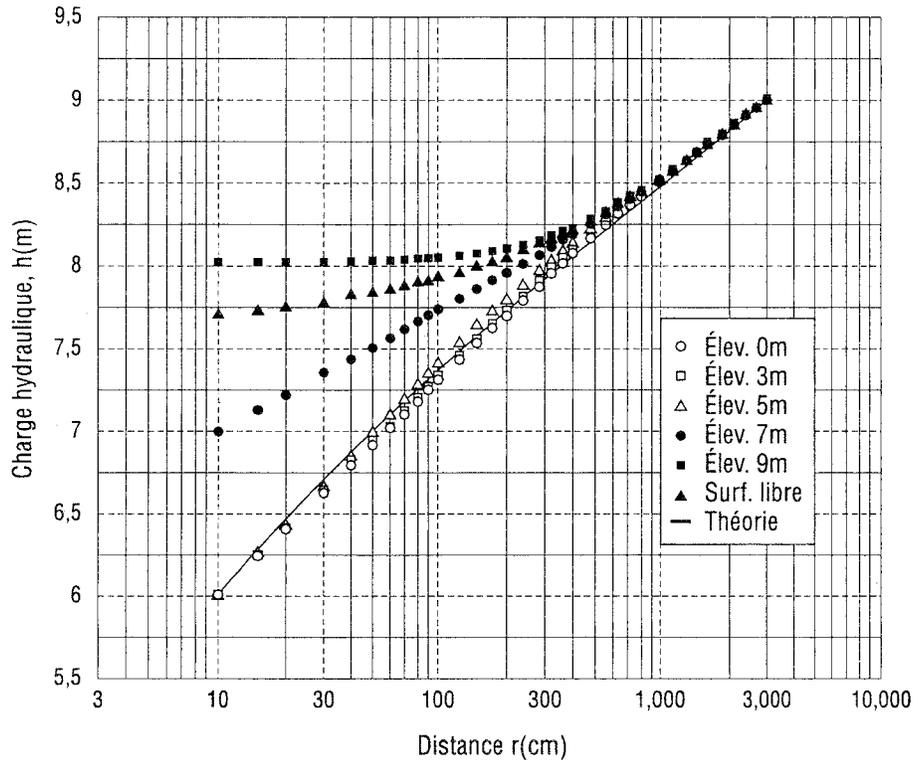


Figure 5.6 : Aquifère idéal à nappe libre pompé en régime permanent : charges hydrauliques dans l'aquifère (Chapuis *et al.*, 1993).

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.

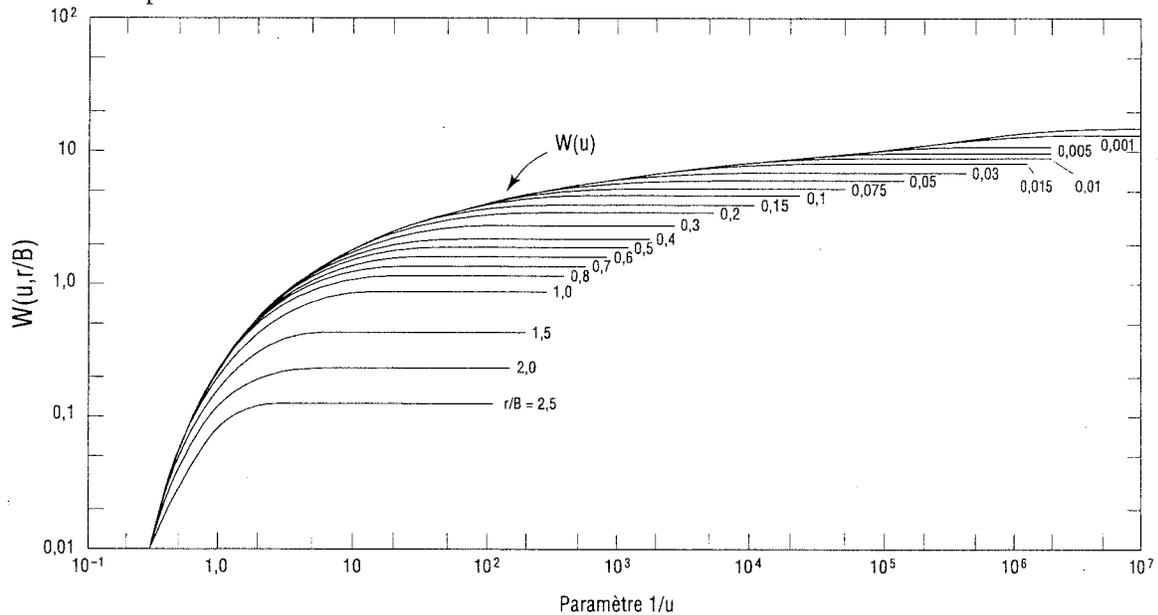


Figure 5.7 : Courbes types de Walton (1962) pour le rabattement dans l'aquifère à nappe semi-captive pendant le régime transitoire.

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.

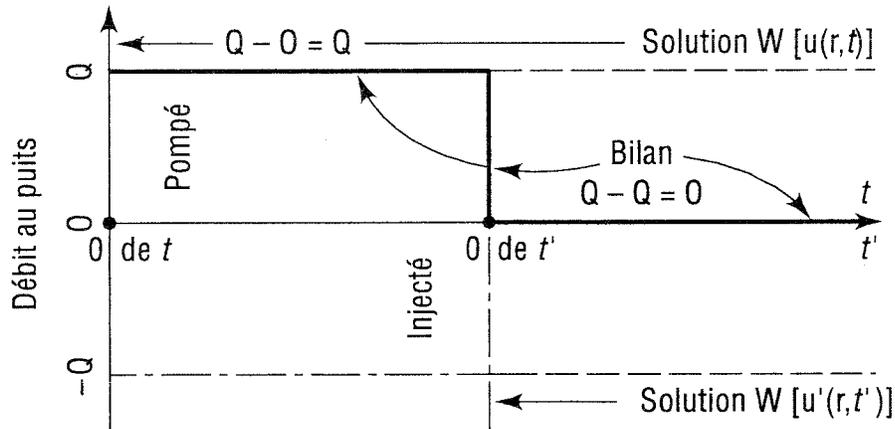


Figure 6.1 : Illustration du principe de superposition avec les temps t et t' (régime transitoire seulement - aquifère à nappe captive seulement).

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 :

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

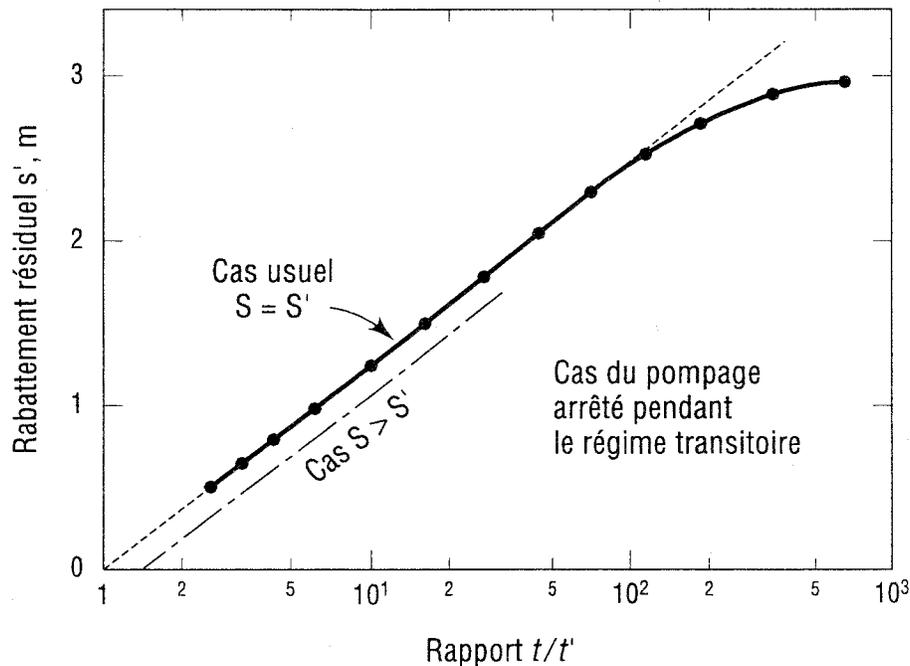


Figure 6.2 : Solution de la remontée avec s' versus $\log t/t'$.

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) :

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

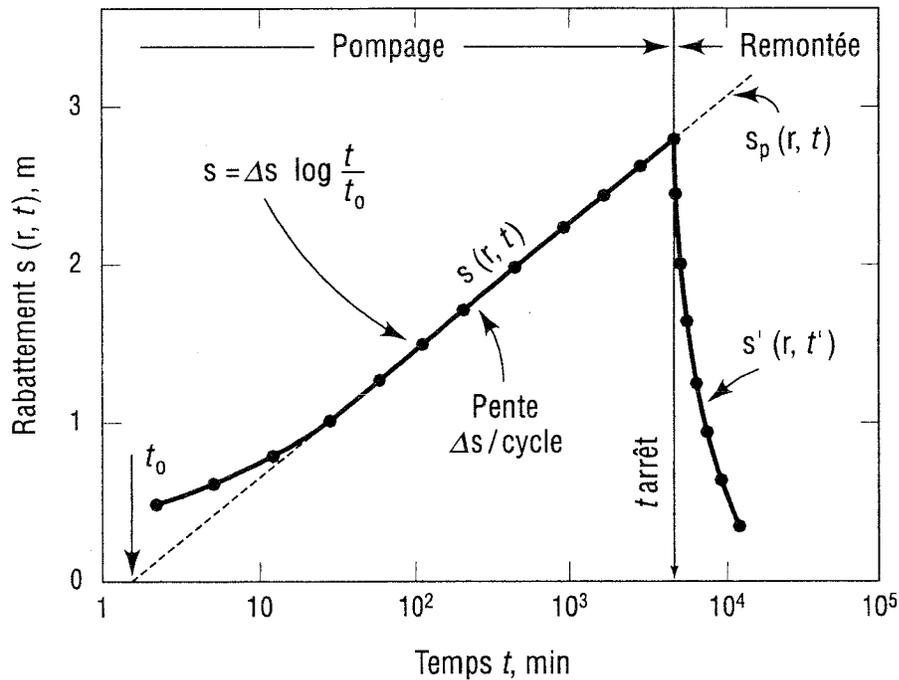


Figure 6.3 : Illustration du rabattement prolongé s_p dans le graphique de Cooper-Jacob.

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.

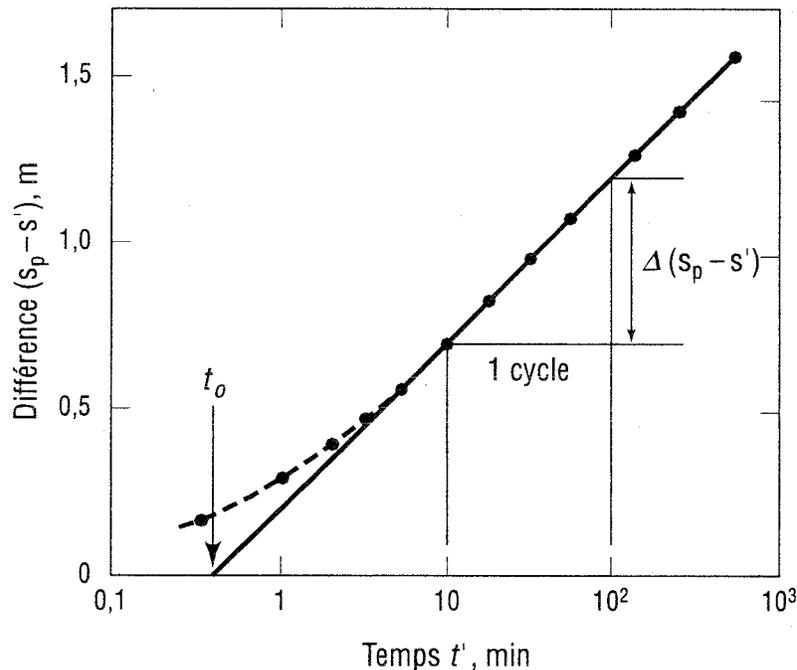


Figure 6.4 : Solution de la remontée avec $(s_p - s')$ versus $\log t'$.

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.

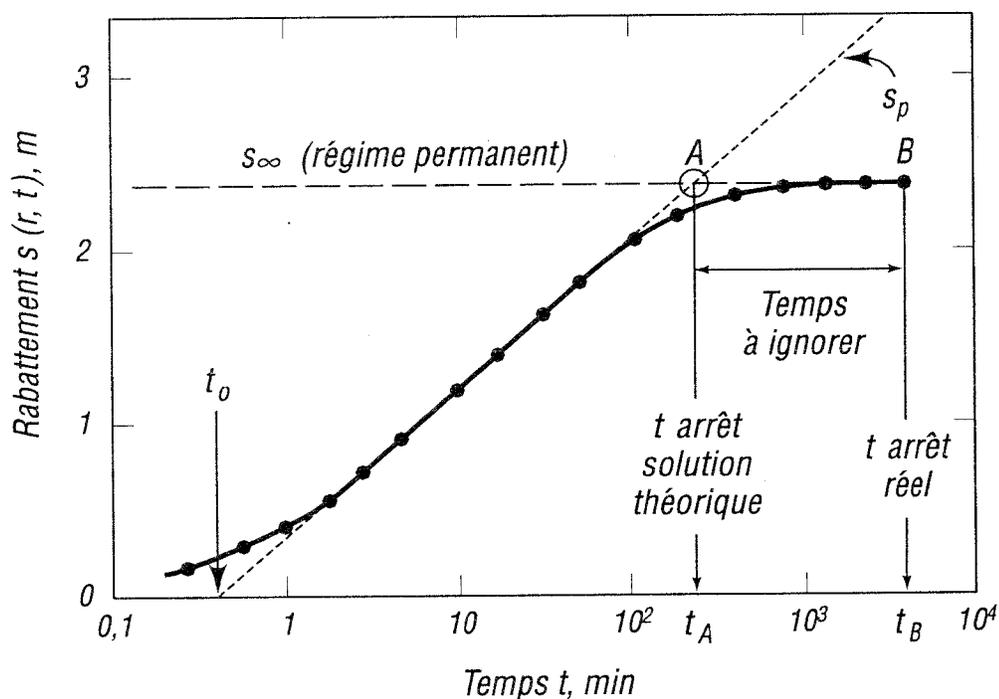


Figure 6.5 : Cas d'un régime permanent pendant la phase de pompage : définition du temps t à utiliser dans l'analyse de la remontée.

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.

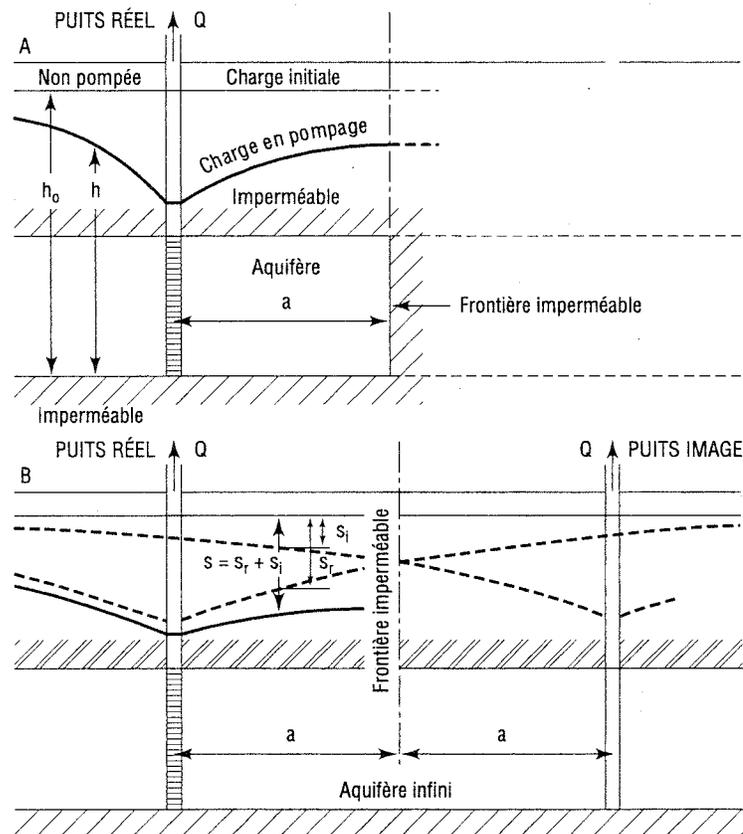


Figure 7.1 : Méthode du puits image pour une frontière imperméable.

7.2.2 Cas d'une seule frontière rectiligne

L'équation du rabattement pour le puits réel est :

$$[7.1] \quad s_r = (Q/4\pi T) W(u_r)$$

et pour le puits image :

$$[7.2] \quad s_i = (Q/4\pi T) W(u_i)$$

Le rabattement s au piézomètre est dû à l'influence des deux puits ensemble :

$$[7.3] \quad s = s_r + s_i = (Q/4\pi T) [W(u_r) + W(u_i)] \quad \text{avec :}$$

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

et donc par définition :

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

On choisit deux temps t_r et t_i sur la Fig. 7.2 de façon à vérifier $s_i = s_r$. D'après les équations 7.1 et 7.2, $s_i = s_r$ implique $u_r(t_r) = u_i(t_i)$, d'où :

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

qui est la «loi des temps» que l'on retrouve dans tous les livres d'hydrogéologie.

On peut utiliser la loi des temps avec la courbe de Theis ($\log s$ versus $\log r^2/t$) mais on déconseille de procéder ainsi dans ce Guide, l'expérience démontrant que cette courbe favorise les interprétations inappropriées. On recommande d'utiliser exclusivement les courbes de s versus $\log t$ pour détecter et localiser les frontières imperméables (ainsi que les frontières de recharge, voir 7.3).

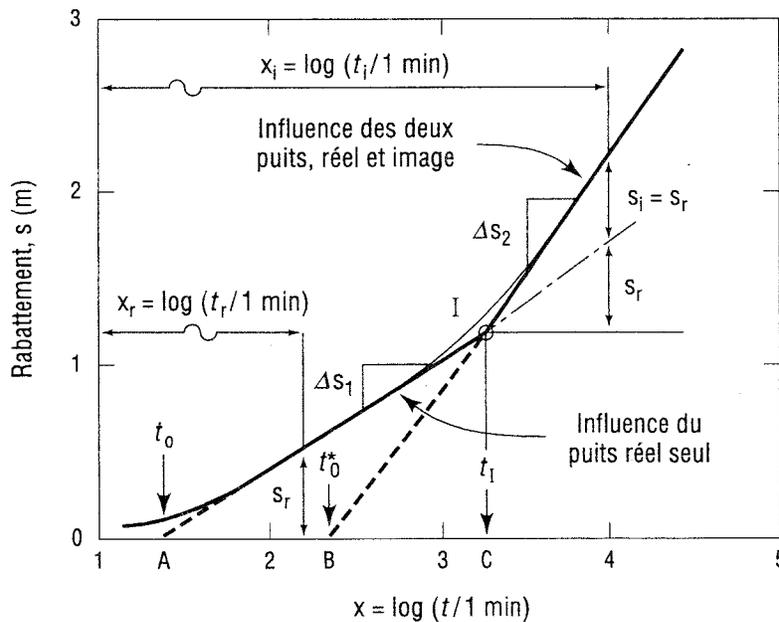


Figure 7.2 : Effet d'une frontière imperméable rectiligne sur la courbe s vs $\log t$.

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).

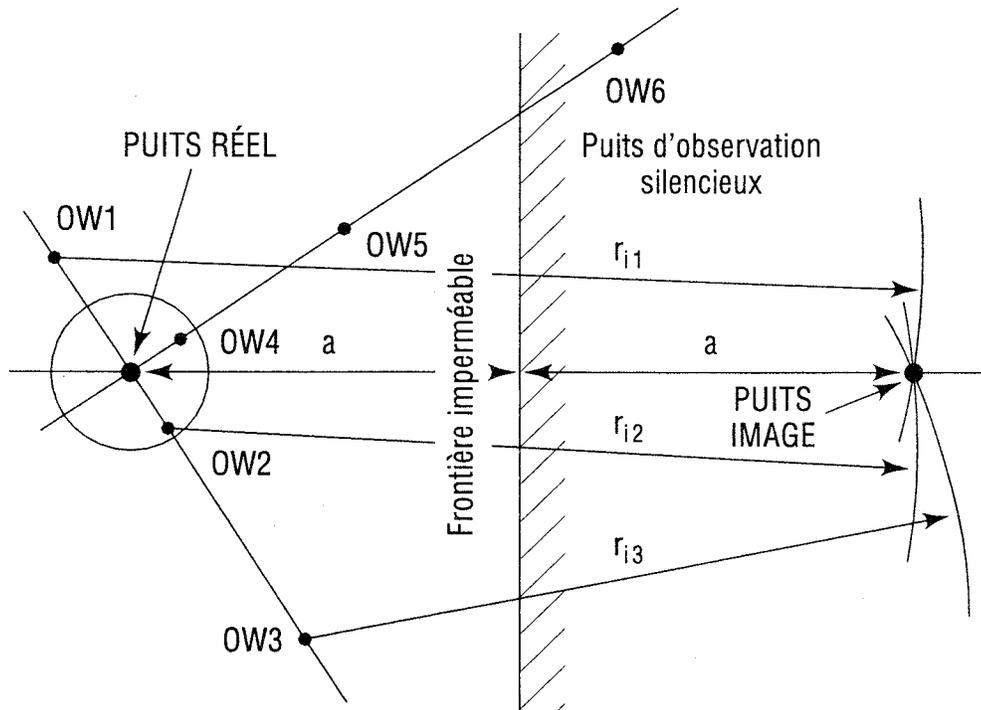


Figure 7.3 : Localisation d'un puits image (cas d'une frontière imperméable) par les données de rabattement de trois piézomètres.

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.

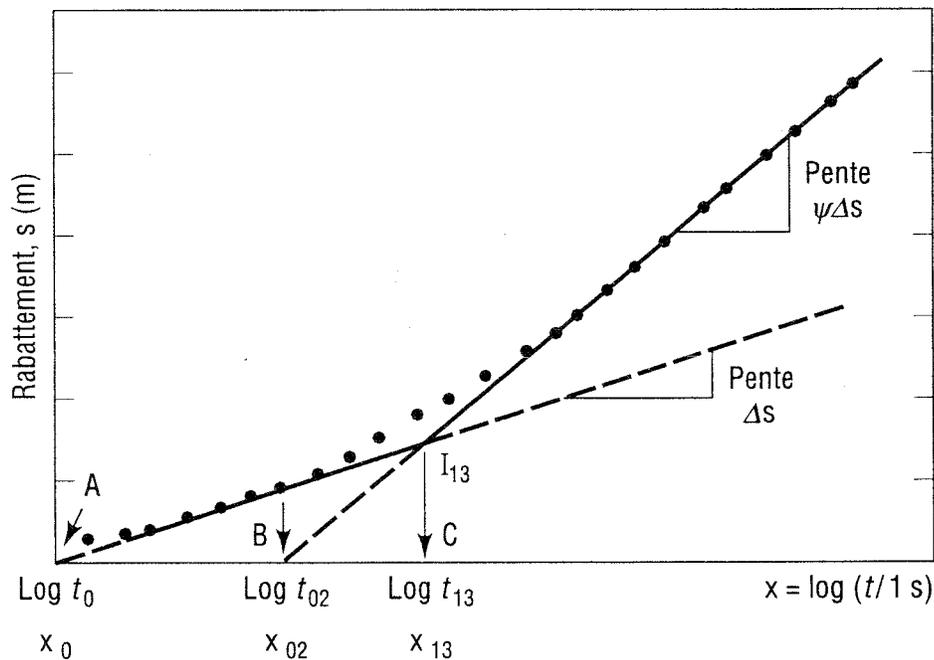


Figure 7.4 : Exemple de détection simultanée de deux frontières imperméables rectilignes qui forment un angle de $2\pi/2,5 = 144^\circ$ ($AC = 2,5 BC$).

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.

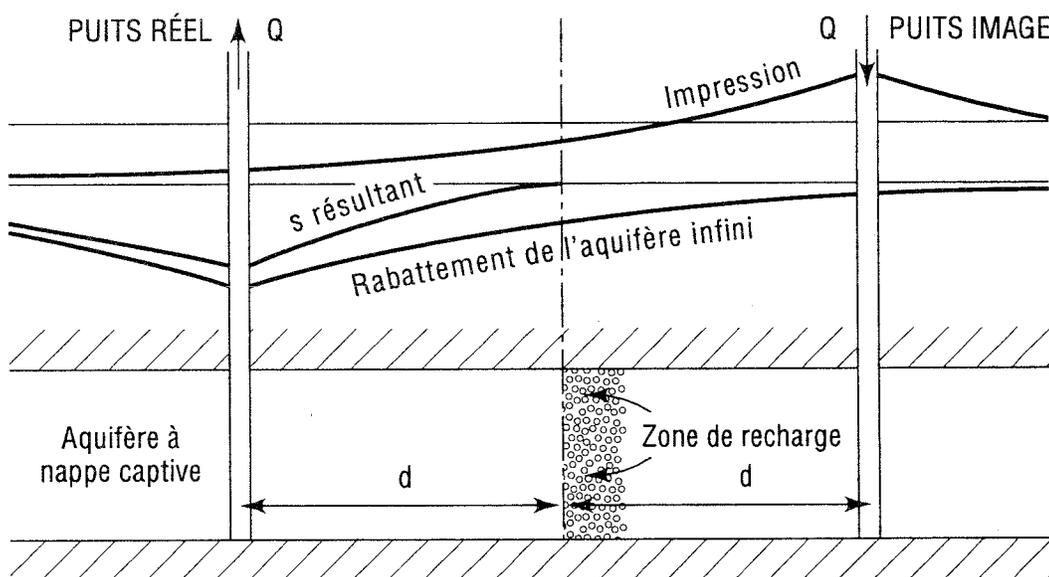


Figure 7.5 : Méthode du puits image pour une frontière de recharge.

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.

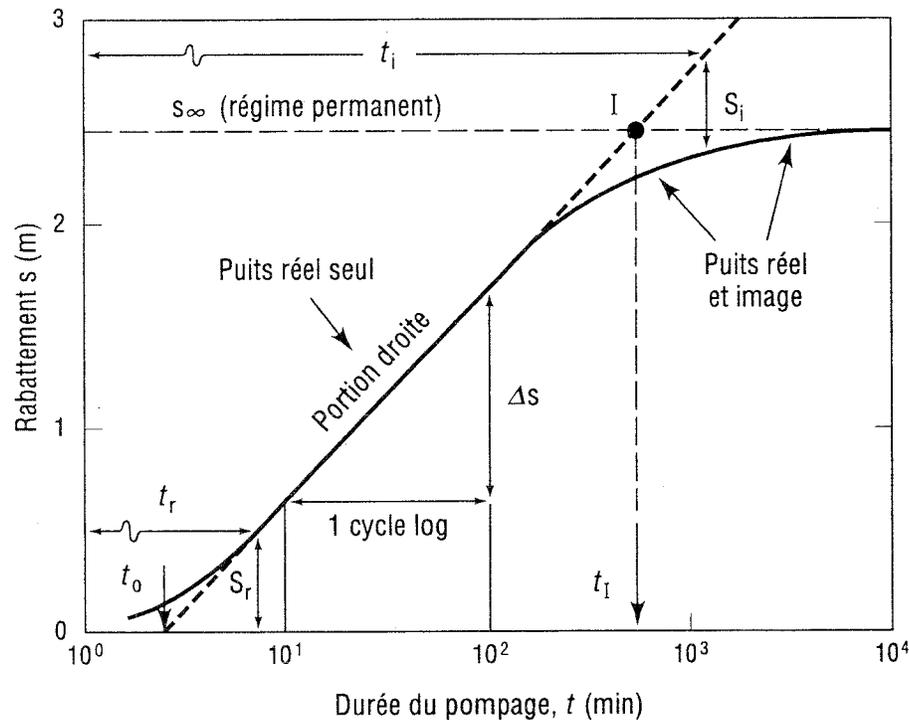


Figure 7.6 : Effet d'une frontière de recharge rectiligne sur la courbe s vs $\log t$.

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.

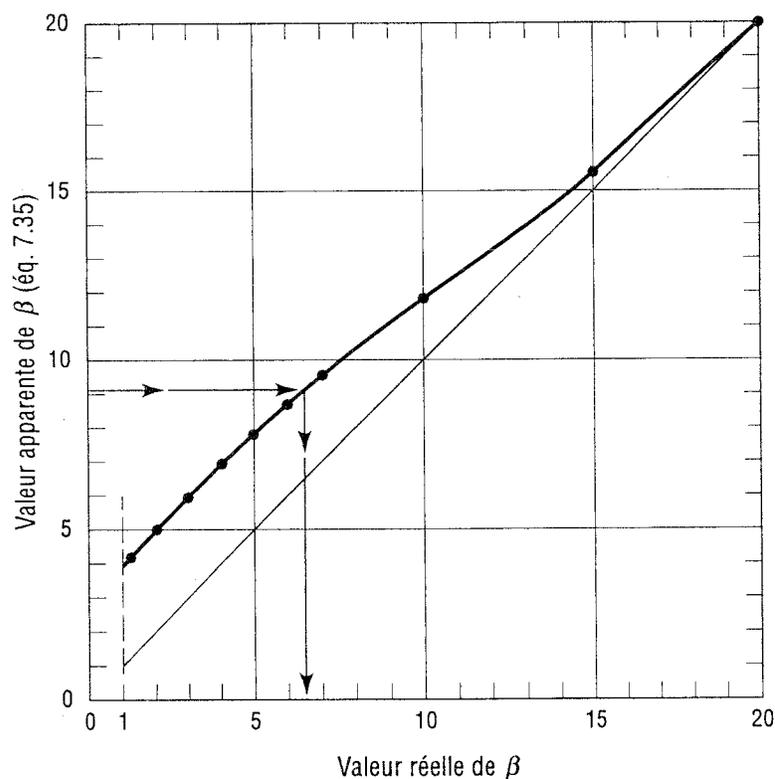


Figure 7.7 : Graphique donnant la vraie valeur de β à partir de la valeur apparente de β fournie par l'équation 7.35.

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.

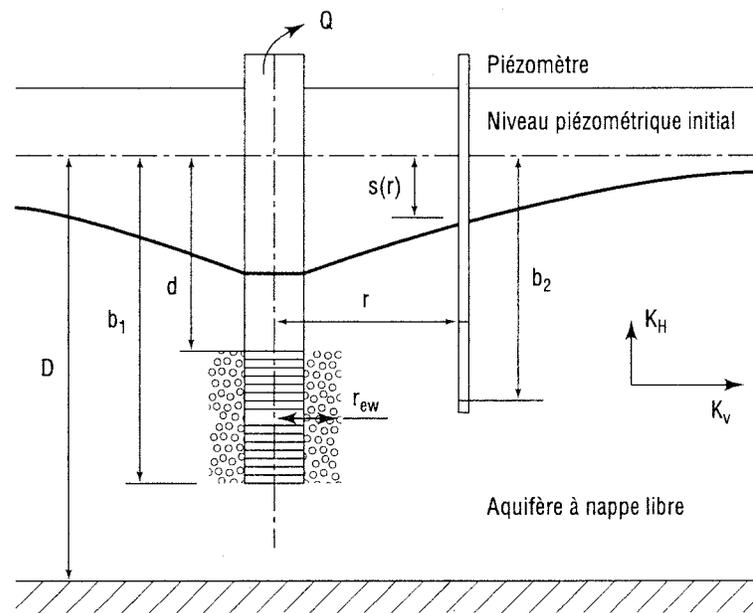


Figure 8.1 : Aquifère anisotrope à nappe libre pompé par un puits de grand diamètre. Paramètres pour la solution de Boulton et Streltsova (1976).

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).

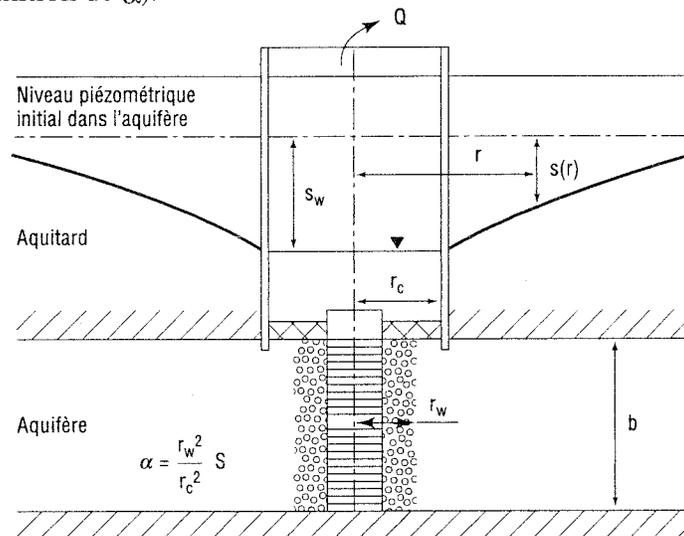


Figure 8.2 : Définition des paramètres pour l'effet de capacité de puits dans un aquifère à nappe captive.

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 $n = 2$.

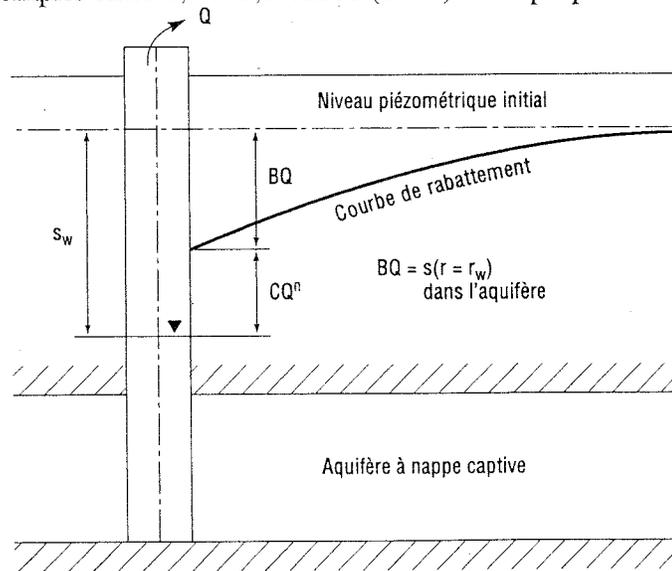


Figure 9.1 : Décomposition du rabattement au puits. Effets pariétaux négatifs.

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).

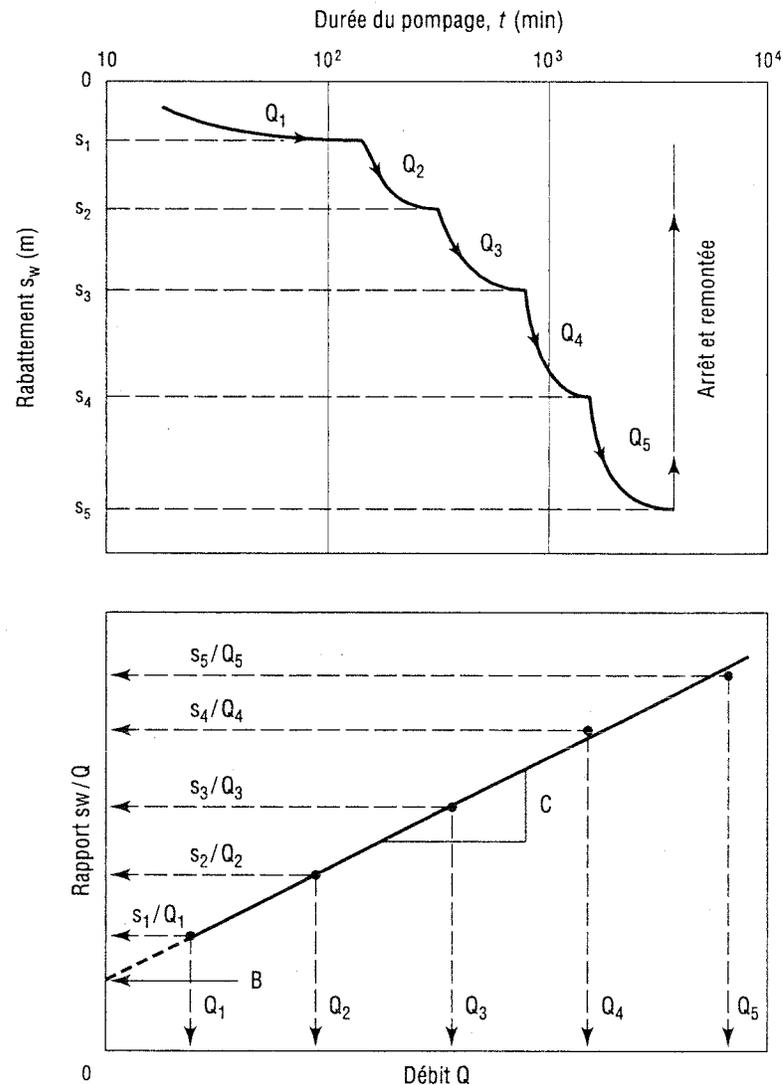


Figure 9.2 : Essai de pompage par paliers pour déterminer B et C.

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.

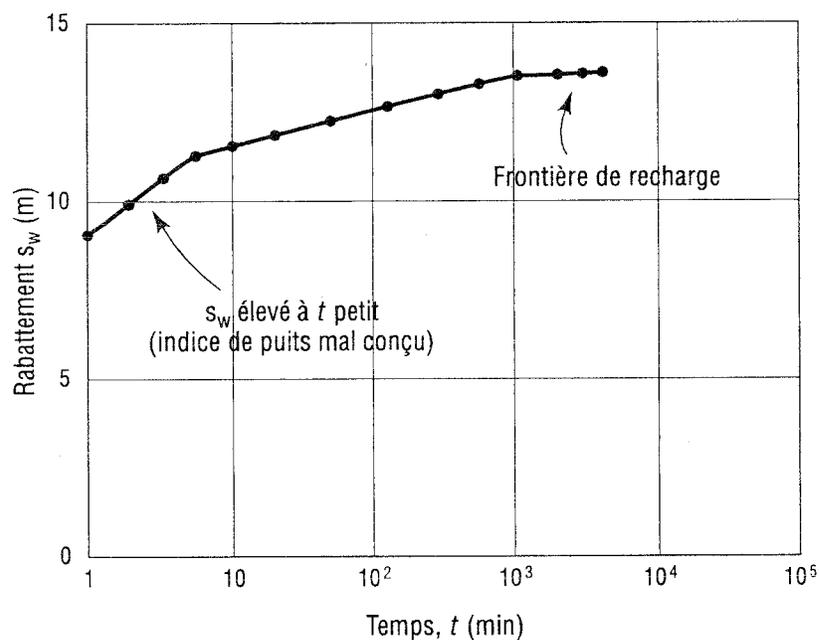


Figure 9.3 : Indication de l'inefficacité d'un puits par la courbe du rabattement au puits.

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 :

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

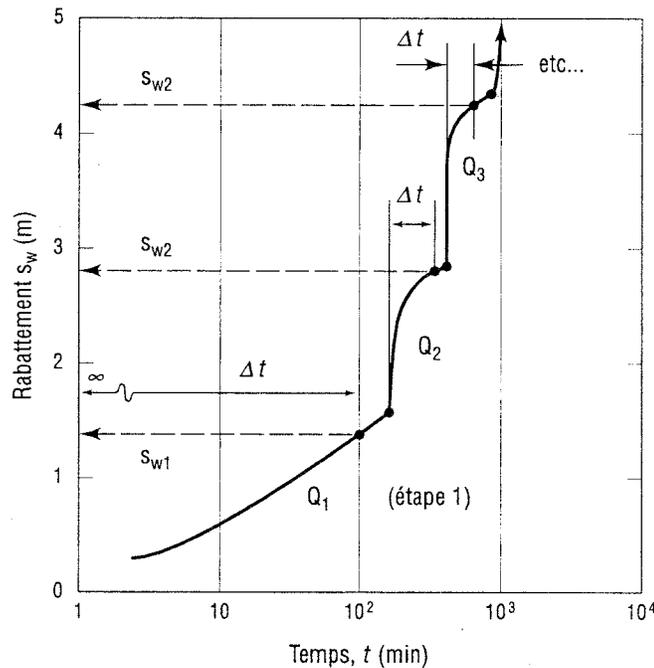


Figure 9.4 : Illustration de la méthode de Bierschenk (1963) et Hantush (1964). Aquifère à nappe captive. L'approximation de Cooper-Jacob doit être vérifiée.

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.

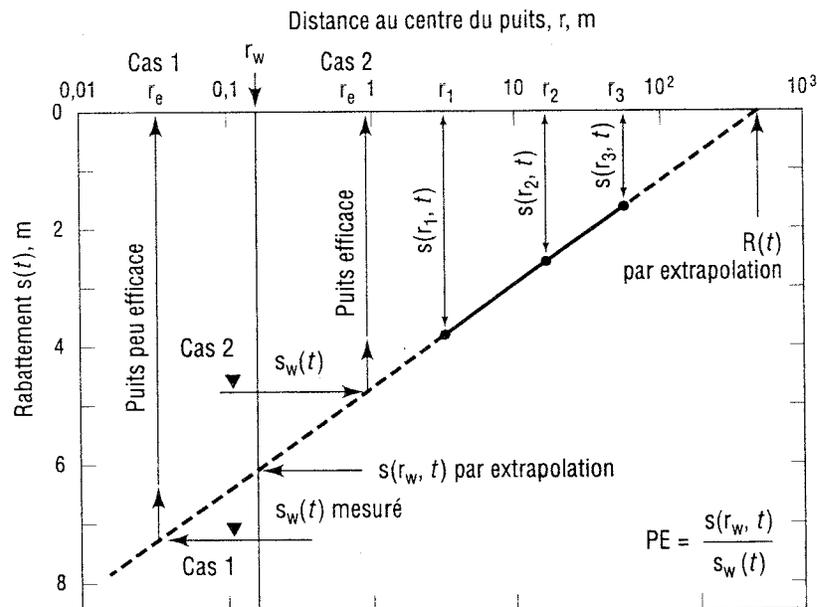


Figure 9.5 : Aquifère à nappe captive : utilisation de la courbe rabattement-distance pour évaluer l'efficacité du puits pompé.

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.

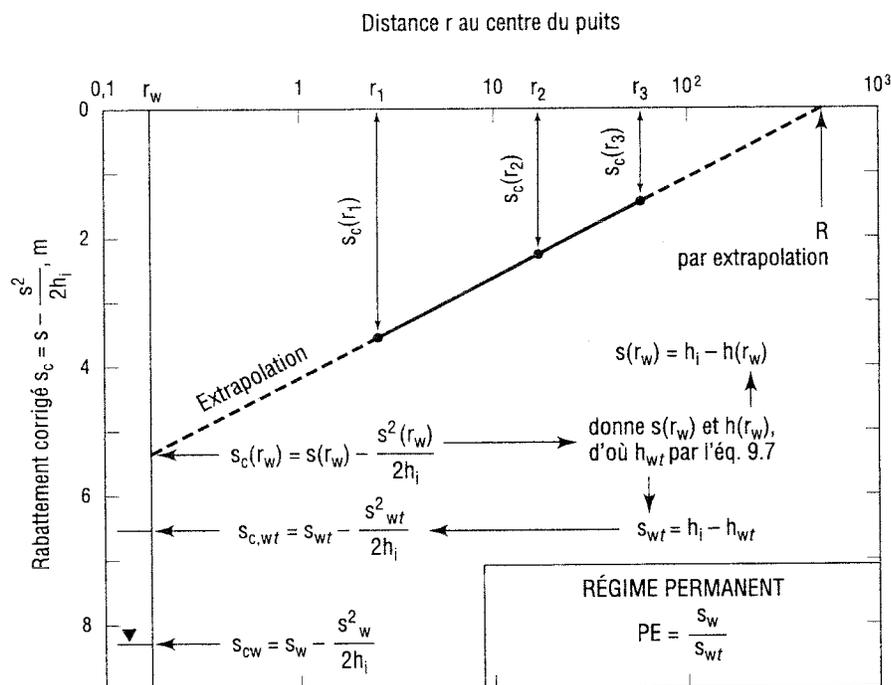


Figure 9.6 : Aquifère à nappe libre : utilisation de la courbe rabattement-distance en régime permanent et du suintement théorique pour évaluer l'efficacité du puits pompé.

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.

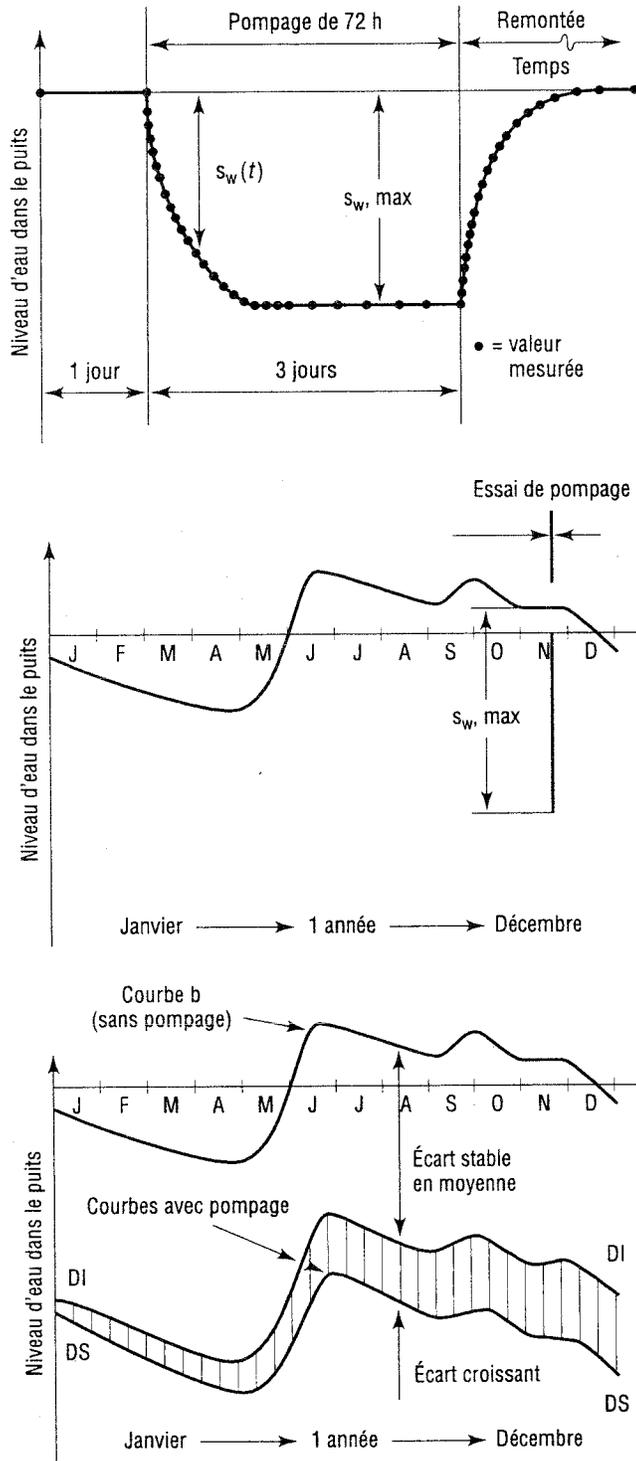


Figure 10.1 : Effet du pompage sur le niveau d'eau dans le puits pompé à différentes échelles de temps : (a) durée de l'essai ; (b) année de l'essai ; (c) années subséquentes.

- 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 $W(u)$.

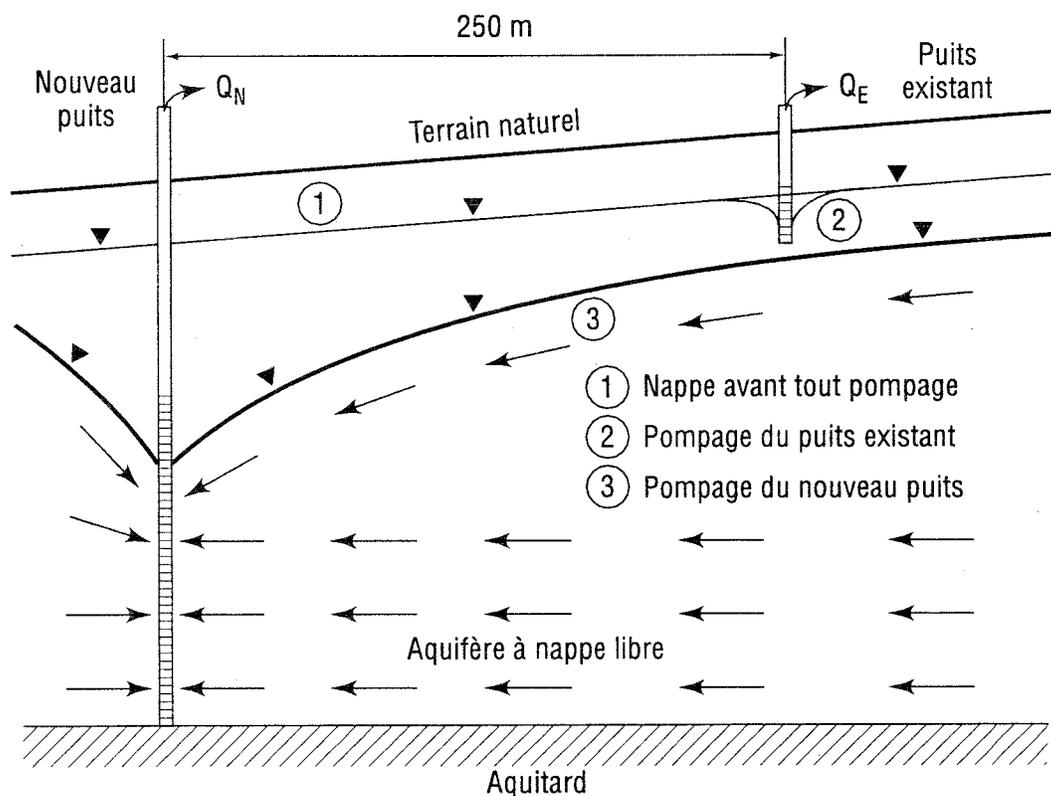


Figure 10.2 : Influence des rabattements dus à un nouveau puits sur un puits existant.

- 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.

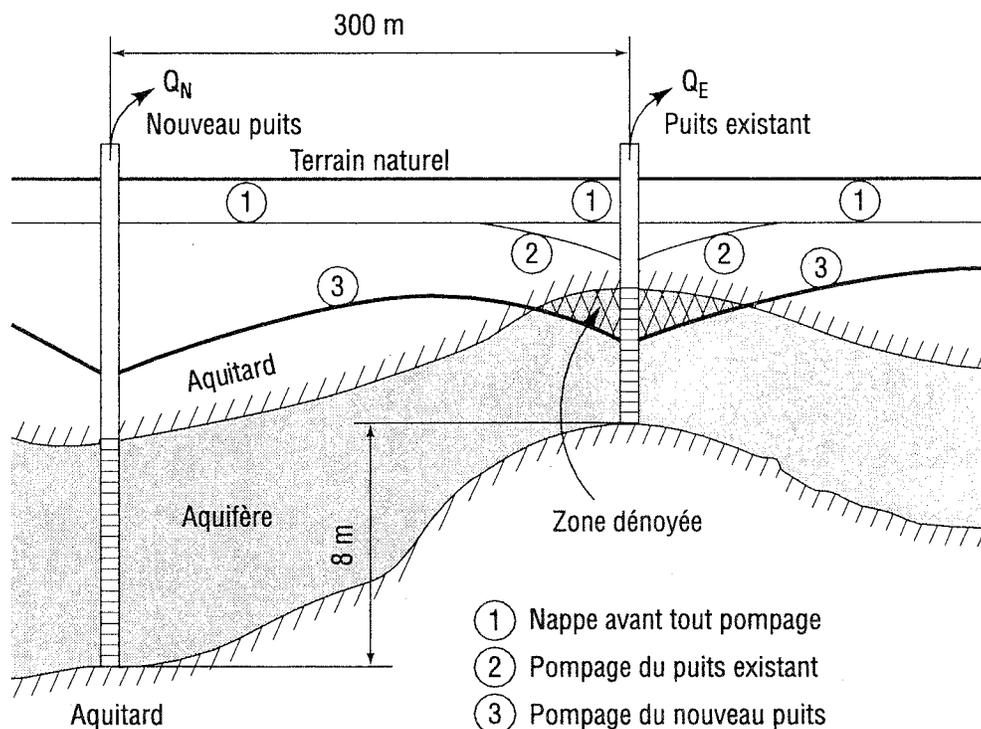


Figure 10.3 : Dénoyage d'un aquifère à nappe captive près d'un puits existant suite à la mise en service du nouveau puits.

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.

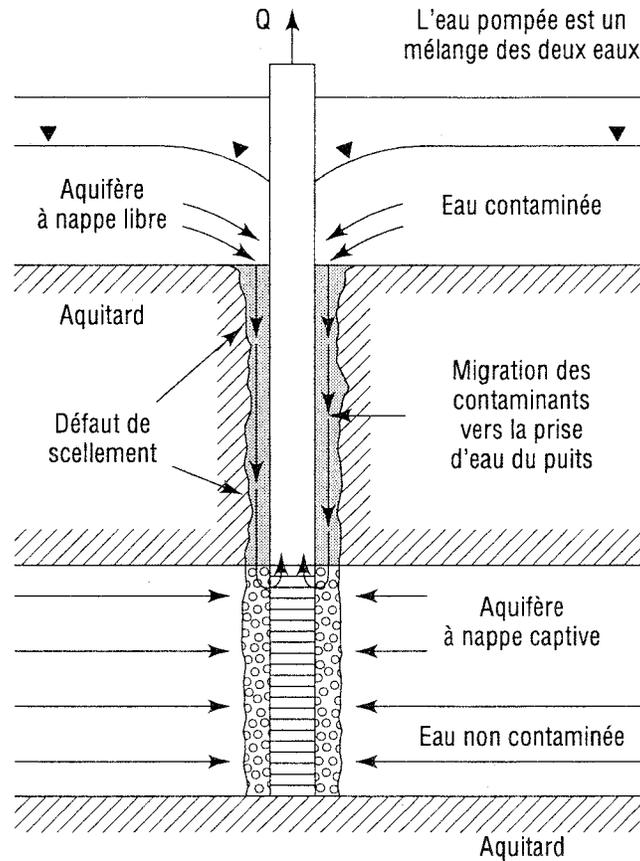


Figure 10.4 : Illustration de la contamination d'un puits par des eaux de surface à cause d'un défaut de scellement du tuyau du puits.

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.

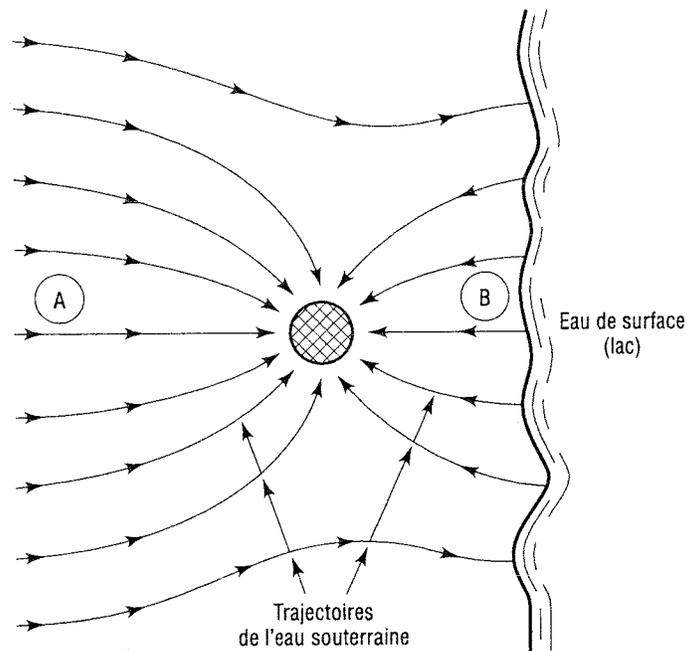


Figure 10.5 : Exemple de puits captant un mélange de deux eaux d'origine différentes ; le mélange pompé est une eau dont la qualité varie dans l'année.

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 **combiner les 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.

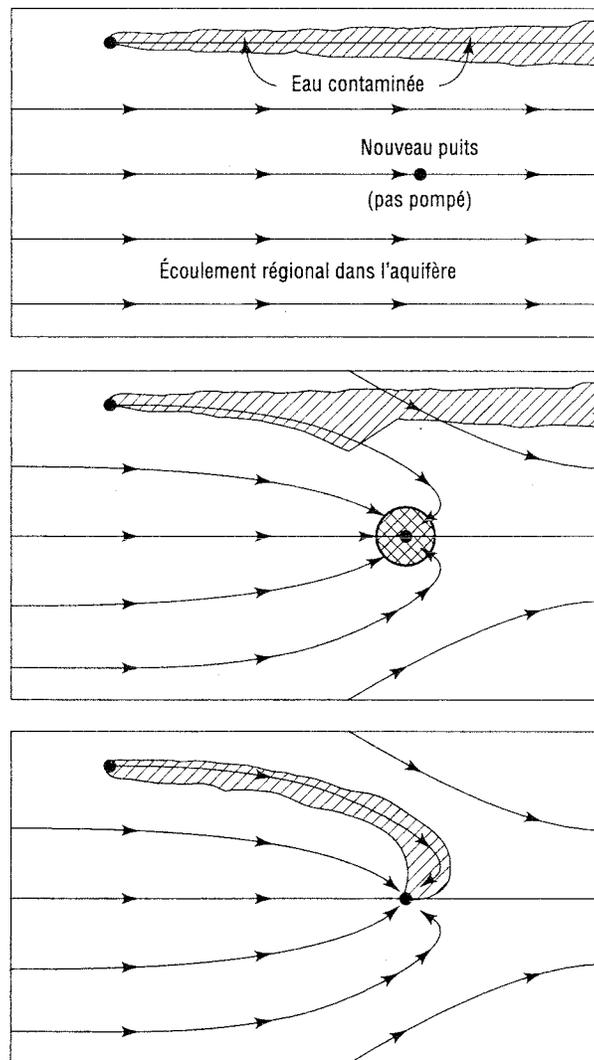


Figure 10.6 : Après plusieurs mois d'exploitation, l'eau du puits devient contaminée par une source de contaminants non détectée pendant l'essai de pompage.

- 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.