

Chapitre I. Comportement des systèmes aquifères en conduite

Plan

Introduction

Objectifs

I. Loi de Darcy

II. Application de la loi de Darcy sur le terrain

III. Conditions aux limites

Conclusion

IV. Exercices

V. Solution des exercices

Introduction

La fonction conduite du réservoir permet le transport de quantité d'eau et de la transmission d'influence. Elle est imposée par la structure de l'aquifère : paramètres géométriques et hydrodynamique.

La loi de Darcy, établie expérimentalement, est la base de l'hydrodynamique souterraine. Elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies. L'écoulement de l'eau souterraine est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité et transmissivité, gradient et charge hydrauliques, débit d'une nappe et vitesses de l'écoulement des eaux souterraines. Le comportement hydrodynamique de l'aquifère est imposé par les fonctions du réservoir et les conditions aux limites géologique et hydrodynamique.

Objectifs

Ce chapitre présente l'expression généralisée de la loi de Darcy et les trois grands groupes de paramètres hydrodynamiques de l'écoulement de l'eau souterraine dans les aquifères:

- coefficient de perméabilité, transmissivité et diffusivité ;
- charge et gradient hydrauliques ;
- débit d'une nappe et vitesses d'écoulement.

I. Loi de DARCY :

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

I.1. Dispositif expérimental de Darcy

Le dispositif expérimental comportait des tubes verticaux de 2,50 m de haut et de 0,35 m de diamètre intérieur, remplis de sable naturel sur une hauteur, l (fig.1). La partie supérieure du tube est alimentée en eau à un niveau maintenu à une altitude constante, H , au-dessus d'un plan fixe de référence. Le volume d'eau, recueilli à la base, est mesuré en fonction du temps, en secondes ou en heures.

Le poids de la colonne d'eau, de hauteur équivalente à H , est la charge hydraulique, notée h , exprimée en mètres de hauteur d'eau.

I.2. Énoncé de la loi de Darcy

Avec ce dispositif, H. Darcy a montré que le volume d'eau, Q en m^3/s , filtrant de haut en bas dans la colonne de sable de hauteur, l en m, à travers la section totale, perpendiculaire à la direction verticale d'écoulement, A en m^2 , est fonction d'un coefficient de proportionnalité, K en m/s, caractéristique du sable et de la perte de charge par unité de longueur du cylindre de sable, h/l sans dimension. D'où l'expression de la loi de Darcy :

$$Q_{(m^3/s)} = K_{(m/s)} \cdot A_{(m^2)} \cdot h/l \dots \dots \dots (1)$$

Q : volume d'eau

K : coefficient de perméabilité.

A : Section totale

h/l : gradient hydraulique

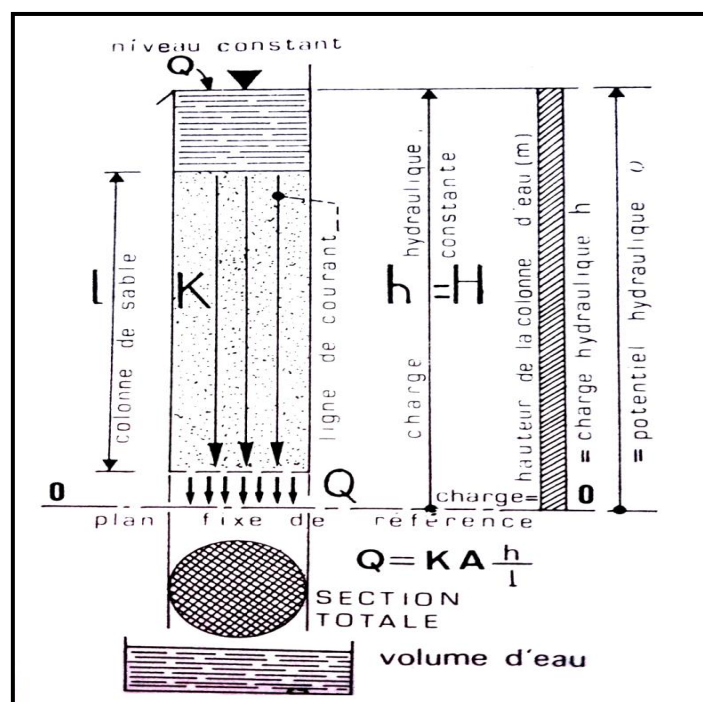


Figure.1 : Schéma du dispositif expérimental d'expérience de Darcy (G. Castany, 1992)

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

$$Q = K \cdot A \cdot i \dots\dots\dots (2)$$

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

$$q = Q/A \dots\dots\dots (3)$$

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

$$q \text{ (m/s)} = K \text{ (m/s)} \cdot i \dots\dots\dots (4)$$

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

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

La vitesse de filtration est ainsi la vitesse fictive d'un flux d'eau¹ en écoulement uniforme², à travers un milieu aquifère³ saturé, déduite du débit d'écoulement Q , rapportée à la section totale de l'aquifère traversé par de flux. Elle est égale au débit unitaire.

1.3. Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral

Un dispositif de laboratoire, avec écoulement latéral⁴, représente mieux la circulation des eaux souterraines dans l'aquifère (Fig.2). Les résultats, obtenus par cette expérience, sont :

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

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

$h_1 - h_2$: est la différence de charge, Δh

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

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

¹ **Flux d'eau** : le déplacement passif des solutés dissous, canalisé artificiellement ou naturellement par le lit d'un cours d'eau

² **Écoulement uniforme** : lorsque ses caractéristiques sont invariables dans le temps et dans l'espace (h , A , et V)

³ **Aquifère** : formation géologique poreuse et perméable comportant une zone saturée en eau et permettant l'écoulement significatif d'une nappe souterraine et le captage de quantités d'eau appréciables.

⁴ **Écoulement latéral** : écoulement qui se produit au-dessus du niveau de la nappe permanente, sous formes de micro-nappes très localisées et éphémères.

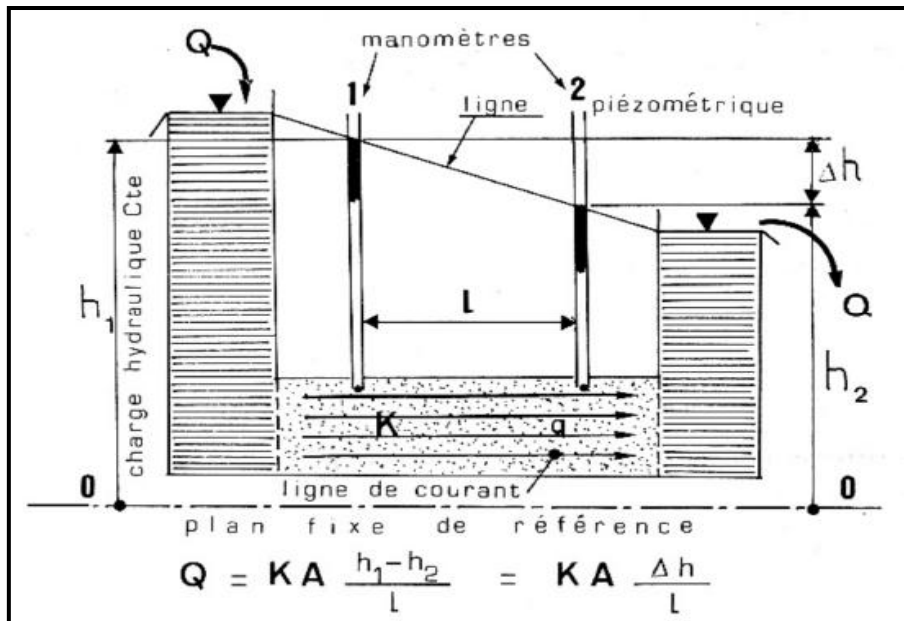


Figure. 2 : Dispositif de laboratoire avec écoulement latéral (G. Castany, 1992)

1.4. Généralisation de la loi de Darcy en laboratoire

La loi de Darcy, établie sur des dispositifs particuliers, a été vérifiée expérimentalement en laboratoire, dans toutes les conditions possibles. C'est-à-dire :

- Toutes les directions d'écoulements,
- Tous liquides de différents poids volumiques et viscosités dynamiques,
- Tous milieux aquifères poreux continus, de toutes granulométries et milieux fissurés à microfissures.
- Ces études ont permis d'établir deux expressions généralisées, applicables dans tous les cas (K. Hubbert, 1969) :

$$\vec{q} = \vec{V} = -N d_{10}^2 \cdot \gamma / \mu \cdot i \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$\vec{q} = \vec{V} = -K \cdot i \quad \dots\dots\dots(9)$$

$N d_{10}^2$, caractérise la granulométrie, avec,

N : facteur de forme sans dimension,

d_{10} : le diamètre efficace en cm,

μ : la viscosité dynamique

$\gamma = \rho g$: le poids volumique,

i : le gradient hydraulique.

Dans l'expression (9), K représente le coefficient de perméabilité au sens large, tenant compte de toutes les caractéristiques du milieu poreux (structure du réservoir) et de l'eau qui le traverse (viscosité dynamique et poids volumique). Le coefficient de perméabilité, ainsi défini, ne répond plus à la conception de Darcy. En effet il n'est pas une constante physique du milieu poreux, car il varie avec les caractéristiques de l'eau en mouvement. Toutefois il reste valable pour les eaux souterraines normales.

I.5. Conditions de validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy est établie par des expériences de laboratoire répondant à des conditions très strictes. Quatre conditions doivent être respectées : continuité, isotropie et homogénéité du réservoir et écoulement laminaire. L'écoulement laminaire⁵ est caractérisé par des lignes de flux, continues, rectilignes, individualisées et occupant entre elles la même position relative. Les vitesses, constantes et parallèles, sont inférieures à la vitesse critique, au-delà de laquelle l'écoulement devient turbulent⁶. Ces conditions de validité peuvent paraître très restrictives si l'on considère les nombreuses variations lithologiques des formations hydrogéologiques (stratification, passage latéral de faciès, schistosité, etc.). Mais en réalité les cas où la loi de Darcy n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réseaux karstiques⁷ et lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée, comme au voisinage des ouvrages de captages.

II. Applications de la loi de Darcy sur le terrain

II.1. Niveau piézométrique, charge et potentiel hydraulique

Le niveau piézométrique est mesuré par une altitude de plan d'eau. La charge hydraulique est le poids de la colonne d'eau au dessus du niveau de référence, ou énergie par unité de poids. Le potentiel hydraulique est l'énergie exigée pour porter l'unité de masse au-dessus du niveau de référence. Mais seule la mesure du niveau piézométrique est accessible sur le terrain. Par convention, étant donné la précision des mesures, ces trois paramètres sont identifiés à un seul, le niveau piézométrique. Les niveaux piézométriques permettent de calculer le gradient hydraulique. Comparons le dispositif de laboratoire et les conditions de terrain (Fig.3) :

- L'ouvrage de mesure de niveau d'eau dans l'aquifère est assimilable au tube manométrique, ouvert au point P dans le cylindre de sable, mesurant la hauteur de la colonne d'eau, au-dessus du plan de référence ;
- Le plan fixe de référence représenté par la table de laboratoire, devient le niveau de base géographique, zéro ;
- Le niveau piézométrique, H , est assimilable à la charge hydraulique.

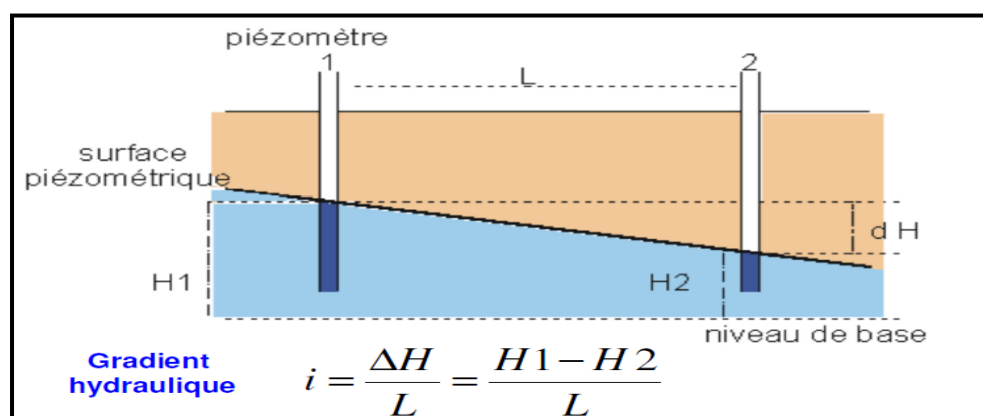


Figure. 3 : Application de la loi de Darcy sur le terrain (Danièle Valdés-Lao, 2014)

⁵ **Écoulement laminaire** : est le mode d'écoulement d'un fluide ou l'ensemble du fluide s'écoule plus ou moins dans la même direction.

⁶ **Écoulement turbulent** : se caractérisent donc par une apparence très désordonnée, un comportement difficilement prévisible et l'existence de nombreuses échelles spatiales et temporelles.

⁷ **Réseaux karstiques** : structure morphologique résultant de l'érosion hydrochimique et hydraulique de toutes roches solubles, principalement des roches carbonatées dont essentiellement des calcaires.

II.1.1. Mesure du niveau piézométrique

La mesure du niveau piézométrique est l'opération principale de l'inventaire de la ressource en eau souterraine. Etant l'altitude du niveau d'eau, en équilibre naturel, dans l'ouvrage, il est calculé par différence entre la cote du sol (repère sur l'ouvrage), z et la profondeur de l'eau, H_p ($H = z - H_p$). Pour une source c'est l'altitude de l'émergence naturelle $H - z$. Dans le cas de sondages artésiens, $H = z +$ élévation du niveau d'eau au-dessus du sol (Fig. 4 et 5).

La profondeur de l'eau, dans l'ouvrage, est mesurée par les sondes : ficelle ou ruban avec flotteur, sondes électriques. Leur précision est de l'ordre de plus ou moins 5 mm. Donc celle de H dépend surtout du nivellement. Souvent les niveaux sont enregistrés automatiquement, en continu, par des limnigraphes⁸ (Fig.6) qui donnent des limnigrammes piézométriques. L'altitude du sol (repère sur l'ouvrage) est obtenue, soit par lecture de la carte topographique, soit lorsqu'une plus grande précision est recherchée, par des opérations de nivellement.

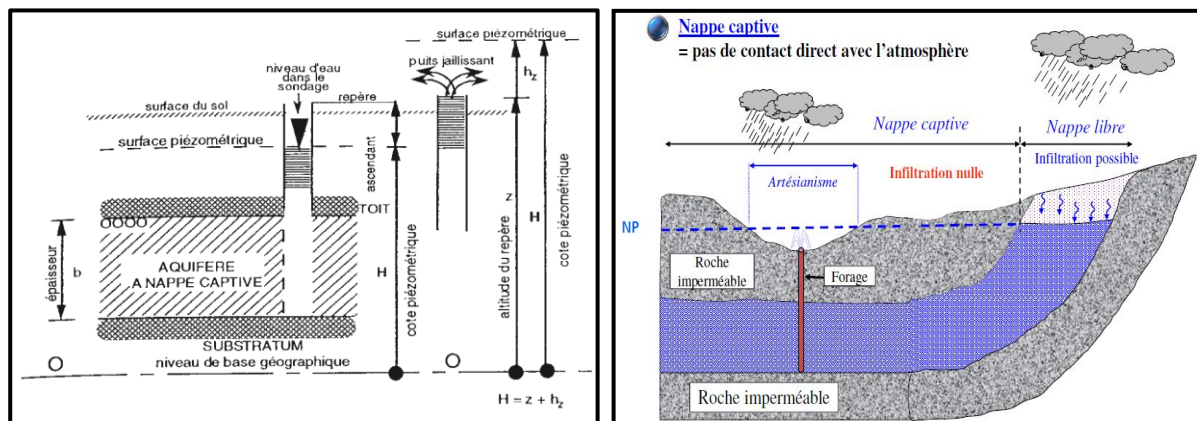


Figure. 4 : Mesure du niveau piézométrique dans un aquifère à nappe captive⁹ (G. Castany, 1992)

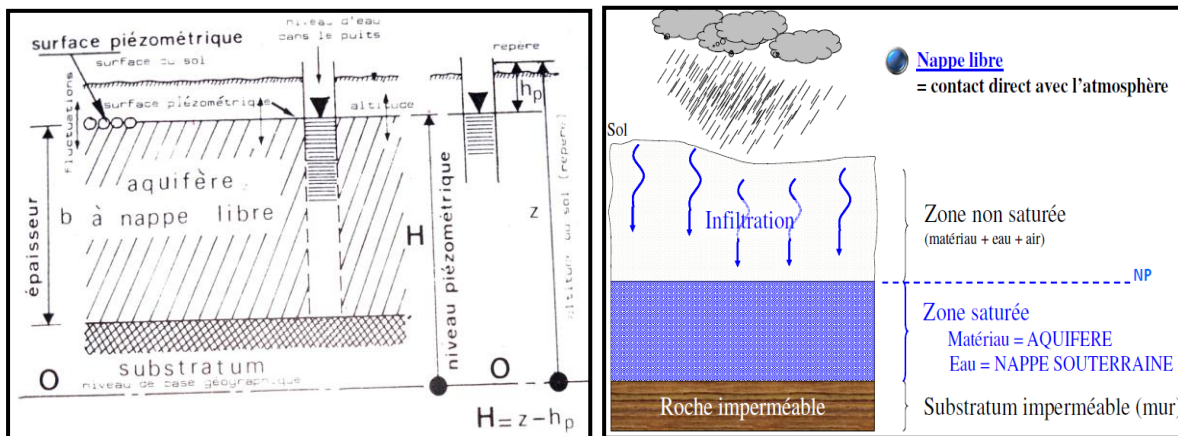


Figure. 5: Mesure du niveau piézométrique dans un aquifère à nappe libre¹⁰ (G. Castany, 1992)

⁸ **Limnigraphes** : Appareil utilisé pour mesurer sur une plage de temps prédéfinie les variations du niveau d'eau d'un cours d'eau.

⁹ **Nappe captive** : est une nappe qui est surmontée par une formation peu perméable ou la surface aquifère est très poreuse et dont la charge hydraulique de l'eau qu'elle contient est supérieure au toit de la nappe. Elle est sous pression

¹⁰ **Nappe libre** : est une nappe d'eau dont le niveau supérieur peut varier sans être bloqué par une couche imperméable supérieure. Elle circule sous un sol perméable, elle est généralement peu profonde et sa surface est à la pression atmosphérique.

II.1.2. Calcul du gradient hydraulique

Par comparaison cuire le dispositif de laboratoire et le terrain, le gradient hydraulique est la différence de niveau piézométrique entre deux points de la surface piézométrique, par unité de longueur, mesurée le long d'une ligne de courant. Il est assimilable à la pente de la surface piézométrique.

Dans la pratique, le gradient hydraulique est calculé sur le terrain, à l'aide des niveaux piézométriques mesurés dans deux ouvrages d'observation, alignés sur une ligne de courant. L'un amont, H_1 , l'autre aval H_2 , séparés d'une distance L (Fig. 3) :

Mais la méthode recommandée est celle de l'utilisation des cartes piézométriques¹¹ (Fig.7). Les valeurs des gradients hydrauliques, mesurées dans les conditions naturelles, sont faibles, 0,001 à 0,00001.

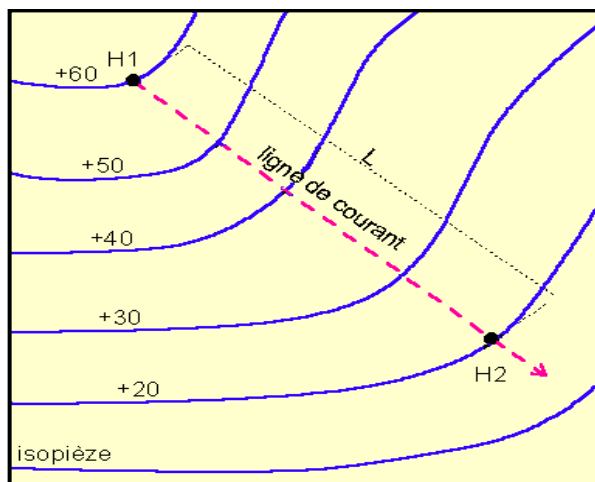


Figure. 7 : Exemple d'une carte piézométrique
(Danièle Valdés-Lao, 2014)



Figure. 6. Limnigraphe

II.1.3. Pressions de l'eau à l'intérieur de l'aquifère

Au point P , dans l'aquifère à la base d'un tube piézométrique, la pression totale, p , exercée par l'eau sur les parois des pores du réservoir, est équilibrée par le poids de la colonne d'eau de hauteur hp et de la pression atmosphérique pa . La pression totale augmente avec la profondeur. Par contre la charge, h , est constante. Il faut donc distinguer nettement charge et pression à l'intérieur de l'aquifère

II.2. Perméabilité - Transmissivité - Diffusivité

II.2.1. Perméabilité, Coefficient de perméabilité et Perméabilité intrinsèque

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

¹¹ Carte piézométrique : est une représentation cartographique de la surface des nappes libres ou de la pression hydrostatique des nappes captives.

Le coefficient de perméabilité, K , est défini par la loi de Darcy. C'est le volume d'eau gravitaire en m^3 traversant en une unité de temps (une seconde), sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, une unité de section en m^2 orthogonale à la direction de l'écoulement, dans les conditions de validité de la loi de Darcy (à la température de $20^\circ C$). Il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en m/s. La perméabilité intrinsèque, k , est le volume de liquide en m^3 d'unité de viscosité cinématique (une centipoise) traversant en une unité de temps (en s), sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, une unité de section (un m^2) orthogonale à la direction d'écoulement. Elle s'exprime en m^2 ou en darcy. Elle est parfois appelée perméabilité géométrique. Le darcy est la perméabilité d'un milieu débitant 1 cm^3 à travers une surface de 1 cm^2 sous un gradient hydraulique, normal à cette surface, de 1 atmosphère par cm.

II.2.1.1. Facteurs du coefficient de perméabilité

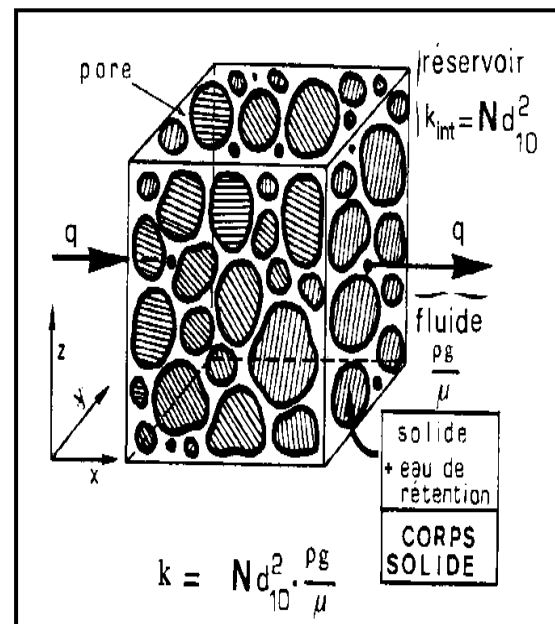
D'après les deux expressions généralisées de la loi de Darcy (8 et 9) ; établies par expérimentation en laboratoire :

$$K = N d_{10}^2 \cdot \gamma / \mu \dots\dots\dots (10)$$

C'est l'expression du coefficient de perméabilité, K . Il est évident qu'il ne répond pas à la conception de Darcy (constante physique de réservoir). En effet il comporte deux couples de résistance de l'écoulement, correspondant à deux groupes de facteurs :

- Les caractéristiques du réservoir avec $N d_{10}^2$
- Les caractéristiques du fluide en mouvement ou coefficient du fluide (Fig. 7).

Figure. 7 : Signification du coefficient de perméabilité K et de la perméabilité intrinsèque, k dans un volume représentatif élémentaire (VER)



Il est donc nécessaire de rechercher un paramètre spécifique du réservoir, appelé perméabilité intrinsèque, exprimé par $N d_{10}^2$.

II.2.1.2. Valeurs du coefficient de perméabilité

Les valeurs du coefficient de perméabilité sont faibles, de quelques millimètres par seconde pour les réservoirs perméables à 10 000 fois plus faibles pour les formations imperméables.

C'est pourquoi elles sont exprimées en puissance de dix afin d'éviter la manipulation de chiffres décimaux. Ces valeurs s'échelonnent, dans une gamme continue, de 10^1 à $1 \cdot 10^{-11}$ m/s (Tabl.1). Tous les matériaux conduisant l'eau à des degrés divers, la limite inférieure des réservoirs perméables a été fixée, conventionnellement à une valeur de $1 \cdot 10^{-9}$ m/s

Tableau. 1 : Valeurs de perméabilité selon G. Castany, 1992.

K en m/s	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	
Granulométrie homogène	gravier pur				sable pur		sable très fin			limons		argile		
Granulométrie variée	gravier gros& moy		gravier et sable			sable et limons argileux								
Degrés de perméabilité	Très bonne - bonne					Mauvaise					Nulle			
Type de formation	Perméable					Semi-perméable					Imperméable			

Remarque : L'utilisation des coefficients de perméabilité, du tableau 1, sont valables pour caractériser les aquifères d'eau jusqu'à une profondeur d'un millier de mètres. Au-delà, il faut tenir compte de l'augmentation de température et de pression.

II.2.1.3. Coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié

(a)
$$k_{eq} = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n k_i H_i$$

(b)
$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}$$

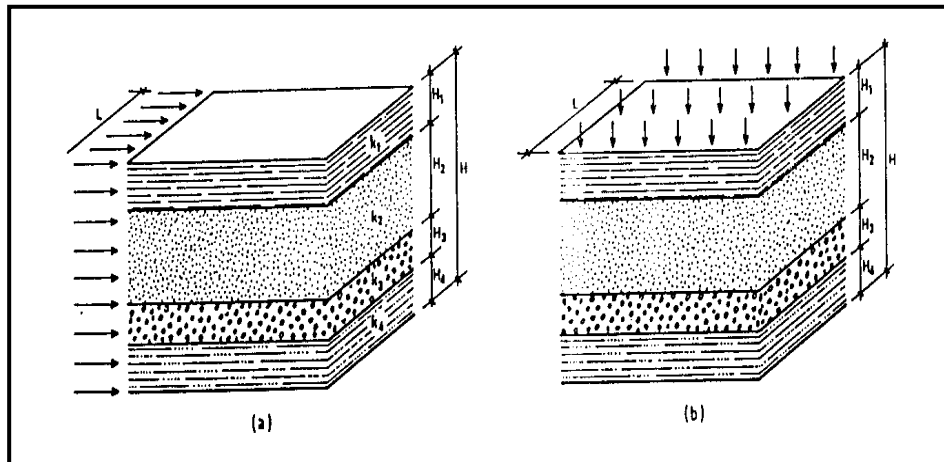


Figure.8 : Configuration des sols stratifiés pour le calcul de coefficient de perméabilité équivalent (Frédéric Portet)

II.2.2. Transmissivité

La productivité d'un captage dans un aquifère est fonction de son coefficient de perméabilité, **K** et de son épaisseur, **b**. C'est pourquoi un paramètre récent, la transmissivité, **T**, a été créé. Il régit le débit d'eau qui s'écoule, par unité de largeur, **L**, d'un aquifère, sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, **i**. Il évalue la fonction conduite de l'aquifère.

La transmissivité est égale au produit du coefficient de perméabilité, **K**, par l'épaisseur de l'aquifère, **b**. Elle s'exprime en m²/s.

$$T (m^2/s) = K (m/s) \cdot b(m) \dots\dots\dots(11)$$

L'expression de la loi de Darcy, $Q = K \cdot A \cdot i$, devient avec $A = b \cdot L$:

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = T \text{ (m}^2/\text{s)} \cdot L \text{ (m)} \cdot i \dots\dots\dots (12)$$

Incluant l'épaisseur de l'aquifère, la transmissivité permet de représenter sur des cartes, les zones de productivité. Elle est à la base de la discrétisation du calcul par mailles des modèles mathématiques. Elle est mesurée, sur le terrain, par les pompages d'essai¹².

II.2.3. Diffusivité

La diffusivité, notée T/S , régit la propagation d'influences dans l'aquifère. Elle est égale au quotient de la transmissivité, T , par le coefficient d'emménagement, S . Elle s'exprime en m^2/s .

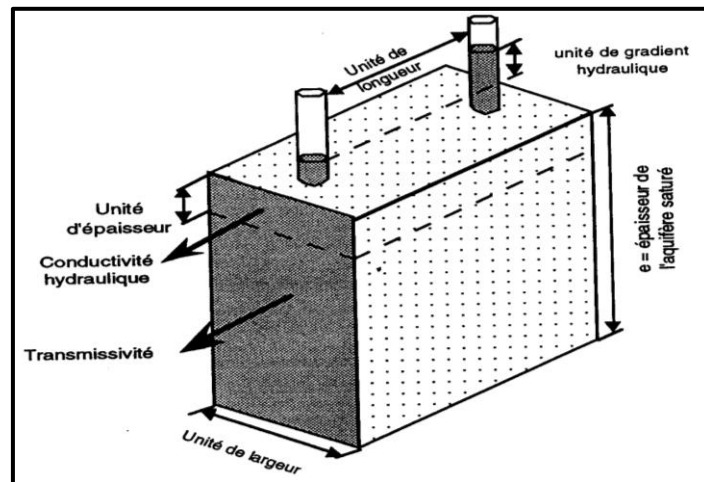


Figure. 9 : Transmissivité, T , dans un aquifère (Frédéric Portet)

II.3. Débit d'une nappe et vitesses d'écoulement

II.3.1. Débit d'une nappe

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

II.3.1.1. Calcul du débit d'une nappe

L'étude de cas concrets, de complexités croissantes, permet d'exposer les méthodes de calcul du débit d'une nappe.

Le débit d'une nappe peut être calculé par interprétation de la carte piézométrique :

- Méthode de la section totale ; $Q \text{ (m}^3/\text{s)} = K \text{ (m/s)} \cdot A \text{ (m}^2) \cdot i$
- Méthode des sections élémentaires :

La méthode précédente est peu précise. C'est pourquoi il est préférable, lorsque les données sont suffisantes, de procéder au calcul des sections élémentaires (Fig.10). La section générale

¹² **Pompage d'essai** : sont réalisés lors des études hydrogéologiques. Ils permettent d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité horizontal des terrains lorsque l'épaisseur de la couche aquifère est connue.

est subdivisée en section, de nombre égal à celui des sondages d'essai. L'expression de Darcy, appliquée par exemple à la section 9, est :

$$Q_{(m^3/s)} = Km_{(m/s)} \cdot b_{m(m)} \cdot i$$

Km: moyenne arithmétique des coefficients de perméabilité dans les sondages encadrant la section ; Exemple en section 9 ; $Km = K_8 + K_9/2$

bm : l'épaisseur moyenne de l'aquifère ; Exemple en section 9 ; $bm = b_8 + b_9/2 \cdot L$

i : le gradient hydraulique calculé sur une ligne de courant, tracée sur la carte piézométrique

Un calcul identique est effectué pour chaque section élémentaire.

Le débit de la nappe est égal à la somme des débits traversant chaque section.

Le calcul du débit de la nappe peut être effectué avec les transmissivité moyennes, en appliquant l'expression(12).

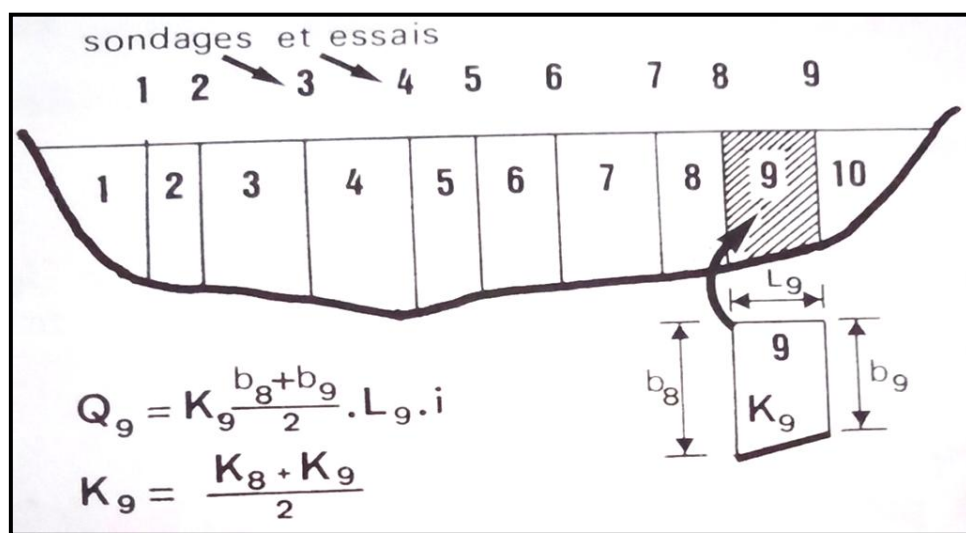


Figure. 10 : Calcul du débit d'une nappe par la méthode des sections élémentaires (G. Castany, 1992)

II.3.2. Vitesses d'écoulement

L'écoulement des eaux souterraines peut être considéré comme le déplacement de particules d'eau, dans l'espace et dans le temps, le long de trajectoires, appelées lignes de flux ou lignes de courant. Deux méthodes de détermination des vitesses d'écoulement, correspondant à deux conceptions de leur mouvement, sont utilisées :

- Application de la loi de Darcy, avec une correction introduisant la porosité efficace, calculant la vitesse effective, **Ve**. C'est le concept d'hydrodynamique souterraine.

- Opérations de traçages, sur le terrain, mesurant la vitesse de déplacement, **Vd**. C'est le concept de l'hydrocinématique souterraine.

L'hydrodynamique souterraine, dont la base est la loi de Darcy, considère que l'écoulement à travers un milieu, homogène et continu, s'effectue selon des trajectoires théoriques rectilignes, indépendantes de la structure microscopique du réservoir. Le trajet de la droite moyenne (ligne de courant) passe, indifféremment, à travers les grains ou les pores. C'est pourquoi la loi de Darcy n'est valable que pour une certaine grandeur de milieu, comprenant un nombre suffisant de pores, donc d'échelle macroscopique (VRE).

La vitesse de filtration, calculée par la loi de Darcy, se rapporte à la section totale A . Elle n'a pas de réalité physique. Par exemple pour un débit d'une nappe, $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, traversant une section totale, $A = 200\,000 \text{ m}^2$:

$$\text{vitesse de filtration} = Q/A = 1/200000 = 5.10^{-6} \text{ m/s} = 150 \text{ m/an}$$

Mais seule l'eau gravitaire¹³ se déplace. La surface efficace d'écoulement, ainsi réduite aux vides ménagés par le corps solide (grains + eau de rétention¹⁴), dépend de la porosité efficace¹⁵, n_e (Tabl.2). Elle est égale à $A.n_e$.

L'expression de la loi de Darcy, corrigée, rapportée à la section efficace, pour le calcul de la vitesse effective, V_e , est donc :

$$\text{vitesse effective, } V_e = V/n_e = V \cdot i / n_e \dots\dots\dots(13)$$

Tableau. 2 : Valeurs de porosités moyennes pour les principaux réservoirs (G. Castany, Michel Detay)

Sols	Porosité totale en %	Porosité efficace en %	Sols	Porosité totale en %	Porosité efficace en %
Vases		0,1 %	Gravier + Sable		15 à 25 %
Limons	36 %	2 %	Gravier fin		20 %
Argile	45 %	3 %	Gravier moyen	45 %	25 %
Sable gros Limons	32 %	5 %	Gravier gros		30 %
Sable très fin	35 %	5 %	Grès fissuré	16 %	2 à 15 %
Sable fin	35 %	10 %	Craie		2 à 5 %
Sable moyen	35 %	15 %	Calcaire fissuré	4,8 %	2 à 10 %
Sable gros	35 %	20 %	Granite fissuré	1,2 %	0,1 à 2 %
Alluvions		8 à 10 %			

II.3.3. Vitesse de déplacement. Hydrocinématique souterraine. Dispersion

La représentation de la dispersion de l'eau (donc des polluants dissous) peut se faire au moyen d'un traceur injecté dans le sol. La courbe de restitution montre que les particules du traceur, donc les particules d'eau, injectées à un instant donné, au point de départ, n'arrivent pas simultanément en bas de la colonne. A la sortie, elles sont étalées dans le temps et dans un volume plus ou moins grand. Ce fait n'est pas conforme à la loi de Darcy. Ce phénomène est appelé la dispersion (Fig.11).

La figure 11 décrit la dispersion avec :

- 1** : trajectoire réelle des particules d'eau, **2** : cône de dépression,
- 3** : traçage par bouffées ; **4** : traçage par injection.

¹³ **Eau gravitaire** : eau souterraine sur laquelle l'action de gravité est prépondérante, soumise à l'hydrodynamisme et mobilisable par gravité

¹⁴ **Eau de rétention** : fait référence à l'eau maintenue contre l'effet de la gravité, dans le sol, et qui adhère à des pores inférieur à 10µm en raison de la tension superficielle de l'eau.

¹⁵ **Porosité efficace** : rapport du volume d'eau gravitaire qu'un milieu poreux peut contenir en état de saturation puis libéré sous l'effet d'un drainage complet, à son volume total.

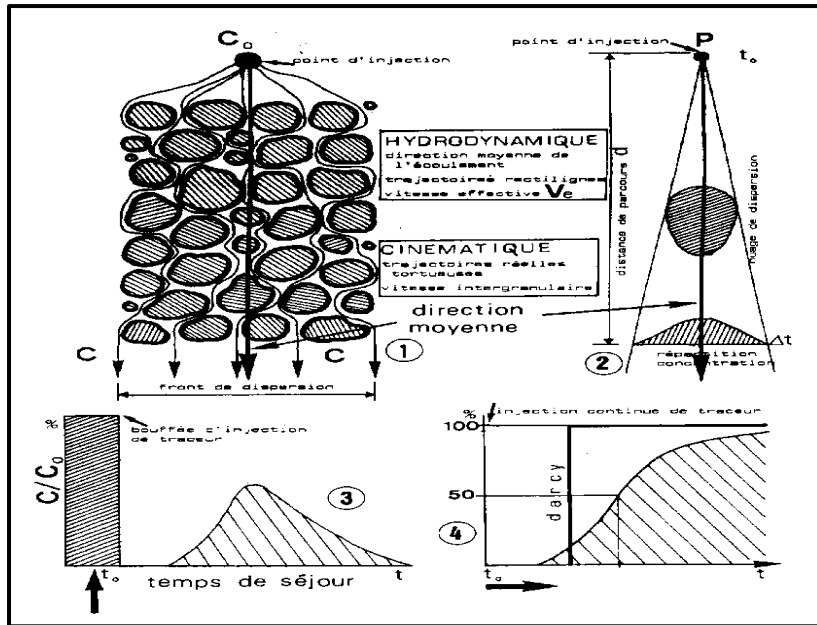


Figure.11 : Phénomène de dispersion (G. Castany, 1992)

L'étude à l'échelle microscopique montre que les particules d'eau se déplacent dans les vides continus, alignés selon la direction moyenne générale de l'écoulement. Elles décrivent des trajets compliqués liés à la tortuosité des trajectoires. Au cours de ces trajets, les caractéristiques physiques du milieu entraînent des variations de la vitesse des molécules, causées par la dispersion mécanique. Cette action mécanique n'est pas la seule qui intervient. La dispersion est due à trois groupes de facteurs :

- la structure physique du réservoir, cause de la dispersion mécanique étudiée précédemment, laquelle est prépondérante ;
- la structure du fluide dont l'agitation thermique des molécules provoquant la diffusion moléculaire ;
- les interactions eau/roche à l'origine de l'adsorption et de la désorption (Fig.12).

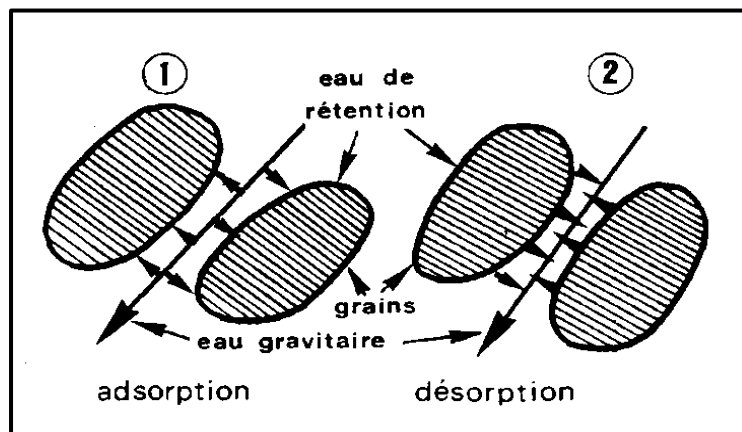


Figure.12 : Adsorption et désorption (G. Castany, 1992)

Les interactions entre la phase mobile en déplacement (eau gravitaire) et la phase immobile ou corps solide (solide + eau de rétention) sont des deux types:

- échanges dynamiques avec déplacement des molécules d'eau entre l'eau gravitaire et l'eau de rétention, sous l'action des forces d'attraction moléculaires ;
- échanges géochimiques, sous l'action d'ions, entre l'eau de rétention et le solide, d'une part et entre l'eau de rétention et l'eau gravitaire d'autre part. Suivant le sens de ces échanges, il y a adsorption (eau gravitaire vers le corps solide) ou désorption (corps solide vers eau gravitaire).

L'étude de l'écoulement de l'eau souterraine, véhicule de transport de toutes substances minérales ou organiques, nécessaire pour la diffusion des polluants en zone saturée doit considérer les trajectoires et les vitesses réelles de déplacement sur le terrain.

III. Conditions aux limites

III.1. Conditions aux limites géologiques et hydrodynamiques

L'identification du comportement hydrodynamique de l'aquifère repose sur une définition rigoureuse des conditions aux limites. Leur étude porte sur leur situation et sur leurs conditions. Elles sont déterminées par des points (sources) des lignes (berges des rivières) ou des surfaces (aire d'alimentation).

L'étude de la configuration de l'aquifère a dégagé deux grands types de limites:

- Limites géologiques, closes, à position fixe ou limites étanches (flux nul), imposées par les structures hydrogéologiques. Ce sont : le substratum, le toit, les passages latéraux de faciès, les biseaux de transgression et les failles.
- Limites hydrodynamiques, ouvertes, à position variable dans l'espace et dans le temps, imposées par les conditions extérieures (environnement de l'aquifère). Elles sont identifiées à un instant donné (calage des modèles mathématiques) ou au cours d'une durée moyenne (prévisions). Elles sont classées en trois types :
 - limites à flux imposé ou à conditions de débit. Les débits peuvent être nuls, entrant ou sortant. Les débits nuls sont imposés par les limites géologiques étanches (Fig.13). Les débits entrant ou affluant, sont les nappes affluentes (Fig.13), les aires d'alimentation par infiltration des précipitations efficaces, les rivières infiltrantes, etc. Les débits sortants sont les sources et lignes d'émergences, les cours d'eau drainants;
 - limites à potentiel imposé ou à conditions de potentiel (Fig.14). Elles sont identifiées par une courbe équipotentielle ou hydroisohypse de la surface piézométrique. Ce sont les lignes de sources, les plans d'eau de surface (rives des lacs et des rivières), les lignes de rivage;
 - la surface piézométrique ou surface libre, laquelle répond à deux conditions particulières : pression égale à la pression atmosphérique sur toute sa surface et flux nul. La drainance est imposée par des conditions de flux (limite géologique semi-perméable) et de potentiel.

Les conditions aux limites sont identifiées, sur le terrain, par les structures hydrogéologiques, les pompes d'essai, les mesures de niveau piézométrique et de leurs fluctuations. Bases du modèle conceptuel, elles sont précisées par le calage des modèles mathématiques de simulation hydrodynamique en régime permanent. Les données sont portées sur la carte piézométrique dont l'analyse morphologique permet de préciser leur comportement.

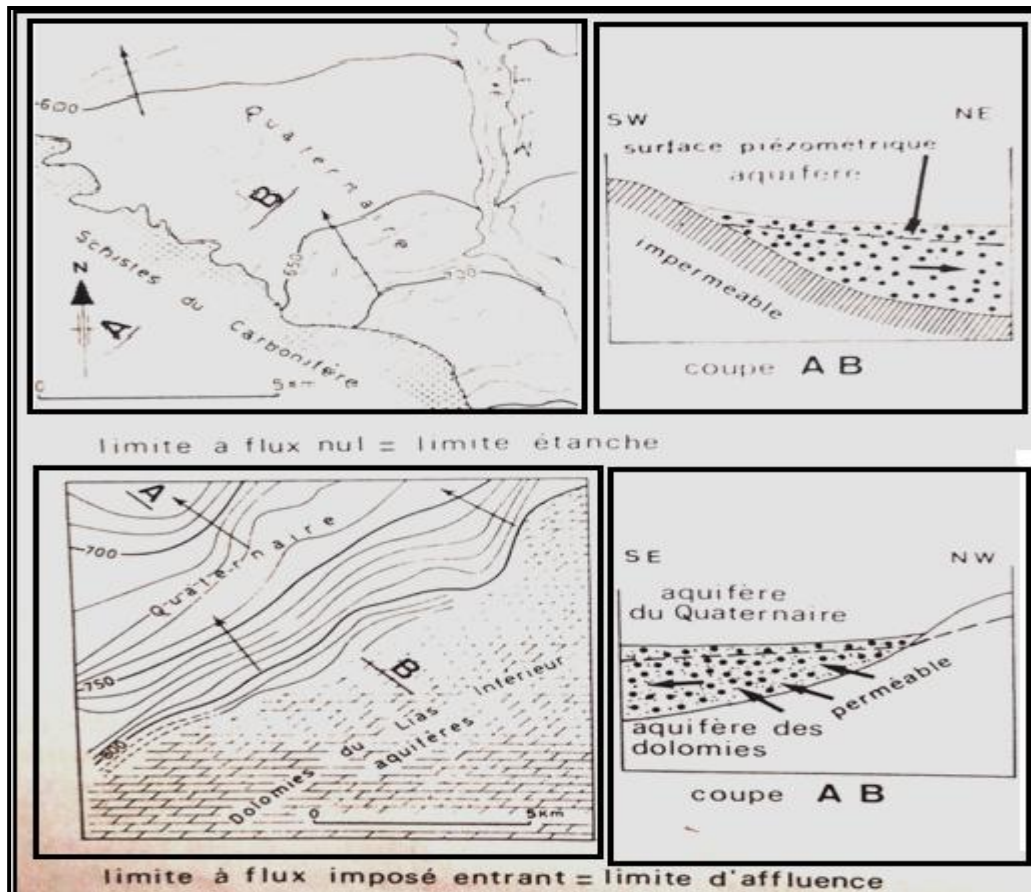


Figure.13 : Conditions aux limites : Débits imposés nuls (G.Castany, 1992)

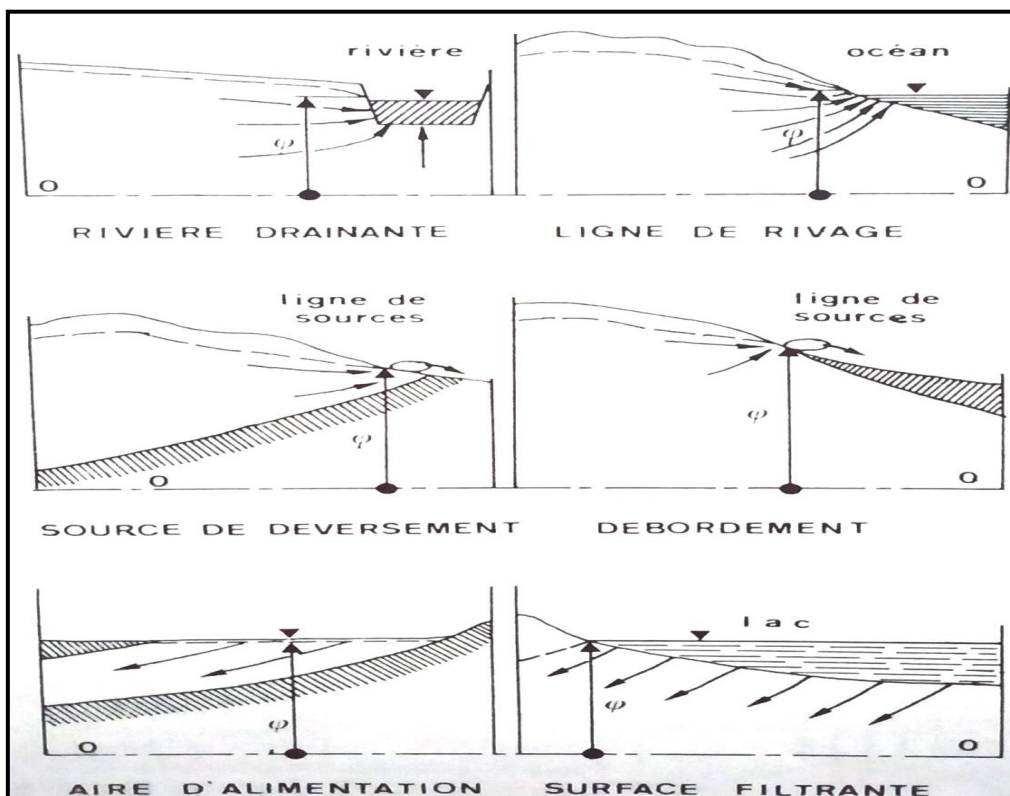


Figure.14 : Conditions aux limites ; potentiel imposés (G.Castany, 1992)

III.2. Variations naturelles des conditions aux limites hydrodynamiques

En général les conditions aux limites hydrodynamiques, flux ou potentiel, subissent des variations dans l'espace et dans le temps. Exemples : fluctuations de la surface piézométrique et du niveau des surfaces d'eau libre ; déplacement des lignes de partage des eaux souterraines ; variations des débits entrant et sortant.

Il est nécessaire de connaître ces fluctuations avec le maximum de précision car elles sont à la base du calage des modèles mathématiques de simulation hydrodynamique en régime transitoire et de leur emploi pour les prévisions. C'est pourquoi les enregistrements continus (limnigrammes) des fluctuations, en particulier des niveaux piézométriques et des débits des sources sont recommandés.

Conclusion

Les études récentes des comportements hydrodynamiques et hydrochimiques du bassin hydrogéologique aboutissent à un modèle conceptuel, base de la modélisation de l'espace souterrain.

V. Exercices

Exercice.1

Des essais dans un terrain ont permis de déterminer la transmissivité $T = 0,4 \text{ m}^2/\text{s}$, le gradient hydraulique l'étant $i = 0,0038$ et la largeur de la nappe $L = 11700 \text{ m}$, l'épaisseur $e = 100 \text{ m}$. Chercher le débit utile Q ainsi le coefficient de perméabilité K ?

Exercice.2

Soit un terrain composé de quatre couches dont les perméabilités successives sont :

Couche A: $e = 3 \text{ m}$ $K = 18 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

Couche B: $e = 1,5 \text{ m}$ $K = 61 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Couche C: $e = 1,2 \text{ m}$ $K = 32 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

Couche D: $e = 3 \text{ m}$ $K = 52 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Calculer la perméabilité horizontale K_h et la perméabilité verticale K_v ?

Exercice. 3

Calculez le gradient hydraulique, i , entre :

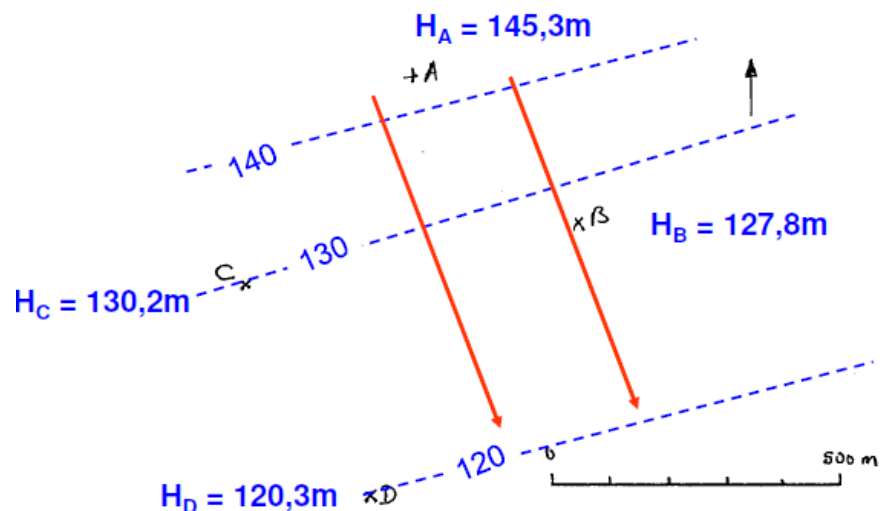
A et B,

A et C,

B et C,

B et D,

A et D.



Exercice.4

Calculez le débit qui s'écoule dans cet aquifère

$$K = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

