

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun –Tiaret
Faculté Sciences de la Nature et de la Vie
Département de Nutrition et Technologie Agro-Alimentaire

Domaine : Sciences de la Nature et de la Vie

Filière : Géologie

3^{ème} Année Licence : Géologie appliquée : Hydrogéologie

Polycopié de cours

« Hydrodynamique »

Présenté par : Mme. ZERKAOUI Laidia

Année Universitaire : 2022-2023

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Préface.....	1
Chapitre I : Ecoulement souterrain sous l'influence d'un pompage	2
1 Les notions de base.....	2
1.1 L'écoulement total : c'est la somme de l'écoulement souterrain et l'écoulement de surface.	2
1.2 Types d'écoulements.....	2
1.3 Définition L'hydrodynamique:	2
2 Lois fondamentales de l'hydrodynamique	2
2.1 Définition.....	2
2.2 Débits:	4
2.3 Equation d'état isotherme du fluide	6
2.4 Equation de continuité.....	8
2.5 L'équation de Bernouilli :	9
2.6 Equation de Darcy (H. Darcy, 1856) :.....	10
2.6.1 Définition de la perméabilité	13
2.6.2 Calcul de perméabilité dans le cas du débit dans une aquifère multi-couche.....	13
2.6.3 Calcul de perméabilité équivalente Verticale.....	13
2.6.4 Calcul de perméabilité équivalente Horizontale.....	14
2.6.7 La vitesse fictive ou réelle	16
2.6.8 Le milieu de filtration et ses principaux paramètres.....	16
2.6.9 Le coefficient de perméabilité	17
2.6.10 La perméabilité intrinsèque.	17
2.6.11 Les facteurs du coefficient de perméabilité.....	17
2.6.10 Transmissivité T.	18
3. Concepts de base	19
3.1 Essai de puits et essais de nappe.....	19
3.2.1 Définition des essais de pompage.....	19
3.2.2 Objectifs des essais de pompage	19
3.2.3 Les essais de courtes durées (essai de puits)	20
3.2.4 Les essais de pompage de longue durée (essai de nappe)	20
4 Organisation du chantier	21
4.1 Définition.....	21
4.2 Les mesures nécessaires	21
5 Métrologie et les différentes étapes de réalisation d'un forage	22
Conclusion.....	27
Chapitre II : Pompages d'essai en régime permanent	28

Introduction	28
1 Définition de Régime permanent.....	28
1.2 Essai de puits (par paliers).....	28
1.3 Sélection du débit d'essai	28
2. Méthodologie.....	29
2.1 Déroulement de l'essai par paliers	32
3 Interprétation et Analyse	33
4. Pertes de charge.....	37
4.1 Calcul des pertes de charge	37
4.1.1 Définition.....	37
4.1.1 Pertes de charge linéaires BQ.....	37
4.1.2 Pertes de charge quadratiques CQ ²	37
5 Détermination du débit d'exploitation optimum	37
6. La vitesse critique.....	38
7. Estimation de la profondeur d'installation de la pompe.....	38
Conclusion.....	44
Chapitre III : Pompages d'essai en régime transitoire.....	46
Introduction	46
3.1 Définition du Régime transitoire	47
3.2 Principe des mesures	47
3.3 Rappel de l'effet d'un pompage sur un aquifère	47
3.4 Compagnes de mesures	48
3.2 Méthode bi-logarithmique de Theis (méthode de la courbe universelle).....	50
3.2.1 Equation de Theis pour nappe captive en régime transitoire.....	50
3.2.2 Application de THEIS aux nappes libres	54
3.3 La Méthode semi-logarithmique de JACOB :.....	54
3.3.1 Descente de la nappe	55
3.4 Remontée de la nappe.....	56
3.4.1 Méthode de la remontée de THEIS	56
3.4.2 Déroulement de l'essai de remontée.....	57
3.4.3. Calculs les distances aux limites Méthode de Jacob	58
3.5 Anomalies rencontrées :	58
3.6 L'effet de puits et la post-production :	59
3.7 Champs de captage et notions d'interférences	60
Conclusion.....	67
Références bibliographiques.....	69

Liste des figures

Figure I.1 des principaux types de source	2
Figure I.2 Lignes de courant.....	3
Figure I.3 Filet de courant	4
Figure I.4 Débit volumique dans un tube de courant	4
Figure I.5 de Veine de fluide parfait incompressible	8
Figure I.6 cône convergent à buse équipée d'un manomètre en U contient du mercure.....	10
Figure I.7 de dispositif expérimental de la loi de Darcy	11
Figure I.8 de représentation de la loi de Darcy dans un aquifère	11
Figure I.9 d'un aquifère multi-couches à perméabilité équivalente Verticale	13
Figure I.10 de perméabilité équivalente Horizontale	14
Figure I.11 un tube cylindrique	14
Figure I.12 Aquifère à nappe captive d'épaisseur constante	14
Figure I.13 Effets du pompage dans un aquifère a nappe captive	14
Figure I.14 Les fosses à boue	25
Figure I.15 Composition aquifère/ ouvrage de captage.....	27
Figure II.1 de Pompage par paliers de débit : courbe caractéristique.....	32
Figure II.2 de Détermination du débit critique à partir de la courbe caractéristique	32
Figure II.3 Illustre Schéma de l'essai par palier (OIE, 2013).....	32
Figure II.5 Courbe s/Q – Débit ($s/Q=f(Q)$).....	36
Figure II.5 de l'Analyse de l'essai par paliers (OIE, 2013).....	36
Figure II.6 de Détermination du débit critique et débit d'exploitation	39
Figure II.7 Courbe s/Q – Débit	40
Figure II.8 de Détermination du débit critique et débit d'exploitation	42
Figure II.9 Courbe s/Q – Débit	43
Figure III.1 Figure III. 1 Effet du pompage en nappe libre et en nappe captive	43
Figure III.2 de Courbe caractéristique de Theis, $W(u)$ en fonction de $1/u$	52
Figure III.3 Courbe types de Theis : $W(u)$ fonction de u et $W(u)$ fonction de $1/u$	52
Figure III.4 Méthode de Theis : superposition des courbes caractéristique de Theis et courbe expérimentale	53
Figure III.5 Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Jacob	56
Figure III.6 La droite de la remontée	57
Figure III.7 Interprétation de la remontée suivant la méthode de la remontée de Theis.....	58
Figure III.8 Courbes $s = f(\log. T)$ – Effet de capacité du puits.....	60
Figure III.9 Cônes de rabattement et type de formation	61

Figure III.10 Schéma expliquant la prise en compte d'une frontière de recharge par la superposition du rabattement d'un puits image (Chapuis, 2007)	61
Figure III.11 Puits image pour une frontière imperméable, (Chapuis, 2007).....	62
Figure III.12 Comportement du rabattement si l'aquifère est limité par une frontière de recharge (Chapuis,2007)	63

Liste des tableaux

Tableau I.1 Importance des valeurs du coefficient de perméabilité(K)en fonction des types de fonction	12
Tableau I. 2 : valeurs moyenne du coefficient de perméabilité	18
Tableau II.1 caractériser l'état du puits par la valeur de <i>C</i> , selon Detay, 1993.....	36
Tableau III.1 Fréquence des mesures (mesures de débit, de temps et de rabattement (profondeur)) ...	48
Tableau III.2 Fréquence des mesures (mesures de débit, de temps et de rabattement (profondeur)) ...	51

Préface

L'hydrodynamique souterraine est une branche de l'hydrogéologie, basée sur les phénomènes hydrauliques souterrains suivent les mêmes lois physiques que les phénomènes hydrauliques en général et étudier les relations entre les forces d'origine moléculaire et les mouvements des liquides.

Elle a pour objet d'étudier les lois régissant l'écoulement souterrain et de développer des fondements mathématiques et les méthodes d'évaluation quantitative des conditions de formations des eaux souterraines à cet effet et d'élaborer une planification de la gestion des ressources en eau, en tenant compte de la variabilité de leur qualité.

Ce Cours est destiné aux étudiants de la troisième année licence filière Géologie, spécialité Géologie Appliquée : Hydrogéologie. Parmi les objectifs pédagogiques du cours est de permettre à l'étudiant d'acquérir des concepts de base y/compris les essais de puits, les essais de nappe et la maîtrise des différentes méthodes de l'interprétation de ces derniers et appliqué les équations fondamentales qui seront utiles à résoudre des problèmes liés à écoulement souterraine au cours de leurs cursus.

Le but de ces essais est d'évaluer les caractéristiques du complexe aquifère/ ouvrage de captage. Il permet de créer un programme d'équipements techniques de l'ouvrage : tubage, crépine, massif filtrant et puissance de la pompe, etc.

Au cours de chaque chapitre, des exercices sont proposés avec des réponses permettant de tester les connaissances des étudiants et de se préparer aux examens.

Chapitre I : Ecoulement souterrain sous l'influence d'un pompage

1 Les notions de base

1.1 L'écoulement total : c'est la somme de l'écoulement souterrain et l'écoulement de surface.

1.2 Types d'écoulements

Les types d'écoulement à la sortie des aquifères sont : les sources, les surfaces d'eau libre, les dépressions fermées et la mer.

Il est possible de distinguer, selon leur origine quatre types de sources : émergence, déversement, débordement et artésienne.

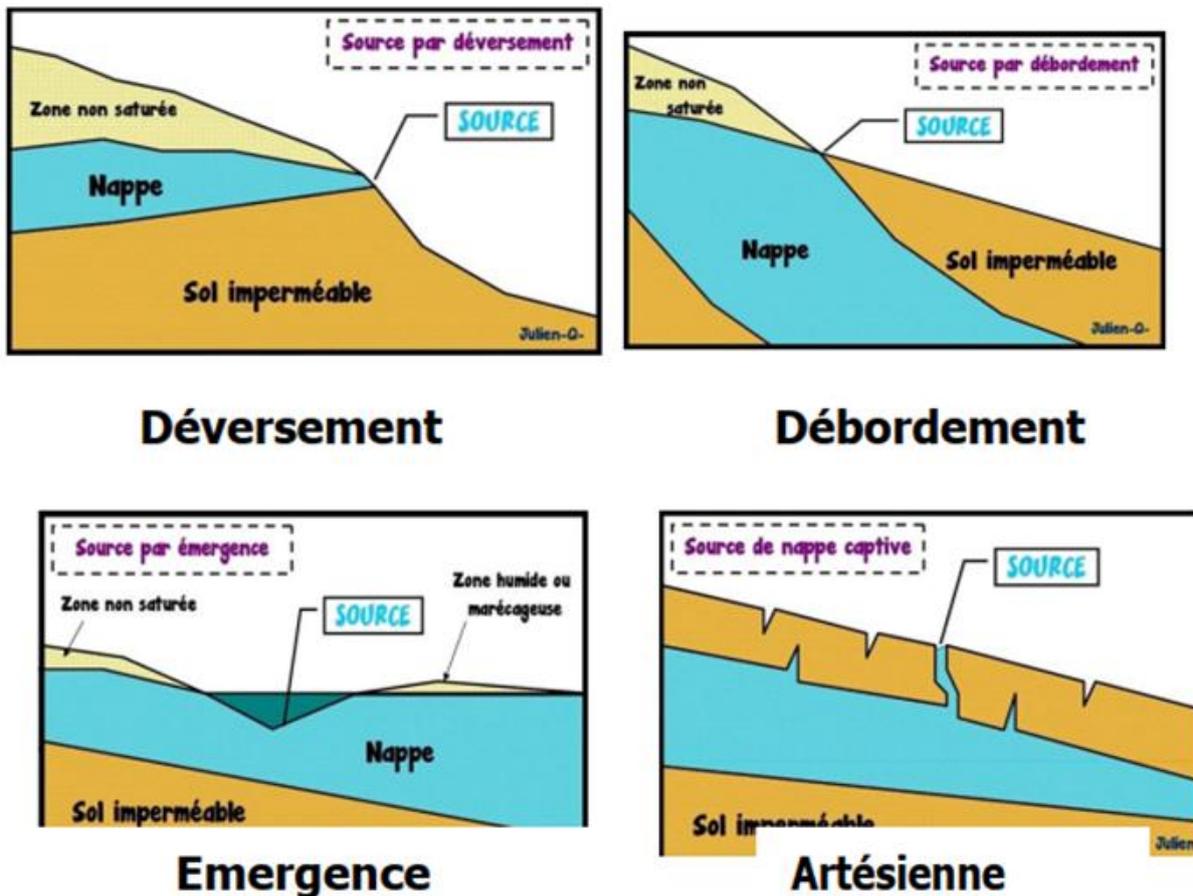


Figure I.1 des principaux types de source

1.3 Définition L'hydrodynamique:

L'hydrodynamique est l'étude des relations entre les forces d'origine moléculaire et les mouvements des liquides.

2 Lois fondamentales de l'hydrodynamique

2.1 Définition : L'hydrodynamique souterraine est une branche de l'hydrogéologie, étude des relations entre les forces d'origine moléculaire et les mouvements des liquides. Elle a pour but:

- d'étudier les lois qui régissent l'écoulement souterrain (dans l'écorce terrestre) ;
- d'élaborer à cet effet les bases mathématiques et les méthodes d'évaluation quantitative des conditions de formation des eaux souterraines,
- pour une gestion rationnelle de la ressource.

a- Vitesse:

Au cours de l'écoulement d'un fluide, chaque particule de matière, assimilée à un point, possède à chaque instant une vitesse \vec{V} et décrit lorsque le temps varie, une courbe appelée trajectoire ou ligne fluide.

La vitesse peut:

- ✓ Varier d'un point à un autre du fluide.
- ✓ En chaque point varier avec le temps.

b- Lignes de courants:

On appelle lignes de courant, des lignes tangentes en chacun de leur point à la direction des vectrices vitesses d'écoulement à l'instant t .

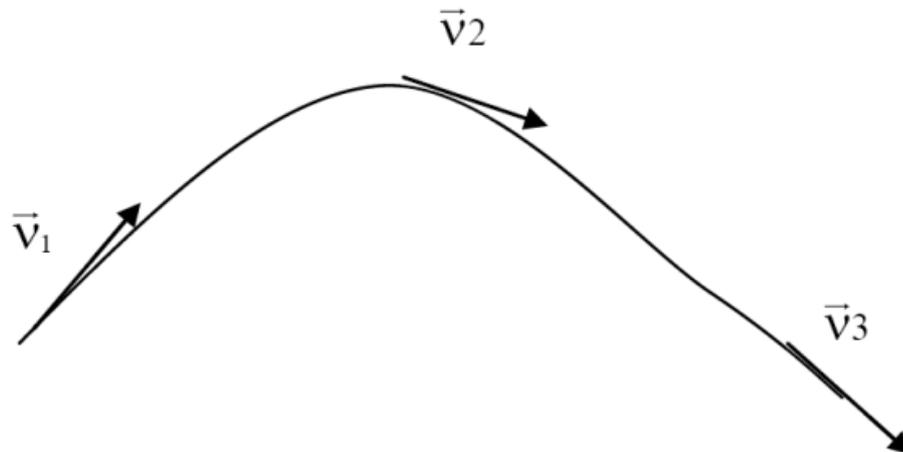


Figure I.2 Lignes de courant

c- Tube de courant –Filet- veine.

Un tube de courant représente une partie élémentaire du fluide en mouvement, limitée par des lignes de courant.

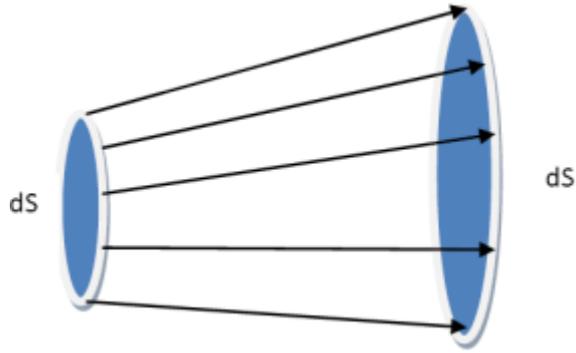


Figure I.3 Filet de courant

Un Filet courant ou filet fluide est tube de courant de section infiniment petite. La juxtaposition d'une infinité de Filets Fluide ou de plusieurs tubes de courant donne une veine Fluide.

d- Ecoulement stationnaire (permanent):

Un écoulement est stationnaire ou permanent, lorsque le champ de vitesse Un Filet courant ou filet fluide est tube de courant de section infiniment petite. La juxtaposition d'une infinité de Filets Fluide ou de plusieurs tubes de courant donne une veine Fluide.

d- Ecoulement stationnaire (permanent):

Un écoulement est stationnaire ou permanent, lorsque le champ de vitesse ne dépend pas de la tempe. Un tel mouvement n'implique également que la pression, la température et la masse volumique ne dépendent pas du temps.

Dans ce mouvement, les vitesses varient seulement d'un point à un autre du Fluide, mais a chaque point, la vitesse a toujours la même valeur quelque soit le temps: La vitesse est Fonction uniquement des coordonnées x,y,z du point $v=f(x,y,z)$.

2.2 Débits:

a. débit volumique:

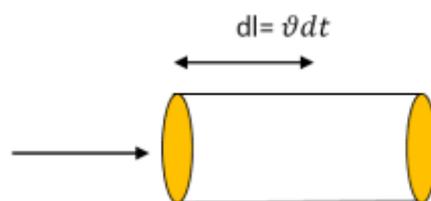


Figure I.4 Débit volumique dans un tube de courant

Soit tube de courant formée de filets de fluides, la vitesse V est constante en tout point, pendant l'intervalle de temps dt , le liquide se déplace de , passant de S à S' ca-d qu'il est passé à travers S un volume.

$$Q = \frac{dv}{dt} = SV$$

Q : débit volumique en m^3/s ou cm^3/s

b- Le débit massique : le débit massique (Q_m) étant la masse de liquide qui traverse une section par unité de temps.

$$Q_m = \frac{dm}{dt}$$

$$dm = \rho dv = \rho SV dt$$

$$Q_m = \rho SV$$

Q_m : Débit massique en Kg/s

Relation entre le débit massique Q_m et le débit volumique Q_v :

$$Q_v = \frac{Q_m}{\rho} = \frac{\rho \cdot S \cdot V}{\rho} = S \cdot V$$

✓ Le principe de la conservation de la masse, à partir duquel on établit l'équation de la continuité.

✓ Le principe de la conservation de l'énergie qui permet d'obtenir l'équation fondamentale de l'écoulement des fluides.

✓ La loi de Darcy

Exercice :

De l'eau s'écoule dans une conduite de 30,0 cm de diamètre à la vitesse de 0,50 m/s.

1. Calculer le débit volumique en m^3/s et L/min ; donner la valeur numérique du débit massique.

L'analyse mathématique de l'écoulement d'un fluide, peut s'effectuer à l'aide de l'application des principes de base suivants :

Solution :

a.- Débit volumique : $Q_v = SV = \frac{\pi d^2}{4} * V = \frac{\pi(0,3)^2}{4} * 0,5 = 0,035 m^3/s = 0,035 * 60 = 2,12 l/min$

b.- Débit massique : $Q_m = \rho_w Q_v = 10^3 \cdot 0,035 = 35 kg/s$

2.3 Equation d'état isotherme du fluide

Les équations d'état caractérisent le comportement du milieu et du liquide dans les conditions de filtration (écoulement dans la roche). Elles lient la déformation de la couche aux variations de pression de la roche et de l'eau. Ces conditions se rencontrent dans les roches profondes où, les variations de la viscosité, de la densité et de la compressibilité de l'eau sont fonction de la pression et de la température.

Dans leur forme générale, les équations d'état de l'eau et du milieu poreux s'expriment de la façon suivante :

$$\rho/\mu = f(P, t^\circ) \text{ pour le liquide et,}$$

$$n_a = f(P) \text{ pour le milieu poreux}$$

Il faut savoir que le volume des vides de la roche est caractérisé par la porosité active **na**, qui peut subir des variations sous la pression hydrostatique. Si nous tenons compte des propriétés

élastiques du liquide filtrant, la **variation du volume** (dV) dû à la variation de pression suit la loi de **Hooke R.** qui s'écrit :

$$dV/V = -\beta_e dP$$

Nous constatons que l'augmentation de la pression entraîne la diminution du volume du liquide et inversement (ce qui est représenté par le signe [-]. La capacité du liquide à changer son volume sous une unité de pression est caractérisé par le coefficient de compressibilité : **β_e**
La diminution se déduit de la formule suivante :

$$\beta_e = -\frac{1}{V_{eau}} \frac{dV_{eau}}{dp} \quad [Pa^{-1}]$$

Avec

V : Le volume du fluide (eau) ,

P : La pression de l'eau en 1/ atm., ou en 1/m (hauteur de colonne d'eau)

$\beta_e = 4.4 \times 10^{-10} Pa^{-1}$ en condition standard.

Avec :

β_e : Le module d'élasticité volumique en (atmosphère)

En considérant que :

$$V_e = M_e / \rho_e$$

$$d(V_e) = d(M_e / \rho_e) = -M_e \cdot d\rho / \rho_e^2$$

Donc :

$$\beta_e = -\rho_e / M_e \cdot \frac{(-M_e \cdot d\rho_e / \rho_e^2)}{dP} = 1 / \rho_e \cdot d\rho / dP$$

Cette équation représente l'équation d'état du liquide. Pour l'obtenir nous avons considéré que la variation du volume **dV**, est liée directement à la variation de la densité **dpe**, vu que la masse **Me** reste inchangée pour des variations de volume (**loi de conservation de la masse**). Si nous intégrons l'équation obtenue de **P0** à **P** et de **ρ_0** à **ρ_e** , nous aurons :

$$\rho_e = \rho_e^0 e^{\beta_e(\rho - \rho_0)}$$

Avec :

ρ_e^0 : Densité de l'eau à la pression atmosphérique (g/cm³).

La variation du volume de la couche sous l'influence de la pression hydrostatique correspond à la variation du volume des vides.

La pression qui s'exerce sur le squelette de la roche aquifère (grains) ; P_{sq} est déterminée par la différence entre la pression de la roche qui correspond aux poids des roches sus-jacentes (P_{roche}) et la pression hydrostatique de l'eau ($P_{aquifère}$).

Donc ;

$$P_{sq} = P_{roche} - P_{aquifère}$$

Nous voyons bien que si la pression hydrostatique diminue, la pression sur le squelette de la roche P_{sq} augmente, ce qui entraîne forcément la diminution du volume des pores de la roche. La variation du volume des vides d'un milieu poreux élastique suit la loi de Hooke ; d'où :

$$dV_{vides} / V_{roche} = -\beta_r \cdot dP_{sq}$$

Le signe [-], dans cette formule montre que le volume des vides augmente quand la pression sur le squelette de la roche diminue. La capacité de variation du volume des pores de la roche est caractérisée par le coefficient de compressibilité de la roche β_r :

$$\beta_r = -1 / V_r \cdot dV_{vides} / dP_{sq} \quad (1/atm. \text{ ou } 1/m)$$

Nous savons que ;

$$dP_{sq} = d(P_{roche} - P_{aquifère})$$

La pression P_{roche} ne varie pas vu que les grains (sq) ne subissent pas de variation de volume, nous aurons dans ce cas :

$$dP_{sq} = -dP_{aquifère} \quad \Longrightarrow \quad \beta_r = -1/V_r \cdot dV_{vide} / dP_{aquifère}$$

Cette équation représente l'équation d'état du milieu poreux dans un système captif.

Si nous considérons la variation du volume des vides par rapport à la roche entière ;

$$dV_{vides} / dV_{aquifère}$$

Ceci correspond en définitive à la variation de la porosité dn_a :

$$dV_{vides} / V_r = d(n_a V_r) / V_r = dn_a$$

Nous pouvons écrire que :

$$dn_a = \beta_{roche} \cdot dP_{aq}$$

2.4 Equation de continuité

Considérons une veine de fluide incompressible de masse volumique ρ , animé d'un écoulement permanent (Fig.ci-aprés).

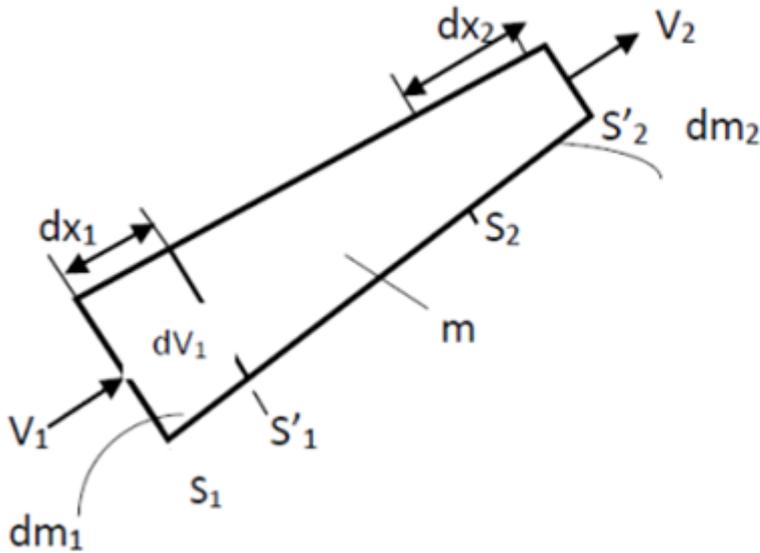


Figure I.5 de Veine de fluide parfait incompressible

On désigne par :

S_1 et S_2 respectivement les sections d'entrée et la section de sortie du fluide à l'instant t ,
 S'_1 et S'_2 respectivement les sections d'entrée et la section de sortie du fluide à l'instant t' ($t+dt$),

V_1 et V_2 les vecteurs vitesses d'écoulement respectivement à travers les sections S_1 et S_2 de la veine,

dx_1 et dx_2 respectivement les déplacements des sections S_1 et S_2 pendant l'intervalle de temps dt ,

dm_1 : masse élémentaire entrante comprise entre les sections S_1 et S'_1 ,

dm_2 : masse élémentaire sortante comprise entre les sections S_2 et S'_2 ,

m : masse comprise entre S_1 et S_2 ,

dV_1 : volume élémentaire entrant compris entre les sections S_1 et S'_1 ,

dV_2 : volume élémentaire sortant compris entre les sections S_2 et S'_2 ,

A l'instant t : le fluide compris entre S_1 et S_2 a une masse égale à (dm_1+m) ,

A l'instant t' : le fluide compris entre S'_1 et S'_2 a une masse égale à $(m+dm_2)$.

La masse déplacée étant conservée, on écrit alors : $dm_1+m = m+dm_2$; soit $dm_1 = dm_2$

Donc :

$$\rho_1 dV_1 = \rho_2 dV_2 \text{ ou encore : } \rho_1 S_1 dx_1 = \rho_2 S_2 dx_2$$

En divisant par dt , on obtient :

$$\rho_1 S_1 \frac{dx_1}{dt} = \rho_2 S_2 \frac{dx_2}{dt} \iff \rho_1 S_1 V_1 = \rho_2 S_2 V_2$$

Puisque le fluide est considéré comme incompressible : $\rho_1 = \rho_2$, on obtient l'équation de continuité suivante :

$$S_1 V_1 = S_2 V_2$$

Cette relation représente le débit volumique Q exprimé en (m³/s). L'équation de continuité représente la loi de conservation de masse.

En tenant compte des équations précédentes, on obtient :

$$Q_m = \rho \cdot S \cdot V$$

$$Q_m = \rho \cdot S_1 \cdot V_1 = \rho \cdot S_2 \cdot V_2$$

Compte tenu de la conservation de masse, on peut généraliser l'équation.

$$Q_m = \rho \cdot S \cdot V$$

Q_m : Débit massique (kg/s),

ρ : masse volumique (Kg/m³),

S : section de la veine fluide (m²),

V : vitesse moyenne du fluide à travers la section S (m/s)

2.5 L'équation de Bernoulli :

L'équation de Bernoulli se généralise et on obtient :

$$p_1 + \rho g z_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 + \frac{P}{Q_v} = p_2 + \rho g z_2 + \frac{1}{2} \rho v_2^2$$

La conservation du débit donne :

$$\rho \cdot S_1 \cdot V_1 = \rho \cdot S_2 \cdot V_2$$

Si $S_2 < S_1 \Rightarrow v_2 > v_1$

L'équation de Bernoulli donne :

$$p_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 + \rho g z_1 = p_2 + \frac{1}{2} \rho v_2^2 + \rho g z_2$$

Exercice :

De l'huile supposée comme fluide parfait est accélérée à travers une buse horizontale en forme de cône convergent. La buse est équipée d'un manomètre en U qui contient du mercure.

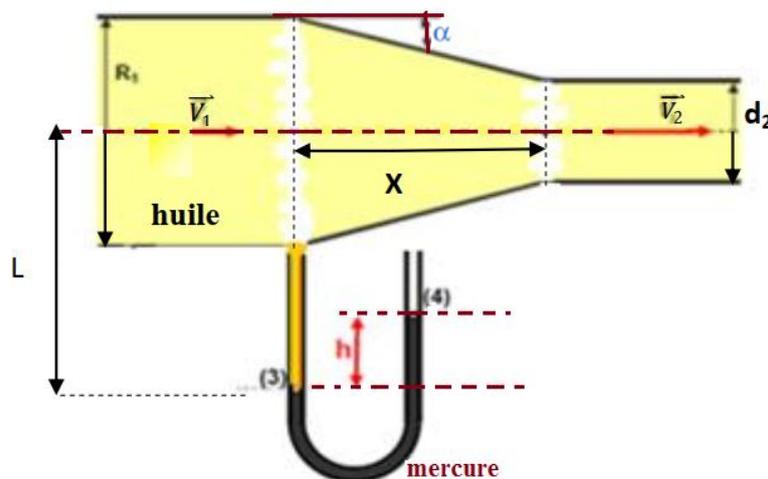


Figure I.6 cône convergent à buse équipée d'un manomètre en U contient du mercure.

Un débit volumique $Q_v = 0,4 \text{ L/s}$, l'huile traverse la section S_1 de diamètre $d_1 = 10 \text{ mm}$ à une vitesse d'écoulement v_1 et une pression p_1 , sort vers l'atmosphère par la section S_2 de diamètre d_2 à une vitesse d'écoulement $v_2 = 4 \cdot v_1$ et une pression p_2 .

On donne la masse volumique de l'huile : $\rho_{\text{huile}} = 800 \text{ kg/m}^3$.

- 1) Calculer la vitesse d'écoulement v_1 . En déduire le diamètre d_2 .
- 2) Calculer la longueur X . si l'angle de convergence $\alpha = 15^\circ$.
- 3) En appliquant le Théorème de Bernoulli, déterminer la pression p_1 .

Solution :

1) Vitesse d'écoulement :

$$Q_v = s_1 v_1 = \pi \frac{d_1^2}{4} v_1$$

$$v_1 = \frac{4Q_v}{\pi d_1^2} = 5 \text{ m/s}$$

Equation de continuité :

$$S_1 \cdot V_1 = S_2 \cdot V_2 \Rightarrow V_1 \cdot \pi \frac{d_1^2}{4} = V_2 \cdot \pi \frac{d_2^2}{4} \Rightarrow d_2 = \sqrt{\frac{V_1}{V_2}} d_1 = 5 \text{ mm}$$

$$2- \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{d_1 - d_2}{2X} \Rightarrow X = \frac{d_1 - d_2}{2 \operatorname{tg}(\alpha)}$$

$$\text{avec } d_1 = 2d_2$$

$$X = \frac{d_2}{2 \operatorname{tg}(\alpha)} = 9,33 \text{ mm}$$

3) Appliquons l'équation de Bernoulli entre l'entrée et la sortie du buse :

$$p_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 + \rho g z_1 = p_2 + \frac{1}{2} \rho v_2^2 + \rho g z_2$$

On a : $z_1 = z_2$ et $p_2 = p_{\text{atm}}$

$$\text{Donc : } p_1 = p_2 + \frac{1}{2} \rho_{\text{huile}} (v_2^2 - v_1^2) = 2,5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

2.6 Equation de Darcy (H. Darcy, 1856) :

En hydrodynamique souterraine la loi expérimentale de Darcy (H. Darcy, 1856) représente la base fondamentale du calcul des quantités d'eau ou débit d'eau d'une nappe, par l'hydrodynamique souterraine, a travers une section transversale d'aquifère passant par une ligne équipotentielle.

Le dispositif expérimental comporte un tube cylindrique rempli de sable naturel sur une longueur L . La partie haute du tube est alimentée en eau et maintenue à une altitude constante, H , au dessus d'un plan fixe de référence. Le débit est recueilli à l'aval du tube et mesuré en fonction du temps, en secondes par exemple (figure ci après).

Dispositif expérimental

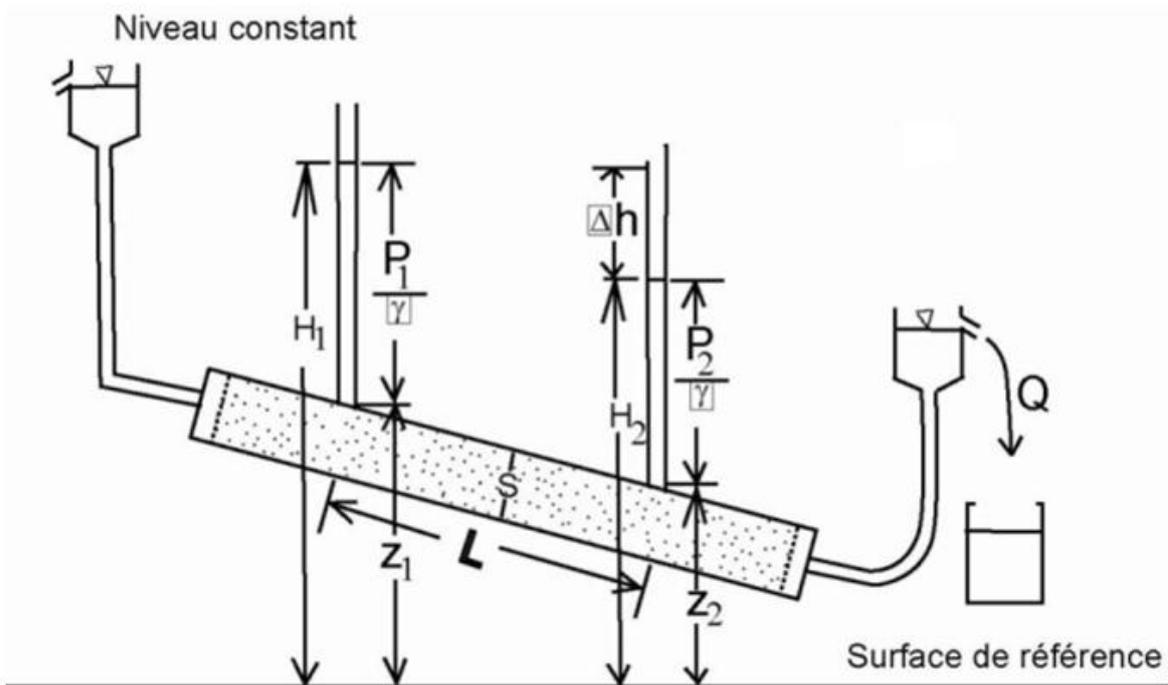


Figure I.7 de dispositif expérimental de la loi de Darcy

Si nous réalisons deux piézomètres dans une nappe aquifère tels que nous le montre la figure ci-dessus et que nous comparons les côtes des niveaux piézométriques observés, nous nous apercevrons que l'eau s'écoule du piézomètre où la côte est la plus élevée vers celui où elle est la plus faible.

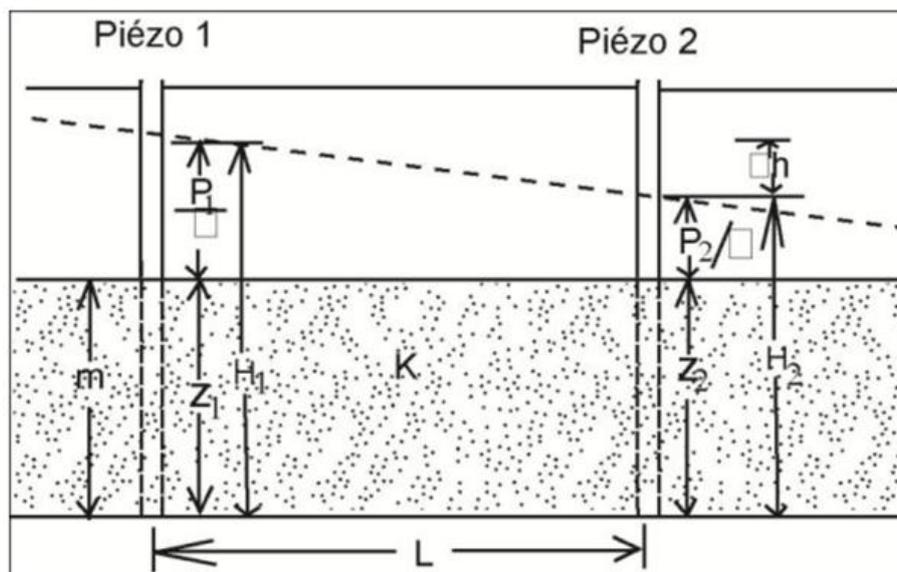


Figure I.8 de représentation de la loi de Darcy dans un aquifère

Darcy montre en effet que la vitesse V de circulation (et le débit) de l'eau dans le tube de sable est proportionnelle à la différence de charge H1-H2. Cette vitesse V est calculée comme si toute la section du tube de sable était offerte à l'écoulement de l'eau.

Cette loi met en relation le débit d'une nappe avec la perte de charge.

Certains matériaux peuvent être traversés par des fluides (eau, pétrole etc...). D'autres part, d'autres ne le peuvent pas : les uns sont dits perméables, les autres imperméables. Mais parmi les matériaux perméables eux-mêmes, certains opposent plus de résistance que d'autres au passage des fluides (ils sont moins perméables). Il existe toute une gamme de perméabilité depuis les milieux pratiquement imperméables). Jusqu'à ceux dans lesquels la circulation des fluides se fait presque sans partie d'énergie (tableau I.1).

Ainsi, on définit un coefficient de perméabilité caractéristique du matériau pour son comportement vis à vis du fluide qui le traverse. Définition du coefficient de perméabilité de Darcy (K).

Le terme K, défini par Darcy comme un coefficient, dépendant de la perméabilité de la couche, est appelé coefficient de perméabilité.

Tableau I.1 Importance des valeurs du coefficient de perméabilité(K) en fonction des types de formation. Castany 1982

Coefficient K (m/s)	10	10 ⁰	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Type de K des formations	PERMEABLE						SEMI-PERMEABLE				IMPERMEABLE		
Degré de K	Très bonne				bonne		mauvaise				nulle		
Granulométrie -homogène	Gravier				sable		Sable très fin			silt	argile		
-hétérogène	Gravier gros et moyen		Gravier et sable			Sable et argile +limon					argile		

H. Darcy fut le premier à reconnaître que la chute de pression (perte d'énergie potentielle) subie par l'eau au passage d'un milieu perméable défini, est proportionnelle à la vitesse de filtration.

Le quotient de la charge, Δh, par la longueur de la colonne de sable, L, ou perte de charge par unité de longueur, $\frac{\Delta H}{L}$, est défini comme le gradient hydraulique noté I.

Expression précédente devient :

$$Q = K.A. \frac{H_1 - H_2}{L} = K.A. \frac{\Delta H}{L}$$

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$

Avec

Q : Volume d'eau m³/s

A : Section m²

K : Coefficient de perméabilité (m/s)

Δh : Perte de charge(m)

l : Longueur(m)

i : Gradient hydraulique (sans unité)

$$Q = K.A.i \dots \dots \dots (I.1)$$

2.6.1 Définition de la perméabilité

La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'influence d'un gradient hydraulique. Elle exprime la résistance du milieu à l'écoulement de l'eau qui le traverse. Elle est composée de deux éléments : le coefficient de perméabilité et la perméabilité intrinsèque.

2.6.2 Calcul de perméabilité dans le cas du débit dans une aquifère multi-couche

Perméabilité équivalente des couches superposées La perméabilité K dépend du matériau. Supposons un matériau anisotrope formé par la superposition de couches horizontales d'épaisseur e_i et de perméabilité K_i ; l'écoulement se fait à la vitesse V qui peut être décomposée en $V_H + V_V$.

2.6.3 Calcul de perméabilité équivalente Verticale

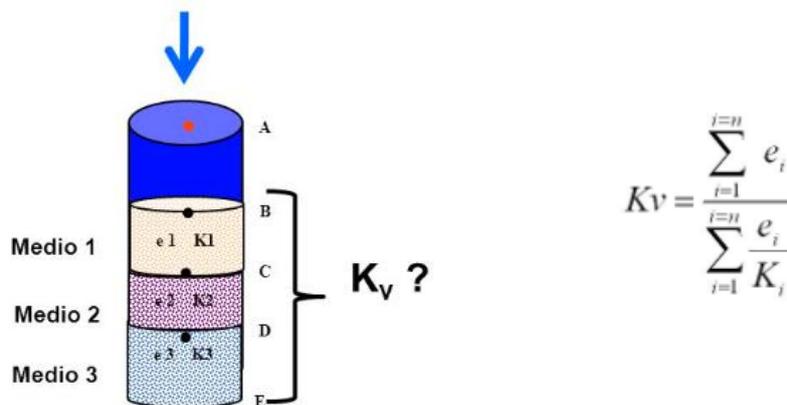


Figure I.9 d'un aquifère multi-couches à perméabilité équivalente Verticale

Exemple : calculer la perméabilité équivalente verticale d'un aquifère multi-couches pour les données suivantes?

$$e_1 = 30 \text{ m}, K_1 = 7 \text{ m/j} = 8,10 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$e_2 = 15 \text{ m}, K_2 = 78 \text{ m/j} = 9,02 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$e_3 = 33 \text{ m}, K_3 = 17 \text{ m/j} = 1,9 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Application numérique d'équation

$$K_v = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} e_i}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{e_i}{K_i}}$$

$$K_v = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{\frac{e_1}{K_1} + \frac{e_2}{K_2} + \frac{e_3}{K_3}}$$

$$K_v = \frac{30 + 15 + 22}{\frac{30}{8,10 \cdot 10^{-5}} + \frac{15}{9,02 \cdot 10^{-4}} + \frac{22}{1,9 \cdot 10^{-4}}}$$

$$K_v = \frac{67}{37,03 \cdot 10^4 + 1,66 \cdot 10^4 + 11,57 \cdot 10^4} = \frac{67}{50,26 \cdot 10^4}$$

$$\Rightarrow K_v = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

2.6.4 Calcul de perméabilité équivalente Horizontale

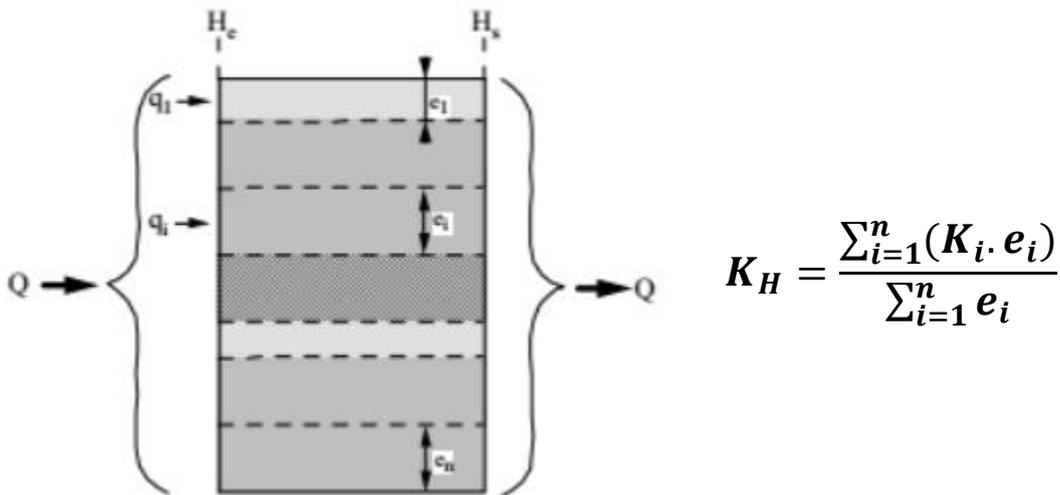


Figure I.10 de perméabilité équivalente Horizontale

2.6.5 Le débit unitaire q : définit comme un débit traversant l'unité de section, perpendiculaire à la direction de l'écoulement en milieu saturé, dans l'unité de temps en secondes, il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en m/s.

$$q = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (1.2)$$

Q : débit en m³/s

A : Section total en m

D'où en combinant les expressions (1) et (2)

$$q = K \cdot i \dots \dots \dots (3)$$

La vitesse de filtration, V est rapportée a la section total A

$$V = \frac{Q}{A} = K \cdot i = -k * \text{grad}(H) \dots \dots \dots (4)$$

V : La vitesse de filtration en (m/s)

2.6.6 La vitesse de filtration est ainsi la vitesse fictive d'un flux d'eau en écoulement uniforme, à travers un milieu aquifère saturé, déduite de débit d'écoulement, Q, rapportée à la section totale de l'aquifère traversé par ce flux. Elle est égale au débit unitaire.

Donc V est la vitesse apparente de Darcy, car l'eau ne circule que dans les pores et la section réelle disponible est ne. A (porosité efficace); d'autres parts, les pores ne sont pas disposés d'une façon rectiligne et l'eau fait de nombreux détours. C'est ce qu'on appelle la tortuosité du milieu.

Exercice :

Calculer le débit Q dans un tube cylindrique de sable très fin et la vitesse d'infiltration V d'après la figure pour les données ci dessous.

1. La perméabilité $K = 10^{-5}$ m/s
2. La section $A = 20$ cm²
3. La longueur $L = 30$ cm
4. La hauteur $h_1 = 20$ cm
5. La hauteur $h_2 = 20$ cm

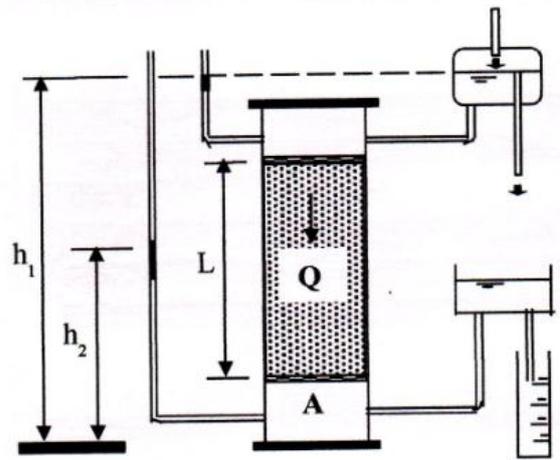


Figure I.11 un tube cylindrique

Solution :

$$Q = K \cdot A \cdot i$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{20 - 10}{30} = 0,33$$

$$Q = K \cdot A \cdot i = 10^{-5} \cdot 0,002 \cdot 0,33 = 66 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = K \cdot i$$

$$\Rightarrow V = 0,33 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Exercice :

Dans un écoulement uniforme en cas d'un aquifère à nappe captive d'épaisseur constante. Une diminution du coefficient de perméabilité, dû à une variation latérale de faciès, entraîne un accroissement du gradient hydraulique et une diminution du module d'espacement. Le rapport des d'espacements permet de calculer directement celui des coefficients de perméabilité.

1-Calculer le gradient hydraulique et le contraste de perméabilité K_2/K_1 suivant la figure ci accoté

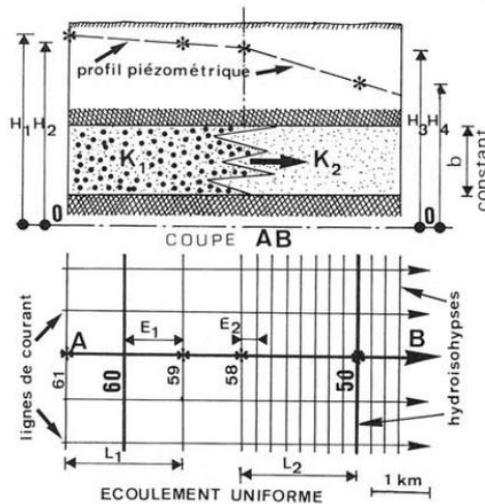


Figure I.12 Aquifère à nappe captive d'épaisseur constante

Solution

$$i_1 = \frac{H_1 - H_2}{L_1} = \frac{61 - 59}{2000} = \frac{2}{2000} = 0.001$$

$$i_2 = \frac{H_3 - H_4}{L_2} = \frac{58 - 50}{2000} = \frac{8}{2000} = 0.004$$

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{i_2}{i_1} = \frac{0.004}{0.001} = 4$$

2.6.7 La vitesse fictive ou réelle : est fictive, car elle ne tient pas compte de la surface des pores où l'eau circule. Nous pouvons les relier en introduisant le facteur n_a qui caractérise la surface des pores à travers lesquels s'écoule l'eau, donc elle change avec la taille des pores dans le réservoir.

$$U = \frac{V}{n_a}$$

L'insignifiance de la vitesse de filtration nous permet de négliger la valeur de la pression cinétique $h_v = \frac{v^2}{2g}$ et ainsi la charge hydrodynamique devient égale à la charge hydrostatique H . Nous excluons ainsi les forces d'inertie.

La loi de Darcy a un large domaine d'application, cependant il existe des conditions où cette loi ne peut être appliquée.

La limite supérieure de son application est constatée dans les roches de forte perméabilité où les vitesses de filtration sont très grandes. Dans sa forme généralisée, la loi de Darcy peut s'écrire sous la forme suivante :

$$i = aV + bV^2 = \frac{V}{k}(1 + \alpha V)$$

D'où $a = \frac{1}{k}$ et $b = \frac{\alpha}{k}$ paramètres de filtration

k : Coefficient de perméabilité

α : Coefficient de non linéarité de filtration.

Pour des vitesses faibles, le membre bV^2 devient négligeable par rapport à aV . Nous avons dans ce cas une filtration linéaire.

Pour des vitesses fortes, le membre bV^2 devient plus important qu' aV . Ces conditions s'observent au voisinage des ouvrages de captage et dans les réseaux karstiques. Pour des vitesses extrêmement faibles, dues aux forces moléculaires entre les particules d'eau et la roche dans les pores ultra fins, la loi de Darcy n'est plus applicable. La loi de Darcy est établie par des expériences de laboratoire répondant à des conditions très strictes telles que :

- Ecoulement laminaire
- Continuité
- Isotropie
- Homogénéité du réservoir.

L'écoulement laminaire est caractérisé par des lignes de flux continues, rectilignes, individualisées et occupant entre elles la même position relative. Les vitesses, constantes et parallèles, sont inférieures à la vitesse critique au delà de laquelle l'écoulement devient turbulent.

2.6.8 Le milieu de filtration et ses principaux paramètres.

Le milieu de filtration représente la roche et le liquide filtrant. Il est caractérisé par ses propriétés aquifères, telles que le coefficient de perméabilité, la porosité ou le coefficient d'emmagasinement, ainsi que par les propriétés physiques des eaux souterraines telles que la densité et la viscosité.

2.6.9 Le coefficient de perméabilité, noté K , est défini par la loi de Darcy. C'est le volume d'eau gravitaire en m^3 traversant en une unité de temps s sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique à travers une unité de section en m^2 orthogonale à la direction de l'écoulement dans les conditions de validité de la loi de Darcy. Il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en m/s .

2.6.10 La perméabilité intrinsèque, notée k , représente le volume du liquide en d'unité de viscosité cinématique (centipoise) traversant en une unité de temps s sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, une unité de section en m^2 orthogonale à la direction de l'écoulement. Elle s'exprime en Darcy ou en m^2 . Elle est appelée parfois perméabilité géométrique. Le Darcy est la perméabilité d'un milieu débitant $1 \text{ cm}^3/s$ à travers une section de 1 cm^2 sous un gradient hydraulique, normal à cette surface, de 1 atmosphère par cm .

$$k = \frac{\mu \frac{Q}{A}}{l}, \text{ avec } 1 \text{ Darcy} = \frac{\frac{1 \text{ centipoise}}{1 \text{ cm}^2} \times 1 \text{ cm}^3/s}{\frac{1 \text{ atm}}{1 \text{ cm}}}$$

D'où 1 centipoise = 0,01 Din/s/cm² ;

1 atmosphère = 1,0132.10⁶ Din/cm² ;

1 darcy = 0,987.10⁻⁸ cm².

2.6.11 Les facteurs du coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité est fonction de γ (poids volumique), μ (viscosité dynamique), d (diamètre des grains), ainsi que de C correspondant au facteur de forme, (caractéristiques granulométriques, forme et arrangement des grains).

$$K = C \cdot \gamma^{x_1} \cdot \mu^{x_2} \cdot d^{x_3}$$

Toutes les valeurs de cette équation peuvent être exprimées soit en masse $[M]$, longueur $[L]$ et temps $[T]$.

Les dimensions seront exprimées de la façon suivante :

$$K = [M]^0 [L]^1 [T]^{-1}$$

$$\gamma = [M]^1 [L]^{-2} [T]^{-2}$$

$$\mu = [M]^1 [L]^{-1} [T]^{-1}$$

$$d = [L]^1$$

Si nous posons

$$[M]^0 [L]^1 [T]^{-1} = C \times \left[\frac{[M]^1}{[L]^2 [T]^2} \right]^{x_1} \times \left[\frac{[M]^1}{[L]^2 [T]^2} \right]^{x_2} \times [L]^{x_3}$$

Pour trouver x_1 , x_2 et x_3 , nous posons un système à 3 équations

$$\begin{aligned}
 [M] &\longrightarrow x_1 + x_2 = 0 \\
 [L] &\longrightarrow -2x_1 - x_2 + x_3 = 1 \\
 [T] &\longrightarrow -2x_1 - x_2 = -1
 \end{aligned}$$

Le système d'équation a pour solution
 $x_1 = 1$; $x_2 = -1$ et $x_3 = 2$
 Nous pouvons donc écrire que

$$K = C \cdot d^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

Le coefficient de perméabilité comporte deux couples de résistance à l'écoulement, correspondant à deux groupes de facteurs : les caractéristiques du réservoir $C \cdot d^2$ et les caractéristiques du fluide $\frac{\gamma}{\mu}$.

La perméabilité intrinsèque du milieu poreux est représenté par

$$k = C d^2$$

La relation qui existe entre le coefficient de perméabilité K et la perméabilité intrinsèque k s'exprime ainsi :

$$K = k \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

Les valeurs moyennes du coefficient de filtration K et de perméabilité intrinsèque k sont représentées dans le tableau I.2.

Tableau I. 2 : valeurs moyenne du coefficient de perméabilité

Nature de la roche	K en cm/s	K en darcy
Graviers	$10^2 - 1$	$10^5 - 10^3$
Sables	$1 - 10^{-3}$	$10^3 - 1$
Sables fins et sable argileux	$10^{-3} - 10^{-6}$	$1 - 10^{-3}$

2.6.10 Transmissivité T : c'est une autre grandeur physique qui caractérise l'aptitude d'une aquifère à laisser circuler de l'eau (comme K) calculable à partir de l'exploitation d'un pompage de longue durée. Définition exacte c'est le débit qui s'écoule par unité de largeur de la zone saturé d'un aquifère.

Continu (mesuré selon une direction orthogonale à celle de l'écoulement), et par unité de gradient hydraulique.

$$T = K \cdot e \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

T : La Transmissivité en (m²/s)

e : épaisseur de l'aquifère en (m)

$$Q = K \cdot A \cdot i \quad \text{et} \quad A = L \cdot e$$

$$Q = T \cdot L \cdot i \dots \dots \dots (6)$$

Equation de continuité et ces différentes relations:

$$\mathbf{div} \vec{v} = 0 \quad \text{Soit} \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

En introduisant Darcy $\vec{v} = K\vec{i}$ avec $\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h$: $\Delta h = 0$ (Laplacien)

$$\text{En coordonnées cartésiennes : } \Delta h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

$$\text{En coordonnées cylindriques : } \Delta h = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 h}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

En coordonnées sphériques :

$$\Delta h = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 h}{\partial \theta^2} + \frac{1}{r^2 \tan \theta} \frac{\partial h}{\partial \theta} + \frac{1}{r^2 \sin^2 \theta} \frac{\partial^2 h}{\partial \varphi^2} = 0$$

En milieu anisotrope, l'équation en coordonnées cartésienne devient

$$\Delta h = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 h}{\partial \theta^2} + \frac{1}{r^2 \tan \theta} \frac{\partial h}{\partial \theta} + \frac{1}{r^2 \sin^2 \theta} \frac{\partial^2 h}{\partial \varphi^2} = 0$$

3. Concepts de base

3.1 Essai de puits et essais de nappe

Les essais par pompage poursuivent quatre buts, dans l'ordre croissant de complexité :

- Détermination des caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage. C'est l'essai de puits, destiné à l'équipement technique de l'ouvrage.
- Mesure sur le terrain des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère : transmissivité et coefficient d'emménagement.
- Etude quantitative des caractéristiques particulières de l'aquifère.
- Test des conditions aux limites, structure, hétérogénéité, drainance,...
- Observation direct, en « vraie grandeur » de l'effet de l'exploitation sur l'aquifère.

Prévisions de l'évolution des rabattements en fonction des débits pompés. Evaluation de la ressource en eau souterraine exploitable.

3.2 Essais de puits et pompages d'essai (essais de nappe)

3.2.1 Définition des essais de pompage : se sont des tests portant sur les modifications hydrodynamiques du complexe formé de l'ouvrage d'exploitation (forage, puits) et le milieu aquifère enregistrées après provocation par pompage à un débit donné.

3.2.2 Objectifs des essais de pompage

Les essais de pompage interviennent après les opérations de nettoyage et de développement du forage. Ils consistent à :

- ✓ Mesurer l'accroissement des rabattements du niveau piézométrique en fonction du temps de pompage et leur remontée après arrêt de l'opération.

Les interprétations sont effectuées par :

- ✓ Résolution graphique des expressions d'hydrodynamique souterraine en régime transitoire (*non permanent*).

On distingue les **essais de puits** et les **essais de nappe**.

3.2.3 Les essais de courtes durées (essai de puits)

Mais on peut aussi exécuter un pompage d'essai pour obtenir des renseignements sur les caractéristiques du puits. On peut alors déterminer *le débit spécifique* du puits égal au rapport du débit sur le rabattement, pour choisir ainsi le type de pompe et estimer le coût du pompage les pertes de charge.

Le débit spécifique est une façon de mesurer la productivité du puits. Dans ce cas, on l'appelle l'essai "essai de puits", puisque l'on teste davantage le puits que la nappe. Ce type d'essai, dit de courte durée, réalisé à débits croissants de durée constante, vise à s'assurer des capacités de production du forage. L'essai permet de déterminer le débit à ne pas dépasser en cours d'exploitation (**débit critique**) sous peine de détérioration de l'ouvrage et le **débit d'exploitation optimum**. Les caractéristiques de la pompe dépendent des résultats obtenus.

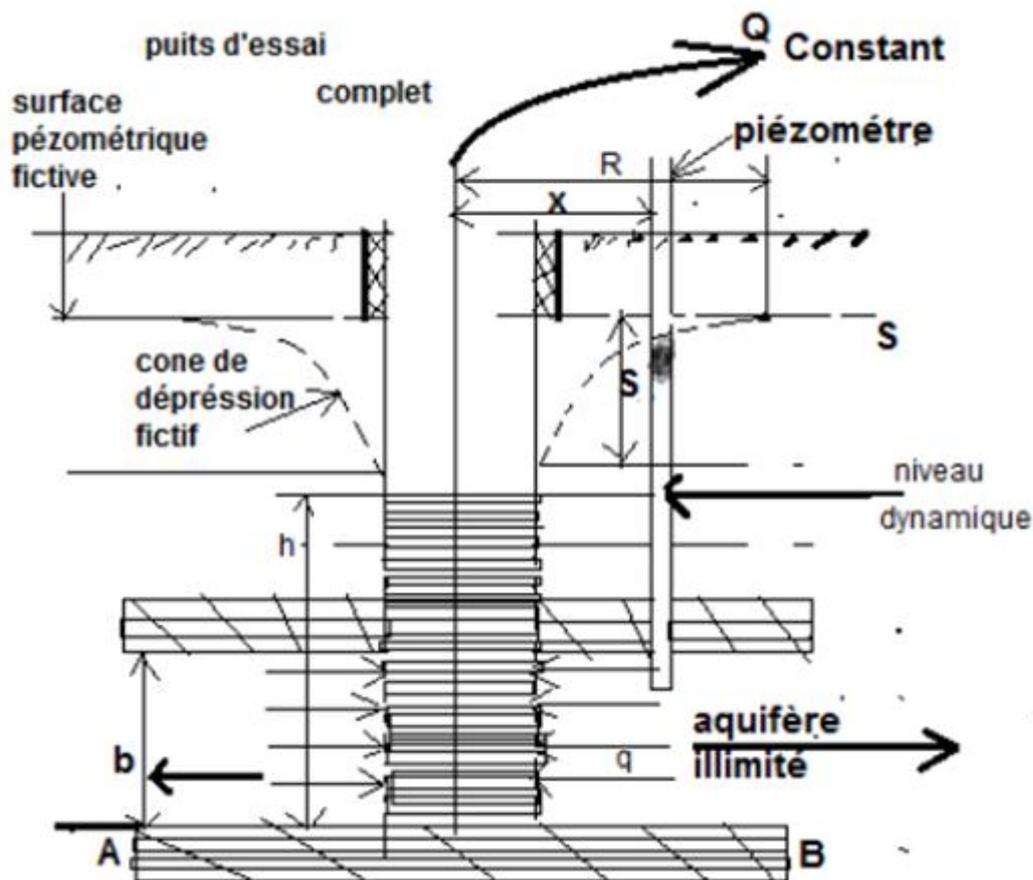


Figure I.13 Effets du pompage dans un aquifère à nappe captive

3.2.4 Les essais de pompage de longue durée (essai de nappe)

Un pompage d'essai a deux buts principaux. Tout d'abord, on peut l'exécuter pour déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère. C'est ce qu'on appelle souvent un "essai de nappe", car c'est avant tout la nappe que l'on teste plutôt que la pompe ou le puits. Un essai convenablement programmé et exécuté avec soin doit fournir des informations capitales pour résoudre bon nombre de problèmes régionaux ou locaux de l'écoulement souterrain. Le principe d'un essai de nappe est assez simple. On pompe à un certain débit durant un temps donné dans le puits d'essai crépine à travers l'aquifère. On mesure l'influence de ce pompage sur le niveau piézométrique dans ce puits et dans quelques piézomètres installés au

voisinage. On peut alors calculer les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère en appliquant des formules appropriées sur les rabattements mesurés dans les piézomètres, leur distance au puits et le débit de pompage.

Des essais de pompage peuvent être effectués pour toute une série de raisons, notamment pour:

- Vérifier les capacités de production : Évaluer le rendement fiable à long terme (ou débit de production) d'un forage, et donc déterminer si le forage peut être considéré comme une « réussite », et combien de personnes il pourra approvisionner ;
- Évaluer la performance hydraulique d'un forage, généralement par ses caractéristiques de rendement-rabattement. Quel doit être le rabattement pour fournir une certaine quantité d'eau ?
- Évaluer l'influence du futur prélèvement sur les ouvrages voisins. Le suivi de l'influence du pompage peut être remplacé par le calcul théorique du rayon d'influence du prélèvement envisagé si les caractéristiques hydrogéologiques de la nappe sont connues.

Lorsque les premières études ont été effectuées et pour une exploitation à long terme, on réalise des tests beaucoup plus complets que l'on fait par des essais "longue-durée" en régime transitoire sur une station avec au minimum un piézomètre.

La conduite des premières études et pour un fonctionnement à long terme, les essais sont bien plus complets que ceux qui sont réalisés par des essais « long terme » en régime transitoire à une station disposant au moins un piézomètre.

4 Organisation du chantier

L'organisation du chantier en général. Quelle que soit la nature des travaux, l'entreprise est toujours soumise au même impératif qui inclut l'utilisation de son plein potentiel en termes des moyens humains et matériels. Ensuite, la répartition des personnes et des engins dans des conditions appropriées est visualisée en essayant de les laisser le plus longtemps possible dans la continuité du travail aux mêmes endroits avec la même potentialité. Toute commande est accompagnée d'éléments permettant d'organiser la gestion du site après mûre réflexion. Celles-ci correspondent à la quantité de travail, au délai et aux conditions de sa mise en œuvre. Leurs connaissances permettent au technicien de prévoir : - les agencements éventuels à repérer et de localiser tout ce qui est nécessaire au bon déroulement des travaux ; - le transport pour l'approvisionnement et l'exploitation ; Programme d'exécution permettant de déterminer la durée de réalisation de chaque type de travaux selon son importance et les moyens utilisés.

4.1 Définition

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des orientations considérées pour la réalisation dans les meilleures conditions envisageables d'un projet ou d'un travail quelconque. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à l'exécution de l'œuvre tout en restant fidèle aux instructions générales exigées par le maître de l'ouvrage. Ces instructions générales se résument dans certains éléments qui sont: la rapidité, l'économie et la qualité (qui complètent à l'exécution d'une véritable économie).

4.2 Les mesures nécessaires

Organiser un chantier part donc à prendre toutes mesures nécessaires pour que la réalisation et achèvement du projet se face:

- en conformité avec les plans établis;

- de bonne qualité;
- aux moindres délais;
- aux moindres coûts;
- sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité (bon délais) demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

a. La rapidité d'un projet

Exigée par le maître de l'œuvre, c'est l'objectif principal recherché. Il est faut de le faire intervenir seul ou lié simplement au facteur économie. On peut y joindre la qualité, lors que le projet à été convenablement étudié dans ce but précis. Si la rapidité se traduit par une économie au stade de financement de l'ouvrage, il n'en est pas toujours de même à l'exécution. Une réalisation trop rapide exige souvent, en effet, des moyens très importants humains et matériels.

b. L'économie

Souvent le résultat d'une organisation rationnelle, elle est assurée par une étude approfondie du sujet et la distribution rapide des plans détaillés au responsable du projet, la coordination des actions des diverses entreprises appelées à coopérer réduire le temps mort, les fausses manœuvres et forme de ce fait un des plus importants facteurs d'économie et de rapidité.

La réduction des circulations, le choix judicieux des installations, la propreté, précision et l'ordre pour autant de facteurs qui influencent l'économie.

c. La qualité

Principalement elle est basée sur une connaissance approfondie des matériaux et de leur mise en œuvre. Par le choix de la main d'œuvre qualifiée et des cadres pour la collaboration, un déroulement rationnel des tâches évite les détriments. Les réparations et les retouches peuvent nuire à la finition de qualité des travaux.

La propreté du chantier, la remise en état naturel, l'ordre et la lumière constitue les normes déterminantes de l'amélioration de la qualité du projet.

Puisque la divergence des types d'ouvrages réalisés au cours de plan d'action, des matériaux employés, des procédés de construction, du moyen Humain (la valeur de la main d'œuvre et des cadres) et matériel (les engins), des conditions locales, des moyens de financement.

La nature du projet nécessite une certaine forme d'un état d'organisation particulier.

5 Métrologie et les différentes étapes de réalisation d'un forage

a- Installation du chantier de forage :

L'installation de chantier de forage est conçue pour permettre les manœuvres de la garniture de forage :

- ✚ Descente et remonté des tiges et masses tiges ;
- ✚ Changement des outils de forage ;
- ✚ Rotation du train de sonde ;
- ✚ Préparation et injection du fluide de forage ;
- ✚ Mesure et prise de lecture de différentes valeurs (poids sur outil, pression etc...).
- ✚ Permettre au foreur d'intervenir rapidement en cas de problème.

L'organisation de chantier de forage doit permettre au foreur d'intervenir rapidement en cas de problème. Les précautions à prendre doivent conduire à déterminer :

- ✚ Un périmètre de sécurité autour du chantier.
- ✚ Un accès pour les véhicules.
- ✚ Un approvisionnement en eau (citernes)
- ✚ Un accès facile pour le remplissage des fosses
- ✚ Un endroit sec pour la rédaction (bureau)
- ✚ Une zone de déblais (cuttings)
- ✚ Un terrain aplani pour faciliter le calage de la machine.
- ✚ L'emplacement et le creusage des fosses à boue
- ✚ Le positionnement du compresseur de façon à ce qu'il ne reçoive pas la poussière de forage.
- ✚ L'installation de toutes les unités de pompage, de pression hydraulique et des moteurs sur un plan horizontal.
- ✚ L'outil de mesure de la pression hydraulique doit être protégé du soleil.

b- Choix de la technique de forage:

Pour réaliser le forage, nous disposons de nombreuses méthodes de forage, et le choix du procédé est dicté par la proportion de technologie économique qui régule toute opération de forage, et ce limiteur atteint clairement la rive finale du forage le plus tôt possible et au moindre coût. L'essentiel, cependant, est d'atteindre l'objectif d'avoir une ressource bien définie en termes de qualité et de quantité. Ceci nécessite le choix d'une méthode de forage permettant d'isoler les horizons (parasites) en réalisant des renforcements adaptés. D'autre part, le naufrage lui-même ne doit pas modifier le niveau du produit que l'on souhaite prélever. En effet, chaque procédé possède des qualités et des inconvénients qui détermineront notre choix.

Le choix d'une technique de forage se fait sur : la nature de terrain, son teneur en eau, l'avancement de l'outil de forage, la quantité d'eau à utiliser, l'endroit du forage...etc. L'expérience seule permet d'évaluer correctement la remontée de cuttings et l'avancement de l'outil de forage en fonction de la technique utilisée.

Au-delà de certaine profondeur, le rotary à l'air comprimé est à éviter car il est difficile à maîtriser (mauvaise remontée du cuttings). Dans les terrains sédimentaires peu consolidés, le rotary à la boue est la plus adéquat.

c- Tubages (casing):

C'est l'action d'introduire une colonne de tubage pour consolider le forage et faire après un cimentage. Cela consiste à une manœuvre de descente d'une tubulaire spéciale d'un diamètre presque égal au diamètre du trépan (espace annulaire petit). La spécificité du tubage est sa faible résistance à la traction et par ses équipements qui augmente les frottements avec les parois du forage (racleurs, centreurs, sabot etc...)

Il apparaît que la descente du tubage est très délicate surtout en forage incliné et le risque de coincement est omniprésent surtout en présence des dog legs dans le forage.

Le tubage de réalisation de forage peut se faire suivant trois formes : tubages complet, tubages télescopique et tubage en colonne perdus.

d - Contrôle de la rectitude et de la verticalité :

Pour faciliter le tubage : installez une colonne rigide de tubes dans un trou coudé impossible.

Pour un bon fonctionnement de la pompe : dans un trou rectiligne mais incliné, le fonctionnement de la pompe peut être affecté en raison par l'augmentation des pertes de charge linéaires, tandis que dans un trou coudé les pertes de charge singulières se multiplient.

On se rend compte qu'un écart de 0,25% n'est pas significatif, mais à partir de 0,5%, il commence à être Grandiose.

La verticalité est mesurée avec les appareils suivants : l'inclinomètre thermique, l'inclinomètre mécanique et l'inclinomètre optique.

La géométrie et la déviation du forage sont des mesures intéressantes pour contrôler la verticalité du forage. La déviation est généralement enregistrée avec différents instruments :

- ✚ Borehole Geometry Tool (BGT) ;
- ✚ Pendage-mètre (Diplog, HDT....) ;
- ✚ Inclinomètre ;
- ✚ Guidance Continuous Tool (GCT).
- ✚ L'enregistrement permet d'obtenir les détails suivant : L'ovalisation du trou de forage;
- ✚ Le volume du trou ;
- ✚ Le volume nécessaire à la cimentation ;
- ✚ Calculer la profondeur verticale ;
- ✚ Donner une indication peut donner une indication intéressante sur la direction du forage
- ✚ d'où la direction des fractures.

e- les fosses à boue :

Ils sont préparés pour tout forage rotary. Il devrait y avoir deux fosses en circuit fermé :

Une fosse de sédimentation qui recueille la boue de forage et permet de déverser les déblais, et une fosse de pompage qui reçoit la boue décantée pour la restituer au forage. Les bassins à boue forment une réserve de fluide de forage et permettent de le recycler et de le nettoyer régulièrement des sédiments déposés lors du forage. Si les fosses sont creusées dans un sol meuble, leurs parois doivent être recouvertes de panneaux de plastique, d'argile ou de ciment pour empêcher les infiltrations et les glissements de roche des parois. La circulation des boues doit être lente et régulière pour déposer les rebuts et faciliter le prélèvement des échantillons. Des réservoirs de sédimentation en option peuvent être ajoutés. L'ensemble du cercle de boue est principalement composé de deux bassins et de deux canaux.

Les fosses à boue constituent une réserve de fluide de forage et permettent son recyclage par décantation. Elles se forment d'une fosse de décantation, d'une fosse de pompage et de canaux.

Le premier canal doit être assez long pour que la fosse soit en dehors du trottoir du futur point d'eau pour éviter le tassement différentiel sous la dalle (de largeur ≥ 2 m) et d'une section de 0,2x0, 2 m.

L'axe du second canal doit être décalé de celui du premier pour favoriser la décantation. Sa section est de 0,2x0, 2 m.

Les fosses et les canaux sont régulièrement curés et nettoyés des sédiments déposés en cours de forage. Le dimensionnement des fosses à boue se fait en fonction de la profondeur du forage à réaliser.

Une méthode approximative de dimensionnement est avancée par E. Drouart et J.M. Vouillamoz :

* le volume total des fosses = 3xvolume du forage.

* la fosse de décantation :

- largeur (m) = $[\text{volume du forage (en litre)} \times 0,57]^{1/3}$.
- longueur (m) = $1,25 \times \text{largeur}$
- profondeur (m) = $0,85 \times \text{largeur}$

* fosse de pompage :

- largeur = $[\text{volume du forage (en litre)} \times 0,57]^{1/3}$.
- longueur = $2,5 \times \text{largeur}$
- profondeur = $0,85 \times \text{largeur}$.

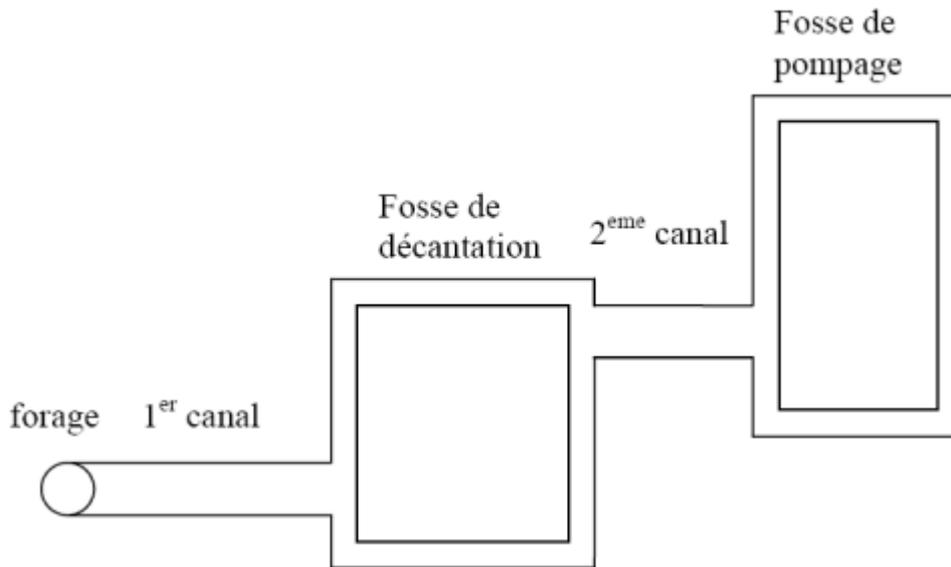


Figure I.14 Les fosses à boue

f. Prélèvement des échantillons :

➤ **Cuttings** : l'échantillonnage et l'analyse de cuttings permet l'établissement de la courbe granulométrique pour définir les caractéristiques des crépines et du gravier additionnel.

Le forage à la boue permet de fournir à la surface des échantillons broyés ou non du terrain rencontré par l'outil au fond du trou.

S'il s'agit de forage au rotary, ces échantillons contiennent une forte portion de la boue de circulation.

Pour le forage au battage, il procure un échantillonnage nettement plus représentatif de la formation.

L'échantillonnage en forage par battage nécessite des interruptions de l'avancement, la sortie du trépan et l'extraction à la cuillère du sol de fond, tandis qu'au rotary ; ces interruptions ne sont pas nécessaires.

Généralement : on prend un échantillon dès que l'on rencontre une formation aquifère, et à chaque fois qu'il y a changement de formation. Autrement, on prend un échantillon tous les deux mètres.

➤ **Carottage** : le carottage mécanique permet de définir la nature, la position, l'épaisseur et l'étendue des couches.

Il s'agit de découper dans la formation, un cylindre appelé carotte par le moyen d'une couronne à dents (dents en acier ou rechargées au carbure de tungstène) ou avec un prisme (en carbone tungstène ou à diamants) et de le détacher de la masse et de le remonter à la surface avec grande précaution, en évitant de le modifier ou de l'altérer au contact des parois. Il existe trois types de carottier :

- ✓ Carottier simple Le carottier simple en longueur standard de 500, 1500 et 3000 mm est un tube échantillonneur simple monté en direct sur le raccord de tête, utilisé pour les formations dures et homogènes.
- ✓ Carottier double Le carottier double en longueur de tube intérieur de 1500 et 3000 mm possède un tube extérieur et intérieur. Le tube intérieur est monté sur roulement ne tourne pas et l'injection se fait entre les deux tubes. L'échantillon non remanié est pris intact dans le tube intérieur, la carotte n'a aucun contact avec le tube en rotation ce qui limite le risque de détérioration de l'échantillon.
- ✓ Carottage électrique (Diagraphie, Well log) La diagraphie (carottage électrique) consiste à mesurer, à l'aide de différentes sondes, les caractéristiques des formations traversées lors du forage. En fin du forage de reconnaissance généralement en 8"1/2, l'opération du carottage électrique (diagraphie) permet d'explorer, d'ausculter le forage non encore tubé sur toute sa profondeur. Le principe de l'opération est de mesurer trois grandeurs (Ps, Résistivité électrique des terrains et Gamma Ray). La couche de potentiel donnera une idée de la nature géologique des couches. La courbe de résistivité nous renseignera sur la teneur en eau de ces couches (les formations argileuses ont une faible résistivité) et les formations aquifères douces (sable, grès, gravier ou calcaire). Gamma Ray mesure la radioactivité naturelle pour identifier les niveaux argileux.

➤ **Mesure de la perméabilité :**

Les différents procédés de mesure de la perméabilité sont :

Les procédés de mesure au laboratoire : par utilisation de perméamètres à charge constante ou variable.

les procédés in situ (méthode de Lugeon qui consiste à injecter de l'eau sous une pression constante et on mesure le volume d'eau introduite en une minute) utilisation des formules empiriques (formule de Hazen, formule de Slichter) à travers la courbe granulométrique.

Calcul de la perméabilité d'après la détermination de la transmissivité (à travers les essais de pompage).

g- EQUIPEMENT DE FORAGE

Le choix correct de l'équipement de forage : tubage, crépine et gravier additionnel, peut conduire à une nette économie.

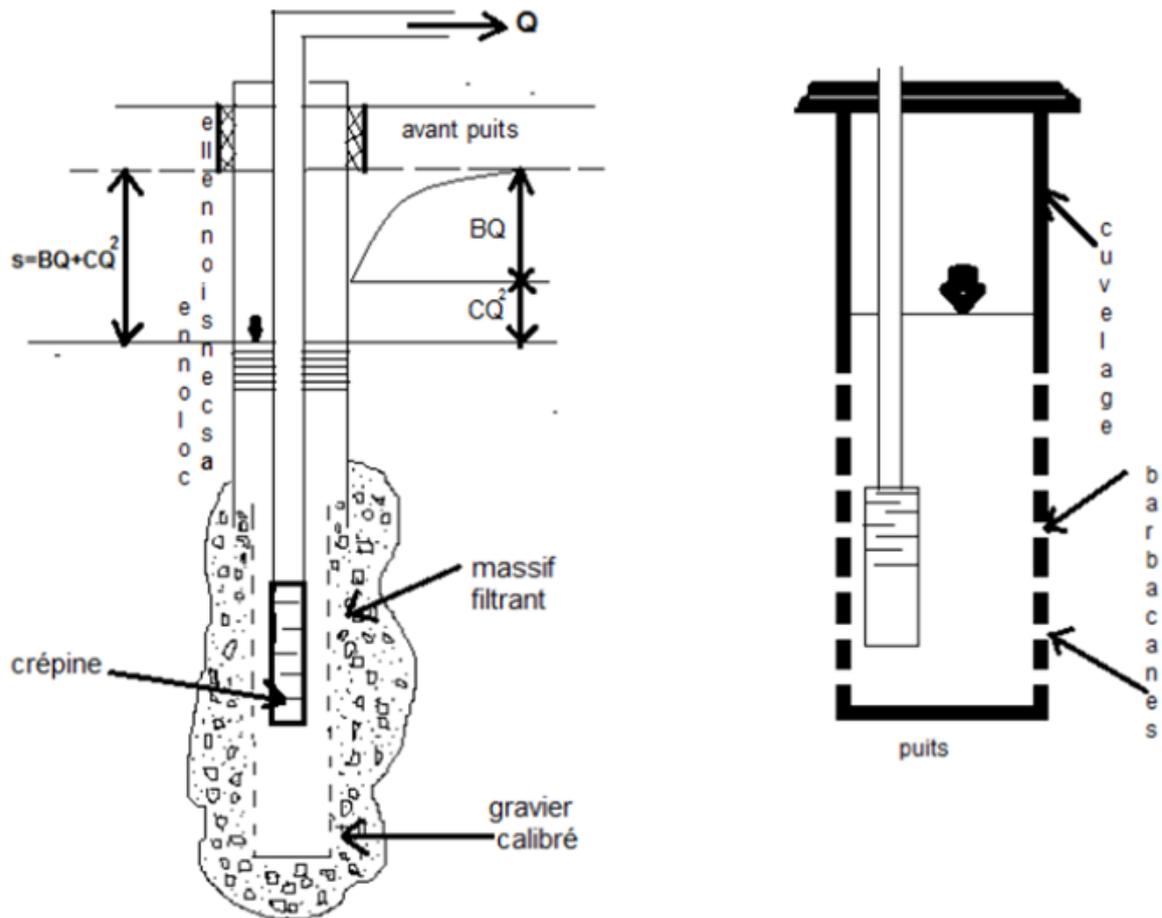


Figure I.15 Composition aquifère/ ouvrage de captage. Equipement technique des puits et sondages. Signification des pertes de charge

Exercice :

Dimensionner les fosses à boue pour un forage de profondeur 100 m et de diamètre 6" (15 cm).

Solution :

1- le volume total des fosses $V_t = 3 \times \text{volume du forage} = 3 \cdot \pi \cdot (0,15)^2 / 4 \cdot 100 = 5,3 \text{ m}^3$.

2-la fosse de décantation :

- largeur = $[\text{volume du forage} \times 0,57]^{1/3} = [\pi \cdot (0,15)^2 / 4 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 0,57]^{1/3} = 10,02 \text{ m}$

- longueur = $1,25 \times \text{largeurs} = 1,25 \cdot 10,02 = 12,52 \text{ m}$

- profondeur = $0,85 \times \text{largeurs} = 0,85 \cdot 10,02 = 8,52 \text{ m}$

3-fosse de pompage :

- largeur = $[\text{volume du forage} \times 0,57]^{1/3} = [\pi \cdot (0,15)^2 / 4 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 0,57]^{1/3} = 10,02 \text{ m}$

- longueur = $2,5 \times \text{largeur} = 2,5 \cdot 10,02 = 25,05 \text{ m}$

- profondeur = $0,85 \times \text{largeur} = 0,85 \times \text{largeurs} = 0,85 \cdot 10,02 = 8,52 \text{ m}$

Conclusion

Lois fondamentales de l'écoulement et les concepts principaux découlent de la composition de l'équation de Darcy qui est le fondement de toutes les hypothèses d'écoulement, de l'équation de la continuité (conservation de la masse) et de l'équation d'état.

Chapitre II : Pompages d'essai en régime permanent

Introduction

L'écoulement permanent est un régime d'équilibre obtenu après une longue période de pompage lorsque la réalimentation de la nappe équivaut au débit d'extraction de l'eau. A un débit de pompage constant correspond une stabilisation du rabattement et du cône de dépression.

Les pompages en écoulement permanent sont les plus simples à interpréter, offrent des résultats précis mais demandent une longue période de pompage souvent incompatible avec les exigences économiques (fonctionnement et immobilisation du chantier). De plus, pour permettre une interprétation correcte, il faut un rabattement significatif avec un débit continu acceptable ce que ne permettent pas tous les aquifères.

1 Définition de Régime permanent

Le régime est permanent quand il y a *équilibre entre le débit sortant du puits et le débit entrant* par ailleurs dans la nappe. En fait, on dira que le régime permanent est atteint si, dans les piézomètres, l'évolution du rabattement dans le temps devient négligeable, ou si le gradient hydraulique devient constant aux abords du puits.

Donc c'est un Régime d'écoulement stabilisé et invariable dans le temps. Cet état correspond à un équilibre entre le débit prélevé et d'alimentation de l'aquifère.

1.2 Essai de puits (par paliers)

L'essai de puits (well test, également appelé pompage par paliers de débit), permet d'évaluer les caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement immédiat. Ce test permet d'accéder au débit critique de l'ouvrage, aux différentes pertes de charge et aux rabattements en fonction des débits.

Il est réalisé en maintenant plusieurs paliers de débit pendant un temps limité (de 1 à 3 heures), avec le juste débit d'eau Q et rabattement S mesurés en fin de palier. Chaque palier de débit est suivi d'un temps d'arrêt de pompage, permettant une remontée stable de la nappe phréatique.

1.3 Sélection du débit d'essai

On aura déterminé le Q_{\max} au cours des opérations préliminaires de développement ou de tests. A défaut, on prendra le débit instantané maximum observé en cours de foration (creusement).

Q_{\max} sera déterminé lors du développement ou des tests initiaux. Si cela ne se produit pas, le débit instantané maximal observé lors de foration (creusement) sera pris.

L'essai de puits par paliers de débit (de courte durée) a évalué les caractéristiques du complexe aquifère ouvrage.

Ces caractéristiques sont : *le débit critique, le débit spécifique, les pertes de charge dans l'ouvrage et son environnement immédiat et le débit d'exploitation.*

2. Méthodologie

Le pompage d'essai en régime permanent (parfois appelé essai par paliers de rabattement), consiste à pomper dans le forage, pendant des temps relativement courts (généralement toute la série peut être complétée en une journée), avec une série de paliers à débit différent, le débit augmentant généralement à chaque palier. Le dernier palier devrait approcher du rendement maximal estimé pour le forage (Forkasiewicz, 1972 ; Kruseman, 1973).

Les tests consistent en 3 à 5 pompages à débit croissant mais de durée constante (1 à 3 heures) espacés d'un temps d'arrêt au moins équivalent permettant à la nappe de retrouver son niveau d'équilibre initial. Les débits des différents paliers sont choisis sur la base du débit atteint en fin de développement. La durée est à moduler en fonction du débit escompté. Le pompage doit être accompagné de la mesure simultanée des niveaux d'eau dans le forage. L'essai de puits par paliers de débit de courte durée évalue les caractéristiques du complexe aquifère ouvrage présenté par le débit critique, le débit spécifique, les pertes de charge dans l'ouvrage et son environnement immédiat et le débit d'exploitation.

Il peut être réalisé de différentes façons, mais la plus courante est la suivante :

- * Commencer par un débit de pompage constant Q_1 faible, jusqu'à obtenir un rabattement stabilisé au puits S_1 ;

- * On augmente alors le débit pour passer à un nouveau débit constant Q_2 pour lequel on obtient un rabattement stabilisé S_2 ;

- * On poursuit avec des débits Q_3, Q_4 , etc.

- * Prévoir les trois à cinq paliers au total pour faire une interprétation de l'efficacité du puits, les débits de pompage progressant par échelons plus ou moins réguliers entre le minimum et le maximum. Donc on va Calculer le débit de pompage moyen pour chaque palier de l'essai (prenez toutes les mesures du débit enregistrées pendant le 1er palier et calculez la moyenne ; répétez le processus pour les autres paliers). Si l'essai comporte cinq paliers, vous devez obtenir cinq valeurs pour le débit de pompage (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5).

- * Donc on va prendre les relevés du niveau d'eau enregistrés à la fin de chaque palier (en mètres au dessous du point de référence) et convertissez-les en rabattement en soustrayant le niveau d'eau résiduel. À nouveau, pour un essai à cinq paliers, vous devriez obtenir cinq valeurs de rabattement (s_1, s_2, s_3, s_4 et s_5).

- * Tous les paliers doivent avoir la même durée, la plus courante étant de 60 à 120 minutes.

- * Le débit du dernier palier devrait être égal ou supérieur au débit d'exploitation prévu lorsque le forage fonctionnera à pleine capacité.

- * Le débit pompé :

Avant le début de l'essai, la pompe est mise en marche une dizaine de minutes, vanne d'exhaure ouverte à fond afin de mesurer le débit maximal de production de l'ouvrage, soit Q_{max} .

- * Calculez le rabattement spécifique au moyen des couples ($s_1/Q_1, s_2/Q_2, \dots$ etc.). Puis dessinez un graphique de s/Q en fonction de Q sur du papier millimétré linéaire (en traçant s_1/Q_1 en fonction de $Q_1, s_2/Q_2$ en fonction de Q_2 , etc.,

L'essai de pompage par paliers de courtes durées évalue les caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage. Ce sont les :

- ✓ débits critiques,
- ✓ les débits spécifiques relatifs,
- ✓ les pertes de charge dans l'ouvrage et son environnement immédiat et,
- ✓ le débit maximum d'exploitation ou productivité.

Il permet également d'établir le programme d'équipement technique de l'ouvrage : tubage, crépine, et massif filtrant, puissance de la pompe, etc.

* Tracez la droite la mieux ajustée passant par les points. Le point où la droite coupe l'axe y représente la constante B et la pente de la droite représente la constante C. Les valeurs de B et C peuvent ensuite être utilisées dans l'équation pour calculer le rabattement pour les autres débits ou, en adaptant légèrement l'équation, le débit attendu pour un rabattement donné.

On admet généralement que le rabattement stabilisé au puits s'écrit (Rorabaugh, 1935) :

$$S = BQ + CQ^n \dots \dots \dots (II.1)$$

Où, l'exposant n est compris entre 1.5 et 3.5. Jacob (1947) avait proposé $n = 2$

Ainsi :

s total = s aquifère + s équipement = pertes de charge linéaires + pertes de charge quadratiques.

Donc ;
$$S = BQ + CQ^2 \dots \dots \dots (II.2)$$

Le rabattement total (s total) mesuré lors du pompage est la somme du rabattement provoqué par l'aquifère lui-même (s aquifère) correspondant aux pertes de charge linéaires et du rabattement provoqué par l'équipement installé (s équipement) induit par les pertes de charge quadratiques (Jacob, 1947).

L'étude des couples débit-rabattement des différents paliers permettent de déterminer les pertes de charge liées à l'équipement du puits.

Sur la courbe du rabattement spécifique (s total /Q), l'ordonnée à l'origine donne la valeur du coefficient de perte de charge linéaire (B) et le coefficient directeur, le coefficient de perte de charge quadratique (C).

Donc, le rabattement mesuré dans l'ouvrage à l'instant (t) est la somme de deux composantes nommées pertes de charges, exprimées en mètre de hauteur d'eau caractérisant le complexe aquifère/ouvrage de captage.

Le but principal des pompages d'essai par paliers est de déterminer la courbe caractéristique du puits, $s = f(Q)$, soit l'évolution du rabattement en fonction du débit de pompage, et le débit critique Q_c .

La courbe caractéristique du forage

A partir de données des essais par paliers, on peut tracer les courbes caractéristiques des forages $s = f(Q)$.

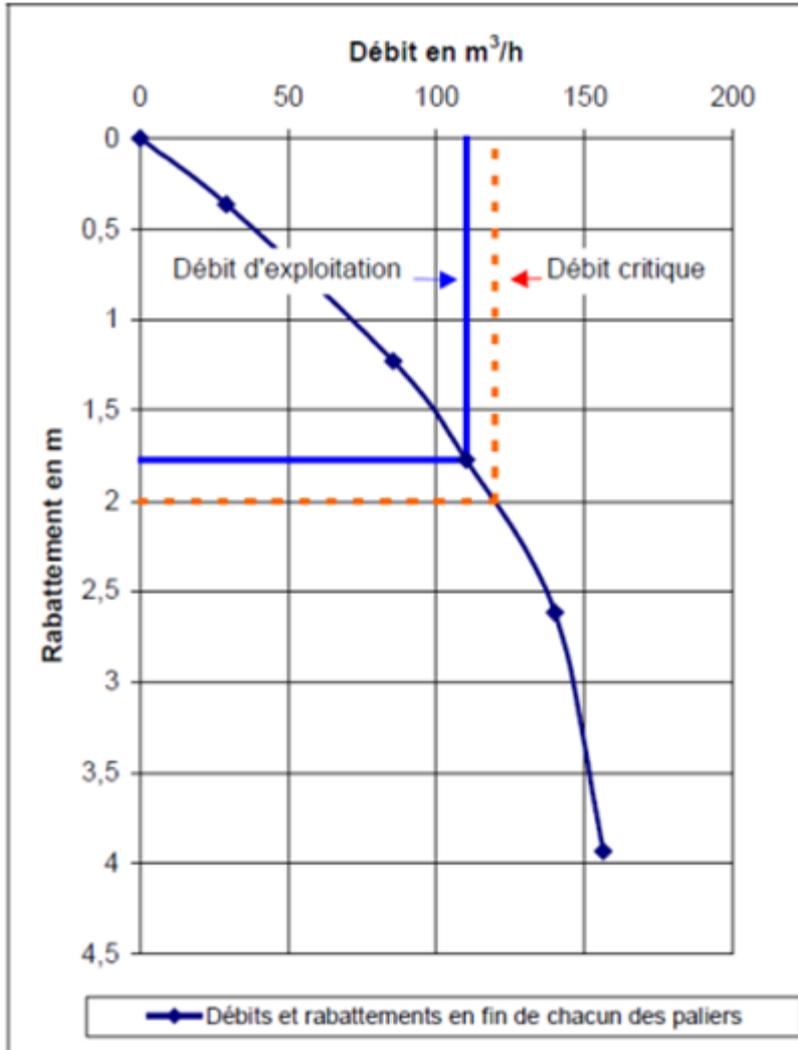


Figure II.1 de Pompage par paliers de débit : courbe caractéristique

La **courbe caractéristique** montre une pente régulière dans sa partie initiale et une partie terminale qui s'incurve. La partie incurvée révèle des turbulences dans l'écoulement de l'eau souterraine vers la pompe qui, à terme peuvent endommager celle-ci, déstabiliser le massif de gravier et provoquer l'apparition d'eau turbide. Il convient donc de ne pas dépasser *un débit critique* que l'on situe graphiquement au point d'inflexion de la courbe caractéristique. Le débit d'exploitation sera fixé à 10% en dessous de ce débit critique.

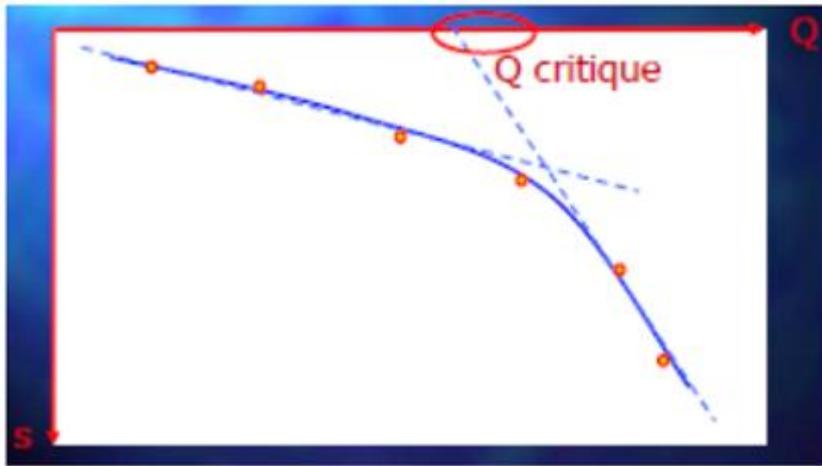


Figure II.2 de Détermination du débit critique à partir de la courbe caractéristique

La figure ci après, illustre une séquence typique de débits de pompage (Q) et le comportement du niveau d'eau. On voit immédiatement pourquoi cet essai est dit « par paliers ».

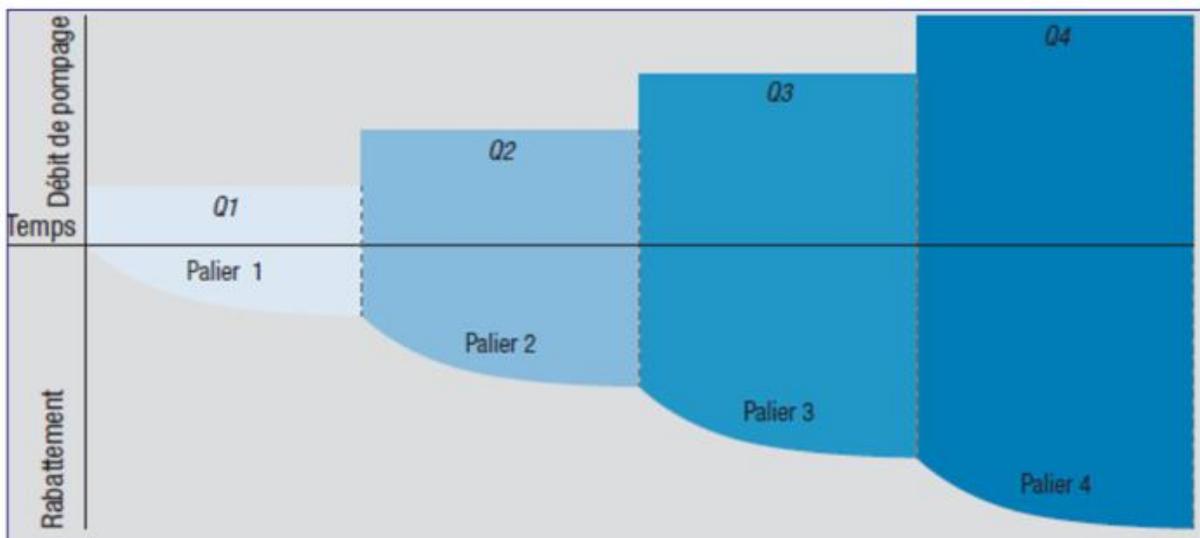


Figure II.3 Illustre Schéma de l'essai par palier (OIE, 2013)

2.1 Déroulement de l'essai par paliers

Une fois que le matériel (équipements) prêt et les différentes tâches définies, l'essai se poursuit comme suit :

1. Choisissez un point de référence (par exemple le bord supérieur du tubage) à partir duquel tous les relevés du niveau d'eau seront pris, et mesurez du niveau d'eau résiduel. Le niveau doit être stable avant le début de l'essai.
2. Ouvrir la vanne au réglage prévu pour le premier palier (réglé lors de l'essai décrit précédemment) et démarrer la pompe et le chronomètre en même temps.

3. Fait la mesure du niveau d'eau dans le forage toutes les 30 secondes pendant les 10 premières minutes, puis toutes les minutes pendant 30 minutes, et enfin toutes les 5 minutes jusqu'à la fin du palier (la durée de chaque palier a été déterminée lors des préparatifs de l'essai). Si vous oubliez de mesurer le niveau d'eau à temps, notez l'heure pour prendre la lecture. Enregistrez toutes les lectures dans le formulaire standard considéré pour les essais par paliers.
4. Mesurez le débit de pompage immédiatement après le démarrage du palier, puis à intervalles réguliers (toutes les 15 minutes semblent raisonnables). S'il y a une accélération évidente du rabattement, ou si la pompe fait divers bruits, mesurez également le débit à ces moments-là également. Si le débit de pompage change de manière significative (disons plus de 10 %), réglez la vanne pour maintenir un débit aussi stable que possible durant tout le palier.
5. À la fin du premier palier, ouvrez la vanne jusqu'au réglage prévu pour le deuxième palier, notez l'heure (ou redémarrez le chronomètre) et refaites les mesures du niveau d'eau (le rabattement) et du débit de pompage.
6. Répétez la procédure pour les paliers qui suivent, en augmentant graduellement le débit de pompage à chaque palier.
7. À la fin du dernier palier (qui sera probablement le quatrième ou le cinquième) débranchez la pompe, notez l'heure (ou rallumez le chronomètre) et mesurez la remontée du niveau d'eau aux mêmes intervalles que ceux auxquels vous avez mesuré le rabattement lors de chaque palier. Continuez pendant la durée d'au moins un palier, idéalement beaucoup plus longtemps, jusqu'à ce que le niveau d'eau se rapproche du niveau enregistré avant l'essai. Pour une explication détaillée de la période de remontée (Marsily, 2004).

3 Interprétation et Analyse

La théorie de l'hydraulique des eaux souterraines présuppose que pendant le pompage dans un forage, les conditions de flux dans l'aquifère sont laminaires. Si c'est effectivement le cas, le rabattement dans le forage est directement proportionnel au débit de pompage. Toutefois, des turbulences peuvent se produire dans l'aquifère à proximité du forage si le pompage se fait à un débit suffisamment élevé ; en outre, dans le dernier trajet, lorsque l'eau passe de l'aquifère au forage et à la pompe à travers le massif filtrant et la crépine, l'écoulement devient presque toujours turbulent. Ceci entraîne des « pertes de charge » dans le puits, ce qui signifie qu'un rabattement supplémentaire est nécessaire pour que l'eau entre dans la pompe. Si l'eau est agitée par des turbulences.

Jacob propose d'exprimer le rabattement dans le forage par l'équation suivante

$$s = BQ + CQ^2 \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec,

s : Le rabattement,

Q : Le débit de pompage

B et C : Des constantes.

- Détermination graphique des coefficients B et C

Si tous les termes de l'équation sont divisés par Q , on obtient l'équation du rabattement spécifique :

$$s/Q = B + CQ \dots \dots \dots (II.2')$$

Cette expression établie pour l'aquifère à nappe captive, est étendue à l'aquifère à nappe libre sous condition que le rabattement mesuré soit inférieur à $0,1 b$ (b , représentant l'épaisseur de l'aquifère).

L'équation est une équation d'une ligne droite (si s/Q est reporté en fonction de Q sur du papier millimétré linéaire). Notez que (s/Q) désigne le rabattement spécifique, et l'inverse (Q/s) ; le débit spécifique. Le coefficient B est donné par l'intersection de la droite avec l'axe de s/Q et le coefficient C est la pente de la droite (fig. ci après). Les valeurs de B et C peuvent ensuite être utilisées dans l'équation (II.2) pour calculer le rabattement escompté pour les autres débits ou, en adaptant légèrement l'équation, le débit attendu pour un rabattement donné.

Donc, pour analyser les résultats des essais par paliers, procédez de la manière suivante :

1. Calculez le débit de pompage moyen pour chaque palier de l'essai (prenez toutes les mesures du débit enregistrées pendant le 1er palier et calculez la moyenne ; répétez le processus pour les autres paliers). Si l'essai comporte cinq paliers, vous devez obtenir cinq valeurs pour le débit de pompage (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5).
2. Prenez les relevés du niveau d'eau enregistrés à la fin de chaque palier (en mètres au-dessous du point de référence) et convertissez-les en rabattement en soustrayant le niveau d'eau résiduel. À nouveau, pour un essai à cinq paliers, vous devriez obtenir cinq valeurs de rabattement (s_1, s_2, s_3, s_4 et s_5).
3. Calculez le rabattement spécifique au moyen des couples ($s_1/Q_1, s_2/Q_2$, etc.). Puis dessinez un graphique de s/Q en fonction de Q sur du papier millimétré linéaire (en traçant s_1/Q_1 en fonction de $Q_1, s_2/Q_2$ en fonction de Q_2 , etc., comme le montre la figure ci-dessous. Tracez la droite la mieux ajustée passant par les points: le point où la droite coupe l'axe y représente la constante B et la pente de la droite représente la constante C .

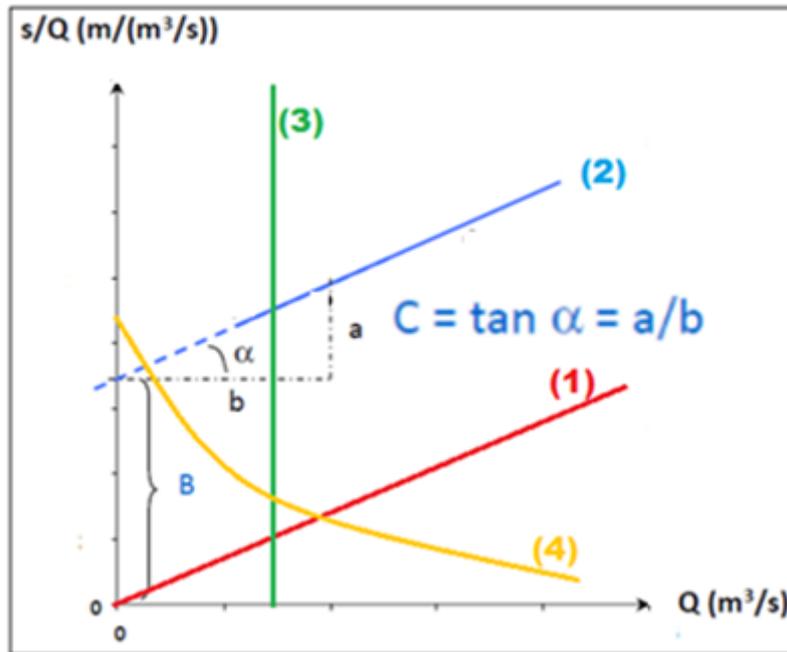


Figure II.4 Courbe s/Q – Débit ($s/Q=f(Q)$)

Cette droite met en évidence certaines formulations simples de la relation débits/rabattements (figure ci-dessus).

On distingue généralement quatre cas (dans la figure ci-dessus) :

➤ Droite (1) passant par l'origine ; B est nul, elle indique que le régime turbulent (quadratiques) est fortement prédominant dans l'aquifère et dans le puits ($s=CQ^2$).

Et les pertes de charges laminaires sont négligeables.

➤ Droite (2) ne passant pas par l'origine, recoupant l'axe des coordonnées ; régime de pertes de charge classique du type, l'écoulement dans l'ouvrage et dans l'aquifère $s=BQ + CQ^2$

➤ Droite (3) à pente nulle et verticale ; C est nul, elle traduit un écoulement de type laminaire avec pertes de charge laminaires dans le tubage et la crépine négligeables. ($s=BQ$).

Et les pertes de charge turbulentes sont négligeables.

➤ Droite (4) les pertes de charges Quadratique importante avec $n=2, 3, 4, \dots$ du type

($s=BQ + CQ^n$).

Si aucune rupture de pente de la courbe $s=f(Q)$ n'apparaît clairement, le débit maximal est fixé en fonction du rabattement maximal admissible, soit 1 m au dessus des crépines la résolution de l'équation de Jacob donne :

$$Q = [(B^2 + 4BS_{max})^{0.5} - B]/2B$$

En introduisant le rabattement maximal admissible à la place de Δ pour obtenir la valeur du débit maximal.

La courbe s/Q en fonction de Q doit être une droite de pente C et d'ordonnée à l'origine B . WALTON a proposé une méthode qui permet de caractériser l'état du puits par la valeur de C , (Detay, 1993) :

Tableau II.1 caractériser l'état du puits par la valeur de C , selon Detay, 1993

Avec Q en m^3/s	
La valeur de coefficient C ($m/m^3/s$)	L'état de l'ouvrage
$C < 675$	Bon puits, développement correct
$675 < C < 1350$	puits médiocre
$C > 1350$	puits colmaté ou détérioré
$C > 5400$	puits irrécupérable
Avec Q en m^3/h	
La valeur de coefficient C ($m/m^3/s$)	L'état de l'ouvrage
$C < 5,2 \cdot 10^{-5}$	Bon puits, bien développé
$5,2 \cdot 10^{-5} < C < 1,04 \cdot 10^{-4}$	puits médiocre
$C > 1,04 \cdot 10^{-4}$	puits colmaté ou détérioré
$C > 4,17 \cdot 10^{-4}$	puits irrécupérable

Si l'essai par paliers est répété à une date ultérieure et que la droite la mieux ajustée (sur la figure ci dessous) s'est déplacée verticalement (B différent) mais que la pente est la même (C), cela indique un changement de l'état de l'aquifère. Si B est resté identique mais que C a augmenté, la performance du forage s'est détériorée, probablement en raison d'un facteur tel que l'obstruction de la crépine.

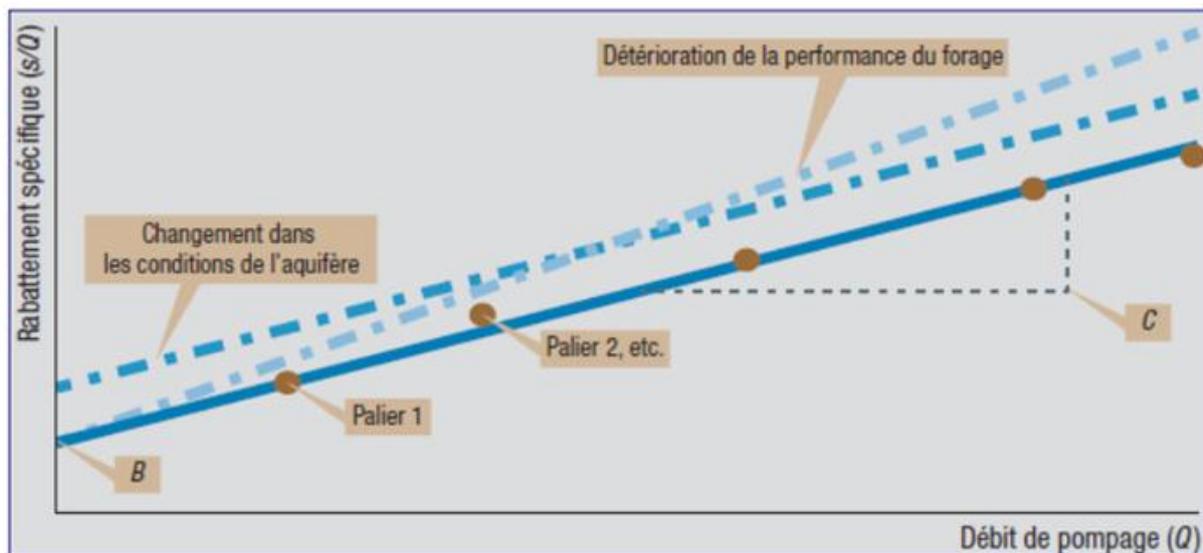


Figure II.5 de l'Analyse de l'essai par paliers (OIE, 2013)

4. Pertes de charge

4.1 Calcul des pertes de charge

4.1.1 Définition

Le rabattement est mesuré dans l'ouvrage à un instant donné, t , c'est la somme de deux composantes, nommées *perte de charge*, exprimées en mètre de hauteur d'eau, caractérisant le complexe aquifère/ouvrage de captage. Il s'agit des pertes de *charge linéaires* et des pertes de *charge quadratiques*, le rabattement total (s) à l'instant (t), est donné par l'expression de Jacob (1946) suivante :

$$s = BQ + CQ^2$$

4.1.1 Pertes de charge linéaires BQ

Une perte de charge linéaire provoquée par l'écoulement laminaire dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage, notée BQ. Elle résulte de deux effets :

- ✓ Influence de l'aquifère où *l'écoulement laminaire* est de régime transitoire. La perte de charge linéaire, imposée par les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère, au voisinage du puits, croît avec le temps pompage. Elle est caractéristique de l'aquifère.
- ✓ Influence de la partie captante du puits: *remaniement du réservoir*, crépine et éventuellement du massif. Cette perte de charge *dépend uniquement de l'ouvrage*. L'effet peut être positif ou négatif (colmatage). Ces pertes de charge sont constantes et dépendent de la technique d'équipement de l'ouvrage.

4.1.2 Pertes de charge quadratiques CQ²

Une perte de charge quadratique, non linéaire, est provoquée par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage, crépine et tubage, notée CQ², fonction du débit pompé et de l'équipement est constante.

Elles sont fonction uniquement du débit pompé, constantes à débit constant. Elles sont caractéristiques de l'équipement technique de l'ouvrage, du diamètre du tubage et de la crépine.

Le coefficient de pertes de charges quadratiques est C, ce coefficient permet d'apprécier la qualité des échanges entre l'aquifère et le puits.

5 Détermination du débit d'exploitation optimum

La productivité d'un puits, Pr , est le débit maximum qui peut être pompé dans l'ouvrage, pendant une durée définie, sans que le rabattement induit par le pompage ne dépasse le rabattement maximum admissible. Le rabattement maximum admissible est imposé par :

* Des contraintes physiques et techniques du complexe aquifère/ouvrage de captage, exprimées par le débit critique, Q_c et le rabattement critique, s_c , correspondant, mesurés par les essais de puits.

- Le débit maximum d'exploitation (Q_{exp})

$$Q_{exp} = Q_{critique} - 0,1 \times Q_{critique} \dots \dots \dots (II.3)$$

- Le rabattement maximum admissible (s_{max})

Le rabattement maximum admissible correspondant au débit d'exploitation peut aussi être déterminé par la relation suivante :

$$s_{\max} = s_{\text{critique}} - 0,1 s_{\text{critique}} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

D'autres facteurs peuvent également conduire à réduire le débit d'exploitation : ne pas dénoyer les crépines ni la pompe (contrainte sur le rabattement) et respecter les éventuelles contraintes liées à l'influence du forage sur les puits voisins.

Plus le nombre de paliers sera grand, meilleure sera la détermination du débit optimum. La productivité (Pr) recherchée de l'ouvrage est calculée par la relation:

$$Pr = q_s * s_{\max} \text{ Avec } q_s = Q/s \dots \dots \dots \text{(II.5)}$$

Des contraintes physiques et techniques du complexe aquifère/ouvrage de captage, exprimées par le débit critique, Q_{cr} et le rabattement critique, s_{cr} , correspondant, mesurés par les essais de puits.

Exemple :

(En pratique, si $Q_{cr}=150\text{m}^3/\text{h}$ et $s_{cr}= 5\text{m}$. le débit maximum, Q_{\max} et le rabattement maximum, doivent être inférieurs de 5 à 10%, soit $Q_{\max}=135 \text{ m}^3/\text{h}$ et $s_{\max}= 4.50 \text{ m}$.)

Des contraintes socio-économiques, dont le principal est le coût de production de l'eau, imposant la profondeur du niveau dynamique. Le rabattement maximum retenu doit donc être égal au rabattement maximum mesuré sans dépasser le rabattement maximum admissible.

6. La vitesse critique

Valeur de vitesse réelle de l'eau en mouvement dans un milieu perméable au-dessus de laquelle les pertes de charge sont proportionnelles à une puissance n de la vitesse (n état une constante liée aux caractéristiques du terrain). Cette vitesse est le seuil séparant le régime d'écoulement laminaire (à perte de charge proportionnelle à la vitesse) du régime d'écoulement turbulent.

$$V_c = \frac{\sqrt{K}}{15}$$

Avec :

V_c : La vitesse critique en m/s

K : la perméabilité en m/s

7. Estimation de la profondeur d'installation de la pompe

La profondeur d'installation de la crépine de pompe est fonction du niveau dynamique prévisible. Ce niveau est donné par le rabattement induit par le débit d'exploitation (débit max.), majoré par des variations piézométriques annuelles (on augmente la cote de la crépine de 2 à 3m)

Exercice d'application :

Soit les mesures données par le tableau suivant, effectuées pendant un essai de pompage par paliers de courte durée pour les données dans le tableau ci après.

Nbre de palier	Q (m ³ /h)	S (m)
palier 1	20	0,5
palier 2	35	0,9
palier 3	60	1,86
palier 4	75	2,8

- 1- Tracer la courbe caractéristique $s = f(Q)$ et Déterminer le débit critique et le débit d'exploitation
- 2- Déterminer le rabattement critique et rabattement maximale
- 3- Tracer la courbe $s/Q = f(Q)$
- 4- Déduire les coefficients de perte de charge B et C et donnée équation donnant la perte de charge.
- 5- Que peut-on dire concernant l'état de l'ouvrage

Solution :

- 1- On trace la courbe caractéristique $s = f(Q)$

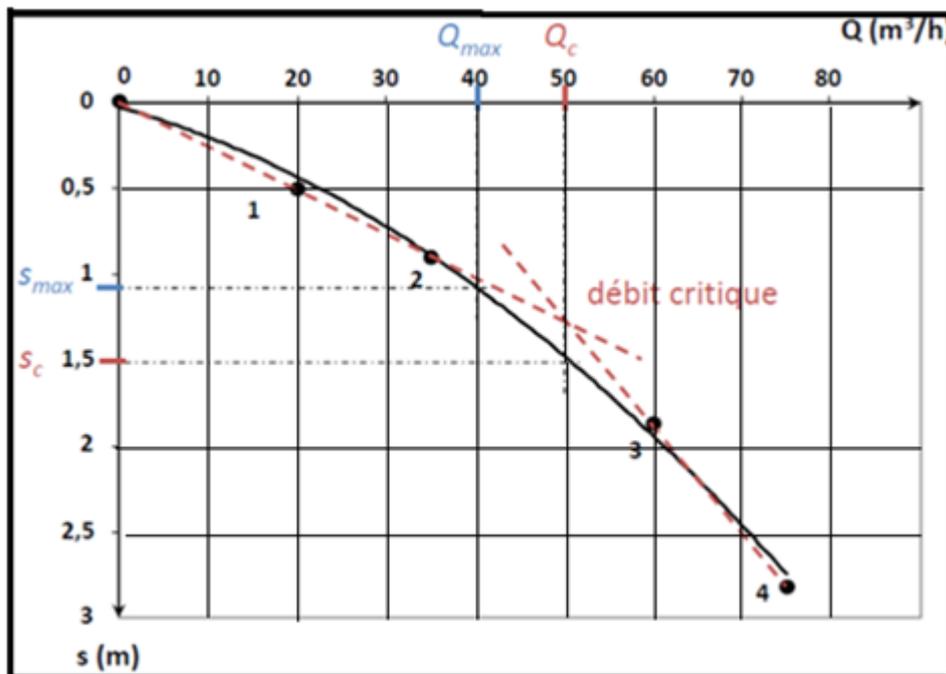


Figure II.6 de Détermination du débit critique et débit d'exploitation,(Danièle V.L. et Valérie P. ,2015)

- 2- d'après le graphe II.6 on détermine de débit critique $Q_{cr} = 50 \text{ m}^3/\text{h}$ et Déterminer le rabattement critique correspondant ce dernier $S_{cr} = 1.5 \text{ m}$.

3- ensuite on détermine le débit d'exploitation $Q_{\max} = 40 \text{ m}^3/\text{h}$ avec le Rabattement maximale $S_{\max} = 1 \text{ m}$.

4- Le débit spécifique d'un forage noté q_s est le débit pompé rapporté au rabattement s dans le forage pour chaque palier.

$$q_s = \frac{Q}{s}$$

5- Le rabattement spécifique s/Q est la hauteur de rabattement mesurée dans le forage rapportée au débit pompé. Il est exprimé en $\text{m}/\text{m}^3/\text{h}$ voir tableau ci-dessous :

N° du palier	Débit pompé Q (m ³ /h)	Rabattement s (m)	Débit spécifiques ($q_s = Q/s$)	Rabattement spécifiques(s/Q)
palier 1	20	0,5	40	0,0250
palier 2	35	0,9	38,88	0,0257
palier 3	60	1,86	32,25	0,031
palier 4	75	2,8	26,78	0,037

5- On trace la courbe $s/Q = f(Q)$

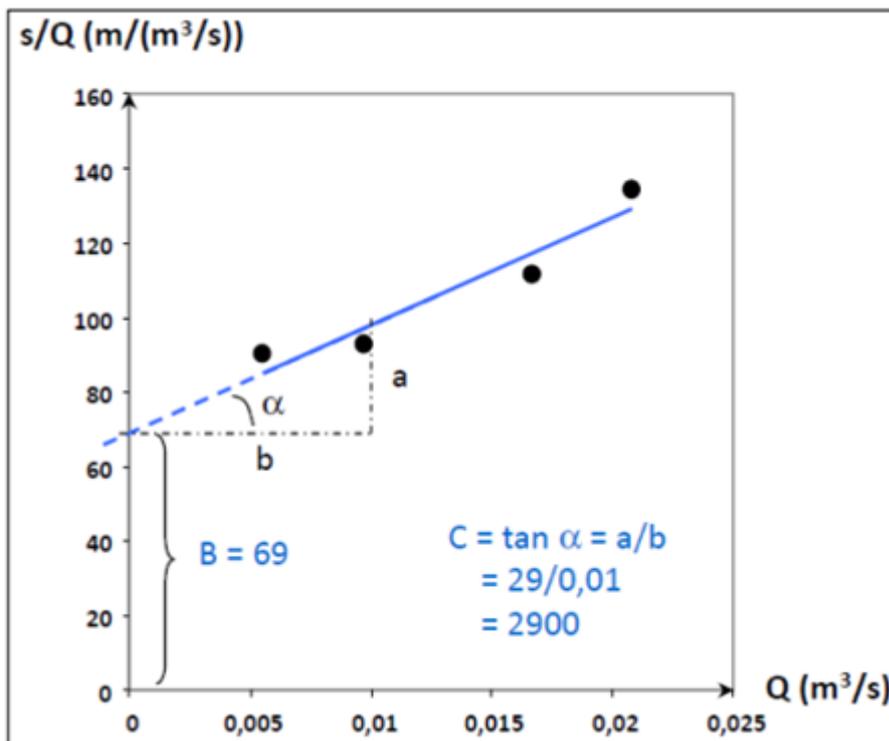


Figure II.7 Courbe s/Q – Débit, (Danièle V.L. et Valérie P., 2015)

6- Le coefficient C est égal à la pente de la droite, avec le coefficient C est égal à la pente de la droite présenté par le graphe II.7

$$\text{D'après le graphe : } \begin{cases} B = 69 \\ \text{et} \\ C = \operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{b} = \frac{29}{0,01} = 9200 \end{cases}$$

7- Équation donnant la perte de charge.

$$s = BQ + CQ^2 \Rightarrow s = 69 Q + 2900 Q^2$$

8- $C=2900$ donc $C > 1350 \text{ m} / (\text{m}^3/\text{s})$: puits colmaté ou détérioré

Exercice :

Soit les mesures données par le tableau suivant, effectuées pendant un essai de pompage par paliers de courte durée :

N° du palier	Débit pompé (m ³ /h)	Rabattement (m)
1	42	0,81
2	87	2,01
3	132	3,53
4	178	6,47

On demande de :

- 1- Tracer la courbe caractéristique $s = f(Q)$ et Déterminer le débit critique et le débit d'exploitation
- 2- Déterminer le rabattement critique s_{cr} et rabattement maximale s_{max}
- 3- tracer la courbe $s/Q = f(Q)$.
- 4- déduire les coefficients de perte de charge A et B et donner l'équation donnant la perte de charge.
- 5- que peut-t-on dire concernant l'état de l'ouvrage.
- 6- donner la valeur de débit max à pomper si le rabattement maximal admissible est 4,5 m.

Solution :

Interprétation graphique des données de l'essai de puits

Le débit constant en m³/h et rabattement résiduel en m, est dessiné le graphe sur un papier millimétrique. A partir des points obtenus nous traçons la courbe débits/rabattelements ou courbe caractéristique, représentant la fonction $s=f(Q)$. Une courbe concave traduit un essai non valable (mesures incorrectes ou développement au cours du pompage) voir la Figure II.8.

- 1- la courbe $s = f(Q)$:

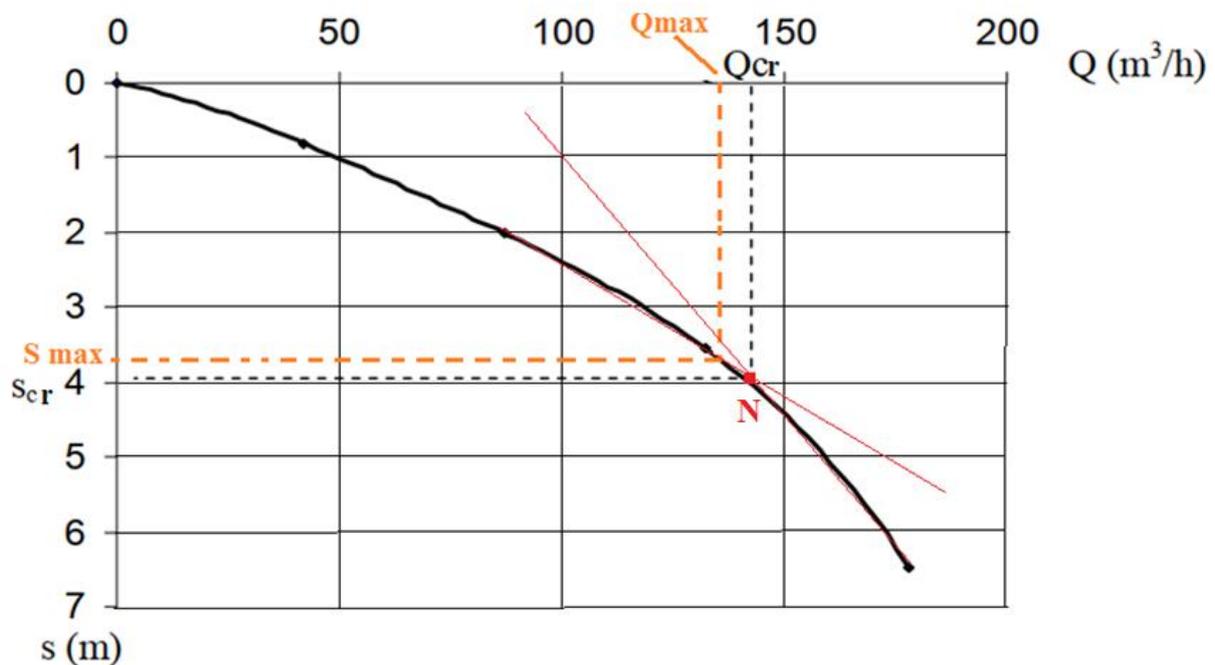


Figure II.8 de Détermination du débit critique et débit d'exploitation

2- Le débit critique $Q_{cr} = 140 \text{ m}^3/\text{h}$ est calculé par l'abscisse du point N déterminé par l'augmentation de la pente, la valeur du rabattement critique correspondant au débit critique est $S_{cr} = 4 \text{ m}$.

3- Calcul du débit maximum d'exploitation, $Q_{max} = 135 \text{ m}^3/\text{h}$, correspond à un rabattement maximum, S_{max} , en fonction du débit critique et du rabattement maximum admissible $3,6 \text{ m}$.

4- Le débit spécifique d'un forage noté q_s est le débit pompé rapporté au rabattement s dans le forage pour chaque palier.

$$q_s = \frac{Q}{s}$$

5- Le rabattement spécifique s/Q est la hauteur de rabattement mesurée dans le forage rapportée au débit pompé. Il est exprimé en $\text{m}/\text{m}^3/\text{h}$ voir tableau ci-dessous :

N° du palier	Débit pompé (m^3/h)	Rabattement (m)	Débit spécifiques ($q_s = Q/s$)	Rabattement spécifiques (s/Q)
1	42	0,81	51,85	0,0156
2	87	2,01	45	0,0231
3	132	3,53	37,4	0,0268
4	178	6,47	27,5	0,0364

6- la courbe $s/Q = f(Q)$:

L'équation de Jacob est une ligne droite voir la figure II.9:

$$s = BQ + CQ^2$$

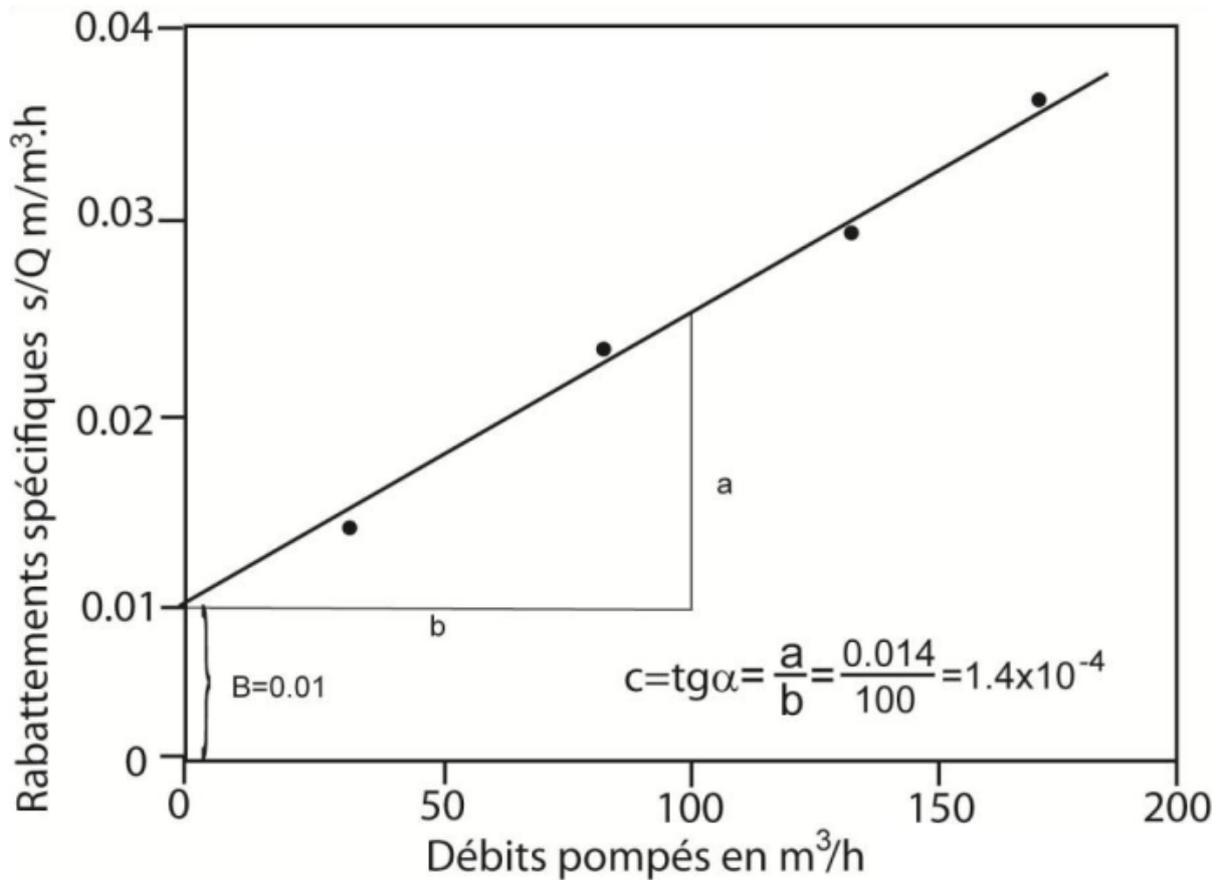


Figure II.9 Courbe s/Q – Débit

7- Calcul des pertes de charge

7-1 La droite débits/rabattements spécifiques permet de déterminer les coefficients B et C de l'équation de Jacob $s/Q=B+CQ$

7-2 Le coefficient B est obtenu par l'intersection de la droite représentative avec l'axe des rabattements spécifiques. Dans l'exemple $B=0,01$

Le coefficient C est égal à la pente de la droite présenté par le graphe II.9

$$\text{d'après le graphe : } \begin{cases} B = 0,01 \\ \text{et} \\ C = \text{tg } \alpha = \frac{a}{b} = \frac{0,014}{100} = 1,4 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

L'équation de la droite présenté par :

$$\Rightarrow s = 0,01 \cdot Q + 1,4 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2.$$

8- nous avons :

$1 \cdot 10^{-4} < C = 1,4 \cdot 10^{-4} < 4 \cdot 10^{-4}$ Donc Il s'agit d'un puits colmaté.

Pour voir si l'essai est correct, nous calculons le rabattement correspondant un chaque palier de débit par cette équation et nous reportons les points sur le graphe, qui devraient se superposés sur la courbe.

Il est important de signaler que pour un débit de 100 m³/h les pertes de charge linéaire BQ est de 1 m, et quadratique CQ² est de 1.5 m selon l'exemple.

9- la valeur du débit max à pomper est :

$$Q_{\max} = [(B^2 + 4.B.s)^{0,5} - B] / (2.B) = 20,72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Conclusion

Avant d'exploiter des eaux souterraines d'une nappe, il est nécessaire d'étudier très bien l'aquifère pour dimensionner les ouvrages d'exploitation, l'étude se fait par des essais de pompage, l'évolution de la charge hydraulique de la nappe dans le puits et/ou dans des piézomètres limitrophe avec le débit prélevé et du temps d'écoulement, schématiquement. Dont le but de déterminer le rabattement de l'eau du puits, pour déterminer la profondeur de la pompe d'exploitation, vérifier les pertes de charge et faire les mesures des caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère (T et S) pour une utilisation optimale de l'aquifère.

Donc de nombreux facteurs sont à prendre en considération pour savoir à quelle distance du puits on peut implanter les piézomètres. Cela signifie que l'on doit déjà posséder une bonne connaissance de l'endroit où se fait l'essai; on doit particulièrement observer la catégorie de l'aquifère, son épaisseur, sa perméabilité et sa stratification, afin de choisir en bonne connaissance de cause les distances correctes.

Bien qu'on ne puisse fixer aucune règle, puisqu'en dernier ressort ce sont les conditions locales et l'épaisseur crépignée du puits qui permettent un choix, l'expérience montre qu'en bien des cas les résultats sont satisfaisants lorsque les piézomètres sont situés entre 10 et 100 m. Naturellement, ces chiffres ne sont qu'en ordre de grandeur, et la distance peut être portée à 250 m dans le cas d'une nappe épaisse ou d'une nappe captive stratifiée.

La vérification d'ouvrage se fait en fonction de la clarification de l'eau lors du développement. Le teste de l'ouvrage connaîtra par la courbe caractéristique, l'évolution du niveau d'eau en fonction des débits, en régime pseudo-stabilisé, pour des paliers.

La courbe caractéristique de la nappe libre présente un point critique qui permet d'évaluer et peut-être le débit maximum de l'ouvrage mais dans le cas d'une nappe captive, les courbes sont des droites (Q est instantanément relatif au rabattement).

L'étude de ces courbes, en spécifiant le rabattement s en fonction du débit spécifique, permet de juger la qualité du puits par la comparaison des pertes de charge dues au puits par rapport aux pertes de charge de l'aquifère.

Il est également d'usage de placer un piézomètre en dehors de la zone d'influence du puits, de manière à suivre l'évolution de la nappe phréatique indépendamment de tout pompage. Ce piézomètre doit être placé à plusieurs centaines de mètres voire dans certains cas au-delà d'un kilomètre. Si le niveau piézométrique semble changer pendant l'essai et que les changements sont causés par exemple par la vidange ou la recharge de la nappe phréatique, il sera possible de corriger les rabattements dus au pompage.

Par conséquent, les essais par palier ou de courte durée sont une méthode utile pour déterminer les pertes de charge causées par l'écoulement de l'eau à travers l'équipement de

forage. Il permet également de déterminer le débit d'exploitation et le rabattement induit par le pompage.

La valeur élevée des pertes de charges quadratiques par rapport aux pertes de charges linéaires, concéder que le forage mal équipé.

Chapitre III : Pompages d'essai en régime transitoire

Introduction

L'essai à débit constant est l'essai de pompage le plus courant, et son concept est très simple : le pompage s'effectue à débit constant sur une longue durée, et ce type d'essais doit se faire en un seul palier de débit (à débit constant) pendant 42 heures au moins (de plusieurs heures à plusieurs jours, voire plusieurs semaines) en surveillant les niveaux d'eau et les débits de pompage. Pour que ces essais à débit constant soient d'une utilité maximale, les niveaux d'eau doivent être mesurés à la fois dans le forage de d'observation et dans le puits de pompage (ou mieux encore, dans plusieurs forages d'observation situés à des distances différentes du forage de pompage), (Forkasiewicz, 1972 ; Kruseman, 1973; Detay, 1993), La remonté du niveau doit être observée pendant une durée égale.

La durée de l'essai est un compromis entre le coût de l'opération et le besoin de vérifier qu'il n'existe pas « d'effet limite » : l'atteinte d'une limite par le cône de dépression se traduit en effet par des inflexions plus ou moins prononcées (fonction du type de limites) de la courbe « rabattement-temps ».

Une fois l'équipement prêt et les différentes tâches définies, l'essai se poursuit et déroule de la même manière que pour l'essai par palier.

Les Objectifs principaux des pompages d'essai en régime transitoire est :

- Il permet de tester le comportement de la nappe, de mesurer les caractéristiques de l'aquifère lorsque les niveaux peuvent être suivis dans des ouvrages influencés, (utilisables comme piézomètres).
- Il permet d'identifier la présence de limites (limite étanche, colmatage des berges d'une rivière ou réalimentation par la rivière...) avec détermination de la distance de cette limite au forage d'essai.
- La conduite d'un essai de pompage permet d'apprécier qualitativement les caractéristiques d'un aquifère en déterminant les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère telle que la transmissivité (T), le coefficient d'emmagasinement (S), et le débit d'exploitation optimal de l'ouvrage, compte tenu de ses caractéristiques, de celles de l'aquifère et de la présence éventuelle d'autres ouvrage exploités limitrophes (Forkasiewicz , 1972).

L'interprétation des données (descente et remontée) est se basée sur l'utilisation des équations hydrodynamiques en régime transitoire établies par C.V. Theis en 1935 et ses successeurs par C.E. Jacob, 1950. La formule de Theis se présente sous deux formes : soit formule exponentielle intégrale, soit approximation logarithmique de celle-ci. C'est ce dernier, le plus facile à utiliser et le plus largement utilisé, (Kruseman 1973).

3.1 Définition du Régime transitoire

C'est un régime d'écoulement variable dans le temps et encore non stabilisé. Le régime transitoire, ou de non-équilibre, se produit entre le début du pompage et le moment où l'on atteint le régime permanent. Par conséquent, si l'on pompe à débit constant dans une nappe parfaitement captive, horizontale, infinie et d'épaisseur constante, on observera toujours un régime transitoire. Dans la réalité, on considérera que l'écoulement vers un puits est en régime transitoire tant que, dans les piézomètres, l'évolution des rabattements causés par le pompage seul est mesurable dans le temps, ou bien tant que le gradient hydraulique varie de façon mesurable.

3.2 Principe des mesures

Le principe d'un essai de nappe est assez simple. On pompe à un certain débit durant un temps donné dans le puits d'essai crépiné à travers l'aquifère. On mesure l'influence de ce pompage sur le niveau piézométrique dans ce puits et dans quelques piézomètres installés au voisinage. On peut alors calculer les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère en appliquant des formules appropriées sur les rabattements mesurés dans les piézomètres, leur distance au puits et le débit de pompage.

3.3 Rappel de l'effet d'un pompage sur un aquifère

Un pompage d'essai consiste à mesurer l'effet direct de l'exploitation d'un forage sur l'aquifère. Le pompage dans un aquifère crée une dépression en forme d'entonnoir dont l'axe coïncide avec celui du forage.

Quand la *nappe est libre*, ce cône de dépression affecte le réservoir tandis qu'il est fictif dans celui à nappe captive (Figure III.4).

L'expérimentation a pour but de mesurer, à débit constant, l'évolution dans le temps de ce cône de rabattement au droit du forage et si possible dans un ouvrage voisin (piézomètre). Les mesures portent également sur son effacement après arrêt du pompage : c'est la remontée.

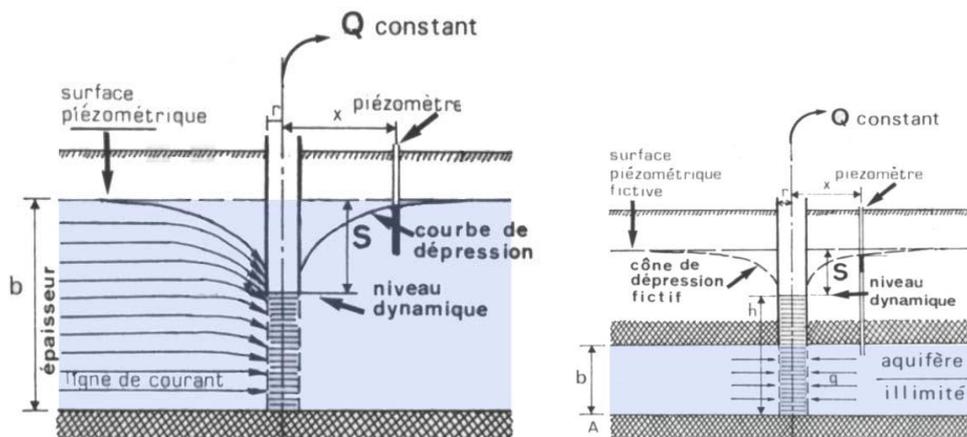


Figure III.1 Effet du pompage en nappe libre et en nappe captive

Le régime permanent est atteint quand le cône de dépression reste stable (niveau dynamique stabilisé) : c'est un régime d'équilibre. Pour cela il faut que la réalimentation de la nappe compense en totalité les prélèvements. Tant que la stabilisation n'est pas atteinte on se trouve en régime transitoire.

La conduite d'un pompage d'essai nécessite donc de maîtriser au mieux :

- les mesures de temps,
- les mesures de profondeur et de niveaux d'eau,
- et les mesures de débits de pompage ;

3.4 Compagnes de mesures :

a- mesure avant pompage :

Avant pompage, on mesure la profondeur de l'eau dans l'ouvrage de mesure (piézomètre, forage) pour pouvoir détecter les variations naturelles de la nappe, on étalonne le système de pompage (vanne, pompe...etc.), on vérifie les appareils de mesure, et on met des repères visibles sur le sommet de tubage.

b- pendant le pompage :

Au démarrage des essais de pompage, les mesures rapprochées dans le temps ont nécessité la présence de deux personnes pour relever les débits, mesurer les niveaux dans le forage et dans le piézomètre.

Les deux observateurs étaient munis d'un chronomètre à secondes, synchronisés avec les autres appareils de mesures (sondes automatiques).

Les intervalles de mesure se sont fait à la cadence suivante (intervalles de temps moyen) :

On prend des mesures de débit, de temps et de rabattement (profondeur). Généralement, le scénario de prise de mesures se fait comme suit d'après G. Castany :

Tableau III.1 Fréquence des mesures (mesures de débit, de temps et de rabattement (profondeur))

Temps écoulé depuis le début et l'arrêt de pompage	Fréquence de mesure des niveaux d'eau
Entre 0 et 2 mn	Toutes les 30 secondes
Entre 2 et 10mn	Toutes les minutes
Entre 10 et 20mn	Toutes les 2 minutes
Entre 20 et 30mn	Toutes les 5minutes
Entre 30 et 60mn	Toutes les 10minutes
Au-dessus d'une heure	De 20 à 120minutes

Afin d'éviter une perturbation de l'essai par un retour de l'eau pompée dans l'ouvrage exploité, l'eau doit être évacué à une distance importante (en moyenne supérieur à 100 m).

c- Après l'arrêt de pompage :

Après l'arrêt de pompage, on effectue les mêmes mesures précédemment et avec les mêmes fréquences (même scénario).

d- Les piézomètres

Le principe d'un essai de nappe est de pomper dans un puits et de mesurer effets du pompage sur les niveaux piézométriques du voisinage. Pour cela, il faut implanter des piézomètres à proximité du puits; en quel nombre et à quelle distance vat-on les placer?

➤ Nombre de piézomètres

La question du nombre de piézomètres ne dépend pas seulement de la quantité et de la qualité des renseignements désirés, mais aussi des crédits disponibles pour l'essai. Dans le chapitre suivant, on verra que les résultats obtenus à l'aide des mesures de rabattement dans un seul piézomètre permettent souvent de calculer la valeur moyenne

de la perméabilité, de la transmissivité et du coefficient d'emmagasinement de l'aquifère. Mais si l'on dispose de deux piézomètres (ou même davantage) placés à des distances différentes du puits, on pourra analyser les résultats des essais de deux manières différentes, en étudiant les rabattements s la fois en fonction du temps et de la distance. Ainsi, on obtient des résultats qui sont plus précis et mieux représentatifs dans un domaine plus étendu.

Par conséquent, quand les conditions le permettent, il est toujours intéressant de disposer de nombreux piézomètres, et un nombre minimal de trois est à conseiller.

e- Distance des piézomètres

D'une façon générale, les piézomètres ne doivent être placés ni trop près, ni trop loin du puits où l'on pompe. Donc, pour implanter des piézomètres, on doit songer aux points suivants:

➤ **La catégorie de la nappe**

Dans les nappes captives, la baisse de niveau piézométrique due au pompage se propage rapidement, car la libération de l'eau emmagasinée provient de la décompression de la roche et du fluide. On peut alors mesurer les effets du pompage jusqu'à de grandes distances, par exemple à plusieurs centaines de mètres du puits d'essai.

Par contre, dans les nappes libres, la propagation de l'onde de pompage est assez lente. En effet, la majeure partie de l'eau provient du dénoyage de la tranche supérieure de la nappe lors de l'abaissement de la surface libre, tandis que la décompression de la roche et du fluide ne joue qu'un faible rôle. Par conséquent, à moins de pomper durant plusieurs jours, la baisse du niveau piézométrique n'est mesurable que sur une distance assez courte, n'excédant généralement pas la centaine de mètres.

Les nappes semi-captives ont un comportement intermédiaire, et selon que la résistance hydraulique verticale de la couche semi-perméable est plus ou moins grande, elles se rapprochent d'une nappe captive ou d'une nappe libre.

➤ **La perméabilité**

Si la perméabilité de l'aquifère est élevée, le cône de rabattement créé par le pompage sera plat et étendu. Si au contraire la perméabilité est faible, le cône de rabattement sera de forte pente et peu étendu. Dans le premier cas, il faut donc implanter les piézomètres à une distance plus grande que dans le second.

➤ **Le débit de pompage**

Si le débit de pompage est important, le cône de rabattement est plus étendu que s'il est faible. Il faut donc là encore implanter les piézomètres à une assez grande distance du puits si l'on prévoit de forts débits.

➤ **La longueur de la crépine**

Le choix de la distance à laquelle on va installer les piézomètres dépend beaucoup de la longueur crépinée dans le puits de pompage. Si le puits est crépiné sur toute l'épaisseur de la nappe, ou au moins à 80% de l'épaisseur, l'écoulement aux abords du puits sera horizontal. Par conséquent, même les rabattements mesurés dans des piézomètres proches seront interprétables. Rappelons qu'il va de soi que si la nappe n'est pas très épaisse, on a intérêt à travailler sur un puits complet, c'est à dire pénétrant totalement l'aquifère.

Or, dans bien des cas, l'aquifère à tester est trop épais pour qu'on songe à la capter dans sa totalité. Le puits est donc à pénétration partielle, la longueur crépinée est

relativement faible et ceci fait que la répartition des charges hydrauliques ou des rabattements n'est pas uniforme, notamment aux abords du puits.

Donc, si la longueur crépinée est bien plus faible que l'épaisseur totale de la nappe, les rabattements théoriques à proximité du puits sont faussés du fait des composantes verticales de l'écoulement. L'interprétation des rabattements des piézomètres situés tout près d'un puits à pénétration partielle peut alors conduire à des résultats erronés, à moins d'appliquer sur les lectures des corrections assez compliquées avant d'en faire l'analyse. On peut éviter toutes ces difficultés en plaçant les piézomètres à une distance suffisante du puits pour que disparaisse l'anomalie. En règle générale, il est recommandé de placer les piézomètres les plus proches à une distance du puits égale au moins à l'épaisseur de l'aquifère, car c'est à partir de cette distance que l'écoulement devient horizontal.

➤ **Stratification**

On trouve rarement des aquifères homogènes. Tous sont plus ou moins stratifiés. Cette stratification induit une anisotropie, c'est à dire que les perméabilités horizontale et verticale sont différentes. Ceci fait qu'à une distance donnée du puits d'essai, à chaque profondeur correspond un rabattement différent; mais ce phénomène s'estompe au fur et à mesure que le temps de pompage augmente. Par conséquent, plus la distance au puits est grande, moins l'effet de la stratification se fait sentir sur le rabattement.

3.2 Méthode bi-logarithmique de Theis (méthode de la courbe universelle)

3.2.1 Equation de Theis pour nappe captive en régime transitoire

La solution analytique donnant le rabattement de la surface d'une nappe captive lors d'un pompage à débit constant en régime transitoire a été développée par le professeur Américain C.V.Theis (à développé en 1935) (U.S. Geological Survey), l'équation différentielle du régime variable en fonction des conditions aux limites des nappes infinies captives non réalimentées.

Donc un puits parfait en nappe captive, par analogie avec les problèmes de conduction de la chaleur. Lors d'un essai de pompage dans un puits de diamètre infinitésimal pénétrant totalement un aquifère poreux à nappe captive, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie, le rabattement s (m) est donné par la formule suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-v}}{v} dv \text{ Ou plus simplement } s = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{Q}{T} W(u) \dots\dots\dots (III.1)$$

$W(u)$ est appelée fonction de puits,

Dans laquelle : $u = \frac{r^2 S}{4Tt} \dots\dots\dots (III.2)$

Avec :

s = le rabattement, mesuré dans un piézomètre situé à une distance r , en m, du puits de pompage ;

Q : débit constant de pompage, en m^3/s ;

S : le coefficient d'emmagasinement, sans dimension ;

T : la transmissivité de l'aquifère en m²/s et ;

t : le temps, depuis le début du pompage.

r : distance du piézomètre de contrôle avec le puits de pompage ;

W(u) : peut-être calculé à partir d'une table des fonctions exponentielles intégrales (Tableau ci dessous)

Tableau III.2 Des valeurs de W(u) pour les valeurs de u (d'après WENZL, 1942)

u	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x 1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.00
x 10 ⁻¹	1.82	1.22	0.91	0.7	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
x 10 ⁻²	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.3	2.15	2.03	1.92
x 10 ⁻³	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
x 10 ⁻⁴	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
x 10 ⁻⁵	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
x 10 ⁻⁶	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
x 10 ⁻⁷	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
x 10 ⁻⁸	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.9	15.76	15.65
x 10 ⁻⁹	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.2	18.07	17.95
x 10 ⁻¹⁰	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.5	20.37	20.25
x 10 ⁻¹¹	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
x 10 ⁻¹²	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
x 10 ⁻¹³	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
x 10 ⁻¹⁴	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
x 10 ⁻¹⁵	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

a. Condition d'application de la méthode de THEIS

On doit satisfaire les conditions suivantes:

- L'aquifère a une extension latérale apparemment illimitée.
- L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone
- Avant le pompage, la surface piézométrique est (presque) horizontale
- On pompe à un débit constant.
- Le puits d'essai pénètre entièrement l'aquifère et l'eau arrive en écoulement horizontal sur toute l'épaisseur de la nappe, influencée par le pompage d'essai.

Dans la zone influencée par le pompage.

- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire, c'est à dire que l'évolution du rabattement n'est pas négligeable dans le temps, ou encore que le gradient hydraulique ne reste pas constant.
- L'eau provenant de l'emmagasinement est libérée instantanément avec la baisse de la charge hydraulique,
- Le diamètre du puits de pompage est très faible, c'est à dire que l'on peut négliger l'emmagasinement dans le volume du puits.
- Aquifère horizontal est homogène, isotrope, infini et de même épaisseur influencé par le pompage.
- Aquifère à nappe captive,
- Puits de pompage est parfait, donc écoulement bidimensionnel,
- Débit pompé est constant,
- Nappe initialement en repos, (Genetier B., 1997).

Remarque : Cette méthode est toujours applicable à condition que **1/u** dépasse **0,05**.

Le calcul de la transmissivité T et du coefficient d'emménagement S se fait avec la formule de THEIS en utilisant sa courbe universelle.

Tracer sur une échelle bilogarithmique $W(u)$ en fonction de $1/u$ (Courbe universelle de THEIS) ;

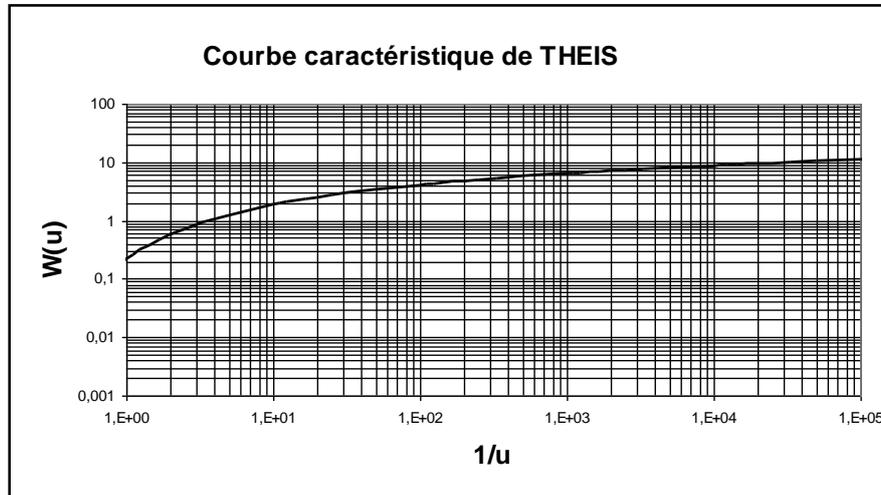


Figure III.2 Courbe caractéristique de Theis, $W(u)$ en fonction de $1/u$

b. Mode opératoire

➤ Construire une "courbe type" de la fonction de puits de Theis sur une feuille bilogarithmique en portant les valeurs de $W(u)$ en fonction de u . On obtient la courbe type "normale". Cependant, il est souvent plus pratique d'utiliser la courbe "renversée", obtenue en portant les valeurs de $W(u)$ en fonction de $1/u$.

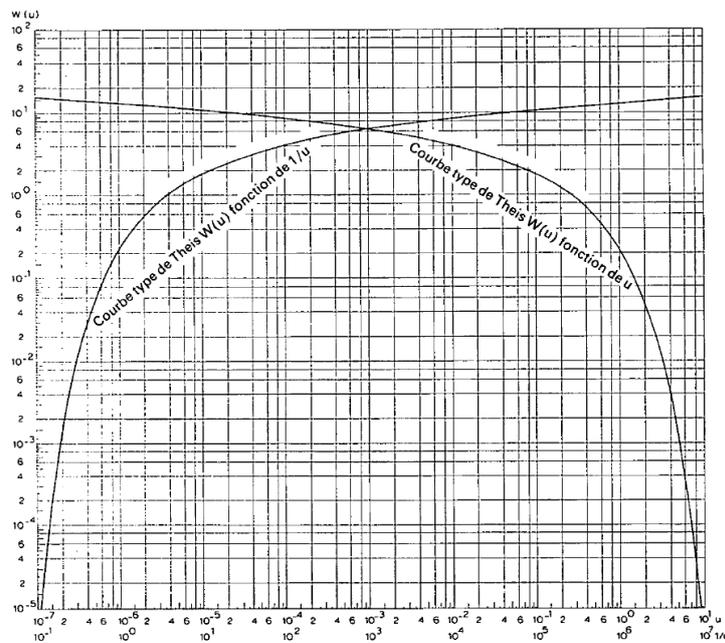


Figure III.3 Courbes types de Theis : $W(u)$ fonction de u et $W(u)$ fonction de $1/u$

➤ Porter de la même façon sur une autre feuille bi-logarithmique de même module les valeurs de s en fonction de t/r^2 . Répéter cette opération pour tous les piézomètres utilisés.

Si l'on se sert de la courbe type normale, il faut porter s en fonction de r^2/t . On notera que si le débit Q du puits est constant, le rabattement s est lié à r^2/t de la même manière que $W(u)$ est lié à u , et la courbe d'essai est semblable à la courbe type.

Si le terrain aquifère suit la loi de THEIS, les points obtenus doivent se placer sur une courbe identique à la courbe universelle mais avec une origine différente.

➤ Superposer la courbe d'essai à la courbe type en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes.

➤ Choisir un point de référence arbitraire A, que l'on appellera point pivot, dans la zone de chevauchement des deux feuilles et chercher pour ce point les coordonnées $W(u)$, u (ou $1/u$), s et r^2/t . Remarquer qu'il n'est pas nécessaire que le point pivot soit situé sur la courbe type.

En fait, les calculs seront plus commodes si l'on choisit ce point de façon que $W(u) = 1$ et $u = 10^{-1}$ (ou $1/u = 10$).

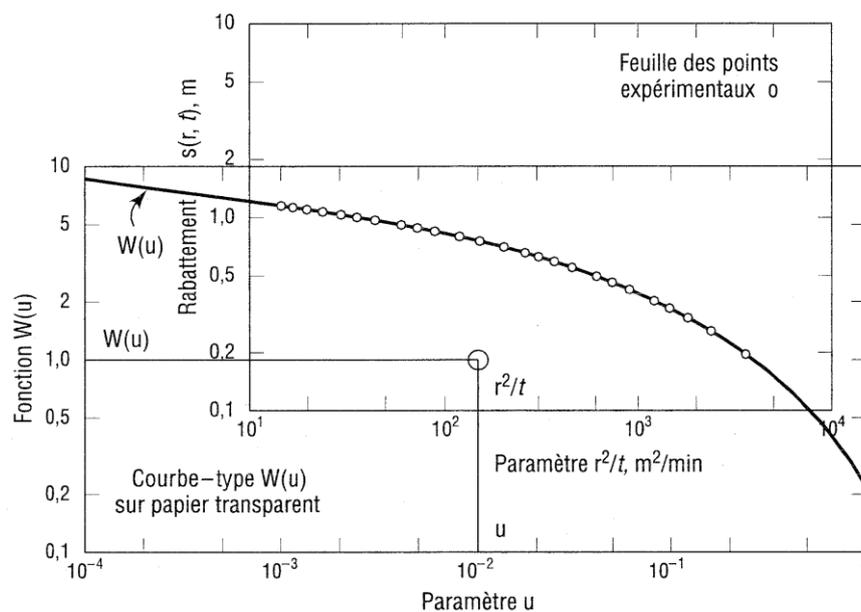


Figure III.4 Méthode de Theis : superposition des courbes caractéristique de Theis et courbe expérimentale

➤ **Calcul de la transmissivité T**

- Porter les valeurs de $W(u)$, s et Q dans l'équation et en connaissant Q et r , on en déduit T :

$$T = \frac{Q}{4\pi} \cdot \frac{W(u)}{s} \dots \dots \dots (III.3)$$

➤ **Calcul du coefficient d'emménagement S**

- Calculer S en remplaçant dans l'équation T , t/r^2 et u par leur valeur

$$S = \frac{4 \cdot u \cdot T t}{r^2} \dots \dots \dots (III.4)$$

3.2.2 Application de THEIS aux nappes libres

L'application de la formule de THEIS aux nappes libres suppose un certain nombre d'hypothèses simplificatrices comme une épaisseur constante de la nappe et un écoulement horizontal. Ces dernières limitent donc la validité de la méthode impose la présence d'un piézomètre de contrôle (pas de mesure dans le puits de forage). En pratique, il faut connaître la hauteur h de la nappe puis :

- Pour un rabattement inférieur à 10% ($\frac{dh}{h} < 10\%$); donc $s < 0,1h$: l'équation de THEIS reste valable ;
- Pour un rabattement compris entre 10 et 30% : ($10\% < \frac{dh}{h} < 30\%$) ; donc $0,1h < s < 0,3h$ l'équation de THEIS est valable avec un terme correctif : $-\frac{S^2}{2h}$ d'où :

$$s_c = s_m - \left(\frac{s_m^2}{2h}\right)$$

Avec : s_c : Rabattement corrigé
 s_m : Rabattement mesuré
 h : Epaisseur saturée de la nappe libre
 Ainsi THEIS devient avec s corrigé:

$$s_c = \frac{2,3}{4\pi} \cdot \frac{Q}{T} \log \left(\frac{2,25Tt}{r^2 S} \right) \dots \dots \dots (III.5)$$

* pour un rabattement supérieur à 30% ($30 < \frac{dh}{h}$), donc : $s > 0,3h$, on appliquera les méthodes spécifiques des nappes libres tenant compte de la composante verticale de la vitesse et de la diminution de T.

3.3 La Méthode semi-logarithmique de JACOB :

Un autre Américain JACOB (Université d'Utah) a explicité la fonction de puits en 1950 pour u suffisamment petit ($u < 0,01$). Soit : $t > \frac{100.S.r^2}{4T}$

$$s = 0,183 Q \log[(2,25Tt)/(r^2 S)]/T \dots \dots \dots (III.6)$$

Le calcul de T et S consiste à porter les valeurs du rabattement observé en fonction du logarithme du temps de pompage, à tracer la droite qui passe au mieux par ces points et relever sur le graphique.

$$T = \frac{0,183Q}{c}$$

$$S = \frac{2,25Tt_0}{r^2}$$

Avec : c ou I , pente de la droite (numériquement égale à l'augmentation de s par cycle logarithmique) ; et t_0 , temps correspondant à l'intersection de la droite avec l'axe $s = 0$.

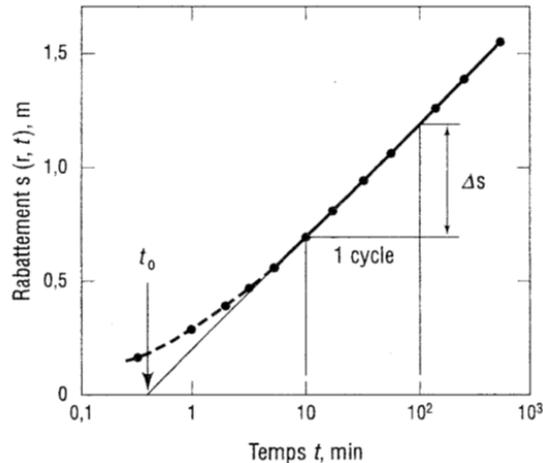


Figure III.5 Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Jacob

3.4 Remontée de la nappe

3.4.1 Méthode de la remontée de THEIS

L'essai de remontée n'est pas un essai de pompage au sens strict du terme, car il consiste à observer la remontée de l'eau après l'arrêt du pompage.

La remontée aplanit les petites différences de débit survenues durant la phase de pompage, et il n'y a pas de problème de pertes de charge dues à des turbulences. Ceci permet *une évaluation plus fiable des propriétés de l'aquifère* lors de l'analyse des données de remontée. Une fois le pompage achevé, le niveau d'eau cesse de descendre pour remonter vers sa position d'origine. On mesure la remontée par le rabattement résiduel s_r , c'est à dire la différence entre le niveau original de l'eau avant le pompage et le niveau mesuré à un certain moment t de la remontée; t représente le temps écoulé depuis l'arrêt du pompage. La méthode de la remontée de Theis peut s'utiliser pour mesurer hydrauliques d'un aquifère. le rabattement résiduel de la remontée vaut, selon THEIS (1935) :

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T} \left(\ln \frac{4Tt}{r^2 S} - \ln \frac{4Tt'}{r^2 S'} \right) \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec :

s_r : rabattement résiduel en mètres (m)

r : distance en mètres entre le piézomètre de mesure et le puits de pompage, si l'on prend la mesure dans le puits de pompage, $r = r_w$, rayon hydraulique du puits

S' : coefficient d'emménagement de la remontée, sans dimension

S : coefficient d'emménagement durant le pompage, sans dimension

t = temps depuis le début du pompage

t' = temps depuis l'arrêt du pompage

Q = débit de remontée = débit de pompage.

a. Mode opératoire

- Si S et S' sont constants et égaux, l'équation ci-dessus s'écrit :

$$s = \frac{0,183Q}{T} \log \frac{t}{t'} \dots \dots \dots (III.8)$$

- Pour l'un des piézomètres ou pour le puits d'essai, on porte donc s'' en fonction de t/t' sur un papier semi-logarithmique (t/t' en échelle logarithmique) et l'on trace la ligne droite passant par l'ensemble des points.
- La pente ($\Delta s'$) de cette droite est égale $0,183 Q/T$; par conséquent on peut lire la valeur ($\Delta s'$), différence de rabattement résiduel par cycle log de t/t' , que l'on porte dans l'équation :

$$T = 0,183Q/\Delta s' \dots \dots \dots (III.9)$$

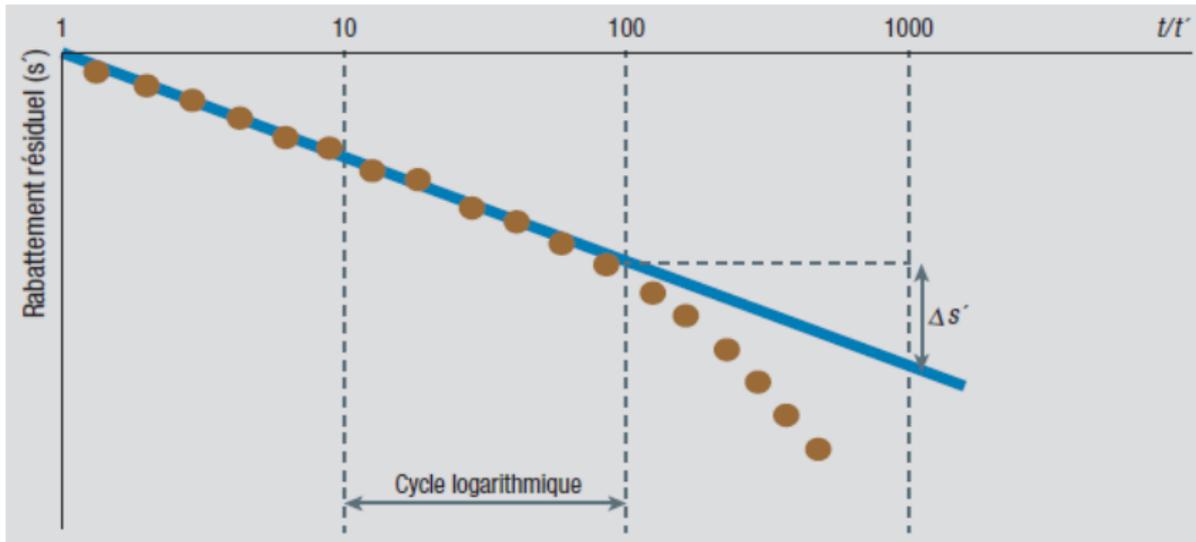


Figure III.6 La droite de la remontée

3.4.2 Déroulement de l'essai de remontée

- Débranchez la pompe et enclenchez le chronomètre simultanément.
- Mesurez le niveau d'eau dans le forage comme au début de l'essai de pompage, c'est-à-dire toutes les 30 secondes pendant les 10 premières minutes, puis toutes les minutes pendant 30 minutes, enfin toutes les 5 minutes pendant 2 heures. Après 2 heures, observez la vitesse à laquelle le niveau d'eau monte encore, et définissez une fréquence appropriée pour les relevés du niveau d'eau jusqu'à la fin de l'essai. Si le niveau d'eau monte très lentement, un relevé toutes les 30 minutes ou même toutes les heures peut être suffisant. Si vous oubliez de mesurer le niveau d'eau au moment prévu, notez l'heure précise à laquelle le relevé est effectué. Assurez-vous que pour mesurer les niveaux d'eau, vous utilisez le même point de référence que dans la phase de pompage.

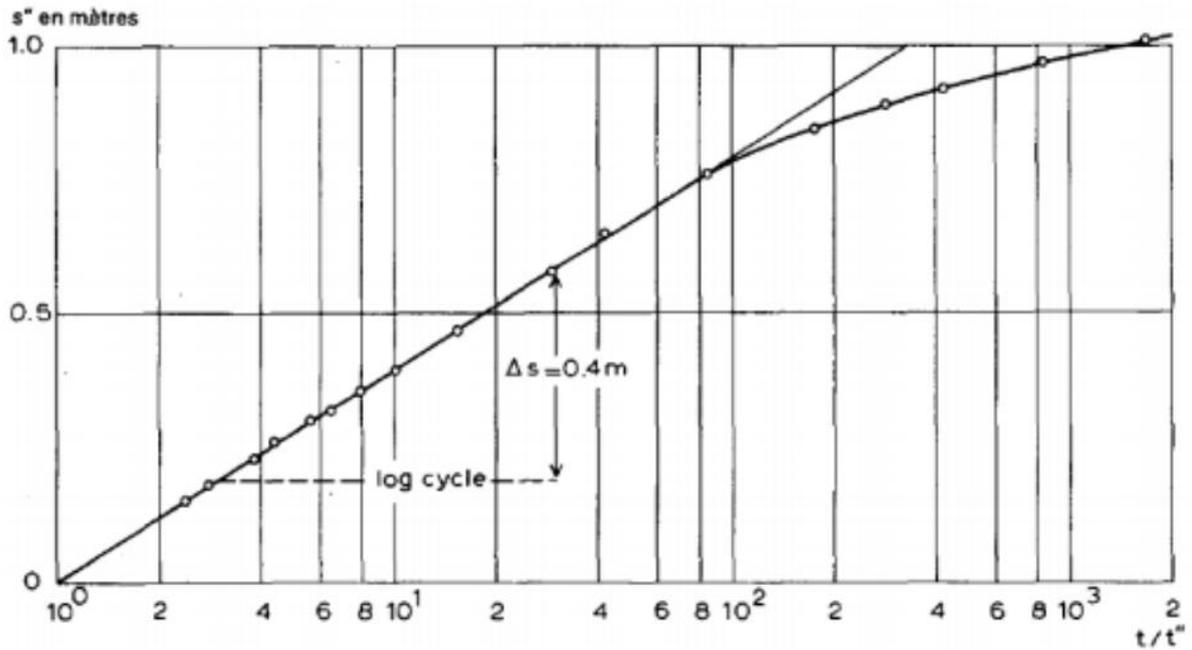


Figure III.7 Interprétation de la remontée suivant la méthode de la remontée de Theis

3.4.3. Calculs les distances aux limites Méthode de Jacob

$$d = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{t_i}{t_0}} \dots \dots \dots (III.10)$$

x : Distance du piézomètre à l'axe du forage.

t_i : Temps d'intersection entre les deux droites

t_0 : temps correspondant à $s=0$ (intersection de la 1ere droite avec l'axe des temps)

Cas de limite d'alimentation :

$$d = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{t_i}{t_0}} + \frac{x}{2} \dots \dots \dots (III.11)$$

x : Distance du forage au piézomètre

t_i : Temps d'intersection entre la droite de Jacob et le début de la stabilisation

t_0 : temps correspondant à $s = 0$ (intersection de la 1ere droite avec l'axe des temps)

3.5 Anomalies rencontrées :

Dans la méthode graphique de Theis Dans l'application de la formule de Theis, on rencontre principalement deux anomalies apparentes. La première a trait à la période du début des pompages, la seconde est consécutive au fait que les nappes réelles ne sont ni homogènes ni infinies et que l'évolution des rabattements dans le temps est différente suivant les conditions aux limites réellement rencontrées.

a) Début des pompages

La méthode graphique de Theis n'est applicable qu'à partir du moment où le temps (t) étant suffisamment grand. Au démarrage des essais, la courbe représentative des mesures n'est donc pas rectiligne. Il faut attendre, pour appliquer la méthode, d'abord d'avoir vidé le forage lui

même, ensuite d'avoir suffisamment élargi le cône de rabattement pour que ses variations ultérieures suivent pratiquement la loi logarithmique. La courbe représentative des mesures commence donc par une partie curviligne, parfois même accidentée, ainsi qu'on l'a constaté dans la figure III.6, elle ne devient rectiligne que plus tard; il faut absolument faire de nombreuses mesures avant de conclure.

b) Conditions aux limites

La méthode de Theis n'est applicable, d'autre part, qu'aux nappes infinies homogènes non réalimentées. La vitesse pratique étant relativement faible de propagation de la perturbation causée par le pompage, cette méthode restait valable pour toutes les nappes, pendant un certain temps. Au delà, les mouvements de l'eau dans les piézomètres et le forage tiennent compte de la présence de l'obstacle limitant la nappe, mur imperméable, zone de réalimentation, etc ... S'il y a réalimentation de la nappe ou si celle-ci est bordée par une zone beaucoup plus perméable, le rabattement spécifique devient inférieur à ce qu'il serait dans le cas d'une nappe infinie homogène et la ligne s'incurve vers le bas. (Elle devient horizontale en régime permanent).

Dans la réalité, un certain décalage de temps peut s'établir entre la baisse de pression et la libération de l'eau; de plus, au début, le débit du puits varie car le débit de la pompe dépend de la hauteur de refoulement de l'eau, qui augmente rapidement. Tout ceci cause au début du pompage un désaccord entre la théorie et la réalité. Au fur et à mesure que le temps de pompage augmente, les effets de ces anomalies de l'écoulement diminuent et la concordance devient meilleure. Il ne faudrait donc pas croire que l'on puisse négliger les conditions de validité de la formule du régime transitoire de Theis, et espérer ainsi appliquer avec succès cette méthode avec des pompages d'essai ne durant que 5 ou 10 minutes.

3.6 L'effet de puits et la post-production :

L'effet de puits est un effet de vidange de l'ouvrage (fig. III.7). Au début du chaque pompage, une partie du débit prélevé provient directement de l'ouvrage et d'une partie de son environnement très proche (cavité) vient sans passer par l'aquifère comme le supposent les formules (effet de puits). L'inverse se produit après l'arrêt de pompage lors de la remontée (Effet de postproduction). Il s'ensuit alors une erreur systématique qui limite la validité de ces formules, qui s'exprime ainsi : Problème :

- Hors conditions d'application des modèles théoriques,
- Décalage des données par paliers et longue durée.

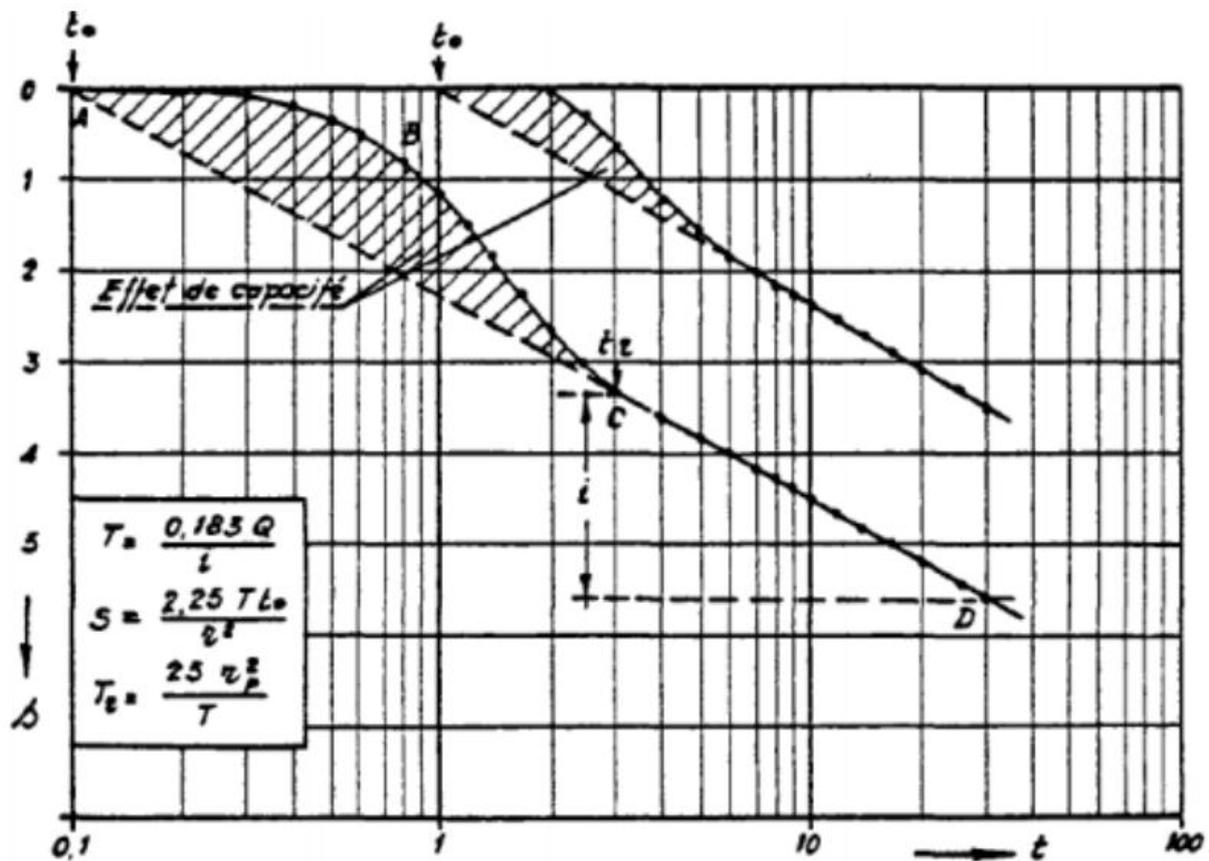


Figure III.8 Courbes $s = f(\log. T)$ – Effet de capacité du puits

3.7 Champs de captage et notions d'interférences

Lors de essai de pompage, le terme « interférence » correspond à toutes les des perturbations enregistrées sur le rabattement, dues à des phénomènes autres que le pompage dans le puits testé. En hydrogéologie, plusieurs facteurs peuvent interférer avec un essai de pompage :

Marées, variation de la pression atmosphérique, prélèvement d'eau par la végétation...

Il en résulte la formation d'un cône qui se prolonge dans l'aquifère, le cône de rabattement. Le cône de rabattement suit les hétérogénéités du sédiment, forme une géométrie elliptique. L'aile du cône se déplace dans l'aquifère à tel point qu'elle est capable de compenser les prélèvements.

Il existe différents types de cônes selon le type de nappe de l'aquifère, (Figure. III.8) :

- formations à haute perméabilité : le cône s'étend très loin dans le puits
- formations à faible perméabilité: le cône s'étend sur un espace limité.

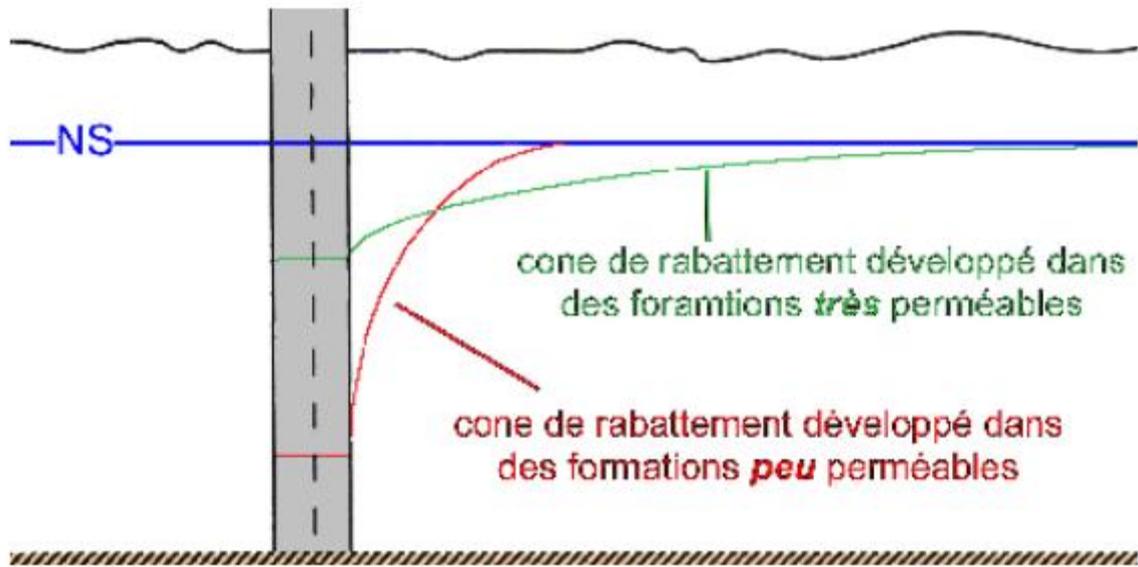


Figure. III.9 Cônes de rabattement et type de formation.

Les frontières rencontrées sont de deux types : les frontières imperméables, parfois appelées barrières, et les frontières de recharge. On parle généralement de frontière lorsque le rapport de perméabilité entre la formation aquifère et la formation adjacente est supérieur à 100 (frontière imperméable) ou inférieur à 0.01 (frontière de recharge).

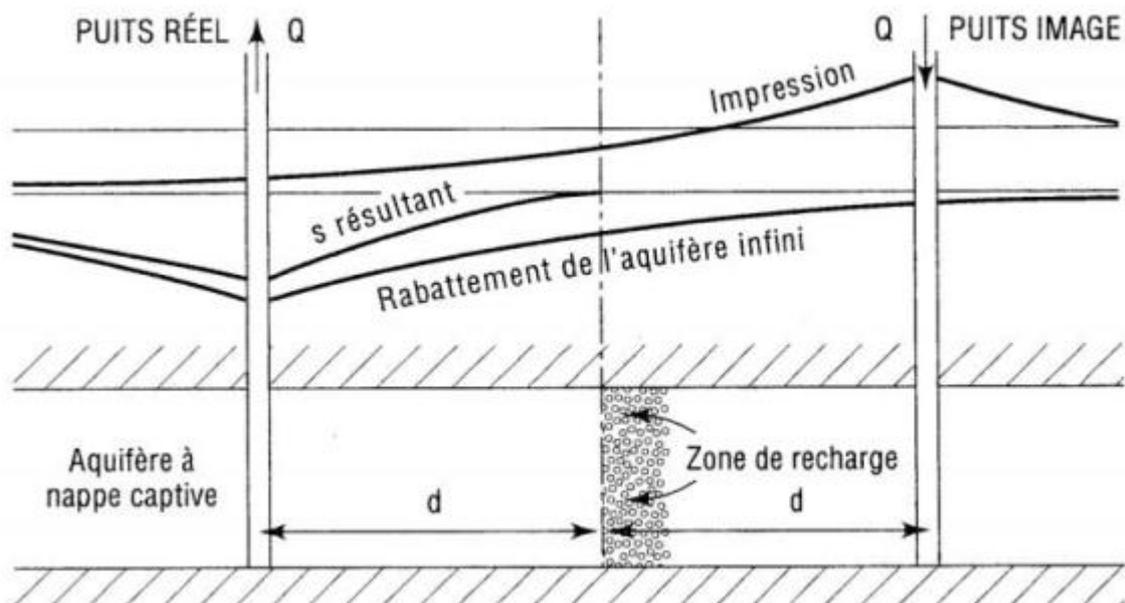


Figure III.10 Schéma expliquant la prise en compte d'une frontière de recharge par la superposition du rabattement d'un puits image (Chapuis, 2007).

L'ensemble des méthodes proposées pour déterminer les paramètres hydrauliques d'un aquifère et la position de la frontière à partir des données d'un essai de pompage soumis à L'effet de cette frontière dépend de l'interférence du puits image, (figure III.9). Une frontière de d'alimentation rectiligne peut en effet être modélisée par un puits image situé en un point

symétrique du puits de pompage par rapport à la frontière, injectant de l'eau au même débit que celui appliqué au puits de pompage. Pour les frontières imperméables, la même logique s'applique, mais le puits image pompe au même débit que le puits réel au lieu d'injecter de l'eau comme dans le cas d'une frontière de recharge. Cependant, il faut être prudent lors des interprétations, car d'autres phénomènes peuvent avoir des effets relativement similaires aux effets d'une frontière sur la courbe de rabattement (del Mar Gonzalez & Rushton, 1981), notamment la présence d'un puits de pompage en activité à proximité de l'essai de pompage.

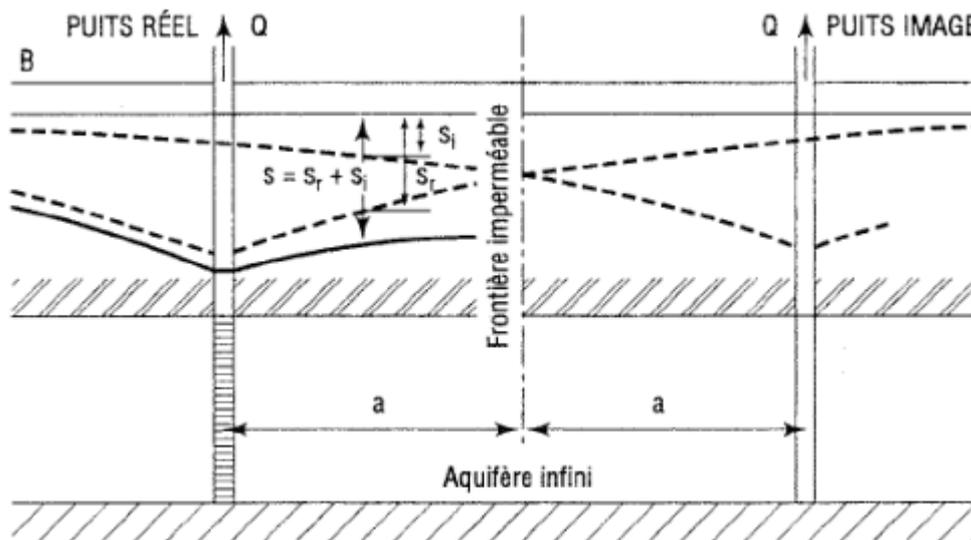


Figure III.11 Puits image pour une frontière imperméable, (Chapuis, 2007)

A partir des équations mathématiques obtenues en appliquant le principe de superposition, plusieurs méthodes ont été développées pour d'interpréter les données d'essais de pompage effectués à proximité d'une frontière rectiligne d'un aquifère. Cependant, le principe de superposition sert toute fois essentiellement à localiser la frontière, la transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère étant généralement déterminés par la méthode de Cooper-Jacob (1946) à partir des données non encore affectées par la frontière. En traçant les rabattements observés en fonction du temps sur un graphique semi-logarithmique, on observe en effet 2 droites. La première droite est la droite de Cooper-Jacob, l'influence de la frontière ne se faisant pas encore sentir au puits d'observation. La deuxième droite est influencée à la fois par le pompage et la frontière. Elle a une pente double de la première dans le cas d'une frontière imperméable et une pente nulle dans le cas d'une frontière de recharge (Figure III.11) :

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r_r^2 S} \right) \pm \frac{2.3Q}{4\pi T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r_i^2 S} \right) = \begin{cases} \frac{2.3Q}{2\pi T} \log \left(\frac{r_i}{r_r} \right) = \text{cste (recharge)} \\ \frac{2.3Q}{2\pi T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r_r r_i S} \right) \quad (\text{barrière}) \end{cases} \dots \dots (\text{III.13})$$

Où

r_i : en (m) est la distance entre le puits d'observation et le puits image et
 r_r : en (m) celle entre le puits d'observation et le puits de pompage.

Même si les paramètres hydrauliques de la nappe sont déterminés sur la droite de Cooper-

Jacob, avant que la frontière n'ait d'effet sur le rabattement (par l'interférence du puits image), l'équation III.13, montre que l'égalité des débits permet à nouveau de simplifier les équations, et donc, La localisation de l'image peut facilement être bien faite grâce aux méthodes présentées ci-dessous.

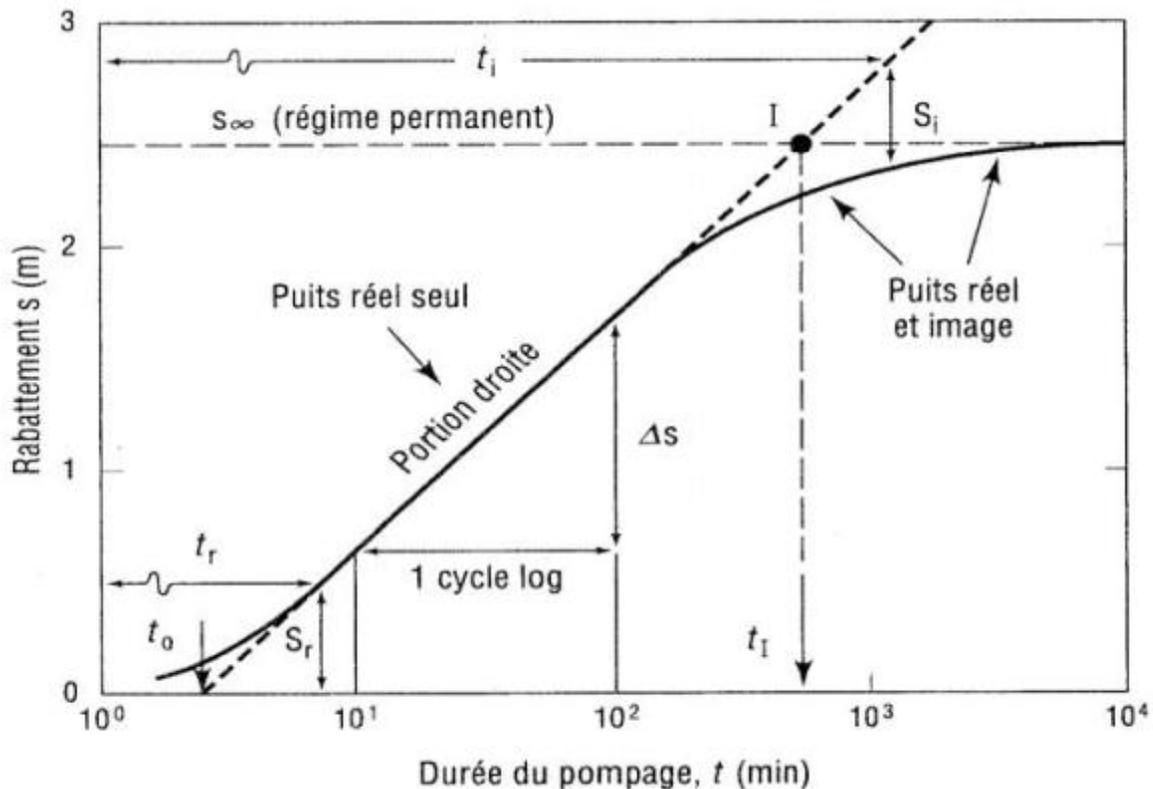


Figure III.12 Comportement du rabattement si l'aquifère est limité par une frontière de recharge (Chapuis,2007)

Exercice :

Dans le cadre d'équiper un forage de diamètre $d= 20$ cm dans une nappe captive; on a effectué un essai de pompage de longue durée avec un débit constant $Q= 20$ l/s, le niveau statique de la nappe étant à 10 m de profondeur, dont le substratum et le toit sont subhorizontaux et se trouvent à 60 m et 20 m de profondeur respectivement. Les mesures des profondeurs effectuées dans un piézomètre distant de 5 m de l'axe du forage, sont données par le tableau suivant en fonction du temps :

Profondeur (m)	Temps (s)	Profondeur (m)	Temps (s)
27,5	50	29,4	138
27,8	70	29,5	148
28,0	77	29,8	166
28,2	84	29,9	174
28,3	90	30,1	188
28,5	96	30,2	198
28,6	101	30,3	208
28,7	106	30,4	218
29,1	123	30,6	237

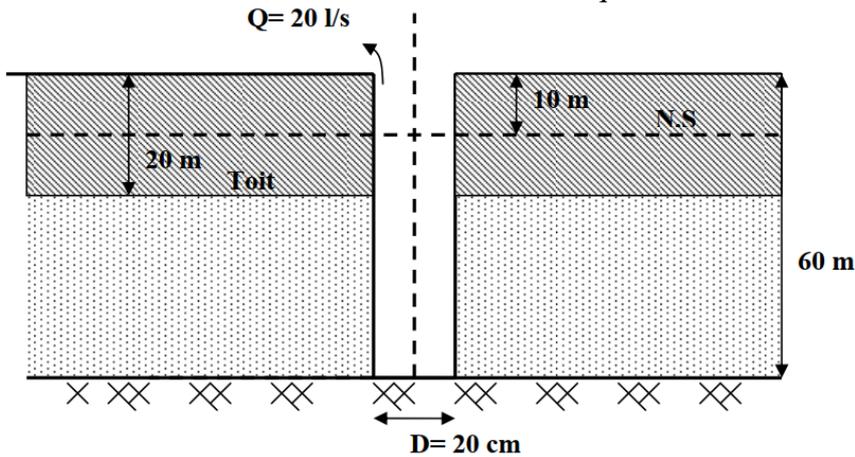
On demande de :

- 1- tracer la courbe $s = \log (t)$.
- 2- déterminer la transmissivité de la nappe
- 3- déterminer le coefficient d'emmagasinement.
- 4- déterminer le coefficient de perméabilité de l'aquifère si la nappe a une épaisseur de 40 m.

Solution :

1- la courbe $s = \text{Log} (t)$:

Premièrement on calcule les rabattements à chaque instant :



$s = \text{charge statique} - \text{charge dynamique}$

avec la charge statique $H_s = 50 \text{ m}$

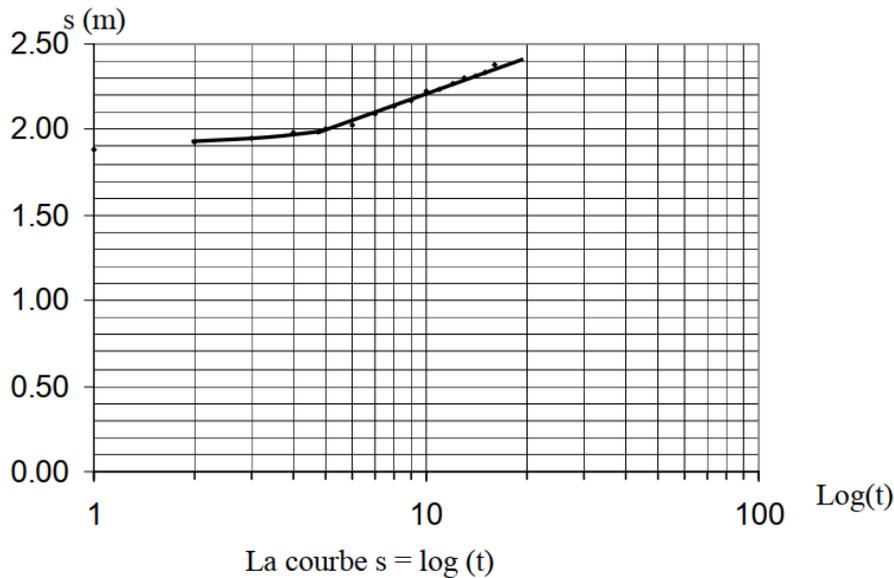
$\Rightarrow s = \text{profondeur du niveau} - \text{profondeur du niveau statique}$

avec la profondeur du niveau statique = 10 m

les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Profondeur (m)	Rabattement (m)	Temps (s)	Profondeur (m)	Rabattement (m)	Temps (s)
27,5	17,5	50	29,4	19,4	138
27,8	17,8	70	29,5	19,5	148
28,0	18,0	77	29,8	19,8	166
28,2	18,2	84	29,9	19,9	174
28,3	18,3	90	30,1	20,1	188
28,5	18,5	96	30,2	20,2	198
28,6	18,6	101	30,3	20,3	208
28,7	18,7	106	30,4	20,4	218
29,1	19,1	123	30,6	20,6	237

On trace la courbe $s = \text{Log} (t)$ sur papier semi logarithmique :



2- d'après le graphe :

la pente de la droite $i = 5,4 = 0,183.Q/T$

$$\Rightarrow T = 0,183.Q / 5,4 = 6,78.10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}.$$

3- pour $s = 0$ l'intersection de la droite avec l'axe des abscisses : $\log(2,25.T.t_0/(r^2.S)) = 0$

$$\Rightarrow t_0 = 2,57$$

$$\Rightarrow S = 1,568.10^{-4}.$$

$$4- K = T/e = 6,78.10^{-4}/40 = 1,69.10^{-5} \text{ m/s}.$$

1- Dans le cas d'un aquifère limité latéralement par une limite étanche ou par une faille, les points sur la courbe $s = f[\log(t)]$ sont alignés correctement selon une droite de pente I_1 , jusqu'à un temps de pompage t_i , ensuite les rabattements augmentent brusquement pour s'aligner selon une deuxième droite de pente $I_2 > I_1$

L'intersection des deux droites a comme abscisse : t_i .

La première droite permet de calculer T , K et S .

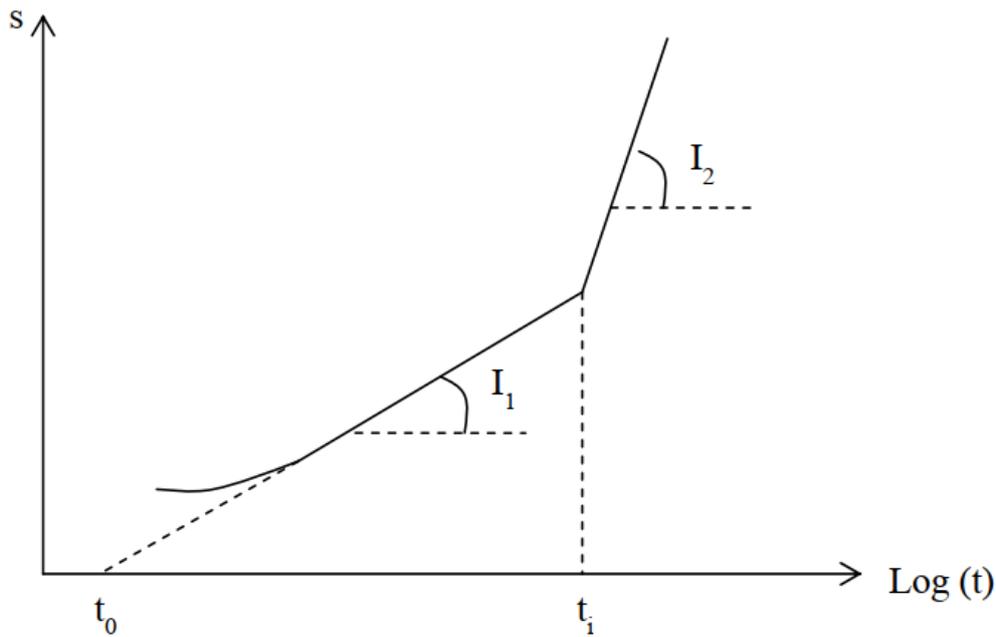
Pour calculer la position d de la limite étanche par rapport à l'axe de l'ouvrage, on a :

* si $r \leq 10 \text{ m}$ (r : distance entre l'ouvrage et le point de mesure) :

$$d = r/2. (t_i / t_0)^{0,5}$$

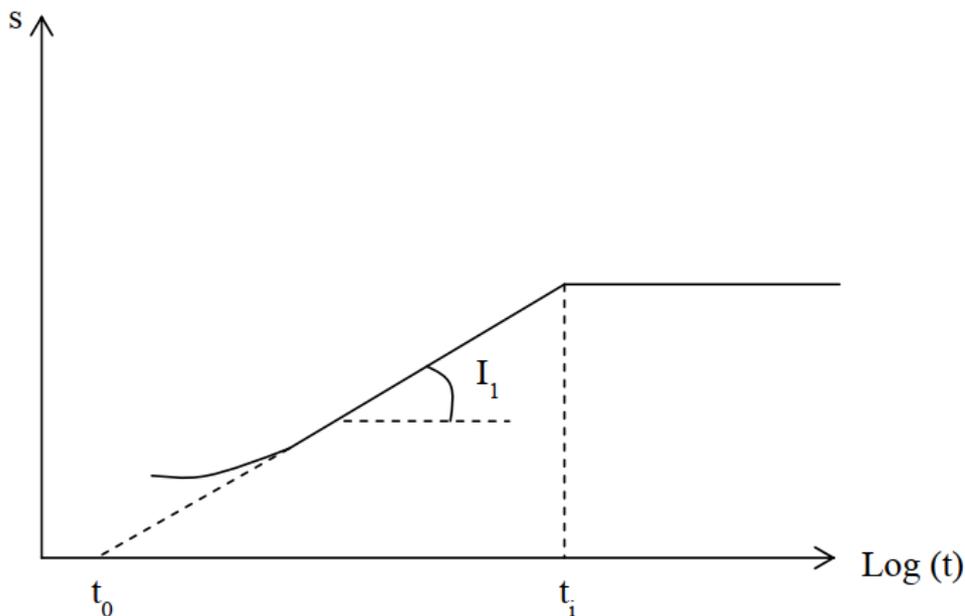
* si $r > 10 \text{ m}$:

$$d = r/2. (t_i / t_0)^{0,5} + r/2$$



La courbe $s = f[\log(t)]$ pour un aquifère à limite étanche

2- Dans le cas d'un aquifère limité latéralement par une limite à potentiel imposé (limite d'alimentation, lac, rivière...etc.), le tracé de la courbe $s = f[\log(t)]$ montre que les rabattements présentent un accroissement normal, puis ils marquent une stabilisation (courbe horizontale) traduisant l'atteinte de la limite d'alimentation par la courbe du niveau dynamique.



La courbe $s = f[\log(t)]$ pour un aquifère à limite d'alimentation

Courbe de la remontée (courbe de récupération) :

On mesure la remontée du niveau d'eau après l'arrêt de pompage.

Si t_a : la durée de pompage

Et t' : le temps de mesure des niveaux de remontée compté juste après l'arrêt de pompage

$$\Rightarrow t = t_a + t'$$

Les rabattements observés après l'arrêt de pompage sont le résultat :

- d'un rabattement s_1 due à une poursuite fictive du pompage.

$$\Rightarrow s_1 = s = [0,183.Q/T]. \log [2,25.T.t/(r^2.S)]$$

- et d'un rabattement s_2 due à une injection fictive de l'eau dans l'ouvrage (débit négatif) :

$$s_2 = - [0,183.Q/T]. \log [2,25.T.t'/(r^2.S)]$$

\Rightarrow le rabattement total dans le point de mesure est la somme de s_1 et s_2 :

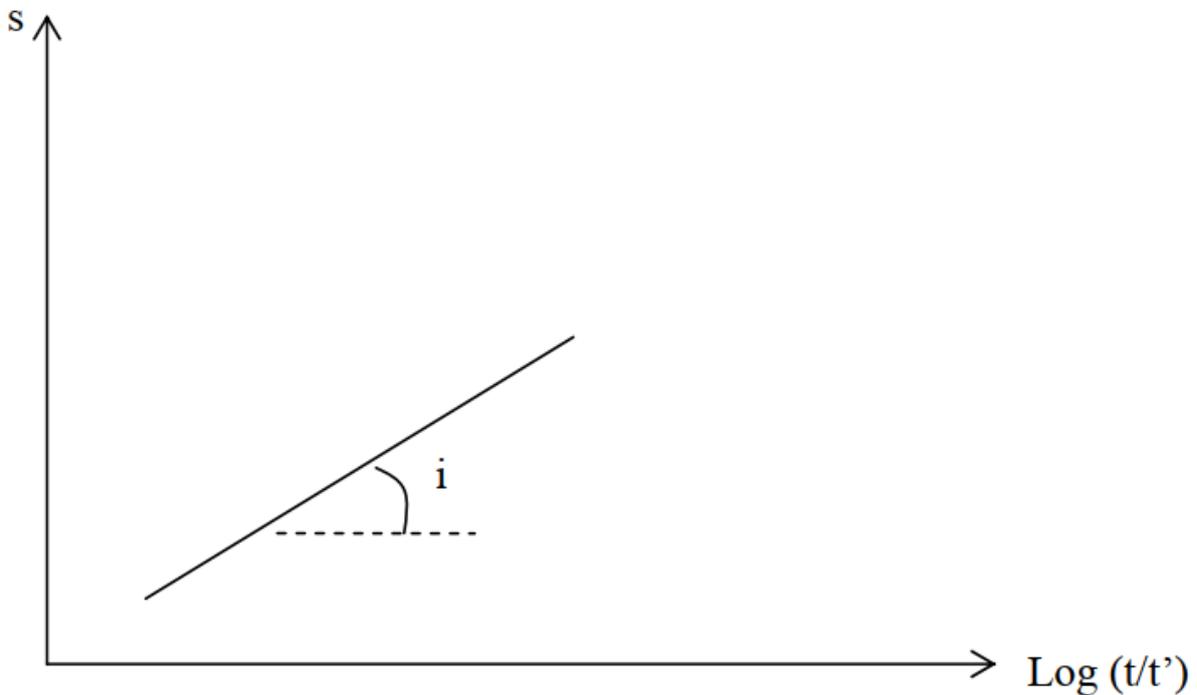
$$s = s_1 + s_2 .$$

$$\Rightarrow s = [0,183.Q/T]. (\log[2,25.T.t/(r^2.S)] - \log[2,25.T.t'/(r^2.S)])$$

$$\Rightarrow s = [0,183.Q/T]. \log[t/t']$$

Détermination de la transmissivité :

On trace la courbe $s = f [\log(t/t')]$: nous obtenant une droite de pente i :



La courbe de la remontée $s = f [\log(t/t')]$

Par comparaison avec l'équation de s :

$$\Rightarrow i = 0,183.Q/T$$

$$\Rightarrow T = 0,183.Q/i$$

Conclusion

En termes d'interprétation des données des pompages d'essai, il faut se défaire de deux idées trop simplistes et irréalistes, mais encore répandues:

- L'interprétation se réduit à la seule analyse de graphique représentant l'évolution du rabattement en fonction du temps, considéré indépendamment des conditions hydrogéologiques connues ou probables, les courbes obtenues et analysées ne peuvent fournir à elles seules un résultat suffisant, car les conditions hydrogéologiques

cognitives contrôlent le choix du schéma d'interprétation permettant de tirer des conclusions importantes de ces courbes,

- Considérez les différentes "méthodes" qui existent comme relativement compétitives et recherchez les méthodes les plus partielles en général.

En fait, existe une méthode générale ; mais elle consiste précisément à choisir parmi les schémas d'interprétation, le schéma qui semble le plus adapté aux conditions réelles de l'aquifère étudié. Ces schémas d'interprétation ne sont pas traités de manières différentes mais à travers certains développements, qui s'accordent les uns avec les autres, à l'origine basés sur les conceptions de THEIS. C'est par ce choix que l'interprétation doit débiter.

Références bibliographiques

- Castany G. (1982).** Principes et méthodes de l'hydrogéologie. Dunod. F 7512. Bordas Paris.
- Castany, Margat (1977).** Dictionnaire français d'hydrogéologie. BRGM, Orléans. L 5206.
- Chapuis, R.P. (2007).** Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Bibliothèque et archives nationales du Québec, Gouvernement du Québec, Canada, 155 pp.
- Del Mar Gonzalez, M., Rushton, K. R. (1981).** Deviations from classical behaviour in pumping test analysis. Ground Water.
- Detay, M. (1993).** Le forage d'eau, réalisation, entretien, réhabilitation. Chapitre V. Masson, Paris, 375. J 10421.
- Forkasiewicz J., (1972).** Interprétation des données de pompages d'essai pour l'évaluation des paramètres des aquifères. Rapport du B.R.G.M, aide mémoire, 2ème édition. Département géologie de l'aménagement hydrogéologie.
- Genetier, B. (1997).** La pratique des pompages d'essai en hydrogéologie. Manuels et méthodes n° 9, édition BRGM, Orléans, France, p. 132.
- Kruseman G.P.; De Ridder N.A. (1973).** Analysis and evaluation of pumping test data ILRI Wageningen (traduit en français par Meilhac A. Bulletin11). 213p
- Meilhac A. (1974).** Interprétation et discussion des pompages d'essai, S.E., 1974, ILRI Bulletin 11F, 213 p.
- Metaiche M., (2013).** Forage Techniques Et Procèdes, Université de Bouira, Octobre 2013.
- Marsily de G., (2004).** Cours Hydrogéologie, Université de Paris VI, Septembre 2004.
- Marsily de G. (1981).** Hydrogéologie quantitative. Masson Paris.
- OIE, (2013).** Directive technique, essais de pompage », extrait du référentiel technique national EPA, Fascicule technique, projet DINEPA-OIEau-UNICEF 2012/2013.
- Wenzel L.K., (1942).** Methods for determining permeability of water- bearing materials with special refernce to discharging-well methods. U.S. Geological Survey Water Supply.