

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع:...../ 2018



## Mémoire de Master

Spécialité :Hydraulique

Option :Hydraulique urbaine

Thème :

**Etude expérimentale de l'effet des limites semi-perméables sur l'écoulement vers les puits**

Etudiant:

Encadreurs:

DJOUDI Ahmed MadjedM .Djedri Toufik

Promotion: Juin 2018

## DEDICACES

*Je dédie ce travail :*

*A mes chers parents et que D.F.E.U nous les grades ;*

*A mon adorable femme*

*A toute ma famille ;*

*A ceux qui aiment ce pays*

## REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord mon bon DIEU le tout puissant de m'avoir donné la volonté, le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter ici mes remerciements à tout un petit monde de personnes qui ont rendu possible la présente étude et qui ont contribué à son élaboration sous quelque forme que ce soit.

Mes remerciements vont également au **Professeur Mr. MASSMOUDIR.** chef de département d'hydraulique à l'université de Biskra et **M. BOUZAINÉ T.** Nous commençons par remercier le bon Dieu ;

Nous remercions **Mr Djedri T.** qui nous a fait l'honneur d'être notre encadrant.

Nous le remercions profondément pour son encouragement continu et aussi d'être toujours là pour nous écouter, nous aider et nous guider à retrouver le bon chemin par sa sagesse et ses précieux conseils. Ainsi que son soutien moral et sa preuve de compréhension, ce qui nous a donné la force et le courage d'accomplir ce travail.

Nos remerciements les plus sincères s'adressent de même à Madame **CHARHABIL S.** pour leur conseil intéressant; leur encouragement continu ; ainsi que le temps qu'il nous a réservé malgré leur grande occupation.

Enfin nous ne pouvons achever ce mémoire sans exprimer notre gratitude à tous les professeurs de département Hydraulique pour leur dévouement et leur assistance tout au long de nos études universitaires.

Je tiens tout d'abord à dire ma reconnaissance envers **M. BEN SALEH M.K.** Mes remerciements s'étendent également à mes amis et collègues de la station Bioressources (C.R. S.T.R.A).

Je ne manquerais pas non plus de dire un grand merci aux membres du jury qui ont accepté, sans réserve aucune, d'évaluer cette mémoire à sa juste valeur, et de me faire part de leurs remarques sûrement pertinentes qui, avec un peu de recul, contribueront, sans nul doute, au perfectionnement du présent travail.

## Résumé

Les nappes alluviales constituent des cas particuliers de nappes libres. Des contrastes de perméabilités influent fortement sur le comportement de ces aquifères vis-à-vis des pompages. Notre travail tend à étudier expérimentalement l'influence de limites latérales semi-perméables sur la réaction hydrodynamique de ce type de nappe au pompage. L'étude est faite sur un banc de drainage muni de deux puits et d'un dispositif de piézomètres pour le contrôle des niveaux piézométriques. Un rétrécissement de la nappe a été appliqué dans la zone d'influence d'un puits. Plusieurs débits de pompage ont été utilisés sur les deux puits séparément puis sur les deux simultanément. Les résultats obtenus ont permis de tracer les courbes des profils de dépression de la nappe ainsi que la carte piézométrique en fonction des débits de pompage. L'influence des limites s'est surtout manifestée sur la répartition des charges hydrauliques aux frontières de la nappe et explique le mode d'extension des cônes de dépression.

## ملخص

التغير العرضي العمودي في النفاذية يؤثر بدرجة كبيرة على جريان الجوفية أثناء عمليات الضخ  
عملنا يدرس قدراسة التجريبية حول تأثير حدود الشبه نفوذ هلال تكوينة المائية في ظروف الاستغلال.  
قمننا بالتجار بعلمنا نموذج فيزيائي اعطتنا نتائج سمحت بتحديد مجال التأثير هذا الحدود والشبه نفوذ.

# Sommaire

## Sommaire

**Remerciement**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Liste des symboles**

**Introduction générale**.....01

### CHAPITRE I : FONDEMENTS DES ÉCOULEMENTS SOUTERRAINS

I.1.Loi de Darcy.....	03
I.2.Dispositif expérimental de Darcy.....	03
I.3.Enoncé de la loi de Darcy.....	03
I.4.Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral.....	05
I.5.Conductivité hydraulique et perméabilité intrinsèque .....	06
I.6.Débit spécifique de Darcy et vitesse de déplacement de l'eau .....	07
I.6.1 Débit spécifique de Darcy ou vitesse fictive de Darcy.....	07
I.6.2 La vitesse linéaire moyenne .....	08
I.6.3 La vitesse de déplacement .....	08
I.6.4 Calcul du débit d'une nappe par la loi de Darcy.....	08
I.7. Écoulement en régime permanent.....	09
I.7.1.Définition.....	09
I.7.2.Écoulement permanent, L'équation de Laplace.....	09
I.7.3. Écoulement en régime non permanent ou transitoire.....	10
I.7.3.1.Définition .....	10
I.7.4. Écoulement transitoire suivant la loi de Darcy.....	11
I.7.5. Équation de l'écoulement transitoire : .....	11
I.8. Conclusion.....	12

## CHAPITRE II ÉCOULEMENT VERS LES PUIITS

II.1. Introduction.....	13
II.2. Essai de pompage.....	13
II.2.1.L’objectif des essais de pompages.....	13
II.2.2.Le principe de base.....	14
II.2.3.Influence du pompage sur la nappe.....	14
II.2.4. Mécanisme de rabattement .....	15
II.3.Théorie des écoulements vers les puits.....	15
II.3.1. Écoulement permanent vers les puits.....	15
II.3.1. 1.Théorie de Dupuit .....	15
II.3.1. 2.Méthode de Thiem.....	17
II.3.1. 3. Formule d'approximation logarithmique (Jacob) .....	19
II.3.2. Le rayon d’action d’un puits .....	21
II.3.3. L'interférence entre les puits : .....	23
II.4.Ecoulement de l'eau souterraine.....	26
II.4.1. Introduction .....	26
II.4.2. généralité sur Ecoulement de l'eau souterraine.....	26
II.4.3. L’eau dans le sol .....	27
II.4.3.1.-Etat de l’eau dans le sol .....	28
II.4.3.1.1- L’eau de constitution.....	28
II.4.3.1.2- L’eau liée ou adsorbée.....	28
II.4.3.1.3- L’eau libre .....	28
II.4.3.1.4- L’eau capillaire .....	28
II.4.4-La teneur en eau.....	28
II.4.4.1-Teneur en eau ou humidité.....	28
II.4.4.2- Teneur en eau volumique (humidité volumique).....	29
II.4.5. Le degré de saturation.....	29
II.4.6.-La porosité.....	30
II.4.6.1. Porosité géométrique ou porosité totale .....	30

II.4.6.2. Porosité efficace (cinématique).....	30
II.4.6. 3.Porosité de drainage .....	31
II.4.7. Indice des vides .....	31
II.4.8.La capacité de rétention .....	32
II.4. 9. Granulométrie.....	32
II.4. 10. Texture du sol.....	33
II.4. 11. Les aquifères.....	34
II.4. 11.1. Définition.....	34
II.4. 11.2. Types d'aquifère .....	34
II.4. 11.2..1. Les aquifères à nappe libre .....	34
II.4. 11.2..2. Les aquifères à nappe captive .....	35
II.4. 11.2..3. Les aquifères à nappe semi-captive .....	35
II.4. 12.Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique .....	36
II.4. 12.1 - Perméabilité.....	36
II.4. 12.2 .Transmissivité .....	36
II.4. 12.3 - Coefficients d'emmagasinement .....	36
II.4. 12.4.Piézomètre et réseau d'écoulement .....	37
II.4. 12.5.Charge hydraulique et écoulement .....	37
II.4. 12.6.Carte piézométrique.....	38
II.5.Conclusion.....	39

### **Chapitre III : Dispositif expérimental utilisé**

III-1.Introduction.....	40
III-2. Dispositif expérimental .....	40
III-2.1. Equipement utilisé.....	40
III-3 Matériaux utilisés : .....	42
III-3-1 Courbe granulométrique du sable utilisé .....	42
III-3-2 Perméabilité .....	43
III-4 Conduite des essais .....	45
III-4-1 Essai n° 1 .....	46
III-4-2 Essai n°2.....	47
III-4-3 Essai n°3.....	47

III-5 : Conclusion .....	49
--------------------------	----

## **Chapitre IV : Essais et interprétation des résultats**

IV.1. Introduction.....	50
IV.2.Puits N° 1 en pompage .....	50
IV.3.Profils de dépression en fonction des débits de pompage .....	50
IV.3.1.Essai N°1 : $Q=0.036$ l/s.....	50
IV.3.2.Essai N°2 : $Q=0.049$ l/s.....	51
IV.3.3.Essai N°3 : $Q=0.053$ l/s.....	52
IV.3.4.Essai N°4 : $Q=0.056$ l/s.....	53
IV.4. Cas n°2 : Puits N° 2 en pompage.....	56
IV.4.1.Essai N° 1 ; $Q=0.027$ l/s.....	56
IV.4.2.Essai N° 2 : $Q=0.038$ l/s .....	57
IV.4.3.Essai N° 3: $Q=0.050$ l/s : .....	58
IV.4.4.Essai N° 4: $Q=0.054$ l/s.....	59
IV.5. Cas n°3 : Puits N° 1 et Puits n° 2 en pompage.....	62
IV.6. Carte piézométrique dans la zone du puits n°2 : .....	63
IV.7. Conclusion.....	64

<b>Conclusion générale</b> .....	<b>00</b>
----------------------------------	-----------

## **Bibliographie**

# Liste des figures

## Liste des figures

<b>Figure. I.1 :</b> Expérience de Darcy. Schéma du dispositif expérimental. La vitesse de filtration est calculée avec la section totale intérieure du tube (Castany, 1998).....	04
<b>Figure. I.2:</b> Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral représentatif de l'écoulement de l'eau souterraine dans l'aquifère.....	06
<b>Figure. II.1 :</b> Coupe d'un pompage dans une nappe libre .....	14
<b>Figure. II.2 :</b> Ecoulement permanent vers un puits de captage; Hypothèses de la théorie de Dupuit.....	16
<b>Figure. II.3 :</b> Illustration de la méthode de superposition de Theis (1935). .....	18
<b>Figure. II.4 :</b> Illustration de la méthode de Cooper-Jacob (1946). .....	20
<b>Figure. II.5 :</b> Courbe standard de Jacob .....	21
<b>Figure. II.6 :</b> L'eau souterraine dans le sol. ....	27
<b>Figure. II.7 :</b> Perméabilité en fonction de la texture du sol.....	33
<b>Figure. II.8 :</b> Différentes formations aquifères.....	34
<b>Figure. II.9 :</b> Les aquifères à nappe libre.....	35
<b>Figure. II.10 :</b> Les aquifères à nappe captive.....	35
<b>Figure. II.11 :</b> Les aquifères à nappe semi-captive.....	36
<b>Figure. II.12 :</b> Calcul du gradient hydraulique (Castany.G, 1982).).....	38
<b>Figure. II.13 :</b> Exemple d'un tracé d'une carte piézométrique (Castany.G, 1982). .....	38
<b>Figure. III.1.</b> Banc hydrologique .....	41
<b>Figure. III.2.</b> Configuration hydrogéologique.....	41
<b>Figure. III.3.</b> Disposition des puits et piézomètres.....	42
<b>Figure. III.4.</b> Tamiseuse utilisée pour l'analyse granulométrique .....	43
<b>Figure. III.5.</b> Courbes granulométriques des matériaux utilisés.....	43
<b>Figure. III.6.</b> Perméamètre à charge constante utilisé .....	46
<b>Figure. IV.1.</b> Profil piézométrique $Q = 0,036$ l/s .....	51
<b>Figure. IV.2.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,049$ l/s .....	52

<b>Figure. IV.3.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,053$ l/s .....	53
<b>Figure. IV.4.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,056$ l/s .....	54
<b>Figure. IV.5.</b> Profils de dépression en fonction des débits de pompage.....	55
<b>Figure. IV.6.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,027$ l/s .....	57
<b>Figure. IV.7.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,038$ l/s .....	58
<b>Figure. IV.8.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,050$ l/s .....	59
<b>Figure. IV.9.</b> Coupe de la nappe pour $Q = 0,054$ l/s .....	60
<b>Figure. IV.10.</b> Evolution du profil de deffirent débits de pompage.....	61
<b>Figure. IV.11.</b> Profil de dépression dans le cas de deux puits en pompage.....	63
<b>Figure. IV.12.</b> Disposition des piézomètres autour du puits n°2 .....	63
<b>Figure. IV.13.:</b> Carte piézométrique autour du puits n° 2.....	63

# Liste des tableaux

## Liste des tableaux

<b>Tableau. II.1</b> : Classification du sol.....	32
<b>Tableau. III.1</b> : Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n° 1 .....	46
<b>Tableau. III.2</b> : Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n°2 .....	47
<b>Tableau. III.3</b> : Débit de puits 1 et puits 2.....	48
<b>Tableau. III.4</b> : les valeurs de charge pompage des deux puits .....	48
<b>Tableau. IV.1</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°1 : $Q=0.036$ l/s .....	50
<b>Tableau. IV.2</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°2 : $Q=0.049$ l/s .....	51
<b>Tableau. IV.3</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°3 : $Q=0.053$ l/s .....	52
<b>Tableau. IV.4</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°4 : $Q=0.056$ l/s .....	53
<b>Tableau. IV.5</b> : Les mesures expérimentales pour dépression pour les quatre débits P1 .....	55
<b>Tableau. IV.6</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°1 : $Q=0.027$ l/s .....	56
<b>Tableau. IV.7</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°2 : $Q=0.038$ l/s .....	56
<b>Tableau. IV.8</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°3 : $Q=0.050$ l/s .....	58
<b>Tableau. IV.9</b> : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°4 : $Q=0.054$ l/s .....	59
<b>Tableau. IV.10</b> : Les mesures expérimentales pour dépression pour les quatre débits P2.....	61
<b>Tableau. IV.11</b> : Puits N° 1 et Puits n° 2 en pompage.....	62

## Introduction générale

Les écoulements dans les nappes alluviales ont fait l'objet de diverses études utilisant plusieurs approches pour caractériser le comportement hydrodynamique de ces aquifères. Ces derniers, constitués par les accumulations détritiques, façonnées par les cours d'eau, constituent souvent de bons réservoirs. De part leur faible profondeur, ils sont faciles d'accès et leur recharge est assurée par l'infiltration directe des eaux ruissellement ou de crues. Ils sont considérés comme des cas particuliers de nappes libres, ayant une relation hydraulique étroite avec les cours d'eau.

.Essayé d'élaborer ce travail à petite échelle au niveau du laboratoire du Département d'Hydraulique université de Biskra sur le banc d'essai hydrologique le comportement hydrodynamique d'une nappe alluviale dont les limites latérales ne sont pas régulières. En effet, dans les cours d'eau à écoulement épisodique, sous forme de crues, les dépôts formant le réservoir sont hétérogènes, et varient du micromètre au décimètre. Une variabilité spatiale dans la perméabilité est l'une des caractéristiques de ce type d'aquifère. Les maximums sont souvent relevés selon l'axe du cours d'eau, et les valeurs de perméabilité ont tendance à diminuer aussi bien vers l'aval que vers les berges du cours d'eau. Le modèle mis au point a pour but de simuler l'écoulement dans une nappe libre limitée latéralement par des matériaux semi-perméables, et de voir sa réaction hydrodynamique à un pompage, à partir d'un et de deux puits.

Nous avons choisi de configurer l'aquifère de façon à ce qu'il y est un rétrécissement au voisinage d'un puits de pompage pour déterminer l'influence de la limite semi-perméable.

Le travail sera présenté en quatre chapitres, dont les deux premiers, de synthèse bibliographique, concerneront les généralités et fondements théoriques liés au thème. Les deux derniers sont consacrés au modèle expérimental réalisé.

Ainsi, dans le premier chapitre nous présenterons les notions connues sur les écoulements souterrains ; dont la formulation de Dupuit, l'équation de diffusivité et ses solutions en régime permanent et en régime transitoire,

Dans le deuxième chapitre on exposera les fondements des écoulements vers les puits, dont respectivement ; la caractérisation des milieux d'écoulement, les paramètres propres aux sols perméables, les types d'aquifères, et les formulations de base de l'hydraulique souterraine. et les méthodes d'interprétation des pompages d'essai et en fin le cas de l'interférence entre les puits.

le troisième chapitre la partie expérimentale, dans, par décrire le dispositif expérimental ; le banc de drainage, la configuration hydrogéologique utilisée, la caractérisation des deux matériaux utilisés dans l'expérimentation, le mélange "gravier+sable" comme milieu perméable constituant le 'réservoir' ou 'nappe' et un matériau semi-perméable "sable argileux"

constituant les limites latérales de l'aquifère. La caractérisation est réduite à la détermination des perméabilités et des courbes granulométriques

Les essais consistent à suivre sur des piézomètres implantés à la base du dispositif la variation de la charge en fonction de débits de pompage. Plusieurs débits sont utilisés et leurs valeurs sont limitées par les performances du dispositif. Des essais préliminaires sont donc nécessaires pour affiner les réglages et les choix des débits de pompage.

Enfin, nous terminerons notre travail par Le dernier chapitre est consacré à l'interprétation des résultats expérimentaux. La meilleure méthode est de représenter les profils de dépression de la nappe en fonction des débits de pompage. L'effet du rétrécissement de la nappe se manifesterait sur la forme de la surface piézométrique. Une carte piézométrique est éventuellement tracée. La forme des équipotentielles obtenues est confrontée à celle décrite dans les travaux théoriques.

## CHAPITRE I : FONDEMENTS DES ÉCOULEMENTS SOUTERRAINS

Nous présentons dans ce chapitre l'analyse théorique puis physique des équations de base des différents types d'écoulements, les principales formulations théoriques des écoulements permanents et non permanents ou (transitoires) en hydraulique souterraine, à partir de l'équation de Darcy jusqu'aux équations de régime transitoire. .

### I.1.Loi de Darcy

C'est la base fondamentale du calcul de quantités d'eau souterraine ou débit d'une nappe, par l'hydrodynamique souterraine, est la loi expérimentale de Darcy (H. Darcy, 1856).

### I.2.Dispositif expérimental de Darcy

Le dispositif expérimental comportait des tubes verticaux de 2,50 m de haut et de 0,35 m de diamètre intérieur, remplis de sable naturel. Sur une hauteur,  $L$  (fig. 1). La partie supérieure du tube est alimentée en eau à un niveau maintenu à une altitude constante,  $H$ , au-dessus d'un pan fixe de référence. Le volume d'eau, recueilli à la base, est mesuré en fonction du temps, en secondes ou en heures. Le poids de la colonne d'eau, de hauteur équivalente à  $H$ , est la *charge hydraulique*, notée  $h$ , exprimée en mètres de hauteur d'eau. [1]

### I.3.Enoncé de la loi de Darcy

Avec ce dispositif, H. Darcy a montré que le volume d'eau,  $Q$  en  $m^3/s$ , filtrant de haut en bas dans la colonne de sable de hauteur,  $L$  en m, à travers la *section totale*, perpendiculaire à la *direction verticale*

d'écoulement,  $A$  en  $m^2$ , est fonction d'un *coefficient de proportionnalité*,  $K$  en  $m/s$ , caractéristique du sable et de la perte de charge par unité de longueur du cylindre de sable,  $h/l$  sans dimension. D'où l'expression de la loi de Darcy :

$$Q(m^3/s) = K(m/s) \cdot A(m^2) \cdot \frac{h}{l} \quad (1)$$

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

Le quotient de la charge, de la charge,  $h$ , par la longueur de la colonne de sable,  $l$ , ou perte de charge par unité de longueur,  $h/l$ , est défini comme *le gradient hydraulique*, noté  $i$ , sans dimension. D'où avec  $h/l = i$ , l'expression (1) devient :

$$Q = K.A.i \quad (2)$$

Le *débit unitaire*,  $q$ , est le débit en  $m^3/s$  traversant l'unité de section, perpendiculaire à la direction d'écoulement en milieu saturé, dans l'unité de temps en secondes. C'est aussi la quantité d'eau traversant le milieu saturé par unité de surface. Etant le quotient d'un débit par une surface, il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en  $m/s$ .

$$q(m/s) = \frac{\text{débit}}{\text{section totale}} = \frac{Q}{A} \quad (3)$$

D'où en combinant les expressions (2) et (3) :

$$q(m/s) = K(m/s) \cdot i \quad (4)$$

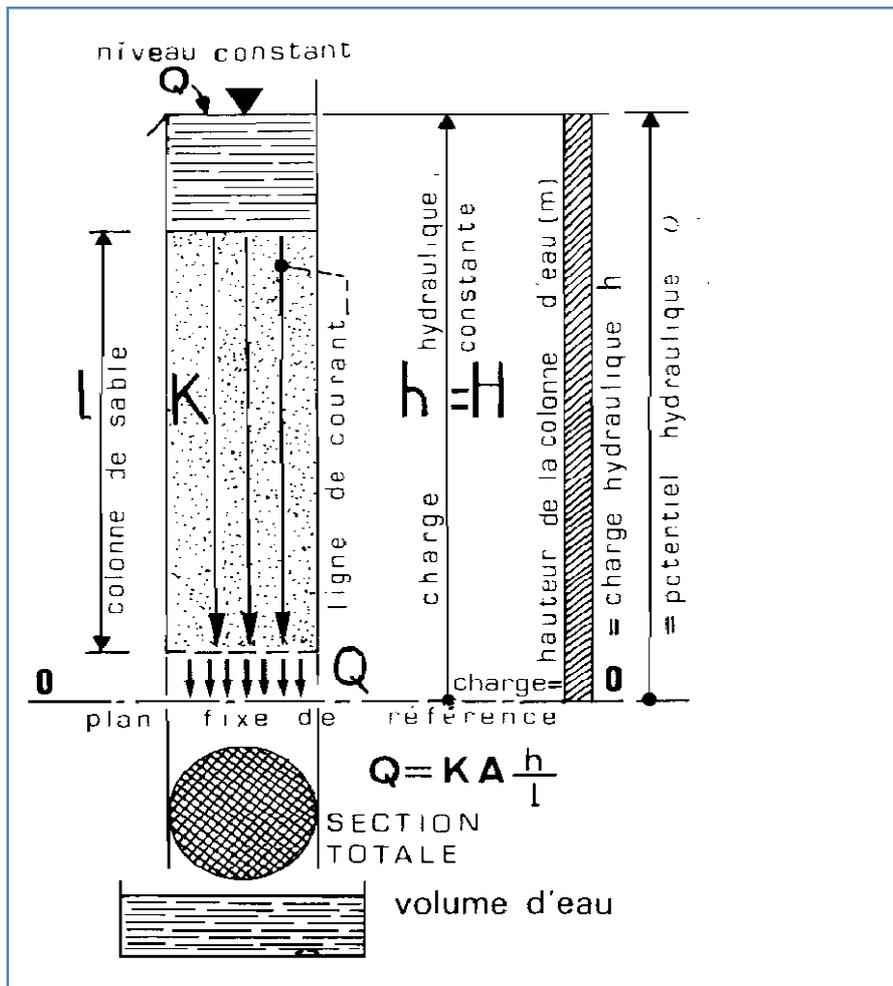


Figure. I.1 : Expérience de Darcy. Schéma du dispositif expérimental. La vitesse de filtration est calculée avec la section totale intérieure du tube (Castany, 1998).

La vitesse de filtration,  $V$  en m/s, rapportée à la section totale,  $A$ , est:

$$V(\text{m/s}) = Q/A = K \cdot i = q \quad (5)$$

La vitesse de filtration est ainsi la vitesse fictive d'un flux d'eau en écoulement uniforme, à travers un milieu aquifère saturé, déduite du débit d'écoulement,  $Q$ , rapportée à la section totale de l'aquifère traversé par ce flux. Elle est égale au débit unitaire (5).

#### I.4. Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral

Un dispositif de laboratoire, avec écoulement latéral, représente mieux la circulation des eaux souterraines dans l'aquifère

Les résultats, obtenus par cette expérience, permettent d'écrire :

$$\vec{q} = -K \cdot \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (6)$$

$h_1 - h_2 / l$  est le gradient hydraulique,  $i$ .

$h_1 - h_2$  est la différence de charge,  $\Delta h$ .

$$\vec{q} = -K \cdot \frac{\Delta h}{l} = -K \cdot i \quad (7)$$

Le signe négatif est introduit devant le membre de droite de l'équation car la charge décroît dans le sens de l'écoulement et  $q$  ou  $V$ , ne peuvent être négatifs.

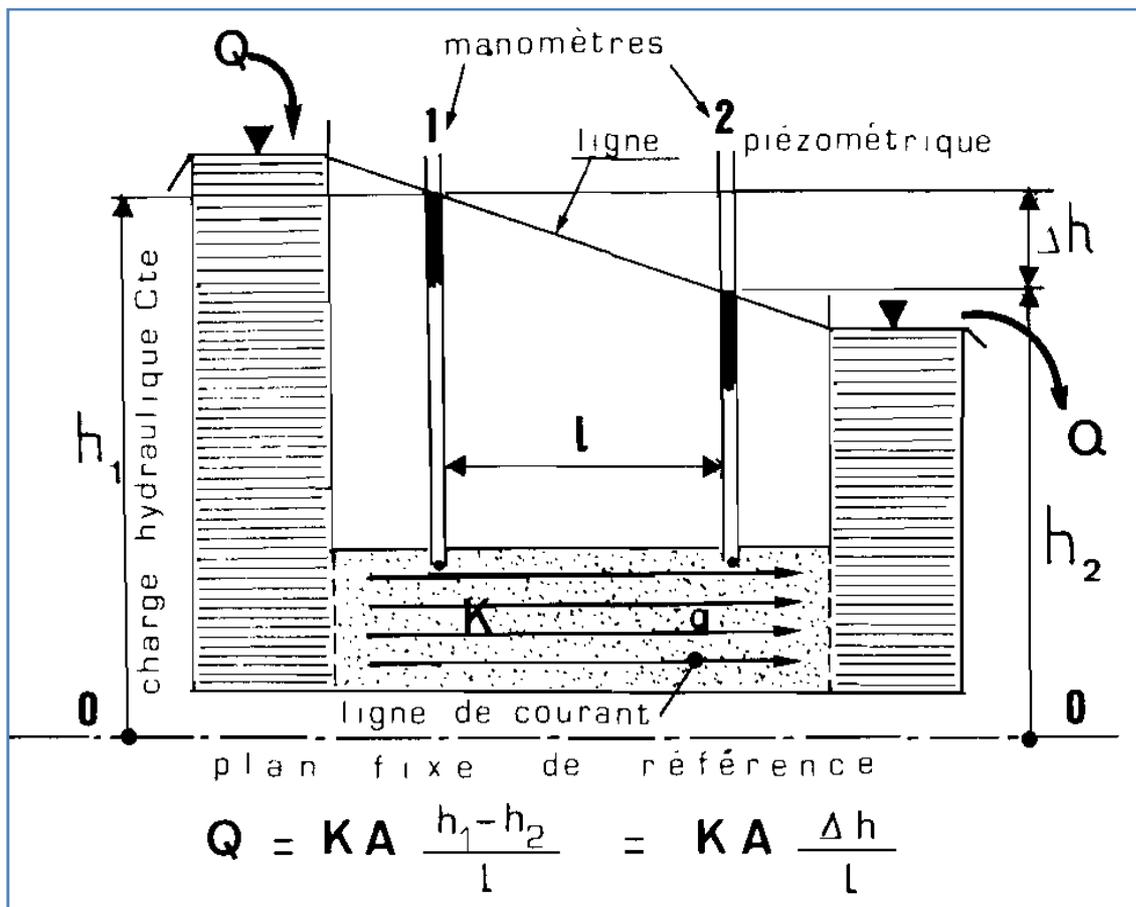


Figure. I.2: Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral représentatif de l'écoulement de l'eau souterraine dans l'aquifère.

### I.5. Conductivité hydraulique et perméabilité intrinsèque

La conductivité hydraulique d'un sol est la propriété physique fondamentale nécessaire lors du design d'un système de drainage souterrain. Elle n'est nul autre que le coefficient de proportionnalité de la loi de Darcy reliant le flux d'écoulement au gradient hydraulique. Elle est le résultat des forces de frottement de l'eau dans les pores du sol, forces résistant à l'écoulement. La conductivité hydraulique est, d'une part, proportionnelle à la perméabilité intrinsèque  $k$  du sol qui est-elle-même fonction de la porosité du sol et d'autre part, inversement proportionnelle à la viscosité dynamique du fluide (l'eau).[4] La conductivité hydraulique  $K$  se définit :

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (8)$$

$K$  = conductivité hydraulique (m/s)

$k$  = perméabilité intrinsèque du sol (m<sup>2</sup>)

$g$  = accélération gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>)

$\rho_e$  = masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>)

$\eta_e$  = viscosité dynamique de l'eau (Pa · s)

La perméabilité intrinsèque est caractéristique d'un sol et est fonction de la grosseur des pores et de la distribution des différentes grosseurs, de la tortuosité des pores par rapport à un écoulement droit, et finalement de la texture du sol où les différents minéraux avec leurs surfaces spécifiques définissent l'intensité des forces d'adsorption dont découlent les frottements.

### I.6. Débit spécifique de Darcy et vitesse de déplacement de l'eau

D'après les unités de paramètres appliqués au mouvement de l'eau, on peut comparer différents types de "vitesse" de l'eau.

#### I.6.1 Débit spécifique de Darcy ou vitesse fictive de Darcy

$$v_d = Q/A \quad (9)$$

Le rapport (9) ou  $Q/A$  [m/s], appelé débit spécifique de Darcy peut être considéré comme une vitesse fictive de l'eau à travers la section totale d'écoulement comme s'il n'y avait pas de grains qui déforment les lignes de courant et réduisent à un pourcentage la section d'écoulement. Il s'agit d'une vitesse lente. En fait dans la réalité, compte tenu du fait que la section d'écoulement est beaucoup plus faible que celle de l'ensemble eau-roche (elle est "encombrée" par les grains), l'eau devra circuler beaucoup plus rapidement dans les cheminements disponibles pour "conserver" le même débit. Par exemple, en supposant une formation alluvionnaire, on peut calculer  $v_d$  en divisant le débit transitant par la section d'écoulement: [5]

$$v_d = \frac{Q}{A} = \frac{0.5}{100000} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} = 158 \text{ m/an} \quad (10)$$

### I.6.2 La vitesse linéaire moyenne

Cette vitesse correspond à une vitesse de déplacement de l'eau dans une direction. Cette vitesse permet par exemple de calculer le temps de séjour de l'eau dans le sous-sol. On calcule cette vitesse, en prenant en considération le diamètre disponible pour l'écoulement de l'eau déduite de la porosité efficace,

$$v_l = \frac{v_d}{n_e} = k \frac{i}{n_e} \quad (11)$$

Ainsi selon l'exemple précédent, avec une porosité de 10%, on obtient

$$v_l = \frac{54 \cdot 10^{-6}}{10^{-1}} = 54 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} = 1580 \text{ m/an} \quad (12)$$

La vitesse linéaire moyenne est donc 10 fois plus élevée.

### I.6.3 La vitesse de déplacement

En ajoutant à l'eau, dans un dispositif expérimental ou dans une nappe d'eau, un traceur tel que l'uranine, on peut observer la vitesse de déplacement de l'eau. Même si la réception des traceurs se fait de manière dispersée dans le temps, du fait du phénomène de la dispersion ou du rôle des argiles absorbantes, la courbe de concentration permet de calculer un temps de séjour et ainsi une vitesse de déplacement. La vitesse de déplacement obtenue est comparable, en principe, à la vitesse linéaire moyenne.

### I.6.4 Calcul du débit d'une nappe par la loi de Darcy

Le débit d'une nappe,  $Q$ , est le volume d'eau en  $\text{m}^3$  traversant par Unité de temps (s) une section transversale en  $\text{m}^2$  d'aquifère, sous l'effet d'un gradient hydraulique déterminé. La section, perpendiculaire à la direction d'écoulement, passe par une ligne équipotentielle, matérialisée par une courbe hydroisohypse. Parfois pour simplifier les études sur le terrain, c'est le plan vertical perpendiculaire à la direction d'écoulement. Il est calculé par application des expressions de la loi de Darcy.

## I.7. Écoulement en régime permanent

### I.7.1. Définition

Un régime d'écoulement est dit permanent ou stationnaire quand les paramètres qui le caractérisent (pression, vitesse, masse volumique, ...), ont une valeur constante au cours du temps.

### I.7.2. Écoulement permanent, L'équation de Laplace

L'étude d'un écoulement de filtration comportera toujours en premier lieu la recherche du champ de la charge hydraulique. Pour les écoulements permanents,  $H$  ne dépendra que des variables spatiales ( $x, y, z$ ).

La mise en équation d'un écoulement permanent consistera à rechercher les équations auxquelles doit satisfaire cette fonction dans le domaine de l'écoulement d'une part et sur les limites de ce domaine d'autre part.

L'équation de continuité généralisée peut s'écrire :

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0 \quad , \text{ ou } \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (13)$$

➤ En introduisant la loi de Darcy en milieu isotrope , on obtient:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \Delta H = 0 \quad (14)$$

C'est l'équation de Laplace.

La charge hydraulique est donc un potentiel harmonique (fonction de  $x, y, z$ , satisfaisant l'équation de Laplace).

Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel, L'équation de Laplace se réduit alors à

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad , \text{ ou } \Delta H = 0 \quad (15)$$

En milieu anisotrope, l'équation de continuité et la loi de Darcy devient:

$$K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (16)$$

On n'obtient plus une équation de Laplace. La répartition de la charge dépendra des rapports de perméabilités;  $Kx/Kz$  et  $Ky/Kz$  .

Effectuons le changement de coordonnées suivant :

$$\varphi = \sqrt{\frac{K}{Kx}}x$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{K}{Ky}}y$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{Kz}}z$$

K est coefficient quelconque ayant les dimensions d'une perméabilité relative. On aura

$$\frac{\partial H}{\partial \varphi} = \frac{\partial H}{\partial x} * \frac{\partial x}{\partial \varphi} = \sqrt{\frac{Kx}{K}} * \frac{\partial H}{\partial x}$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial \varphi^2} = \frac{\partial}{\partial x} * \left(\frac{\partial H}{\partial \varphi}\right) * \frac{dx}{d\varphi} = \frac{Kx}{K} * \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}$$

Et compte tenue de l'équation (I.10):

$$\frac{\partial^2 H}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \varepsilon^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \omega^2} = 0 \quad (17)$$

On retrouve l'équation de Laplace

Nous appelons l'écoulement transformé: écoulement isotrope correspondant à l'écoulement en milieu anisotrope. On peut en effet le concevoir comme un écoulement fictif se déduisant géométriquement de l'écoulement considéré par la transformation et s'écoulant à travers un milieu isotrope de perméabilité K.

### I.7.3. Écoulement en régime non permanent ou transitoire

#### I.7.3.1. Définition

C'est un régime L'écoulement non permanent si la vitesse et la pression en un point donné de ce fluide en mouvement varie en fonction du temps. Les écoulements non permanents se divisent en deux catégories en fonction des causes qui les produisent :

- ❖ Une variation rapide de la vitesse
- ❖ Une variation lente de la vitesse et de la charge

#### I.7.4. Écoulement transitoire suivant la loi de Darcy

La loi de Darcy a été établie à partir d'expériences effectuées en régime permanent. La première question que l'on doit se poser lorsqu'on considère des écoulements de filtration transitoire est donc celle de la validité de cette loi.

Or il ne fait aucun doute que sur plan strictement théorique une loi telle que

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \text{ (loi de Darcy)}$$

ne s'applique qu'aux écoulements permanents. Dans le cas des écoulements transitoires la loi fondamentale de filtration doit avoir une forme telle que:

$$\vec{V} + \alpha \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (18)$$

qui tient compte des effets d'accélération.

Toutefois en raison des valeurs très faibles des vitesses et a fortiori des accélérations (dans la mesure où le caractère de non-permanence ou transitoire n'est pas trop accentué) il sera en général licite de négliger le terme  $\frac{\partial \vec{V}}{\partial t}$ .

Les théories des régimes variables ou transitoires basées sur la loi de Darcy ne sauraient par exemple s'appliquer à des écoulements soumis à de trop rapides pulsations. [1]

#### I.7.5. Équation de l'écoulement transitoire :

On sait que l'écoulement en régime transitoire est régi par l'équation de chaleur, et que l'on a:

- pour une nappe en charge :

$$\Delta H = \frac{m_v + n\beta}{K} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (19)$$

$m_v$ : Coefficient de compressibilité du sol

$n$ : La porosité

$\beta$ : Coefficient de compressibilité de fluide

$K$ : Coefficient perméabilité

- pour une nappe libre :

$$\Delta H = \frac{n}{Kh} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (20)$$

Il convient de préciser quelque peu la signification physique des coefficients figurant au second membre de ses équations.

Considérons un prisme vertical d'aquifère de section droite  $d\Sigma$ , soumis à une variation de charge hydraulique  $dH$ .

Si la nappe est libre, cette variation de charge n'est autre que l'abaissement du niveau de l'eau dans le prisme. Elle correspond donc à une diminution de volume égale à  $nd\Sigma \cdot dH$ .

Or, d'après la définition du coefficient d'emmagasinement, on peut écrire:

$$S = \frac{\text{variation du volume d'eau de la nappe}}{\text{section droite du prisme} \cdot \text{variation de charge}} = \frac{nd\Sigma \cdot dH}{d\Sigma \cdot dH}$$

donc  $S = n$

$$\text{d'où} \quad S = \frac{(m_v + n\beta) \gamma_w h d\Sigma \cdot dH}{d\Sigma \cdot dH} \quad (21)$$

$$S = (m_v + n\beta) \gamma_w h$$

Qu'il s'agisse d'une nappe libre l'équation de l'écoulement transitoire s'écrit donc finalement: [2]

$$\Delta H = \frac{S}{T} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (22)$$

## I.8. Conclusion

Dans ce premier chapitre Les Fondements des écoulements souterrains, nous avons présenté globalement certaines notions sur les aspects théoriques principaux des écoulements souterrains dans une nappe libre. La loi de base de l'écoulement de l'eau souterraine c'est la loi de Darcy.

## CHAPITRE II : ÉCOULEMENT VERS LES PUIITS

### II.1.Introduction

L'écoulement vers un puits dans une nappe d'eau souterraine constitue l'un des chapitres les plus importants de l'hydraulique souterraine. Il est également un des plus anciens puisque les travaux de J. DUPUIT ont été publiés en 1863, sept ans seulement après le fameux mémoire de DARCY.

Toutefois, les problèmes que posent les puits sont plus difficiles qu'on ne pourrait le croire au premier abord et d'importantes contributions à la théorie portent des dates récentes.

Dans ce chapitre, nous allons étudier deux concepts du régime d'écoulement de l'eau souterraine vers un puits.

### II.2.Essai de pompage

L'essai de pompage est destiné à estimer le coefficient de perméabilité global des sols, ainsi que le facteur d'emmagasinement et le rayon d'action du pompage. Dans la présence des piézomètres, on pompe à débit constant et on suit l'abaissement du niveau de la nappe dans le puits et dans les piézomètres [1].

Le coefficient de perméabilité mesuré dans un tel essai est une valeur dont la connaissance est nécessaire pour résoudre un certain nombre de problèmes pratiques, tel que :

- Evaluation du débit drainé par une tranchée.
- Evaluation du débit traversant le sol d'une digue ou d'un barrage.
- Dimensionnement d'un système de rabattement par puits.

#### II.2.1.L'objectif des essais de pompages

- Etablir les caractéristiques différentes de référence de l'ouvrage ou de la nappe testée ;
- Déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère ;
- Evaluer les conditions aux limites de l'aquifères ;
- Rechercher les conditions optimales d'exploitation ;
- Disposer d'outil permettant une modélisation mathématique de l'exploitation de l'ouvrage.

### II.2.2. Le principe de base

On pompe à débit constant dans l'ouvrage (puits) et on mesure l'influence du pompage sur le niveau piézométrique dans l'ouvrage à proximité (piézomètre).

Dans ce cas on va étudier le régime d'écoulement permanent.

### II.2.3. Influence du pompage sur la nappe

Dès que commence le pompage le niveau piézométrique dans le puits commence à diminuer, on parle alors de niveau dynamique. La différence entre le niveau statique, initial de la nappe au repos, et le niveau dynamique est appelée rabattement. Ce dernier croît pendant un certain temps puis se stabilise. Le débit qui rentre dans le puits à partir de la nappe est sensiblement égal au débit pompé.

Plus on s'éloigne du puits plus le rabattement diminue jusqu'à ce qu'il s'annule à une distance appelée rayon d'action ou rayon d'action.

L'effet du pompage sur la nappe se manifeste donc par la formation d'un cône de dépression dont l'axe coïncide avec celui du puits. Les dimensions de ce cône sont latéralement le rayon d'action ( $R_a$ ) et verticalement le rabattement ( $s$ ).

Le rabattement dépend surtout du débit de pompage et le rayon d'action des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et du temps de pompage.

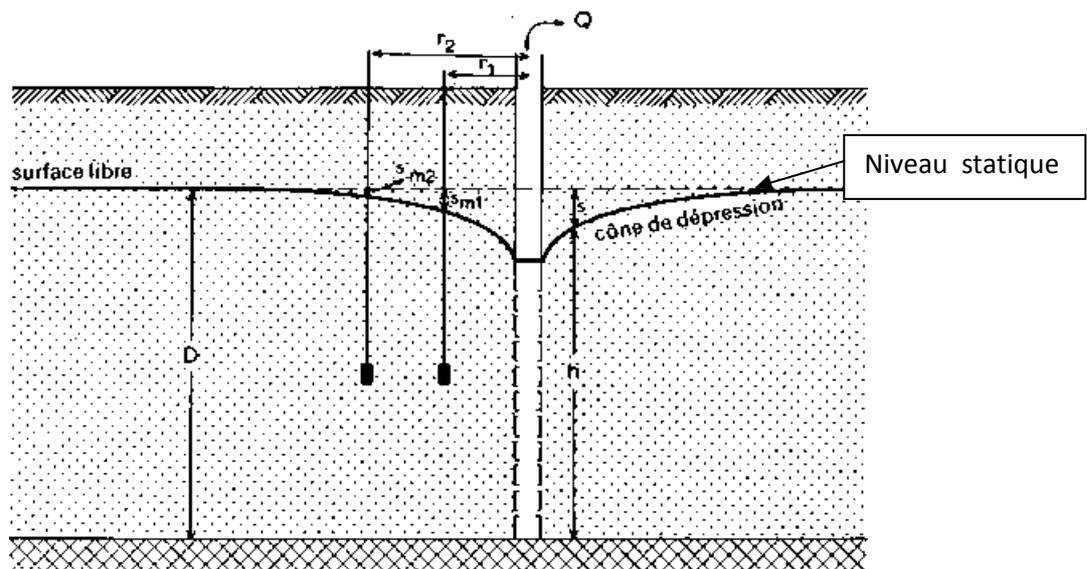


Figure. II.1 : Coupe d'un pompage dans une nappe libre

Les essais de pompage sont réalisés lors des études hydrogéologiques. Ils permettent d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité horizontal des terrains lorsque l'épaisseur de la couche aquifère est connue.

#### II.2.4. Mécanisme de rabattement

On doit mettre des hypothèses sur les conditions hydrauliques de la nappe, le pompage et les piézomètres d'observations :

- La nappe est homogène et isotrope ;
- La loi de Darcy est applicable ;
- L'écoulement souterrain est horizontal.

### II.3. Théorie des écoulements vers les puits

#### II.3.1. Écoulement permanent vers les puits

##### II.3.1.1. Théorie de Dupuit

Dans cette partie nous avons utilisé les hypothèses de Dupuit afin d'étudier l'écoulement permanent vers un puits dans une nappe libre. Cette étude a pour objectif d'utiliser les solutions graphiques pour déterminer les paramètres hydrodynamiques tels que la perméabilité. [3, 6]

Le calcul de Dupuit postule les hypothèses suivantes :

- Le rabattement est faible devant l'épaisseur  $H_0$  de l'aquifère et devant le rayon d'action. Il en résulte que la courbure de la surface de rabattement est faible .
- L'écoulement est horizontal, ce qui équivaut à admettre que les surfaces équipotentiels sont des cylindres concentriques au puits.
- La surface de rabattement se raccorde au niveau de l'eau dans le puits.
- Le débit qui traverse une surface équipotentielle de rayon  $r$  étant conservatif est par conséquent égal au débit de pompage  $Q$ .
  
- Il admet aussi que la loi de Darcy est applicable à l'aquifère et que le coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions et en tous points.
- l'écoulement est horizontal et uniforme en tout point d'une coupe verticale passant par l'axe du puits.

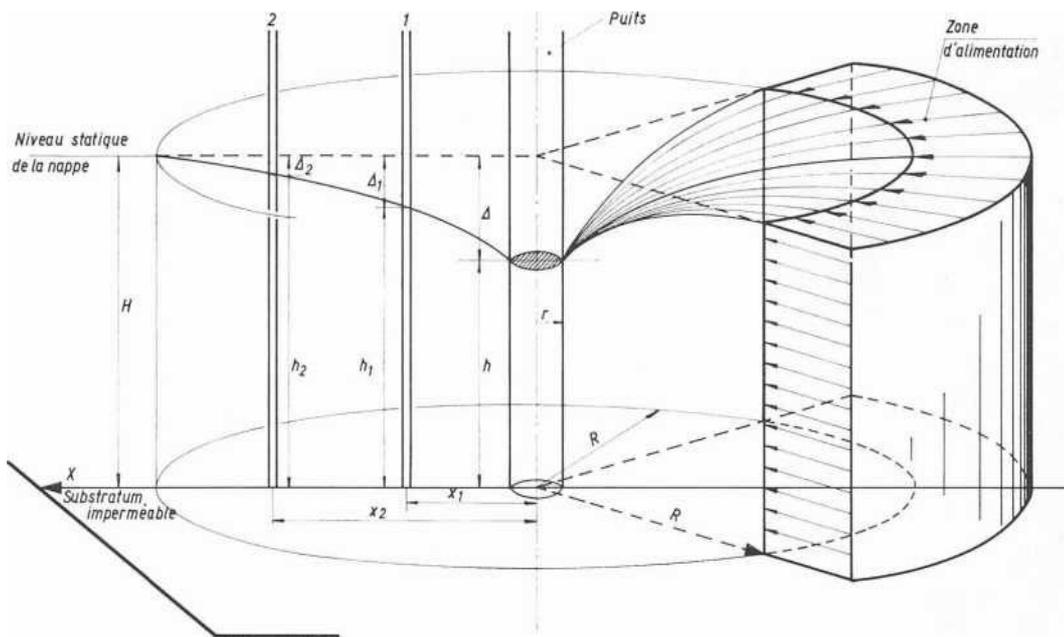


Figure. II.2 : Ecoulement permanent vers un puits de captage; Hypothèses de la théorie de Dupuit

Formulation de Dupuit :

Dupuit admet qu'à la distance  $r$  de l'axe du puits, la vitesse radiale de l'écoulement souterrain est donnée par la formule :

$$V = K \frac{dH}{dr} \quad (23)$$

$k$  : étant le coefficient de Darcy

$\frac{dH}{dr}$  : la pente de la surface libre

Il écrit le débit traversant la surface cylindrique de rayon  $r$  et de hauteur  $H$

$$Q = 2 \pi K r H \frac{dH}{dr} \quad (24)$$

Pour  $r = r_p$  (rayon du puits) et  $H = H_p$  (hauteur d'eau dans le puits).

On obtient :

$$H_0^2 - H_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (r / r_p) \quad (25)$$

On admet qu'au-delà du rayon  $R_a$ , appelé rayon d'action du puits, aucun rabattement sensible de la nappe ne se produit. En posant  $r = R_a$  et  $H = H_0$  (hauteur initiale de la nappe) on trouve immédiatement la formule de DUPUIT donnant le débit du puits :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \quad (26)$$

En introduisant cette valeur dans l'équation précédente on obtient l'équation de la surface libre de la nappe en écoulement ou « cône de rabattement », on obtient l'équation de la méridienne :

$$H^2 = H_p^2 + \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \ln(r/r_p) \quad (27)$$

Cette démonstration repose sur les hypothèses de Dupuit (pente de la surface libre et quasi-parallélisme des filets liquides). Réellement la surface libre ne se raccorde pas au plan d'eau dans le puits et il existe une surface de suintement limitée qui assure le passage d'une partie notable du débit. Donc la théorie de Dupuit n'est qu'une approximation. Mais plus on s'éloigne du puits plus elle devient précise. Certains auteurs ont conclu que pour  $r \geq 1.5 H_0$ , la méridienne de Dupuit se confond pratiquement avec la méridienne réelle. [1]

### II.3.1.2. Méthode de Thiem

En 1906, Thiem a complété la théorie de Dupuit en montrant que, si l'on mesurait le rabattement de la nappe dans deux piézomètres situés à proximité du puits, il n'était plus nécessaire de faire intervenir dans le calcul le rayon d'action. La formule de Thiem est toujours basée sur l'hypothèse d'un écoulement permanent, mais elle a l'avantage de permettre la détermination du coefficient de perméabilité dans diverses directions rayonnantes autour du puits, à condition de placer dans chacune de ces directions deux piézomètres au moins.

Thiem proposa plutôt d'utiliser deux puits d'observation situés aux distances  $r_1$  et  $r_2$  du puits pompé (le premier puits d'observation pouvant être le puits de pompage lui-même, où

$h = H_0$  et  $r_1 = r_p$ ). Dans ce cas, la différence de rabattement ou de charge hydraulique entre les deux points est :

$$\Delta h = \Delta s = \frac{Q}{\pi K (h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (28)$$

Le débit du puits peut s'exprimer par la formule suivante:

$$Q = \frac{2\pi KD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (29)$$

Q: le débit de pompage

$r_1$ : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 1

$r_2$ : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 2

$h_1$ : hauteur de l'eau dans le piézomètre 1

$h_2$ : hauteur de l'eau dans le piézomètre 2

k : Transmissivité de l'aquifère

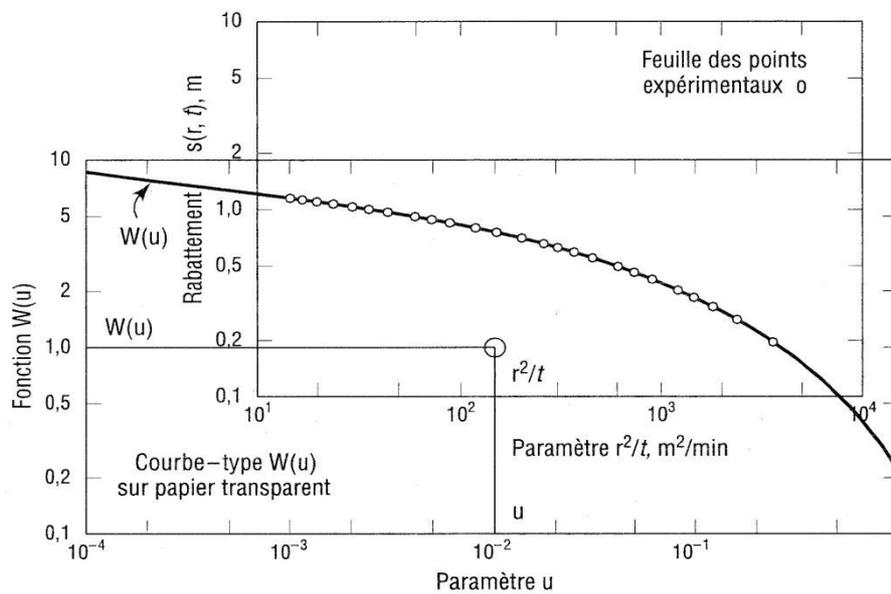


Figure. II.3 : Illustration de la méthode de superposition de Theis (1935).

Equation du régime transitoire, ou de Theis, provient de l'analogie entre l'écoulement souterrain et la conduction de la chaleur, et peut s'écrire par la formule :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad (30)$$

avec  $u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (31)$

où  $W(u) = E_i(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -\gamma - \ln(u) - \sum_{n=1}^\infty (-1)^n u^n / n(n!) \quad (32)$

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

Q = débit de pompage ou d'injection [ $L^3T^{-1}$ ]

T = transmissivité [ $L^2T^{-1}$ ]

W(u) = fonction de Theis ou fonction puits

$E_i(u)$  = fonction exponentielle intégrale.

u = temps adimensionnel ou variable de la fonction W(u)

S = coefficient d'emmagasinement, sans dimension

r = distance radiale à partir du centre du puits [L]

t = temps depuis le début de pompage [T]

$\gamma$  = constante d'Euler = 0,57721 56649 01532 86060 6512...

$\gamma = \lim_{n \rightarrow \infty} (1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n)$  [5]

Les valeurs numériques de la fonction caractéristique  $W(u)$  peuvent être données sous forme d'une courbe standard (fig.4) que l'on dessine sur papier logarithmique en reportant en ordonnées  $W(u)$  et en abscisse  $1/u$  ou  $\frac{4Tt}{r^2S}$ .

### II.3.1.3. Formule d'approximation logarithmique (Jacob)

La méthode logarithmique de la droite de Jacob (1946), est reconnue comme la méthode la plus facile pour l'obtention des paramètres hydrodynamiques par essais de pompage. Elle est en fait basée sur une approximation de l'équation de Theis. . En effet, la série infinie de  $W(u)$ (II.15) tronquée après le deuxième terme donne : [5]

$$W(u) = -\gamma - \ln(u) = -0,5772 - \ln\left(\frac{r^2S}{4Tt}\right). \quad (33)$$

En utilisant cette approximation dans l'équation (II.15) et après développement, on obtient :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{1}{u} \exp(-\gamma)\right) = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) \quad (34)$$

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) = 0.183 \frac{Q}{T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) \quad (35)$$

$$\text{avec } u = \frac{r^2S}{4Tt} \leq 0.01$$

Ces équations peuvent être généralisées aux nappes libres pour lesquelles le rabattement soit faible par rapport à la puissance de la nappe.

Le calcul de T et S par l'intermédiaire des formules suivantes:

$$T = 0.183 \frac{Q}{i} \text{ets} = \frac{2.25Tt_0}{r^2s} \quad (36)$$

où

$t_0$ : temps correspondant à l'intersection de la droite avec l'axe  $s=0$ .

$i$  : rabattement de la nappe dans un cycle logarithmique complet.

L'équation de la remontée après l'arrêt du pompage est:

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (37)$$

$t'$ : temps écoulé depuis l'arrêt du pompage.

Par conséquent, si l'on porte les rabattements  $s$  en fonction du logarithme du temps  $t$ , on obtient une ligne droite qu'on prolonge jusqu'à l'axe des abscisses, et le point d'intersection a pour coordonnées  $s=0$ , et  $t=t_0$  comme il montre la figure suivante :

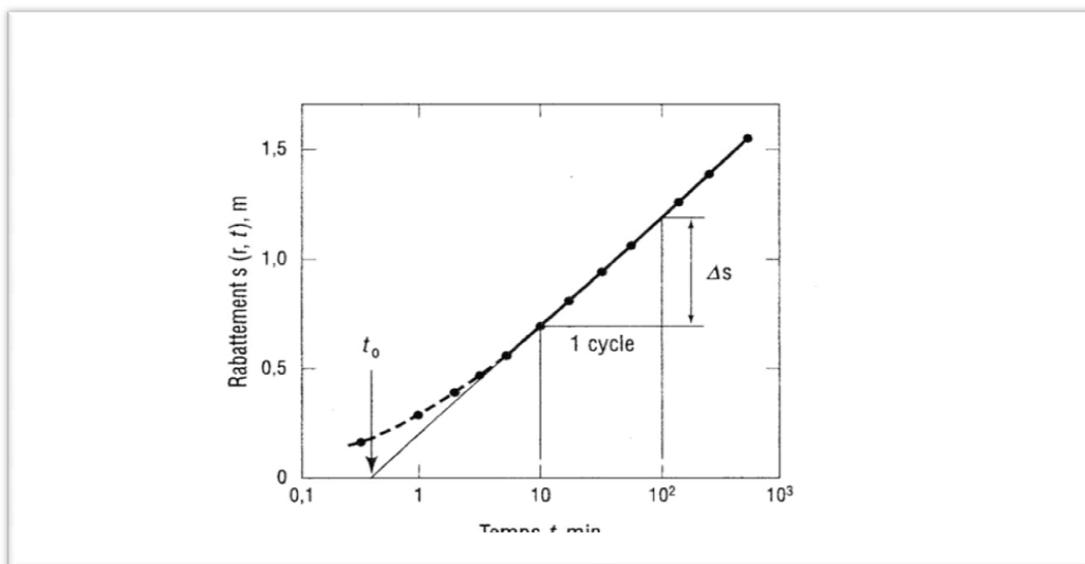


Figure. II.4 : Illustration de la méthode de Cooper-Jacob (1946).

Le rayon fictif  $R_f$ , est la distance à laquelle le rabattement, calculée par l'expression de JACOB est nul. Il est fonction de  $T$  et de  $S$ . (G. CASTANY, 1982),[7].

$$R_f = 1.5\sqrt{Tt/s} \quad (38)$$

En pratique, il est rare que les conditions hydrogéologiques réelles soient assimilables, sans restriction, aux conditions idéales vues précédemment, ce qui limite beaucoup les possibilités d'application valable des méthodes de THEIS et de JACOB.(M. DETAY, 1993),[8].

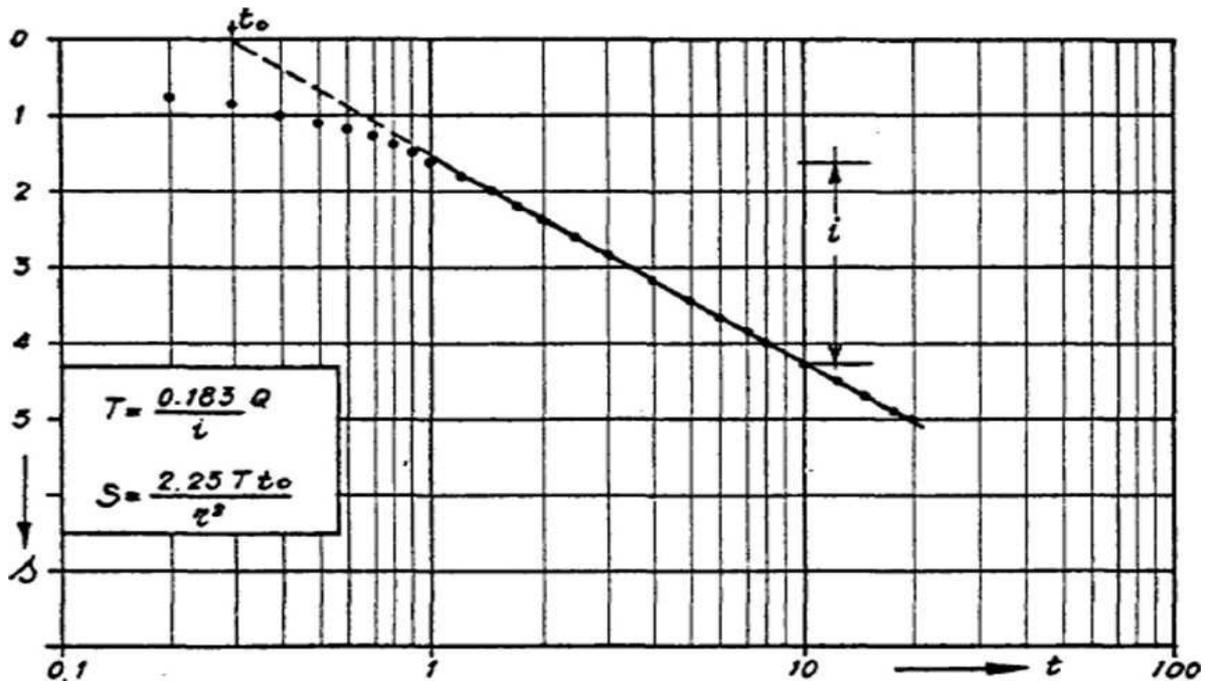


Figure. II.5 : Courbe standard de Jacob

### II.3.2. Le rayon d'action d'un puits

Si tous les puits étaient forés au centre d'une tranchée circulaire assurant leur alimentation, ainsi que cela est le cas sur les modèles réduits, nous pourrions arrêter ici notre mémoire. Il suffirait en effet de prendre pour  $Ra$  la valeur du rayon de cette tranchée circulaire et d'appliquer à la détermination du débit et de la surface libre les formules que nous avons indiquées ci-dessus. Le problème serait entièrement défini.

Malheureusement, le cas idéal évoqué ci-dessus ne se présente jamais et l'on est à priori un peu perplexe lorsqu'il s'agit d'assigner une valeur numérique à  $Ra$ , le « rayon d'action ». Prenons comme exemple le cas d'un puits situé au centre d'une nappe infiniment étendue ou pouvant être considérée comme telle par rapport aux dimensions de l'ouvrage. Un pompage

dans ce puits va créer un cône de rabattement qui ne s'étendra certainement pas à l'infini. En effet, si tel était le cas,  $(R_a/r_p)$  serait infini et le débit du puits, donné par la formule de DUPUIT, serait nul. D'un autre côté, il ne paraît pas absurde d'écrire que le rabattement  $\zeta = 0$  pour  $r = \infty$ . Il y a donc là une contradiction à laquelle la théorie des puits, envisagée dans la perspective d'un écoulement permanent, ne saurait échapper.

En vérité, cette contradiction provient précisément de l'hypothèse de la permanence de l'écoulement qui n'est pas compatible avec les données du problème. Reprenons l'exemple d'une nappe très étendue, mais supposons-la très grande et non pas infinie. Admettons en outre que sur ses bords cette nappe est limitée, non pas par de l'eau libre, mais par des surfaces imperméables. Nous avons donc une cuvette étanche remplie d'alluvions gorgées d'eau. Si nous pompions dans un puits situé en son centre, nous allons créer un cône de rabattement qui, théoriquement, ne se stabilisera jamais, puisque nous n'avons pas prévu d'alimentation de la nappe. En réalité, il s'étendra assez rapidement jusqu'à une certaine distance du puits, puis son accroissement sera de plus en plus lent et, à partir d'un certain moment, le cône sera pratiquement stationnaire. On a alors atteint, non pas un régime permanent en toute rigueur, mais un régime « quasi-permanent ».

L'exemple précédent montre que, pour comprendre la notion de rayon d'action, il faut étudier l'écoulement non-permanent vers un puits placé au centre d'une nappe très grande par rapport à ses dimensions. Dans un but de simplification, nous la supposons d'ailleurs infinie. [1]

Le rayon d'action est la distance à laquelle le pompage cesse d'influer. La détermination de ce rayon n'est pas facile, et les résultats des expérimentateurs sont assez dispersés, car la notion même de rayon d'action est imprécise. [9]

1. En première approximation, on peut admettre que

$$100 r < R < 300 r \quad (39)$$

Les valeurs extrêmes du logarithme sont  $\ln 300 = 5.70$  et  $\ln 100 = 4.61$  on voit que la plage d'incertitude sur  $Q$  reste faible. Pour  $R = 200 r$ , on obtient  $(\ln R/r) = \ln 200 = 5.30$ .

2. On peut également utiliser la formule empirique de Sichardt :

$$R = 3000(H - h) \sqrt{K} \quad (40)$$

avec:  $R$ ,  $H$  et  $h$  exprimés en m,  $K$  exprimé en m/s.

3. Etablissement du régime permanent. On montre que

$$R = 1.5\sqrt{(K.H.t)/n} \quad (41)$$

avec : K: coefficient de perméabilité, exprimé en m/s.

t: durée du régime transitoire, exprimé en secondes.

n: la porosité.

Le produit K.H est appelé transmissivité, elle notée T.

### II.3.3.L'interférence entre les puits :

Lorsque les puits sont implantés à des distances plus petites que celles de leur rayon d'action  $R_a$ , il se manifeste le problème d'interférence entre les puits.

Pour déterminer les rabattements et les pression on utilise le théorème de superposition des puits aux dérivées partielles avec  $(\partial h / \partial t) = 0$

La superposition est applicable en  $h^2$ , mais ne peut être appliquée sur l'écoulement non permanent.

Le théorème de superposition pour une nappe libre pour n puits s'écrit :

$$H_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{\pi K} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} \quad (42)$$

Tel que :

$H_0$  : la charge initiale ou niveau statique.

$h_i$  : le niveau piézométrique dans le puit (i).

N : nombre de puits.

$Q_j$  : les différents débits des puit.

K : perméabilité de la nappe.

$R_i$  : les rayon d'action du puits i.

$R_{ij}$ : la distance entre le puits (i) et le puits (j).

Dans le cas de deux puits dans une nappe libre la relation est comme suit :

$$H_0^2 - h_1^2 = \sum_{j=1}^2 \frac{Q_j}{\pi K} \ln \frac{R_j}{r_j}$$

Pour le puit n°1 :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{11}} + \frac{Q_2}{\pi k} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \quad (43)$$

On a :  $r_{11} = r_1$  (le rayon du puits 1)

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}}$$

Pour le puit n°2 :

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{22}}$$

On a :  $r_{22} = r_2$  (le rayon du puits 2)

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \quad (44)$$

Cas particulier :

$R_1 = R_2$  (même rayon d'action des puits)

$r_1 = r_2$  (même rayon de puits)

$Q_1 = Q_2$  (même débit sortant)

On a alors l'équation suivante :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} \quad (45)$$

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r}$$

Sachant :

$$H_0^2 - h_1^2 = H_0^2 - h_2^2, \text{ que } h_1 = h_2 = h$$

Tel que:

$$h = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right) \right]^{1/2} \quad (46)$$

Puisque  $r_{12} = r_{21}$

Le rabattement  $S$  est :  $S = H_0 - h$

Pour le cas général de deux puits en nappe libre, on a :

Pour le puits n°1

$$h_1 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (47)$$

$$S_1 = H_0 - h$$

$$S_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (48)$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

$$S_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (49)$$

Pour le puits n°2:

$$h_2 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \right) \right]^{1/2} \quad (50)$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

On a :

$$s_2 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (51)$$

Notons que notre expérimentation portera sur ce dernier cas

1. le rayon d'action R.
2. le rayon de puits r.
3. le débit.
4. gravier et sable.
5. le rabattement.
6. la perméabilité.

## II.4. Ecoulement de l'eau souterraine

### II.4.1. Introduction :

Les eaux souterraines constituent une ressource importante pour l'alimentation en eau des différents secteurs utilisateurs. Les aquifères sont le siège de cet écoulement. Ils sont liés aux conditions géologiques et hydrogéologiques. Nous présentons dans ce chapitre les aspects et concepts de base concernant les eaux souterraines

### II.4.2. généralité sur Ecoulement de l'eau souterraine :

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression. Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir.

Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions. Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée. Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores. Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

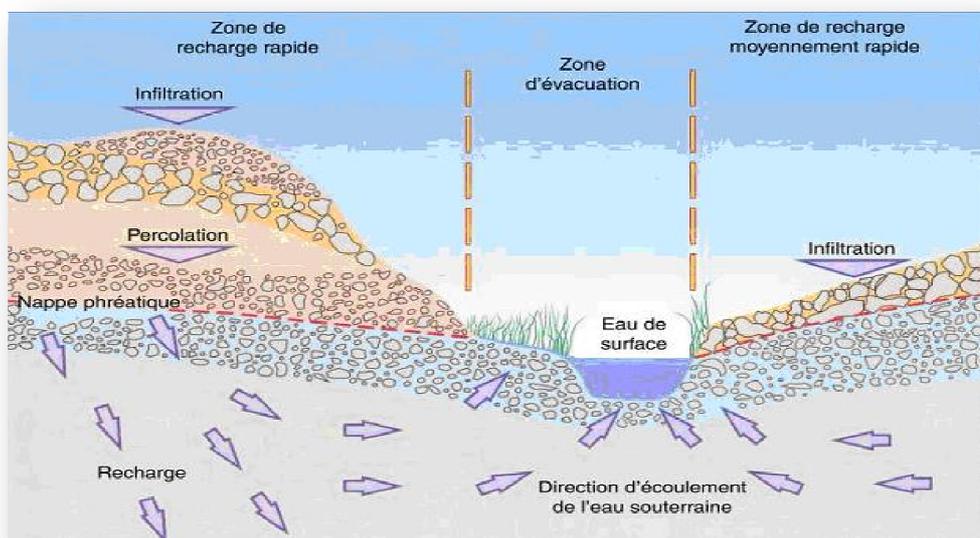


Figure. II.6 : L'eau souterraine dans le sol.

#### II.4.3. L'eau dans le sol :

L'eau s'infiltration dans le sol et alimente les aquifères plus facilement dans les zones où l'on trouve des dépôts perméables à la surface du sol. Une fois dans l'aquifère, l'eau se déplace plus ou moins rapidement selon la perméabilité, la porosité et d'autres caractéristiques des matériaux qui composent l'aquifère. Une fois dans le sol, l'eau s'infiltration et se déplace dans les matériaux qui composent le sous-sol. Près de la surface, on trouve différents types de roches, dont le granit, le schiste argileux, le grès et le calcaire. Dans bien des régions, le substrat rocheux est recouvert de dépôts de sédiments, dont l'argile, le limon, le sable et le gravier. On

appelle « formation » une couche rocheuse ou sédimentaire qui est constituée de types de matériaux géologiques en particulier (un ou plusieurs).

#### **II.4.3.1.-Etat de l'eau dans le sol :**

Selon les forces liant les molécules des particules solides on distingue :

##### **II.4.3.1.1- L'eau de constitution :**

C'est l'eau qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées.

##### **II.4.3.1.2- L'eau liée ou adsorbée :**

A la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions.

##### **II.4.3.1.3- L'eau libre :**

C'est l'eau qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur.

##### **II.4.3.1.4- L'eau capillaire :**

C'est l'eau qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires..

#### **II.4.4-La teneur en eau :**

##### **II.4.4.1-Teneur en eau ou humidité :**

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

Où  $V_w$  est le volume d'eau et  $V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$  est le volume total (c'est-à-dire le Volume du sol + Volume d'eau + volume d'air). Pour passer de la définition pondérale (celle des ingénieurs) à la définition volumétrique utilisée par les physiciens, il faut multiplier la teneur en eau (au sens des ingénieurs) par la densité du matériau sec.

La teneur en eau pondérale est la quantité (masse) d'eau contenue dans un échantillon de sol rapportée à la masse des particules du sol sec.

#### II.4.4.2- Teneur en eau volumique (humidité volumique) $\theta$ :

La teneur en eau volumique est le rapport du volume d'eau présent dans le sol au volume apparent de ce sol (volume de sol en place), la teneur en eau volumique varie entre une valeur minimale « teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  » et une valeur maximale « teneur en eau à saturation  $\theta_s$  » ; celle-ci est en principe égale à la porosité efficace.

$$\theta = \frac{V_w}{V_t}$$

Où  $\theta_r \leq \theta \leq \theta_s$  (I.5)

$\theta$ : la teneur en eau.

$\theta_r$  : la teneur en eau résiduelle.

$\theta_s$ : la teneur en eau à saturation.

$V_w$  : volume d'eau présent dans le sol.

$V_t$  : volume totale apparent du sol.

#### II.4.5. Le degré de saturation

est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des pores ; il varie entre un minimum résiduel et 100%.

$$S_w = \frac{V_w}{V_v}$$

Où  $S_r \leq S_w \leq 100\%$

$S_w$  : degré de saturation du sol en eau.

$V_w$  : volume de l'eau dans le sol.

$V_v$  : volume des vides contenu dans le sol.

$S_r$  : degré de saturation résiduelle

#### **II.4.6.-La porosité :**

Les formations renferment des pores (de petits espaces vides). La « porosité » s'entend du volume de l'espace poral total du sol contenu dans un volume donné de matériau (roches ou sédiments). Elle s'exprime en pourcentage. Plus grande est la porosité d'une formation, plus grand est le volume d'eau que cette formation est à même de retenir. La porosité de

Formations de sable et de gravier peut atteindre 25-50 %, tandis que celle de certains substrats rocheux très denses peut être inférieure à 0,1 %. La porosité varie selon la formation. Plus grande est la porosité, plus grande est la quantité d'eau que la formation peut contenir.

##### **II.4.6.1. Porosité géométrique ou porosité totale ( $\eta_t$ ) :**

La porosité totale est le rapport du volume des vides accessible à l'air et à l'eau sur le volume total apparent de l'échantillon

$$\text{Porosité totale } (\eta_t) = (V_{\text{vides}} / V_{\text{total}}) \times 100\%$$

$\eta_t$  : porosité totale.

$V_v$  : volume des vides dans le sol.

$V_t$  : le volume total du massif du sol.

##### **II.4.6.2. Porosité efficace (cinématique) :**

La porosité efficace correspond au rapport du volume d'eau mobile à saturation libéré sous l'effet de la gravité au volume total du milieu qui le contient, varie généralement entre 10% et 30%

$$\eta_e = \frac{V_m}{V_t}$$

$\eta_e$  : la porosité efficace.

$V_m$  : volume d'eau mobile à saturation libéré sous l'effet de la gravité.

$V_t$  : volume total du sol.

#### II.4.6.3. Porosité de drainage :

La porosité de drainage est la partie de porosité rendue accessible à l'air par le rabattement d'une nappe ; elle correspond à un écoulement rapide.

$$\eta_d = \frac{V_g}{V_t}$$

$v_g$  : volume d'eau mobile sous l'effet de gravitation.

$V_t$  : volume total du sol

#### II.4.7. Indice des vides :

C'est le rapport du volume des vides sur le volume de la phase solide.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$V_v$  : volume des vides.

$V_s$  : volume de la phase solide

**II.4.8. La capacité de rétention :**

La capacité de rétention est la différence entre la porosité totale et la porosité de drainage, représente la partie du volume des vides non drainés.

$$\eta_{\text{ret}} = \eta_t - \eta_d$$

$\eta_d$  : la porosité de drainage.

$\eta_t$  : la porosité totale.

$\eta_{\text{ret}}$ : la capacité ou la porosité de rétention.

**II.4.9. Granulométrie :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat. Pour cela l'analyse consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun dans le granulat. La représentation graphique de l'analyse permet d'observer et d'exploiter ces informations très simplement. Les manipulations et les conditions de manipulation sont décrites par la norme NF P 18-560. Elle concerne les granulats d'un diamètre supérieur à 100 micromètres (0.001mm).

Le refus désigne la partie des grains retenue dans un tamis. Le refus cumulé représente t grains bloqués dans les tamis de mailles supérieures).

Le tamisât ou passant désigne la partie qui traverse le tamis.

**Tableau.II.1** : Classification du sol.

Maxi	Appellation	Mini
200 mm	cailloux	20 mm
20 mm	graviers	2 mm
2 mm	sables grossiers	0,2 mm
0,2 mm	sables fins	20 $\mu\text{m}$
20 $\mu\text{m}$	limons	2 $\mu\text{m}$
2 $\mu\text{m}$	argiles	

La courbe de granulométrie caractérise la distribution géométrique des grains composant le sol. Elle est tracée à partir des résultats de l'analyse granulométrique. En ordonnées sont représentés les poids cumulés et en abscisses logarithmiques les diamètres des grains.

Le coefficient de Hazen  $d_{60} / d_{10}$ , s'il est inférieur à 2, permet de classer le sol comme étant homogène.

Cependant, il convient de s'efforcer de se rapprocher autant que peut se faire des valeurs idéales pour chaque calibre et surtout de minimiser les déviations dans la région des limons (0,05 à 0,005 mm).

#### II.4. 10. Texture du sol :

La texture du sol est le facteur qui a le plus d'effet sur la facilité et la vitesse de déplacement de l'eau et des contaminants vers la nappe phréatique. Dans les sols à texture grossière, comme les sables, les pores entre les particules sont plus volumineux et permettent à l'eau de s'infiltrer rapidement jusqu'à la nappe phréatique; la filtration et l'épuration naturelle ont donc très peu de temps pour agir. Par contre, les sols à texture fine, comme les argiles, ralentissent beaucoup l'écoulement de l'eau et des contaminants. Ils agissent donc comme un filtre naturel qui permet aux bactéries et aux autres organismes terricoles de dégrader les contaminants avant qu'ils n'atteignent la nappe phréatique. Par conséquent, les sols à texture fine constituent une protection naturelle des eaux souterraines bien meilleure que les sols à texture grossière.

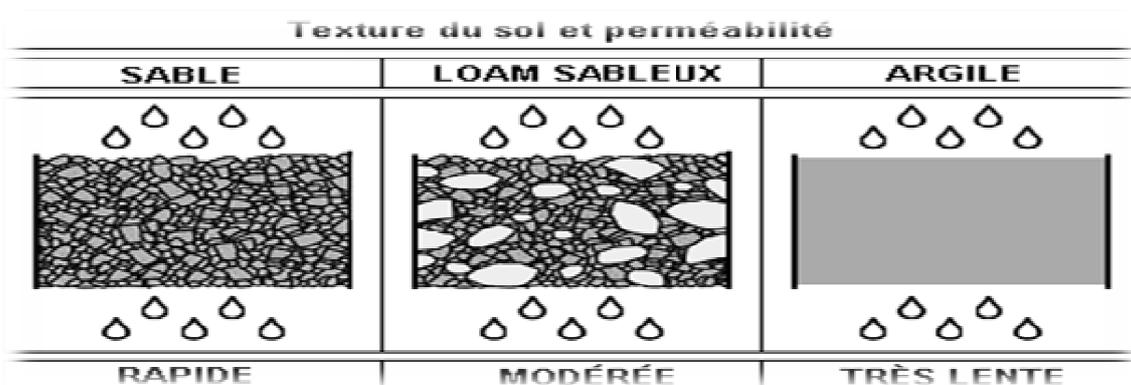


Figure. II.7 : Perméabilité en fonction de la texture du sol.

## II.4. 11. Les aquifères :

### II.4. 11.1. Définition

Un aquifère est un milieu solide contenant de l'eau pouvant circuler de façon naturelle ou être mobilisée de façon artificielle (pompage). La présence d'une nappe d'eau souterraine dans le sous sol est révélée par le recoupement d'un plan d'eau lors du forage de puits ou par la présence de sources. L'eau souterraine circule aisément lorsque le milieu qui la contient est suffisamment perméable.

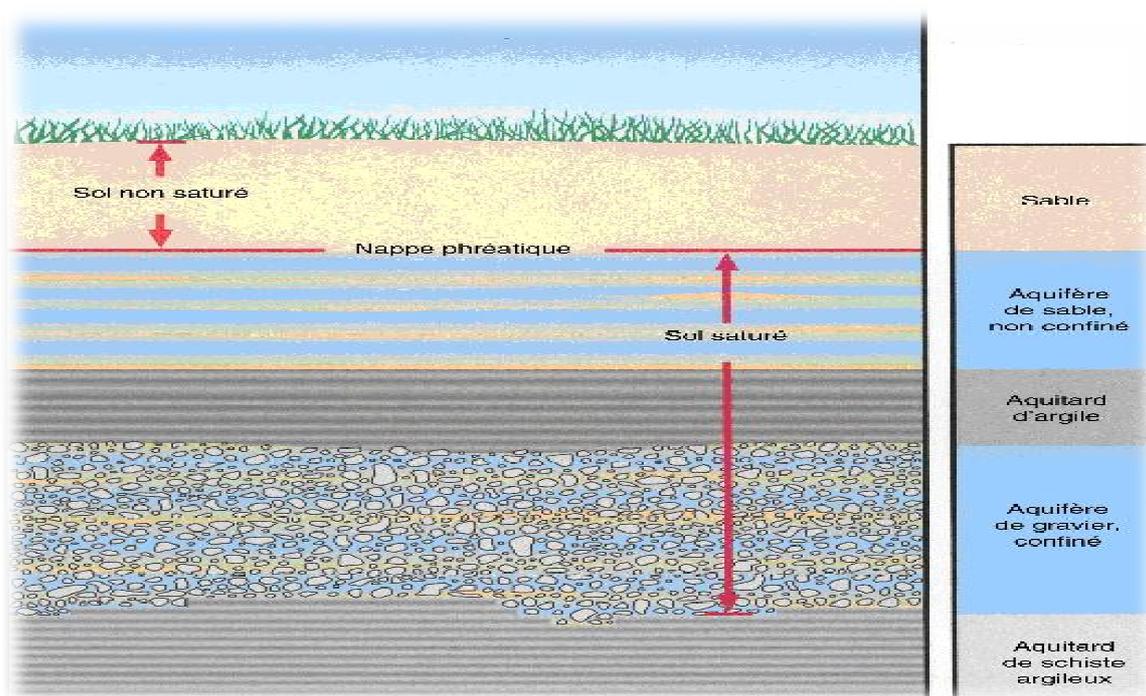


Figure. II.8 : Différentes formations aquifères.

### II.4. 11.2. Types d'aquifère :

#### II.4.11.2.1. Les aquifères à nappe libre :

La base de l'aquifère, le substratum, est imperméable. La limite supérieure est hydrodynamique : la surface piézométrique peut s'élever ou s'abaisser librement dans la formation hydrogéologique perméable formant le réservoir.

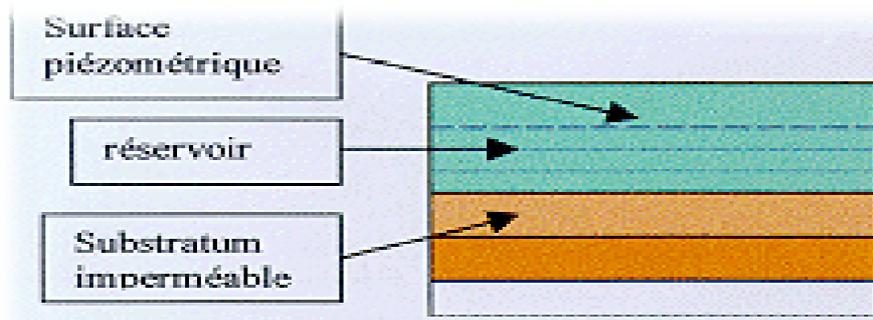


Figure. II.9 : Les aquifères à nappe libre.

#### II.4. 11.2..2. Les aquifères à nappe captive :

Les eaux souterraines sont emprisonnées entre 2 formations imperméables fixes : le substratum et le toit. L'aquifère subit une pression, dirigée de haut en bas, due au poids de la colonne de terrain. Cette pression est équilibrée par la pression de couche à l'intérieur de l'aquifère.

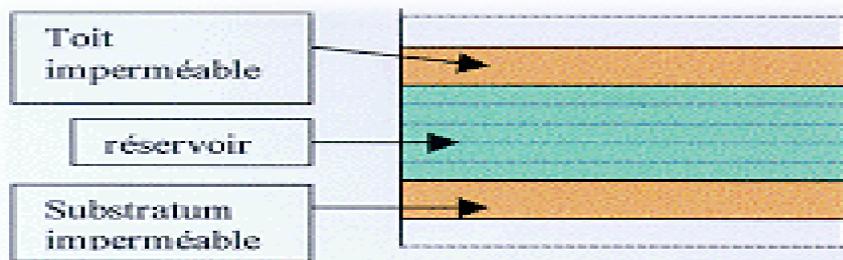


Figure. II.10 : Les aquifères à nappe captive.

#### II.4.11.2.3. Les aquifères à nappe semi-captive :

Le toit, le substratum ou les deux sont constitués par une formation hydrogéologique semi-perméable. Celle-ci permet dans certaines conditions des échanges d'eau avec un aquifère superposé ou sous-jacent. On parle alors d'aquifère multicouche.

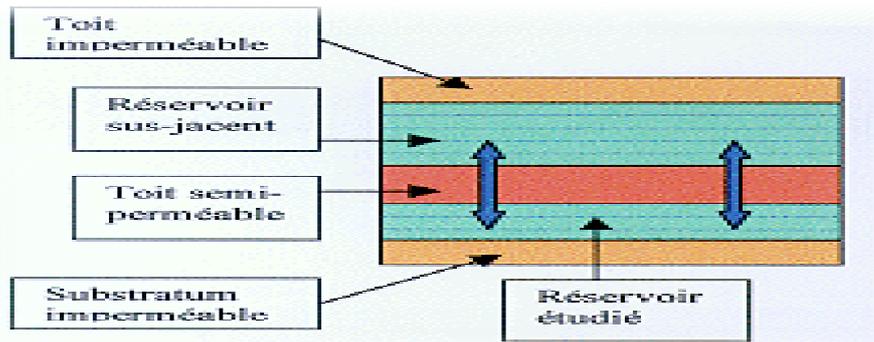


Figure. II.11 : Les aquifères à nappe semi-captive.

#### II.4. 12. Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique :

Les aquifères sont caractérisés par deux paramètres hydrodynamiques : La perméabilité ( $K$ ) qui caractérise la propriété d'un milieu à être traversé par l'eau en mouvement. La porosité efficace ne ou le coefficient d'emménagement spécifique  $S_s$  correspondant au volume relatif d'eau gravitaire contenue dans un aquifère.

##### II.4. 12.1 - Perméabilité :

La perméabilité ( $K$ ) et la transmissivité ( $T$ ) sont des propriétés indirectes de l'aquifère. ( $T$ ) est égale à ( $K$ ) intégré sur l'épaisseur verticale ( $e$ ) de l'aquifère. Ces propriétés sont des mesures de la capacité d'un aquifère à conduire l'eau. La perméabilité ( $K$ ) est une propriété secondaire du milieu. Elle ne dépend pas de la viscosité ni de la densité du fluide. ( $K$ ) et ( $T$ ) sont spécifiques à l'eau.

##### II.4. 12.2 .Transmissivité :

Afin de combiner les valeurs de conductivité à celles de l'épaisseur des formations et ainsi obtenir une valeur de la capacité d'un aquifère à mobiliser l'eau qu'il contient, on utilise les paramètres de la transmissivité. La transmissivité ( $T$ )  $m^2 /s$ , correspond en représentation bidimensionnelle, au produit de la conductivité ( $K$ ) par l'épaisseur de l'aquifère ( $e$ ).

$$T = K \cdot e$$

##### II.4. 12.3 - Coefficients d'emménagement :

La définition du coefficient d'emménagement se rapporte principalement aux aquifères à nappe captive dont la limite supérieure est constituée par une formation imperméable. L'aquifère à nappe libre contient une eau sous pression et l'aquifère est ainsi en condition

d'cartésianisme. En fait, on définit de manière générale le coefficient d'emmagasinement (S) comme étant la source de l'eau disponible, porosité efficace, avec l'eau libérable par la gravité, porosité efficace, alors qu'en nappe captive seule l'eau libérée par dépression (et réarrangement des grains) est prise en compte. En nappe captive, il est évidemment très petit : environ  $10^{-6}$ , alors qu'en nappe libre, il est proche de la porosité efficace : 10%, 5%.

$$S = S_s \times b$$

S : le coefficient d'emmagasinement.

$S_s$  : le coefficient d'emmagasinement spécifique.

#### II.4. 12.4. Piézomètre et réseau d'écoulement :

On peut représenter l'écoulement de l'eau dans l'aquifère par des surfaces équipotentielles et perpendiculaires à elles, par des lignes de courant.

En choisissant des sections parallèles aux lignes de courant, on peut représenter en deux dimensions l'écoulement net. On appelle ligne de courant la ligne idéale qui représente la trajectoire théorique d'une particule d'eau en mouvement dans un aquifère (assimilé à un niveau continu). Elle est tangente en tout point au vecteur vitesse et en milieu isotrope, orthogonale aux surfaces ou lignes équipotentielles.

#### II.4. 12.5. Charge hydraulique et écoulement :

La charge hydraulique (H) conditionne l'énergie d'un point de la nappe d'eau.

Comme l'eau se déplace du point à haute énergie vers le point à basse énergie, il est impératif de bien connaître (H), si possible le champ de (H). En laboratoire, on mesure la pression généralement à l'aide de monomètres alors que sur le terrain on utilise des tubes piézométriques. Il est recommandé de mettre en place en un même endroit plusieurs piézomètres ouverts chacun à des profondeurs différentes.

$$\text{gradient hydraulique} : \frac{H_1 - H_2}{L}$$

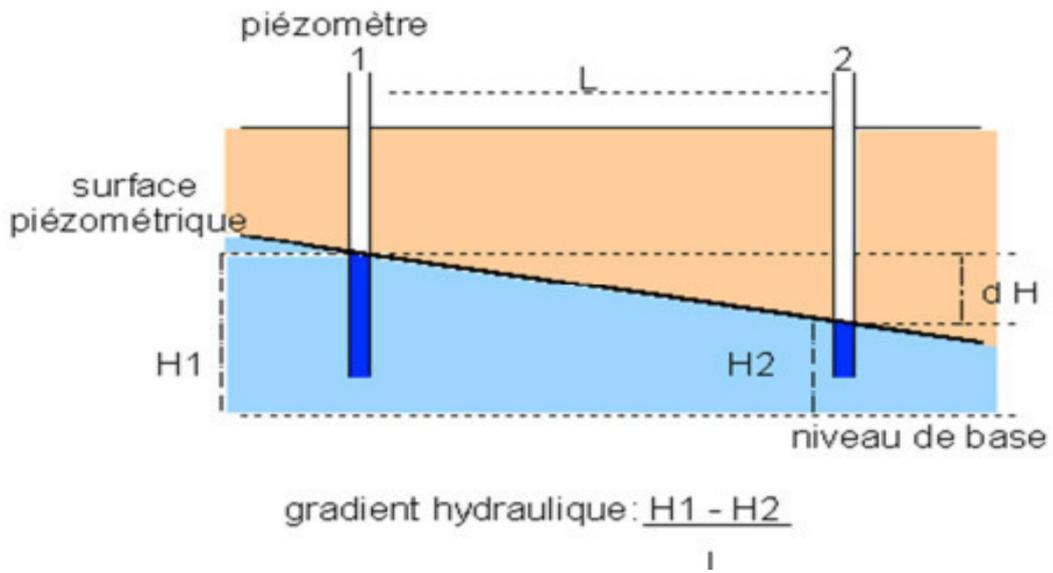


Figure. II.12 : Calcul du gradient hydraulique (Castany.G, 1982).

**II.4. 12.6. Carte piézométrique** : Les cartes piézométriques (fig.II.13) donnent le champ de la charge hydraulique (H), dans une région, à un instant donné. Elles se rapportent à un seul aquifère et on présume en représentation 2D plan que l'écoulement est horizontal

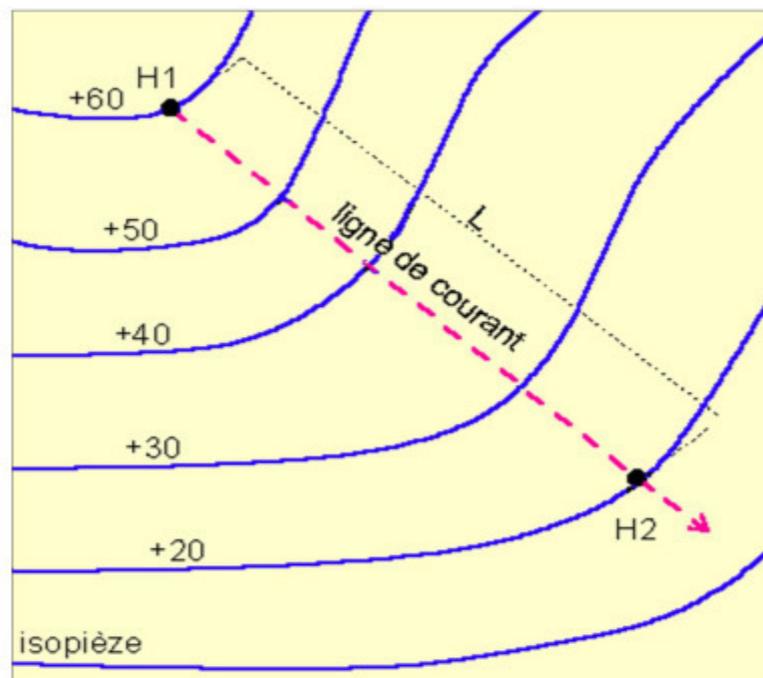


Figure. II.13 : Exemple d'un tracé d'une carte piézométrique (Castany.G, 1982).

**II.5. Conclusion**

L'hydraulique des puits est un des chapitres les plus anciens de l'hydraulique souterraine. Dans ce chapitre on a présenté une synthèse sur l'écoulement vers les puits, en régime permanent et transitoire. J. Dupuit a établi la théorie la plus ancienne permettant de calculer la forme de la surface de dépression de la nappe, en fonction du débit pompé et de la perméabilité de l'aquifère. et identifiés par ses caractéristiques et la genèse de ses vides, et pores. Les deux principaux paramètres caractérisant sont : la perméabilité et la porosité. L'écoulement de l'eau est déterminé par trois groupes, de Caractéristiques hydrodynamiques : Transmissivité perméabilité, gradient hydraulique, débit et vitesse de l'écoulement.

## CHAPITRE II : ÉCOULEMENT VERS LES PUIITS

### II.1.Introduction

L'écoulement vers un puits dans une nappe d'eau souterraine constitue l'un des chapitres les plus importants de l'hydraulique souterraine. Il est également un des plus anciens puisque les travaux de J. DUPUIT ont été publiés en 1863, sept ans seulement après le fameux mémoire de DARCY.

Toutefois, les problèmes que posent les puits sont plus difficiles qu'on ne pourrait le croire au premier abord et d'importantes contributions à la théorie portent des dates récentes.

Dans ce chapitre, nous allons étudier deux concepts du régime d'écoulement de l'eau souterraine vers un puits.

### II.2.Essai de pompage

L'essai de pompage est destiné à estimer le coefficient de perméabilité global des sols, ainsi que le facteur d'emmagasinement et le rayon d'action du pompage. Dans la présence des piézomètres, on pompe à débit constant et on suit l'abaissement du niveau de la nappe dans le puits et dans les piézomètres [1].

Le coefficient de perméabilité mesuré dans un tel essai est une valeur dont la connaissance est nécessaire pour résoudre un certain nombre de problèmes pratiques, tel que :

- Evaluation du débit drainé par une tranchée.
- Evaluation du débit traversant le sol d'une digue ou d'un barrage.
- Dimensionnement d'un système de rabattement par puits.

#### II.2.1.L'objectif des essais de pompages

- Etablir les caractéristiques différentes de référence de l'ouvrage ou de la nappe testée ;
- Déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère ;
- Evaluer les conditions aux limites de l'aquifères ;
- Rechercher les conditions optimales d'exploitation ;
- Disposer d'outil permettant une modélisation mathématique de l'exploitation de l'ouvrage.

### II.2.2. Le principe de base

On pompe à débit constant dans l'ouvrage (puits) et on mesure l'influence du pompage sur le niveau piézométrique dans l'ouvrage à proximité (piézomètre).

Dans ce cas on va étudier le régime d'écoulement permanent.

### II.2.3. Influence du pompage sur la nappe

Dès que commence le pompage le niveau piézométrique dans le puits commence à diminuer, on parle alors de niveau dynamique. La différence entre le niveau statique, initial de la nappe au repos, et le niveau dynamique est appelée rabattement. Ce dernier croît pendant un certain temps puis se stabilise. Le débit qui rentre dans le puits à partir de la nappe est sensiblement égal au débit pompé.

Plus on s'éloigne du puits plus le rabattement diminue jusqu'à ce qu'il s'annule à une distance appelée rayon d'action ou rayon d'action.

L'effet du pompage sur la nappe se manifeste donc par la formation d'un cône de dépression dont l'axe coïncide avec celui du puits. Les dimensions de ce cône sont latéralement le rayon d'action ( $R_a$ ) et verticalement le rabattement ( $s$ ).

Le rabattement dépend surtout du débit de pompage et le rayon d'action des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et du temps de pompage.

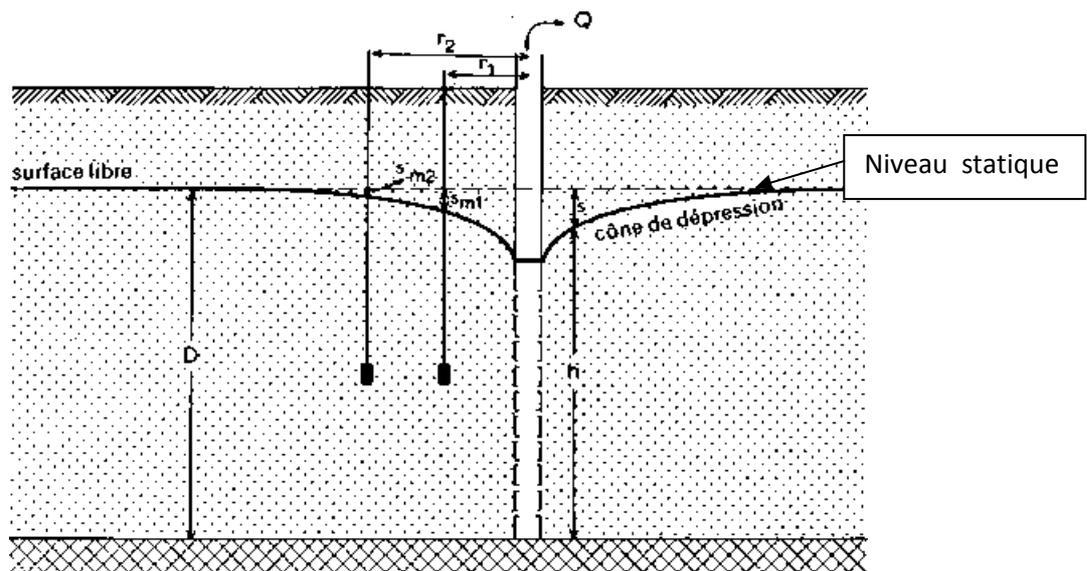


Figure. II.1 : Coupe d'un pompage dans une nappe libre

Les essais de pompage sont réalisés lors des études hydrogéologiques. Ils permettent d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité horizontal des terrains lorsque l'épaisseur de la couche aquifère est connue.

#### II.2.4. Mécanisme de rabattement

On doit mettre des hypothèses sur les conditions hydrauliques de la nappe, le pompage et les piézomètres d'observations :

- La nappe est homogène et isotrope ;
- La loi de Darcy est applicable ;
- L'écoulement souterrain est horizontal.

### II.3. Théorie des écoulements vers les puits

#### II.3.1. Écoulement permanent vers les puits

##### II.3.1. 1. Théorie de Dupuit

Dans cette partie nous avons utilisé les hypothèses de Dupuit afin d'étudier l'écoulement permanent vers un puits dans une nappe libre. Cette étude a pour objectif d'utiliser les solutions graphiques pour déterminer les paramètres hydrodynamiques tels que la perméabilité. [3, 6]

Le calcul de Dupuit postule les hypothèses suivantes :

- Le rabattement est faible devant l'épaisseur  $H_0$  de l'aquifère et devant le rayon d'action. Il en résulte que la courbure de la surface de rabattement est faible .
- L'écoulement est horizontal, ce qui équivaut à admettre que les surfaces équipotentiellees sont des cylindres concentriques au puits.
- La surface de rabattement se raccorde au niveau de l'eau dans le puits.
- Le débit qui traverse une surface équipotentielle de rayon  $r$  étant conservatif est par conséquent égal au débit de pompage  $Q$ .
  
- Il admet aussi que la loi de Darcy est applicable à l'aquifère et que le coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions et en tous points.
- l'écoulement est horizontal et uniforme en tout point d'une coupe verticale passant par l'axe du puits.

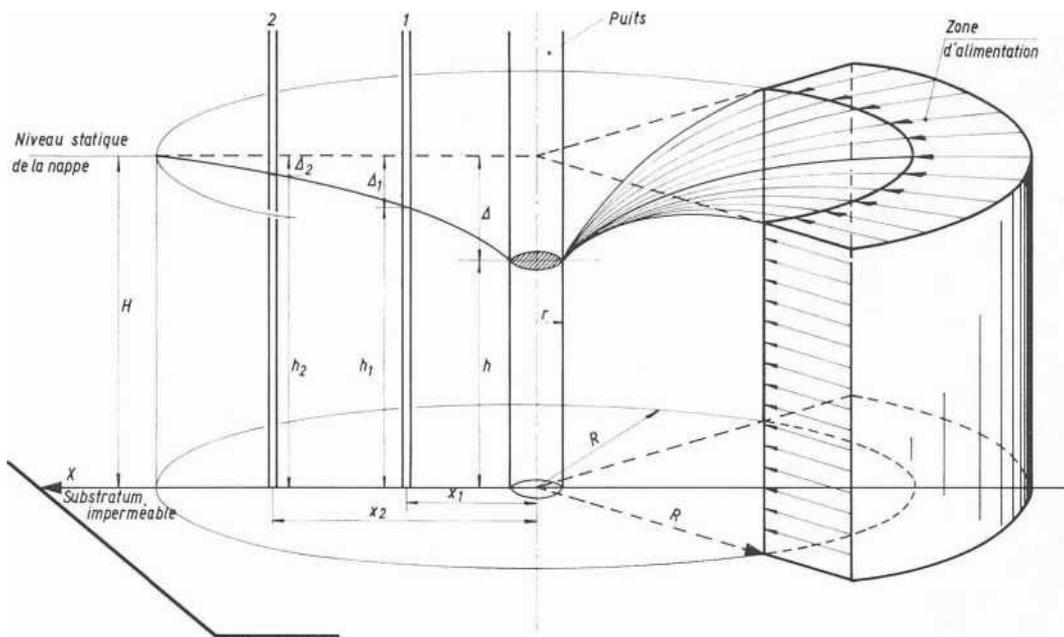


Figure. II.2 : Ecoulement permanent vers un puits de captage; Hypothèses de la théorie de Dupuit

Formulation de Dupuit :

Dupuit admet qu'à la distance  $r$  de l'axe du puits, la vitesse radiale de l'écoulement souterrain est donnée par la formule :

$$V = K \frac{dH}{dr} \quad (23)$$

$k$  : étant le coefficient de Darcy

$\frac{dH}{dr}$  : la pente de la surface libre

Il écrit le débit traversant la surface cylindrique de rayon  $r$  et de hauteur  $H$

$$Q = 2 \pi K r H \frac{dH}{dr} \quad (24)$$

Pour  $r = r_p$  (rayon du puits) et  $H = H_p$  (hauteur d'eau dans le puits).

On obtient :

$$H_0^2 - H_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (r / r_p) \quad (25)$$

On admet qu'au-delà du rayon  $R_a$ , appelé rayon d'action du puits, aucun rabattement sensible de la nappe ne se produit. En posant  $r = R_a$  et  $H = H_0$  (hauteur initiale de la nappe) on trouve immédiatement la formule de DUPUIT donnant le débit du puits :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \quad (26)$$

En introduisant cette valeur dans l'équation précédente on obtient l'équation de la surface libre de la nappe en écoulement ou « cône de rabattement », on obtient l'équation de la méridienne :

$$H^2 = H_p^2 + \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \ln(r/r_p) \quad (27)$$

Cette démonstration repose sur les hypothèses de Dupuit (pente de la surface libre et quasi-parallélisme des filets liquides). Réellement la surface libre ne se raccorde pas au plan d'eau dans le puits et il existe une surface de suintement limitée qui assure le passage d'une partie notable du débit. Donc la théorie de Dupuit n'est qu'une approximation. Mais plus on s'éloigne du puits plus elle devient précise. Certains auteurs ont conclu que pour  $r \geq 1.5 H_0$ , la méridienne de Dupuit se confond pratiquement avec la méridienne réelle. [1]

### II.3.1.2. Méthode de Thiem

En 1906, Thiem a complété la théorie de Dupuit en montrant que, si l'on mesurait le rabattement de la nappe dans deux piézomètres situés à proximité du puits, il n'était plus nécessaire de faire intervenir dans le calcul le rayon d'action. La formule de Thiem est toujours basée sur l'hypothèse d'un écoulement permanent, mais elle a l'avantage de permettre la détermination du coefficient de perméabilité dans diverses directions rayonnantes autour du puits, à condition de placer dans chacune de ces directions deux piézomètres au moins.

Thiem proposa plutôt d'utiliser deux puits d'observation situés aux distances  $r_1$  et  $r_2$  du puits pompé (le premier puits d'observation pouvant être le puits de pompage lui-même, où

$h = H_0$  et  $r_1 = r_p$ ). Dans ce cas, la différence de rabattement ou de charge hydraulique entre les deux points est :

$$\Delta h = \Delta s = \frac{Q}{\pi K (h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (28)$$

Le débit du puits peut s'exprimer par la formule suivante:

$$Q = \frac{2\pi KD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (29)$$

Q: le débit de pompage

$r_1$ : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 1

$r_2$ : distance entre l'axe du puits et le piézomètre 2

$h_1$ : hauteur de l'eau dans le piézomètre 1

$h_2$ : hauteur de l'eau dans le piézomètre 2

k : Transmissivité de l'aquifère

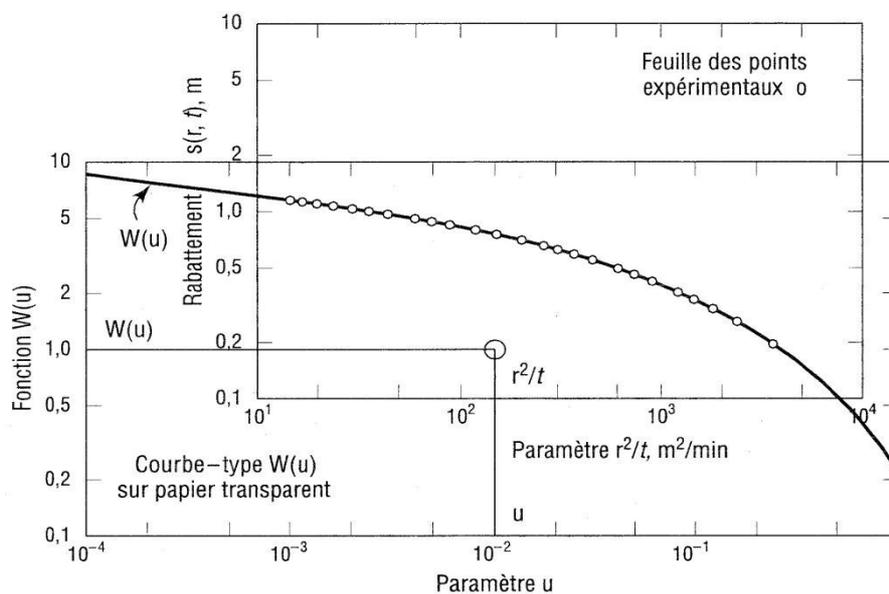


Figure. II.3 : Illustration de la méthode de superposition de Theis (1935).

Equation du régime transitoire, ou de Theis, provient de l'analogie entre l'écoulement souterrain et la conduction de la chaleur, et peut s'écrire par la formule :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad (30)$$

avec  $u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (31)$

où  $W(u) = E_i(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -\gamma - \ln(u) - \sum_{n=1}^\infty (-1)^n u^n / n(n!) \quad (32)$

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

$Q$  = débit de pompage ou d'injection [ $L^3T^{-1}$ ]

$T$  = transmissivité [ $L^2T^{-1}$ ]

$W(u)$  = fonction de Theis ou fonction puits

$E_i(u)$  = fonction exponentielle intégrale.

$u$  = temps adimensionnel ou variable de la fonction  $W(u)$

$S$  = coefficient d'emmagasinement, sans dimension

$r$  = distance radiale à partir du centre du puits [ $L$ ]

$t$  = temps depuis le début de pompage [ $T$ ]

$\gamma$  = constante d'Euler = 0,57721 56649 01532 86060 6512...

$$\gamma = \lim_{n \rightarrow \infty} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n \right) \quad [5]$$

Les valeurs numériques de la fonction caractéristique  $W(u)$  peuvent être données sous forme d'une courbe standard (fig.4) que l'on dessine sur papier logarithmique en reportant en ordonnées  $W(u)$  et en abscisse  $1/u$  ou  $\frac{4Tt}{r^2S}$ .

### II.3.1.3. Formule d'approximation logarithmique (Jacob)

La méthode logarithmique de la droite de Jacob (1946), est reconnue comme la méthode la plus facile pour l'obtention des paramètres hydrodynamiques par essais de pompage. Elle est en fait basée sur une approximation de l'équation de Theis. En effet, la série infinie de  $W(u)$  (II.15) tronquée après le deuxième terme donne : [5]

$$W(u) = -\gamma - \ln(u) = -0,5772 - \ln\left(\frac{r^2S}{4Tt}\right). \quad (33)$$

En utilisant cette approximation dans l'équation (II.15) et après développement, on obtient :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{1}{u} \exp(-\gamma)\right) = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) \quad (34)$$

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) = 0.183 \frac{Q}{T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2S}\right) \quad (35)$$

$$\text{avec } u = \frac{r^2S}{4Tt} \leq 0.01$$

Ces équations peuvent être généralisées aux nappes libres pour lesquelles le rabattement est faible par rapport à la puissance de la nappe.

Le calcul de T et S par l'intermédiaire des formules suivantes:

$$T = 0.183 \frac{Q}{i} \text{ets} = \frac{2.25Tt_0}{r^2s} \quad (36)$$

où

$t_0$ : temps correspondant à l'intersection de la droite avec l'axe  $s=0$ .

$i$  : rabattement de la nappe dans un cycle logarithmique complet.

L'équation de la remontée après l'arrêt du pompage est:

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (37)$$

$t'$ : temps écoulé depuis l'arrêt du pompage.

Par conséquent, si l'on porte les rabattements  $s$  en fonction du logarithme du temps  $t$ , on obtient une ligne droite qu'on prolonge jusqu'à l'axe des abscisses, et le point d'intersection a pour coordonnées  $s=0$ , et  $t=t_0$  comme il montre la figure suivante :

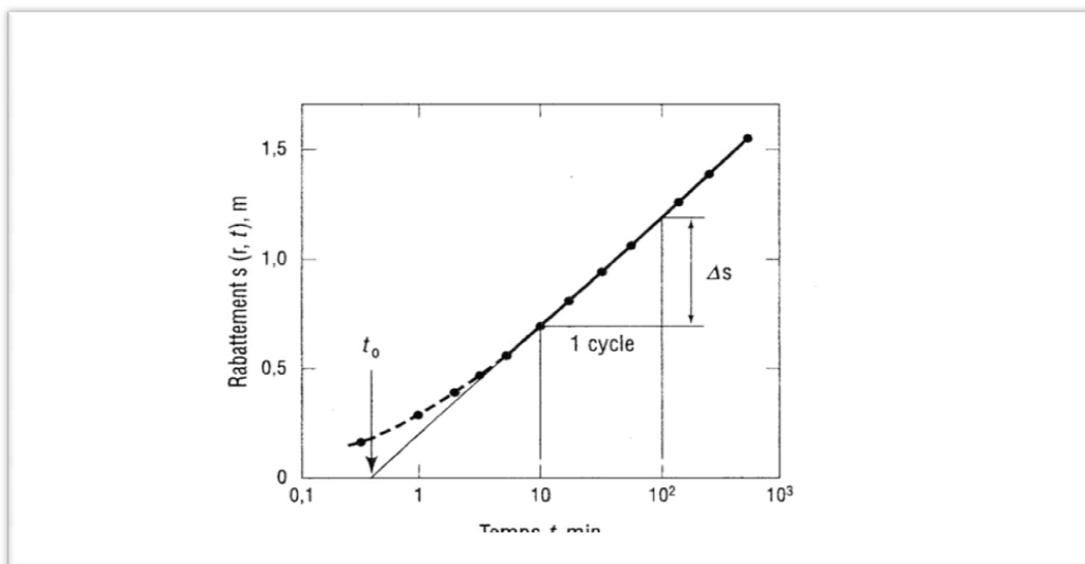


Figure. II.4 : Illustration de la méthode de Cooper-Jacob (1946).

Le rayon fictif  $R_f$ , est la distance à laquelle le rabattement, calculée par l'expression de JACOB est nul. Il est fonction de  $T$  et de  $S$ . (G. CASTANY, 1982),[7].

$$R_f = 1.5\sqrt{Tt/s} \quad (38)$$

En pratique, il est rare que les conditions hydrogéologiques réelles soient assimilables, sans restriction, aux conditions idéales vues précédemment, ce qui limite beaucoup les possibilités d'application valable des méthodes de THEIS et de JACOB.(M. DETAY, 1993),[8].

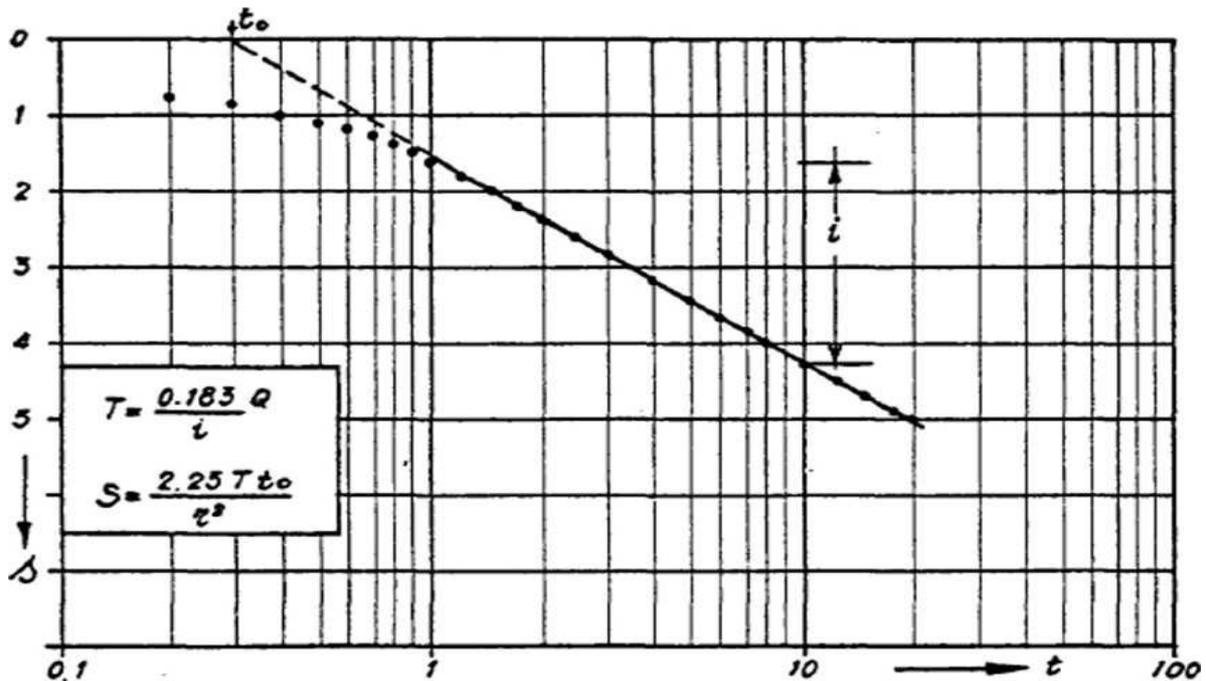


Figure. II.5 : Courbe standard de Jacob

### II.3.2. Le rayon d'action d'un puits

Si tous les puits étaient forés au centre d'une tranchée circulaire assurant leur alimentation, ainsi que cela est le cas sur les modèles réduits, nous pourrions arrêter ici notre mémoire. Il suffirait en effet de prendre pour  $Ra$  la valeur du rayon de cette tranchée circulaire et d'appliquer à la détermination du débit et de la surface libre les formules que nous avons indiquées ci-dessus. Le problème serait entièrement défini.

Malheureusement, le cas idéal évoqué ci-dessus ne se présente jamais et l'on est à priori un peu perplexe lorsqu'il s'agit d'assigner une valeur numérique à  $Ra$ , le « rayon d'action ». Prenons comme exemple le cas d'un puits situé au centre d'une nappe infiniment étendue ou pouvant être considérée comme telle par rapport aux dimensions de l'ouvrage. Un pompage

dans ce puits va créer un cône de rabattement qui ne s'étendra certainement pas à l'infini. En effet, si tel était le cas,  $(R_a/r_p)$  serait infini et le débit du puits, donné par la formule de DUPUIT, serait nul. D'un autre côté, il ne paraît pas absurde d'écrire que le rabattement  $\zeta = 0$  pour  $r = \infty$ . Il y a donc là une contradiction à laquelle la théorie des puits, envisagée dans la perspective d'un écoulement permanent, ne saurait échapper.

En vérité, cette contradiction provient précisément de l'hypothèse de la permanence de l'écoulement qui n'est pas compatible avec les données du problème. Reprenons l'exemple d'une nappe très étendue, mais supposons-la très grande et non pas infinie. Admettons en outre que sur ses bords cette nappe est limitée, non pas par de l'eau libre, mais par des surfaces imperméables. Nous avons donc une cuvette étanche remplie d'alluvions gorgées d'eau. Si nous pompions dans un puits situé en son centre, nous allons créer un cône de rabattement qui, théoriquement, ne se stabilisera jamais, puisque nous n'avons pas prévu d'alimentation de la nappe. En réalité, il s'étendra assez rapidement jusqu'à une certaine distance du puits, puis son accroissement sera de plus en plus lent et, à partir d'un certain moment, le cône sera pratiquement stationnaire. On a alors atteint, non pas un régime permanent en toute rigueur, mais un régime « quasi-permanent ».

L'exemple précédent montre que, pour comprendre la notion de rayon d'action, il faut étudier l'écoulement non-permanent vers un puits placé au centre d'une nappe très grande par rapport à ses dimensions. Dans un but de simplification, nous la supposons d'ailleurs infinie. [1]

Le rayon d'action est la distance à laquelle le pompage cesse d'influer. La détermination de ce rayon n'est pas facile, et les résultats des expérimentateurs sont assez dispersés, car la notion même de rayon d'action est imprécise. [9]

1. En première approximation, on peut admettre que

$$100 r < R < 300 r \quad (39)$$

Les valeurs extrêmes du logarithme sont  $\ln 300 = 5.70$  et  $\ln 100 = 4.61$  on voit que la plage d'incertitude sur  $Q$  reste faible. Pour  $R = 200 r$ , on obtient  $(\ln R/r) = \ln 200 = 5.30$ .

2. On peut également utiliser la formule empirique de Sichardt :

$$R = 3000 (H - h) \sqrt{K} \quad (40)$$

avec:  $R$ ,  $H$  et  $h$  exprimés en m,  $K$  exprimé en m/s.

3. Etablissement du régime permanent. On montre que

$$R = 1.5\sqrt{(K.H.t)/n} \quad (41)$$

avec : K: coefficient de perméabilité, exprimé en m/s.

t: durée du régime transitoire, exprimé en secondes.

n: la porosité.

Le produit K.H est appelé transmissivité, elle notée T.

### II.3.3.L'interférence entre les puits :

Lorsque les puits sont implantés à des distances plus petites que celles de leur rayon d'action  $R_a$ , il se manifeste le problème d'interférence entre les puits.

Pour déterminer les rabattements et les pression on utilise le théorème de superposition des puits aux dérivées partielles avec  $(\partial h / \partial t) = 0$

La superposition est applicable en  $h^2$ , mais ne peut être appliquée sur l'écoulement non permanent.

Le théorème de superposition pour une nappe libre pour n puits s'écrit :

$$H_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^N \frac{Q_j}{\pi K} \ln \frac{R_j}{r_{ij}} \quad (42)$$

Tel que :

$H_0$  : la charge initiale ou niveau statique.

$h_i$  : le niveau piézométrique dans le puit (i).

N : nombre de puits.

$Q_j$  : les différents débits des puit.

K : perméabilité de la nappe.

$R_i$  : les rayon d'action du puits i.

$R_{ij}$ : la distance entre le puits (i) et le puits (j).

Dans le cas de deux puits dans une nappe libre la relation est comme suit :

$$H_0^2 - h_1^2 = \sum_{j=1}^2 \frac{Q_j}{\pi K} \ln \frac{R_j}{r_j}$$

Pour le puit n°1 :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{11}} + \frac{Q_2}{\pi k} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \quad (43)$$

On a :  $r_{11} = r_1$  (le rayon du puits 1)

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}}$$

Pour le puit n°2 :

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{22}}$$

On a :  $r_{22} = r_2$  (le rayon du puits 2 )

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \quad (44)$$

Cas particulier :

$R_1 = R_2$  (même rayon d'action des puits )

$r_1 = r_2$  (même rayon de puits)

$Q_1 = Q_2$  (même débit sortant )

On a alors l'équation suivante :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} \quad (45)$$

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r}$$

Sachant :

$$H_0^2 - h_1^2 = H_0^2 - h_2^2, \text{ que } h_1 = h_2 = h$$

Tel que:

$$h = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right) \right]^{1/2} \quad (46)$$

Puisque  $r_{12} = r_{21}$

Le rabattement  $S$  est :  $S = H_0 - h$

Pour le cas général de deux puits en nappe libre, on a :

Pour le puits n°1

$$h_1 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (47)$$

$$S_1 = H_0 - h$$

$$S_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (48)$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

$$S_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (49)$$

Pour le puits n°2:

$$h_2 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \right) \right]^{1/2} \quad (50)$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

On a :

$$s_2 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (51)$$

Notons que notre expérimentation portera sur ce dernier cas

1. le rayon d'action R.
2. le rayon de puits r.
3. le débit.
4. gravier et sable.
5. le rabattement.
6. la perméabilité.

## II.4. Ecoulement de l'eau souterraine

### II.4.1. Introduction :

Les eaux souterraines constituent une ressource importante pour l'alimentation en eau des différents secteurs utilisateurs. Les aquifères sont le siège de cet écoulement. Ils sont liés aux conditions géologiques et hydrogéologiques. Nous présentons dans ce chapitre les aspects et concepts de base concernant les eaux souterraines

### II.4.2. généralité sur Ecoulement de l'eau souterraine :

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression. Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir.

Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions. Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée. Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores. Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

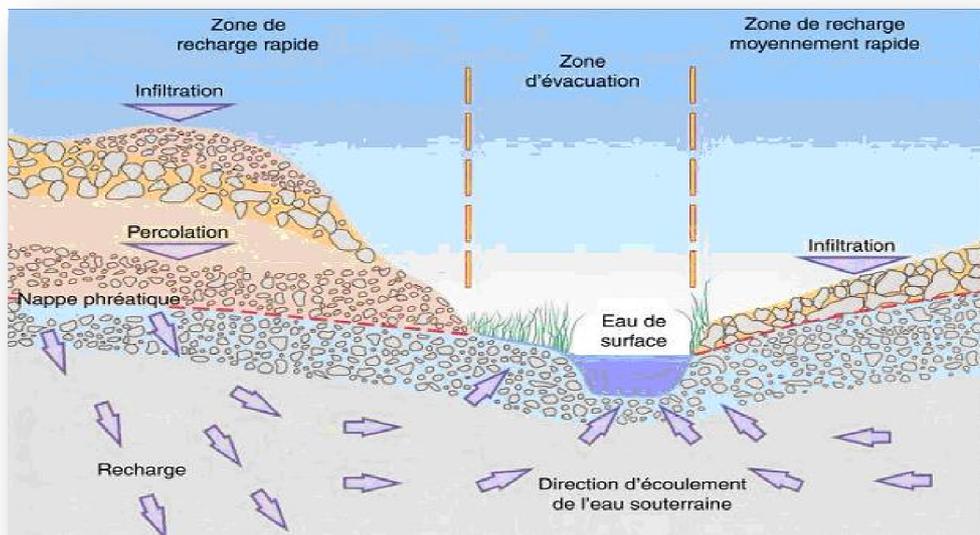


Figure. II.6 : L'eau souterraine dans le sol.

#### II.4.3. L'eau dans le sol :

L'eau s'infiltre dans le sol et alimente les aquifères plus facilement dans les zones où l'on trouve des dépôts perméables à la surface du sol. Une fois dans l'aquifère, l'eau se déplace plus ou moins rapidement selon la perméabilité, la porosité et d'autres caractéristiques des matériaux qui composent l'aquifère. Une fois dans le sol, l'eau s'infiltre et se déplace dans les matériaux qui composent le sous-sol. Près de la surface, on trouve différents types de roches, dont le granit, le schiste argileux, le grès et le calcaire. Dans bien des régions, le substrat rocheux est recouvert de dépôts de sédiments, dont l'argile, le limon, le sable et le gravier. On

appelle « formation » une couche rocheuse ou sédimentaire qui est constituée de types de matériaux géologiques en particulier (un ou plusieurs).

#### **II.4.3.1.-Etat de l'eau dans le sol :**

Selon les forces liant les molécules des particules solides on distingue :

##### **II.4.3.1.1- L'eau de constitution :**

C'est l'eau qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées.

##### **II.4.3.1.2- L'eau liée ou adsorbée :**

A la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions.

##### **II.4.3.1.3- L'eau libre :**

C'est l'eau qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur.

##### **II.4.3.1.4- L'eau capillaire :**

C'est l'eau qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires..

#### **II.4.4-La teneur en eau :**

##### **II.4.4.1-Teneur en eau ou humidité :**

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

Où  $V_w$  est le volume d'eau et  $V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$  est le volume total (c'est-à-dire le Volume du sol + Volume d'eau + volume d'air). Pour passer de la définition pondérale (celle des ingénieurs) à la définition volumétrique utilisée par les physiciens, il faut multiplier la teneur en eau (au sens des ingénieurs) par la densité du matériau sec.

La teneur en eau pondérale est la quantité (masse) d'eau contenue dans un échantillon de sol rapportée à la masse des particules du sol sec.

#### II.4.4.2- Teneur en eau volumique (humidité volumique) $\theta$ :

La teneur en eau volumique est le rapport du volume d'eau présent dans le sol au volume apparent de ce sol (volume de sol en place), la teneur en eau volumique varie entre une valeur minimale « teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  » et une valeur maximale « teneur en eau à saturation  $\theta_s$  » ; celle-ci est en principe égale à la porosité efficace.

$$\theta = \frac{V_w}{V_t}$$

Où  $\theta_r \leq \theta \leq \theta_s$  (I.5)

$\theta$ : la teneur en eau.

$\theta_r$  : la teneur en eau résiduelle.

$\theta_s$ : la teneur en eau à saturation.

$V_w$  : volume d'eau présent dans le sol.

$V_t$  : volume totale apparent du sol.

#### II.4.5. Le degré de saturation

est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des pores ; il varie entre un minimum résiduel et 100%.

$$S_w = \frac{V_w}{V_v}$$

Où  $S_r \leq S_w \leq 100\%$

$S_w$  : degré de saturation du sol en eau.

$V_w$  : volume de l'eau dans le sol.

$V_v$  : volume des vides contenu dans le sol.

$S_r$  : degré de saturation résiduelle

#### **II.4.6.-La porosité :**

Les formations renferment des pores (de petits espaces vides). La « porosité » s'entend du volume de l'espace poral total du sol contenu dans un volume donné de matériau (roches ou sédiments). Elle s'exprime en pourcentage. Plus grande est la porosité d'une formation, plus grand est le volume d'eau que cette formation est à même de retenir. La porosité de

Formations de sable et de gravier peut atteindre 25-50 %, tandis que celle de certains substrats rocheux très denses peut être inférieure à 0,1 %. La porosité varie selon la formation. Plus grande est la porosité, plus grande est la quantité d'eau que la formation peut contenir.

##### **II.4.6.1. Porosité géométrique ou porosité totale ( $\eta_t$ ) :**

La porosité totale est le rapport du volume des vides accessible à l'air et à l'eau sur le volume total apparent de l'échantillon

$$\text{Porosité totale } (\eta_t) = (V_{\text{vides}} / V_{\text{total}}) \times 100\%$$

$\eta_t$  : porosité totale.

$V_v$  : volume des vides dans le sol.

$V_t$  : le volume total du massif du sol.

##### **II.4.6.2. Porosité efficace (cinématique) :**

La porosité efficace correspond au rapport du volume d'eau mobile à saturation libéré sous l'effet de la gravité au volume total du milieu qui le contient, varie généralement entre 10% et 30%

$$\eta_e = \frac{V_m}{V_t}$$

$\eta_e$  : la porosité efficace.

$V_m$  : volume d'eau mobile à saturation libéré sous l'effet de la gravité.

$V_t$  : volume total du sol.

#### II.4.6.3. Porosité de drainage :

La porosité de drainage est la partie de porosité rendue accessible à l'air par le rabattement d'une nappe ; elle correspond à un écoulement rapide.

$$\eta_d = \frac{V_g}{V_t}$$

$V_g$  : volume d'eau mobile sous l'effet de gravitation.

$V_t$  : volume total du sol

#### II.4.7. Indice des vides :

C'est le rapport du volume des vides sur le volume de la phase solide.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$V_v$  : volume des vides.

$V_s$  : volume de la phase solide

**II.4.8. La capacité de rétention :**

La capacité de rétention est la différence entre la porosité totale et la porosité de drainage, représente la partie du volume des vides non drainés.

$$\eta_{\text{ret}} = \eta_t - \eta_d$$

$\eta_d$  : la porosité de drainage.

$\eta_t$  : la porosité totale.

$\eta_{\text{ret}}$ : la capacité ou la porosité de rétention.

**II.4.9. Granulométrie :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat. Pour cela l'analyse consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun dans le granulat. La représentation graphique de l'analyse permet d'observer et d'exploiter ces informations très simplement. Les manipulations et les conditions de manipulation sont décrites par la norme NF P 18-560. Elle concerne les granulats d'un diamètre supérieur à 100 micromètres (0.001mm).

Le refus désigne la partie des grains retenue dans un tamis. Le refus cumulé représente t grains bloqués dans les tamis de mailles supérieures).

Le tamisât ou passant désigne la partie qui traverse le tamis.

**Tableau.II.1** : Classification du sol.

Maxi	Appellation	Mini
200 mm	cailloux	20 mm
20 mm	graviers	2 mm
2 mm	sables grossiers	0,2 mm
0,2 mm	sables fins	20 $\mu\text{m}$
20 $\mu\text{m}$	limons	2 $\mu\text{m}$
2 $\mu\text{m}$	argiles	

La courbe de granulométrie caractérise la distribution géométrique des grains composant le sol. Elle est tracée à partir des résultats de l'analyse granulométrique. En ordonnées sont représentés les poids cumulés et en abscisses logarithmiques les diamètres des grains.

Le coefficient de Hazen  $d_{60} / d_{10}$ , s'il est inférieur à 2, permet de classer le sol comme étant homogène.

Cependant, il convient de s'efforcer de se rapprocher autant que possible des valeurs idéales pour chaque calibre et surtout de minimiser les déviations dans la région des limons (0,05 à 0,005 mm).

**II.4. 10. Texture du sol :**

La texture du sol est le facteur qui a le plus d'effet sur la facilité et la vitesse de déplacement de l'eau et des contaminants vers la nappe phréatique. Dans les sols à texture grossière, comme les sables, les pores entre les particules sont plus volumineux et permettent à l'eau de s'infiltrer rapidement jusqu'à la nappe phréatique; la filtration et l'épuration naturelle ont donc très peu de temps pour agir. Par contre, les sols à texture fine, comme les argiles, ralentissent beaucoup l'écoulement de l'eau et des contaminants. Ils agissent donc comme un filtre naturel qui permet aux bactéries et aux autres organismes terricoles de dégrader les contaminants avant qu'ils n'atteignent la nappe phréatique. Par conséquent, les sols à texture fine constituent une protection naturelle des eaux souterraines bien meilleure que les sols à texture grossière.

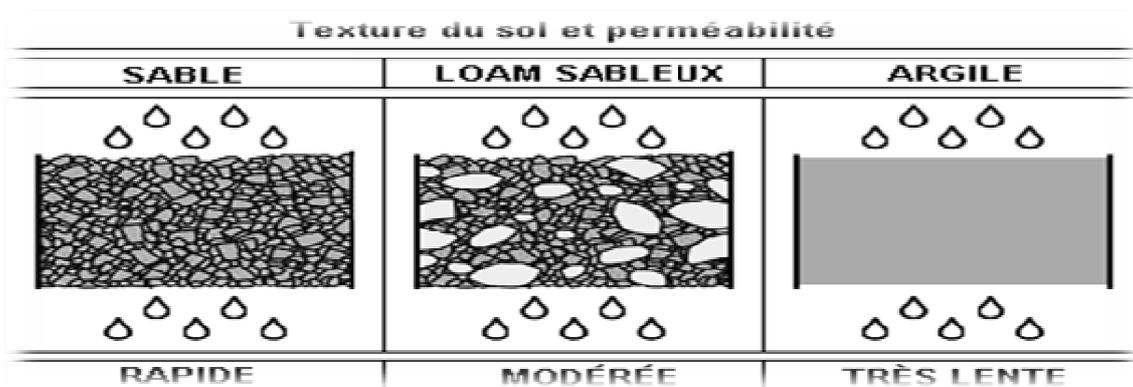


Figure. II.7 : Perméabilité en fonction de la texture du sol.

## II.4. 11. Les aquifères :

### II.4. 11.1. Définition

Un aquifère est un milieu solide contenant de l'eau pouvant circuler de façon naturelle ou être mobilisée de façon artificielle (pompage). La présence d'une nappe d'eau souterraine dans le sous sol est révélée par le recoupement d'un plan d'eau lors du forage de puits ou par la présence de sources. L'eau souterraine circule aisément lorsque le milieu qui la contient est suffisamment perméable.

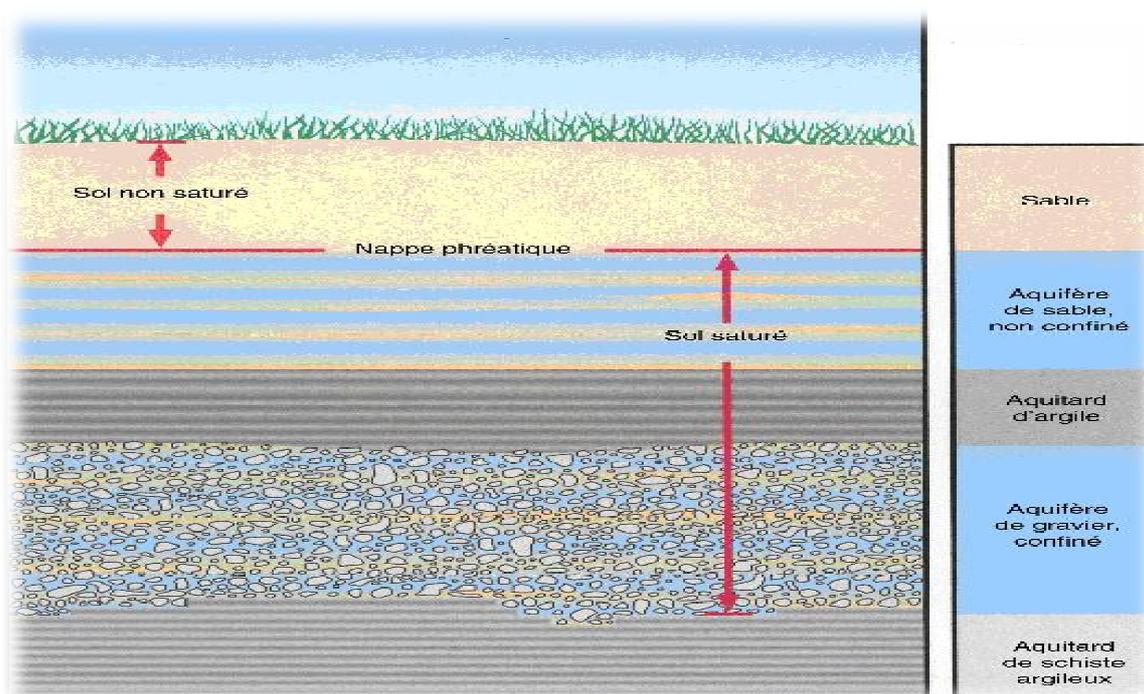


Figure. II.8 : Différentes formations aquifères.

### II.4. 11.2. Types d'aquifère :

#### II.4.11.2.1. Les aquifères à nappe libre :

La base de l'aquifère, le substratum, est imperméable. La limite supérieure est hydrodynamique : la surface piézométrique peut s'élever ou s'abaisser librement dans la formation hydrogéologique perméable formant le réservoir.

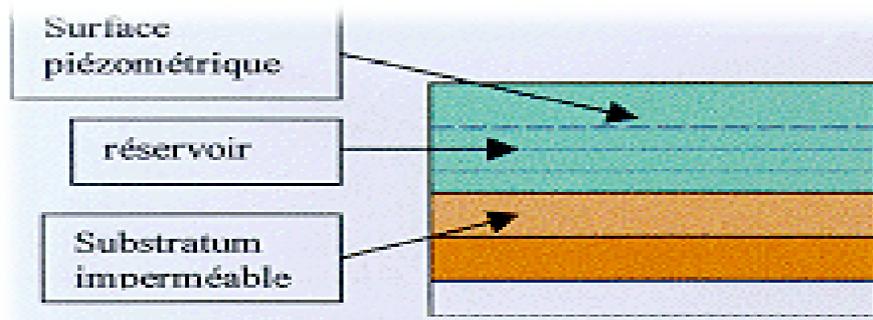


Figure. II.9 : Les aquifères à nappe libre.

#### II.4. 11.2..2. Les aquifères à nappe captive :

Les eaux souterraines sont emprisonnées entre 2 formations imperméables fixes : le substratum et le toit. L'aquifère subit une pression, dirigée de haut en bas, due au poids de la colonne de terrain. Cette pression est équilibrée par la pression de couche à l'intérieur de l'aquifère.

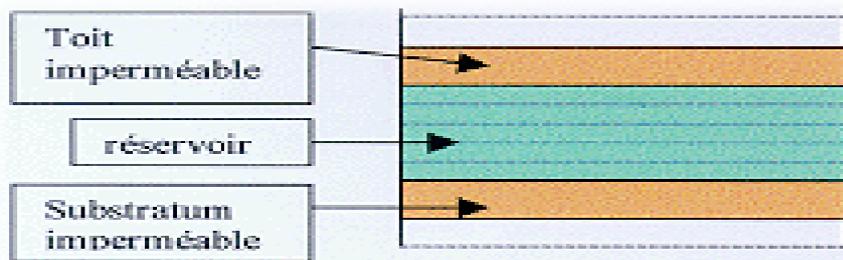


Figure. II.10 : Les aquifères à nappe captive.

#### II.4.11.2.3. Les aquifères à nappe semi-captive :

Le toit, le substratum ou les deux sont constitués par une formation hydrogéologique semi-perméable. Celle-ci permet dans certaines conditions des échanges d'eau avec un aquifère superposé ou sous-jacent. On parle alors d'aquifère multicouche.

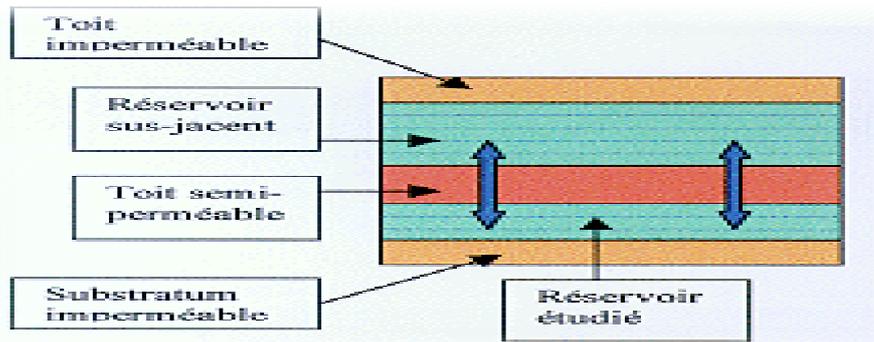


Figure. II.11 : Les aquifères à nappe semi-captive.

#### II.4. 12. Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique :

Les aquifères sont caractérisés par deux paramètres hydrodynamiques : La perméabilité ( $K$ ) qui caractérise la propriété d'un milieu à être traversé par l'eau en mouvement. La porosité efficace ou le coefficient d'emménagement spécifique  $S_s$  correspondant au volume relatif d'eau gravitaire contenue dans un aquifère.

##### II.4. 12.1 - Perméabilité :

La perméabilité ( $K$ ) et la transmissivité ( $T$ ) sont des propriétés indirectes de l'aquifère. ( $T$ ) est égale à ( $K$ ) intégré sur l'épaisseur verticale ( $e$ ) de l'aquifère. Ces propriétés sont des mesures de la capacité d'un aquifère à conduire l'eau. La perméabilité ( $K$ ) est une propriété secondaire du milieu. Elle ne dépend pas de la viscosité ni de la densité du fluide. ( $K$ ) et ( $T$ ) sont spécifiques à l'eau.

##### II.4. 12.2 .Transmissivité :

Afin de combiner les valeurs de conductivité à celles de l'épaisseur des formations et ainsi obtenir une valeur de la capacité d'un aquifère à mobiliser l'eau qu'il contient, on utilise les paramètres de la transmissivité. La transmissivité ( $T$ )  $m^2 /s$ , correspond en représentation bidimensionnelle, au produit de la conductivité ( $K$ ) par l'épaisseur de l'aquifère ( $e$ ).

$$T = K \cdot e$$

##### II.4. 12.3 - Coefficients d'emménagement :

La définition du coefficient d'emménagement se rapporte principalement aux aquifères à nappe captive dont la limite supérieure est constituée par une formation imperméable. L'aquifère à nappe libre contient une eau sous pression et l'aquifère est ainsi en condition

d'cartésianisme. En fait, on définit de manière générale le coefficient d'emmagasinement (S) comme étant la source de l'eau disponible, porosité efficace, avec l'eau libérable par la gravité, porosité efficace, alors qu'en nappe captive seule l'eau libérée par dépression (et réarrangement des grains) est prise en compte. En nappe captive, il est évidemment très petit : environ  $10^{-6}$ , alors qu'en nappe libre, il est proche de la porosité efficace : 10%, 5%.

$$S = S_s \times b$$

S : le coefficient d'emmagasinement.

$S_s$  : le coefficient d'emmagasinement spécifique.

#### II.4. 12.4. Piézomètre et réseau d'écoulement :

On peut représenter l'écoulement de l'eau dans l'aquifère par des surfaces équipotentielles et perpendiculaires à elles, par des lignes de courant.

En choisissant des sections parallèles aux lignes de courant, on peut représenter en deux dimensions l'écoulement net. On appelle ligne de courant la ligne idéale qui représente la trajectoire théorique d'une particule d'eau en mouvement dans un aquifère (assimilé à un niveau continu). Elle est tangente en tout point au vecteur vitesse et en milieu isotrope, orthogonale aux surfaces ou lignes équipotentielles.

#### II.4. 12.5. Charge hydraulique et écoulement :

La charge hydraulique (H) conditionne l'énergie d'un point de la nappe d'eau.

Comme l'eau se déplace du point à haute énergie vers le point à basse énergie, il est impératif de bien connaître (H), si possible le champ de (H). En laboratoire, on mesure la pression généralement à l'aide de monomètres alors que sur le terrain on utilise des tubes piézométriques. Il est recommandé de mettre en place en un même endroit plusieurs piézomètres ouverts chacun à des profondeurs différentes.

$$\text{gradient hydraulique} : \frac{H_1 - H_2}{L}$$

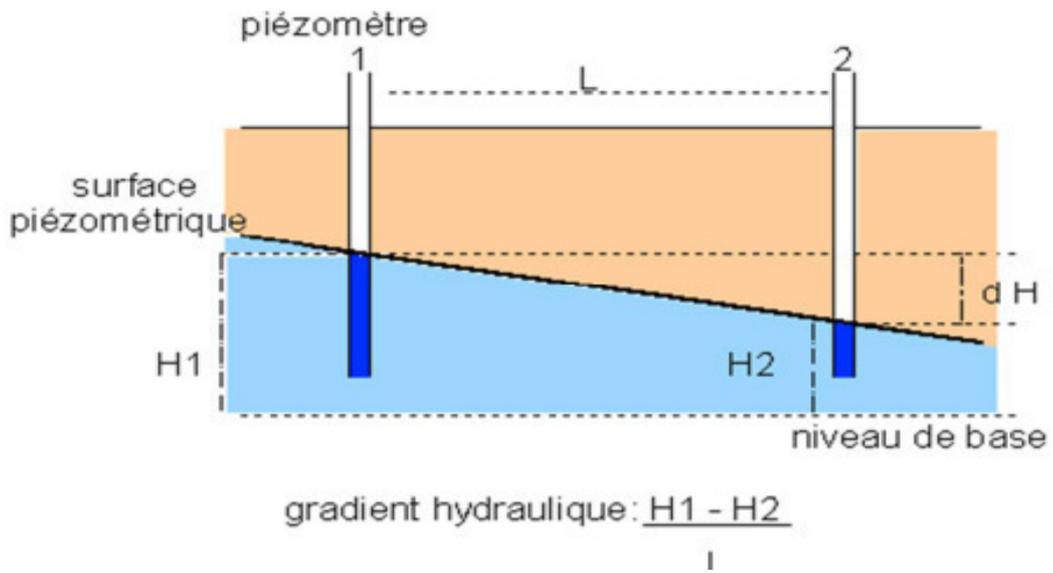


Figure. II.12 : Calcul du gradient hydraulique (Castany.G, 1982).

**II.4. 12.6. Carte piézométrique** : Les cartes piézométriques (fig.II.13) donnent le champ de la charge hydraulique (H), dans une région, à un instant donné. Elles se rapportent à un seul aquifère et on présume en représentation 2D plan que l'écoulement est horizontal

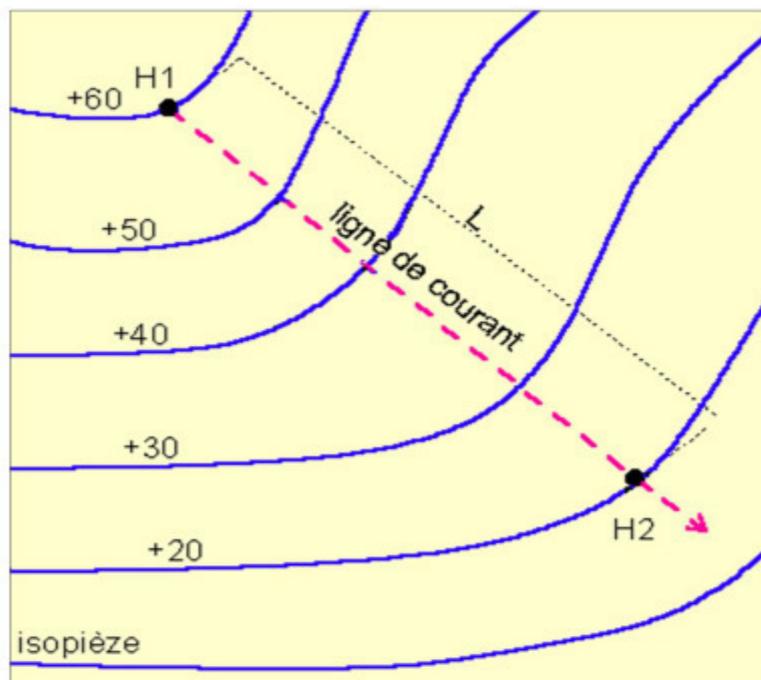


Figure. II.13 : Exemple d'un tracé d'une carte piézométrique (Castany.G, 1982).

**II.5. Conclusion**

L'hydraulique des puits est un des chapitres les plus anciens de l'hydraulique souterraine. Dans ce chapitre on a présenté une synthèse sur l'écoulement vers les puits, en régime permanent et transitoire. J. Dupuit a établi la théorie la plus ancienne permettant de calculer la forme de la surface de dépression de la nappe, en fonction du débit pompé et de la perméabilité de l'aquifère. et identifiés par ses caractéristiques et la genèse de ses vides, et pores. Les deux principaux paramètres caractérisant sont : la perméabilité et la porosité. L'écoulement de l'eau est déterminé par trois groupes, de Caractéristiques hydrodynamiques : Transmissivité perméabilité, gradient hydraulique, débit et vitesse de l'écoulement.

### III-1.Introduction

Les essais expérimentaux envisagés, ont pour but de disposer de relations empiriques décrivant le processus de l'interférence entre les puits dans les conditions locales.

Les modèles hydrauliques, ou modèles de sable ont l'avantage de reproduire les phénomènes liés à l'écoulement souterrain tels qu'ils se passent réellement dans la nature. Ils permettent de visualiser les réactions des milieux aquifères à différents types de contraintes.

l'expérimentation envisagée doit obéir à des règles rigoureuses afin d'aboutir à des résultats fiables. Il est donc très recommandé les étapes de commencé cette travail :

- Bien nettoyer les équipements et tous les accessoires.
- nettoyer le sable et éliminer toute l'argile.
- Eliminer toutes les fuites avant le remplissage du banc par le sable.
- installer la pompe avec le réservoir et le banc.
- installer et caler la table de lecture des piézomètres.

C'est pour cela que l'on pris tous les soins à préparer et mettre au point la simulation d'une nappe libre sollicitée par deux puits en pompage.

### III-2. Dispositif expérimental

#### III-2.1. Equipement utilisé

Le matériel utilisé consiste en un banc hydrologique composé d'un réservoir de forme rectangulaire fabriqué en métal inoxydable (émaillé) pouvant être rempli d'un d'un matériau perméable et semi-perméable

L'appareillage a une pompe centrifuge qui alimente lanappe en eau avec un débit mesurable. Le niveau piézométrique dans la nappe est contrôlé par deux trop-pleins, situés, l'un à gauche et l'autre à droite du dispositif.

L'excès d'eau est récupéré dans un bassin métallique. Le système fonctionne en circuit fermé. Un ensemble de piézomètres reliés à la base du banc permet de suivre l'évolution du profil piézométrique dans le sable. Deux puits distants de 60 cm permettent de simuler des pompages avec des débits contrôlés par deux vannes, photo (1).

C'est pour cela que l'on a pris tous les soins à préparer et mettre au point de l'effetdes limites semi-perméables sollicitée par deux puits en pompage.



Figure. III.1. Banc hydrologique

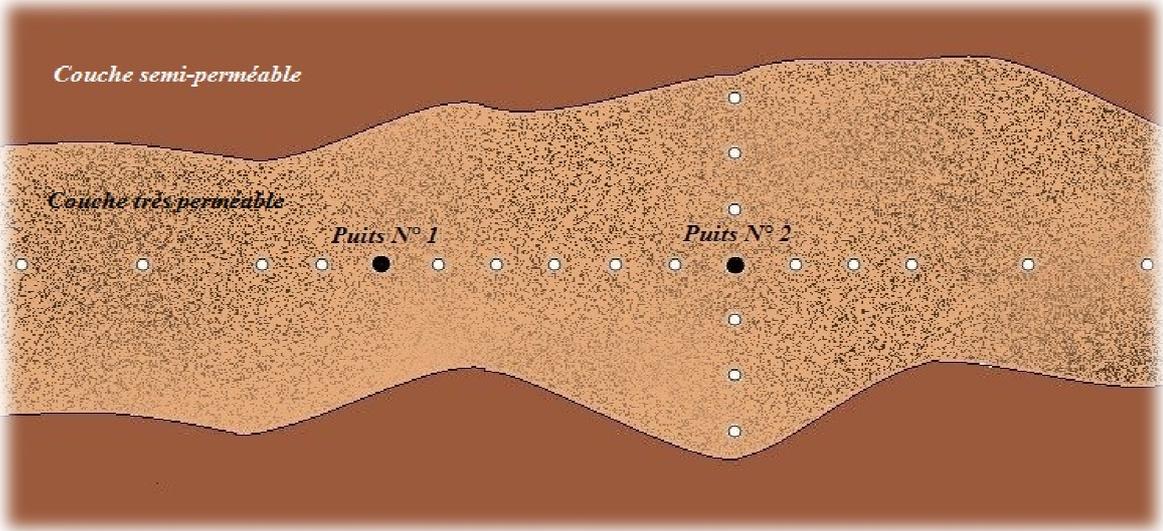


Figure. III.2. Configuration hydrogéologique

La disposition des piézomètres dans le banc pour suivre l'évolution du profil piézométrique de la nappe est présentée sur la figure ci-dessous :

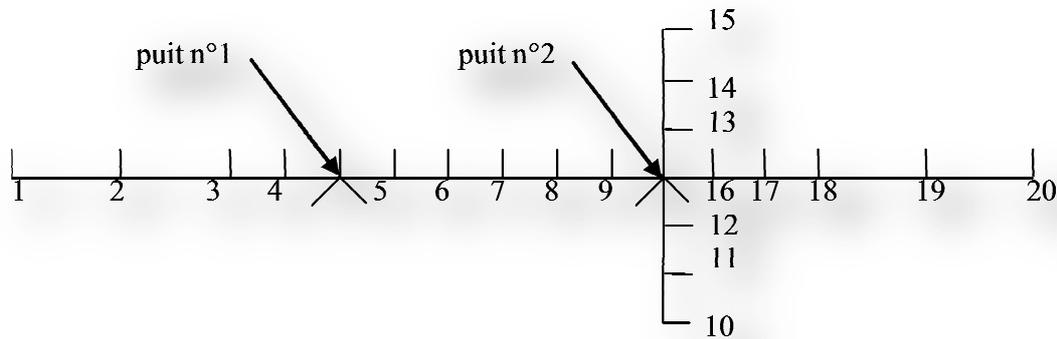


Figure. III.3. Disposition des puits et piézomètres

### III-3 Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés sont :

- ✓ un mélange de gravier de 3 à 7mm et un sable de granulométrie variant entre 0,3 et 2mm, disposé au milieu du dispositif jouant le rôle de l'aquifère.

Le mélange a été préalablement lavé et disposé dans le banc selon les règles citées précédemment.

- ✓ Un sable fin argileux est disposé sur les limites latérales du mélange perméable jouant le rôle de limite semi-perméable pour l'aquifère,
- ✓

#### III-3-1 Courbe granulométrique du sable utilisé:

L'analyse granulométrique du mélange (gravier + sable) et du sable argileux utilisés, a été effectuée au laboratoire, sur des échantillons de 500 g. Les courbes granulométriques ont été dressées après tamisage à sec.

D'après la classification du M.I.T. :

- ✓ de 2 mm à 0,6 mm : sable gros,
- ✓ de 0,6 mm à 0,2 mm : sable moyen,
- ✓ de 0,2 mm à 0,06 mm : sable fin.

Le coefficient de Hazen  $d_{60}/d_{10} > 2$ , donc le mélange est hétérogène.



Pour le calcul de la perméabilité de cet échantillon on utilise la loi de Darcy.

$$Q = K. i. S$$

**Q** : le débit filtré à travers l'échantillon

**i**: le gradient hydraulique

**L** : la longueur de l'échantillon

**$\Delta h$**  : la perte de charge

**S** : la section de l'échantillon

**K** : le coefficient de perméabilité du sable

**Application:**  $Q = K. i. S$

$$Q = 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

$$S = 0.0090 \text{m}^2$$

$$i = \Delta h / L \text{ sachant que ; } \Delta h = 610 \text{ mm et } L = 470 \text{ mm}$$

$$i = 1.03$$

**$K_1$**  : est le coefficient de perméabilité du mélange

$$K_1 = Q / S.i$$

$$K_1 = 2,8.10^{-2} \text{ m/s}$$

✓ La perméabilité du sable argileux a été de  $4,3. 10^{-6} \text{ m/s}$



Figure. III.6. Perméamètre à charge constante utilisé

#### III-4 Conduite des essais :

Après vérification du dispositif, et s'assurant de l'absence de fuites au niveau du bassin, des puits et des conduites, on remplit le banc avec de l'eau puis on dispose les matériaux selon le schéma présenté dans la figure . L'épaisseur du matériau est de 25 cm.

On a fixé le niveau du trop-plein pour avoir une couche saturée représentant la nappe libre.

On assure l'alimentation de l'aquifère à l'aide de la pompe avec un débit continu de 8,5 l/s.

On vérifie la réponse des piézomètres, la charge devant être la même le long du système aquifère. C'est le niveau statique de la nappe. Puisque la base du banc est le substratum de la nappe, on l'a fixé comme niveau de référence.

Les lectures dans les piézomètres correspondent aux charges hydrauliques.

Après les tests préliminaires, on a choisi les débits pour les essais définitifs.

Les débits de pompage adoptés sont respectivement :

$Q = 0,027$  l/s,  $Q = 0,0354$  l/s,  $Q = 0,0357$  l/s,  $Q = 0,036$  l/s,  $Q = 0,038$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,053$  l/s,  $Q = 0,054$  l/s,  $Q = 0,056$  l/s .

Ces débits ont été choisis après des tests sur les vanes contrôlant les puits. Chaque position correspondant à un débit.

#### III-4-1 Essai n° 1:

Il consiste en un pompage avec un seul puits (puits n°1), situé à gauche du système, avec observation des piézomètres. Les charges sont relevées une fois que le régime permanent est établi et que les charges demeurent constantes.

Les débits utilisés :  $Q = 0,036$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,053$  l/s,  $Q = 0,056$  l/s. Aux alentours de ce puits les piézomètres sont répartis en long et en travers de l'aquifère. Donc on peut observer la répartition des charges dans le plan.

Les résultats des observations Les valeurs de charge dans les piézomètres sont reproduits respectivement dans le tableau suivant

**Tableau. III.1 :** Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n° 1

<i>Distance X (cm)</i>	Les valeurs de charge dans les piézomètres.	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres
5	131	132	132	132
25	117	117	119	122
35	96	96	98	106
45	90	90	91	102
55	81	80	80	92
65	95	95	96	106
75	99	99	102	108
85	104	104	105	112
95	105	105	107	113
105	108	110	109	115
125	111	111	112	117
135	115	114	115	119
155	119	118	120	122
175	126	124	128	128
195	134	134	135	134

**III-4-2 Essai n°2 :**

Cet essai est exécuté en faisant fonctionner seulement le puits n°2 avec des débits de :

$Q = 0,027 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,038 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,050 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,054 \text{ l/s}$ .

Les résultats des observations Les valeurs de charge dans les piézomètres sont reproduits respectivement dans le tableau suivant

**Tableau. III.2 :** Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n°2

<i>Distance X (cm)</i>	<b>Les valeurs de charge dans les piézomètres.</b>	<b>Les valeurs de charge dans les piézomètres</b>	<b>Les valeurs de charge dans les piézomètres</b>	<b>Les valeurs de charge dans les piézomètres</b>
5	134	134	133	133
25	130	128	123	124
35	122	117	108	110
45	121	116	105	109
65	122	117	105	109
75	120	115	103	107
85	119	113	100	104
95	116	110	95	100
105	115	109	93	98
115	109	102	88	93
125	111	109	94	100
135	116	113	100	105
155	123	118	108	112
175	130	127	121	123
195	135	135	133	134

**III-4-3 Essai n°3 :**

Dans ce cas on veut observer l'effet du pompage des deux puits au même temps sur la nappe. Nous avons fait fonctionner les deux puits simultanément en variant les débits comme reproduit ci-dessous :

**Tableau. III.3 :**Débit de puits 1 et puits 2

Débit du puits P1 Q (l/s)	Débit du puits P2 Q (l/s)
0,0357	0,0354

Toutes les valeurs de charge relevées sont intégralement reproduites dans le tableau

**Tableau. III.4:**les valeurs de charge pompage des deux puits

<i>Distance X</i> (cm)	Les valeurs de charge dans les piézomètres.
5	131
25	116
35	90
45	85
55	79
65	86
75	88
85	89
95	89
105	91
115	84
125	91
135	97
155	105
175	117
195	134

D'après les résultats obtenus, nous constatons pour tous les cas étudiés l'effet de la limite semi perméable. En effet, les piézomètres situés dans la zone semi perméable affichent de charges plus hautes que ceux situés dans la couche perméable, malgré qu'ils soient situés à la même distance du puits. Un retard dans la transmission du fluide est décelé, du à une porosité

de drainage beaucoup plus faible. Dans l'axe de l'écoulement de la nappe les valeurs obtenues sont normales et sont tout à fait symétriques.

Une interprétation des résultats par le traçage des courbes des profils de dépression et de la carte piézométrique permettra de bien visualiser l'influence des limites latérales semi-perméables.

**III-5 : Conclusion :**

Les essais expérimentaux réalisés nous ont permis de nous familiariser avec l'approche expérimentale. La mise en œuvre du modèle est régie par des règles rigoureuses allant de la préparation minutieuse de l'équipement, la caractérisation du matériau à utiliser, aux tests préliminaires vérifiant la fonctionnalité du modèle. Les résultats obtenus peuvent ainsi servir de base à l'interprétation des phénomènes observés. Ce qui sera développé dans le quatrième et dernier chapitre.

### III-1.Introduction

Les essais expérimentaux envisagés, ont pour but de disposer de relations empiriques décrivant le processus de l'interférence entre les puits dans les conditions locales.

Les modèles hydrauliques, ou modèles de sable ont l'avantage de reproduire les phénomènes liés à l'écoulement souterrain tels qu'ils se passent réellement dans la nature. Ils permettent de visualiser les réactions des milieux aquifères à différents types de contraintes.

l'expérimentation envisagée doit obéir à des règles rigoureuses afin d'aboutir à des résultats fiables. Il est donc très recommandé les étapes de commencé cette travail :

- Bien nettoyer les équipements et tous les accessoires.
- nettoyer le sable et éliminer toute l'argile.
- Eliminer toutes les fuites avant le remplissage du banc par le sable.
- installer la pompe avec le réservoir et le banc.
- installer et caler la table de lecture des piézomètres.

C'est pour cela que l'on pris tous les soins à préparer et mettre au point la simulation d'une nappe libre sollicitée par deux puits en pompage.

### III-2. Dispositif expérimental

#### III-2.1. Equipement utilisé

Le matériel utilisé consiste en un banc hydrologique composé d'un réservoir de forme rectangulaire fabriqué en métal inoxydable (émaillé) pouvant être rempli d'un d'un matériau perméable et semi-perméable

L'appareillage a une pompe centrifuge qui alimente lanappe en eau avec un débit mesurable. Le niveau piézométrique dans la nappe est contrôlé par deux trop-pleins, situés, l'un à gauche et l'autre à droite du dispositif.

L'excès d'eau est récupéré dans un bassin métallique. Le système fonctionne en circuit fermé. Un ensemble de piézomètres reliés à la base du banc permet de suivre l'évolution du profil piézométrique dans le sable. Deux puits distants de 60 cm permettent de simuler des pompages avec des débits contrôlés par deux vannes, photo (1).

C'est pour cela que l'on a pris tous les soins à préparer et mettre au point de l'effetdes limites semi-perméablesollicitée par deux puits en pompage.



Figure. III.1. Banc hydrologique

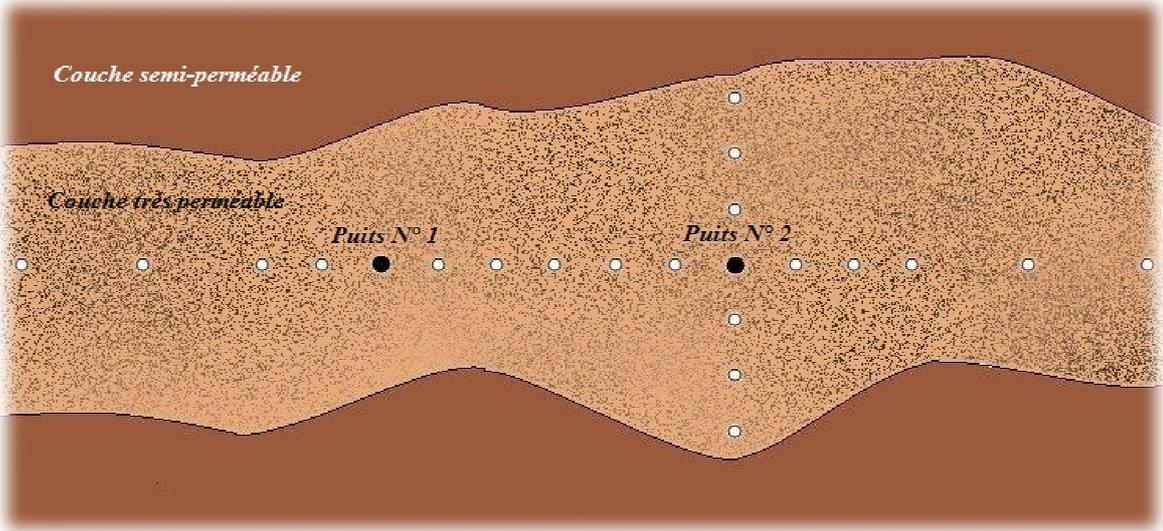


Figure. III.2. Configuration hydrogéologique

La disposition des piézomètres dans le banc pour suivre l'évolution du profil piézométrique de la nappe est présentée sur la figure ci-dessous :

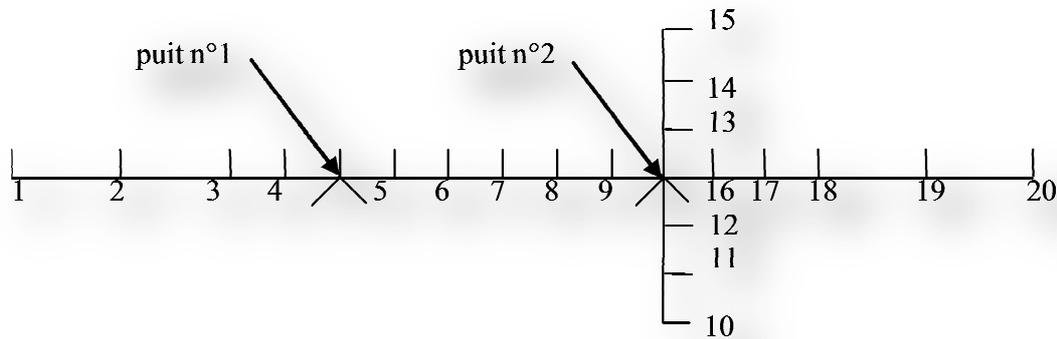


Figure. III.3. Disposition des puits et piézomètres

### III-3 Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés sont :

- ✓ un mélange de gravier de 3 à 7mm et un sable de granulométrie variant entre 0,3 et 2mm, disposé au milieu du dispositif jouant le rôle de l'aquifère.

Le mélange a été préalablement lavé et disposé dans le banc selon les règles citées précédemment.

- ✓ Un sable fin argileux est disposé sur les limites latérales du mélange perméable jouant le rôle de limite semi-perméable pour l'aquifère,
- ✓

#### III-3-1 Courbe granulométrique du sable utilisé:

L'analyse granulométrique du mélange (gravier + sable) et du sable argileux utilisés, a été effectuée au laboratoire, sur des échantillons de 500 g. Les courbes granulométriques ont été dressées après tamisage à sec.

D'après la classification du M.I.T. :

- ✓ de 2 mm à 0,6 mm : sable gros,
- ✓ de 0,6 mm à 0,2 mm : sable moyen,
- ✓ de 0,2 mm à 0,06 mm : sable fin.

Le coefficient de Hazen  $d_{60}/d_{10} > 2$ , donc le mélange est hétérogène.



Pour le calcul de la perméabilité de cet échantillon on utilise la loi de Darcy.

$$Q = K. i. S$$

**Q** : le débit filtré à travers l'échantillon

**i**: le gradient hydraulique

**L** : la longueur de l'échantillon

**$\Delta h$**  : la perte de charge

**S** : la section de l'échantillon

**K** : le coefficient de perméabilité du sable

**Application:**  $Q = K. i. S$

$$Q = 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

$$S = 0.0090 \text{m}^2$$

$$i = \Delta h / L \text{ sachant que ; } \Delta h = 610 \text{ mm et } L = 470 \text{ mm}$$

$$i = 1.03$$

**$K_1$**  : est le coefficient de perméabilité du mélange

$$K_1 = Q / S.i$$

$$K_1 = 2,8.10^{-2} \text{ m/s}$$

✓ La perméabilité du sable argileux a été de  $4,3. 10^{-6} \text{ m/s}$



Figure. III.6.Perméamètre à charge constante utilisé

#### III-4 Conduite des essais :

Après vérification du dispositif, et s'assurant de l'absence de fuites au niveau du bassin, des puits et des conduites, on remplit le banc avec de l'eau puis on dispose les matériaux selon le schéma présenté dans la figure . L'épaisseur du matériau est de 25 cm.

On a fixé le niveau du trop-plein pour avoir une couche saturée représentant la nappe libre.

On assure l'alimentation de l'aquifère à l'aide de la pompe avec un débit continu de 8,5 l/s.

On vérifie la réponse des piézomètres, la charge devant être la même le long du système aquifère. C'est le niveau statique de la nappe. Puisque la base du banc est le substratum de la nappe, on l'a fixé comme niveau de référence.

Les lectures dans les piézomètres correspondent aux charges hydrauliques.

Après les tests préliminaires, on a choisi les débits pour les essais définitifs.

Les débits de pompage adoptés sont respectivement :

$Q = 0,027$  l/s,  $Q = 0,0354$  l/s,  $Q = 0,0357$  l/s,  $Q = 0,036$  l/s,  $Q = 0,038$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,053$  l/s,  $Q = 0,054$  l/s,  $Q = 0,056$  l/s .

Ces débits ont été choisis après des tests sur les vanes contrôlant les puits. Chaque position correspondant à un débit.

#### III-4-1 Essai n° 1:

Il consiste en un pompage avec un seul puits (puits n°1), situé à gauche du système, avec observation des piézomètres. Les charges sont relevées une fois que le régime permanent est établi et que les charges demeurent constantes.

Les débits utilisés :  $Q = 0,036$  l/s,  $Q = 0,050$  l/s,  $Q = 0,053$  l/s,  $Q = 0,056$  l/s. Aux alentours de ce puits les piézomètres sont répartis en long et en travers de l'aquifère. Donc on peut observer la répartition des charges dans le plan.

Les résultats des observations Les valeurs de charge dans les piézomètres sont reproduits respectivement dans le tableau suivant

**Tableau. III.1 :** Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n° 1

<i>Distance X (cm)</i>	Les valeurs de charge dans les piézomètres.	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres
5	131	132	132	132
25	117	117	119	122
35	96	96	98	106
45	90	90	91	102
55	81	80	80	92
65	95	95	96	106
75	99	99	102	108
85	104	104	105	112
95	105	105	107	113
105	108	110	109	115
125	111	111	112	117
135	115	114	115	119
155	119	118	120	122
175	126	124	128	128
195	134	134	135	134

**III-4-2 Essai n°2 :**

Cet essai est exécuté en faisant fonctionner seulement le puits n°2 avec des débits de :

$Q = 0,027 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,038 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,050 \text{ l/s}$ ,  $Q = 0,054 \text{ l/s}$ .

Les résultats des observations Les valeurs de charge dans les piézomètres sont reproduits respectivement dans le tableau suivant

**Tableau. III.2 :** Les valeurs de charge dans les piézomètres Essai n°2

<i>Distance X (cm)</i>	Les valeurs de charge dans les piézomètres.	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres	Les valeurs de charge dans les piézomètres
5	134	134	133	133
25	130	128	123	124
35	122	117	108	110
45	121	116	105	109
65	122	117	105	109
75	120	115	103	107
85	119	113	100	104
95	116	110	95	100
105	115	109	93	98
115	109	102	88	93
125	111	109	94	100
135	116	113	100	105
155	123	118	108	112
175	130	127	121	123
195	135	135	133	134

**III-4-3 Essai n°3 :**

Dans ce cas on veut observer l'effet du pompage des deux puits au même temps sur la nappe. Nous avons fait fonctionner les deux puits simultanément en variant les débits comme reproduit ci-dessous :

**Tableau. III.3 :**Débit de puits 1 et puits 2

Débit du puits P1 Q (l/s)	Débit du puits P2 Q (l/s)
0,0357	0,0354

Toutes les valeurs de charge relevées sont intégralement reproduites dans le tableau

**Tableau. III.4:**les valeurs de charge pompage des deux puits

<i>Distance X (cm)</i>	<b>Les valeurs de charge dans les piézomètres.</b>
5	131
25	116
35	90
45	85
55	79
65	86
75	88
85	89
95	89
105	91
115	84
125	91
135	97
155	105
175	117
195	134

D'après les résultats obtenus, nous constatons pour tous les cas étudiés l'effet de la limite semi perméable. En effet, les piézomètres situés dans la zone semi perméable affichent de charges plus hautes que ceux situés dans la couche perméable, malgré qu'ils soient situés à la même distance du puits. Un retard dans la transmission du fluide est décelé, du à une porosité

de drainage beaucoup plus faible. Dans l'axe de l'écoulement de la nappe les valeurs obtenues sont normales et sont tout à fait symétriques.

Une interprétation des résultats par le traçage des courbes des profils de dépression et de la carte piézométrique permettra de bien visualiser l'influence des limites latérales semi-perméables.

**III-5 : Conclusion :**

Les essais expérimentaux réalisés nous ont permis de nous familiariser avec l'approche expérimentale. La mise en œuvre du modèle est régie par des règles rigoureuses allant de la préparation minutieuse de l'équipement, la caractérisation du matériau à utiliser, aux tests préliminaires vérifiant la fonctionnalité du modèle. Les résultats obtenus peuvent ainsi servir de base à l'interprétation des phénomènes observés. Ce qui sera développé dans le quatrième et dernier chapitre.

**IV.1 Introduction :**

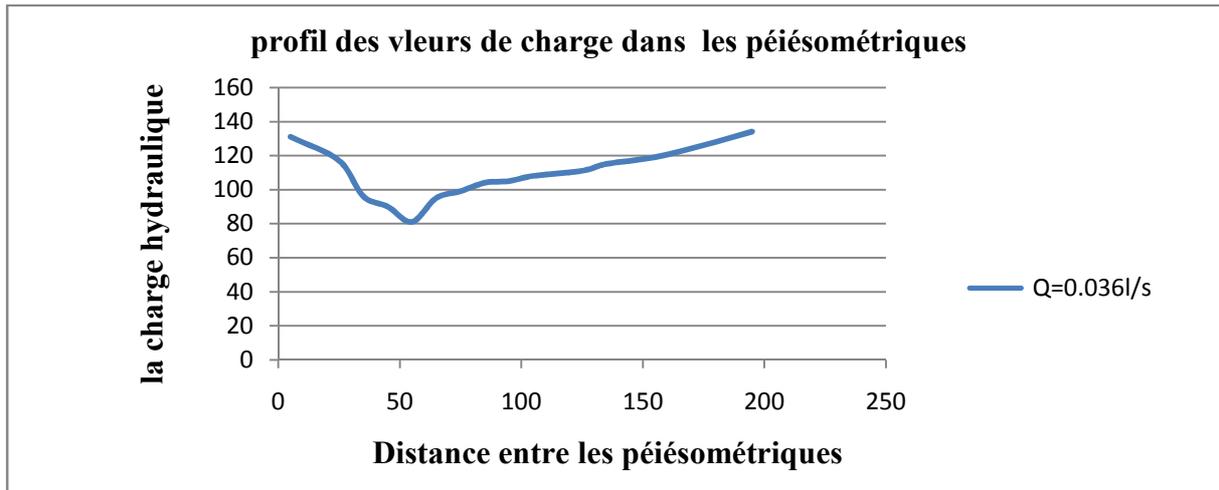
Nous allons, dans ce chapitre, exploiter les résultats expérimentaux obtenus, en représentant la réaction hydrodynamique de la nappe aux sollicitations du pompage. Les conditions hydrogéologiques imposées ; limites latérales semi perméables, perméabilité de la nappe, débits de pompage utilisés, se manifesteront sur les profils de dépression de l'aquifère.

**IV.2 Puits N° 1 en pompage :****IV.3.Profils de dépression en fonction des débits de pompage :****IV.3.1.Essai N°1 : Q=0.036 l/s**

Les mesures expérimentales pour les essais Les valeurs de la charge hydraulique dans les piézomètres présentées dans le tableau (IV.1), et représentés graphiquement sur la figure (IV.1) ci-dessous :

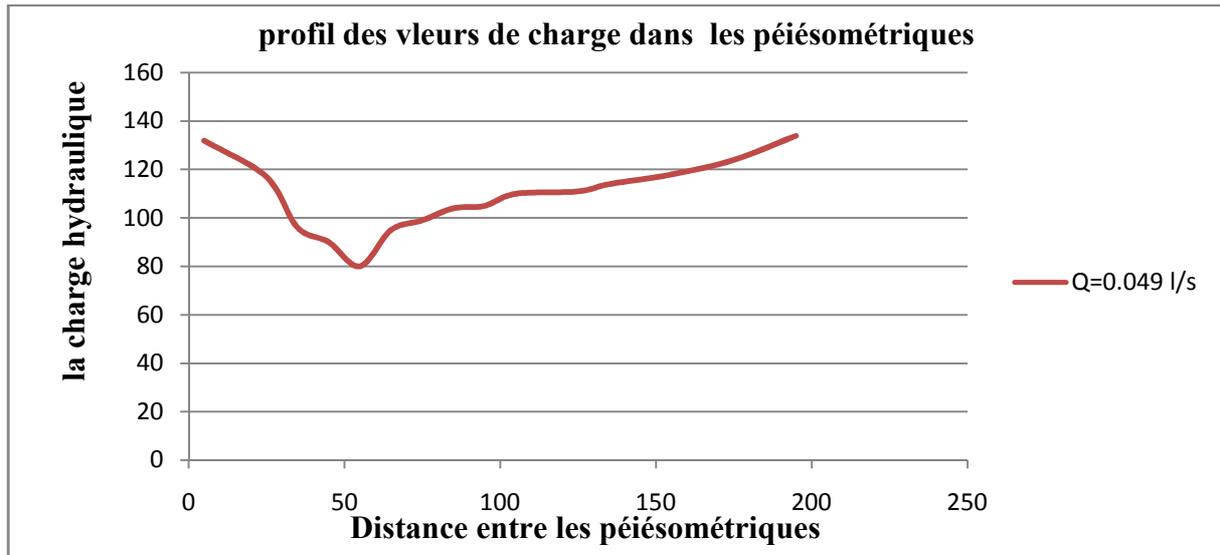
**Tableau. IV.1 :** Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°1 : Q=0.036 l/s

<b>Distance X (cm)</b>	<b>la charge hydraulique</b>
5	131
25	117
35	96
45	90
55	81
65	95
75	99
85	104
95	105
105	108
125	111
135	115
155	119
175	126
195	134

Fig. IV.1. Profilpiézométrique  $Q = 0,036 \text{ l/s}$ **IV.3.2.Essai N°2 :  $Q=0.049 \text{ l/s}$** 

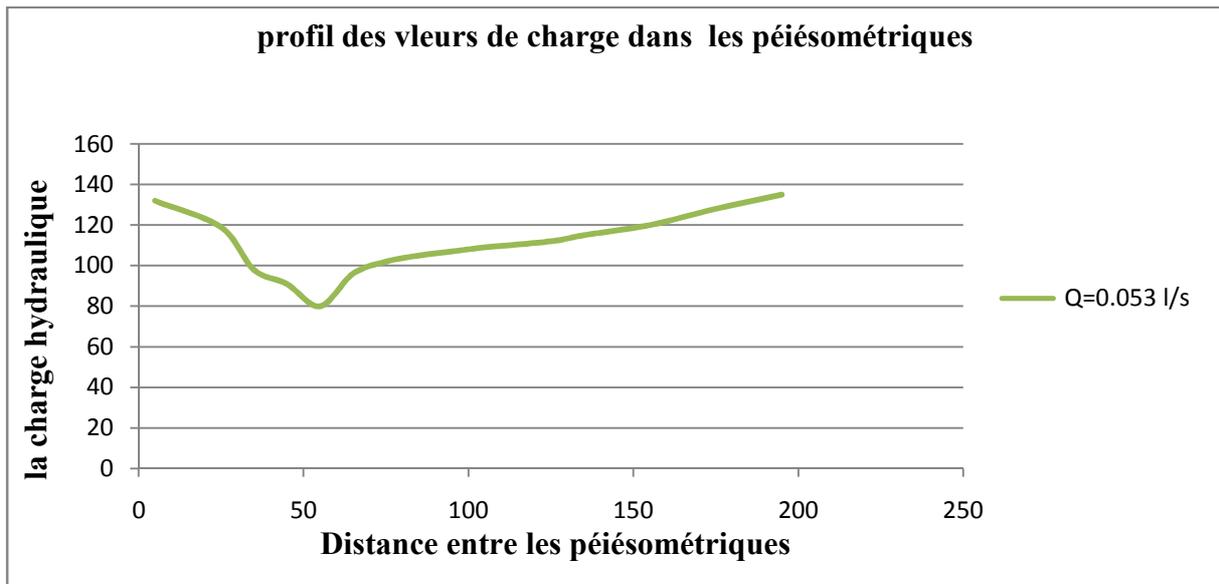
**Tableau. IV.2 :** Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°2 :  $Q=0.049 \text{ l/s}$

<b>Distance X (cm)</b>	<b>La charge hydraulique</b>
5	132
25	117
35	96
45	90
55	80
65	95
75	99
85	104
95	105
105	110
125	111
135	114
155	118
175	124
195	134

Fig. IV.2. Coupe de la nappe pour  $Q = 0,049$  l/sIV.3.3.Essai N°3 :  $Q=0.053$  l/s

**Tableau. IV.3** : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°3 :  $Q=0.053$  l/s

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	132
25	119
35	98
45	91
55	80
65	96
75	102
85	105
95	107
105	109
125	112
135	115
155	120
175	128
195	135

Fig. IV.3. Coupe de la nappe pour  $Q = 0,053$  l/sIV.3.4.Essai N°4 :  $Q=0.056$  l/s :

**Tableau. IV.4** : Les mesures expérimentales pour le puits N°1 essai N°4 :  $Q=0.056$  l/s

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	132
25	122
35	106
45	102
55	92
65	106
75	108
85	112
95	113
105	115
125	117
135	119
155	122
175	128
195	134

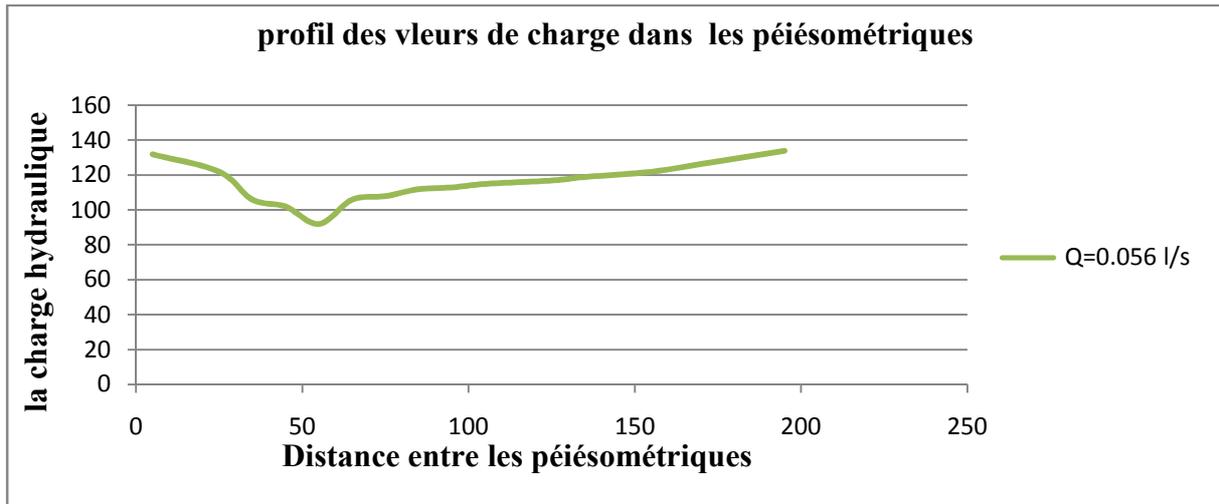


Fig. IV.4. Coupe de la nappe pour  $Q = 0,056 \text{ l/s}$

Les quatre débits utilisés étant proches, on observe, dans ce cas la même allure de courbe, avec des différences légères dans les valeurs de la charge observée. Il y a un rabattement au niveau du puits de pompage. Un piézomètre situé à gauche du puits semble répondre tardivement. Ceci peut être dû soit à de l'air occlus ou à une hétérogénéité locale.

Les profils de dépression pour les quatre débits sont représentés sur la courbe suivante :  
Tableau.IV.5

Tableau. IV.5 : Les mesures expérimentales pour dépression pour les quatre débits P1

Distance X (cm)	la charge hydraulique Q=0.036l/s	la charge hydraulique Q=0.049l/s	la charge hydraulique Q=0.053l/s	la charge hydraulique Q=0.056 l/s
5	131	132	132	132
25	117	117	119	122
35	96	96	98	106
45	90	90	91	102
55	81	80	80	92
65	95	95	96	106
75	99	99	102	108
85	104	104	105	112
95	105	105	107	113
105	108	110	109	115
125	111	111	112	117
135	115	114	115	119
155	119	118	120	122
175	126	124	128	128
195	134	134	135	134

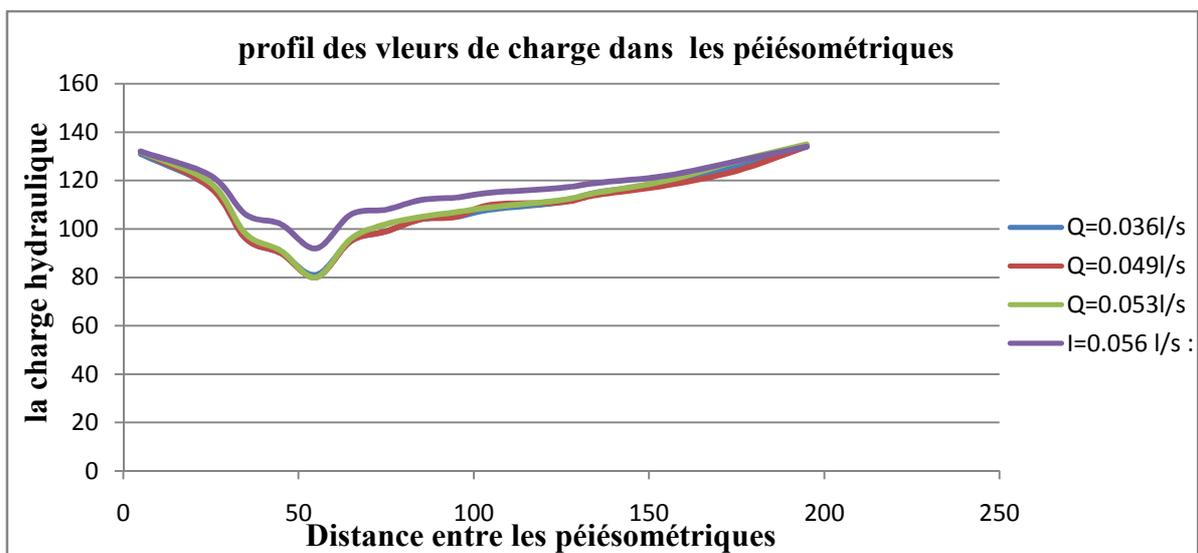


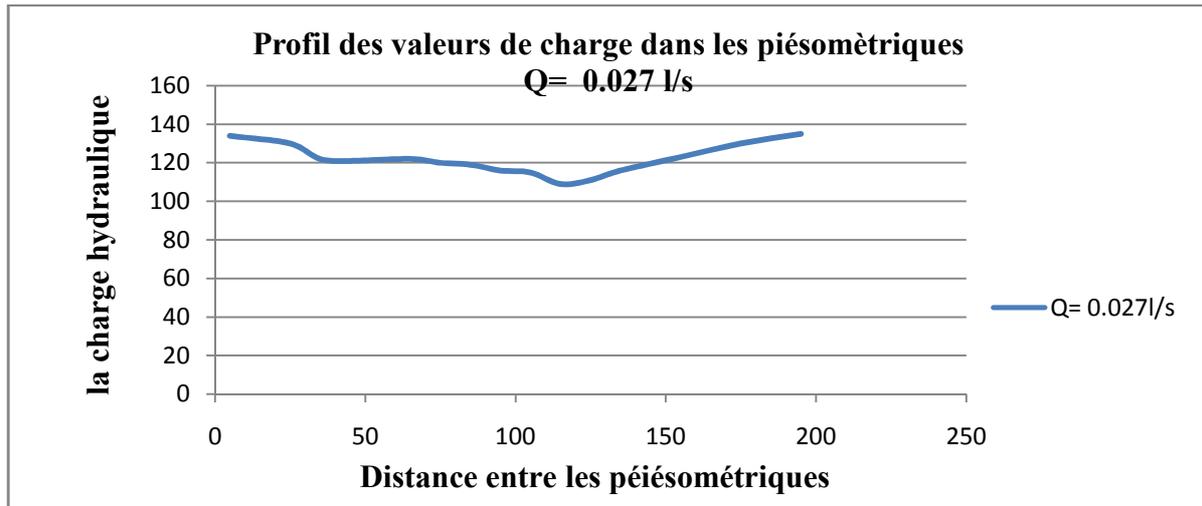
Fig. IV.5. Profils de dépression en fonction des débits de pompage

**IV.4. Cas n°2 : Puits N° 2 en pompage :**

IV.4.1.Essai N° 2 ;  $Q=0.027$  l/s : Les valeurs de la charge hydraulique dans les piézomètres sont reproduites ci-dessous :

**Tableau. IV.6 :** Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°1 :  $Q=0.027$  l/s

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	134
25	130
35	122
45	121
65	122
75	120
85	119
95	116
105	115
115	109
125	111
135	116
155	123
175	130
195	135

Fig. IV.6. Coupe de la nappe pour  $Q = 0,027 \text{ l/s}$ 

On constate que le rabattement est plus faible, vu que le débit est plus petit. On constate que la depression n'est pas symétrique car à  $x = 35 \text{ cm}$ , il y a un léger étranglement de la nappe. Les limites latérales étant plus proches.

**IV.4.2. Essai N° 2 :  $Q=0.038 \text{ l/s}$**  : On augmente le débit  $Q$ , les rabattements augmentent.

**Tableau. IV.7** : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°2 :  $Q=0.038 \text{ l/s}$

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	134
25	128
35	117
45	116
65	117
75	115
85	113
95	110
105	109
115	102
125	109
135	113
155	118

175	127
195	135

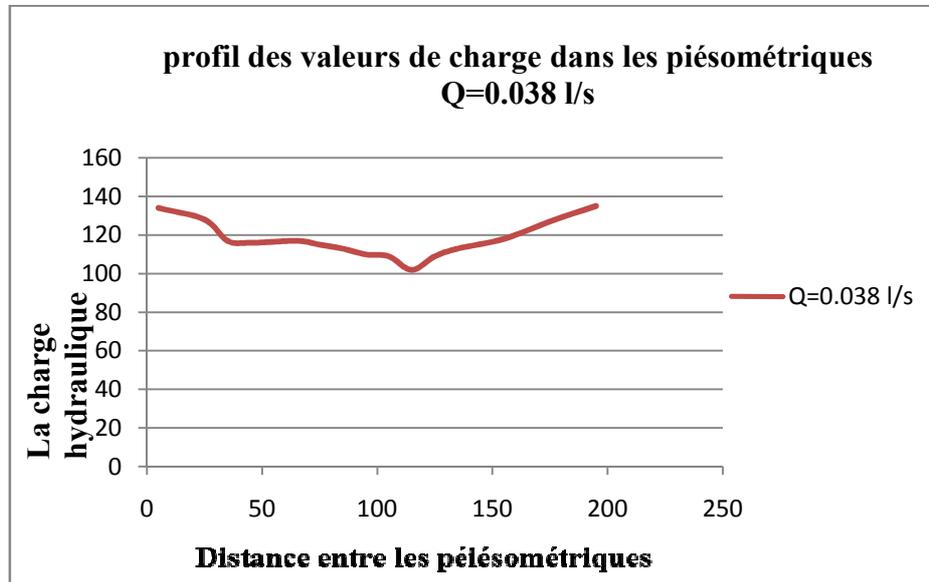


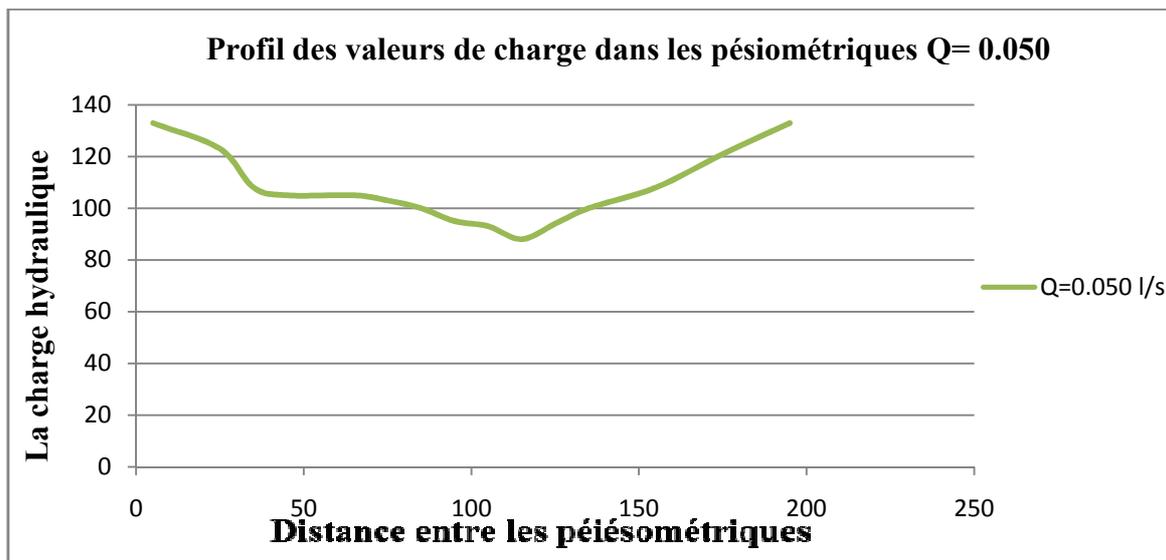
Fig. IV.7. Coupe de la nappe pour Q = 0,038 l/s

IV.4.3.Essai N° 3: Q=0.050 l/s :Pour un débit plus grand, la dépression croît, le rabattement maximal est observé dans le puits.

Tableau. IV.8 : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°3 : Q=0.050 l/s

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	133
25	123
35	108
45	105
65	105
75	103
85	100
95	95
105	93
115	88
125	94

135	100
155	108
175	121
195	133

Fig. IV.8. Coupe de la nappe pour  $Q = 0,050$  l/sIV.4.4.Essai N° 4:  $Q=0.054$  l/s :Tableau. IV.9 : Les mesures expérimentales pour le puits N°2 essai N°4 :  $Q=0.054$  l/s

Distance X (cm)	la charge hydraulique
5	133
25	124
35	110
45	109
65	109
75	107
85	104
95	100
105	98
115	93

125	100
135	105
155	112
175	123
195	134

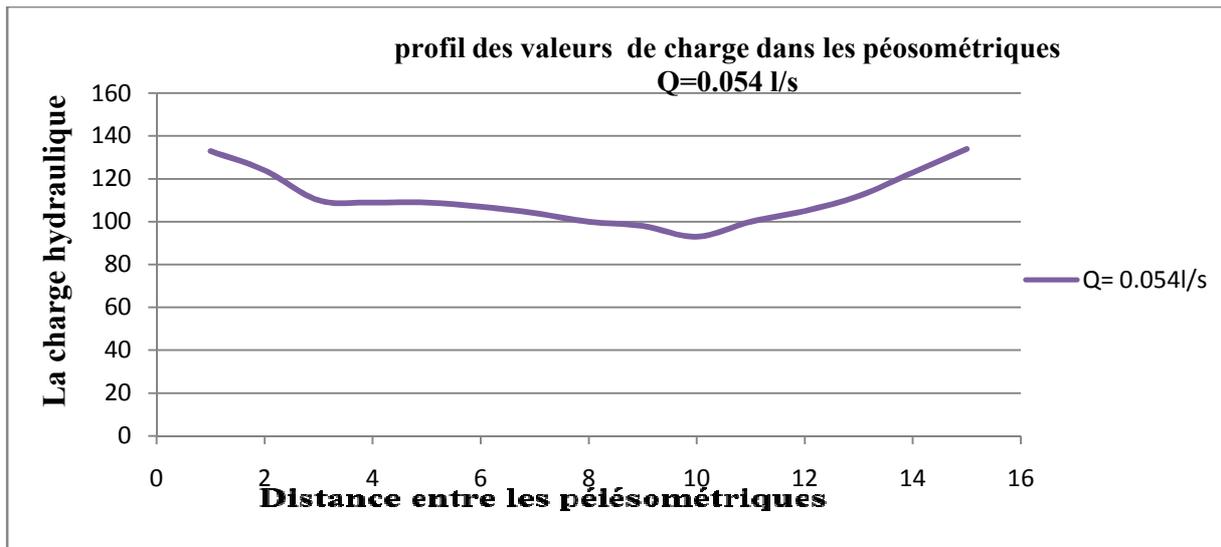


Fig. IV.9. Coupe de la nappe pour Q = 0,054 l/s

Pour le cas du puits n°2, lors du pompage, la nappe répond de la même manière. La singularité de la largeur de la nappe, plus petite aux environs du puits n°1, ressort sur tous les profils de dépression. Cet effet se manifeste par un retard de réponse de sorte que les charges dans cette zone ne sont pas symétriques à celles situées de l'autre côté du puits. Ce qui est bien visible sur la figure suivante, représentant l'évolution du profil de dépression de la nappe en fonction des débits de pompage. Tableau. IV.10

Tableau. IV.10 : Les mesures expérimentales pour dépression pour les quatre débits P2

Distance X (cm)	la charge hydraulique Q= 0.027l/s	la charge hydraulique Q= 0.038l/s	la charge hydraulique Q= 0.050l/s	la charge hydraulique Q= 0.054l/s
5	134	134	133	133
25	130	128	123	124
35	122	117	108	110
45	121	116	105	109
65	122	117	105	109
75	120	115	103	107
85	119	113	100	104
95	116	110	95	100
105	115	109	93	98
115	109	102	88	93
125	111	109	94	100
135	116	113	100	105
155	123	118	108	112
175	130	127	121	123
195	135	135	133	134

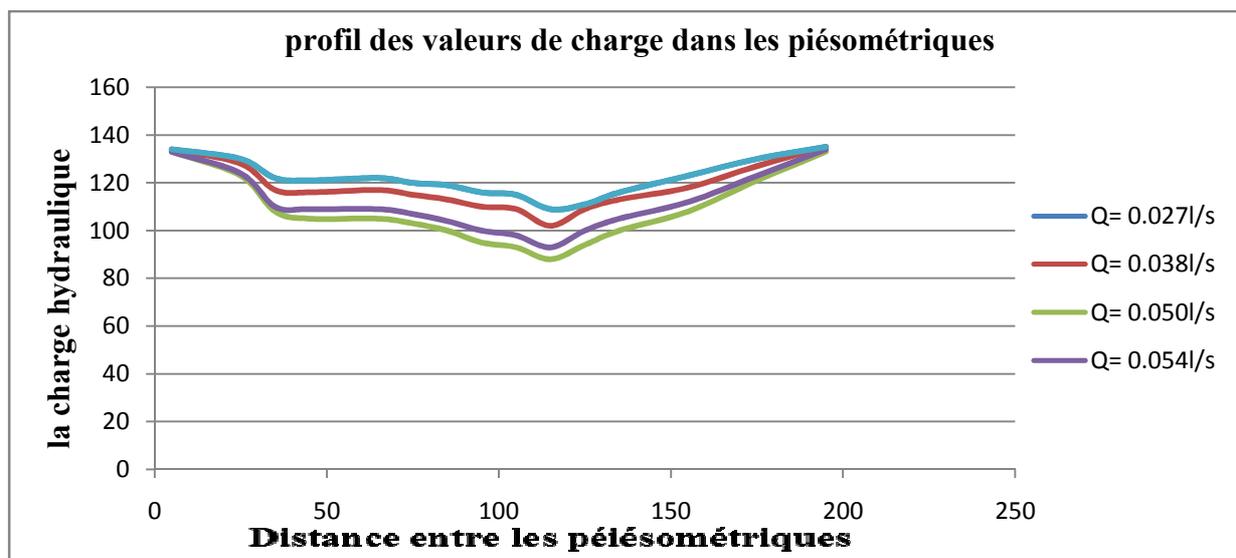


Fig. IV.10. Evolution du profil de deffirent débits de pompage

**IV.5. Cas n°3 : Puits N° 1 et Puits n° 2 en pompage :**

Dans ce cas on va examiner la réaction de la nappe quand les deux puits sont simultanément en pompage. Seulement, les débits utilisés sont respectivement ;  $Q_1=0.0357$  l/s et  $Q_2=0.0354$  l/s. Les valeurs de la charge retenues correspondent au régime permanent, c'est-à-dire après stabilisation des niveaux piézométriques. La courbe du profil de dépression obtenue, confirme ce qui a été remarqué plus haut, dans les autres cas de pompage. La diminution de la largeur de la nappe influe sur la répartition des charges. On observe alors, du côté du puits n°1, un rabattement relativement plus important (débit de pompage plus grand) et de l'autre coté, zone d'influence du puits n°2, un rabattement plus faible, mais une courbe plus régulière, car la nappe à cet endroit est plus large. La courbe de la piézométrie a une pente plus forte du coté gauche. (Voir figure ci-dessous)

**Tableau. IV.11** Puits N° 1 et Puits n° 2 en pompage

<b>Distance X (cm)</b>	<b>La charge hydraulique</b>
5	131
25	116
35	90
45	85
55	79
65	86
75	88
85	89
95	89
105	91
115	91
125	91
135	91
155	91
175	91
195	91

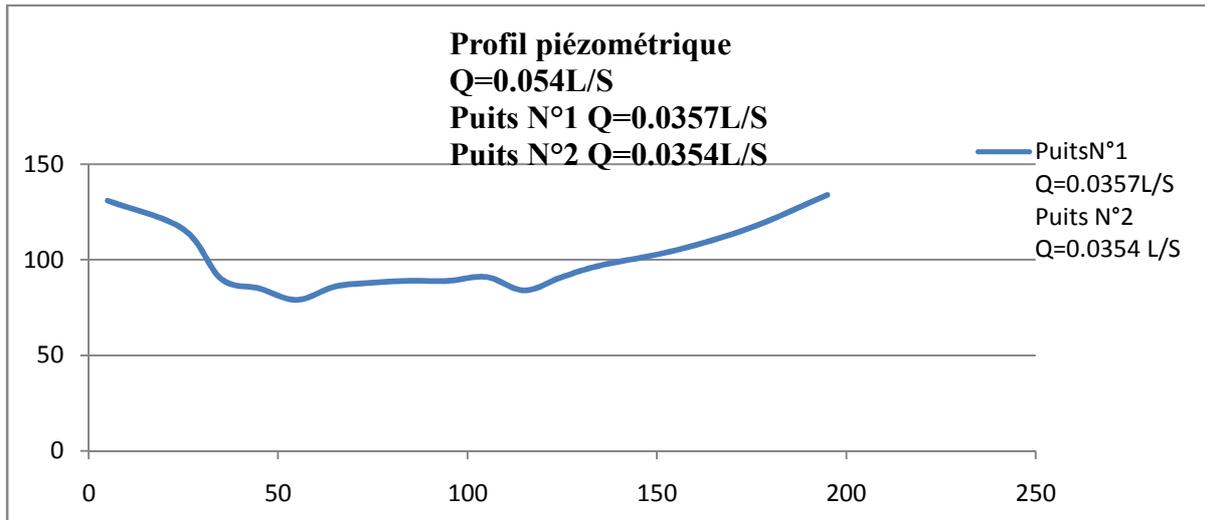


Fig. IV.11. Profil de dépression dans le cas de deux puits en pompage

#### IV.6. Carte piézométrique dans la zone du puits n°2 :

Grace au dispositif latéral de piézomètres, nous avons pu reproduire en plan, la forme de la nappe en pompage, dans la zone du puits n° 2. A Partir donc des valeurs relevées sur les piézomètres disposés en travers, on a tracé les équicharges.

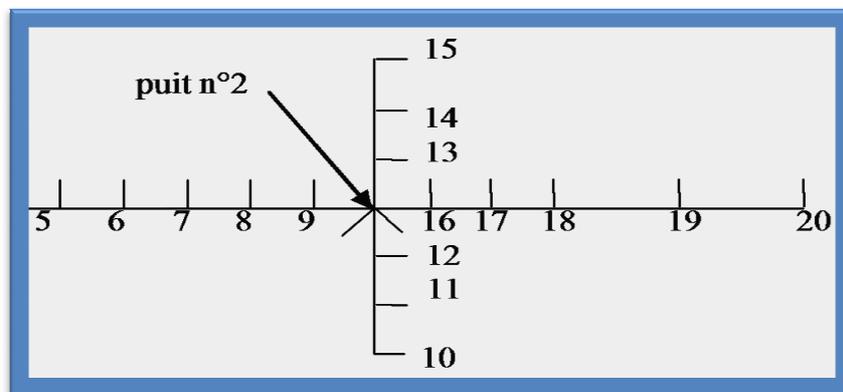
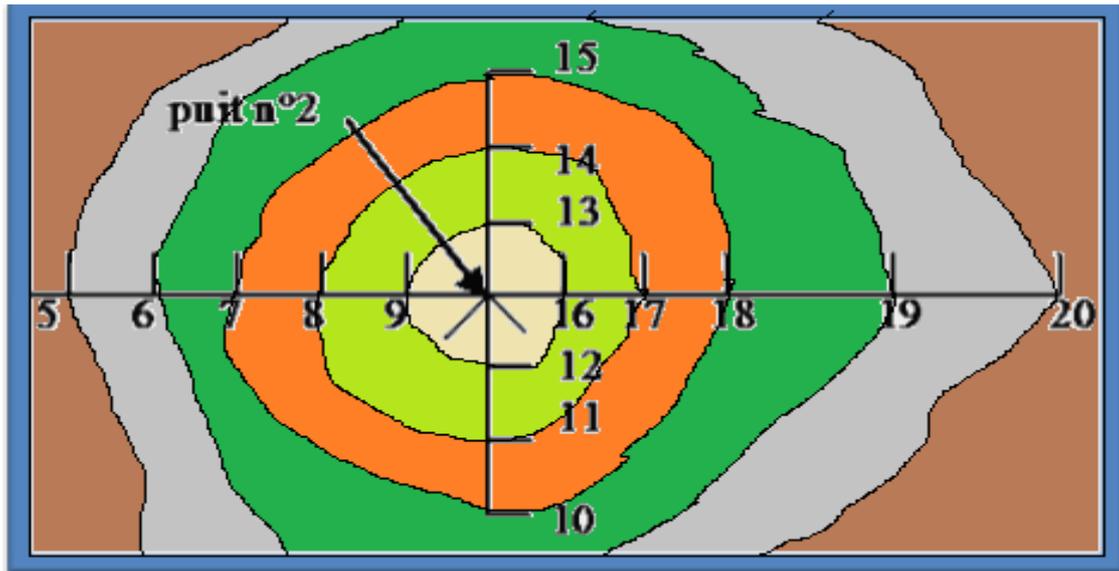


Fig. IV.12. Disposition des piézomètres autour du puits n°2

Ainsi les équipotentiels ne sont pas des cercles réguliers, mais ayant des rayons plus grands dans le sens de l'axe de la nappe, comme illustré sur la figure suivante. Fig. IV.13



#### IV.7. Conclusion :

Les essais réalisés avaient pour but de voir la réaction hydrodynamique d'une nappe alluviale à largeur limitée aux sollicitations de pompages. Soit pour les puits fonctionnant séparément ou pour les deux puits en pompage simultané, l'effet des limites latérales est visible. Il se manifeste sur la répartition des charges dans le milieu aquifère. Plus les débits de pompage sont grands plus cette influence est plus marquée. Ainsi, la zone, où ce phénomène est plus marqué, est celle où la nappe est plus étroite. Ceci illustre aussi le comportement, de la couche semi-perméable, moins transmissive, où la vitesse de l'écoulement est plus faible. Le contraste de perméabilité agit donc sur le temps de réponse de l'aquifère. Dans ce cas c'est la porosité de drainage, beaucoup plus élevée dans l'axe de la nappe, qui favorise l'écoulement longitudinal. Ces résultats sont très importants car ils permettent de prendre en compte l'effet des limites latérales semi perméables dans la répartition des charges dans les zones d'influence des puits.

## Conclusion générale

Le travail réalisé fait suite à plusieurs travaux effectués sur modèle hydraulique, sur les rabattements de nappe. Notre thème s'est intéressé au pompage dans une nappe alluviale aux limites latérales perméables. Ce type d'aquifère est un cas particulier de nappe libre. L'un des paramètres principaux, après les débits de pompage est le contraste de perméabilité, « perméable – semi-perméable ». Notre but a été de voir comment influe limites semi-perméables sur l'écoulement vers les puits cette configuration sur la répartition des charges au cours du pompage.

Nous avons commencé le travail par une synthèse bibliographique sur le thème en général. Ainsi, dans le premier chapitre, nous avons présenté les caractéristiques et propriétés des milieux poreux, les équations de base de l'écoulement souterrain sous différents régime, permanent et saturé. De la loi de Darcy ; base de l'écoulement souterrain, à la loi de diffusivité en passant par celle de Laplace.

La résolution des problèmes de l'hydraulique souterraine sont diverses et enveloppent les méthodes analytiques, les modèles réduits conducteurs, les modèles hydrauliques qui simulent assez bien les écoulements souterrains, ainsi que les méthodes numériques, très répandues et diversifiées qui arrivent à approcher les problèmes les plus complexes de l'hydraulique souterraine.

Dans le chapitre II nous avons détaillé l'écoulement vers les puits, ses formulations en régime permanent et en régime transitoire.

Dans la deuxième moitié du travail, nous avons exposé les essais expérimentaux effectués. Ainsi, dans le troisième chapitre on a présenté le modèle utilisé dans le banc de drainage, et la manière dont ont été réalisés les essais. Les propriétés des matériaux choisis, porosité, perméabilité et granulométrie, ont été déterminées au labo. Après les tests préliminaires, on a pu définir les débits à utiliser.

Après la mise en place de l'aquifère et les réglages définitifs, les essais ont consisté à suivre la variation de la charge dans les piézomètres en fonction des débits de pompage. Le dispositif étant muni de deux puits, on a procédé selon trois cas :

- Pompage à partir du puits n° 1 et contrôle des niveaux piézométriques en variant le débit Q
- Pompage à partir du puits n° 2 et contrôle des niveaux piézométriques en variant le débit Q
- Pompage à partir des deux puits simultanément et observation de la variation de la charge dans le dispositif de piézomètres.

Les résultats obtenus ont été discutés dans le dernier chapitre, concernant l'interprétation. Ainsi, pour une bonne représentation, nous avons dressé les coupes de la nappe pour chaque cas, mais en régime permanent. Les profils de dépression obtenus sont conditionnés par les débits utilisés. Mais, montrent aussi l'influence des limites latérales de la nappe sur la surface piézométrique. Ce phénomène est accentué en augmentant le débit de pompage, c'est-à-dire avec l'extension du cône de dépression. Cela est surtout visible au niveau de la zone d'influence du puits n°1, où il y a un rétrécissement de la nappe. Le contraste de perméabilité, donc de transmissivité agit directement sur la vitesse de l'écoulement. Sur la carte piézométrique, tracée dans la zone du puits n°2, la forme des courbes équipotentielles illustre bien ce phénomène.

Ces résultats sont très intéressants, car ils permettent de prendre en compte, ce retard de transmission de l'eau, dû à une porosité de drainage plus faible, dans les rabattements, parfois inexplicables dans les ouvrages de captage.

L'interprétation de ces résultats peut être poursuivie en établissant un modèle numérique prenant en compte cette frontière « perméable-semi perméable ». Cela pourrait faire un bon thème pour la poursuite de ces travaux, étant donné que les essais sont assez diversifiés, (avec beaucoup de débits utilisés), et la fiabilité des résultats expérimentaux vérifiée au cours de l'interprétation.

<b>A</b>	Surface (m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	Largeur de la nappe (m)
<b>C<sub>u</sub></b>	Coefficient d'uniformité
<b>D</b>	Diamètre des grains (m)
<b>dh</b>	Différence de charge
<b>d<sub>n</sub>(d<sub>10</sub>, d<sub>60</sub>)</b>	Diamètres caractéristiques
<b>dx</b>	Distance parcourue (m)
<b>e</b>	Indice des vides
<b>E<sub>i</sub> (u)</b>	Fonction exponentielle intégrale
<b>F</b>	Fonction de force
<b>g</b>	Accélération gravitationnelle (m/s <sup>2</sup> )
<b>H</b>	Charge hydraulique (m)
<b>h</b>	Hauteur d'eau (m)
<b>h<sub>1</sub></b>	Hauteur d'eau a l'aval
<b>h<sub>2</sub></b>	Hauteur d'eau a l'amont
<b>h<sub>i,j,k</sub></b>	Charges dans les centres des cellules (i,j,k)
<b>h<sub>1</sub></b>	Hauteur de l'eau dans le piézomètre 1
<b>h<sub>2</sub></b>	Hauteur de l'eau dans le piézomètre 2
<b>H<sub>0</sub></b>	Charge initiale ou niveau statique.
<b>h<sub>i</sub></b>	Niveau piézométrique dans le puit (i).
<b>I</b>	Gradient hydraulique
<b>i</b>	Rabattement de la nappe dans un cycle logarithmique complet.
<b>K</b>	Conductivité hydraulique (m/s)
<b>k</b>	Perméabilité intrinsèque du sol (m <sup>2</sup> )
<b>K</b>	Coefficient perméabilité
<b>k</b>	Transmissivité de l'aquifère
<b>k</b>	Perméabilité (m/s)
<b>L</b>	Longueur (m)
<b>I,j,k</b>	Centre des cellules
<b>m<sub>v</sub></b>	Coefficient de compressible du sol
<b>N</b>	Nombre de puits.
<b>η<sub>e</sub></b>	Porosité efficace (Pa -- s)
<b>n</b>	Porosité
<b>η<sub>d</sub></b>	Porosité de drainage.
<b>η<sub>t</sub></b>	Porosité totale
<b>η<sub>ret</sub></b>	Capacité ou la porosité de rétention
<b>P</b>	Pression de l'eau (pas)
<b>Q</b>	Débit (m <sup>3</sup> /s)
<b>Q<sub>i</sub></b>	Différents débits des puits
<b>q</b>	Débit unitaire
<b>q<sub>x</sub></b>	Débit spécifique en un point donné

$q_{i,j-1/2,k}$	Débit à travers la face commune des cellules
$R_i$	Rayon d'action du puits i
$R_{ij}$	Distance entre le puits (i) et le puits (j).
$r$	Diamètre du puits (m)
$r_1$	Distance entre l'axe du puits et le piézomètre 1
$r_2$	Distance entre l'axe du puits et le piézomètre 2
$r$	Distance radiale à partir du centre du puits [L]
$S$	Coefficient d'emmagasinement
$S_r$	Degré de saturation résiduelle
$S_w$	Degré de saturation du sol en eau
$S_s$	Coefficient d'emmagasinement spécifique
$s$	Rabattement au temps t (mesuré depuis le début du pompage) et à la distance r du puits pompé
$T$	Transmissivité ( $m^2/s$ )
$t_0$	Temps correspondant à l'intersection de la droite avec l'axe $s=0$ .
$t$	Temps depuis le début de pompage[T]
$t'$	Temps écoulé depuis l'arrêt du pompage.
$u$	Temps adimensionnel ou variable de la fonction $W(u)$
$v_g$	Volume d'eau mobile sous l'effet de gravitation
$V_m$	Volume d'eau mobile à saturation libéré sous l'effet de la gravité
$V_t$	Volume totale apparent du sol
$V_w$	Volume d'eau présent dans le sol
$V_v$	Volume des vides contenu dans le sol( $m^3$ )
$V_s$	Volume de la phase solide
$v$	Vitesse d'écoulement suivant y
$V_p$	Volume des pores
$u$	Vitesse d'écoulement suivant x (m/s)
$W$	Vitesse d'écoulement suivant z
$W(u)$	Fonction de Theis ou fonction puits
$x,y,z$	Trois directions
$z$	Cote de point considéré (m)
$\beta$	Coefficient de compressible de fluide
$\rho_e$	Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )
$\rho$	Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )
$\theta$	Teneur en eau.
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle.
$\theta_s$	Teneur en eau à saturation
$\vartheta$	Vitesse d'écoulement (m/s)
$\omega$	Teneur en eau ou humidité
$\Psi$	Fonction de courant

## Références bibliographiques

- [1] G. Schneebeli. - Hydraulique souterraine. (Eyrolles), 1978.
- [2] M. Cassan. - Les Essais d'eau dans la reconnaissance des sols, 1980.
- [3] A. Curnier. - Méthodes numériques en mécanique des solides. (Romdes), 1993.
- [4] M.E. Recordon. - Méthodes modernes de calcul des débits et des réserves des nappes d'eau souterraines, (Article) 1968.
- [5] Bolton . - Hydrogéologie
- [6] J.Bear.-Hydraulics of ground water . Edition Mc Graw-Hill ; series in water resources and environmental engineering ; printed in USA. , 1979.
- [7] G. Castany.- Hydrogéologie principes et méthodes, 1982.
- [8] M.Detay.- Le forage d'eau, Réalisation, entretien réhabilitation. Ingénierie de l'environnement. Masson, Paris, 1993.
- [9] Cours Géotechnique, Ingénierie de la construction 2006.
- [10] Etude expérimentale de l'interférence entre les puits 2004.-Etude d'un essai de pompage « méthode par palier » dans un forage situé à la commune de Mahdia w. de Tiaret, 2013.
- [11] A.Messameh-Simulation numérique des écoulements souterrains en régime transitoire-application au barrage zone de Biskra - thèse du magister à université de Biskra ,1997 .
- [12] K.FEKHART.-«simulation numérique de phénomène d'infiltration dans milieux poreux » thèse du magister à Université Mouloud Mammeri de TIZI- OUZOU 2012
- [13] P.A. ROCHE.- Hydrogéologie. D.E.A. Sciences et Techniques de l'Environnement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002,55 p.
- [14] O. Coussy.- mécanique des milieux poreux - paris1991.

**Partie Annexe**



**Un perméamétrie**



**Banc hydrologie et réservoir**





**Série de piézomètres**