

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE Akli Mohned Ouelhedj.  
FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES APPLIQUEES

**COURS**

**HYDROGÉOLOGIE**

**A L'USAGE DES ETUDIANTS 3<sup>ème</sup> ANNEE HYDRAULIQUE**

*"... Le plagiat est à la base de toutes les littératures, sauf la première... qui d'ailleurs est inconnue !"*

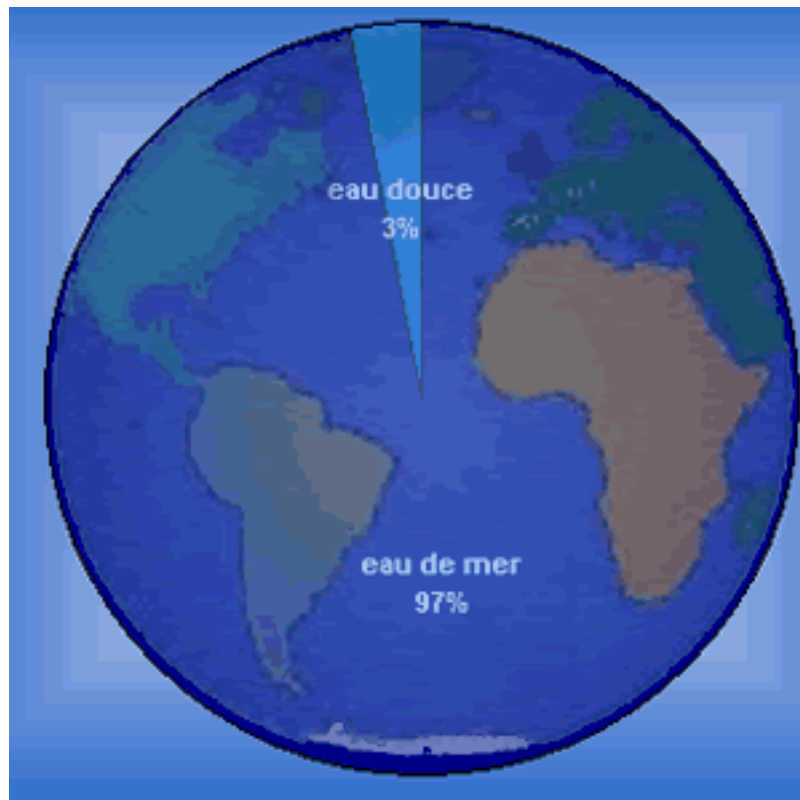
*Jean Giraudoux (Siegfried)*

## I. Introduction

- **L'hydrogéologie** est une discipline scientifique dont l'objet est l'étude de l'eau dans son gisement naturel en vue de son exploitation. Elle est définie par le recoupement des domaines de l'hydraulique et de la géologie.
- L'eau est ainsi considérée comme une ressource naturelle mais, à l'inverse de la plupart des substances minérales, dans la plupart des cas il s'agit d'une ressource renouvelable.
- Ainsi donc est-il possible par une bonne connaissance du gisement et de sa réalimentation de gérer correctement cette ressource.

Sur le plan global... Une ressource pas aussi abondante qu'il paraît ?

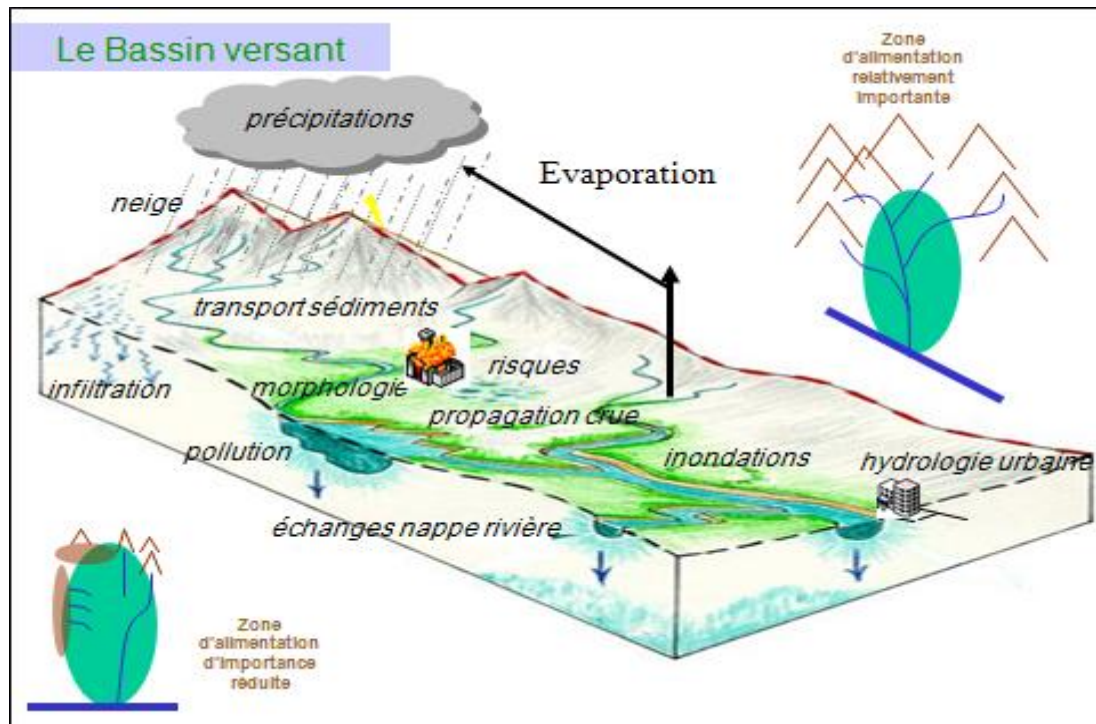
- Sur les 1,435 Milliards de m<sup>3</sup> d'eau de la planète bleue,
  - a. 97% est de l'eau de mer
  - b. 3% de l'eau existante est douce.
- L'eau douce est répartie comme suit
  - c. 69% pour les glaciers ·
  - d. 30,7% pour les nappes d'eau profondes ·
  - e. 0,3% pour l'eau superficielle.
  - f. l'eau douce accessible à l'homme c'est 0,5% de toute l'eau de la terre.



## Notion d'hydrogéologie

Le cycle de l'eau :

$$\text{Précipitations (P)} = \text{Ruissellement (R)} + \text{Évapotranspiration (E)} + \text{Infiltration (I)}$$

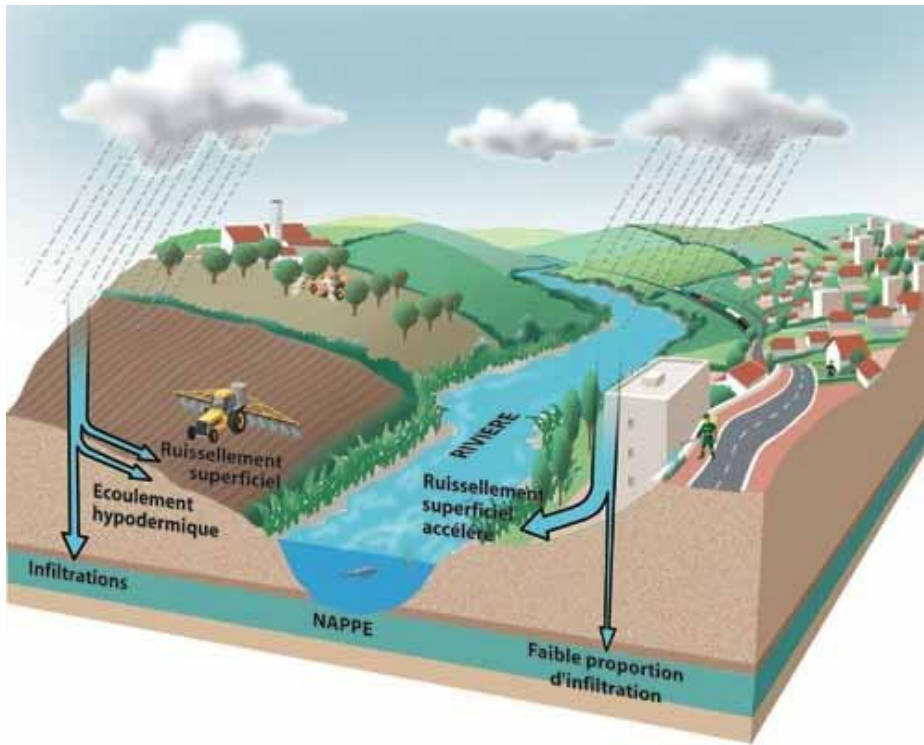


### 1. L'écoulement de l'eau au sol

- l'une rapide** : le ruissellement, puis l'écoulement superficiel dans les cours d'eau du réseau hydrographique
- l'autre lente** : l'infiltration, puis l'écoulement en sous-sol dans les aquifères, formant les nappes souterraines.

Les parts respectives du ruissellement et de l'infiltration sont régies par de nombreux facteurs:

- **la géomorphologie du bassin** : pente topographique, réseau hydrographique;
- **la lithologie du sous-sol**;
- **le sol** : nature, humidité, couverture végétale;
- **L'aménagement des eaux et des sols**:
  - Barrages et dérivation des cours d'eau,
  - rectification de lit, drainage des zones humides,
  - imperméabilisation des surfaces (zones urbaines, voies de communication),
  - pratiques agricoles...



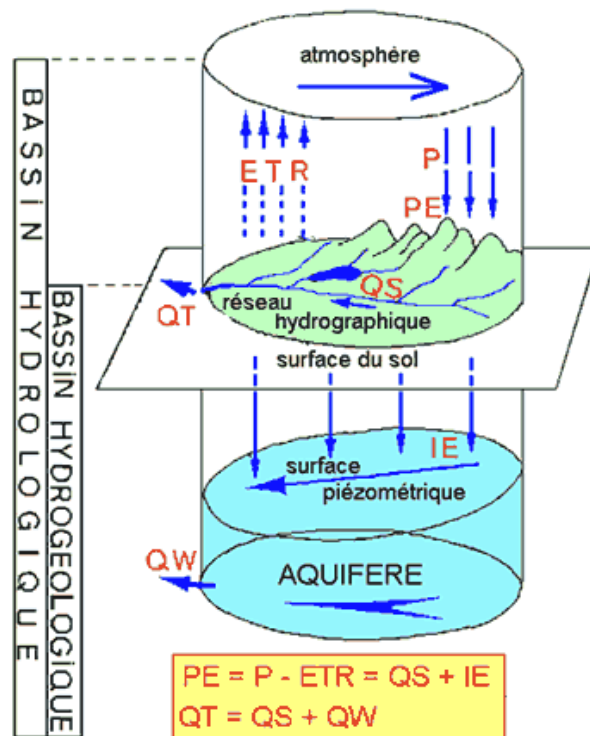
## 2. Quelques définitions

### 3. Bassin hydrogéologique

- a. Aire de collecte considérée à partir d'un exutoire ou d'un ensemble d'exutoires, limitée par le contour à l'intérieur duquel se rassemblent les eaux qui s'écoulent en souterrain vers cette sortie.
- b. La limite est la ligne de partage des eaux souterraines.

### 4. Bassin versant

- a. Surface d'alimentation d'un cours d'eau ou d'un lac.
- b. Le bassin versant se définit comme l'aire de collecte considérée à partir d'un exutoire, limitée par le contour à l'intérieur duquel se rassemblent les eaux précipitées qui s'écoulent en surface et en souterrain vers cette sortie.
- c. Aussi dans un bassin versant, il y a continuité :
  - i. longitudinale, de l'amont vers l'aval (ruisseaux, rivières, fleuves),
  - ii. latérale, des crêtes vers le fond de la vallée,
  - iii. verticale, des eaux superficielles vers des eaux souterraines et vice versa.
- d. Les limites sont la ligne de partage des eaux superficielles.



- **Eau souterraine**  
désigne l'ensemble des eaux se trouvant dans le milieu souterrain
- La capacité des réservoirs aquifères et les débits qui les traversent ne dépendent pas uniquement des mêmes facteurs puisque :
  - un réservoir peut être très grand et ne faire transiter qu'un maigre débit, s'il est peu perméable ou mal alimenté (c'est le cas généralement des aquifères *captifs*);
  - à l'inverse, un aquifère peu étendu à faible réserve, comme beaucoup d'aquifères alluviaux, peut conduire un fort débit.

## 1. Caractéristiques du milieu poreux

### 1.1. Roches fissurées.

Ce sont des roches cohérentes ou compactes dont les vides les plus importants sont essentiellement constitués par des fissures ouvertes. Elles peuvent également présenter des interstices mais qui ne représentent qu'un faible pourcentage. La fissuration est étudiée à l'échelle de l'échantillon ou sur terrain dans le cadre d'une étude géologique (structurale) ou géomorphologique. Figure 1.

La présence de l'eau en pays calcaire, permet d'agrandir le réseau de fissure qui se transforme, en drains qui permettent à l'eau de circuler avec de grandes vitesses et en cavités dans lesquelles l'eau peut être stockée en grande quantité. Il apparaît alors des formes superficielles et souterraines caractéristiques qu'on appelle karst ou aquifère karstique. Par extension, le terme peut être utilisé pour toute région constituée de roches solubles : gypse, sel, etc.

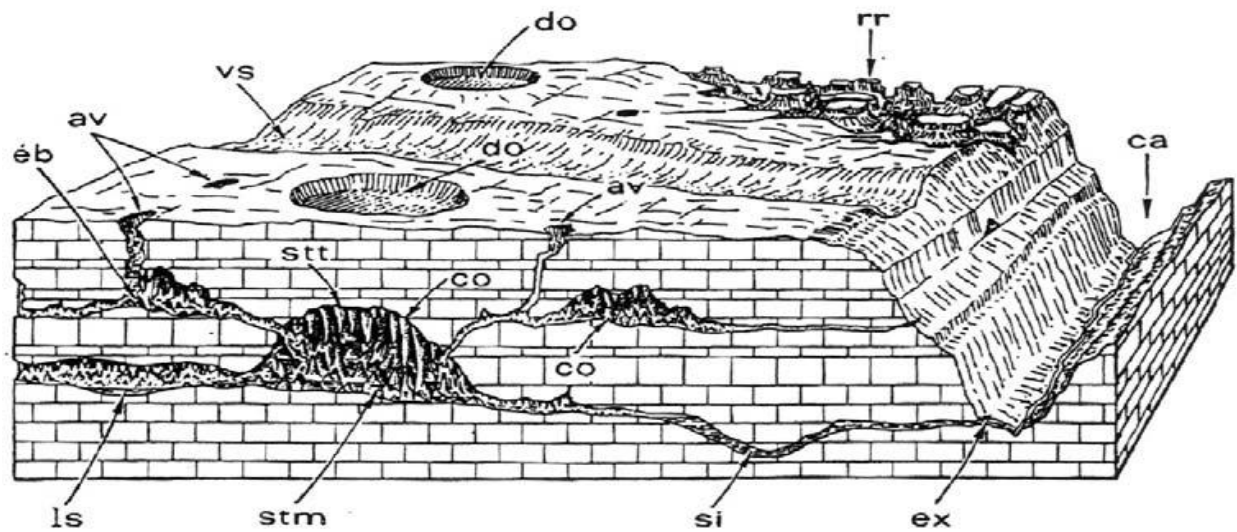
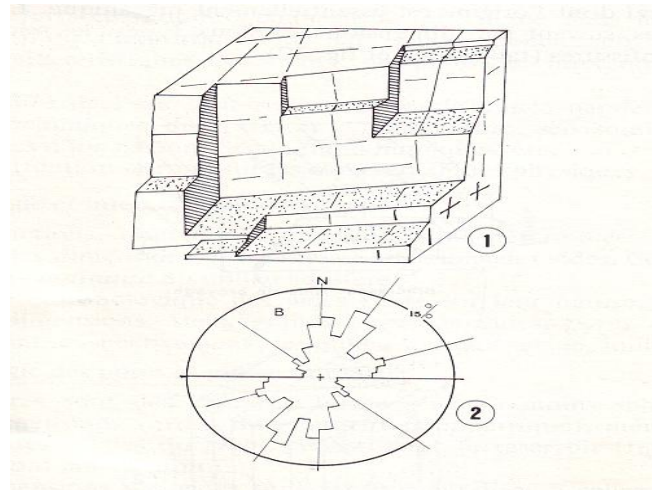
### 1.2. Roches à interstices.

Les caractéristiques physiques des roches réservoirs meubles sont étudiées et déterminées :

Au laboratoire sur échantillon : analyse granulométriques, porosité, analyse chimique, ...

Sur terrain ; lithologie, fissuration, ...

Nous allons nous intéresser qu'à l'étude au laboratoire, l'étude sur terrain se fait dans le cadre de la géologie.



3 : modelé karstique

av : aven – ca : canyon – co : colonne – do : doline – éb : éboulis – ex : exsurgence – ls : lac souterrain alimenté par une rivière souterraine – rr : relief ruiniforme – si : siphon – stm : stalagmite – stt : stalactite – vs : vallée sèche.

Figure 1. 1-Réseau de microfissures découpant le milieu fissuré.

2-Représentation d'un champ de fissuration.

3- Modelé karstique.

### 1.2.1. L'analyse granulométrique.

Dans l'analyse granulométrique, on ne s'intéressera qu'aux courbes cumulatives. Ces courbes expriment les poids cumulés des fractions ayant passées à travers les tamis, calculés en pour cent du poids total de l'échantillon. Figure 2. Plus la pente de la courbe est forte et plus la granulométrie est uniforme. La position de la courbe dans l'échelle granulométrique peut être caractérisée par des paramètres calculés empiriquement. Ce sont :

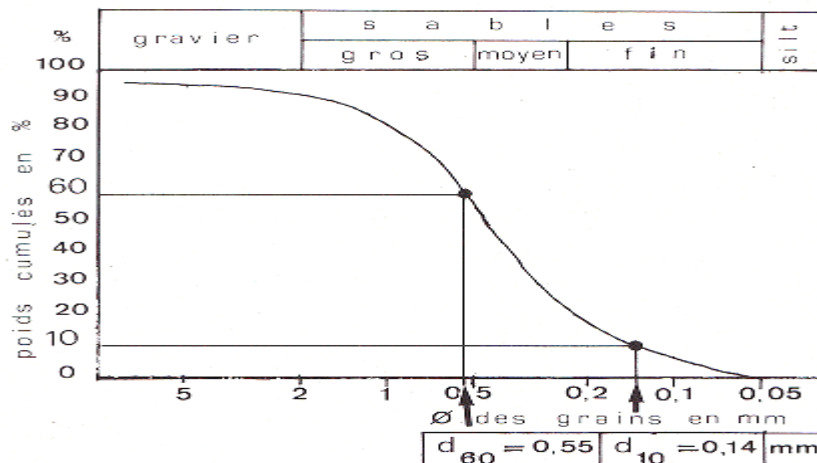
Le diamètre efficace (d10) est le diamètre pour lequel, il y ait 10% en poids du sédiment, de grains inférieurs à ce diamètre. Il est obtenu par lecture directe. On calcule de la même manière le d60.



Le diamètre  $d_{10}$  est très important en hydrogéologie, car les éléments fins dans les matériaux meubles jouent un rôle essentiel dans la perméabilité de ce matériau principalement par obstruction des pores.  
Le coefficient d'uniformité (U) est donné par la formule de HAZEN suivante :

$$U = d_{60} / d_{10}$$

Si  $U = 1$  la granulométrie est représentée par une droite verticale, elle correspond à une porosité maximale ;  
Si  $U < 2$  la granulométrie est dite uniforme  
Si  $U > 2$  la granulométrie est dite variée.



**Figure 2. Courbe granulométrique cumulative avec l'estimation des diamètres efficaces  $d_{10}$  et  $d_{60}$ .**

### 1.2.2. La porosité.

La porosité (m) est définie comme étant égale au rapport, exprimé en pour cent, du volume des vides ( $V_v$ ), au volume total ( $V_T$ ) de la roche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$m = ( V_v / V_T ) * 100$$

Si l'on connaît le volume des éléments solides ( $V_s$ ) qui le contient, la porosité sera exprimée par la formule suivante :

$$m = ( \frac{V_T - V_s}{V_T} ) * 100$$

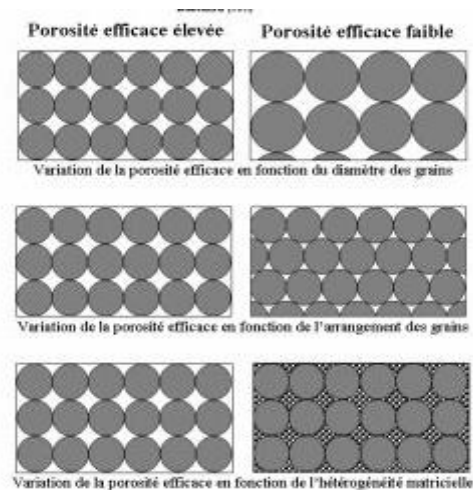
On distingue :

Une porosité totale (m) ;

Une porosité efficace ( $m_e$ ) avec :

$$m_e = \frac{\text{Volume de l'eau gravifique}}{\text{Volume total de la roche}}$$

Cette porosité efficace est fonction du diamètre des grains, de l'arrangement des grains et de l'hétérogénéité du sédiment. Elle est forte ou faible selon les cas. Figure 3.



**Figure 3. Schématisation de l'influence de la taille et de l'agencement de grains sur la porosité.**

### 1.2.3. Classification de la porosité

On a une porosité :

- ouverte si les vides sont interconnectés ;
- fermée si les vides ne sont pas interconnectés ;
- d'interstice, du à la présence de pores interconnectés entre eux d'origine primaire ;
- De fissure due aux vides formés par :
  - Les plans verticaux de la roche, type failles ;
  - Plans horizontaux de la roche, type joints de stratification, schistosité, ...

Exemples de porosité :

- |                 |                              |                    |
|-----------------|------------------------------|--------------------|
| • Gros graviers | $m_e = 30 \%$                | } Porosité ouverte |
| • Gravier moyen | $m_e = 25 \%$                |                    |
| • Sable fin     | $m_e = 10 \%$                |                    |
| • Argiles       | $m_e = 40 \text{ à } 50 \%$  | } Porosité fermée. |
| • Calcaire      | $m_e = 0.5 \text{ à } 15 \%$ |                    |

La loi fondamentale de base qui régit l'écoulement de l'eau souterraine ou débit de la nappe est la loi de Darcy.

### 1.3. Conséquence hydrogéologique

L'eau se trouve dans des formations lithostratigraphiques que l'on identifie par les études géologiques (lithologiques et structurales). Les formations ayant la propriété de se laisser traverser par l'eau à des vitesses appréciables (de l'ordre de quelques mètres à quelques dizaines de mètres par an) sous l'effet de gradient sont dites **perméables**. Il s'agit de gravier



- sable - grès - calcaire fissuré ou karstifié - roche cristalline fissurée. Ces formations constituent les réservoirs qui sont limitées par des formations différentes, non conductrices d'eau dites **imperméables**. Les formations imperméables sont constituées par les argiles, les marnes, les silts et les roches massives ou cristallines non fissurées, ainsi que, selon les cas, par les évaporites. Les temps de transit sont de l'ordre du dm par année. Il existe également des formations ayant des caractéristiques intermédiaires constituées par des sables argileux ou des argiles sableuses principalement. Elles jouent un rôle important en hydrogéologie car elles permettent sous certaines conditions (importants gradients, grandes surfaces de contact) des échanges généralement verticaux entre aquifères superposés; on appelle ce phénomène la drainance. La différenciation entre formations perméables et imperméables est imprécise.

## **2. Caractéristiques chimiques**

Les caractéristiques chimiques des roches réservoirs sont importantes pour l'étude de la perméabilité et de la porosité et surtout pour la géochimie des eaux souterraines. En effet, par dissolution de leurs sels, les terrains ont une influence sur la composition chimique des eaux souterraines dans l'espace et dans le temps.

## **3. L'eau dans le sous sol**

### **3.1. Types d'eau dans le sol**

L'eau se trouve dans le sol sous diverses formes, selon sa position par rapport aux particules et selon son origine, elle se répartit dans le sol en trois catégories :

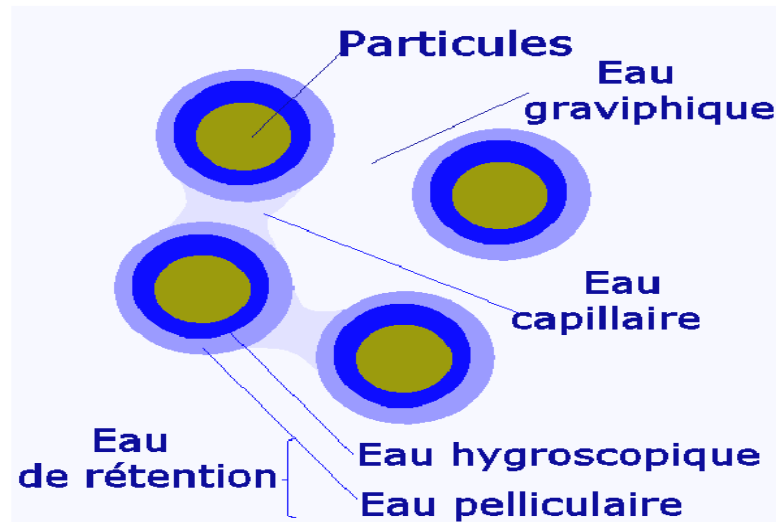
**Eau de rétention** : Elle comprend deux types d'eau :

- Eau pelliculaire : Elle entoure les particules du sol à la couche superficielle, et elle est utilisée par certaines plantes à forte pouvoir de succion.
- Eau hygroscopique : Elle se trouve au contact des particules solides en quantité variable et en fonction surtout de la texture du sol.

**Eau capillaire** : Elle se trouve dans les interstices du sol, on distingue l'eau capillaire isolée et l'eau capillaire continue :

- L'eau capillaire isolée ne subit pas l'action de la gravité.
- L'eau capillaire continue : Elle est utilisée par les plantes, elle se trouve dans les zones inférieures.

**Eau gravifique** : Elle occupe les espaces restés libre et subit l'action de la gravité. Les eaux gravifiques disparaissent rapidement par écoulement.



**Types d'eau dans le sol**

### 3.2 Les origines des eaux souterraines

#### Eaux météoriques

- La plupart des eaux souterraines ont une origine météorique, c.à.d. proviennent des précipitations (pluies, neiges) et de leur infiltration dans le sous sol. Dans les aquifères de grande taille, l'eau peut provenir des périodes où le climat était différent.

#### Eaux connées

- Les eaux quand les trouvent dans les profondeurs de la croûte terrestre à partir de 1 à 2 km, sont dérivées des réservoirs d'eaux météoriques qui sont réagies avec les roches environnantes. Souvent ces eaux sont relativement salées.

#### Eaux juvéniles

- Ces eaux sont libérées directement par des processus magmatiques en profondeur

### 4. Nappes et Aquifères

- **Aquifère** : formation géologique contenant de façon temporaire ou permanente de l'eau mobilisable, constituée de roches perméables (formations poreuses et/ou fissurées) et capable de la restituer naturellement et/ou par exploitation (drainage, pompage,...).
- **Aquitard** : couche de faible conductivité hydraulique mais qui peut transmettre de faibles flux d'eau verticalement d'un aquifère à un autre.
- **Aquiclude** : formation qui contient de l'eau, mais qui, vu sa très faible conductivité hydraulique, ne peut transmettre des quantités d'eau appréciables.
- **Aquifuge** : formation qui ne peut ni contenir ni transmettre de l'eau.

**Nappe d'eau souterraine** est une eau contenue dans les interstices ou les fissures d'une roche du sous-sol que constitue l'aquifère. Seule *l'eau libre*, c'est-à-dire capable de circuler dans la roche fait partie de la nappe.

- **Surface et niveaux piézométriques**

- **. Hauteur piézométrique recoupement**

- La hauteur piézométrique est mesurée à partir d'un plan de référence, de la colonne liquide statique qui s'établit dans un tube, installé en sol saturé, dont la partie inférieure est en communication avec un point de ce sol. Ce niveau est également appelé niveau statique quand la nappe est au repos.

- **. Niveau dynamique**

- Lors d'un pompage, le niveau d'eau dans le puits et la nappe évolue vers le bas ou après arrêt de pompage, il évolue vers le haut, on parle alors de niveau dynamique.

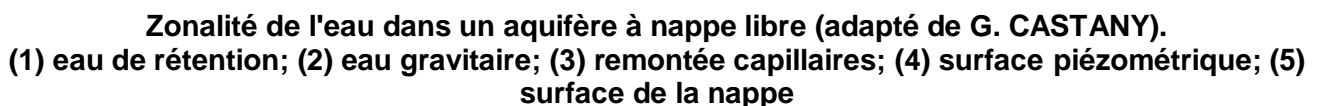
- **. Surface piézométrique**

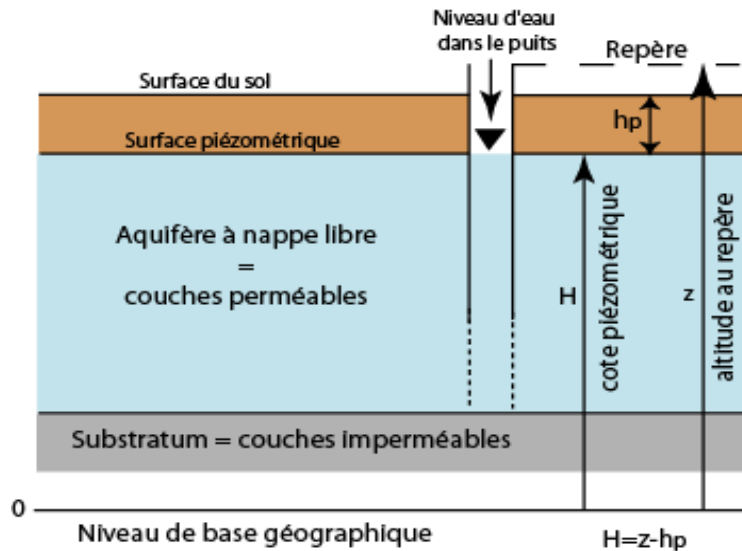
- La surface piézométrique d'une nappe libre est la surface supérieure de la zone saturée de l'aquifère. Les mêmes cotes de cette surface forment des courbes de niveau appelées courbes piézométriques car elles correspondent à des points de même charge hydraulique. L'eau de la nappe se déplace perpendiculairement aux courbes piézométriques.

- **Zonalité d'un aquifère**

Une coupe depuis la surface du sol jusqu'à la nappe phréatique montre la zonalité suivante:

- une zone non saturée contenant de l'air, de l'eau de rétention et de l'eau gravitaire en transit; la base de cette zone est imprégnée d'eau provenant de la remontée capillaire à partir de la zone saturée.
- une zone saturée contenant de l'eau de rétention et de l'eau gravitaire; la partie supérieure est imprégnée d'eau remontant par capillarité. Les piézomètres indiquent la position du sommet de l'eau gravitaire alors que le sommet de la nappe libre se situe au niveau de l'eau capillaire.

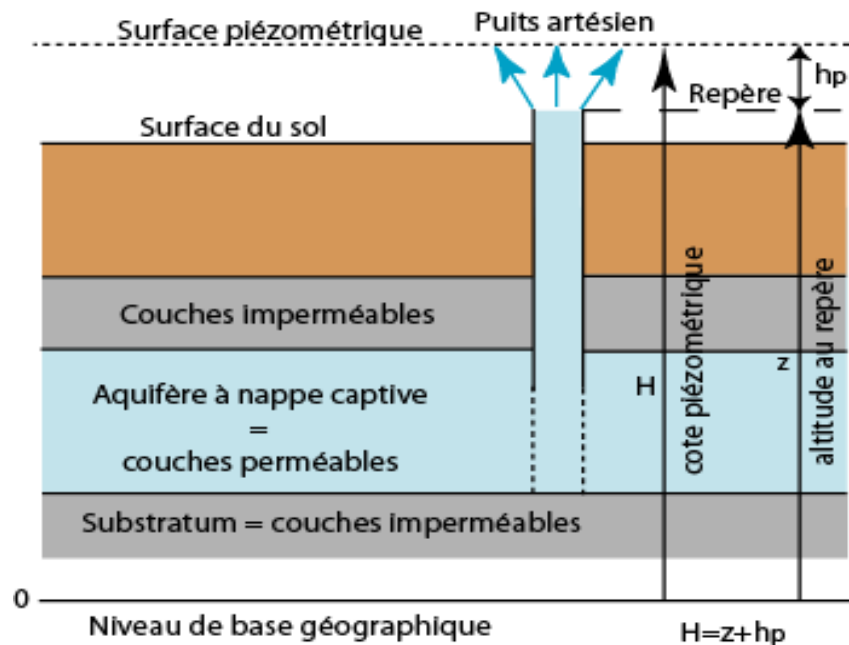




- **Les nappes captives**

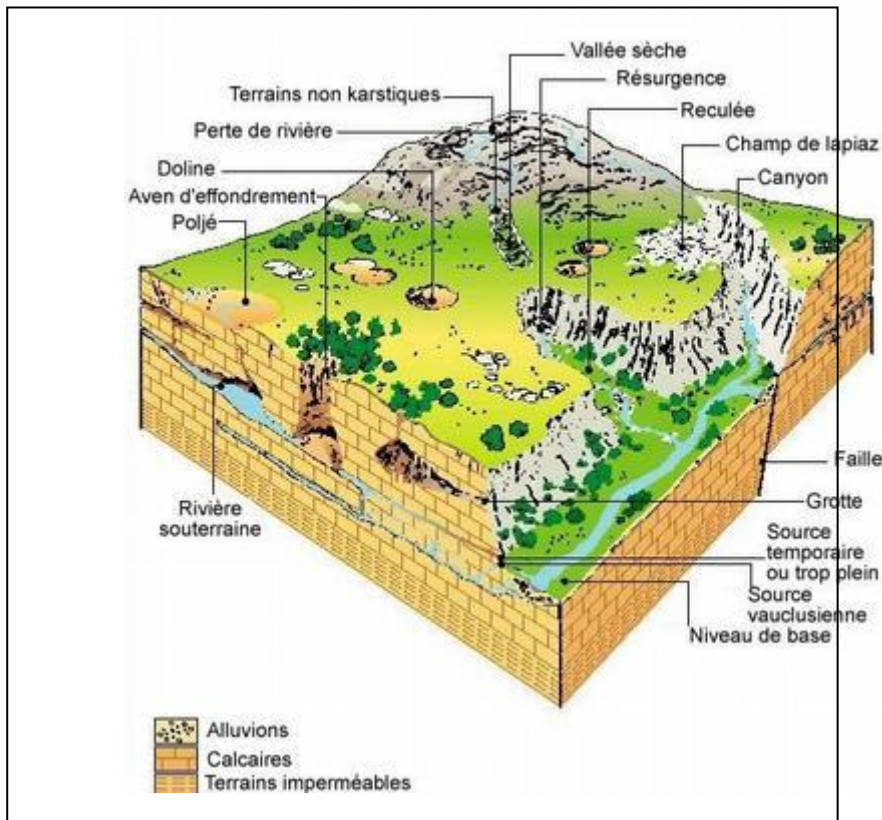
À l'inverse des précédentes :

- les nappes captives sont prisonnières entre deux couches de terrain imperméable ;
- leur alimentation ne s'effectue que par les affleurements du terrain perméable à l'intérieur duquel elles se trouvent incluses.
- La nappe est confinée car elle est surmontée par une formation peu ou pas perméable; l'eau est comprimée à une pression supérieure à la pression atmosphérique. A la suite d'un forage au travers du toit imperméable, l'eau remonte et peut jaillir: la nappe est artésienne. Le jaillissement peut disparaître par la suite si la nappe est exploitée au point de diminuer sa pression.



- **Nappe en pays karstique ou aquifère karstique**

Le mot Karst est le nom allemand de la région des plateaux calcaires à l'est de Trieste, en Slovénie. Le karst est toujours défini, à tort, uniquement comme un type particulier de morphologie. Or le paysage du karst résulte des écoulements souterrains particuliers qui se mettent en place progressivement dans les roches carbonatées (calcaires et dolomies) et dans les roches salines (gypse et parfois sel gemme). Le karst est donc également un aquifère puisque l'eau souterraine est totalement impliquée dans sa formation et dans son fonctionnement. Ainsi, le karst est constitué par un ensemble de formes souterraines et de surface et de conditions d'écoulements souterrains qui interagissent les unes sur les autres.



Dans ces roches, la dissolution et l'écoulement souterrain créent des conduits parfois pénétrables par l'homme; ces conduits sont organisés en réseau hiérarchisé de l'amont (les points d'infiltration d'eau dans la roche) vers l'aval (la source). En dehors du réseau karstique, les vides dans la roche sont constitués par des cavités et par les discontinuités de la roche (fissures, fractures et plans de stratification plus ou moins élargis par la dissolution) ; tous ces vides sont mal connectés hydrauliquement aux conduits. Cette organisation (= réseau karstique ou réseau de drainage) se fait à la manière de celle des fleuves et des rivières, en fonction de la pente générale et de la résistance opposée par la roche (perméabilité) ; elle peut être plus ou moins.



## 5. Loi de Darcy

### 5.1. Expérience de Darcy en milieu poreux

Henry Darcy en étudiant les fontaines de Dijon en France en 1856 a pu établir un modèle pour la circulation de l'eau souterraine. Entre les points A et B on a une perte de charge  $\Delta H$ . Ces points sont distants d'une longueur L et le tube a une section S. Figure 4.

Lorsque l'eau circule dans le sol, les particules liquides décrivent des trajectoires appelées ligne de courant. L'expérience montre que la vitesse moyenne de filtration entre les deux points A et B d'une même ligne de courant est proportionnelle à la perte de charge  $\Delta H$  et inversement proportionnelle au chemin  $\Delta L$  parcouru par les particules liquides. Cette vitesse est également proportionnelle à un coefficient k dont la valeur dépend de la nature du sédiment. On écrit alors

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad \text{est appelé gradient hydraulique.}$$

$$v = K i \quad \text{est appelé vitesse de filtration.}$$

C'est la célèbre loi de Darcy. Sa deuxième forme est la suivante :

$$Q = K i S$$

Avec :

Q : débit en  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

K : un coefficient de proportionnalité qui définit le coefficient de perméabilité en m/s;

i : le gradient hydraulique sans dimension;

S : section en  $\text{m}^2$ .

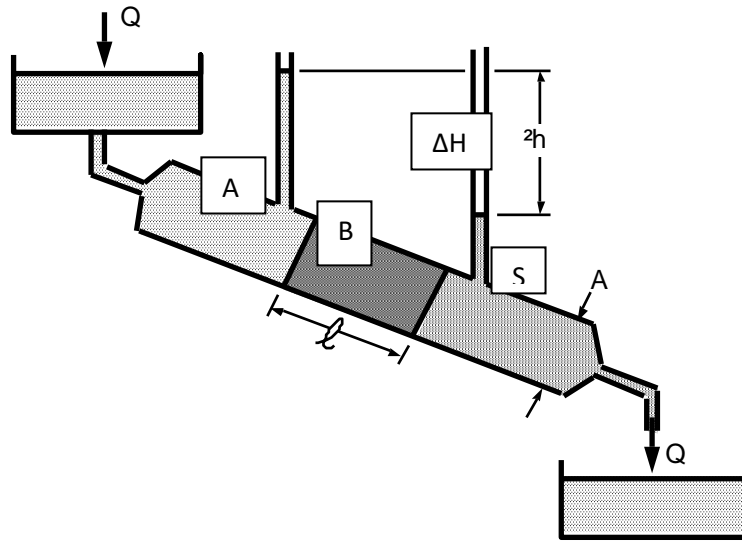
Généralement, cette loi s'écrit de la manière suivante :

$$Q = K S \, dh/dl.$$

Quelques exemples de valeurs de la porosité associée à celles du coefficient de perméabilité ont été présentés dans le tableau 1.

**Tableau 1 : Quelques exemples de valeurs de la porosité associée à celles du coefficient de perméabilité.**

Sol	Porosité	Perméabilité (m/s)
Sable grossier	27%	$3 \times 10^{-3}$
Sable moyen	32%	$5 \times 10^{-4}$
Sable fin	34%	$1 \times 10^{-4}$
Silt	40%	$2 \times 10^{-6}$
Argile	50%	$\leq 10^{-8}$



**Figure 4. Dispositif expérimental de l'expérience de Darcy.**

## **5.2. Conditions d'application de la loi de Darcy**

La loi de Darcy est établie suite à des expériences de laboratoire répondant à des conditions très strictes :

- Continuité du réservoir;
- Isotropie du milieu;
- Homogénéité de la couche aquifère;
- Écoulement laminaire.

Ces conditions paraissent très restrictives si l'on considère les nombreuses variations lithologiques des formations hydrogéologiques. Mais en réalité, les cas où cette loi n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réservoirs karstiques et au voisinage des ouvrages quand la vitesse d'écoulement est très élevée. Il semblerait que la loi de Darcy ne serait valable que pour des nombres de Reynolds inférieurs à une certaine limite qui pourrait être comprises entre 1 et 10, ce qui correspondrait, pour les sables d'un diamètre de l'ordre du mm et à des vitesses comprises entre 0.1 et 1 cm/s.

## **5.3. Perméabilité des roches meubles à l'aide de formules empiriques**

Un terrain est perméable pour un diamètre limite des grains de 1/100 mm au minimum donc la perméabilité est fonction de la granulométrie. Elle est également fonction de la porosité. Plusieurs formules indicatrices de la perméabilité ont été établies pour des sables homogènes.

### Formule de HAZEN

$$K = C d_{10}^2$$

avec :

C un coefficient qui varie entre 46 et 142 selon la porosité.  
 $d_{10}$  diamètre spécifique des grains.

### Formule de TERZAGUI

$$K = (800 \text{ à } 4\,600) \frac{(n - 0.13)^2}{(1 - n)^{1/2}} d_{10}^2$$

Avec

n : la porosité.

### Formule américaine

$$K = 150 d_{10}^2 \frac{n^6}{45} \frac{t + 10}{6}$$

Avec

t : température en °F.

### 5.4. Généralisation de la loi de Darcy

Un écoulement se définit par trois vecteurs de vitesse.

Vecteur horizontal  $V_x = - K_w \frac{dh}{dx}$

Vecteur latéral  $V_y = - K_y \frac{dh}{dy}$  C'est la loi de Darcy. Le signe négatif (-) est en liaison avec l'écoulement qui se fait vers les charges les plus faibles.

Vecteur vertical  $V_z = - K_z \frac{dh}{dz}$

Pour un milieu isotrope  $K_w = K_y = K_z$ .

Dans un système à 3 dimensions, l'équation de Darcy devient :

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

$$K = \begin{Bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{Bmatrix}$$

## 5.5. Application de la loi de Darcy à un aquifère

### . Charge hydraulique

L'énergie totale de l'aquifère est exprimée par sa charge hydraulique.

Energie totale (charge hydraulique) = Energie potentielle (hauteur d'eau et pression)  
+ Energie cinétique (vitesse)

En un point M, la charge hydraulique vaut

$$h_M = Z_M + \frac{P_M}{\rho \cdot g} + \frac{V_M^2}{2g}$$

- La composante d'énergie cinétique  $\frac{V_M^2}{2g}$  est négligeable en raison des faibles vitesses d'écoulement dans les sols (quelques cm/s)
- $\rho g$  = poids volumique de l'eau =  $\gamma_w$  (=10 kN/m<sup>3</sup>) ;
- $P_M$  = pression du fluide (= 0 si sol non chargé) ;
- $Z_M$  cote prise depuis la surface de référence.

Au point M, la charge hydraulique, définie à une constante près, devient :

$$h_M = Z_M$$

### Niveau piézométrique

La mesure du niveau piézométrique est l'opération de base en hydrogéologie. On utilise généralement des sondes électriques manuelles ou automatiques qui enregistrent les fluctuations du niveau piézométrique au cours de l'année. Pour les aquifères à nappe captive, on mesure la hauteur du jet d'eau au dessus du sol. Le pompage provoque le rabattement de la surface piézométrique et on mesure le niveau dynamique. Figures 5 et 6.

### Gradient hydraulique

On le calcule en plaçant deux piézomètres distants de L mètres. Le gradient est le rapport entre la différence du niveau piézométrique  $\Delta H$  des piézomètres et la distance L. On utilise également les cartes piézométriques pour déterminer le gradient hydraulique. Figure 7.

### Perméabilité

La perméabilité est l'aptitude du réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. Elle est mesurée par le coefficient de perméabilité K défini par la loi de Darcy comme le volume d'eau gravifique traversant une unité de section perpendiculaire à l'écoulement en 1 seconde sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique. En prenant comme unité le m<sup>2</sup> et le m<sup>3</sup>, K est exprimé en m/s.

Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du réservoir (granulométrie, porosité efficace) et des caractéristiques du fluide (viscosité, température et masse volumique). Il est grossièrement

proportionnel au carré du diamètre des grains pour une nappe libre. Il varie de 10 m/s à  $10^{-11}$  m/s. Un matériau est considéré imperméable au-delà de  $10^{-9}$  m/s. Tableau 2.

### Transmissivité

Elle caractérise la productivité d'un captage. C'est le produit du coefficient de perméabilité  $K$  par l'épaisseur de la zone saturée  $h$ . Elle est exprimée alors en  $m^2/s$ .

### Diffusivité

Elle caractérise la vitesse de réaction d'un aquifère face à une perturbation généralement suite à l'intrusion d'une pollution. Ce paramètre est obtenu en faisant le rapport de la transmissivité sur le coefficient d'emménagement.

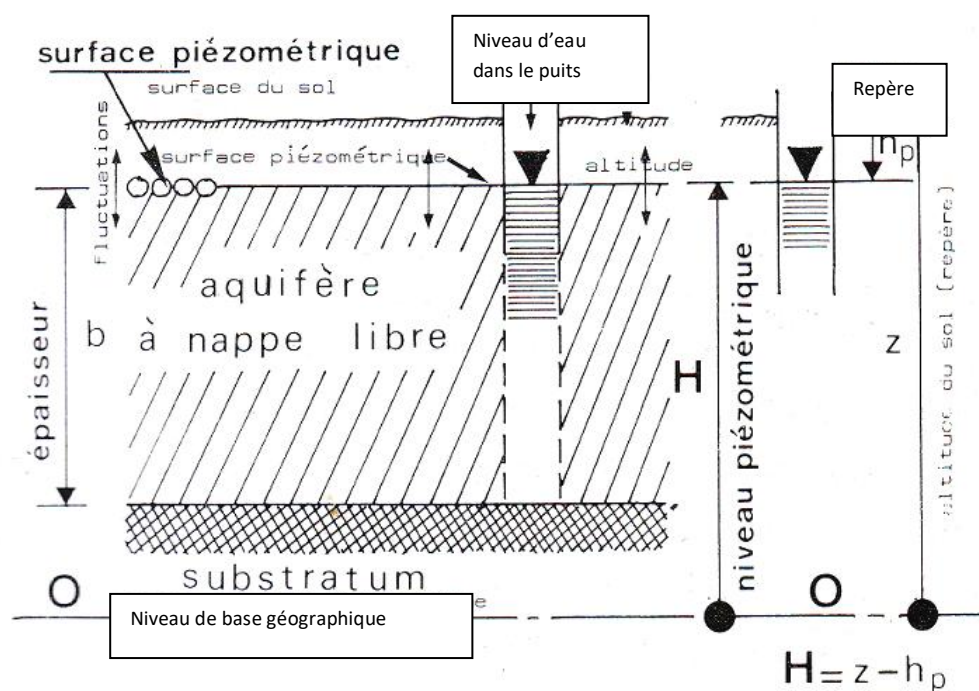


Figure 5. Mesure du niveau piézométrique dans un aquifère à nappe libre.

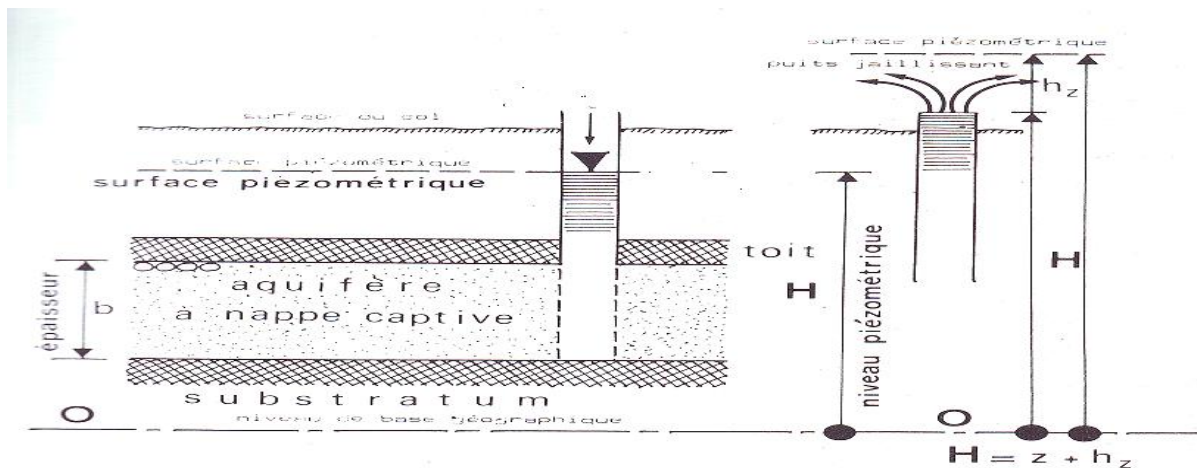


Figure 6. Mesure du niveau piézométrique dans un aquifère à nappe captive.

Tableau 2 : Variation de la perméabilité en fonction du diamètre des gains.

$K_{(m/s)}$		$10^1 \quad 1 \quad 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}$													
GRANULOMETRIE	homogène	Gravier pur			Sable pur		Sable très fin			Silt			Argile		
	variée	Gravier gros et moyen		Gravier et sable		Sable et argile-Limons									
DEGRES DE PERMEABILITE		TRES BONNE					BONNE			MAUVAISE				NULLE	
TYPES DE FORMATIONS		PERMEABLES					SEMI-PERMEABLES					IMPER.			

limites conventionnelles

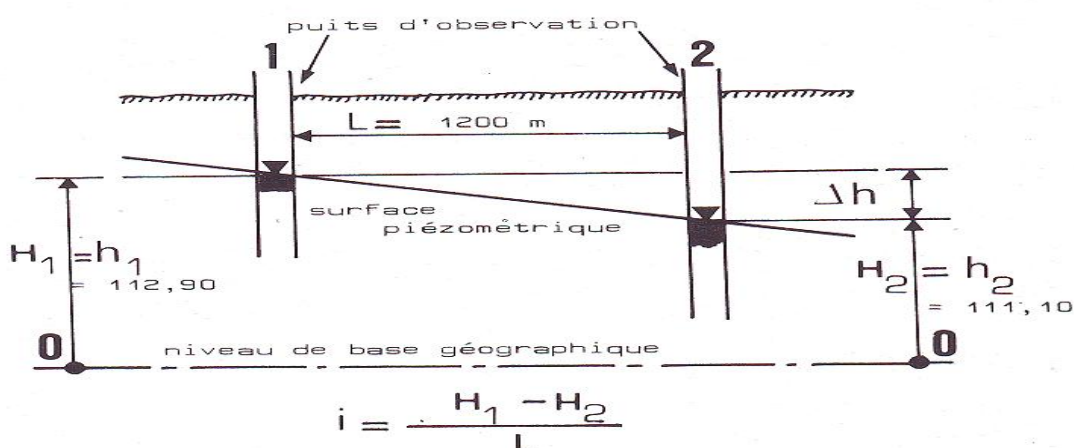


Figure 7. Calcul du gradient hydraulique sur terrain.



Sur le terrain, la transmissivité est mesurée par les pompages d'essai. Un pompage d'essai consiste à pomper dans un forage selon un protocole déterminé et à interpréter le rabattement de la surface piézométrique de la nappe au moyen de plusieurs piézomètres disposés à quelques dizaines ou centaines de mètres du point de forage. L'interprétation des données nécessite un traitement complexe qui est largement informatisé de nos jours. Cet essai permet de connaître la quantité optimale d'eau pouvant être prélevée dans la nappe.

## **5-6 Estimation du débit**

### **5-6-1 Débit d'une nappe**

C'est le volume d'eau traversant une section transversale de l'aquifère en une unité de temps. Son calcul est délicat; il faut connaître l'épaisseur de l'aquifère et l'écartement des courbes piézométriques. Figure 8. Pour les grandes nappes, on subdivise la section générale en sections élémentaires équipés de couples de piézomètres (forage d'essai). Le débit d'une nappe peut être évalué par la loi de Darcy :

$$Q = K * A * i$$

avec :

Q : débit en m<sup>3</sup>/s;

K : coefficient de perméabilité en m/s;

A : section de la nappe en m<sup>2</sup>;

i : gradient hydraulique.

### **5-6-2 Écoulements vers les ouvrages de captage.**

#### **1-Définitions préalables et hypothèses de base**

#### **2-Ecoulements permanents**

##### **2-1 ouvrages reposant sur le substratum imperméable**

##### **2-1-1 rabattement par une tranchée**

##### **2-1-2 rabattement par puits**

##### **2-1-2-1 en nappe libre**

##### **2-1-2-2 en nappe captive**

#### **3-Ecoulement non permanents vers un puits**

##### **3-1 Théorie de THEIS**

##### **3-2 Formule d'approximation logarithmique de Jacob**

#### **4-Essais de pompage**

## OUVRAGES DE CAPTAGE

Ouvrages permettant de mobiliser l'eau gravitaire du sol

Ouvrages de captage pour l'approvisionnement en eau:

- puits : diamètre important et faible profondeur
- forages : faible diamètre et profondeur élevée

Ouvrages de captage pour *l'élimination des eaux excédentaires*:

- nuisibles aux cultures (fossés de drainage, drains, puits de drainage)
- nuisibles aux ouvrages de génie civil

### Approches de simulation

#### Approche à base physique

Equations mécanistes classiques:

eq. de Darcy :  $q = -K \cdot \text{grad } H$

eq. de continuité :  $0 = -\text{div } q$  (écoulement saturé)

$$K_s \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_s \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + K_s \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \nabla^2 H = 0$$

$\text{div } [K \cdot \text{grad } H] = 0$  OU

: (eq. Laplace)

Equation aux dérivées partielles (deuxième ordre, elliptique): conditions aux limites difficiles à spécifier, domaine d'écoulement (surface de la nappe) non défini a priori nécessite de disposer de méthodes numériques appropriées.

### Approche simplifiée

Hypothèses simplificatrices (Dupuit-Forchheimer) équations simples, fréquemment utilisées pour résoudre vers les ouvrages les problèmes d'écoulement peu profonds (tosses, drains, puits, etc.).

#### Hypothèses de Dupuit-Forchheimer

- milieu homogène, isotrope et indéformable
- composante verticale des vitesses négligeable
- vitesses identiques en tous points d'une même verticale

*équipotentiels théoriques verticaux écoulement 1D - H1 pour lequel le flux vaut (Darcy):*

$$Q = k_x dh/dx = k_x dz/dx$$

$z(x)$  : courbe de rabattement (dépression) de la nappe

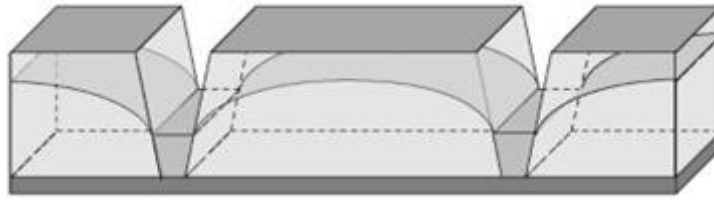
Sous les hypothèses retenues, le flux en chaque point est donc proportionnel à la pente de la nappe.

Écoulements permanents vers les ouvrages de captage

Approche simplifiée de Dupuit (1863)

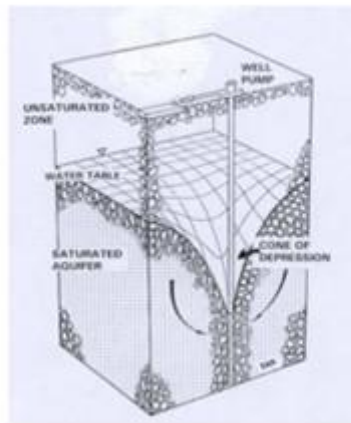
**Nappe cylindrique** : écoulement vers une tranchée, un drain ou un canal

- génératrices de la surface de la nappe parallèles à la tranchée ou aux drains
- écoulement dans un plan vertical perpendiculaire à la tranchée ou aux drains



### **Nappe à filets convergents : écoulement vers un puits ou un forage**

- la nappe prend l'aspect d'une surface conique de révolution
- l'écoulement fait l'objet d'une symétrie axiale. Avec les hypothèses de Dupuit, dans les deux cas, l'écoulement bi-dimensionnel devient mono-dimensionnel et peut être étudié dans un plan vertical quelconque.



### **Rabatement par un contre-canal**

**Objectif:** calcul du **débit unitaire**  $Q_y$  d'un canal alimenté par une rivière (contre canal) en régime permanent

**Hypothèses:** ouvrages reposant sur le substratum imperméable et à parois verticales

Distance rivière-canal:  $L$

Hauteur de l'eau dans la rivière:  $h$

Hauteur de l'eau dans le contre-canal:  $Z$ .

On a:  $Q_y = q S = q z$  (1 m)  
 $q = -K_x dH / dx = -K_x dz / dx$

$$Q_y = -K_x z dx / dz$$

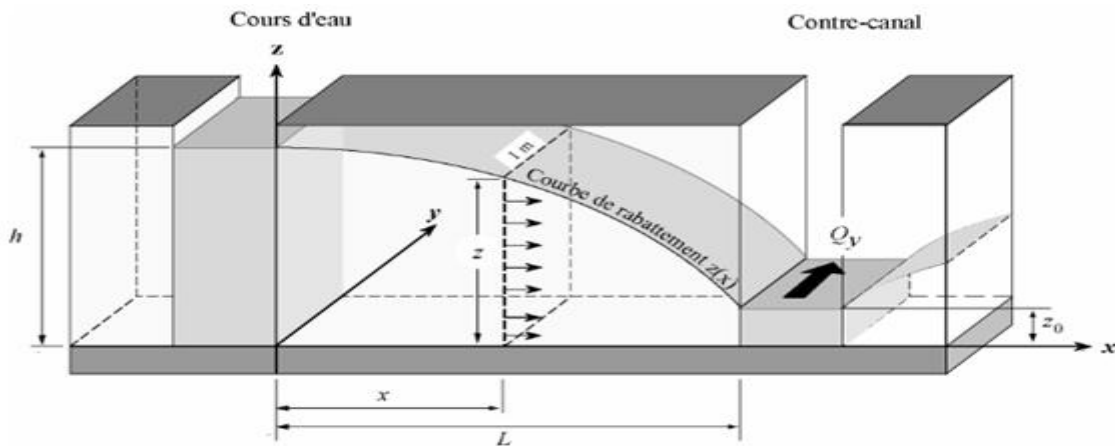
$$Q_y \int_0^L dx = -K_s \int_h^{z_0} z dz \quad \text{soit :} \quad Q_y L = \frac{K_s}{2} (h^2 - z_0^2)$$

$$Q_y = \frac{K_s}{2L} (h^2 - z_0^2)$$

Pour un canal de longueur D :

$$Q = \frac{K_s D}{2L} (h^2 - z_0^2)$$

Q : débit du canal, compte-tenu des propriétés hydrauliques du sol et de la géométrie du système d'écoulement.



### Rabattement par un contre-canal

#### Rabattement par un canal unique

Les équations du rabattement par un contre-canal peuvent être étendues au cas du **rabattement d'une nappe par un canal (fossé ou tranchée) unique**, en dehors de l'existence d'un ouvrage d'alimentation. Dans ce cas, la distance L caractérise la zone d'influence du canal sur le niveau de la nappe (**distance d'action ou distance d'influence**):

$$L = \frac{K_s}{2Q_y} (h^2 - z_0^2)$$

#### Rabattement par un contre-canal

Equation  $z(x)$  de la courbe de rabattement de la nappe

Pour un point  $(x, z)$  quelconque, l'équation du débit devient:

$$Q_y = \frac{K_s}{2x} (z^2 - z_0^2)$$

En égalant les 2 expressions fournissant le débit, on obtient:

$$\frac{K_s}{2x} (z^2 - z_o^2) = \frac{K_s}{2L} (h^2 - z_o^2)$$

Il vient donc :

$$(z^2 - z_o^2) = \frac{x}{L} (h^2 - z_o^2)$$

Ou

$$z^2 = \frac{(h^2 - z_o^2)}{L} x + z_o^2$$

La surface de la nappe est donc **cyindrique**, d'axe parallèle au canal et de forme **parabolique**.

### **Rabatement par puits en nappe libre**

**Objectif** : calculer le **débit** Q que l'on peut extraire d'un puits de rayon r atteignant le substratum Imperméable, de sorte à maintenir une hauteur d'eau z, constante dans le puits, lorsque le régime permanent est atteint. L'influence du pompage se fait sentir sur une certaine distance R (**rayon d'action**) de l'axe du puits.

Surface de la nappe = surface conique de révolution (cône de dépression). Isopièzes: cercles concentriques; les filets liquides convergent vers le puits.

**nappe à filets convergents**

Débit Q à travers une surface cylindrique de rayon x et de hauteur z concentrique au puits:

$$Q = q S \quad \text{et} : \quad S = 2 \pi x z$$

$$q = K_s \frac{dH}{dx} = K_s \frac{dz}{dx}$$

$$Q = 2 \pi x z K_s \frac{dz}{dx}$$

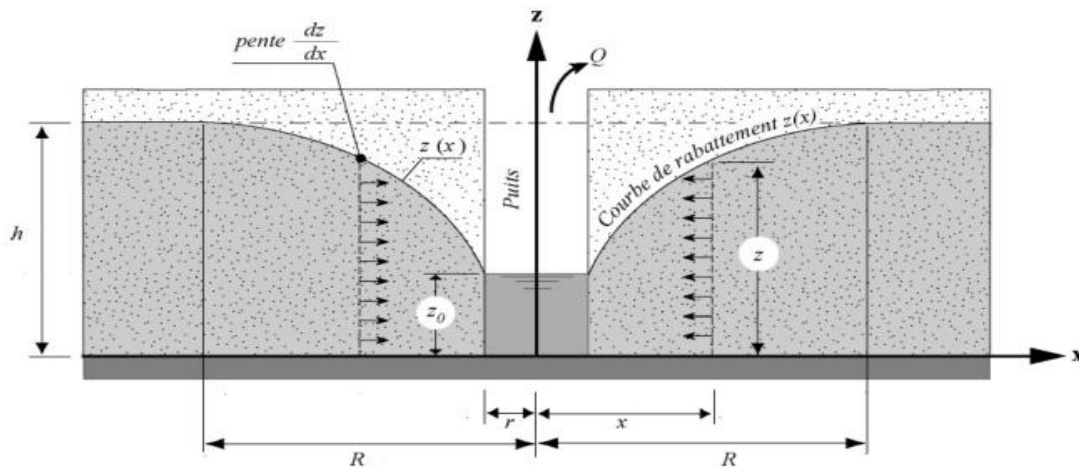
$$Q \int_r^R \frac{dx}{x} = 2 \pi K_s \int_{z_o}^h z dz$$

En intégrant:

$$Q (\ln R - \ln r) = \frac{2 \pi K_s}{2} (h^2 - z_o^2)$$

soit:

$$Q = \pi K_s \frac{(h^2 - z_0^2)}{\ln(R/r)}$$



### Rabatement par un puits en nappe libre

#### Rabatement par puits en nappe libre

##### Calcul de l'équation de la surface de la nappe $z(x)$

Pour un point  $(x, z)$  quelconque, l'éq. de débit devient:

$$Q = \pi K_s \frac{(z^2 - z_0^2)}{\ln(x/r)}$$

En égalant les 2 expressions fournissant le débit, on obtient:

$$\pi K_s \frac{(z^2 - z_0^2)}{\ln(x/r)} = \pi K_s \frac{(h^2 - z_0^2)}{\ln(R/r)}$$

$$(z^2 - z_0^2) = (h^2 - z_0^2) \frac{\ln(x/r)}{\ln(R/r)}$$

$$z^2 = (h^2 - z_0^2) \frac{\ln(x/r)}{\ln(R/r)} + z_0^2$$

Où

La surface de la nappe est **convergente** ou conique.

$z^2$  varie **linéairement** avec le logarithme de la distance  $x$  au puits.

La surface de la nappe est donc représentée par une **surface de révolution à écoulement convergent de type logarithmique**.



### Rabatement par puits en nappe captive

Si l'eau peut être supposée incompressible, le débit  $Q$  à travers une surface cylindrique concentrique au puits de rayon  $x$  et de hauteur  $e$  peut se calculer par:

$$Q = q S = q 2 \pi x e$$

$$q = K_s \frac{dH}{dx} = K_s \frac{dz}{dx} \quad (z(x) : \text{surface piézométrique})$$

$$Q = 2 \pi x e K_s \frac{dz}{dx}$$

soit:

$$Q \int_r^R \frac{dx}{x} = 2 \pi e K_s \int_{z_0}^h dz$$

$h$  : hauteur de la surface piézométrique dans la zone non Influencée par le puits  
et donc:

$$Q = \frac{2 \pi K_s e}{\ln(R/r)} (h - z_0)$$

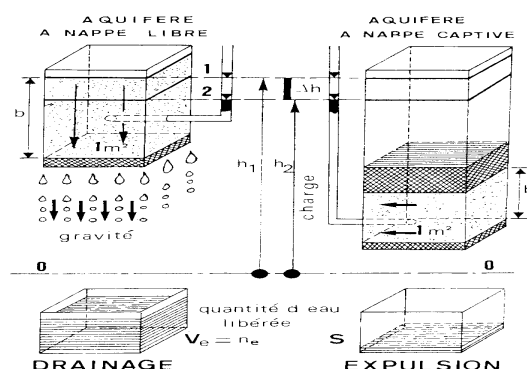
### **Coefficient d'emmagasinement**

Une caractéristique hydraulique importante d'un aquifère est la connaissance du volume d'eau libéré ou emmagasiné par unité de surface à la variation de charge correspondante. Figure 13. C'est le coefficient d'emmagasinement :  $S$ .

Physiquement, on le définit comme la quantité d'eau libérée (eau gravitaire) d'un prisme vertical de  $1 \text{ m}^2$  de base et de la hauteur de l'aquifère sous une variation unitaire de la charge hydraulique ( $\Delta h = 2 - 1 = 1$ ).  $S$  s'exprime en %.  $S$  se mesure par des pompages d'essai.

. **Dans un aquifère libre**, l'eau est libérée par l'action des forces de gravité (drainage). Le coefficient d'emmagasinement  $S$  est égale, en pratique, à la porosité efficace (la porosité résiduelle concerne l'eau de rétention). Les valeurs usuelles vont de 1% pour certains limons et jusqu'à 30- 40% pour les alluvions grossiers bien lavés.

**Figure 13. Détermination du coefficient d'emmagasinement.**



.. Dans un aquifère captif ou semi-captif, l'expulsion de l'eau est le résultat de la compression de l'aquifère et de la baisse du niveau statique lors du pompage provoquant une baisse de pression, une détente élastique et une déformation du solide libérant l'eau (actions d'élasticité de l'eau et du solide). Les modules d'élasticité étant faibles, le volume d'eau libéré est beaucoup plus petit, à caractéristiques égales, que pour les nappes libres. Le coefficient d'emménagement S est ici de 100 à 1 000 fois (voir 10 000 fois) plus petit. Les valeurs usuelles se situent entre 0,1 et 0,01 %.

Le coefficient d'emménagement se mesure sur le terrain au moyen d'essais de pompage.

## 6. Etude des cartes piézométriques

### 6.1. Définition

Les puits et les forages exploitant les eaux d'un aquifère, présentent un niveau d'eau dont la profondeur est appelée par convention, niveau piézométrique, noté H. Souvent ce niveau d'eau est mesuré dans des ouvrages de petit diamètre, appelé piézomètre. Quand le niveau piézométrique est rapporté à l'altitude de ce point d'eau, on parle de cote piézométrique. Les différentes cotes piézométriques sont reliées par des courbes d'égale cote piézométrique qu'on appelle courbe hydroisohypse ou isopièze. Ces différentes courbes permettent de visualiser la morphologie de la surface piézométrique de la nappe en une date donnée. Les courbes isopièzes sont perpendiculaires à la trajectoire de l'eau qu'on appelle ligne de courant.

### 6.2. Etablissement des cartes piézométrique

L'inventaire de tous les points d'eau de la nappe étudiée (source, puits, forage, plan d'eau ...) permet de mesurer le niveau statique de chaque point d'eau et de calculer sa cote piézométrique. Les mesures de terrain doivent être prises en un laps de temps le plus court possible. L'établissement de la carte piézométrique nécessite l'élimination d'un certain nombre de points d'eau en fonction de l'échelle et de l'équipement. Cette procédure a pour but l'élimination des irrégularités piézométriques locales afin d'aboutir à un document final évolutif dans l'espace. On aura ainsi, la morphologie de la surface piézométrique à un instant donné à l'aide de la méthode d'interpolation triangulaire. Figure 14.

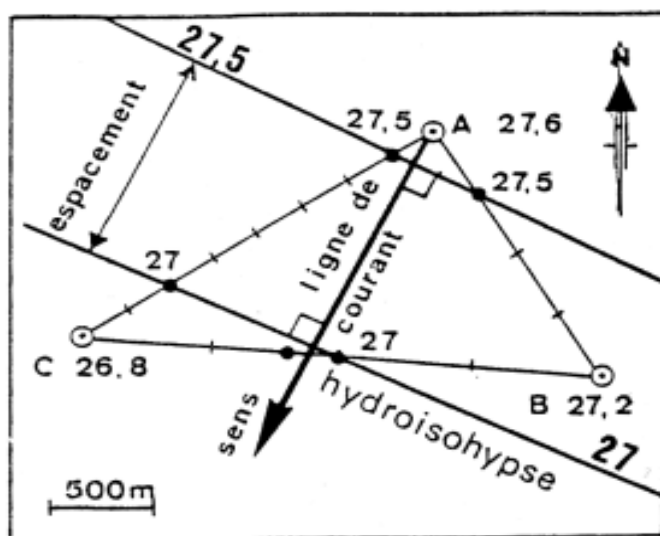


Figure 14. Méthode d'interpolation triangulaire.

### 6.3. Habillage de la carte

Pour faciliter la lecture et l'interprétation de la carte, il est utile de procéder à un habillage qui consiste à tracer des lignes perpendiculaires aux courbes piézométriques et de les orienter avec une flèche qui doit être placée du côté des courbes piézométriques les plus basses. Figure 15. Ces lignes on les appelle *ligne de courant*. Qui permettent de montrer :

- Le sens de l'écoulement ;
- De détecter les axes de drainage ;
- De détecter les axes d'écoulement préférentiels ;
- Les lignes de partage des eaux ;
- Localiser les dômes et les dépressions piézométriques ;
- De définir les conditions aux limites.

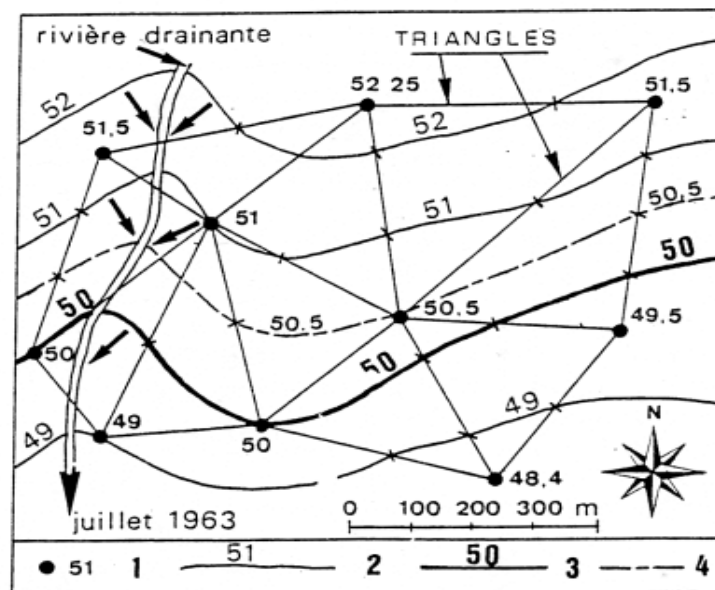


Figure 15. Habillage de la carte.

### 6.4. Conditions aux limites

L'identification du comportement hydrodynamique de l'aquifère repose sur une définition rigoureuse des conditions aux limites qui sont de deux types :

- Géologiques ;
- Hydrodynamiques.

Les conditions aux limites géologiques sont fixes ; il s'agit :

- Du substratum ;
- Du toit ;
- Des passages latéraux de faciès ;
- Des biseaux de transgression ;
- Des failles.

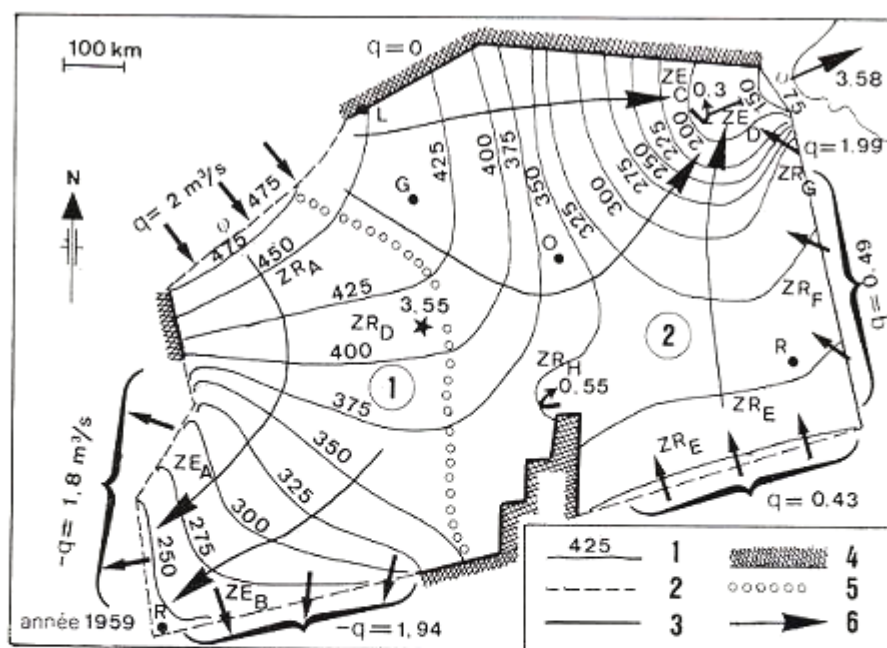
Les conditions aux limites hydrodynamiques sont variables ; il s'agit :

La limite à flux imposé. Cette limite témoigne de la présence d'une circulation d'eau à la limite de l'aquifère soit par entrée soit par sortie ;

La limite à potentiel imposé où on a une liaison d'un plan d'eau en surface en liaison avec l'aquifère ;

La limite étanche où on n'a pas de circulation d'eau sur les limites suite à la présence d'un écran étanche sur la limite.

Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> type de limite se traduit par des courbes piézométriques obliques ou parallèles à la limite de l'aquifère, par contre le 3<sup>ème</sup> type se traduit par des courbes piézométriques perpendiculaires à la limite de l'aquifère. Figure 16.



**Figure 16.** Schéma du comportement hydrodynamique de l'aquifère à nappe captive du continental intercalaire du Sahara septentrional. D'après UNESCO (1972). Schéma obtenu par les études hydrogéologiques affiné par calage du modèle mathématique de simulation hydrodynamique en régime permanent. Zones hydrogéologiques.

Conditions aux limites : 1, courbe hydroisohypse et son niveau piézométrique ; 2, limite à potentiel imposé ; 3, limite à débit imposé entrant et sortant ; 4, limite à débit nul ; 5, ligne de partage des eaux souterraines ; 6, grands axes de flux d'écoulement.

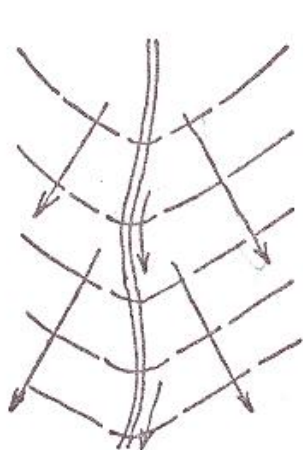
## 6.5. Relation eau de surface-eau souterraine

Les de surface peuvent être en contact direct avec les eaux souterraine d'une nappe alluviale. Figure 17. Trois cas peuvent se présenter.

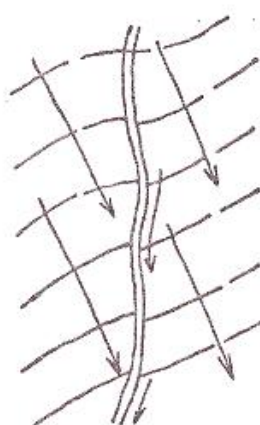
Les eaux de surface s'infiltrent en profondeur pour alimenter les eaux de la nappe alluviale. Dans ce cas les courbes piézométriques forment une concavité tournée vers l'amont et on parle d'une *alimentation*.

Les eaux souterraines peuvent émerger en surface pour alimenter les cours d'eau, ceci se traduit par des courbes piézométriques ayant une concavité tournée vers l'aval et on parle alors de *drainage* ;

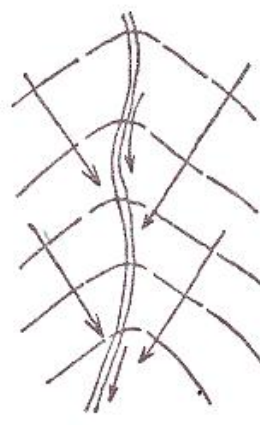
Un cas mixte où suite à une topographie particulière, le cours d'eau alimente l'aquifère alluvionnaire du coté le plus haut et draine ce dernier du coté le plus bas. Les courbes piézométriques auront une double concavité et on aura un cas mixte.



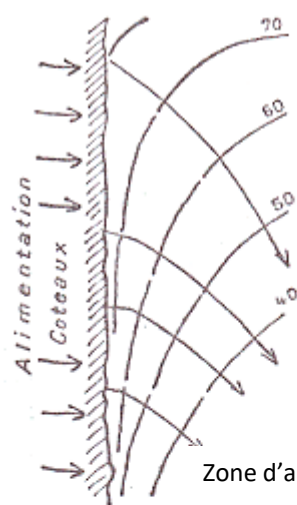
**Alimentation de la nappe**



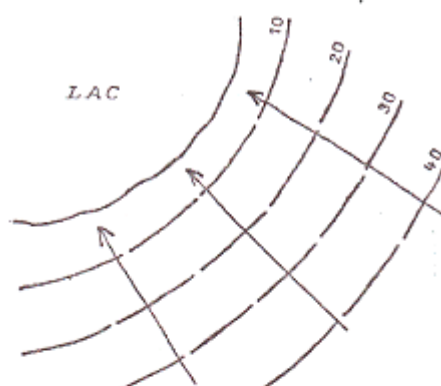
**Cas mixte**



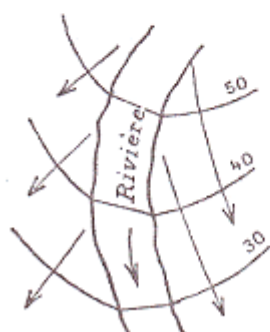
**Drainage de la nappe**



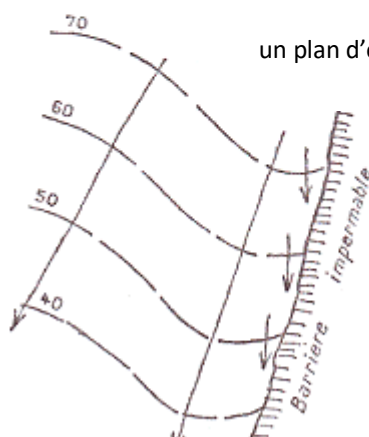
Zone d'alimentation



Ecoulement vers  
un plan d'eau libre



Alimentation d'une nappe  
par une rivière



Obstacle à l'écoulement

**Figure 17 : Relation eau de surface-eau souterraine.**

## 7.Détermination des paramètres hydrodynamiques des aquifères.

Un essai de pompage est une des méthodes les plus utilisées pour la détermination des propriétés hydrauliques des horizons aquifères et des bancs encaissants. Des résultats sont représentatifs d'un espace d'autant plus important qu'il y'a plus de points isolés d'observation. On se limitera qu'aux essais de pompage dans les dépôts détritiques.

### 7.1 Définitions et buts

Un pompage à débit constant dans un puits ou un forage permet :

- de déterminer la transmissivité (T) et le coefficient d'emmagasinement (S) ;
- d'étudier qualitativement les conditions aux limites ;
- d'observer en vraie grandeur, l'effet de l'exploitation sur un aquifère ;

d'où l'utilisation très fréquente des essais de pompage pour l'étude hydrodynamique des aquifères.

A partir d'un état initial stabilisé que possible, on met en route un pompage à débit constant dans un forage, et on observe l'évolution du mouvement d'eau dans le forage lui même et si c'est possible dans un certain nombre de piézomètres voisins. La cadence des mesures est très rapide initialement (toutes les minutes ou moins si c'est possible) et se ralentie avec le temps.

Le pompage dans un aquifère, crée une dépression en forme d'entonnoir autour du forage. C'est ce qu'on appelle le cône de dépression. Figure 18.

Les deux données géométriques du cône de dépression à un instant donné sont :

- le rabattement ( $s_p$ ) mesuré par l'abaissement du niveau piézométrique dans l'ouvrage. Le plan d'eau, dans l'ouvrage au cours du pompage est appelé niveau dynamique. Le rabattement mesuré au cours de la remontée est appelé rabattement résiduel ( $s_r$ ) ;
- le rayon d'influence ( R ) est la distance qui sépare l'axe du puits et le point où le rabattement est nul ou négligeable.

A débit constant, deux concepts du régime d'écoulement de l'eau souterrain vers un ouvrage de captage sont considérés par référence à l'influence du temps de pompage :

- le régime *permanent* ou *d'équilibre* pour lequel, après un temps de pompage, la géométrie du cône de dépression reste constante d'où la faible variation du niveau dynamique ou du rabattement. Le régime permanent rigoureux n'existe pas, sauf dans des conditions exceptionnelles. Dans la réalité, il est possible d'admettre l'apparition d'un régime *quasi-permanent* ;
- le régime *transitoire* ou de *non équilibre* s'observe du temps de démarrage du pompage jusqu'à ce que le régime permanent soit atteint. Il s'agit d'un dessin animé de l'évolution du comportement hydrodynamique de l'aquifère.



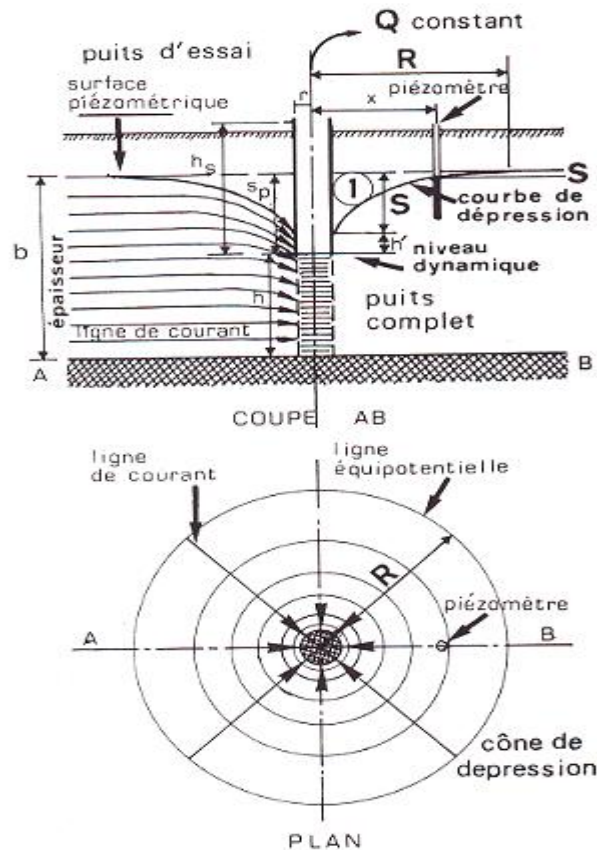


Figure 18. Effet d'un pompage dans un aquifère.

## 7.2 Pertes de charge

### 7.2.1 Définition.

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

- Les pertes de charge linéaires sont provoquées par l'écoulement laminaire dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage, notées  $AQ$ .
- Les pertes de charge quadratiques, non linéaires, provoquées par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage, crépine et tubage, notées  $BQ^2$ .

Le rabattement total ( $s$ ) à l'instant ( $t$ ), est donné par l'expression de Jacob (1946).

$$s = AQ + BQ^2.$$

Cette expression établie pour un aquifère à nappe captive, est étendue pour un aquifère à nappe libre sous certaines conditions ( $s < 0.1b$ ).

### 7.2.2 Essai de puits (essai par palier)

L'essai de puits permet d'estimer les pertes de charge au niveau de l'ouvrage. Il est effectué en réalisant des paliers à débit constant pendant une période de 1 à 3 heures. On mesure deux données, le rabattement en fin de palier et le débit qui doit être constant lors de l'essai. Chaque palier est suivi d'un arrêt de pompage d'une durée égale, permettant la remontée du niveau d'eau. Le 1<sup>er</sup> débit est celui de la puissance minimum de la

pompe et le dernier est très grand et doit être supérieur à la capacité de l'aquifère. Le nombre de paliers est au minimum de quatre et un maximum de six. Figure 19.

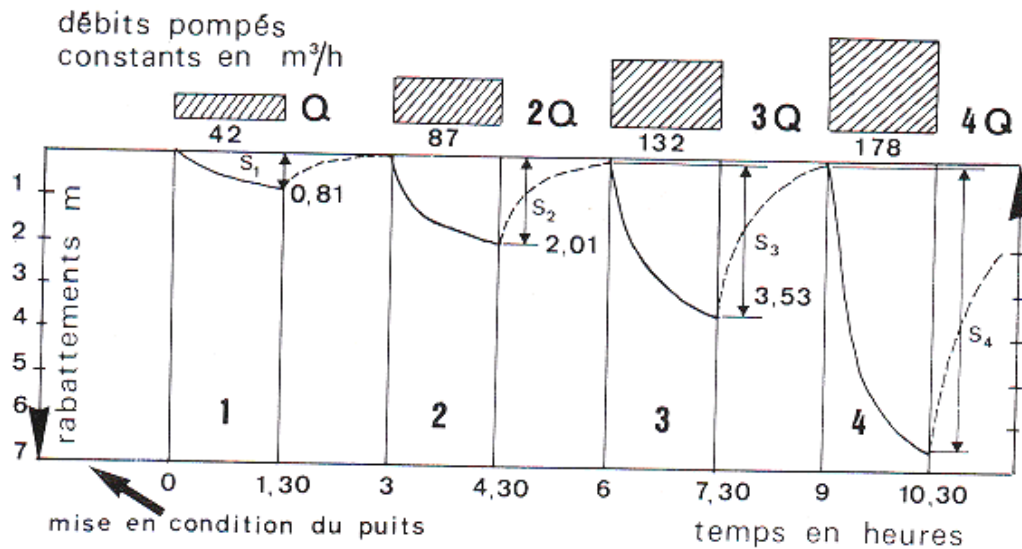


Figure 19. Essai de pompage par palier de courte durée.

#### 4.1.1. Calcul des pertes de charge

Le calcul des pertes de charge passe par le calcul des rabattements spécifiques  $s/Q$  et la formule de Jacob s'écrit alors :

$$s/Q = A/Q + BQ^2/Q \text{ d'où}$$

$$s/Q = A + BQ \text{ c'est l'équation d'une droite } s/Q = f(Q)$$

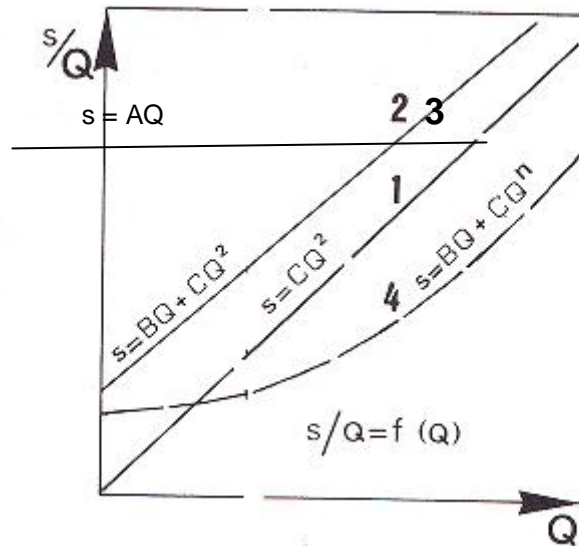
Quatre cas peuvent se présenter :

- La droite passe par l'origine et dans ce cas, le régime d'écoulement est fortement turbulent (1) ;  
 $s = BQ^2$
- La droite ne passe pas par l'origine, le régime d'écoulement est laminaire dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage et il est turbulent dans l'ouvrage (2)

$$s = AQ + BQ^2;$$

- La droite a une pente nulle et l'écoulement est laminaire (3)  $s = AQ$  ;
- La courbe est curviligne et les pertes de charge sont de type (3, 4, 5 ....)

$$S = AQ + BQ^n \text{ (n = 3, 4, 5, ...) (4). Figure 20.}$$



**Figure 20. Calcul des pertes de charges : droites débit/rabatement spécifique.**

Walton caractérise l'état du puits par la valeur de B :

$B < 675$	$\text{m/m}^3/\text{s}$	Bon puits, bien développé
$675 < B < 1350$	$\text{m/m}^3/\text{s}$	Puits médiocre
$B > 1350$	$\text{m/m}^3/\text{s}$	Puits colmaté ou détérioré
$B > 5400$	$\text{m/m}^3/\text{s}$	Puits irrécupérable.

La droite  $s/Q = A + BQ$  permet de calculer A et B. A est donné par l'intersection de la droite avec l'axe des rabattements spécifiques et B est la pente de la droite qui sera calculée par la tangente de  $\alpha$ . Figure 21.

### 7.3 Débit critique

Les couples de données de chaque palier de débit constant/rabatement, sont reportés sur un papier graphique linéaire. Les points obtenus tracent la courbe caractéristique qui peut être :

- Une droite traduisant une perte de charge quadratique nulle ou négligeable ;
- Une courbe concave traduisant un développement au cours du pompage.

La courbe caractéristique présente deux parties distinguées par un point A correspondant en abscisse au débit critique ( $Q_c$ ) qu'il ne faut pas atteindre lors de l'exploitation. Figure 22.

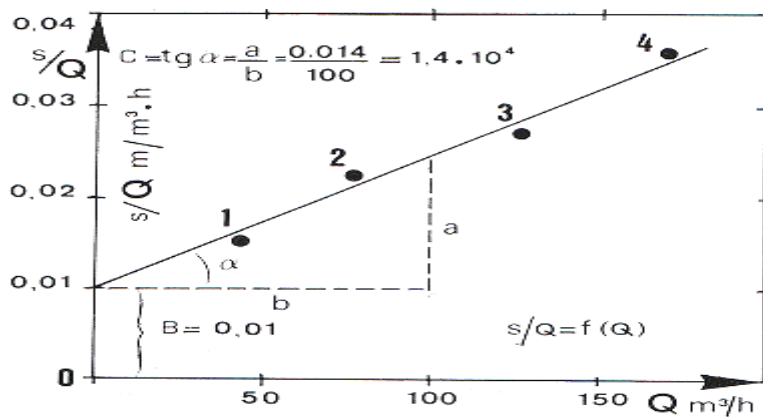


Figure 21. Calcul des pertes de charge.

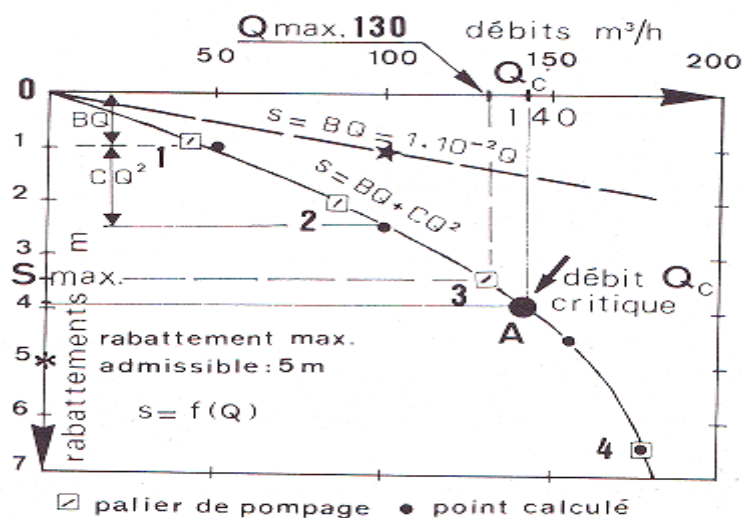


Figure 22. Calcul du débit critique.

#### Essai de pompage de longue durée

L'essai de pompage de longue durée est exécuté à l'aide d'un seul palier de débit constant d'une durée qui peut dépasser les 72 heures selon le but fixé. La remontée doit être observée d'une durée égale. Figure 23. La cadence des mesures sera adaptée à l'évolution du niveau dynamique. Tableau 4.

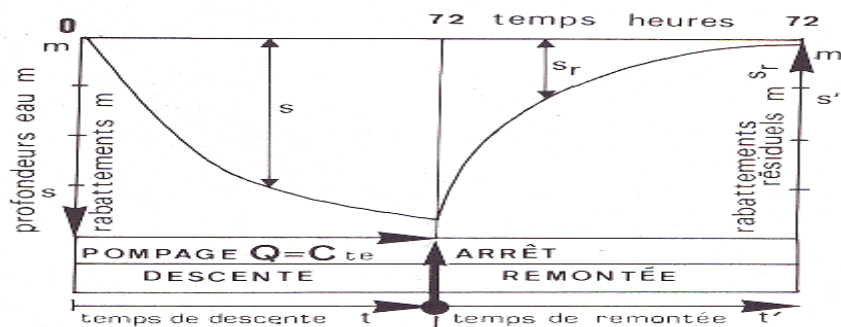


Figure 23. Essai de pompage de longue durée.

**Tableau 4 : Fréquence des mesures.**

<b>Temps écoulé depuis le début et l'arrêt du pompage</b>	<b>Fréquence des mesures des niveaux dynamiques</b>
Entre 0 et 2 mn	Toutes les 30 secondes
Entre 2 et 10 mn	Toutes les minutes
Entre 10 et 20 mn	Toutes les 2 minutes
Entre 20 et 30 mn	Toutes les 5 minutes
Entre 30 et 60 mn	Toutes les 10 minutes
Plus d'une heure	De 20 à 120 mn

#### 7.4.2 Conditions de base

Les conditions de base d'application des expressions d'hydrodynamique souterraine en régime transitoire auxquelles doit satisfaire le complexe aquifère/ouvrage de captage sont :

- Validité de la loi de Darcy : écoulement laminaire et milieu isotrope ou homogène ;
- Puits complet, c'est-à-dire captant toute l'épaisseur de l'aquifère, atteignant le substratum et crépiné sur toute sa hauteur ;
- Puits correctement développé et équipé ;
- Surface piézométrique subhorizontale ;
- Débit de pompage constant ;
- Rayon du puits le plus petit possible.

#### 7.4.3 Expression d'hydrodynamisme souterraine du régime transitoire

Partant d'une conception nouvelle du comportement hydrodynamique, le professeur Américain C.V. THEIS (U.S. Geological Survey) a développé en 1935 l'équation différentielle du régime variable applicable à tous les dispositifs de station d'essai.

**Formule de THEIS :**

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \int_u^\infty \frac{e^{-v}}{v} \cdot dv$$

ou plus simplement

$$s = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{Q}{T} \cdot W(u)$$

Avec :

$$\bullet \quad W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-v}}{v} \cdot dv$$

$$u = \frac{r^2 S}{4T t}$$

- s : rabattement dans le piézomètre en m ;
- Q : débit de pompage du puits en m<sup>3</sup>/s ;
- T : transmissivité en m<sup>2</sup>/s ;
- S : coefficient d'emmagasinement ;

- $t$  : temps en s ;
- $W(u)$  : peut-être calculé à partir d'une table des fonctions exponentielles intégrales.
- $r$  : distance puits-piézomètre en m.

### Formule de Jacob :

Un autre Américain JACOB (Université d'Utah) a explicité la fonction de Théis en 1950 pour  $u$  suffisamment petit ( $<0.01$ )

$$s = \frac{0.183 Q}{T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad \text{pour la descente et}$$

$$s_r = \frac{0.183 Q}{T} \log \frac{t + t'}{t'} \quad \text{pour la remontée ; c'est la formule de Jacob-Cooper}$$

Avec :

- $s$  : rabattement (m) ;
- $s_r$  : rabattement résiduel (m) ;
- $Q$  : débit de pompage  $\text{m}^3/\text{s}$  ;
- $T$  : transmissivité ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) ;
- $T$  : temps de pompage (s) ;
- $T'$  : temps de remontée à partir de l'arrêt du pompage (s) ;
- $r$  : distance entre le puits de pompage et le piézomètre (m) ;
- $S$  : Coefficient d'emmagasinement.

#### 7.4.3.1 Calcul des paramètres Modèle de Théis

L'interprétation d'un essai de pompage en régime transitoire quand  $1/u > 0.05$  peut se faire à l'aide du modèle de Théis ayant la formule suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{avec } s : \text{le rabattement (m) ;}$$

$$Q : \text{le débit du pompage (m}^3/\text{s) ;}$$

$$T : \text{transmissivité (m}^2/\text{s) ;}$$

$$u = \frac{4Tt}{Sr^2}$$

$$t : \text{temps de pompage (s) ;}$$

$$S : \text{coefficient d'emmagasinement ;}$$

$$r : \text{distance au forage (m).}$$

La fonction  $w(u)$  a été tracée sur une échelle bilogarithmique ce qui a permis d'avoir la courbe standard. Figure 24. L'interprétation des données expérimentales  $(s,t)$  nécessite le report des ces données sur une échelle également bilogarithmique de même module que celui de la courbe standard. Les données expérimentales doivent être tracées sur papier calque pour pouvoir les superposer sur la courbe standard.

La superposition des deux courbes en gardant les deux systèmes d'axes parallèles, permet d'aboutir à une superposition. Figure 25. On prend un point  $M$  quelconque sur le système et on exprime les coordonnées sur les deux systèmes :

$$M = \begin{cases} T_0 \\ s_0 \end{cases} \quad \text{et} \quad M = \begin{cases} W_0 \\ u_0 \end{cases} \quad \text{d'où } T \text{ et } S \text{ avec la formule initiale.}$$

$$s_0 = \frac{Q}{4 \pi T} W_0 \quad \text{et} \quad u_0 = \frac{T t_0}{S r^2} \rightarrow T = \frac{Q W_0}{s_0 4 \pi} \quad \text{et} \quad S = \frac{4 T t_0}{u_0 r^2}$$

Cependant l'influence d'une limite est moins aisée à interpréter dans ce système que dans celui de Jacob. Sont seul avantage c'est qu'il n'est pas nécessaire d'éliminer les premiers points de mesure, et que pour des essais de courte durée, on a donc moins d'ambiguïté que lorsque l'on recherche une droite sur le graphe de Jacob.

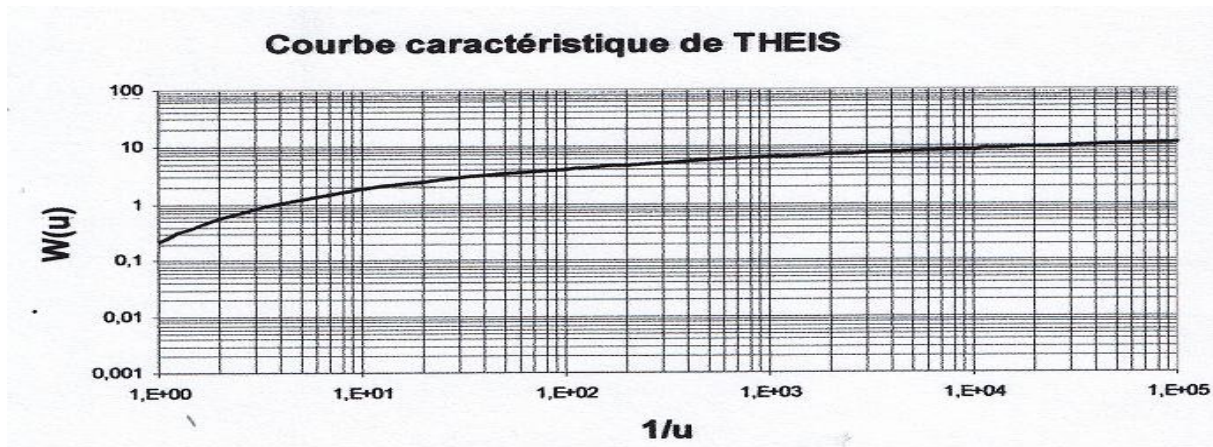


Figure 24. Courbe standard de Théis.

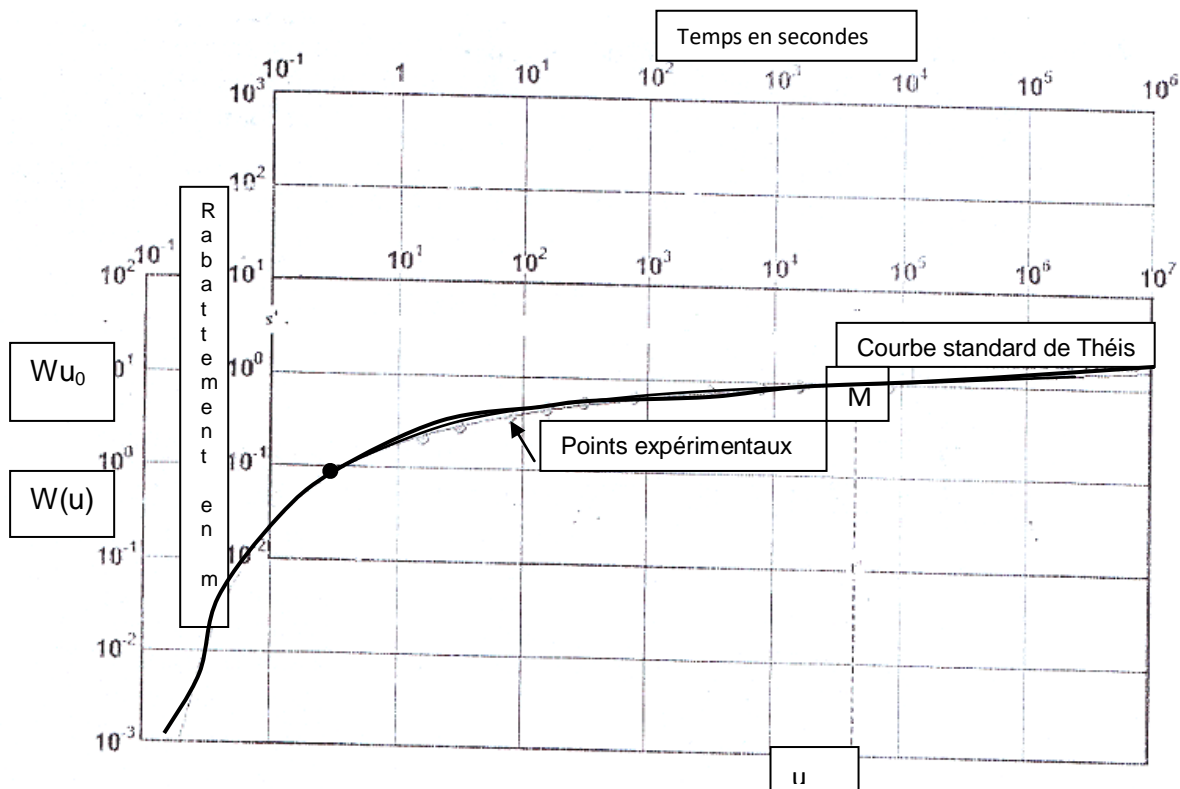


Figure 25. Superposition de la courbe expérimentale sur la courbe théorique de Théis.

### Modèle de Jacob

L'expression de Jacob est celle d'une droite et sa pente peut être calculée de la manière suivante : (figure 26)



$$C = \frac{0.183 Q}{T}$$

d'où le calcul de la transmissivité (T)  $T = \frac{0.183 Q}{C}$

Le coefficient d'emménagement se fait à l'aide du 2<sup>ème</sup> terme de l'expression de Jacob avec le temps fictif à l'origine ( $t_0$ ).

$$\text{Log } \frac{2.25 T t_0}{x^2 S} = 0 \Rightarrow \frac{2.25 T t_0}{x^2 S} = 1 \text{ d'où } S = \frac{2.25 T t_0}{x^2}$$

La transmissivité est également estimée lors de la remontée avec la même expression sans calculer le coefficient d'emménagement.

Le rayon d'influence ® est calculé pour un rabattement nul :

$$s = \frac{0.183 Q}{T} \log \frac{2.25 T t}{x^2 S} = 0 \Rightarrow \log \frac{2.25 T t}{x^2 S} = 0 \Rightarrow \frac{2.25 T t}{x^2 S} = 1 \Rightarrow x = R = \left[ \frac{2.25 T t}{S} \right]^{1/2}$$

$$\text{D'où } R = 1.5 \left[ \frac{T t}{S} \right]^{1/2}$$

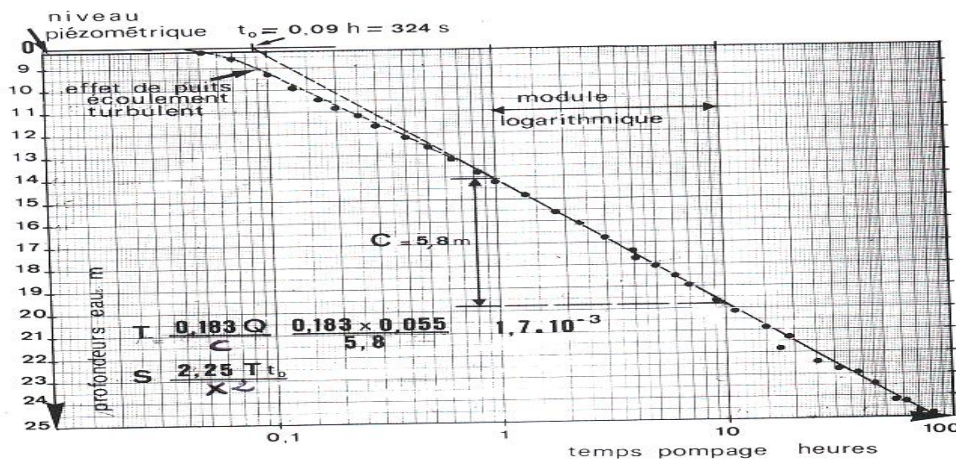


Figure 26. Calcul des paramètres hydrodynamiques à l'aide de la formule de Jacob.

#### 7.4.3.2 Interprétation qualitative

L'essai est valable s'il permet d'avoir une droite sur une échelle semi logarithmique des couples de données  $s/t$  ou  $s_r/t + t'$ . Figure 27.

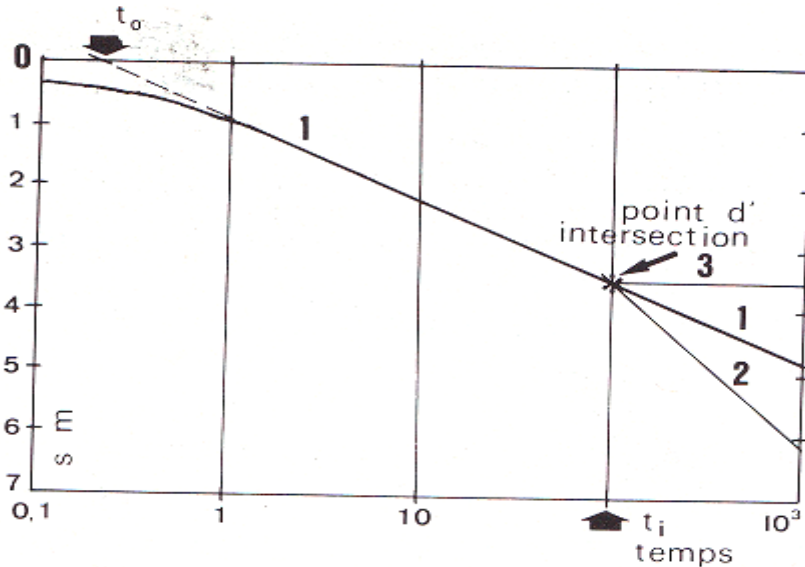
$t'$



La 1<sup>ère</sup> branche non rectiligne correspond à un écoulement turbulent dans l'ouvrage qu'on appelle *effet de capacité*.

Le 2<sup>ème</sup> branche peut se présenter sous forme de trois cas :

- Cas 1 : la droite a une pente continue, il s'agit d'un aquifère illimité et d'extension infinie ;
- Cas 2 : l'accélération du rabattement dû à une limite étanche ;
- Cas 3 : l'apparition d'une stabilisation suite à une limite à débit entrant.



**Figure 27. Interprétation quantitative des essais de pompage.**

#### 7.4.4 Modèle de Papadopoulos et Cooper

L'interprétation d'un essai de pompage dans un puits de grand diamètre (figure 28) peut se faire à l'aide du modèle de Papadopoulos et Cooper (1967) de la même manière que pour celui de Théis car ce dernier n'est pas applicable puisque : figure 29.

- Le diamètre est trop grand et donc il ne peut être négligeable ;
- L'emménagement dans le puits ne peut être négligé ;
- La nappe est en charge et la perte de charge à l'entrée dans le puits est négligeable.

Papadopoulos et Cooper ont donné la solution suivant :

$$s_p = \frac{Q}{4\pi T} F(u_p, \alpha) \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} &s_p : \text{rabattement dans le puits ;} \\ &Q : \text{débit du pompage dans le puits ;} \\ &u_p = \frac{r_p^2 S}{4Tt} \\ &r_p : \text{rayon du puits au niveau de la zone aquifère (m) ;} \\ &S : \text{coefficient d'emménagement ;} \\ &t : \text{temps de pompage (s) ;} \\ &\alpha = \frac{r_p^2 S}{r_c^2} \\ &r_c = \text{rayon du puits au niveau de la zone non aquifère.} \end{aligned}$$

Le report des données de l'essai de pompage sur un système d'axe bilogarithmique avec en abscisse le temps et en ordonnée le rabattement permet d'avoir une courbe qui va être superposée à une courbe théorique

similaire à celle de Théis mais avec en abscisse ( $u_p$ ) et en ordonnée  $F(u_p, \alpha)$ . Cette superposition permet de la même manière que pour utilisée dans le modèle de Théis d'avoir les coordonnées d'un point M sur les deux systèmes d'axe.

$$M = \begin{cases} T_0 \\ S_{p0} \end{cases} \text{ et } M = \begin{cases} u_{p0} \\ F_0(u_p, \alpha) \end{cases} \quad \text{d'où } T \text{ et } S \text{ avec la formule initiale.}$$

$$s_{p0} = \frac{Q}{4 \pi T} F_0(u_p, \alpha) \quad \text{et} \quad u_{0p} = \frac{r^2 S}{4 T t} \rightarrow T = \frac{Q F_0(u_p, \alpha)}{s_{p0} 4 \pi} \quad \text{et} \quad S = \frac{4 T t_0 u_{0p}}{r_p^2}$$

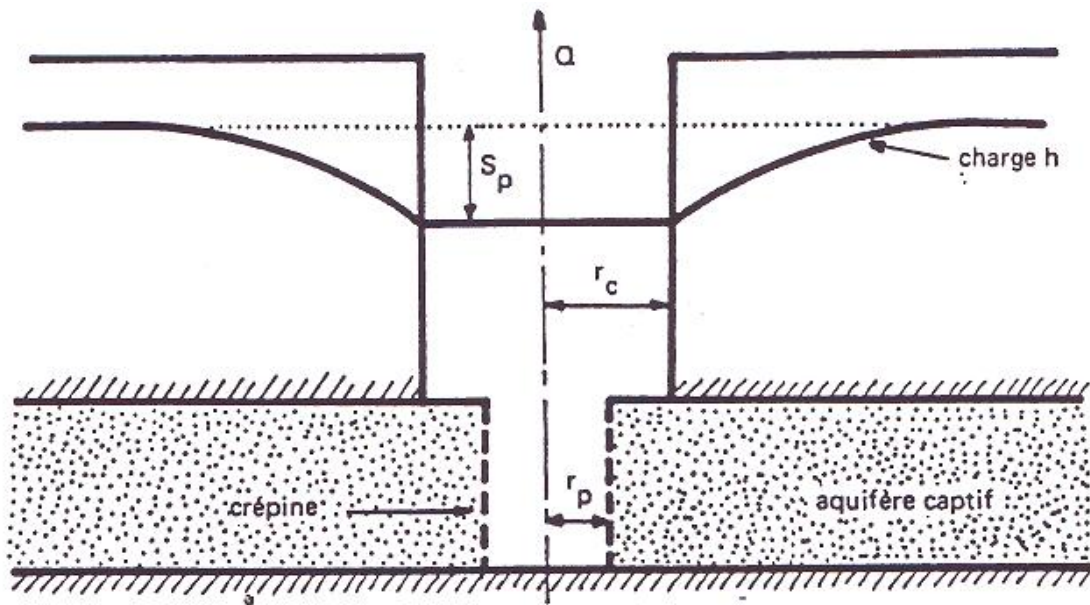


Figure 28 : schéma d'un puits de gros diamètre.

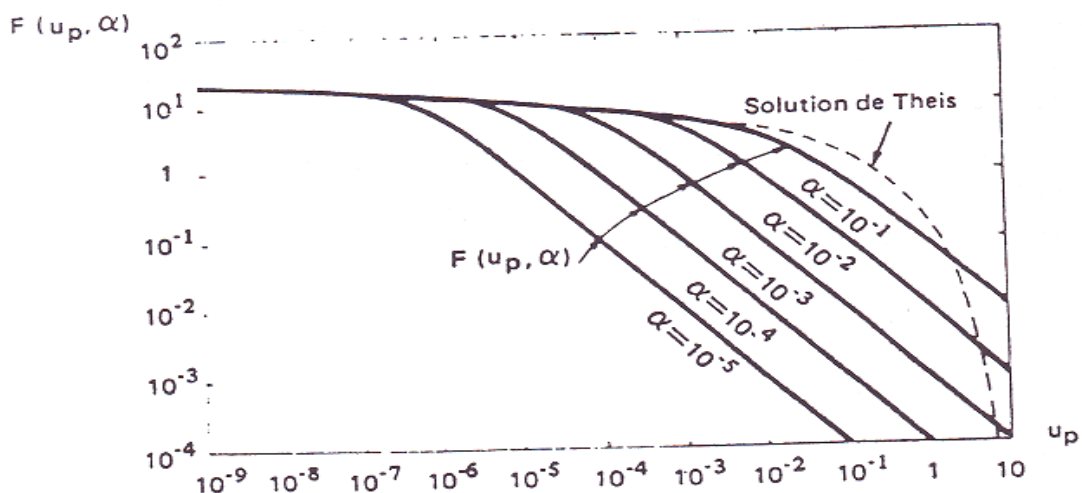


Figure 29. Courbes de Papadopoulos et Cooper pour l'interprétation d'un essai de pompage dans un puits de gros diamètre.