



**UNIVERSITE DE GHARDAIA**

**FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE ET GENIE CIVIL**

**COURS D'HYDROGEOLOGIE**

**Polycopié d'hydrogéologie « Cours » destiné aux  
étudiants de 3<sup>ème</sup> année de Licence (5<sup>ème</sup> Semestre)**

**Sciences et Technologie (ST)**

**Préparé par :**

**Dr Boubelli Salim**

**Maitre de Conférences classe B**

**Département d'hydraulique**

**Année Universitaire 2018-2019**

## **Avant-propos**

Ce polycopié de cours d'hydrogéologie répond au programme officiel du ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique. Il est destiné aux étudiants de la troisième année LMD (5<sup>ème</sup> semestre) du domaine Sciences et Technique des universités et écoles d'ingénieurs Algériennes. Il constitue une information à l'hydrogéologie et plus précisément des connaissances sur les caractéristiques hydrogéologiques des nappes et des notions sur les essais de pompages pour les étudiants d'hydraulique.

Ce document s'articule autour de cinq chapitres qui traitent respectivement, dans le premier chapitre, en guise d'introduction, des généralités sur l'hydrogéologie. Au deuxième chapitre les caractéristiques hydrogéologiques des différents types de nappes, puis des notions d'aquifères et différents types de nappes en troisième chapitre. En quatrième chapitre des notions fondamentales d'hydrodynamique en milieu poreux et on termine par le dernier chapitre consacré à l'écoulement des eaux souterraines vers les ouvrages de captage, on parle ici d'essai de pompage.

La rédaction de ce polycopié à été tirée de la documentation existante au niveau de toutes les bibliothèques et les sites Internet.

**Dr BOUBELLI Salim**

# Sommaire

## Chapitre I : Généralités.

1. Introduction :.....	1
2. Systèmes hydrologiques :.....	1
a. Bassin hydrologique :.....	2
b. Bassin hydrogéologique ou des eaux souterraines :.....	2
c. L'aquifère avec sa nappe d'eau souterraine : .....	3
3. Etat et situation de l'eau : .....	3
4. Les différents types d'eau: .....	3
5. Les origines des eaux souterraines : .....	3
5.1. Les eaux météoriques :.....	3
5.2. Les eaux connées : .....	3
5.3. Les eaux juvéniles : .....	4
6. Les réservoirs d'eau à la surface du globe:.....	4
6.1. Les volumes :.....	4
6.2. Les flux :.....	4

## Chapitre II : Caractéristiques hydrogéologiques des différents types de nappes

1. Introduction :.....	5
2. Caractéristiques hydrogéologiques des nappes aquifères :.....	5
2.1. La porosité ( $\eta$ ) : .....	5
2.1.1. La porosité totale : .....	5
a. L'hétérogénéité des grains : .....	5
b. L'arrangement des grains : .....	6
b.1. Grains non rangés : .....	6
b.2. Grains rangés : .....	6
2.1.2. La porosité efficace ( $m_e$ ):.....	6
2.1.3. La porosité effective : .....	7
2.1.4. Les différents types de porosité : .....	7
2.2. Perméabilité ( $k$ ): .....	8
2.2.1. vitesses d'écoulement selon le type de porosité : .....	9
2.3. Conductivité hydraulique ( $K$ ) : .....	10
2.4. Milieu isotrope – anisotrope : .....	11
2.5. Coefficient d'emménagement ( $S_s, S$ ) : .....	11

2.6. La transmissivité :	..... Error! Bookmark not defined.
2.7. La diffusivité :	..... Error! Bookmark not defined.
2.8. Le débit spécifique :	..... 13

### **Chapitre III : Notion d'aquifères et différents types de nappes**

1. Introduction :	..... 15
2. Aquifère :	..... 15
3. Couche de confinement :	..... 15
3.1. Aquifuge :	..... 15
3.2. L'aquiclude :	..... 15
3.3. L'aquitard :	..... Error! Bookmark not defined.
4. Types d'aquifères :	..... Error! Bookmark not defined.
4.1. Types d'aquifères d'après le type de porosité :	..... Error! Bookmark not defined.
4.1.1. La porosité primaire :	..... Error! Bookmark not defined.
4.1.2. La porosité secondaire :	..... Error! Bookmark not defined.
4.2. Types d'aquifères selon le degré de confinement :....	Error! Bookmark not defined.
4.2.1. Aquifère non confiné :	..... 1Error! Bookmark not defined.
4.2.2: Aquifère confiné.....	1Error! Bookmark not defined.
4.2.3. Aquifère semi-confiné:	..... 17
5. Types des nappes d'eau :	..... Error! Bookmark not defined.
5.1. Nappes libres :	..... Error! Bookmark not defined.
5.1.1. Les aquifères superficiels à nappe libre (nappe phréatique):.	..... 17
5.1.2. Nappe alluviale :	..... 18
5.1.3. Les aquifères karstiques :	..... 19
5.1.4. Nappe en plaine littorale :	..... 19
5.1.5. Nappe perchée :	..... 19
5.2. Nappes captives :	..... 20
5.2.1. Nappe artésienne (nappe captive artésienne):	Error! Bookmark not defined.
5.3. Aquifère à nappe semi-captive :	..... Error! Bookmark not defined.

### **Chapitre VI : Notions fondamentales d'hydrodynamique en milieu poreux**

1. Introduction :	..... 22
2. Rappels sur la charge hydraulique :	..... 22
2.1. Cas des sols :	..... 23
2.1.1. Charge hydraulique:	..... 23

2.1.2. Notion de hauteur piézométrique : .....	23
3. Le théorème de Bernoulli : .....	24
3.1. Démonstration: .....	24
4. Expérience de Darcy : .....	26
5. Application à la lecture des cartes hydrotypes, de transmissivité et de perméabilité : 27	
5.1. Les cartes hydrogéologiques générales : .....	27
5.2. Les cartes paramétriques: .....	27
5.3. Les cartes hydrogéologiques des systèmes aquifères: .....	27
5.4. Les cartes hydrogéologique spéciales : .....	27
6. Généralisation de la loi de darcy: .....	28
7. Equation de continuité : .....	30
8. Equation générale de l'hydrodynamique en milieu poreux: .....	32
<b>Chapitre V : Ecoulements des eaux souterraines vers les ouvrages de captage</b>	
1. Introduction : .....	34
2. Essai de pompage : .....	3Error! Bookmark not defined.
2.1. Ecoulement permanent : .....	34
2.1.1. Méthode de DUPUIT (1863) : .....	35
2.1.1.1. Condition aux limites d'application : .....	35
2.1.1.2. Formule de DUPUIT : .....	35
a. Nappe libre : .....	36
b. Nappe captive : .....	36
5.1. Détermination de la perméabilité avec l'essai DUPUIT : .....	37
5.2. Nappe libre : .....	37
5.3. Nappe captive: .....	37
6. Interprétation avec 2 piézomètres: .....	38
6.1. Nappe captive ou artésienne : .....	38
6.2. Nappe libre : .....	35
1. Interprétation avec plusieurs piézomètres : .....	39
2. Nappe libre : .....	39
a. Nappe captive : .....	40
b. Essais de pompage en Régime transitoire : .....	41
c. La décente : .....	42
3. Equation de THEIS pour nappe captive : .....	42

<b>4. Condition aux limites d'application :</b> .....	<b>42</b>
<b>4.1. Equation :</b> .....	<b>43</b>
<b>5. Méthode d'approximation logarithmique ou méthode semi-logarithmique de Jacob :</b> .....	<b>43</b>
<b>5.1. Détermination du T et S :</b> .....	<b>44</b>
<b>5.2. Application de THEIS aux nappes libres :</b> .....	<b>44</b>
<b>6. La remontée :</b> .....	Error! Bookmark not defined.
<b>6.1. Remontée de la nappe avec la méthode de JACOB :</b> .....	<b>45</b>

## Chapitre I : Généralités.

### 1. Introduction :

L'hydrogéologie est une science qui étudie les phénomènes que peuvent subir les fluides dans le milieu souterrain, en fonction du type de réservoir.

Elle permet de suivre l'évolution des pollutions pouvant se propager dans les sols et les eaux souterraines, et de déterminer les moyens les plus appropriés pour les combattre.

Elle est également indispensable lors de la mise en place de puits de captages, afin de localiser précisément le lieu d'implantation ; ceci par l'étude des nappes d'eaux disponibles sur le terrain.

Pour cela, plusieurs approches d'études se recourent : la partie géologique du terrain, avec les formations existantes (appelées formations lithostratigraphiques), la partie hydrodynamique et son aspect physico-chimique. Enfin, la partie pratique "in situ", très importante pour évaluer les paramètres d'écoulement (pompes d'essai)

### 2. Systèmes hydrologiques :

Le cycle de l'eau le cycle d'eau est appelé aussi cycle hydrologique (*Figure 1*) est l'ensemble des cheminements que peuvent prendre une particule d'eau ; ces mouvements accompagnés des changements d'états qui peuvent s'effectuer à l'atmosphère, à la surface du sol et sous le sol.

L'étude du cycle de l'eau situe les systèmes hydrologiques dans leur environnement et permet d'analyser leur comportement hydrodynamique.

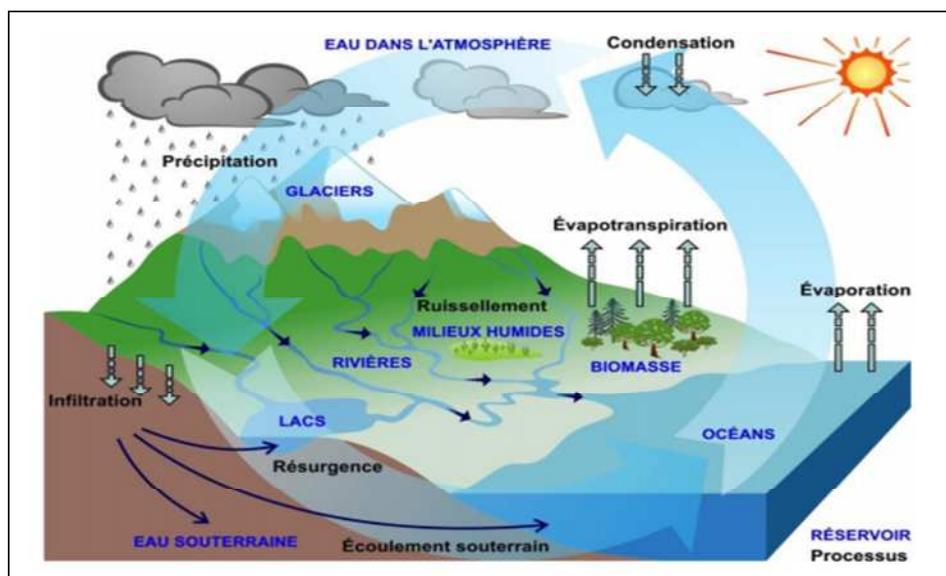


Figure 1: Cycle hydrologique.

Trois domaines d'espaces interdépendants, emboîtés, peuvent être circonscrits. Ils identifient 3 systèmes hydrologiques, dans l'ordre de grandeur décroissant :

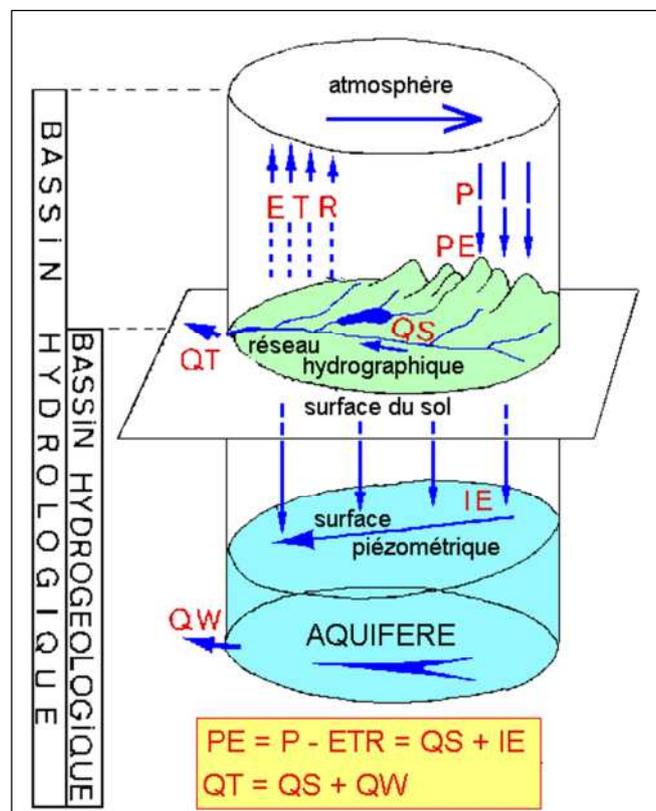
**a. Le bassin hydrologique:**

Le bassin hydrologique (*Figure 2*) est circonscrit par les lignes de crêtes topographiques, délimitant le bassin versant d'un cours d'eau et de ses affluents. Il correspond donc, en surface au bassin hydro-géographique.

Il est admis que ses limites se superposent, au mieux, à celles du bassin hydrogéologique. Ces conditions sont en général réalisées pour les grandes unités, de l'ordre de quelques centaines de millier de km<sup>2</sup>.

**b. Le bassin hydrogéologique ou des eaux souterraines:**

Le bassin hydrogéologique (*Figure 2*) est la fraction de l'espace du bassin hydrologique située sous la surface du sol. C'est le domaine des eaux souterraines. En général, il correspond à un bassin sédimentaire. Ses limites sont imposées par la structure hydrogéologique.



**Figure 2:** Systèmes hydrologiques.

### c. L'aquifère avec sa nappe d'eau souterraine:

L'aquifère (*Figure 2*), identifié par la géologie, est l'unité de domaine d'étude des eaux souterraines. Le bassin hydrogéologique est constitué d'un ou de plusieurs aquifères.

### 3. Etat et situation de l'eau :

**Tableau 1:** Etats et situation de l'eau

<b>Etats</b>	<b>Principaux stocks</b>	<b>Phénomène de transport</b>
<b>Vapeur</b>	Humidité atmosphérique Nuage, Brouillard	Evaporation Evapotranspiration
<b>Liquide</b>	Océans, Mers, Lacs, Oued Eaux souterraines	Pluies, Cours d'eau, Nuages Circulation souterraines
<b>Solide</b>	Glaciers, Manteaux Neigeux	

### 4. Les différents types d'eau :

Une roche contient de l'eau sous différentes formes :

- Eau de constitution entrant dans la structure cristalline des minéraux (le gypse par exemple a pour formule  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) ;
- Eau adsorbée à la surface des minéraux par des interactions électrostatiques ;
- Eau non libre située dans les pores fermés et inclusions fluides ;
- Eau libre circulant dans les pores et les fissures.

### 5. Les origines des eaux souterraines :

**5.1. Eaux météoriques :** La plupart des eaux souterraines ont une origine météorique, c'est à dire proviennent des précipitations (pluie, neige) et de leur infiltration dans le sous-sol. Dans les aquifères de grande taille, l'eau peut provenir de périodes où le climat était différent et peut donc servir d'indicateur de paléoclimats.

**5.2. Eaux connées :** Les eaux que l'on trouve en profondeur dans la croûte terrestre (à partir de 1 à 2 km) sont dérivées de réservoirs d'eaux météoriques qui ont réagi avec les roches environnantes. Souvent ces eaux sont relativement salées. Les eaux connées peuvent contribuer à l'hydrologie de formations géologiques qui se sont enfouies très récemment (Gulf Coast aux USA) ou bien rester piégées dans des roches dont la perméabilité est

très faible et dont toute l'eau n'a pas été expulsée. Souvent cette eau est présente depuis la formation de la roche.

**5.3. Eaux juvéniles :** Ces eaux sont libérées directement par des processus magmatiques en profondeur. Elles sont difficilement distinguables des eaux situées en profondeur, par exemple l'eau remplissant le forage profond (11 km) dans la péninsule de Kola en Russie. Les processus magmatiques peuvent relâcher, en plus de l'eau, des composés gazeux (CO<sub>2</sub>) par exemple.

**6. Les réservoirs d'eau à la surface du globe:** On peut obtenir les chiffres fournis par Riser, 1999.

**6.1. Volumes :**

**Tableau 2:** Répartition des volumes d'eau

	Volume en Km <sup>3</sup>	Pourcentage	
<b>Mers et océans</b>	1350 Millions	Eau salée	97,2 %
<b>Glaciers</b>	27,8 Millions	Eau douce	2,8 %
<b>Eaux souterraines</b>	8 Millions		
<b>Atmosphères, lacs, rivières et végétaux</b>	0,2 Millions		

Source : Riser, 1999

**6.2. Les flux :** La vitesse avec laquelle l'eau circule est très variable généralement en prend l'année comme période de référence.

## Chapitre II : Caractéristiques hydrogéologiques des nappes aquifères.

### 1. Introduction :

Les principaux paramètres régissant l'écoulement des eaux souterraines sont la transmissivité, la perméabilité, le coefficient d'emménagement et la porosité efficace. Certains paramètres sont indispensables pour connaître les débits exploitables par un forage. Ils peuvent être déterminés au laboratoire ou sur le terrain, notamment lors de test de pompages dans un puits.

### 2. Caractéristiques hydrogéologiques des nappes aquifères :

#### 2.1. La porosité ( $\eta$ ):

##### 2.1.1. La porosité totale

La porosité totale représente l'ensemble des vides présents dans une roche. Elle s'exprime par le rapport du volume des vides au volume total du milieu (ex : 0,3 ou 30%).

$$\text{Porosité} = \eta, \varphi = \frac{V_{\text{vides}}}{V_{\text{total}}} \times 100\% \quad (2.1)$$

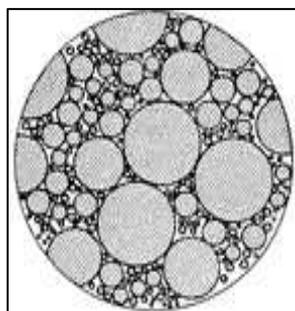
Où

$V_{\text{total}}$  : Est le volume total de la roche

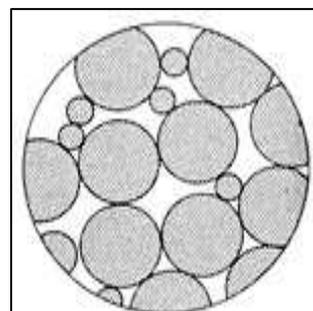
$V_{\text{vide}}$  : Volume des vides qu'elle contient.

La porosité totale ne dépend pas de la taille des grains mais diminue avec :

#### a. L'hétérogénéité des grains :



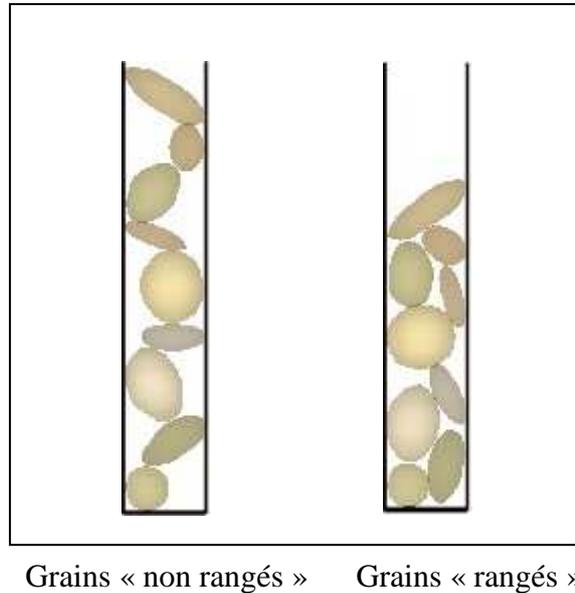
Grains hétérogènes (mal triés)



Grains homogènes (bien triés)

**Figure 3:**Hétérogénéité des grains.

## b. L'arrangement des grains :



**Figure 4:**Arrangement des grains

### b.1. Grains non rangés :

- vides nombreux.
- Porosité totale importante.

### b.2. Grains rangés :

- vides peu nombreux.
- Porosité totale faible.

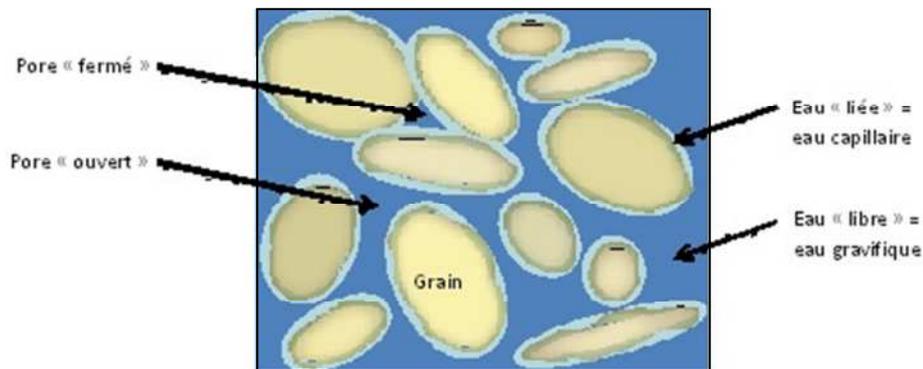
#### 2.1.2. La porosité efficace ( $m_e$ ):

On définit aussi la **porosité efficace**,  $m_e$ , qui correspond à la porosité connectée (*Figure 5*).

Les vides présents dans la roche peuvent être :

- connectés entre eux, on parle alors de porosité « ouverte »
- sans communication, on parle de porosité « fermée »

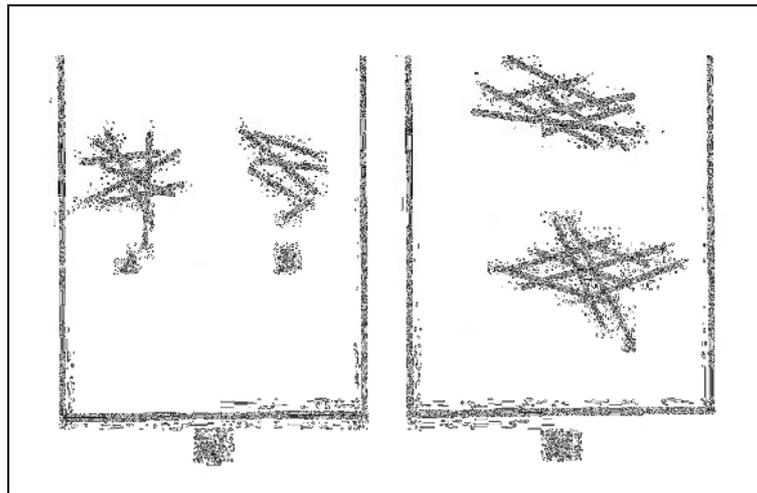
Dans un milieu poreux, l'eau peut se déplacer uniquement dans les vides interconnectés.



**Figure 5:**Notion de porosité efficace

### 2.1.3. La porosité effective :

On différencie la **porosité effective** comme étant la porosité interconnectée d'un milieu poreux (**Figure 6**).



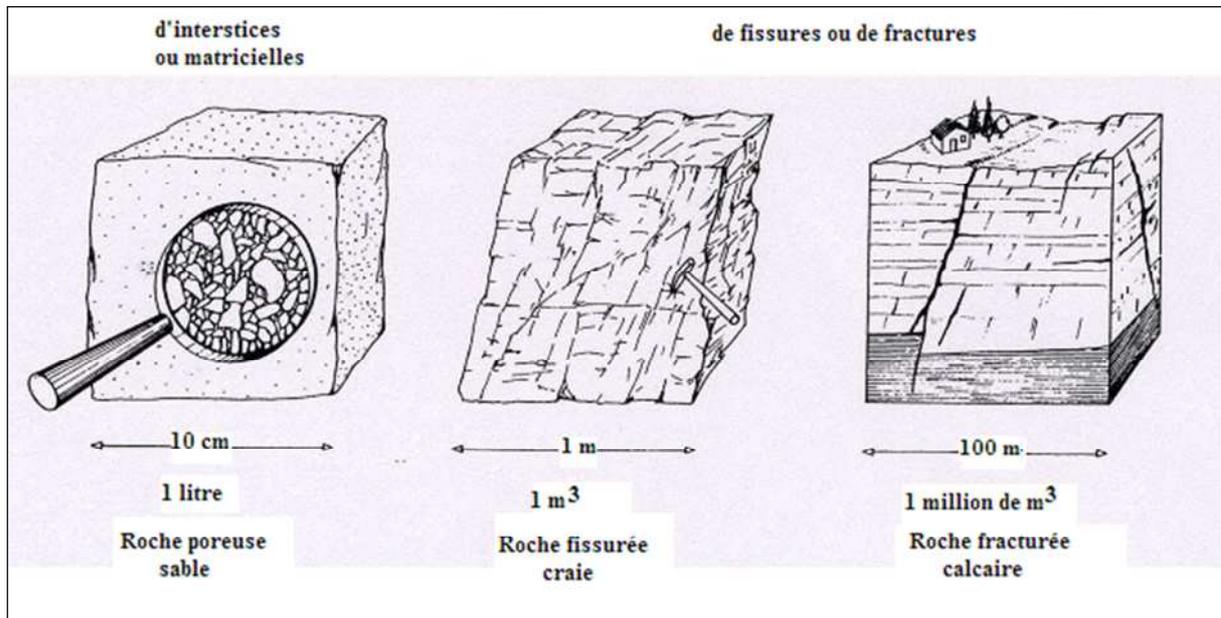
**Figure 6:**Notion de porosité effective.

### 2.1.4. Les différents types de porosité :

Les eaux souterraines s'écoulent :

- dans les pores des roches sableuses. C'est la porosité d'interstice.
- dans les fissures et fractures des roches compactes sans pores interconnectés (granites, calcaires...). C'est la porosité de fissure.
- dans les karsts, c'est-à-dire dans des réseaux de galeries ouvertes creusées par l'eau. C'est la porosité de karst.

D'une manière générale, les roches meubles sont poreuses « en petit » (porosité d'interstice) et les roches compactes poreuses « en grand » (porosité de fissures et de karst).

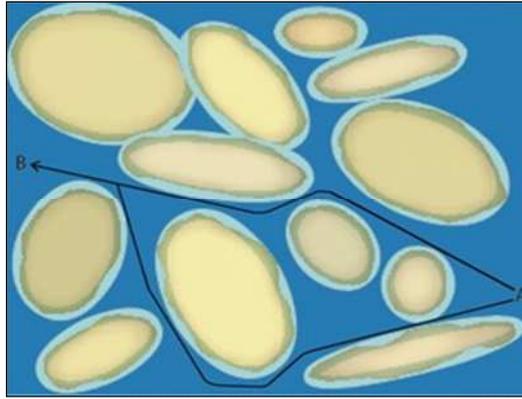


**Figure 7:** Typologie des porosités

## 2.2. Perméabilité (k):

La perméabilité est la capacité d'une roche à transmettre un fluide. Les facteurs intervenant sont la taille des grains, la porosité, la nature du fluide transmis et son gradient de pression. Tandis que la porosité décrit les espaces dans lesquels le fluide peut se déplacer, la perméabilité (k) et la conductivité hydraulique (K) décrivent la facilité qu'a un fluide de se déplacer dans une formation. La porosité et la perméabilité ne sont pas reliées directement. Les argiles peuvent avoir une porosité élevée (30 à 80%) mais des perméabilités très faibles tandis qu'un sable a une porosité plus faible (30 à 40%) mais une perméabilité forte.

La perméabilité du sol est un facteur important en ce qui concerne les infiltrations. Si l'eau ne peut s'infiltrer, son accumulation à la surface peut provoquer des inondations. C'est ce qui arrive dans les régions froides à la fonte des neiges. Le sol est encore gelé et possède une perméabilité faible. Toute l'eau de fonte des neiges et les pluies ruissellent donc uniquement à la surface et augmentent la probabilité des crues et inondations.

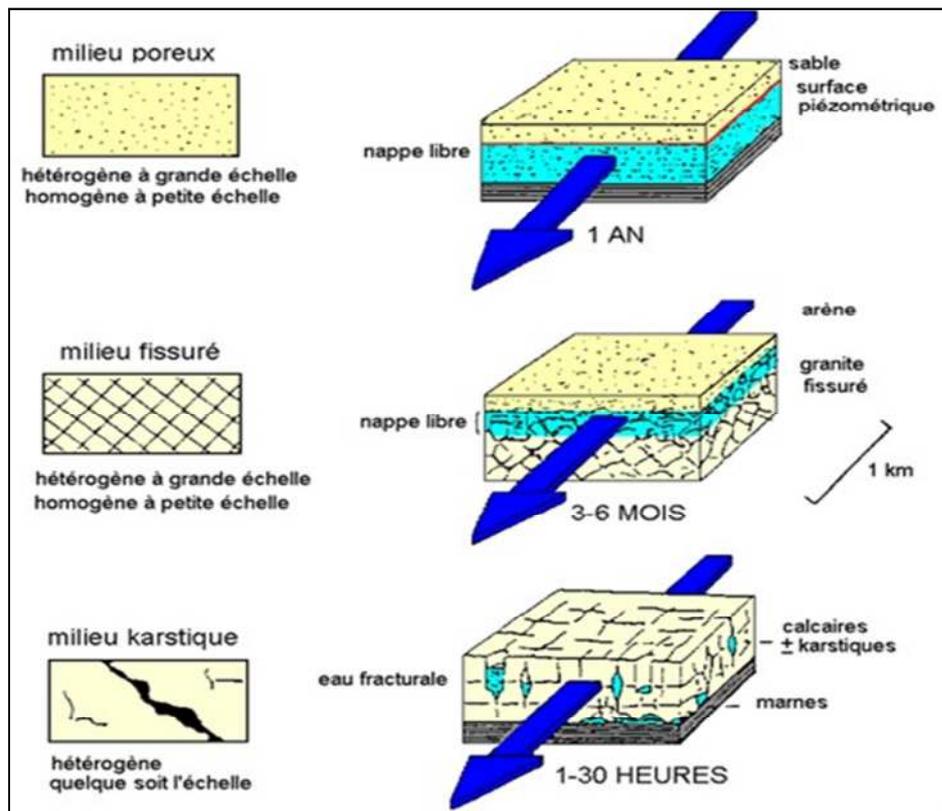


**Figure 8:** Vitesse d'écoulement (Perméabilité).

### 2.2.1. vitesses d'écoulement selon le type de porosité :

Dans les terrains formés de roches meubles (sables, graviers...), les eaux souterraines s'écoulent à travers les vides de façon lente et régulière.

Au sein des roches compactes présentant de larges fissures (calcaires, granite...), les circulations souterraines sont plus rapides et désordonnées.



**Figure 9:** Vitesse d'écoulement en fonction de la porosité (GUILLEMIN et ROUX, 1992)

### 2.3. Conductivité hydraulique (K):

La conductivité hydraulique,  $K$ , est reliée de manière étroite à la perméabilité. Contrairement à la perméabilité qui n'est **fonction que de la roche**, la conductivité hydraulique dépend **à la fois de la roche et du fluide qui y circule**. L'unité de la conductivité hydraulique est le m/s.

$$K = \frac{k \rho_f g}{\mu} \quad (2.2)$$

$\mu$  = viscosité dynamique du fluide (kg/m.s),

$\rho_f$  = densité du fluide (kg/m<sup>3</sup>),

$g$  = constante de la gravité (m/s<sup>2</sup>)

$k$  = perméabilité (m<sup>2</sup>)

- Un fluide plus visqueux diminue la conductivité hydraulique.
- Un fluide plus dense (plus lourd) augmente la conductivité hydraulique.
- Une roche plus perméable possède une conductivité hydraulique plus élevée.
- Des fluides avec des compositions différentes (eau, eau salée, hydrocarbures) peuvent induire des conductivités hydrauliques différentes dans une même roche.
- Selon le type de roche (peu perméable ou très perméable) la conductivité hydraulique peut varier entre 10<sup>-11</sup> m/s et 10<sup>1</sup> m/s).

**Tableau 3:** Répartition des conductivité hydraulique.

K (m/s)	10 <sup>1</sup> 1 10 <sup>-1</sup> 10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-3</sup> 10 <sup>-4</sup> 10 <sup>-5</sup> 10 <sup>-6</sup> 10 <sup>-7</sup> 10 <sup>-8</sup> 10 <sup>-9</sup> 10 <sup>-10</sup> 10 <sup>-11</sup>										
	GRANULOMETRIE	homogène	Gravier pur		Sable pur	Sable très fin	Silt	Argile			
variée		Gravier gros et moyen	Gravier et sable	Sable et argile- limon							
DEGRES DE PERMEABILITE	Très Bonne		Bonne		Mauvaise			Nulle			
TYPES DE FORMATIONS	Perméables				Semi-perméables				Imperméable		

Limites conventionnelles

#### 2.4. Milieu isotrope – anisotrope :

Un milieu est **isotrope** lorsque ses caractéristiques physiques (perméabilité, granulométrie en particulier) sont constantes dans les 3 directions de l'espace. Dans le cas contraire le milieu est **anisotrope**. La définition d'isotropie est dépendante de la taille du réservoir considéré. A l'échelle millimétrique un aquifère formé de cailloux centimétriques est anisotrope. A l'échelle métrique ce même aquifère aura un comportement parfaitement isotrope.

La définition d'un volume unitaire d'écoulement doit donc être assez grande par rapport aux dimensions des vides où l'eau circule afin de permettre la continuité de l'écoulement.

Dans un milieu isotrope, la conductivité hydraulique est identique dans toutes les directions de l'espace (x, y, z). Dans un milieu anisotrope, la conductivité hydraulique varie selon certaines directions préférentielles, par exemple les couches sédimentaires.

#### 2.5. Coefficient d'emménagement ( $S_s$ , $S$ ) :

Il représente la capacité à libérer de l'eau sous l'effet d'un abaissement de la charge hydraulique. Le coefficient d'emménagement spécifique,  $S_s$ , donne le volume d'eau libéré par un volume unitaire de matériau pour une baisse unitaire de charge hydraulique (la charge hydraulique est définie par la suite). Son unité est  $L^{-1}$ .

Le coefficient d'emménagement total d'un aquifère  $S$  est le produit du coefficient d'emménagement spécifique du matériau par l'épaisseur de l'aquifère. Ce coefficient est sans dimension.

$$S = S_s b \quad (2.3)$$

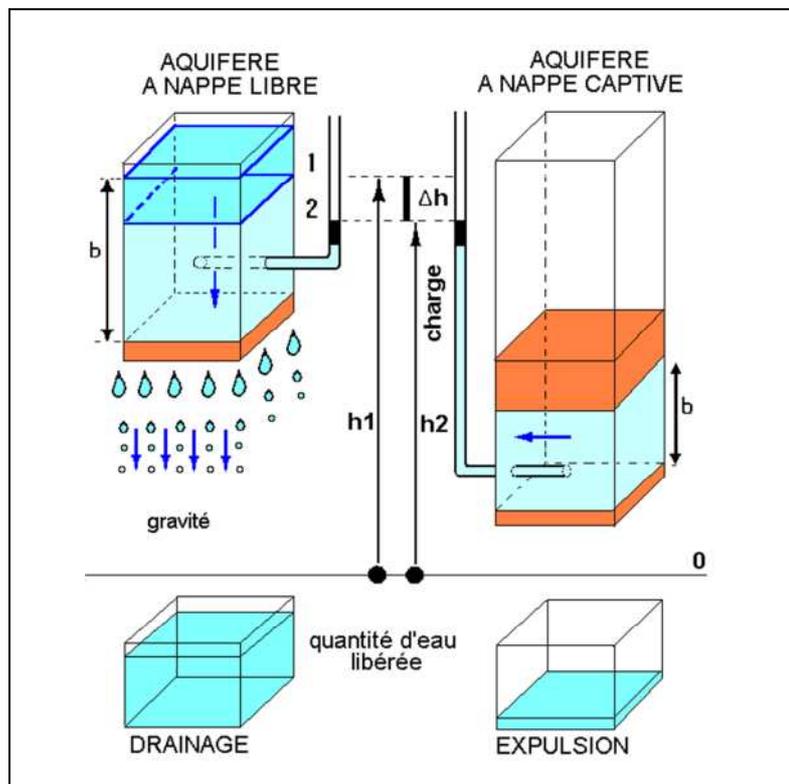
Le coefficient d'emménagement spécifique a été défini pour estimer le rendement d'un aquifère. Il exprime la quantité d'eau récupérable en  $m^3$  par rapport à un abaissement du niveau piézométrique de  $i$  mètres, sur une superficie de l'aquifère de  $i m^2$  (en unité SI).

- $AV$  : volume d'eau récupéré,
- $A$  : surface considérée,
- $Ah$  : rabattement du niveau piézométrique

$$S = \frac{AV}{A.A_h} \quad (2.4)$$

Dans un aquifère à nappe libre,  $S$  correspond à la porosité utile, on récupère toute l'eau par l'action de la force gravitaire (ou par pompage). Pour un aquifère à nappe captive non pompée, l'abaissement du niveau piézométrique se fait uniquement par expulsion de l'eau, elle-même contrôlée par l'élasticité des grains constituant l'aquifère et celle de l'eau. Les modules d'élasticité étant faibles le volume d'eau récupéré est alors bien plus faible que dans le cas d'une nappe libre.

Pour les aquifères profonds (> 500 m), tous captifs sauf exception, la quantité d'eau récupérée est encore amoindrie suite à l'effet de la diminution de la porosité et perméabilité par écrasement des éléments (grains, blocs) constituant l'aquifère.



**Figure 10:** Coefficient d'emmagasinement pour une libre et captive.

## 2.6. La transmissivité:

La productivité d'un captage dans un aquifère, soit le débit que peut capter un forage, est fonction de son coefficient de perméabilité ( $k$  en m/s) et de son épaisseur mouillée ( $e$ ). Ce paramètre est appelé transmissivité ( $T$  en  $m^2/s$ ).

La transmissivité d'un aquifère représente la capacité d'un aquifère à mobiliser l'eau qu'il contient. Elle se détermine lors de pompages d'essai.

$$T = K \cdot e \quad (2.5)$$

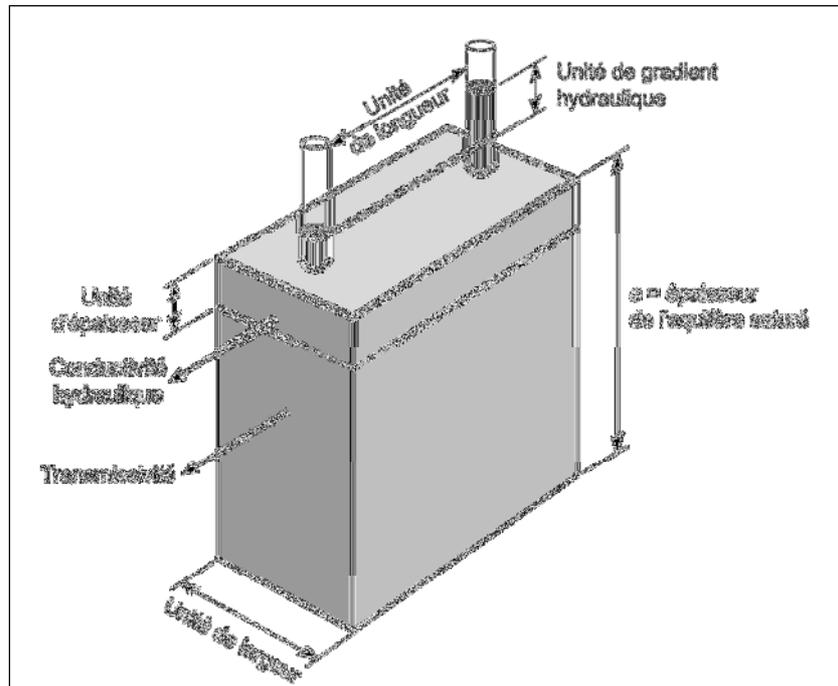


Figure : Transmissivité et perméabilité de Darcy dans un domaine de sol isotrope

## 2.7. La diffusivité :

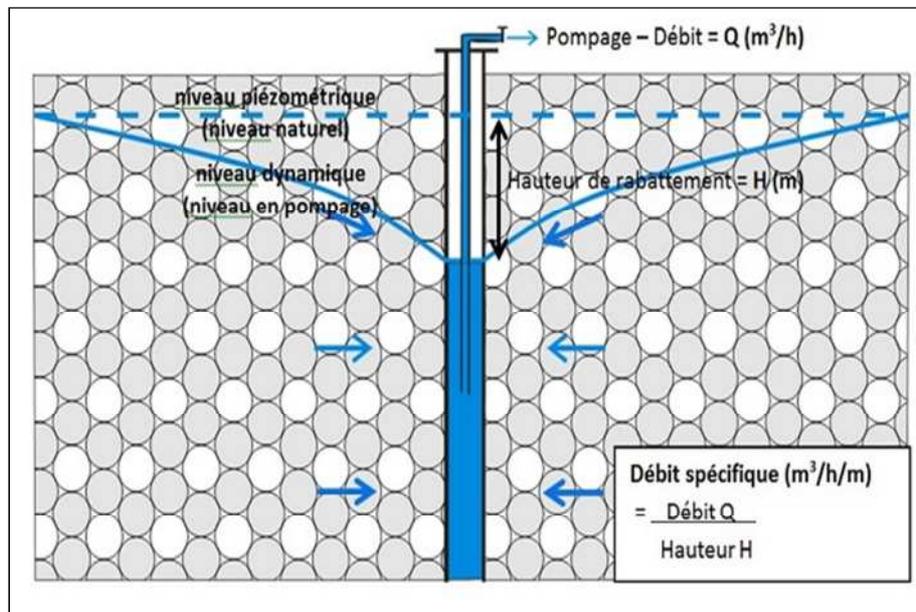
Est le rapport entre la transmissivité et le coefficient d'emménagement.

$$\text{La diffusivité} = \frac{T}{S} \quad (2.6)$$

## 2.8. Le débit spécifique :

Le débit spécifique est le débit pompé dans un puits rapporté à la hauteur de rabattement dans le puits, dans des conditions définies.

Le débit spécifique, c'est-à-dire le débit pompé par mètre de rabattement, n'est pas un paramètre hydrodynamique à proprement parler mais il permet d'approcher les débits que l'on peut attendre de l'aquifère considéré. Il varie en fonction de la transmissivité de l'aquifère.



**Figure 11:**Détermination du débit spécifique lors d'un pompage.

## Chapitre III : Notion d'aquifères et différents types de nappes.

### 1. Introduction :

On peut exploiter les eaux souterraines soit de manière ponctuelle, à leur émergence, grâce au captage de sources, soit par des puits et des forages repartis sur la surface du territoire sus-jacent aux aquifères choisis

### 2. Aquifère :

Un aquifère est une unité géologique saturée au moins en partie en eau, et constitué de matériaux suffisamment perméables pouvant transmettre et capter des quantités significatives d'eau d'une nappe souterraine sous des gradients hydrauliques ordinaires ou faibles.

Autrement dit, un aquifère est tout simplement une unité géologique capable de fournir des quantités d'eau économiquement avantageuses. Les ensembles géologiques considérés comme aquifères varient selon le contexte et la disponibilité de formations perméables dans une région donnée. Normalement les formations considérées comme des aquifères sont formés de matériaux dont la conductivité hydraulique excède  $10^{-7}$  m/s.

### 3. Couche de confinement :

Une couche de confinement est une unité géologique de faible ou de très faible conductivité hydraulique (inférieure à  $10^{-7}$  m/s). Ces couches sont subdivisées généralement en aquifuges, aquitards, et aquicludes.

**3.1. Aquifuge :** Un aquifuge est une unité absolument imperméable ne contenant pas d'eau et ne permettant pas l'écoulement. Ce terme est plutôt conceptuel et correspond à assez peu de situations réelles.

**3.2. L'aquiclude :** Est aussi une unité géologique de faible perméabilité, saturée et incapable de fournir ou transmettre des quantités significatives d'eau sous des gradients hydrauliques ordinaires, constituant ainsi la limite supérieure ou inférieure d'un système d'écoulement.

**3.3. L'aquitard :** Aussi appelé couche semi-perméable est une unité géologique peu perméable du point de vue de l'utilisation économique de l'eau, mais suffisamment

perméables pour emmagasiner de l'eau souterraine et la transférer lentement d'un aquifère à un autre.

Des vrais aquicludes sont très rares. Dans la majorité des cas, il s'agit d'aquitards. Ainsi, on fait plutôt référence seulement aux aquifères et aquitards.

#### **4. Types d'aquifères :**

Les classifications conventionnelles discriminent les aquifères selon le type de matériau géologique, la perméabilité ou le degré de confinement. Lorsque l'aquifère est exploité et que l'aire d'alimentation de l'ouvrage de captage doit être estimée, une classification plus pointue et plus appropriée qui intègre l'information géologique influençant la direction et la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine doit être utilisée.

Selon plusieurs auteurs de manuels d'hydrogéologie reconnus (Freeze et Cherry, 1979 ; Todd, 1980 ; Fetter, 1994 ; Banton et Bangoy, 1999), les aquifères se classent selon le type de pore caractérisant les corps géologiques aquifères tels les dépôts meubles, les roches sédimentaires poreuses, les massifs rocheux fracturés ou les systèmes karstiques.

Les aquifères se distinguent également suivant leur degré de confinement qui peut varier d'un endroit à un autre à l'intérieur d'un même aquifère.

##### **4.1. Types d'aquifères d'après le type de porosité :**

Deux types de porosité sont présents dans les formations géologiques aquifères (*Figure 9*).

**4.1.1. La porosité primaire :** Correspond aux vides entre les composantes de la matrice, que ce soit des cristaux ou des grains.

**4.1.2. La porosité secondaire :** Correspond aux systèmes de fractures ou karstiques d'un massif rocheux. Les roches susceptibles de posséder une bonne porosité primaire sont celles qui résultent de la consolidation de sédiments pulvérulents. Selon le processus de sédimentation et le ciment composant la roche, celle-ci est plus ou moins poreuse.

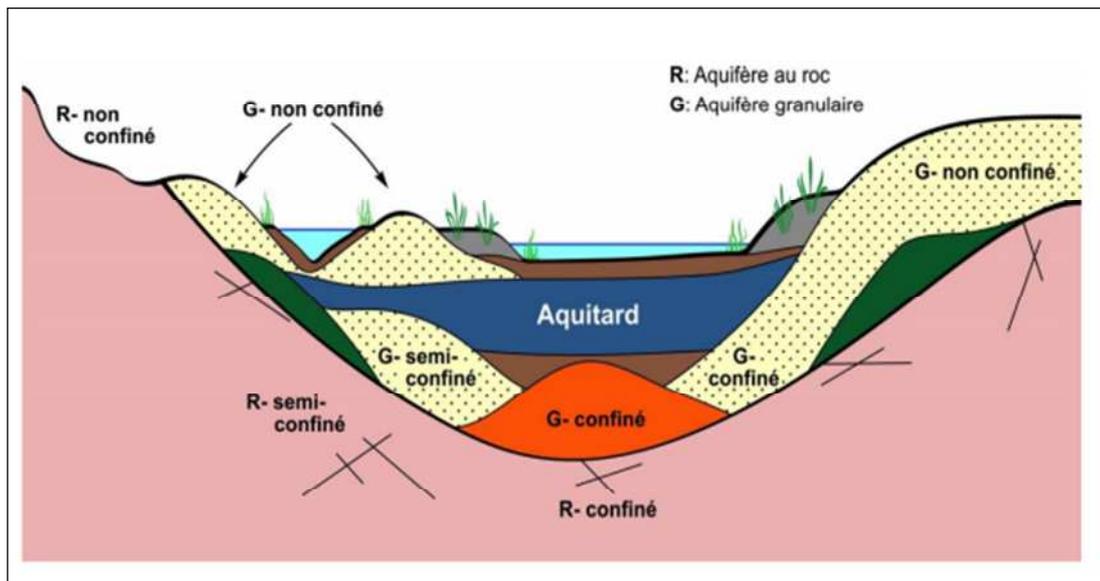
##### **4.2. Types d'aquifères selon le degré de confinement :**

Indépendamment du milieu géologique de l'aquifère, trois classes d'aquifère se distinguent selon le type de nappe phréatique qu'ils contiennent,

**4.2.1. Aquifère non-confiné :** Contient une nappe libre, cas d'un écoulement gravitaire.

**4.2.2. Aquifère confiné :** Contient une nappe captive, cas d'un écoulement artésien et.

**4.2.3. Aquifère semi-confiné :** Contient une nappe semi-captive.



**Figure 12:** Confinement des aquifères

## 5. Types des nappes d'eau :

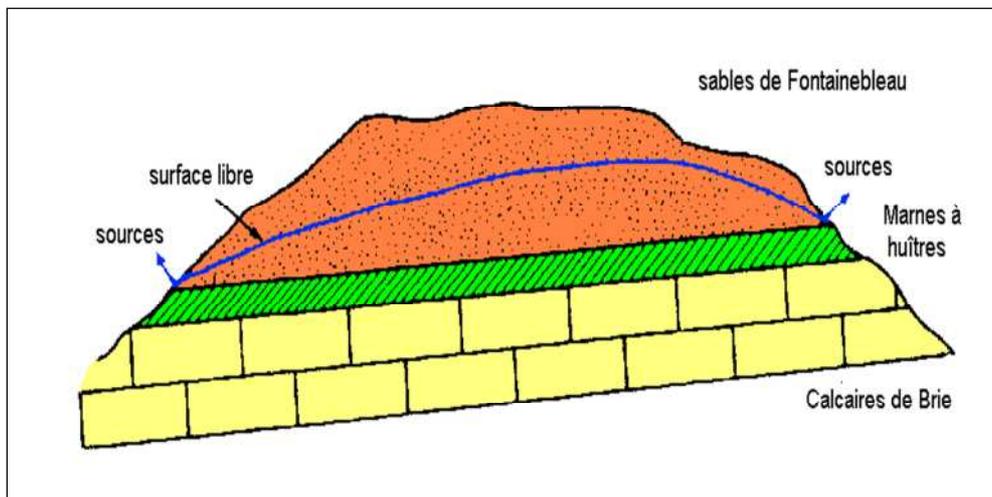
### 5.1. Nappes libres :

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

#### 5.1.1. Les aquifères superficiels à nappe libre (nappe phréatique):

Nous avons un milieu perméable situé en surface reposant sur un milieu imperméable: l'eau n'est pas sous pression. En effet la partie supérieure de la nappe est située au sein du milieu poreux, elle est à la **pression atmosphérique**. L'emmagasinement de l'aquifère est

directement lié à la porosité efficace et on a également dans cet aquifère une zone saturée et une zone non saturée.

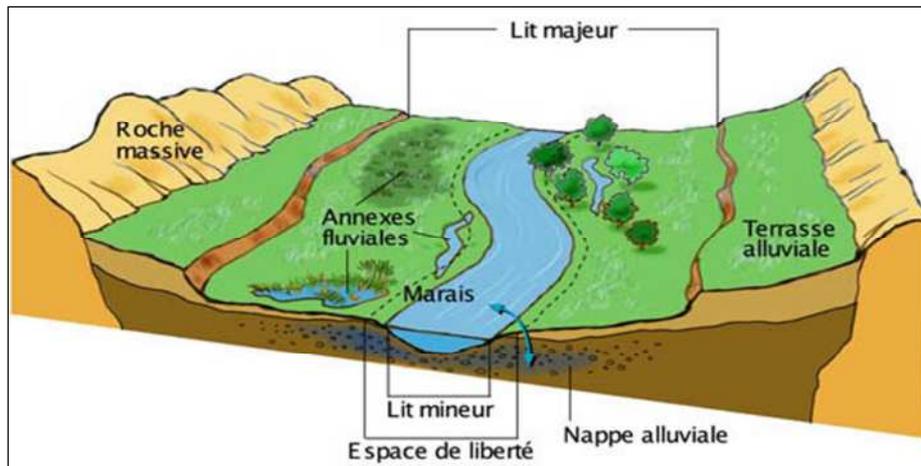


**Figure 13:** Nappe libre (nappe libre des Sables).

### 5.1.2. Nappe alluviale :

L'aquifère est constitué par les alluvions d'une rivière. L'eau de la nappe est en équilibre avec celle de la rivière et les échanges se font dans les deux sens. Les alluvions sont très perméables; elles peuvent être très épaisses (une centaine de mètres) et constituer un réservoir très important qui sert à l'alimentation en eau des villes situées le long de la rivière

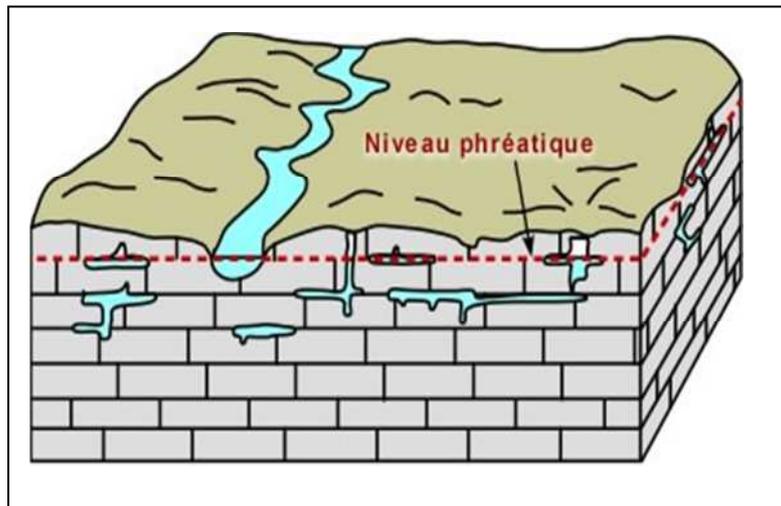
Ces nappes, soutenues par l'apport de la rivière (ou d'un lac), sont très vulnérables à la pollution. L'aménagement du cours des rivières diminue leur vitesse (barrage) et favorise le dépôt des particules fines qui tendent à colmater le fond du lit et interrompre les échanges avec la nappe.



**Figure 14:** Nappe alluviale

### 5.1.3. Les aquifères karstiques:

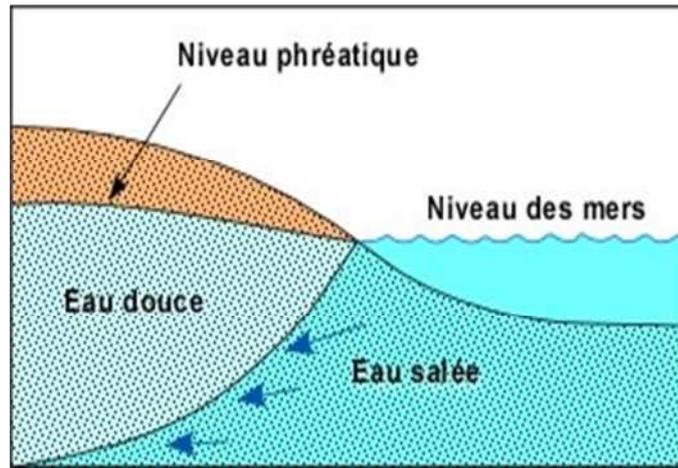
Ce sont les massifs calcaires dans lesquels l'eau circule dans les vides. Ces vides résultent de la dissolution des calcaires par l'eau chargée en CO<sub>2</sub> atmosphérique. La taille des vides est très variable. Tous ces vides souterrains constituent le karst (terme serbo-croate).



**Figure 15:** Nappe karstique.

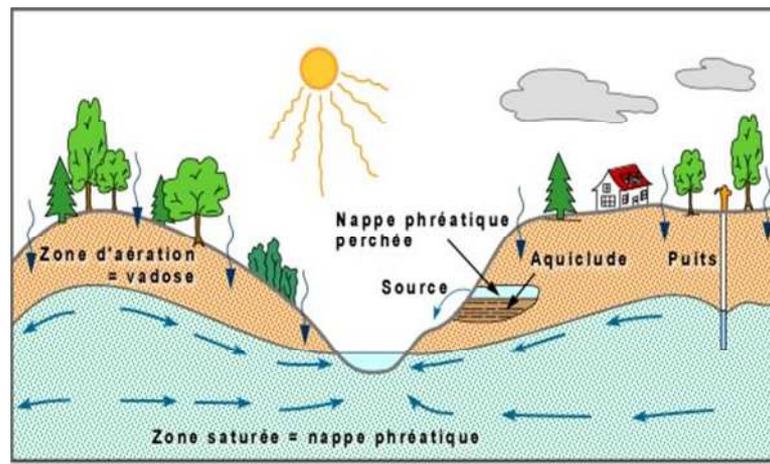
### 5.1.4. Nappe en plaine littorale :

La nappe d'eau douce qui est située dans les alluvions est en équilibre hydrostatique avec la nappe salée issue de l'eau de mer. Ces 2 nappes se mélangent peu, leur interface constitue un biseau salé. Tout rabattement de la nappe d'eau douce entraîne la rupture de l'équilibre et la progression du biseau salé vers l'intérieur des terres.



**Figure 16:** Nappe en plaine littorale

**5.1.5. Nappe perchée:** Nappe libre de petite dimension (quelques km<sup>2</sup>) soutenue par un niveau imperméable dans la zone non-saturée d'un aquifère, au dessus de la nappe libre générale.



**Figure 17:** Nappe perchée.

## 5.2. Nappes captives :

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

### 5.2.1. Nappe artésienne (nappe captive artésienne):

Nappe captive dont le niveau piézométrique est supérieur au niveau topographique ce qui permet à l'eau de la nappe artésienne de remonter dans un forage jusqu'au dessus de la surface du sol.

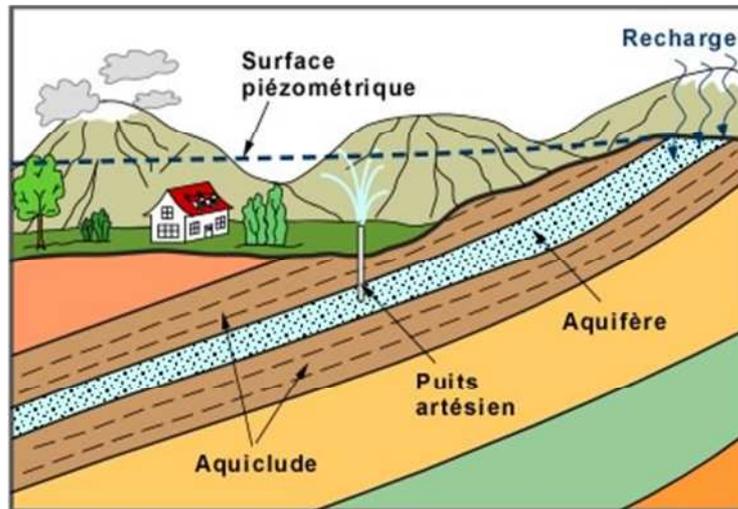


Figure 18: Nappe artésienne.

### 5.3. Aquifère à nappe semi-captive :

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

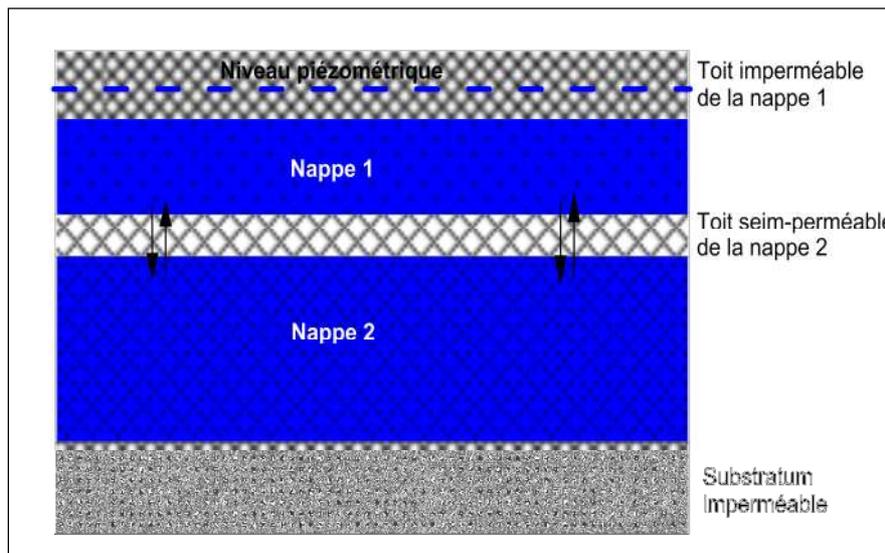


Figure 19: Aquifère à nappe semi-captive.

## Chapitre IV : Notions fondamentales d'hydrodynamique en milieu poreux

### 1. Introduction :

Pour que l'eau circule dans un terrain il est nécessaire que les vides (pores et fissures) soient interconnectés. L'aptitude d'un terrain à se laisser traverser par les fluides est caractérisée par la perméabilité de ce terrain par rapport au fluide.

### 2. Rappel sur la charge hydraulique

Nous rappelons ici quelques notions de mécanique des fluides. Considérons un fluide parfait i.e. incompressible et non visqueux. Si ce fluide est en mouvement et que sa vitesse ne varie pas dans le temps, c'est-à-dire que son mouvement est permanent, les particules suivent des trajectoires invariables dans le temps. Dans ce cas la trajectoire = filet liquide = ligne de courant (nous rappelons que la ligne de courant est la ligne tangente à la vectrice vitesse en chacun de ces points à l'instant considéré). On appelle charge hydraulique la quantité  $H$  :

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{g \cdot \rho_w} + Z \quad (4.1)$$

$z$  étant l'altitude du point,  $P$  la pression,  $\rho_w$  la masse volumique du fluide ( $\gamma_w$  est le poids volumique) Remarque : On note parfois en mécanique des sols la pression  $u$ , donc :

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (4.2)$$

**Remarque :** Si le liquide est parfait, la charge hydraulique reste constante. En fait généralement un fluide n'est pas parfait et il existe des forces de viscosité ou de frottement visqueux. C'est le cas pour l'eau s'écoulant sous l'action de la pesanteur à travers les vides d'un terrain : il existe des forces de viscosité entre les molécules ; ces frottements vont dissiper de l'énergie et il y aura **perte de charge**. Souvent nous nous intéresserons plus aux variations de charge dans l'espace qu'à la charge elle-même. Lorsqu'une particule parcourt la distance  $L$ , le gradient hydraulique  $I$  est défini par :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_2 - H_1}{L} = \frac{dH}{dL} = \text{grad (H)} \quad (4.3)$$

## 2.1. Cas des sols

**2.1.1. Charge Hydraulique :** Les vitesses d'écoulement dans le sol sont toujours faibles (même dans un sol très perméable l'ordre de grandeur est 0,1 m/s). Par conséquent dans l'expression de la charge hydraulique, le terme  $V^2 / (2g)$  est négligeable par rapport aux autres. On notera donc :

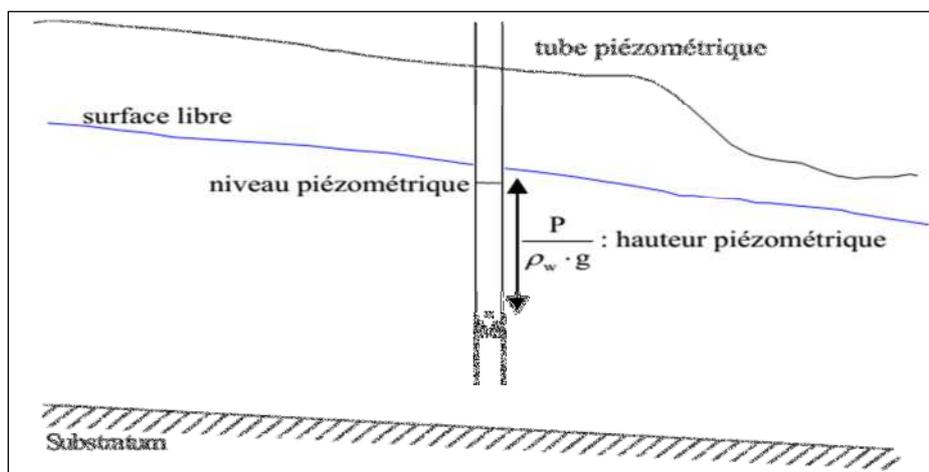
$$H = \frac{P}{g \cdot \rho_w} + Z \quad (4.4)$$

### 2.1.2. Notion de hauteur piézométrique

Considérons un écoulement d'eau dans un terrain et un point M à la cote  $z$ . Faisons descendre un tube plein jusqu'à ce point M. Nous observons une remontée de l'eau dans ce tube jusqu'à la cote  $z'$ . La charge hydraulique au point M peut s'écrire :

$$H = \frac{P}{g \cdot \rho_w} + Z = \frac{\gamma_w(z' - z)}{\gamma_w} + Z = z' \quad (4.5)$$

La charge hydraulique au point M est donc égale à l'altitude de la surface d'eau dans un tube plein que l'on qualifie de **tube piézométrique** ou **piézomètre**. La hauteur  $z'$  sera appelée hauteur piézométrique. La hauteur piézométrique en un point est donc la hauteur d'équilibre de l'eau avec la pression atmosphérique.



**Figure 20:** Niveau et hauteur piézométrique

### 3. Le théorème de Bernoulli :

Le théorème qui a été établi en 1739 par Daniel Bernoulli décrit le comportement simplifié d'un fluide dans une conduite ou, en généralisant, dans un tube de courant au sein d'une masse d'eau. Il traduit simplement la conservation de l'énergie mécanique (sans conversion en énergie interne, ni variation de volume, ni frottement) dans un volume  $V$  de fluide de masse  $m$  et masse volumique  $\rho$  :

$$E_C + E_Z + E_P = \text{cte} \quad (4.6)$$

$$E_C = \frac{1}{V} \frac{mV^2}{2} = \frac{\rho V^2}{2} \text{ est la densité d'énergie cinétique.} \quad (4.7)$$

$$E_Z = \frac{1}{V} m \cdot g \cdot z = \rho \cdot g \cdot z \text{ est la densité d'énergie potentielle de gravité.} \quad (4.8)$$

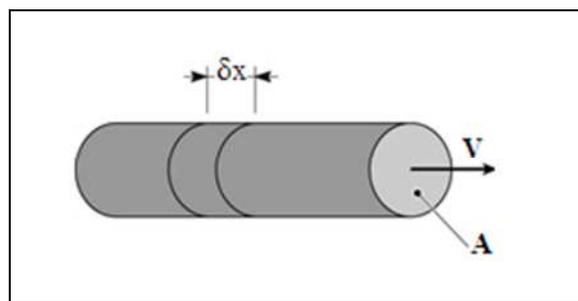
$$E_P = \frac{1}{V} p \cdot V = p \text{ est la densité d'énergie élastique (Pression d'eau).} \quad (4.9)$$

Les hypothèses sont très fortes : le fluide est incompressible et de viscosité négligeable, en régime permanent, et sans transfert de chaleur.

Ce théorème a posé les bases de l'hydrodynamique et même, d'une façon plus générale, de la mécanique des fluides.

#### 3.1. Démonstration

Considérons un écoulement laminaire d'un fluide incompressible (figure).



**Figure 21:**Écoulement dans une conduite cylindrique: cas unidirectionnel

$$\text{Le débit d'eau dans une canalisation est par définition : } Q = \frac{\delta V}{\delta t} \quad (4.10)$$

Si la vitesse  $v$  du fluide, appelée aussi flux (un flux est un débit par unité de surface), est uniforme, après un temps  $dt$ , un élément de fluide sera déplacé de la longueur  $dx = v dt$ , donc un

volume  $dV = A v dt$  se sera écoulé : le débit vaut donc  $Q = A v$ . (4.11)

On considère maintenant (figure 13.5) un tube de courant de section  $A$  constante, d'orientation quelconque, avec des pressions  $u_a$  et  $u_b$  aux extrémités. Après un certain temps, sous l'effet de la différence de pression, le fluide avance de  $\delta x$  et d'un volume  $dV$ . La résultante des forces de pression est  $F = A (u_a - u_b)$  et le travail de ces forces vaut :

$$W = F \cdot \delta x = A \cdot \delta x \cdot (u_a - u_b) = \delta V \cdot (u_a - u_b) \quad (4.12)$$

Ce travail doit être égal à la variation d'énergie potentielle  $E_z$  puisque  $E_c$  est constante (car  $A = c^{te}$ ).

$$\delta E_z = m \cdot g \cdot (b - a) = \rho \cdot \delta V \cdot g \cdot (b - a) \quad (4.13)$$

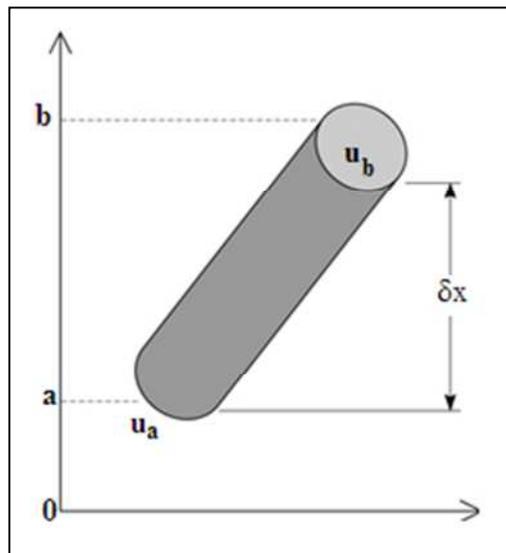
L'égalité  $W = \delta E_z$  donne, avec les deux expressions ci-dessus :

$$u_a - u_b = \rho \cdot g \cdot (b - a) \quad (4.14)$$

ou encore :

$$du - \rho \cdot g \cdot dz = 0 \quad (4.15)$$

Ce qui s'écrit aussi :  $u(z) + \rho g z = c^{te}$ , qui est la version « sans énergie cinétique » du théorème de Bernoulli.



**Figure 22:**Écoulement de courant dans un tube cylindrique.

Plus généralement, en prenant en compte des changements de section dans le tube de courant, on a aussi des changements de vitesse des éléments du fluide, donc de l' $E_c$  par unité de volume, que l'on inclut dans le théorème.

S'il n'y a pas d'apport ou de perte, le débit est constant le long du tube de courant, c'est l'équation de continuité. Lorsqu'on change de section  $A_1 \rightarrow A_2$ , la continuité permet de calculer

le changement de vitesse correspondant :

$$Q = c^{te} = A_1 u_1 = A_2 u_2 \quad (4.16)$$

**4. Expérience de Darcy :** Expérimentalement, Henry Darcy (vers 1856) trouve la relation suivante :

$$Q = K.S. \frac{\Delta H}{L} \quad (4.17)$$

S : section du massif sableux

K est un coefficient qui dépend du fluide et du terrain. Il a la dimension d'une vitesse ( $L T^{-1}$ ).

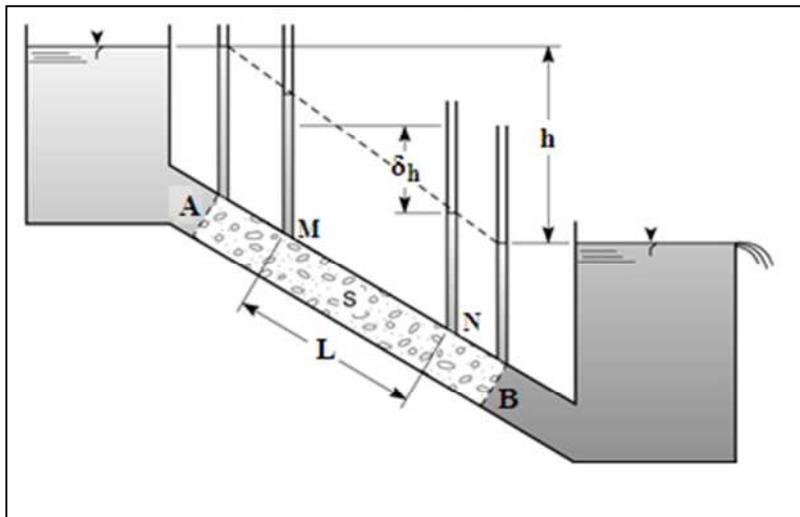
Ce coefficient est le coefficient de perméabilité de Darcy encore appelé coefficient de perméabilité. En posant

On reconnaît dans le terme de gauche la vitesse de filtration  $v$ , qui serait la vitesse effective de l'eau à la sortie de la colonne si toute la section contribuait à l'écoulement, c'est-à-dire si le milieu avait une porosité efficace égale à 1. Dans le second terme, on identifie la perte de charge.

$$i = \frac{\delta h}{L} \quad (4.18)$$

Aussi nommé gradient hydraulique (sans dimension). La loi de Darcy s'écrit donc simplement en grandeurs algébriques pour un écoulement unidimensionnel :

$$V = - K. i \quad (4.19)$$



**Figure 23:**Dispositif expérimental de Darcy.

## **5. Application à la lecture des cartes hydrotypes et de transmissivité ; perméabilité :**

Plusieurs cartes thématiques sont donc généralement requises afin de bien représenter tous les aspects qui permettent de caractériser la ressource en eau souterraine.

**5.1. Les cartes hydrogéologiques générales :** Ainsi que celle du potentiel de la ressource en eau souterraine sont généralement construites durant les phases préliminaires des travaux de cartographie hydrogéologique. Les informations qu'elles contiennent ont trait au type d'aquifère ainsi qu'à leur potentiel d'utilisation. Le niveau d'interprétation des cartes hydrogéologiques générales est moins avancé que celui que l'on retrouve sur les cartes du potentiel de la ressource. Ainsi, ces cartes s'adressent principalement aux spécialistes en hydrogéologie alors que les cartes du potentiel seront plutôt accessibles aux utilisateurs ou aux gestionnaires de la ressource.

**5.2. Les cartes paramétriques :** Contiennent un ensemble spécifique de données ayant trait à un ou plusieurs aspects touchant la présence, l'étendue et l'importance de la ressource en eau souterraine ainsi que ses caractéristiques géochimiques. Les paramètres présentés sont, par exemple, l'altitude de la surface libre ou piézométrique, la profondeur à la nappe, la base de l'aquifère ou son épaisseur, la salinité de l'eau, sa température ou sa concentration en ions majeurs. Étant donné la grande quantité d'information qu'elles présentent, les cartes paramétriques sont généralement conçues à grande échelle. L'utilisation de ces cartes nécessite généralement l'interprétation d'un hydrogéologue.

**5.3. Les cartes hydrogéologiques des systèmes aquifères :** Sont préparées dans le but de faire ressortir le contexte hydrodynamique des systèmes aquifères et les conditions limites présentes dans une région. Leurs principaux buts sont d'améliorer la compréhension du système d'écoulement et de définir le plus précisément possible les conditions aux limites du système à l'étude. Ces cartes sont le fruit de l'intégration de plusieurs cartes paramétriques ainsi que d'informations complémentaires telles que la géologie, la géomorphologie, la pédologie et l'hydrologie. Ces cartes sont très utiles pour l'élaboration de modèles conceptuels qui seront utilisés lors de la modélisation numérique. Ces cartes peuvent aussi servir à l'identification de secteurs où il y a un manque de données ou ceux qui sont les plus appropriés pour l'aménagement de systèmes de surveillance.

**5.4. Les cartes hydrogéologiques spécialisées :** Répondent à un besoin particulier et visent généralement un public varié. Ces cartes sont généralement utilisées pour trois

principales applications : la planification, l'exploitation ou la gestion de la ressource en eau souterraine. Les cartes de planification et de gestion peuvent montrer la qualité des eaux souterraines en fonction de certains critères particuliers, les cartes de vulnérabilité identifient la vulnérabilité des eaux souterraines à la contamination et les cartes de protection montrent l'état actuel de l'exploitation des eaux souterraines, les aires d'alimentation des puits, et les régions à protéger.

## 6. Généralisation de la loi de Darcy :

L'expérience de Darcy est réalisée en dimension 1. mais lorsque nous avons écrit :

$$V = -\frac{K}{\mu}(\overrightarrow{grad} p + \rho g \overrightarrow{grad} z) \quad (4.20)$$

Implicitement nous avons généralisé la loi à 3 dimensions en supposant que le terrain était homogène et isotrope et que la loi établie en dimension 1 était valable pour les 3 composante de l'espace i.e. que l'on pouvait écrire

$$V_x = -K \frac{\partial H}{\partial x} \quad (4.21)$$

$$V_y = -K \frac{\partial H}{\partial y} \quad (4.22)$$

$$V_z = -K \frac{\partial H}{\partial z} \quad (4.23)$$

$$\text{Ou encore } V = -K \overrightarrow{grad} H \quad (4.24)$$

Pour justifier cette généralisation à 3 dimensions, il est possible de réaliser des calculs à partir des équations de Navier-Stokes qui montrent que les déplacements de fluide en milieu poreux sont dus aux gradients de pressions et aux forces extérieures (ici la gravité).

On sait qu'a priori un terrain n'est ni homogène, ni isotrope; il suffit de regarder une succession de couches sédimentaires pour s'en convaincre. Dans une série argilo-sableuse, la perméabilité horizontale sera supérieure à la perméabilité verticale. De même dans des alluvions, il existe en général des chenaux plus perméables. Ces constatations conduisent à considérer la perméabilité d'un point de vue mathématique comme une propriété tensorielle. On définit un tenseur de perméabilité  $K''$  que l'on admettra être un tenseur du deuxième ordre symétrique (c'est à dire représenté par une matrice 3\*3 symétrique par rapport à la diagonale et ayant donc 6 coefficients indépendants).

$$\mathbf{K}'' = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \text{ avec } \begin{cases} K_{xy} = K_{yx} \\ K_{xz} = K_{zy} \\ K_{yz} = K_{zy} \end{cases} \quad (4.25)$$

La relation  $\mathbf{V} = -\mathbf{K} \overrightarrow{\text{grad}} H$  peut donc s'expliciter par :

$$V_x = -K_{xx} \frac{\partial H}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial H}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial H}{\partial z} = -K_{xx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - K_{xy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - K_{xz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right) \quad (4.26)$$

$$V_y = -K_{yx} \frac{\partial H}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial H}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial H}{\partial z} = -K_{yx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - K_{yy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - K_{yz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right) \quad (4.27)$$

$$V_z = -K_{zx} \frac{\partial H}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial H}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial H}{\partial z} = -K_{zx} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} - K_{zy} \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} - K_{zz} \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right) \quad (4.28)$$

Il est possible de représenter ce tenseur dans un espace ayant comme axes les directions principales du tenseur des perméabilités, la matrice se réduit alors dans ce nouvel espace (XYZ ou 123) à 3 composantes diagonales:

$$\mathbf{K}''_{xyz} = \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

Mathématiquement X, Y et Z sont les directions propres de la matrice et  $K_{xx}$ ,  $K_{yy}$ ,  $K_{zz}$  les valeurs propres associées. Physiquement, X, Y et Z sont les directions pour lesquelles l'écoulement est parallèle au gradient de charge.

Souvent le milieu est stratifié et on distingue donc deux perméabilités : une perméabilité horizontale ( $K_H = K_{xx} = K_{yy}$ ) et une perméabilité verticale ( $K_V = K_{zz}$ ) On a alors :

$$V_x = -K_H \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (4.30)$$

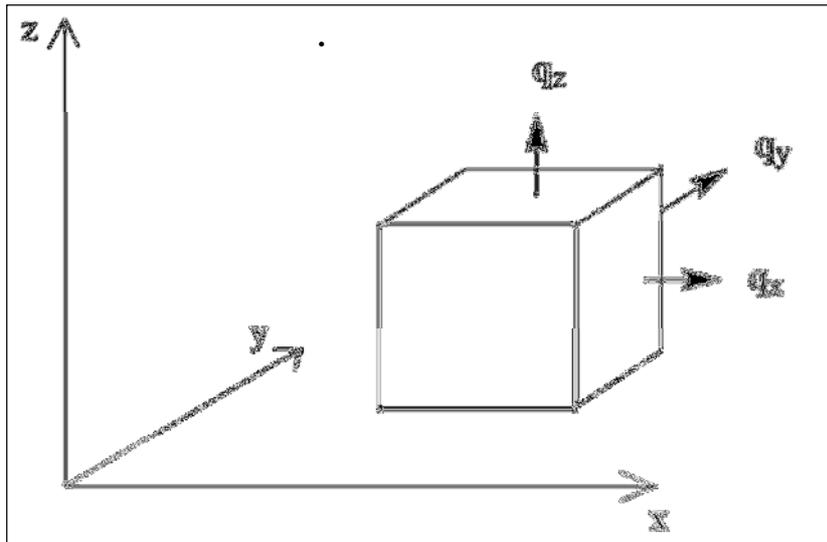
$$V_y = -K_H \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial y} \quad (4.31)$$

$$V_z = -K_V \left( \frac{1}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial z} + 1 \right) \quad (4.32)$$

## 7. Equation de continuité

L'équation de Darcy ne permet pas de solutionner les problèmes complexes puisqu'elle ne permet pas d'évaluer le potentiel aux différents points du domaine. L'équation de Darcy nécessite plutôt la connaissance des potentiels pour estimer le flux.

L'équation de la continuité permet d'évaluer les potentiels. La figure 2.2 permet de définir le bilan sur un élément de référence infinitésimal.



**Figure 24:** Bilan des flux d'eau au travers d'un élément infinitésimal.

Compte tenu que le milieu est saturé et que le fluide (l'eau) est incompressible, la somme des débits entrants et sortants de cet élément est nulle.

$$\Delta Q_x + \Delta Q_y + \Delta Q_z = 0 \quad (4.33)$$

Le débit est le produit du flux ( $q$ ) par la section d'écoulement ( $A$ ) :

$$Q_x = q_x A \quad (4.34)$$

La variation de débit selon l'axe  $x$  est :

$$\Delta Q_x = Q_{x+\frac{\Delta x}{2}} - Q_{x-\frac{\Delta x}{2}} = (q_{x+\frac{\Delta x}{2}} - q_{x-\frac{\Delta x}{2}}) \Delta_y \Delta_z \quad (4.35)$$

En utilisant l'expansion de Taylor, cette équation s'écrit :

$$\Delta Q_x = \left[ \left( q_x + \frac{1}{2} \frac{d}{dx} (q_x) \Delta x \right) + \left( q_x - \frac{1}{2} \frac{d}{dx} (q_x) \Delta x \right) \right] \Delta_y \Delta_z \quad (4.36)$$

$$\Delta Q_x = \left[ \frac{d}{dx} (q_x) \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z \quad (4.37)$$

La loi de Darcy  $\vec{q} = -K \frac{d\varphi}{dx}$  permet d'estimer le flux ( $q_x$ ) :

$$\vec{q}_x = -K_x \frac{d\varphi}{dx} \quad (4.38)$$

En introduisant l'équation de Darcy [2.20] dans l'équation [2.19], cette équation peut s'écrire :

$$\Delta Q_x = \left[ \frac{d}{dx} \left( -K_x \frac{d\varphi}{dx} \right) \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z = \left[ -K_x \frac{d^2\varphi}{dx^2} \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z \quad (4.39)$$

Les variations de débit selon les axes "y" et "z" sont dérivés de la même façon et s'écrivent :

$$\Delta Q_y = \left[ \frac{d}{dy} \left( -K_y \frac{d\varphi}{dy} \right) \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z = \left[ -K_y \frac{d^2\varphi}{dy^2} \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z \quad (4.40)$$

$$\Delta Q_z = \left[ \frac{d}{dz} \left( -K_z \frac{d\varphi}{dz} \right) \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z = \left[ -K_z \frac{d^2\varphi}{dz^2} \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z \quad (4.41)$$

En utilisant les différentes expressions de la variation des débits, l'équation [2.15] devient l'équation de la continuité qui s'écrit :

$$\left[ -K_x \frac{d^2\varphi}{dx^2} - K_y \frac{d^2\varphi}{dy^2} - K_z \frac{d^2\varphi}{dz^2} \right] \Delta_x \Delta_y \Delta_z = 0 \quad (4.42)$$

$$K_x \frac{d^2\varphi}{dx^2} + K_y \frac{d^2\varphi}{dy^2} + K_z \frac{d^2\varphi}{dz^2} = 0 \quad (4.43)$$

Si le sol est isotrope, ( $K_x = K_y = K_z$ ), l'équation de la continuité devient l'équation de Laplace :

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} + \frac{d^2\varphi}{dy^2} + \frac{d^2\varphi}{dz^2} = 0 \quad (4.44)$$

En coordonnées cylindriques, l'équation de la continuité s'écrit :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (4.45)$$

L'équation de Laplace ou de la continuité a comme caractéristiques :

- Le potentiel est défini en tout point du domaine,
- La solution est unique en chaque point, i.e. une seule valeur de potentiel en un point donné,
- La solution particulière est déterminée avec les conditions limites particulières du problème.

## 8. Equation générale de l'hydrodynamique en milieu poreux :

Soient  $x_0, y_0, z_0$  les coordonnées d'une molécule de fluide à l'origine des temps  $t = 0$ ;  $x, y, z$  ses coordonnées au temps  $t$ ;  $u, v, w$  les composantes de sa vitesse;  $\rho$  la densité du fluide,  $p$  sa pression.

On peut prendre comme variables  $x_0, y_0, z_0, t$ , c'est le système de Lagrange, ou  $x, y, z, t$ , c'est le système d'Euler. Dans ce qui suivra, j'adopterai les notations suivantes; je désignerai par :

$$\frac{du}{dt}, \frac{du}{dx_0}, \frac{du}{dy_0}, \frac{du}{dz_0} \quad (4.46)$$

Les dérivées prises par rapport aux variables de Lagrange, et par :

$$\frac{\partial u}{\partial t}, \frac{\partial u}{\partial x_0}, \frac{\partial u}{\partial y_0}, \frac{\partial u}{\partial z_0} \quad (4.47)$$

Les dérivées prises par rapport aux variables d'Euler.

Dans le système de Lagrange,  $x, y, z$  sont fonctions de  $x_0, y_0, z_0, t$

$$\frac{dx}{dt} = u, \frac{dy}{dt} = v, \frac{dz}{dt} = w \quad (4.48)$$

Sont les composantes de la vitesse ;

$$\frac{du}{dt}, \frac{dv}{dt}, \frac{dw}{dt} \quad (4.49)$$

Pour passer d'un système de variables à l'autre, il suffit d'appliquer les règles ordinaires de la différentiation, et d'écrire :

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{dy}{dt} + \frac{\partial u}{\partial z} \frac{dz}{dt} \quad (4.50)$$

Ou

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} u + \frac{\partial u}{\partial y} v + \frac{\partial u}{\partial z} w \quad (4.51)$$

Et de même :

$$\frac{d\rho}{dt} = \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho}{\partial x} u + \frac{\partial \rho}{\partial y} v + \frac{\partial \rho}{\partial z} w \quad (4.52)$$

Soit un élément de volume  $dr$ : la masse de liquide qu'il renferme est  $\rho dr$ . J'appellerai

$\rho X d\tau$ ,  $\rho Y d\tau$ ,  $\rho Z d\tau$  les projections sur les axes de la résultante de toutes les forces qui agissent sur cet élément. Les équations de l'hydrostatique, exprimant que cet élément est en équilibre, sont les suivantes :

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \rho X \quad (4.53)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \rho Y \quad (4.54)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \rho Z \quad (4.55)$$

Pour passer de ces équations à celles de l'hydrodynamique, il faut ajouter aux forces réelles les forces Actives d'inertie (principe de d'Alembert). Les composantes de ces forces d'inertie sont respectivement égales aux composantes de l'accélération multipliées par la masse et changées de signe: soient :

$$-\rho d\tau \cdot \frac{du}{dt}, -\rho d\tau \cdot \frac{dv}{dt}, -\rho d\tau \cdot \frac{dw}{dt} \quad (4.56)$$

Les équations de l'hydrodynamique seront donc :

1°) Dans le système de Lagrange :

$$\frac{\partial P}{\rho \partial x} = X - \frac{du}{dt} \quad (4.57)$$

$$\frac{\partial P}{\rho \partial y} = Y - \frac{dv}{dt} \quad (4.58)$$

$$\frac{\partial P}{\rho \partial z} = Z - \frac{dw}{dt} \quad (4.59)$$

2°) Dans le système d'Euler :

$$\frac{\partial P}{\rho \partial x} = x - \frac{du}{dt} - u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} - w \frac{\partial u}{\partial z}, \text{ etc.} \quad (4.60)$$

## Chapitre V : Notions hydrodynamiques des Aquifères (essai de pompage)

### 1. Introduction :

Afin d'utiliser l'eau, nous construisons des puits par lesquels nous pompons l'eau souterraine. Le pompage modifie le sens d'écoulement de l'eau souterraine, car il crée autour du puits une baisse de pression, ce qui appelle l'eau en direction du puits. Cet écoulement convergent vers le puits affectera l'écoulement souterrain jusqu'à une distance appelée le **rayon d'influence** ; jusqu'à cette distance tout autour du puits le niveau de la nappe est influencé selon l'importance du pompage. Le toit de la nappe phréatique s'abaissera en prenant la forme d'un cône que l'on nomme **cône de rabattement**

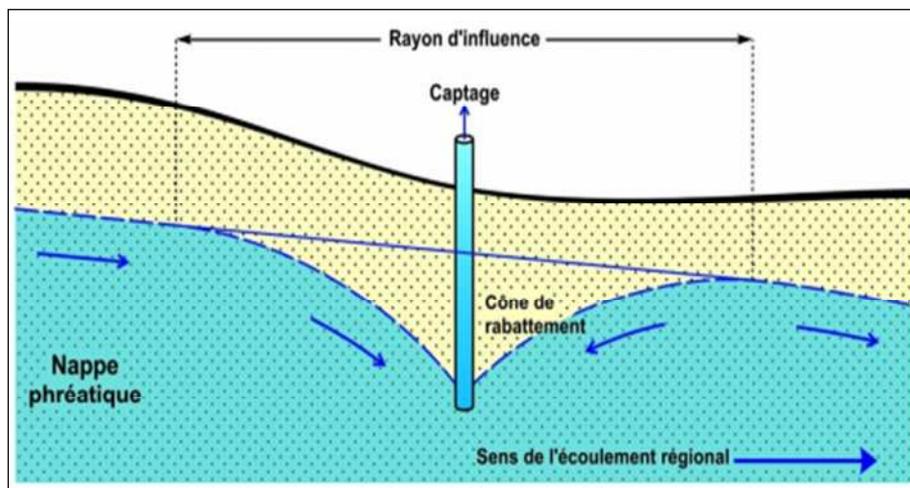


Figure 25: Cône de rabattement et rayon.

### 2. Essai de pompage :

#### 2.1. Ecoulement permanent :

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

On a :

- 1-  $s < 0,1 e$  avec  $e$  (Epaisseur de la nappe)
- 2-  $0,3 e > s > 0,1 e$ .
- 3-  $s > 0,3 e$ .

Pour :

1-Appliquer les méthodes de nappe captive.

2-Correction, puis appliquer les méthodes de nappe captive.

$$S_c = S_m - \left( \frac{s_m^2}{2h} \right). \quad (5.1)$$

Sachant que :  $S_c$  : Rabattement corrigé

$S_m$  : Rabattement mesuré au puits.

$h$  : Epaisseur initial saturé.

3-N'appliquer que les modèles des nappes libres.

### **2.1.1. Méthode de DUPUIT (1863) :**

#### **2.1.1.1. Condition aux limites d'application :**

1-Nappe d'extension latérale infinie.

2-Couche aquifère homogène, isotrope, et de même épaisseur des toute la zone influencée par le pompage.

3-Avant le pompage la nappe est initialement au repos.

4-Débit pompé constant.

5-Le puits est parfait (atteint au substratum) dans un écoulement bidimensionnel.

6-La Nappe est captive.

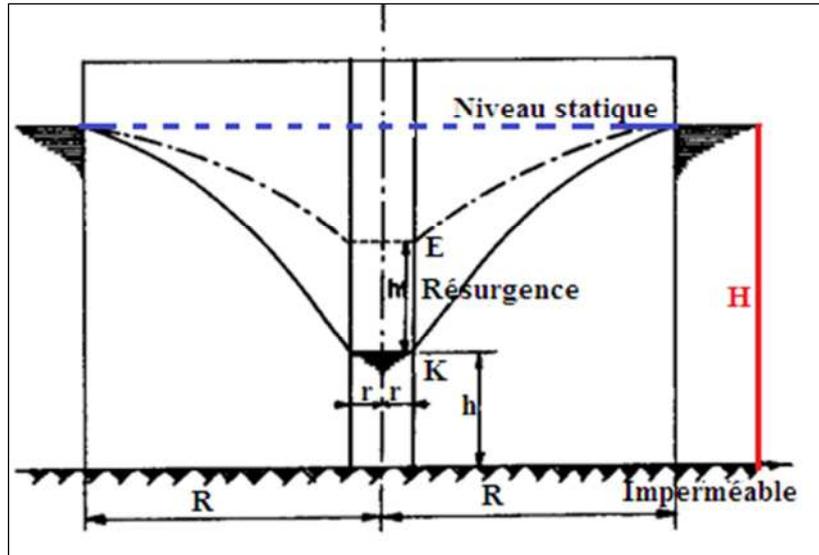
7-L'écoulement vers le puits est en régime permanent.

8-Absence d'effets capillaires sensible.

9-Régime laminaire

#### **2.1.1.2. Formule de DUPUIT :**

DUPUIT est le premier hydraulicien (1863) à avoir exprimé une formule liant le débit de pompage avec le rayon d'action en fonction de la perméabilité pour les problèmes de puits



**Figure 26:** Cône de dépression dû à un pompage.

Débit traversant une surface équipotentielle de rayon  $r$  :

$$Q = 2\pi r h k i \quad (5.2)$$

$$\text{Avec : } i = \frac{dh}{dr} \quad (5.3)$$

$$\text{Equation de continuité en coordonnée polaire } \Delta h = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = 0 \quad (5.4)$$

**a. Nappe libre :**

$$Q = 2\pi r h k \frac{dh}{dr} \quad (5.5)$$

Par intégration entre  $r_p$  et  $R_a$  ( $h_p$  et  $H_0$ )

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - h_p^2)}{\ln\left(\frac{R_a}{r_p}\right)} \quad (5.6)$$

**b. Nappe captive :**

$$Q = 2\pi r k e \frac{dh}{dr} \quad (5.7)$$

Par intégration entre  $r_p$  et  $R_a$  ( $h_p$  et  $H_0$ ):

$$Q = \frac{2\pi k e (H_0 - h_p)}{\ln\left(\frac{R_a}{r_p}\right)} \quad (5.8)$$

- Q : Débit de pompage ;
- k : Perméabilité du terrain ;
- H<sub>0</sub> : Epaisseur de la partie saturée ;
- h<sub>p</sub> : Hauteur d'eau dans le puits pendant le pompage ;
- r<sub>p</sub> : Rayon du puits ;
- R<sub>a</sub> : Rayon d'action (ou d'influence du cône de dépression) ;
- e : Epaisseur de la couche aquifère.

### 2.1.1.3. Détermination de la perméabilité avec l'essai DUPUIT :

L'essai consiste à pomper à régime constant dans un puits jusqu'à l'établissement d'un état d'équilibre avec une stabilisation des niveaux dans les piézomètres.

#### a. Nappe libre :

$$k = Q \frac{\ln\left(\frac{R_a}{r_p}\right)}{\pi (H_0^2 - h_p^2)} \quad (5.9)$$

#### b. Nappe captive :

$$k = Q \frac{\ln\left(\frac{R_a}{r_p}\right)}{2\pi e (H_0 - h_p)} \quad (5.10)$$

La formule de DUPUIT tient compte du rayon d'action R<sub>a</sub> du puits, paramètre difficile à apprécier in-situ. Pour s'affranchir de toutes approximations hasardeuses sur R<sub>a</sub> et les pertes de charges à proximité immédiate du forage, on utilise deux ou plusieurs piézomètres de contrôle (*On pompe* à régime constant Q dans le forage jusqu'à atteindre le régime permanent. On mesure les hauteurs d'eau dans les deux piézomètres h' et h'' à une distance du puits r (r' et r'' pour deux piézomètres) et on applique la formule de DUPUIT.

#### 2.1.1.4. Interprétation avec 2 piézomètres :

On pompe à régime constant  $Q$  dans le forage jusqu'à atteindre le régime permanent. On mesure les hauteurs d'eau dans les deux piézomètres  $h'$  et  $h''$ .

Détermination de la perméabilité avec la méthode de Dupuit en utilisant deux piézomètres de contrôle.

##### a. Nappe captive ou artésienne :

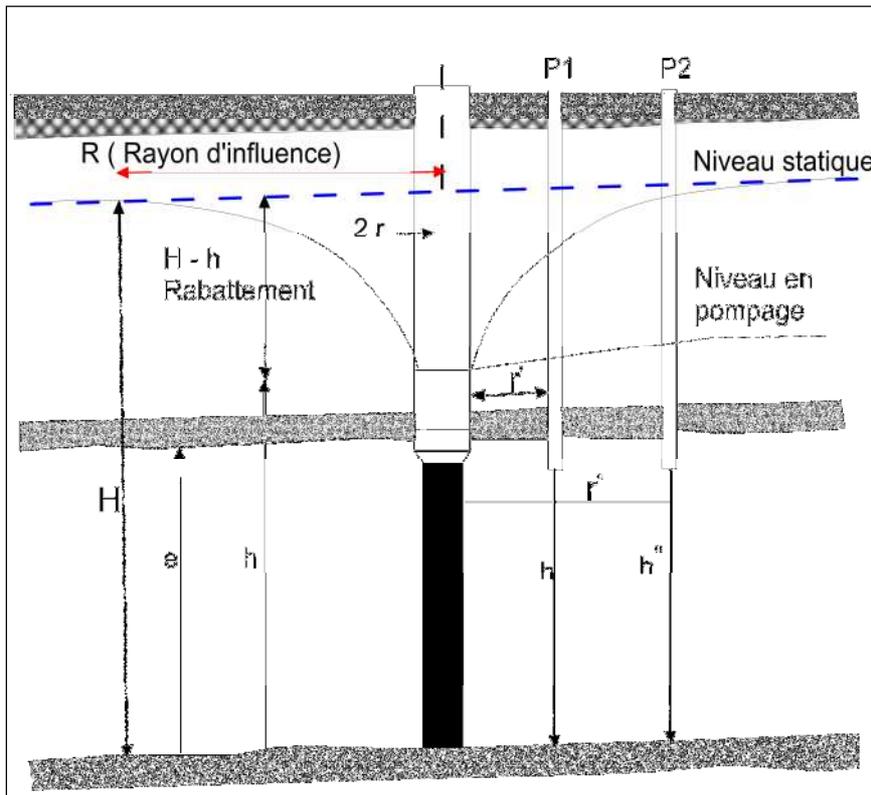
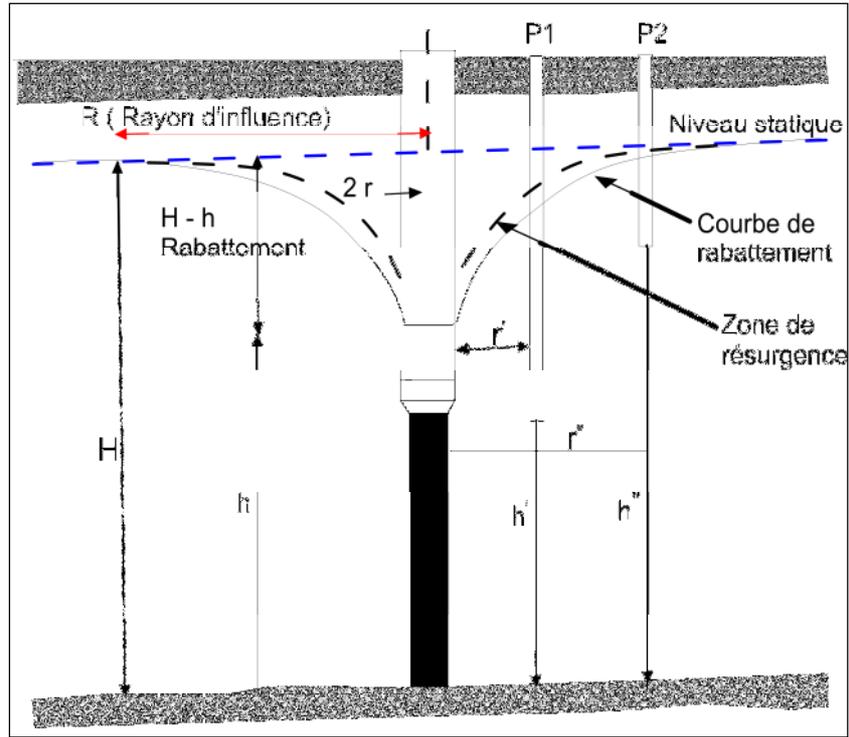


Figure 27: Essai de pompage avec deux piézomètres pour une nappe captive.

$$\text{Nappe captive ou artésienne : } k = Q \frac{\ln\left(\frac{r''}{r'}\right)}{2\pi e (h'' - h')} \quad (5.11)$$

**b. Nappe libre :**



**Figure 28:**Essai de pompage avec deux piézomètres pour une nappe libre.

$$\text{Nappe libre : } k = Q \frac{\ln\left(\frac{r''}{r'}\right)}{\pi (h'^2 - h''^2)} \quad (5.12)$$

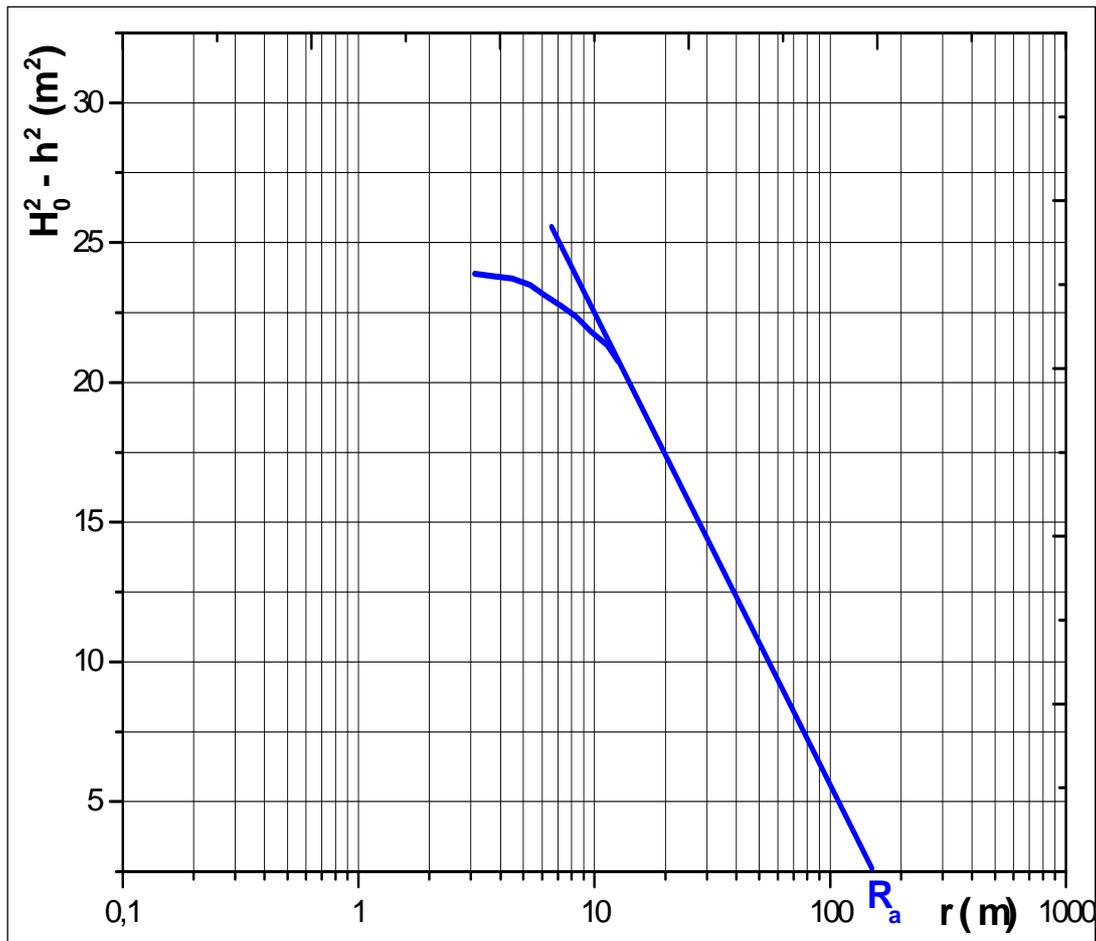
**2.1.1.5. Interprétation avec plusieurs piézomètres**

**a. Nappe libre :**

Exemple essai Dupuit pour l'interprétation d'un essai de pompage en régime permanent dans une nappe libre.

Si  $r$  désigne la distance d'un piézomètre à l'axe du puits et  $h$  sa hauteur d'eau, en portant sur un graphique semi-logarithmique les relevés des différentes valeurs de  $(H^2_0 - h^2)$  et  $\log r$  (**Figure29**), on doit obtenir une droite. L'intersection de cette droite avec l'axe des abscisses donne le rayon d'action  $R_a$  et la pente.

$$\text{La pente} = \frac{\Delta (H_0^2 - h^2)}{\Delta \log r} = \frac{2,3 Q}{\pi k} \quad (5.13)$$



**Figure 29:**Interprétation d'un essai de pompage en régime permanent dans une nappe libre.

$$H_0^2 - h^2(r) = \frac{2,3 Q}{\pi k} \log R_a - \frac{2,3 Q}{\pi k} \log r \quad (5.14)$$

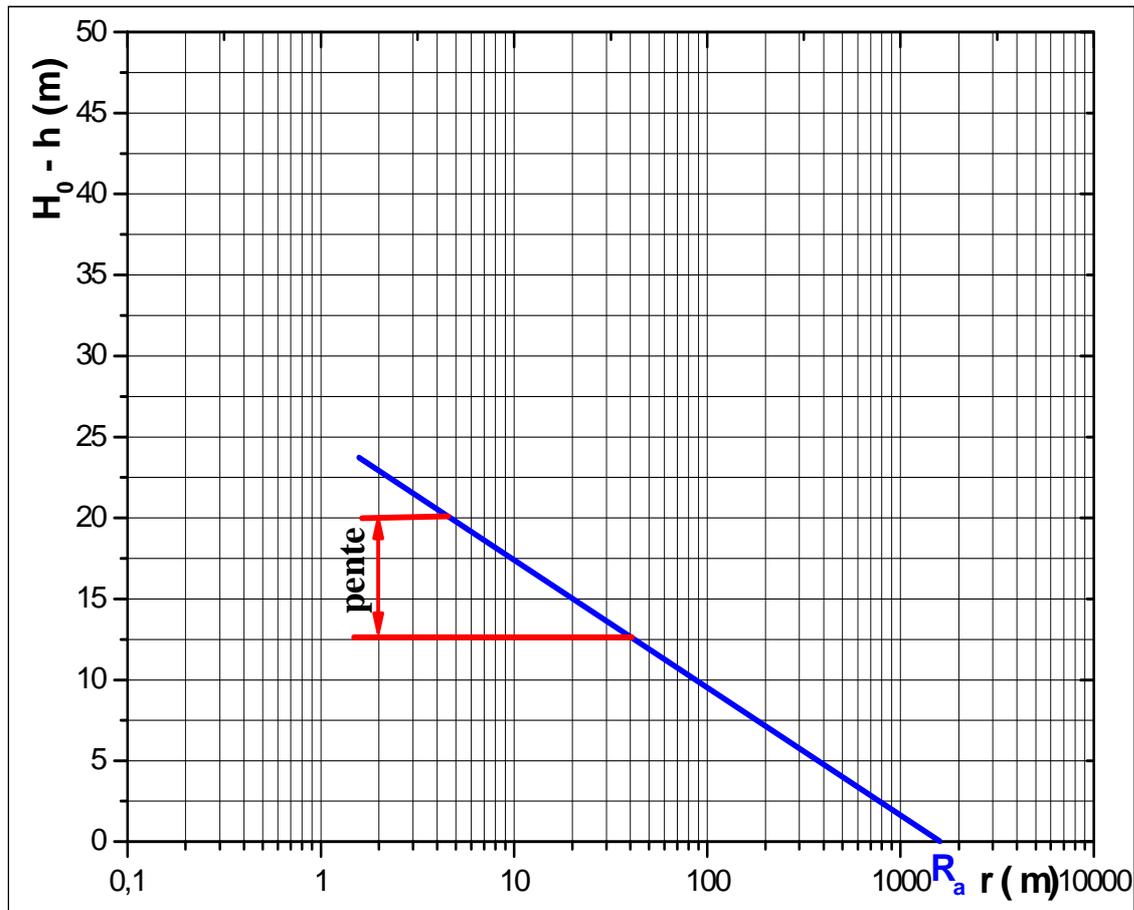
Donc la perméabilité :

$$k = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \frac{\Delta \log r}{\Delta (H_0^2 - h^2)} = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \text{pente} \quad (5.15)$$

### b. Nappe captive :

Si  $r$  désigne la distance d'un piézomètre à l'axe du puits et  $h$  sa hauteur d'eau, en portant sur un graphique semi-logarithmique les relevés des différentes valeurs de  $(H_0 - h)$  et  $\log r$  (**Figure 30**), on doit obtenir une droite. L'intersection de cette droite avec l'axe des abscisses donne le rayon d'action  $R_a$  et la pente.

$$\text{La pente} = \frac{\Delta (H_0 - h)}{\Delta \log r} = \frac{2,3 Q}{\pi k} \quad (5.16)$$



**Figure 30:**Interprétation d'un essai de pompage en régime permanent dans une nappe captive.

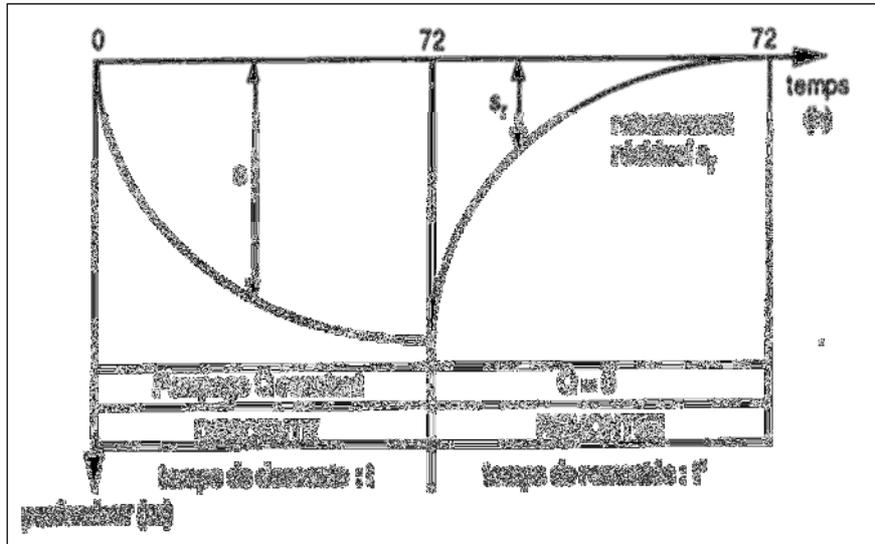
$$H_0 - h(r) = \frac{2,3 Q}{\pi k} \log R_a - \frac{2,3 Q}{\pi k} \log r \quad (5.17)$$

Donc la perméabilité  $k$  :

$$k = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \frac{\Delta \log r}{\Delta (H_0 - h)} = \frac{2,3 Q}{\pi} \cdot \text{Pente} \quad (5.18)$$

## 2.2. Essais de pompage en Régime transitoire :

Les pompes d'essai en régime transitoire permettent de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère, transmissivité, coefficient d'emmagasinement et son débit d'exploitation optimal. On les préfère aux essais stabilisés pour les sols non saturés ou pour leurs délais d'exécution moindres.



**Figure 31:**Phases d'essais de pompage en régime transitoire.

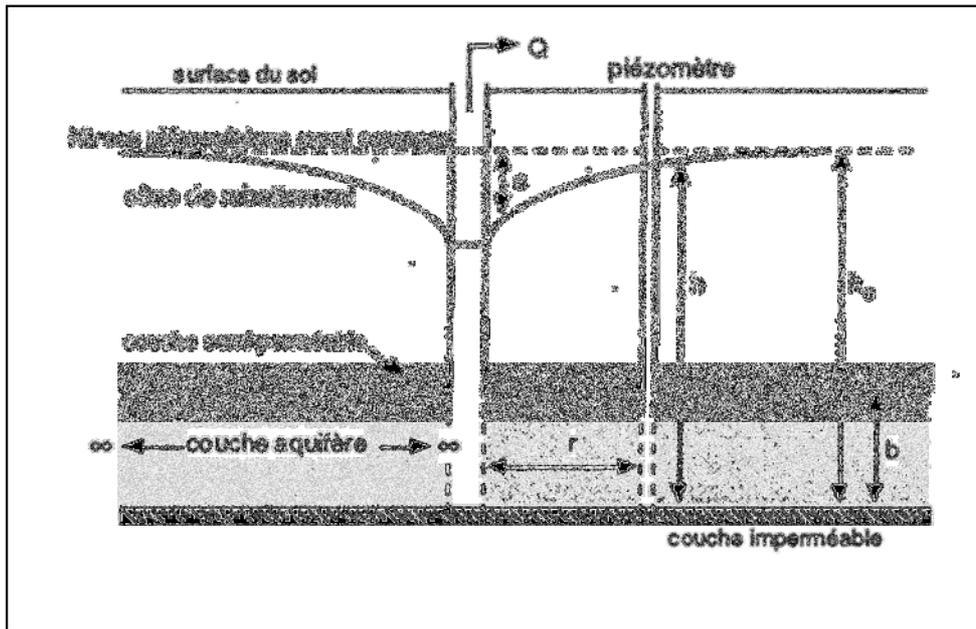
### 2.2.1. La décente :

#### 2.2.1.1. Equation de THEIS pour nappe captive :

##### a. Condition aux limites d'application :

- 1- Couche aquifère homogène isotrope et de même épaisseur dans la zone influencée par le forage.
- 2-Nappe d'extension latérale infinie.
- 3-Puits parfaitement complet.
- 4-Rayon du puits négligeable.
- 5-Les épontes de la nappes sont imperméable (nappe captive).
- 6-La libration de l'eau par le milieu poreux est consécutive à une baisse de pression de la nappe.
- 7-Débit pompé est constant.
- 8-Nappe est initialement au repos.

**b. Equations :**



**Figure 32:** Essai de pompage à la descente de la nappe.

$$S = \frac{Q}{4\pi T} w(u) \quad (5.19)$$

$$U = \frac{r^2 s}{4Tt} \quad (5.20)$$

Avec:

Q: Débit de pompage (m<sup>3</sup>/s).

s : Rabattement (m).

T : Transmissivité (m<sup>2</sup>/s).

S : Coefficient d'emmagasinement.

t: Temps(s).

**2.2.1.2. Méthode d'approximation logarithmique ou méthode semi-logarithmique de Jacob :**

$$S = \frac{0,183Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{r^2 s} \quad (5.21)$$

Les conditions aux limites d'application de l'équation de Jacob sont toutes les conditions aux limites de Theis avec  $U \leq 10^{-2}$ .

#### a. Détermination du T et S :

$$\text{On a: } S = \frac{0,183Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{r^2s} \quad (5.22)$$

Pour un cycle logarithmique:  $\log 100$  et  $\log 10$  comme titre d'exemple :

$$i = \frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{s_2 - s_1}{t_2 - t_1} \quad (5.23)$$

$$i = \frac{s_2 - s_1}{\log 100 - \log 10} \quad (5.24)$$

$$i = \Delta s \Rightarrow T = \frac{0,183Q}{i} \quad (5.25)$$

Au point  $S = 0$   $\frac{0,183Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{r^2s} = 0$  et comme  $\frac{0,183Q}{T} \neq 0$

$$\log \frac{2,25Tt}{r^2s} = 0 \Rightarrow \frac{2,25Tt}{r^2s} = 1$$

$$S = \frac{2,25Tt}{r^2} \quad (5.26)$$

#### 2.2.1.3. Application de THEIS aux nappes libres :

L'application de la formule de THEIS aux nappes libres suppose un certain nombre d'hypothèses simplificatrices comme une épaisseur constante de la nappe et un écoulement horizontal. Ces dernières limitent donc la validité de la méthode et imposent la présence d'un piézomètre de contrôle (pas de mesure dans le puits de forage).

En pratique, il faut connaître la hauteur  $h$  de la nappe puis :

- Pour un rabattement inférieur à 10% l'équation de THEIS reste valable ;

- Pour un rabattement compris entre 10 et 30% l'équation de THEIS est valable avec un terme

correctif :  $s_c = s_m - \left( \frac{s_m^2}{2h} \right)$ . (5.27)

- Pour un rabattement supérieur à 30% on appliquera les méthodes spécifiques des nappes libres tenant compte de la composante verticale de la vitesse et de la diminution de T

## 2.2.2. La remontée :

### 2.2.2.1. Remontée de la nappe avec la méthode de JACOB :

Applicable à l'étude de la remontée d'une nappe immédiatement après l'arrêt d'un pompage de courte durée (nappe non stabilisée).

Permet le calcul de T par interprétation de l'équation de THEIS-JACOB avec les données suivantes :

$t_a$  : temps écoulé depuis l'origine du pompage jusqu'à son arrêt ;

$t'$  : le temps compté après cet arrêt ;

s : la continuation de l'enregistrement du rabattement dans le piézomètre de contrôle ;

Q : valeur de débit du pompage ayant créé le rabattement initial.

Le raisonnement mathématique pour déterminer les effets de l'arrêt du pompage est basé sur le principe de superposition : on combine une « poursuite fictive » du pompage au débit initial Q avec une « injection fictive » d'eau au même débit soit un pompage au débit Q.

Le rabattement se mesure dans le piézomètre d'observation.

$$S = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log \frac{t_a + t'}{t'} \quad (5.28)$$

Le calcul se fait, comme précédemment, sur un graphique semi-logarithmique. On trace la courbe expérimentale de l'essai avec cette fois  $\frac{t_a + t'}{t'}$  en fait  $\log \frac{t_a + t'}{t'}$  en abscisse et s en ordonnée. Normalement, tous les points ont tendance à s'aligner sur une droite.

$$\text{Pente droite} = \frac{d_s}{d \log \frac{t_a + t'}{t'}} = \Delta S = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \quad (5.29)$$

Avec  $\Delta s$  pente, soit le rabattement correspondant à un cycle logarithmique.

$$D'où T = \frac{2,3 Q}{4\pi \Delta s} \quad (5.30)$$

Cette méthode permet de vérifier le résultat obtenu pour T (la transmissivité) lors de la phase de descente de la nappe.

**Remarque :**

$$\text{JACOB donne au moment de l'arrêt de la pompe } s_a = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log \frac{2,25 T t_a}{r^2 S} \quad (5.31)$$

Avec  $t_a$  très grand et r fonction du rayon réel/effectif du forage.  $s_a$  est le rabattement au moment de l'arrêt de la pompe.

$$\text{Exprimons } s_a - s \approx \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log \frac{2,25 T t'}{r^2 S} \quad (5.32)$$

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

$t'$  : le temps compté après cet arrêt.

s : la continuation de l'enregistrement du rabattement dans le piézomètre de contrôle.

Q : valeur de débit du pompage ayant créé le rabattement initial.

T : transmissivité en  $m^2/s$  ;

S : coefficient d'emmagasinement.

Le calcul se fait sur un graphique semi-logarithmique. On trace la courbe expérimentale de l'essai avec  $t'$  (en fait  $\log(t')$ ) en abscisse et  $s_a - s$  en ordonnée. Normalement, tous les points ont tendance à s'aligner sur une droite.

$$\text{Pente droite} = \frac{d(s_a - s)}{d \log t} = \Delta(s_a - s) = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \quad (5.33)$$

avec  $\Delta s$  pente, soit le rabattement correspondant à un cycle logarithmique.

$$T = \frac{2,3 Q}{4\pi \Delta(s_a - s)} \quad (5.34)$$

## **Références bibliographiques :**

- 1. Cailleaud T., Brenot A., Chretien M. Bézègues-Courtade S., Martin J.C. (2009) –** PNIGRA : Programme National des Inventaires Géothermiques Régionaux sur Aquifères. Rapport final.
- 2. Castany G., Margat J. (1977) -** Dictionnaire français d'hydrogéologie. Editions du BRGM. 248 p.
- 3. Castany G. " Principes et méthodes de l'hydrogéologie "**
- 4. Foucault A., Raoult J.-F. (2001) -** Dictionnaire de Géologie. 5<sup>ème</sup> édition. Editions Dunod. 379 p.
- 5. Fetter, C.W. (2001) -** Applied Hydrogeology, New Jersey, Prentice-Hall.
- 6. Gilli, "Hydrogéologie. (2004) -** Objets, méthodes, applications", E. Paris, Dunod.
- 7. Guilemin C., Roux J. C. (1992) -** La pollution des eaux souterraines en France. Bilans des connaissances, impacts et moyens de prévention. Manuels et Méthodes n° 23, Editions BRGM, 262 p.
- 8. Kaïssa Loriane Blessy. (2013) -** Caractérisation des propriétés hydrauliques des aquifères de la région de Charlevoix/Haute-Côte-Nord à partir des données du système d'information hydrogéologique (SIH).
- 9. Metreveli .(1993) -** Hydrogéologie et phénomènes de transport: recueil de problèmes avec corrigés", Alger : OPU,.
- 10. POINCARE H. (1893)-** Théorie des tourbillons, paris georges carre, éditeur. 3,4 et 5 p.