

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 و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:...../ 2018



**Mémoire de Master**  
**Spécialité :HYDRAULIQUE**  
**Option :HYDRAULIQUE URBAINE**

**Thème :**

**Interprétation d'un essai de pompage simultané  
Sur deux puits**

**Etudiant:**

**LEKMINE OUSSAMA**

**Encadreurs:**

**•MR. DJEDRI Toufik**

**Promotion: Juin 2018**

# اهداء

الحمد لله ربي العالمين والصلاة وسلام على خاتم الانبياء والمرسلين

الحمد لله الذي أنار لنا درب العلم والمعرفة واعاننا

على اداء هذا الواجب ووفقنا على انجاز هذا العمل

اهدي عملي هذا الى

من ربتي وأنارت دربي وأعانتني بالصلوات والدعوات، إلى أعلى إنسان في هذا الوجود  
أمي الحبيبة

إلى من عمل بكد في سبيلي وعلمني معنى الكفاح وأوصلني إلى ما أنا عليه أبي الكريم  
اطال الله في عمره

كما اتوجه بالشكر والامتنان الى كل من ساعدني عن قريب او بعيد ونخص بالذكر الاستاذ  
المشرف جذري توفيق  
ولا انساكم انتم من كثرة ما كنتم في عيني كبار اليكم يا اخوة الايام

الى اختي ايمان

والى اخواتي ايوب الياس نسيم ووسيم

إلى من عمل معي بكد بغية إتمام هذا العمل، إلى صديقي ورفيق دربي  
عبد الوهاب عبد الرحمان امين وحسام حمزة

والى جميع اساتذة قسم الري اذكر منهم استاذ توفيق بوزيان

والى جميعه طلبة الري وكل طلبة سنة ثانية ماستر ري دفعة 2018

# SOMMAIRE

|                                   |          |
|-----------------------------------|----------|
| <b>INTRODUCTION GENERALE.....</b> | <b>1</b> |
|-----------------------------------|----------|

## CHAPITRE 1 : ECOULEMENT DE L'EAU SOUTERRAINE

|  |    |
|--|----|
| 1.1 Introduction.....                                      | 1  |
| 1.2 la loi de DARCY.....                                   | 1  |
| 1.3 Ecoulement en régime permanent.....                    | 6  |
| 1.3.1 Définition.....                                      | 6  |
| 1.3.2 Ecoulement permanent suivant la loi de DARCY.....    | 6  |
| 1.3.3 L'équation de la place.....                          | 6  |
| 1.4 Ecoulement en régime non permanent ou transitoire..... | 8  |
| 1.4.1 Définition.....                                      | 8  |
| 1.4.2 Ecoulement transitoire suivante la loi de DARCY..... | 8  |
| 1.4.2.1 Généralités.....                                   | 8  |
| 1.4.3 Equation de l'écoulement transitoire.....            | 9  |
| 1.5 Conclusion .....                                       | 10 |

## CHAPITRE 2 : Ecoulement vers les puits

|  |    |
|--|----|
| 2.1 Introduction.....                          | 11 |
| 2.2 Influence de pompage sur la nappe.....     | 11 |
| 2.3 théorie d'écoulement vers les puits.....   | 12 |
| 2.3.1 écoulement permanent vers les puits..... | 12 |
| a. théorie de thiem .....                      | 12 |

|   |    |
|---|----|
| b. méthode de thiem.....                                | 14 |
| 2.3.2 Le rayon d'action d'un puits.....                 | 15 |
| 2.3.3 puits imparfait.....                              | 17 |
| 2.3.4 Ecoulement transitoire vers les puits.....        | 18 |
| a. Théorie de them .....                                | 18 |
| b. théorie de hantusen.....                             | 20 |
| c. formulation d'approximation logarithmique (JACOB)... | 20 |
| 2.4 conclusion.....                                     | 22 |

### **CHAPITRE 3 : formulation de l'interférence entre les puits**

|   |    |
|---|----|
| 3.1 introduction.....                   | 23 |
| 3.2 l'interférence entre les puits..... | 23 |
| 3.3 conclusion.....                     | 27 |

### **CHAPITRE 4 : Ecoulement d'interférence entre deux puit**

|  |    |
|--|----|
| 1.Introduction.....  | 28 |
| 2.Dispositif expérimental.....                               | 28 |
| 2.1 Ecoulement utilise.....                                  | 28 |
| 2.2 Courbe granulométrique du sable utilise.....             | 30 |
| 2.3 La perméabilité.....                                     | 31 |
| 3.Conduite des essais.....                                   | 32 |
| 3.1 Essai N 1.....   | 32 |
| 3.2 Essai N 2.....   | 32 |
| 3.3 Essai N 3.....   | 33 |
| 4. Interprétation des essais.....                            | 34 |
| 4.1 Pour le cas débits de puits N1 > débits de puits N2..... | 34 |
| 4.1.1 Détermination du rayon d'action.....                   | 35 |
| 4.1.2 Détermination de la charge dans le puits N1.....       | 36 |
| 4.1.3 Estimation de vitesse d'écoulement.....                | 37 |
| 4.2 Pour le cas débits de puits N1< débits de puits N2.....  | 38 |

|   |    |
|---|----|
| 4.2.1 Détermination de rayon d'action pour le deuxième cas..... | 39 |
| 4.3 Pour le cas débits de puits N1 = débits de puits N2.....    | 40 |
| 4.3.1 Détermination de rayon d'action.....                      | 42 |
| 4.3.2 Détermination de la charge dans les puits.....            | 43 |
| 4.3.3 Estimation de vitesse entre les puits.....                | 43 |
| 5. conclusion.....  | 44 |
| Conclusion générale   |    |

## Liste des tableaux

- Tableau.1 granulométrie du sable .....30
- Tableau.2 les valeurs des charge dans chaque piézomètre.....32
- Tableau .3 les valeurs des charges dans chaque piézomètre..... 33
- Tableau.4 les valeurs des charge dans chaque piézomètre .....34
- Tableau.5 les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction de (r) .....35
- Tableau.6 les vitesse estimées en fonction de (x).....38
- Tableau.7 les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction de (r) .....39
- Tableau.8 les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction de (r).....42
- Tableau.9 les vitesses enter les deux puits.....43

## Liste de figures

|           |   |    |
|-----------|---|----|
| Figure 1  | Coupe d'un pompage dans une nappe libre.....                                      | 12 |
| Figure 2  | Ecoulement permanent vers un puits de captage.....                                | 13 |
| Figure 3  | Puits imparfait dans une nappe libre.....   | 17 |
| Figure 4  | Courbe standard de theis.....   | 20 |
| Figure 5  | Courbe standard de jacob.....   | 22 |
| Figure 6  | Banc hydrologique.....  | 29 |
| Figure 7  | Disposition des piézomètres.....  | 29 |
| Figure 8  | Courbe granulométrique du sable du modèle.....                                    | 30 |
| Figure 9  | . Profil de dépression en fonction des débits de pompage.....                     | 35 |
| Figure 10 | . Courbet $H^2_0 - h^2_p = f(\ln r/r_0)$ .....                                    | 36 |
| Figure 11 | . Variation de la vitesse d'écoulement.....                                       | 38 |
| Figure 12 | . Profil de dépression en fonction des débit de pompage.....                      | 39 |
| Figure 13 | . Courbe $H^2_0 - h^2 = f(\ln r/r_0)$ pour 2 <sup>ème</sup> cas.....              | 40 |
| Figure 14 | . Profil de dépression en fonction des débits de pompage ( $Q_{p1}=Q_{p2}$ )..... | 41 |
| Figure 15 | . la fonction $H^2_0 - h^2 = f(x)$ .....  | 42 |
| Figure 16 | représentation des vitesse enter les puits.....                                   | 44 |

## Introduction général

Les puits sont des sources importantes dans le domaine des projets d'irrigation et de drainage. C'est l'un des principaux éléments du cycle hydrologique. Elle est souvent causée par la pluie, les rivières permanentes et la fonte des glaces, l'eau qui s'y infiltre à la surface de la terre, connue sous le nom de nutrition. L'exploitation des eaux souterraines est donc sans problèmes du fait de la disponibilité de l'expédient naturelle, mais certains problèmes peuvent survenir en cas de pénurie études hydraulique. Il a causé des effets nocifs tels que le chevauchement des nuages entre les puits

Notre travail se propose d'étudier sur un le essais d'interférence entre deux puits dans bac hydrologique.

Le travail sera présenté en quatre chapitre ou les chapitre première et deuxième, de synthèse bibliographiques, concerneront les généralités et fondements, théorique lies au thème, les deux derniers sont consacrés au modèle expérimentale réalisé

Ainsi, dans le premier chapitre au nous présenterons les notions connues sur les fondements des écoulements souterrains dont respectivement la loi de darcy les écoulements en régime permanent et non permanent ou transitoire et la formulation de base d'hydraulique souterraine.

Dans le deuxième chapitre je l'ai traite influence de pompage sur la nappe, écoulement et formulation de dupuit aussi théorie des écoulements vers les puits et l'hypothèse de Dupuit en régime permanant, la recherche pour résoudre les problèmes d'écoulement autour des puits s'est développée grâce notamment à de nombreux auteurs, dont Theis et Jacob.

Le troisième chapitre est consacré la formulation d'interférence entre les puits et les aspects théorique principaux de l'écoulement souterraine dans une nappe libre, et étudier l'effet de débit et la dépression des puits individuels sur par les puits voisins.

Le dernier chapitre si la partie expérimentale l'équipement utilise dans cette partie banc hydrologique compose d'un réservoir de forme rectangulaire contient du limon de sable et nous a vous un pompe centrifuge qu'augmente le sable avec de l'eau, un débit mesurable Il y a aussi une échelle pour mesure le niveau d'eau dans le sable

On réalise respectivement trois essais avec les débits de puit.









# CHAPITRE I

**FONDEMENTS DES ÉCOULEMENTS  
SOUTERRAINS**

## CHAPITRE I

## FONDEMENTS DES ÉCOULEMENTS SOUTERRAINS

**I.1.Introduction**

Ce chapitre porte sur 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 (transitoire) en hydraulique souterraine.

**I.2. La loi de Darcy**

La loi de base de l'écoulement de l'eau souterraine est la loi de Darcy.

La vitesse de filtration à travers un milieu poreux est donnée par l'équation suivante :

$$\mathbf{V} = -\mathbf{K} \mathbf{i} \quad (\text{I.1})$$

$\mathbf{V}$  : vitesse de filtration

$\mathbf{K}$  : coefficient de perméabilité

$\mathbf{i}$  : le gradient hydraulique

La loi de Darcy signifie que d'importantes forces de frottement résistent à l'écoulement d'un fluide réel à travers un milieu poreux. Il en résulte une déperdition irréversible d'énergie mécanique. La relation (I.1) montre comment cette perte de charge dépend de la vitesse de filtration.

Un écoulement de Darcy est caractérisé par la loi de Darcy généralisée:

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (\text{I.2})$$

C'est-à-dire une relation univoque, valable en tout point, entre le vecteur vitesse de filtration et le vecteur gradient de la charge hydraulique. Il en résulte qu'un tel écoulement est entièrement défini par le champ de la charge hydraulique qui lui correspond. En effet, la connaissance de H, et donc de ses dérivées, permet de déterminer en chaque point au facteur K près, les composantes de la vitesse de filtration.[1].

- En terrain homogène et isotrope la loi de Darcy généralisée peut s'écrire:

$$\begin{aligned} V_X &= -K \frac{\partial H}{\partial x} \\ V_Y &= -K \frac{\partial H}{\partial y} \\ V_Z &= -K \frac{\partial H}{\partial z} \end{aligned} \quad (\text{I.3})$$

- En terrain homogène mais anisotrope, les vecteurs gradient et vitesse ne sont plus colinéaires, et on définit un tenseur de perméabilité :

$$\bar{\bar{K}} = \begin{vmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{vmatrix} \quad (\text{I.4})$$

et la loi de Darcy généralisée s'écrit :

$$\vec{V} = -\bar{\bar{K}} \overrightarrow{\text{grad}} H$$

Si les axes de coordonnées sont les directions principales de l'écoulement, le tenseur de perméabilité prend la forme simple:

$$\bar{\bar{K}} = \begin{vmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{vmatrix} \quad (\text{I.5})$$

et la loi de Darcy s'explique ainsi :

$$\begin{aligned} V_X &= -K_x \frac{\partial H}{\partial x} \\ V_Y &= -K_y \frac{\partial H}{\partial y} \\ V_Z &= -K_z \frac{\partial H}{\partial z} \end{aligned} \quad (\text{I.6}) \quad [1]$$

La charge hydraulique est définie par le théorème de Bernoulli :

$$H = (V^2/2g) + (P/\gamma_w) + Z \quad (\text{I.7})$$

V : vitesse

P : est la pression.

$\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau.

g : l'accélération de la pesanteur .

Z : l'altitude de la particule fluide.

La charge a les dimensions d'une longueur mais on vérifie aisément qu'elle représente l'énergie d'une particule fluide de poids unité . En effet,  $(V^2 / 2g)$  correspond à l'énergie cinétique et  $(P/\gamma_w + Z)$  à l'énergie potentielle .

Dans les écoulements de filtration les vitesses sont tellement faibles que le premier terme est négligé. Sur la surface piézométrique la charge est donnée par l'altitude du niveau d'eau.

Toutefois , la loi de Darcy a des limites de validité correspondant à un nombre de Reynolds , au-delà duquel la loi de filtration n'est plus linéaire. En effet, la relation entre le gradient  $i$  et la vitesse de filtration dépend de ce nombre , qui correspond au rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité .

Le nombre de Reynolds détermine le régime d'écoulement, il s'exprime par la relation suivante :

$$R_e = v.d/(\mu/\rho) \quad (\text{I.8})$$

$\rho$  ,  $\mu$  et V sont respectivement la masse volumique, la viscosité et la vitesse du fluide.

d est le diamètre moyen des éléments constitutifs caractérisant les dimensions de l'écoulement.

Muscat a proposé de prendre comme limite pour l'application de la loi de Darcy une vitesse critique correspondant à un nombre de Reynolds égale à 1.

A titre d'indication, une vitesse critique dans un sable de 1 mm de diamètre serait de 0.1cm/s, si l'on prend pour une eau à 10° c,  $\mu / \rho \approx 0.01\text{cm}^2/\text{s}$ .

D'autre part, la vitesse de filtration n'est qu'une vitesse apparente. Il existe une vitesse réelle, qui correspond à la tortuosité du milieu, et qui dépend de sa porosité.

$$V_r = V / \eta \quad (\text{I.9})$$

$V_r$  est la vitesse réelle et  $\eta$  la porosité du milieu.

### I.3. Écoulement en régime permanent

#### I.3.1. 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.3.2. Écoulement permanent suivant la loi de Darcy

Un écoulement de Darcy est caractérisé par la loi de Darcy généralisée:

$$\vec{V} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H$$

Le calcul 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 ( $x, y, z$ ).

Le champ de la charge sera caractérisé par une fonction de ces variables:

$H(x, y, z)$ .

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.

#### I.3.3. L'équation de Laplace

L'équation de continuité généralisée peut s'écrire :

$$\text{div } \vec{V} = 0 \quad , \text{ ou } \quad \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0; \quad (\text{I.10})$$



➤ En introduisant la loi de Darcy en milieu isotrope (I.3), on obtient:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \Delta H = 0 \quad (\text{I.11})$$

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

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \quad \text{ou} \quad \Delta H = 0 \quad (\text{I.12})$$

En milieu anisotrope, l'équation de continuité (I.7) et la loi de Darcy (I.6) devient:

$$K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{I.13})$$

On n'obtient plus une équation de Laplace. La répartition de la charge dépendra des rapports de perméabilités;  $K_x/K_z$  et  $K_y/K_z$ .

Effectuons le changement de coordonnées suivant :

$$\begin{aligned} \varphi &= \sqrt{\frac{K}{K_x}} x \\ \varepsilon &= \sqrt{\frac{K}{K_y}} y \\ \omega &= \sqrt{\frac{K}{K_z}} z \end{aligned} \quad (\text{I.14})$$

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

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

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

et compte tenue de l'équation (I.10) :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \varepsilon^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial \omega^2} = 0 \quad (\text{I.15})$$

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 (I.11) et s'écoulant à travers un milieu isotrope de perméabilité K.

#### I.4. Écoulement en régime non permanent ou transitoire

##### I.4.1. Définition

C'est un régime d'écoulement non stabilisé et variable avec le temps.

##### I.4.2. Écoulement transitoire suivant la loi de Darcy

###### I.4.2.1. Généralités

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

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

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

$$\vec{V} + \alpha \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -K \overrightarrow{\text{grad}} H \quad (\text{I.16})$$

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 transitoire basées sur la loi de Darcy ne sauraient par exemple s'appliquer à des écoulements soumis à de trop rapides pulsations. [1]

### I.4.3. 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 :

$$\Delta H = \frac{m_v + n\beta}{K} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{I.17})$$

$m_v$ : coefficient de compressibilité du sol

$n$ : la porosité

$\beta$ : coefficient de compressibilité de fluide

$K$ : coefficient perméabilité

- pour une nappe libre :

$$\Delta H = \frac{n}{Kh} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{I.18})$$

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

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:

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

donc  $S = n$

$$\text{d'où} \quad S = \frac{(m_v + n\beta) \gamma_w h d\Sigma \cdot dH}{d\Sigma \cdot dH} \quad (\text{I.19})$$

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

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

$$\Delta H = \frac{S}{T} \frac{\partial H}{\partial t} . \quad (\text{I.20})$$

### I.5. Conclusion

Dans ce chapitre et dans le premier abord, 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

**CHAPITRE II****ÉCOULEMENT VERS LES PUIITS****II.1.Introduction**

La théorie de 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.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'influence 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.

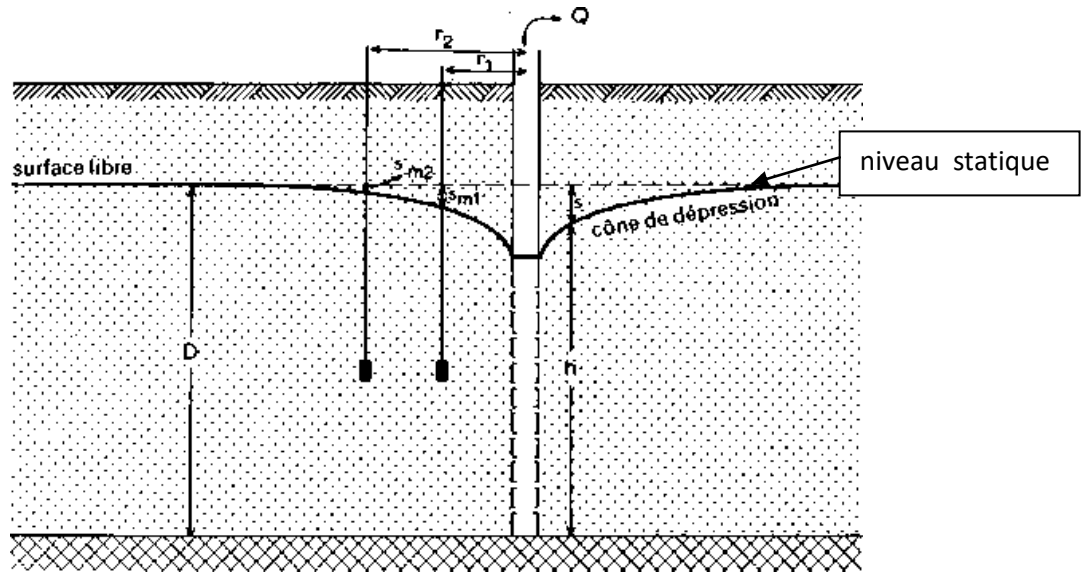


Fig II.1 Coupe d'un pompage dans une nappe libre

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.3. Théorie des écoulements vers les puits

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

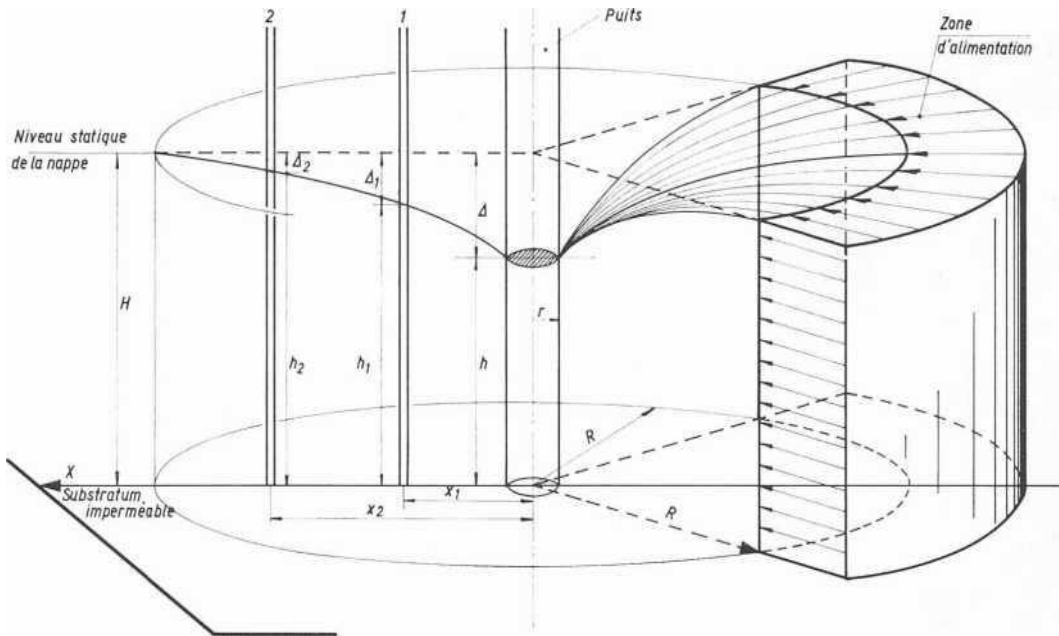
##### A. Théorie de Dupuit

C'est Dupuit qui, le premier en 1863 a établi la théorie de l'écoulement vers un puits en régime permanent et qui a donné la formule universellement connue reliant le débit au rabattement dans le puits.

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.



**Fig 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 :

$$V = K \frac{dH}{dr} \tag{II.1}$$

$k$  : 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  $H$

$$Q = 2 \pi K r H \frac{dH}{dr} \tag{II.2}$$



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

On obtient :

$$H_0^2 - H_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln (r / r_p) \quad (\text{II.3})$$

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 :

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \quad (\text{II.4})$$

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 :

$$H^2 = H_p^2 + \frac{H_0^2 - H_p^2}{\ln(R_a/r_p)} \ln (r / r_p) \quad (\text{II.5})$$

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]

### B. 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 situé 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 :

$$\Delta h = \Delta s = \frac{Q}{\pi K(h_2^2 - h_1^2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (\text{II.6})$$

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

$$Q = \frac{2\pi KD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (\text{II.7})$$

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

### **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  $R_a$  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  $R_a$ , 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, envisagé 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 pompons 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

$$100 r < R < 300 r \tag{II.8}$$

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 :

$$R = 3000 (H - h) \sqrt{K} \tag{II.9}$$

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

3. Etablissement du régime permanent. On montre que

$$R = 1.5 \sqrt{(K \cdot H \cdot t) / n} \tag{II.10}$$

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. Puits imparfait**

D'après Schneebeli, on peut conserver les formules de la nappe en charge en remplaçant les rabattements  $s = H_0 - H$  par l'expression  $\frac{H_0^2 - H_p^2}{2H_0}$ .

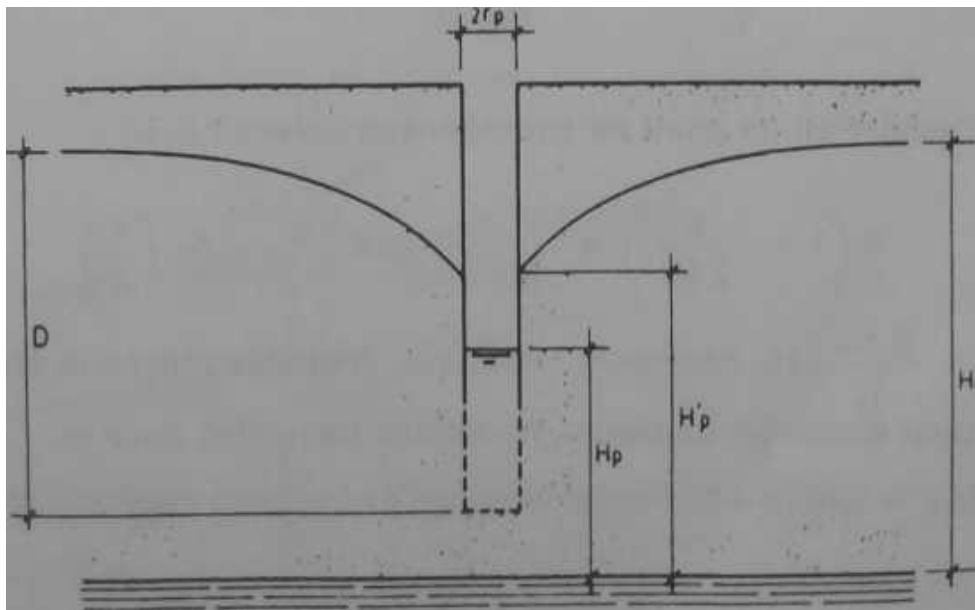
L'approximation est d'autant meilleure que  $s$  est petit devant  $H_0$ .

Formules empiriques pour une aquifère d'épaisseur finie :

$$s_p = \frac{Q}{4 \pi K} \left[ \frac{2}{D} \ln \frac{\pi D}{2r_p} + \frac{0.2}{H_0} \right] \quad \text{d'après Todd} \quad (II.11)$$

$$s_p = \left( 1 - \frac{s_p}{2D} \right) = \frac{Q \ln (R_a/r_p)}{2 \pi K D [ 1 + ( 0.30 + 10 r_p / H_0 ) \sin 1.8(1 - D / H_0) ]} \quad (II.12)$$

d'après Boreil [3].



**Fig II.3.** Puits imparfait dans une nappe libre

### II.3.4. Écoulement transitoire vers les puits

#### A. Théorie de Theis

Pour éliminer les inconvénients de la théorie de Dupuit, Charles V. Theis, géologue à l'Inspectorat géologique de l'administration des Etats-Unis, imagina en 1935 d'écrire les équations de l'écoulement non permanent vers un puits. Un écoulement est dit non permanent lorsque ses caractéristiques, sa vitesse, sa pression, par exemple, varient en fonction du temps. Pour cela, Theis a considéré une nappe aquifère captive d'épaisseur constante et de très grande étendue dans laquelle a été établi un puits de captage complet. [4]

Les hypothèses et les conditions limitatives suivantes doivent être satisfaites pour l'utilisation du modèle de Theis : [5]

- ❖ La nappe est infiniment grande dans la direction de  $r$
- ❖ La transmissivité de la nappe est isotrope et constante dans le temps et dans l'espace
- ❖ Le coefficient d'emmagasinement est constant dans le temps et dans l'espace, et l'eau est soutirée de l'emmagasinement de la nappe d'une façon instantanée
- ❖ L'écoulement suit la loi de Darcy
- ❖ L'écoulement vers le puits est transitoire (les variations des rabattements avec le temps sont non négligeables et le gradient hydraulique n'est pas constant)
  
- ❖ Le débit d'extraction ou d'injection au puits est constant dans le temps
- ❖ Le puits a une pénétration totale dans la nappe
- ❖ Le diamètre du puits est infiniment petit
- ❖ Le fluide est homogène
- ❖ Il n'y a aucune autre source ni perte dans la nappe, autre que le pompage ou l'injection à travers le puits
- ❖ La nappe est captive et compressible

L'équation 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 :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \quad (\text{II.13})$$

avec  $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$  (II.14)

où  $W(u) = E_i(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -\gamma - \ln(u) - \sum_{n=1}^\infty (-1)^n u^n / n(n!)$  (II.15)

où

Q = débit de pompage ou d'injection [L<sup>3</sup> T<sup>-1</sup>]

T = transmissivité [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]

W(u) = fonction de Theis ou fonction puits

E<sub>i</sub> (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]

γ = 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  $\frac{4Tt}{r^2 S}$ .

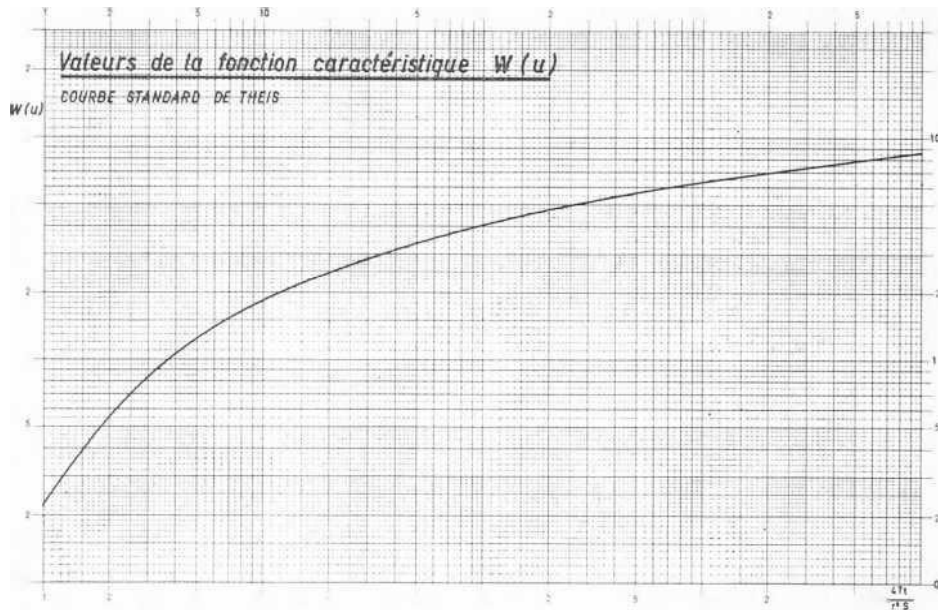


Fig II.4. Courbe standard de Theis (Recordon, M.E, 1968).

**B. Théorie de Hantush**

Vers 1960, M. S. Hantush généralisé sa théorie en faisant intervenir la perméabilité du substratum et les coefficients d’emmagasinement du toit et du substratum. [6]

Formule complète de Hantush:

$$S = \frac{Q}{4\pi T} S(\tau, \rho) \tag{II.16}$$

avec :

$$\tau = \frac{Tt}{sr^2_p} \text{ et } \rho = \frac{r}{r_p} \tag{II.17}$$

où  $S(\tau, \rho)$  les valeurs de la fonction.

**C. 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]

$$W(u) = -\gamma - \ln(u) = -0,5772 - \ln\left(\frac{r^2 S}{4Tt}\right). \tag{II.18}$$

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

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{1}{u} \exp(-\gamma)\right) = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r^2s}\right) \quad (\text{II.19})$$

$$S = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2s}\right) = 0.183\frac{Q}{T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2s}\right) \quad (\text{II.20})$$

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

Ces équation. peuvent être généralisées aux nappes libres pour autant que  $S$  qui représente alors le rabattement soit faible par rapport à la puissance de la nappe.

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

$$T = 0.183 \frac{Q}{i} \quad \text{et} \quad s = \frac{2.25Tt_0}{r^2s} \quad (\text{II.21})$$

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:

$$S = \frac{0.183Q}{T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (\text{II.22})$$

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

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].

$$R_f = 1.5\sqrt{Tt'/S} \quad (\text{II.23})$$

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].



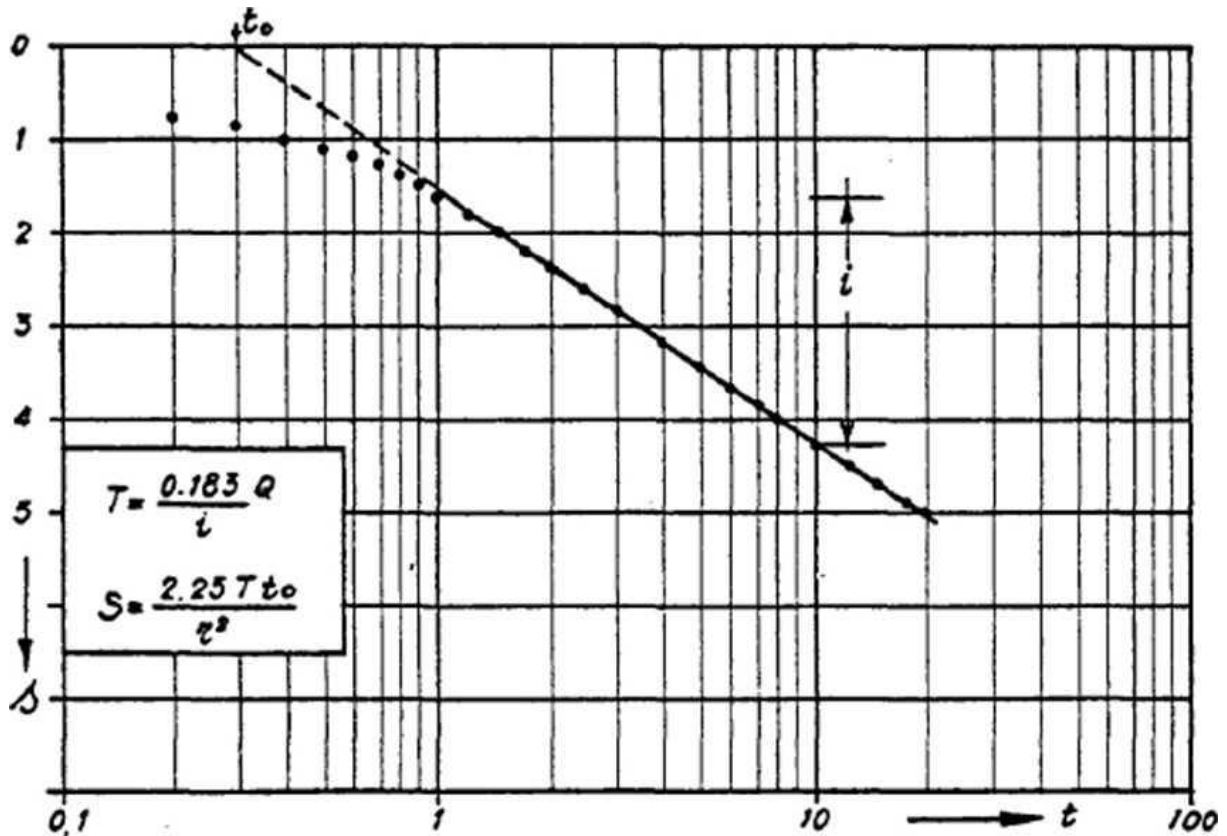


Fig II.5. Courbe standard de Jacob

#### II.4. 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.

Après l'hypothèse de Dupuit en régime permanent, la recherche pour résoudre les problèmes d'écoulement autour des puits s'est développée grâce notamment à de nombreux auteurs, dont Theis et Jacob.

# CHAPITRE III

**Formulation de l'interférence entre les  
puits**

## CHAPITRE III

## Formulation de l'interférence entre les puits

## III.1. Introduction

L'eau souterraine est souvent extraite par l'intermédiaire de plusieurs puits. A moins que la période de fonctionnement continu ne soit relativement courte ou que la distance entre les puits soit si grande que leurs zones d'influence ne chevauchent pas, le débit et la dépression des puits individuels sont affectés par les puits voisins.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les formules de l'interférence entre les puits ou deux puits spécialement.

## III.2. 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 pressions on utilise le théorème de superposition des puits aux dérivées partielles avec  $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$

La superposition est applicable en  $h^2$ , mais ne peut être appliquée sur l'écoulement non permanent. [10]

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

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

Tel que :

$H_0$  : la charge initiale ou niveau statique.

$H_1$  : le niveau piézométrique dans le puits ( $i$ ).

N : nombre de puits.

$Q_j$  : les différents débits des puits.

K : perméabilité de la nappe.

$R_i$  : le 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 :

$$H_0^2 - h_i^2 = \sum_{j=1}^2 \frac{Q_j}{\pi k} \ln \frac{R_j}{r_{ij}}$$

Pour le puits n°1 :

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

On a :

$r_{11} = r$  ( le rayon du puits 1 )

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}}$$

Pour le puits n°2 :

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{22}}$$

On a :

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

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{21}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \quad (\text{III. 3})$$

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 :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} \quad (\text{III. 4})$$

$$H_0^2 - h_2^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_{12}} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{III. 5})$$

Sachant que :

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

Tel que :

$$h = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 6})$$

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 :

$$h_1 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 7})$$

$$s_1 = H_0 - h_1$$

$$s_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 8})$$

Pour le cas particulier :

$$Q_1 = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

$$s_1 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 9})$$

Pour le puits n°2 :

$$h_2 = \left[ H_0^2 - \left( \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_{12}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 10})$$

Pour le cas particulier :

$$Q = Q_2$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$r_1 = r_2 = r$$

On a :

$$s_2 = H_0 - \left[ H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \left( \ln \frac{R}{r} + \ln \frac{R}{r_{12}} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{III. 11})$$

Notons que notre expérimentation portera sur ce dernier cas

1. le rayon d'action  $R$ .
2. le rayon de puits  $r$ .
3. le débit  $Q$ .
4. le rabattement  $s$ .

### III.3. Conclusion

Nous venons de présenter dans cette première partie les aspects théoriques principaux de l'écoulement souterrain dans une nappe libre. A partir de la loi de Darcy, en passant par la formulation de Dupuit nous avons abouti aux équations décrivant le phénomène d'interférence. Les principales hypothèses sont basées sur le régime permanent et transitoire de l'écoulement, l'isotropie et l'homogénéité du milieu, l'horizontalité du substratum, et le rapport de l'épaisseur de la nappe à ses dimensions latérales.

Si des réserves sur la rigueur des hypothèses de Dupuit ont été émises, elles ne concernent que les environs immédiats du puits de pompage, car il considère que la surface libre de la nappe se raccorde au plan d'eau dans le puits. Mais réellement il existe une surface de suintement à travers laquelle transite un débit appréciable. Cependant au fur et à mesure que l'on s'éloigne du puits la méridienne de cet auteur gagne en précision et s'accorde parfaitement avec celles déterminées analytiquement ( ou mathématiquement prouvée ).

C'est sur ce dernier point que porteront nos essais expérimentaux car nous travaillerons sur les frontières de cet écoulement.

Nous utiliserons donc la formulation de Dupuit pour l'interprétation de nos essais dans la deuxième partie de ce travail.

# CHAPITRE IV

## **Essais d'interférence entre deux puits**



**IV. Essais d'interférence entre deux puits****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'il 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 faibles. 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.

**2. Dispositif expérimental****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 sable de granulométrie variant entre 0.5 - 2 mm.

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

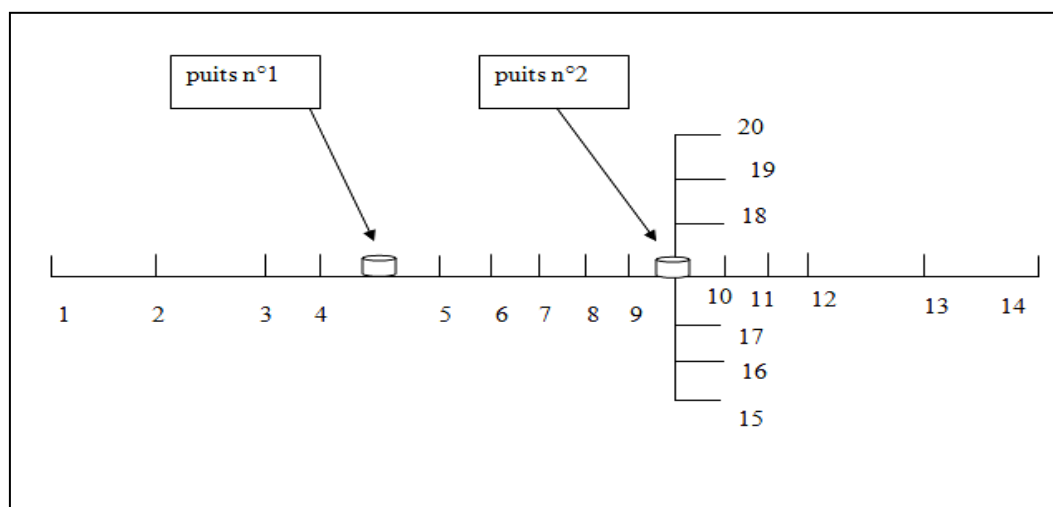
L'excès d'eau est récupéré dans un bassin métallique. Le système fonctionne en circuit fermé. Un ensemble de piézomètres reliés à la base du banc permet de suivre l'évolution du profil piézométrique dans le sable.

Deux puits distants de 60 cm permettent de simuler des pompages avec des débits contrôlés par deux vannes, voir photo (ci-dessous).



**Figure IV.1 : Banc hydrologique**

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 IV.2 : Disposition des piézomètres**

2.2. Courbe granulométrique du sable utilisé :

Le matériau utilisé est un sable de granulométrie variant entre 0.02 mm et 4 mm . Il a été préalablement lavé et disposé dans le banc selon les règles citées précédemment .

Un échantillon a servi pour l'analyse granulométrique et un autre pour déterminer la perméabilité.

la courbe granulométrique a été dressée après tamisage à sec d'un échantillon de 500 g .La série de tamis employée comprend respectivement les diamètres suivantes :

| Diamètres des mailles<br>(mm) | Poids<br>(g) | Tamisat<br>(g) | tamisats cumulés<br>(%) |
|-------------------------------|--------------|----------------|-------------------------|
| 20                            | 0            | 0              | 0                       |
| 50                            | 1.08         | 0,21           | 0,21                    |
| 200                           | 60.889       | 12,17          | 12,39                   |
| 500                           | 190.16       | 38,03          | 50,42                   |
| 1000                          | 169.34       | 33,86          | 84,29                   |
| 4000                          | 78.55        | 15,70          | 100                     |

Tableau IV. 1 : granulométrie du sable

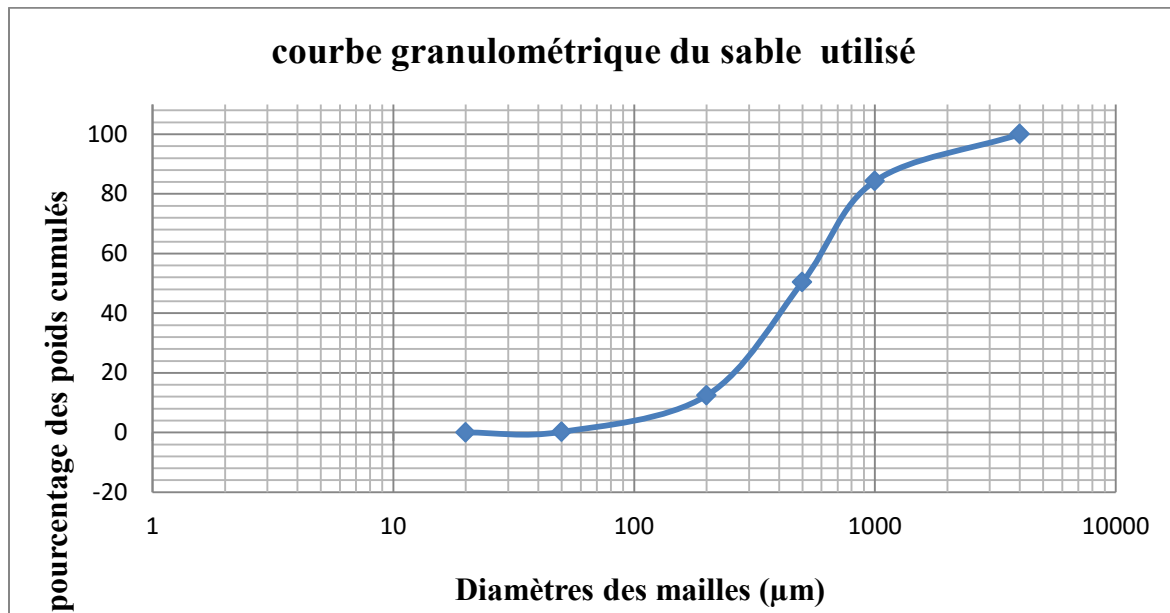


Figure IV.3 : Courbe granulométrique du sable du modèle .

D'après ces résultats, la granulométrie du sable utilisé varie entre 0.02 mm et 4 mm.

**sable fin** : [ 0.02mm – 0.05mm ].

**sable moyen** : [ 0.2mm – 0.5mm ].

**sable gros** : [ 1mm– 4mm ].

Le coefficient d'uniformité ou de Hazen,  $C_u = D_{60} / D_{10} > 2$ , le sable est légèrement hétérogène.

### **2.3. La perméabilité :**

La perméabilité de l'échantillon de sable a été déterminée au labo d'hydrologie à l'aide d'un perméamétrie à charge constante (photo de l'appareil en annexe) .

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 :***

$$Q = K. i. S$$

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

$$S = 0.0078 \text{ m}^2$$

$$i = \Delta h / L \text{ sachant que ; } \Delta h = 610 \text{ mm et } L = 590 \text{ mm}$$

$$i = 1.03$$

On répète l'opération trois fois , on obtient une perméabilité  **$K = 1.24. 10^{-4} \text{ m/s}$**

**3. Conduite des essais :**

Après installation et vérification du dispositif, on règle le niveau statique de la nappe, ainsi que les débits des puits. avant le pompage la charge devant être la même le long du système aquifère. On réalise respectivement trois essais avec les débits de puits suivants: ( $Q_{p1} > Q_{p2}$ ), ( $Q_{p1} < Q_{p2}$ ) et ( $Q_{p1} = Q_{p2}$ )

**3.1. Essai n°1 ( $Q_{p1} > Q_{p2}$ )**

Le premier essai après marquage de l'épaisseur de l'aquifère ( $H_0 = 126$  mm), consiste en un pompage avec  $Q_{p1} = 0.004$  l/s,  $Q_{p2} = 0.003$  l/s.

| Débit<br>$Q_1, Q_2$ | N°<br>De piézomètre | Niveau<br>Dynamique h<br>(mm) | Distance par<br>rapport au puits<br>n°1 (cm) | Le rabattement<br>$S= H_0-h$ (mm) |
|---------------------|---------------------|-------------------------------|--|-----------------------------------|
| $Q_1 = 0.004$ l/s   | 3                   | 105                           | 20   | 21                                |
|                     | 4                   | 78                            | 10   | 48                                |
|                     | 5                   | 75                            | 10   | 51                                |
|                     | 6                   | 111                           | 20   | 15                                |
|                     | 7                   | 112                           | 30   | 14                                |
|                     | 8                   | 112                           | 40   | 14                                |
|                     | 9                   | 100                           | 50   | 26                                |
| $Q_2 = 0.003$ l/s   | 10                  | 110                           | 70   | 16                                |
|                     | 11                  | 118                           | 80   | 8                                 |
|                     | 12                  | 118                           | 90   | 8                                 |
|                     | 13                  | 120                           | 110  | 6                                 |
|                     | 14                  | 121                           | 130  | 5                                 |

**Tableau IV. 2 :** les valeurs des charge dans chaque piézomètre

**3.2. Essai n°2 ( $Q_{p1} < Q_{p2}$ )**

Cet essai est réalisé avec  $Q_{p2} = 0.004$  l/s supérieur par apport au débit du puits n°1,  $Q_{p1} = 0.002$  l/s.

| Débit<br>$Q_1, Q_2$       | N°<br>De piézomètre | Niveau<br>Dynamique h<br>(mm) | Distance par<br>rapport au puits <sup>o</sup> 2<br>(cm) | Le rabattement<br>$s = H_0 - h$<br>(mm) |
|---------------------------|---------------------|-------------------------------|---|---|
| $Q_1 = 0.002 \text{ l/s}$ | 3                   | 110                           | 80  | 16                                      |
|                           | 4                   | 95                            | 70  | 31                                      |
|                           | 5                   | 92                            | 50  | 34                                      |
|                           | 6                   | 114                           | 40  | 12                                      |
|                           | 7                   | 114                           | 30  | 12                                      |
|                           | 8                   | 114                           | 20  | 12                                      |
| $Q_2 = 0.004 \text{ l/s}$ | 9                   | 82                            | 10  | 44                                      |
|                           | 10                  | 86                            | 10  | 40                                      |
|                           | 11                  | 119                           | 20  | 7                                       |
|                           | 12                  | 120                           | 30  | 6                                       |
|                           | 13                  | 120                           | 50  | 6                                       |
|                           | 14                  | 121                           | 70  | 5                                       |

**Tableau IV. 3 :** les valeurs des charges dans chaque piézomètre

### 3.3. Essai n°3 ( $Q_{p1} = Q_{p2}$ )

Après avoir observé l'effet du pompage des deux puits avec des débits différents, on a exécuté l'essai avec des débits égaux.

Le débit utilisé est  $Q_{p1} = Q_{p2} = 0.003 \text{ l/s}$  pour chacun des deux puits. Après stabilisation des niveaux, on a relevé les charge dans tous les piézomètres.

| Débit<br>$Q_1, Q_2$       | N°<br>De piézomètre | Niveau de<br>Piézomètre h<br>(mm) | Le rabattement<br>$S= H_0- h$ |
|---------------------------|---------------------|-----------------------------------|-------------------------------|
| $Q_1 = 0.003 \text{ l/s}$ | 3                   | 113                               | 13                            |
|                           | 4                   | 93                                | 33                            |
|                           | 5                   | 79                                | 47                            |
|                           | 6                   | 117                               | 9                             |
|                           | 7                   | 117                               | 9                             |
| $Q_2 = 0.003 \text{ l/s}$ | 8                   | 116                               | 10                            |
|                           | 9                   | 80                                | 46                            |
|                           | 10                  | 95                                | 31                            |
|                           | 11                  | 120                               | 6                             |
|                           | 12                  | 120                               | 6                             |
|                           | 13                  | 120                               | 6                             |
|                           | 14                  | 121                               | 5                             |

**Tableau IV. 4 :** les valeurs des charges dans chaque piézomètre

#### 4. Interprétation des essais

Nous allons exploiter les données expérimentales par le traçage du profil de dépression de la nappe pour les différents cas cités plus haut.

Pour le cas de l'interférence nous étudierons la méridienne entre les deux puits de pompage et extrapolerons par calcul les cas où les débits des deux puits ne sont pas égaux.

##### 4.1. Pour le cas ( $Q_{p1} > Q_{p2}$ )

L'exploitation des résultats se fait par le traçage du profil de dépression de la nappe en fonction des débits de pompage  $Q_1$  et  $Q_2$ .

L'épaisseur de l'aquifère étant  $H_0 = 126$  mm, on note que la dépression est plus accentuée pour un débit de 0.004 l/s. Pour le débit 0.003 l/s, elle est moins prononcée, la figure ci-dessous représente le profil de dépression de la nappe.

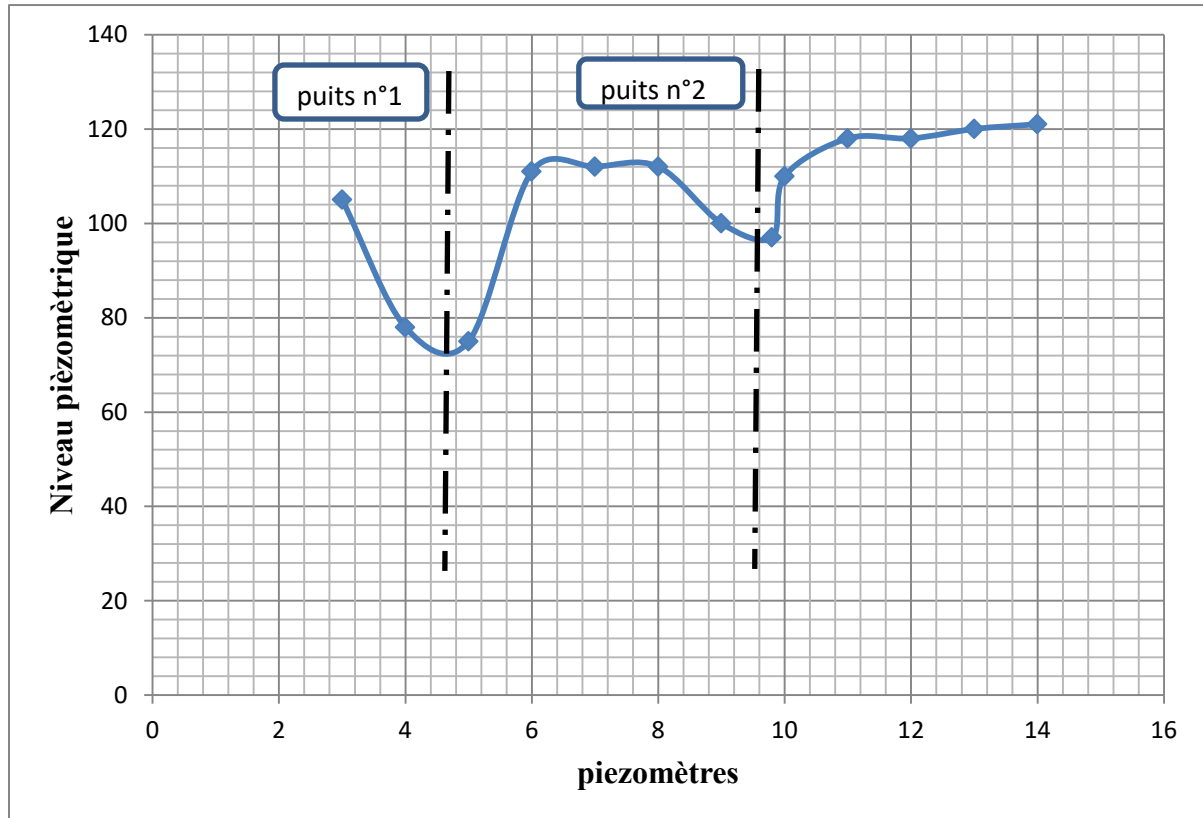


Figure IV.4 : Profil de dépression en fonction des débit de pompage  $Q_1$  et  $Q_2$ .

4.1.1. Détermination du rayon d'action

Le rayon d'action sont déterminé expérimentalement par le traçage le courbe  $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$ . Les valeurs des cordonnées sont présentées dans le tableau suivante :

|                                     |        |      |      |      |       |       |       |
|-------------------------------------|--------|------|------|------|-------|-------|-------|
| r (cm)                              | 10     | 20   | 30   | 50   | 70    | 90    | 110   |
| r/r <sub>0</sub>                    | 10     | 20   | 30   | 50   | 70    | 90    | 110   |
| Ln(r/r <sub>0</sub> )               | 2.30   | 2.99 | 3.40 | 4.14 | 4.25  | 4.56  | 4.7   |
| $H_0^2 - h^2$<br>(cm <sup>2</sup> ) | 102.51 | 75   | 56   | 42   | 37.76 | 19.52 | 14.76 |

Tableau IV. 5 : les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction de ( r )



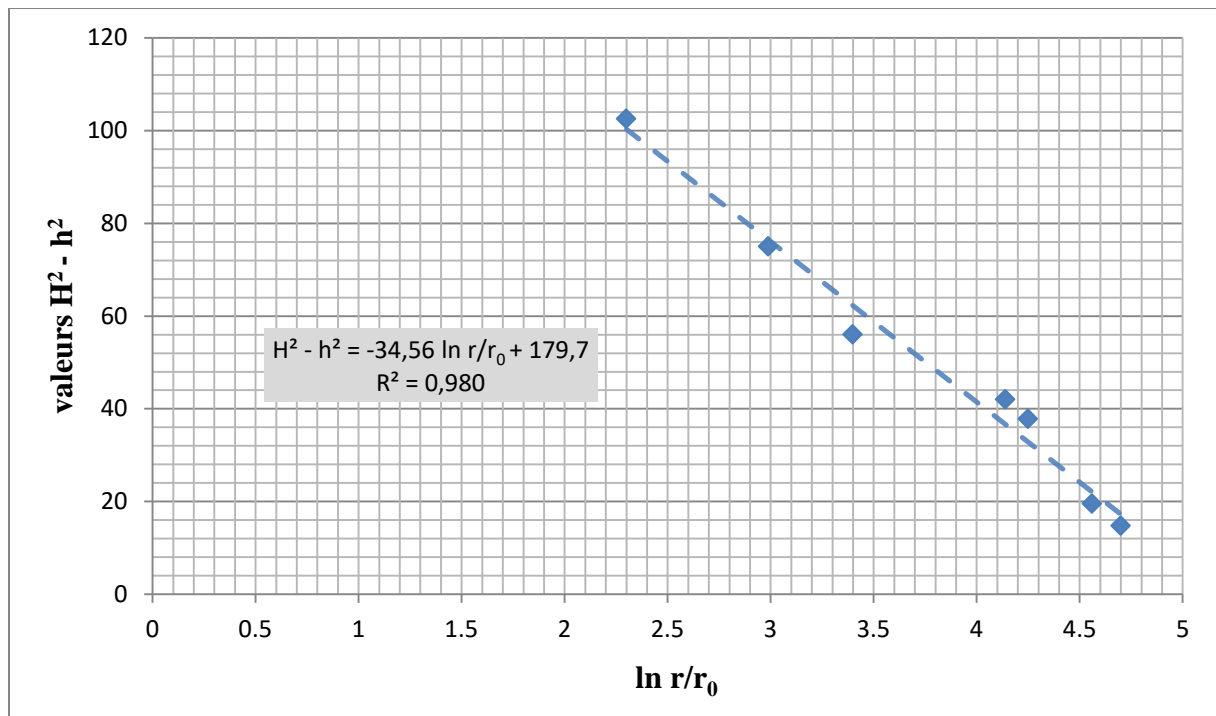


Figure IV.5 : Courbe  $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$ .

On a d'après Dupuit :  $H_0^2 - h_p^2 = Q/\pi K \cdot \ln (R_a / r)$  , où  $r$  est la distance par rapport au puits et  $h$  la charge correspondante. Divisons le terme sous le logarithme  $r_0$ .

$$H_0^2 - h_p^2 = Q/\pi K \cdot \ln (R_a / r_0/r/r_0) .$$

$$H_0^2 - h_p^2 = Q/\pi K[\ln R_a / r_0 - \ln r/r_0] , \quad r_0 = \text{rayon du puits} = 1 \text{ cm}$$

A partir de courbe de la figure V.5 on lit  $\ln R_a / r_0$  pour  $H_0^2 - h^2 = 0$ .

On a respectivement :

Pour  $Q = 0.004 \text{ l/s}$  le rayon d'action  $R_a = 25 \text{ mm}$

Pour  $Q = 0.003 \text{ l/s}$  le rayon d'action  $R_a = 22 \text{ mm}$

#### 4.1.2. Détermination de la charge dans le puits n°1

Pour déterminer la charge on a appliquant la relation de Dupuit :

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

Donc la charge 
$$h = \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p}}$$

Application :

Pour  $Q = 0.004 \text{ l/s}$  ,  $h = 81.95 \text{ mm}$

Pour  $Q = 0.003 \text{ l/s}$  ,  $h = 99.02 \text{ mm}$

Lorsque le débit augmente, la charge diminue et le rabattement augmente.

#### 4.1.3. Estimation de vitesse d'écoulement

Le calcul de la vitesse passe par la détermination de gradient hydraulique le long de profil de dépression. On reprend l'équation de Dupuit :

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

$$H_0^2 - h_p^2 = Q / \pi K \cdot \ln(R_a / r) \quad \Longrightarrow \quad h = \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p}}$$

La vitesse 
$$v = K \cdot \frac{\partial h}{\partial r}$$

Observation que le gradient hydraulique  $i$  croit quand  $r \Longrightarrow r_0$

Pour calculer les valeurs du gradient hydraulique  $i$  et de la vitesse  $v$  dans les intervalles suivants:  $] r_0 - 10 [$  jusqu'a  $] 110 - 130 [$  , approchons le gradient hydraulique le long de la dépression par la relation suivante:

$$i = \Delta h / L, \quad \text{tel que}$$

$\Delta h$  : est la différence des charges dans l'intervalle considéré

$l$  : la longueur de cet intervalle .

La vitesse déterminée dans les intervalles n'est pas rigoureusement exacte, car les intervalles considérés ne sont pas réellement des droites.

Les valeurs calculées sont reproduites dans le tableau suivante :

|               |                         |                        |                       |                        |
|---------------|-------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|
| X (cm)        | ] r <sub>0</sub> - 10 [ | ]10- 40 [              | ]40- 80 [             | ]80 - 110 [            |
| L( cm)        | 9                       | 30                     | 40                    | 30                     |
| ΔH (cm)       | 3                       | 3.7                    | 0.6                   | 0.2                    |
| i = ΔH/L      | 0.33                    | 0.12                   | 0.015                 | 0.006                  |
| V= K.i (cm/s) | 4.092.10 <sup>-3</sup>  | 1.488.10 <sup>-3</sup> | 0.19.10 <sup>-3</sup> | 0.074.10 <sup>-3</sup> |

Tableau IV. 6 : les vitesses estimées en fonction de( x)

La figure (ci-dessous), représente la variation de la vitesse en fonction de débit de pompage et de la distance par rapport au puits.

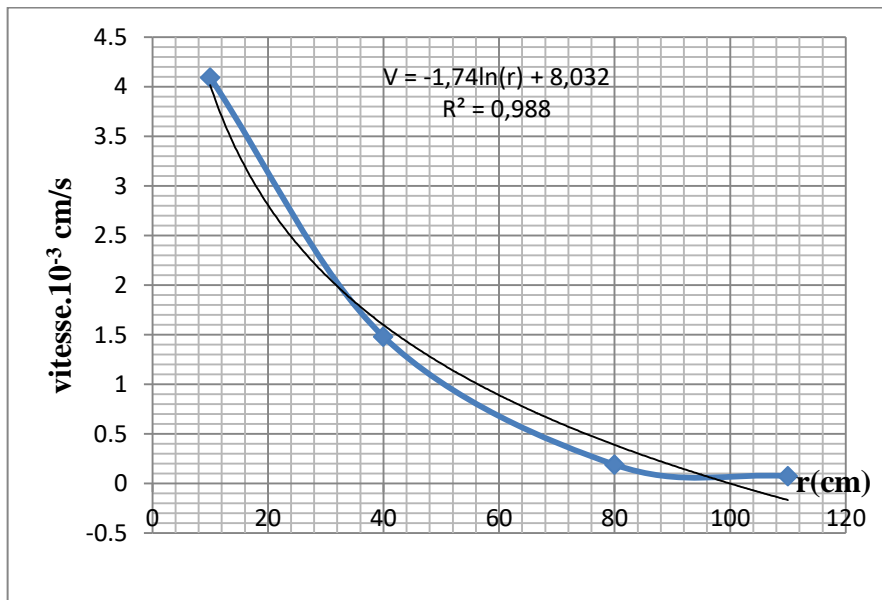


Figure IV.6 : Variation de la vitesse d'écoulement.

4.2. Pour le cas ( Q<sub>p1</sub> < Q<sub>p2</sub> )

Sur la figure(ci-dessous), on représente le profil de dépression au niveau des deux puits, pour des débits différents.

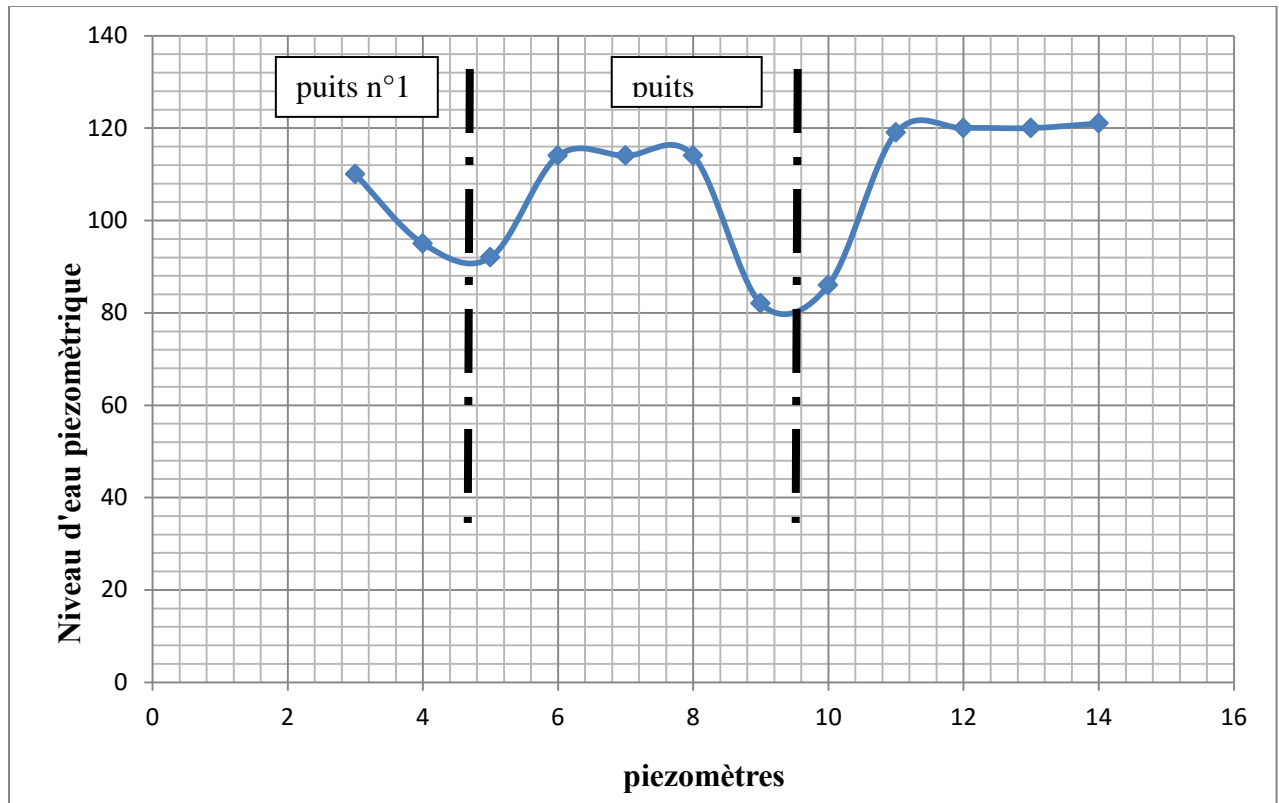


Figure IV.7: Profil de dépression en fonction des débit de pompage ( $Q_{p1} < Q_{p2}$ ).

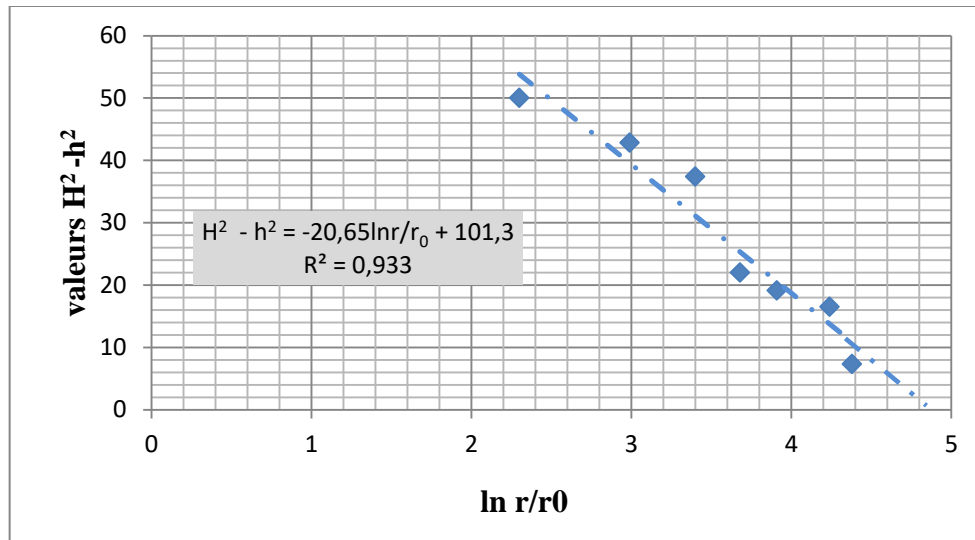
4.2.1. Détermination le rayon d'action pour le deuxième cas

De la même manière que pour le premier cas, la détermination du rayon d'action s'est faite graphiquement à l'aide de la courbe  $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$ .

Les valeurs des coordonnées sont présentées dans le tableau suivante :

|  |      |      |      |      |       |      |     |
|--|------|------|------|------|-------|------|-----|
| r (cm)   | 80   | 70   | 50   | 40   | 30    | 20   | 10  |
| r/r <sub>0</sub>   | 80   | 70   | 50   | 40   | 30    | 20   | 10  |
| Ln(r/r <sub>0</sub> )  | 4.38 | 4.24 | 3.91 | 3.68 | 3.40  | 2.99 | 2.3 |
| H <sub>0</sub> <sup>2</sup> - h <sup>2</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | 7.3  | 16.5 | 19.1 | 22   | 37.36 | 42.8 | 50  |

Tableau IV. 7 : les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction de ( r )



**Figure IV.8 :** Courbe  $H_0^2 - h^2 = f(\ln r/r_0)$  pour 2<sup>ème</sup> cas.

Remarquons que c'est le même rayon pour le premier cas. Ceci est tout à fait logique car c'est la même débit de pompage.

Pour  $Q = 0.004$  l/s le rayon d'action  $R_a = 25$  mm.

pour  $Q = 0.002$  l/s le rayon d'action  $R_a = 21$  mm.

#### 4.3. Pour le cas ( $Q_{p1} = Q_{p2}$ )

L'interférence entre les puits c'est la partie la plus importante dans notre travail. Après avoir étudié l'effet des deux puits différents, nous avons choisi d'utiliser des débit égaux pour les deux puits  $Q_{p1} = Q_{p2} = 0.003$  l/s.

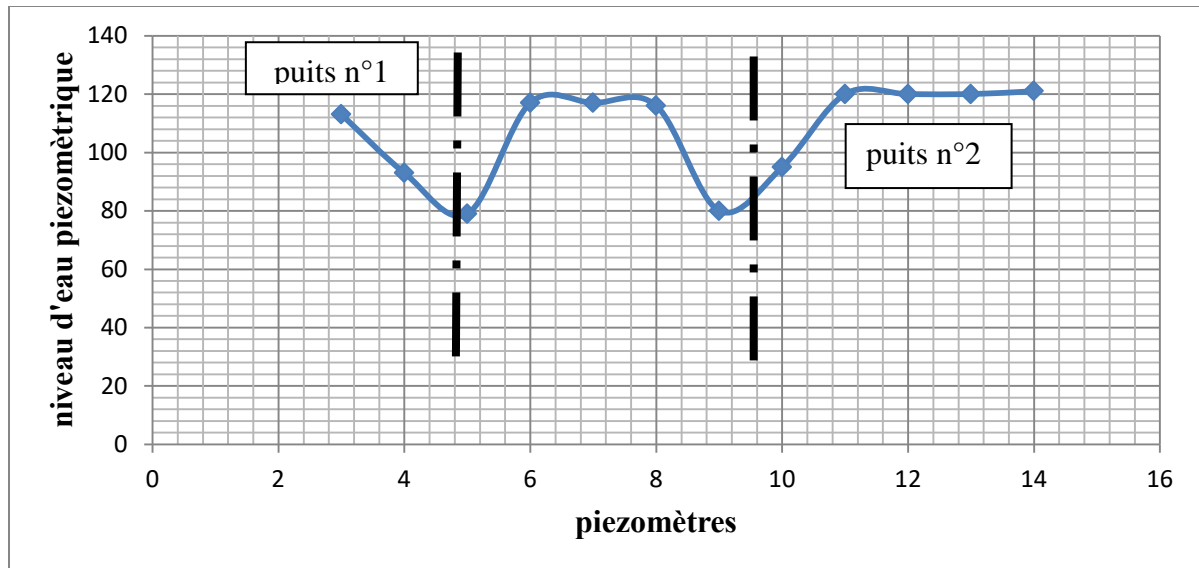


Figure IV.9: Profil de dépression en fonction des débit de pompage (  $Q_{p1} = Q_{p2}$  ).

### 4.3.1. Détermination des rayons d'action

Raisonnons entre les deux puits. L'équation qui décrit l'interférence entre les deux puits s'écrit comme suit :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{X} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{b-X}$$

Tel que :

$R_1$ : le rayon d'action du puits n°1

$R_2$ : le rayon d'action du puits n°2

$K$ : le coefficient de perméabilité

$b$ : distance entre les puits , (dans notre cas  $b = 60$  cm )

$X$ : abscisses, l'origine étant l'axe du puits n°1

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{X} \left( \frac{R_1}{b-X} \right)$$

On peut écrire :

$$H_0^2 - h_1^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R^2}{b^2} - \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{(b-X)X}{b^2}$$

Posons  $[\ln(b - X) X/b^2] = X$ ,  $[Q/\pi K] = Q^*$  et  $[\ln R^2/b^2] = M$

Les valeurs calculées de ces paramètres, pour  $x = 10$  cm,  $x = 20$  cm,  $x = 30$  cm, sont reproduites dans le tableau ci- après :

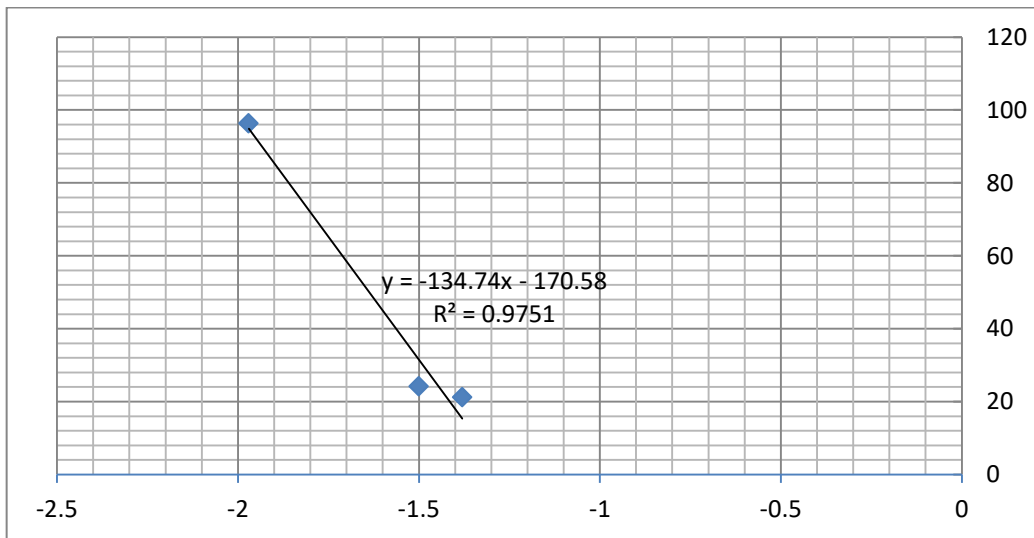
|                                  |        |      |       |
|----------------------------------|--------|------|-------|
| x(cm)                            | 10     | 20   | 30    |
| x(b-x) (cm <sup>2</sup> )        | 500    | 800  | 900   |
| X                                | - 1.97 | -1.5 | -1.38 |
| $H_0^2 - h^2$ (cm <sup>2</sup> ) | 96.35  | 24.2 | 21.2  |

**Tableau IV. 8:** les valeurs de  $H_0^2 - h^2$  en fonction (X)

En utilisant les paramètres, l'équation précédente devient :

$$H_0^2 - h^2 = Q^*.M - Q^*.X$$

La détermination du rayon d'action se fait à l'aide de la courbe  $H^2 - h^2 = f(X)$ .



**Figure IV.10:** la fonction  $H_0^2 - h^2 = f(X)$ .

Pour  $X = 0$ ,

$$H_0^2 - h^2 = Q^* \ln R^2/b^2$$

$$\ln R^2/b^2 = 84.8/ Q^* \quad R^2 = b^2 \cdot e^{84.8/Q^*}$$

Le rayon d'action est donc :  $\implies R = 104.12$  cm

4.3.2. Détermination de la charge dans les puits

En utilisant l'équation suivante :

$$H_0^2 - h_p^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{r_p} + \frac{Q}{\pi K} \ln \frac{R}{b} \quad , \text{ avec;}$$

$h_p$  = la charge dans le puits en cm.

$Q$  = le débit de pompage  $\text{cm}^3/\text{s}$ .

$b$  = Distance entre les puits = 60 cm

$K$  = coefficient de perméabilité =  $1.24 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Après application numérique :

$$H_0^2 - h_p^2 = \frac{3}{3.14 \cdot 1.24 \cdot 10^{-2}} \ln \frac{104}{1} + \frac{3}{3.14 \cdot 1.24 \cdot 10^{-2}} \cdot \ln \frac{104}{60}$$

La charge dans les deux puits est la même,  $h_p = 155.3$  mm.

Rappelons que la valeur réelle de la charge est inférieure à 155.3 mm.

4.3.3. Estimation des vitesses entre les puits

On a calculé les vitesses d'écoulement entre les deux puits au niveau des intervalles suivants, à l'aide de la loi de Darcy :  $\mathbf{v = k \cdot i}$

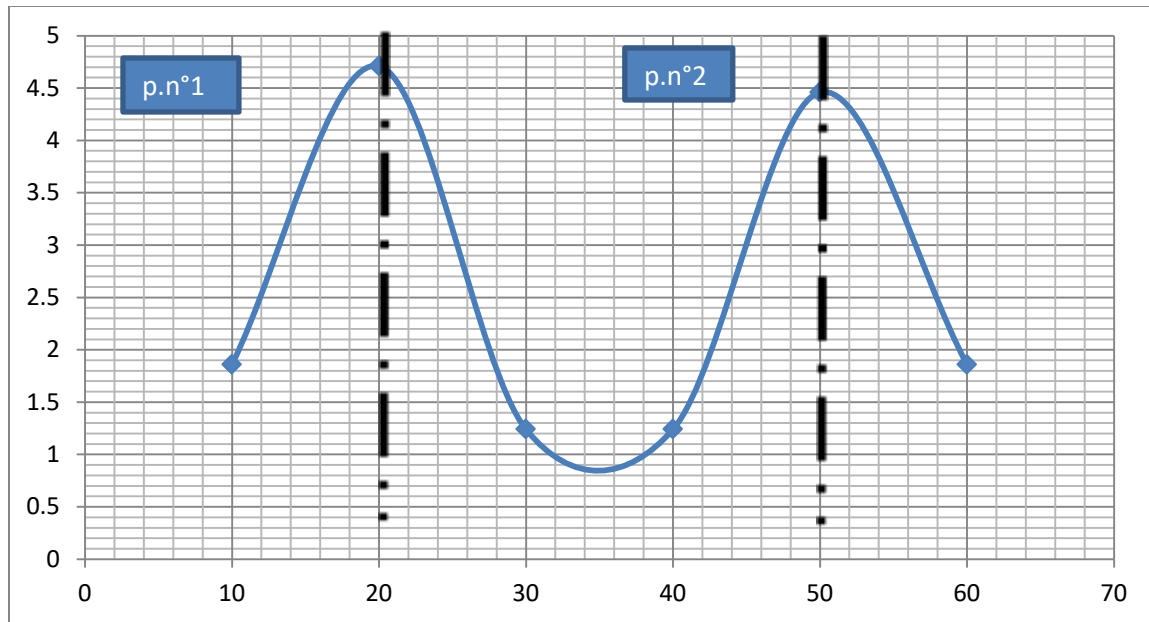
Le gradient hydraulique  $i = \Delta h / \Delta l$ .

Les valeurs des vitesses pour ces intervalles résumés dans le tableau suivante :

|                           |                      |                      |                      |                      |                      |                      |
|---------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| X (cm)                    | ] $r_0 - 10$ [       | ] 10 - 20 [          | ] 20 - 30 [          | ] 30 - 40 [          | ] 40 - 50 [          | ] 50 - b [           |
| L (cm)                    | 9                    | 10                   | 10                   | 10                   | 10                   | 10                   |
| $\Delta H$ (cm)           | 1.4                  | 3.8                  | 1                    | 1                    | 3.6                  | 1.5                  |
| $i = \Delta H / L$        | 0.15                 | 0.38                 | 0.1                  | 0.1                  | 0.36                 | 0.15                 |
| $V = K \cdot i$<br>(cm/s) | $1.86 \cdot 10^{-3}$ | $4.71 \cdot 10^{-3}$ | $1.24 \cdot 10^{-3}$ | $1.24 \cdot 10^{-3}$ | $4.46 \cdot 10^{-3}$ | $1.86 \cdot 10^{-3}$ |

Tableau IV. 9: les vitesses entre les deux puits.





**Figure IV.11:** Représentation des vitesses entre les puits.

### Conclusion :

Les essais réalisés au labo ont été effectués dans de très bonnes conditions. Leur fiabilité a été confirmée tout au long de l'interprétation.

Aucune contradiction avec les fondements théoriques n'a été décelée, ce qui montre l'intérêt des modèles de sable en hydraulique souterraine.

Mais ces bons résultats ont été acquis grâce à une méthodologie rigoureuse dans la réalisation de l'expérimentation, à savoir un bon choix et une bonne préparation du matériau, une bonne conduite des essais avec des débits de pompage adéquats.

Nous avons obtenu les mêmes rayon d'action pour les deux puits séparément, ce qui indique que le milieu régit de manière homogène.

L'application des loi de Darcy et Dupuit s'est faite aisément. La répartition des charges et des vitesses d'écoulement a pu être confortée analytiquement, surtout pour le cas de l'interférence.

Nous avons pu étudier ce phénomène en coupe et en plan. Nous avons, en outre, utilisé une approche analytique pour la généralisation des résultats pour des pompages à débits différents.

**Références bibliographique**

**AGENCE NATIONAL DES RESSOURCES HYDRAULIQUE ANRH**

**ALBERT. MABILLOT** :les forage d'eau , CHASTRUSSE & c 19-brive.octobre 1971

**ANONYME,1996**,(( théorie de l'approche hydrologique des écoulements et transports en zone partiellement saturée)),annales de la société géologique de Belgique .t 199, fascicule 1,1 er semestre 1996.pp71-89.

**ANDR2E LALLEMAND-BARRES** et jean . Claude ROUX / périmètre de protection des captage d'eau souterraine destinée a la consommation humaine MANUELSET METHODES, BRGM

**CASSAN.M** : (les essais d'eau dans la reconnaissance du sol) eyrolles,1980,288p

**JEAN-JAQUES COLLIN** :les eaux souterraines ,connaissances et gestion. BRGM.

**DESSAY, C.S:** free surface flow through porous media using a residual procedure. finite element method in fluids, vol5.1984

**G.DE. MARSILY** cours d'hydrogéologie. Université de paris, septembre 2004.

**SCHNEEBELI G.1966** ; hydraulique souterraine. Eyrolles, paris,362p.

**Schoeller H.** (1962) Les eaux souterraines. Hydrologie dynamique et chimique. Recherche, Exploitation et évaluation des ressources. Masson et Cie. Editions, 642 pages.

**Castany G.** (1963) Traité pratique des eaux souterraines. Dunod Edit. Paris, 641p

**Bear J. et Jacobs M.,** 1965. On the movement of the water bodies injected into aquifers. *Journal of Hydrology*, 3, pp. 37-57

**Christian Bohler, Jean-Luc Boutaud** de la Combe, formation total, Interprétation des essais de puits, ENSPM –17 au 21 octobre 2005

**DESBORDES A (2001)** qualité de pluton et traitement des eaux de nappes qualité et gestion de l'eau fac 65 p annexes

**REGLEM (2001)** la contamination des eaux souterraine destinées a la consommation humaine par les pesticide dans le débattement de la seine même stage DESS qualité et Gestion de l'eau fac SCI Amiens 66 p annexes

**LALLEMAND BARRESA ET ROUX J.C** (1995) méthode de dépollution des eaux souterrain F.D. BRGM manuel et méthode n 22. 180p

**LECOMTE P**(1998) les site a polies traitement des sol et des eaux souterraine 204p

### **Sitographie**

[www.hydrologie ..org/glu/FRDIC/DICECOUL.HTM](http://www.hydrologie..org/glu/FRDIC/DICECOUL.HTM).

[www.ecosociosystemes.fr /hydrogeologie.html](http://www.ecosociosystemes.fr /hydrogeologie.html).

[www. infoterre.brgm.fr/rapports/](http://www.infoterre.brgm.fr/rapports/)

[www.ibpsa.org/proceedings/](http://www.ibpsa.org/proceedings/)

<https://hal.archives-ouvertes.fr/>