



Université Mohamed Kheider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Hydraulique
Ouvrages hydraulique

Présenté et soutenu par :
Kamel CHAIR

Etude expérimentale de recharge de nappe libre par bassin d'infiltration

Mr. DJEDRI Toufik

Mr. Messameh AbdelHAMID

Mr. Laabadi AbdELLAH

Encadreur

Examineur

Examineur

Sommaire

Dédicaces	
Remerciements	
Liste de figures	
Liste de tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale	1
Chapitres I : généralités sur les écoulements	
introduction	3
les aquifere(définition, différents modèles)	3
les eaux souterraines.....	5
Fondements des écoulements souterraines.....	7
Loi de darcy.....	7
L'équation de laplace	8
Les lois des écoulements non saturé	10
L'équation analytique d'écoulement à l'état non saturé	10
Infiltration vertical.....	11
l'équation de Richard	12
Les modèles d'infiltration	13
Model d'infiltration de Horton	13
Model d'infiltration de Green Ampt	18
Chapitre II : propriétés des milieux poreux	
introduction	20
Propriétés des milieux poreux	20
définition d'un milieu poreu	20
Teneur en eau relative ou humidité	21
porosité et indice de vibes	22
La notion de texture du sol.....	24
caracteristique physiques d'un milieu poreu	27
Continuité ou discontinuité.....	27
Homogénéité et hétérogénéité	27
Isotropie et anisotropie	27

Chapitre III : la réalimentation de nappe libre par bassin d'infiltration

Introduction	25
la réalimentation artificielle des nappes	27
Introduction	27
Définition de RAN.....	28
Aperçu historique de la RAN	29
Intérêt et application de la RAN	29
caractéristiques de l'unité géologique favorable par la recharge artificielle de nappe	33
Le future de la RAN et la gestion intégrée des ressources	35
inconvénients de la recharge artificielle des nappes	36
Recharges par les bassins d'infiltration	37
Conclusion.....	40

Chapitre IV : Essais expérimentaux de recharge

Introduction.....	41
Dispositif expérimental.....	41
Condition des essais	42
Essai n°1	43
Essai n°2.....	44
Interprétation de résultats	45
Essai n°1.....	45
Essai n°2.....	47
Conclusion générale.....	49
Références Bibliographie.....	50

Dédicaces

Du profond de mon cœur je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chères.

A ma Chère mère FETTA

Aucun dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que tu es consenti pour mon instruction et mon bien être, tu es celle qui reconforte mes peines et me donne la force de croire et d'y aller droit à mon but.

Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu me porte depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de tes vœux tant formulés, le fruit de tes innombrables sacrifices. Puisse DIEU, le très haut t'accorder santé, bonheur et longue vie

A mon très Chère papa ALI

Merci mon ange gardien, je t'aime et je ne pourrais jamais te remercié assez, tu es toujours là pour moi, tu m'offre toujours le meilleurs tu m'a toujours poussais et motivais dans mes études, et moi je ne trouverais jamais un de plus généreux que toi. Que DIEU t'accorder santé, bonheur et longue vie

A mes précieuses sœur KAHINA et KAMILIA, les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour à vos égards.

A ma chère AZIZA que de réussite pour toi INCHALLAH

A mes chers frères SLIMANE le sage de la famille et mon petit adorable FATEH, je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité, que DIEU vous gardes pour nous.

A mes amis Khalil Laribi, Il yes mouder, Hamza mihoubi, Ghiles bourai et Merzouk Hamadi

A tout le groupe de l'hydraulique ensemble on a passé des inoubliables années merci infiniment je vous souhaite un avenir plein de réussite.



Remerciements

Tout d'abord je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour accomplir ce modeste travail et d'arriver au terme de ce mémoire.

J'adresse mes remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire:

En premier lieu j'exprime mes profonds remerciements à mon promoteur Monsieur DJEDRI Toufik MCA à l'Université Mohamed Kheider, Biskra pour leurs aides et leurs encouragements, aussi ses orientations et surtout son soutien moral, j'ai eu le privilège de travailler avec vous et d'apprécier vos qualités et vos valeurs, votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir m'a énormément marqués. Veuillez trouver ici l'expression de ma respectueuse considération et ma profonde admiration pour toutes vos qualités scientifiques et humaines. Ce travail est pour moi l'occasion de vous témoigner ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier vivement Monsieur MESSAMEH A. et Mr LAABADI A. d'avoir acceptés d'examiner mon travail

Je remercie tous les enseignants de L'université Mohamed Kheider, Biskra, spécifiquement ceux de département d'hydraulique qui par leurs compétences, ont enrichi mon parcours et ma formation.

Mes vifs remerciements vont également à tout le personnel du département d'hydraulique pour avoir mis à notre disposition toutes les conditions nécessaires à la réussite de notre travail.

J'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes camarades ayant contribué à la réalisation de ce travail.

Enfin, que tout ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, qu'ils trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus sincères.

Liste des figures

Figure 1: Aquifère à nappe libre	4
Figure 2: Aquifère à nappe captive	4
Figure 3: Aquifère à nappe semi-captive	5
Figure 4: Courbe d'infiltration typique	14
Figure 5: Capacité d'infiltration et courbes de masse pour les conditions antérieures des zones de gazon	14
Figure 6: Infiltration cumulée.	17
Figure 7: Paramètres et profil de la teneur en eau selon le modèle de Green-Ampt (Ravi et Williams, 1998)	17
Figure 8: Représentation dun milieu poreux	20
Figure 9: diagramme schématique du système à trois phase (d'après Hillel. D, 1984).....	20
Figure 10: Représentation d'un milieu poreux	23
Figure 11: Classification triangulaire des sols fins	27
Figure 12: courbe granulométrique cumulative	27
Figure 13: Caracteristiques physique d'un milieu poreux	27
Figure 14: Emplacement de site de RAN en Australie en 2004	30
Figure 15: Emplacement de site de RAN aux Etats Unis en 2004	30
Figure 16: Illustration du rôle de la recharge artificielle dans l'augmentation de la capacité d'extraction d'un aquifère.	33
Figure 17: un schéma d'ensemble d'une installation utilisant des bassins d'infiltration	37
Figure 18: quelques méthodes de recharge artificielle des nappes (ERIC. 2006)	39
Figure 19: Banc de drainage	42
Figure 20: Evaluation de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s).	46
Figure 21: Evaluation de la vitesse dans les piézomètres ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s)	47
Photo 22: évaluation de charge dans les piézomètres ($Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)	47
Photo 23: évaluation de la vitesse dans les piézomètres ($Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)	48

Liste des tableaux

Tableau 1: Facteurs de couverture	15
Tableau 2: classification granulométrique	26
Tableau 3: Les valeurs de charge dans les piézomètres ($Q_1= 2 \cdot 10^{-3}$ l/s)	43
Tableau 4: Les valeurs de vitesse dans les piézomètres ($Q_1= 2 \cdot 10^{-3}$ l/s)	44
Tableau 5: Les valeurs de charge dans les piézomètres ($Q_1= 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)	44
Tableau 6: Les valeurs de vitesse dans les piézomètres ($Q_1= 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)	45

Liste des symboles

Symboles	Signification	Unité
V	La vitesse	mm/s
V _r	La vitesse réelle	Mm/s
I	Gradient hydraulique	Mm/mm
P	La pression	atm
K	La perméabilité	m/s
γ	Le poids volumique	Kg/m ³
θ	La teneur en eau volumique	%
ψ	La succion	cent
Cu	Le coefficient d'uniformité	-
V _S	Volume du sol l ou	mm ³
V _t	Volume total l ou	mm ³
V _w	Volume d'eau l ou	mm ³
Re	Le nombre de Reynolds	
g	L'accélération de la pesanteur	m/s ²
Z	La distance verticale à partir de la surface	m
H	La charge hydraulique totale	m
i(t)	La vitesse d'infiltration	mm/h
π	Succion osmotique	-
FC	L'infiltration cumulée	%
i _f	Le taux d'infiltration limite	%
i ₀	Le taux d'infiltration initial	%
$C(h)=\partial\theta/\partial h$	Capacité capillaire	mm ⁻¹
ρ _w	La masse volumique	Kg/m ³
θ _i	La teneur en eau initiale	%
θ _f	La teneur en eau finale	%
V _e	Volume d'eau gravitaire	M ³
η	La porosité du milieu poreux	%
η _e	La porosité efficace	%
W	Humidité pondérale	%
MW	La masse d'eau	kg
MS	La masse solide	kg



INTRODUCTION

Introduction générale

Le domaine de l'eau souterraine est lié aux formations géologiques. Ce domaine constitue un des maillons importants de l'ensemble du cycle hydrologique. Ce dernier étant un des préoccupations de longue date de l'hydrogéologie. En effet, le domaine souterrain constitue un réservoir de stockage naturel capable d'amortir les irrégularités des autres composantes du cycle de l'eau et présente une vulnérabilité relativement faible aux altérations de sa qualité. De nombreux efforts de recherche ont ainsi été consacrés pour une bonne compréhension et une bonne description de ce réservoir essentiel de la ressource en eau.

Durant les dernières décennies, il a été largement appliqué l'analyse mathématique aux modalités de l'écoulement des eaux souterraines vers un puits. On a présenté des solutions correspondant aux conditions de l'écoulement permanent et transitoire dans différentes sortes de nappes. De nos jours, ce sont les problèmes du régime transitoire qui sont à la base de nombreuses études.

La réalimentation des nappes (ou recharge) englobe tous les processus visant à provoquer une infiltration efficace des eaux. Cela se traduit par l'arrivée d'un volume additif vers la nappe. Cette technique est très ancienne et tend à se généraliser, après les expériences réussies dans différentes parties du monde.

On distingue deux types les dispositifs de recharge artificielle sont par la recharge superficielle (Les bassins d'infiltration, les fossés, les canaux, les fosses, Lit de rivières aménagées, épandage souterrain par réseau, Puits filtrant) ou par la recharge profond (puits d'injection, drains ou galeries).

Dans ce travail on se propose d'étudier l'alimentation d'un aquifère par bassin d'infiltration. L'étude est menée sur un banc de drainage servant à simuler le processus. Le suivi de la piézométrie de la nappe sert à déterminer la relation entre le taux d'infiltration et le temps pour les conditions hydrodynamiques utilisées, perméabilité, débit et durée de versement.

Nous présenterons, d'abord, dans un premier chapitre des généralités sur les écoulements souterrains, surtout les lois de l'écoulement saturé et non saturé. Nous détaillerons l'aspect relatif à l'infiltration, processus qui nous intéresse dans notre travail. L'infiltration de l'eau vers la nappe se fait par la progression d'un front d'humidification. Plusieurs relations permettent de déterminer le taux d'infiltration, ou la vitesse d'infiltration. Elle dépend essentiellement de la perméabilité du milieu et sa teneur en eau.

Le deuxième chapitre, il est présenté la propriété du milieu poreux, (la teneur en eau l'humidité, la texture du sol, l'indice de vide, la porosité et la perméabilité).

Dans un troisième chapitre, nous exposerons ce qui se fait dans le domaine de la recharge des nappes, avec un détour sur quelques travaux historiques. Réalimentation ou recharge englobent tous les processus visant à provoquer une infiltration efficace des eaux. Cela se traduit par l'arrivée d'un volume additif vers la nappe. Cette technique est très ancienne et tend à se généraliser, après les expériences réussies dans différentes parties du monde.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais expérimentaux que nous avons effectués. L'étude porte notamment sur la variation de la vitesse d'infiltration en fonction du temps. Des essais préliminaires ont servi à régler le débit versé. Le but est d'arriver à une relation liant l'infiltration au débit et la durée de versement.



CHAPITRE

I

Chapitre I : Généralités sur les écoulements

Introduction

L'écoulement souterrain est un concept d'hydrologie superficielle qui se réfère à un bassin hydrographique comportant des aquifère, et non concept hydrogéologique se référant à un système aquifère individualisé (dans les émergences peuvent se répartir entre plusieurs bassin versants).

Les eaux souterraines contribuent à l'alimentation des sources et des cours d'eau, et leur rôle, est essentiel. Elles sont exploitées pour la consommation humaine (eau potable l'apiculture (irrigation) et l'industrie (eau industrielle).

1. les aquifères

a. définition

L'aquifère est une formation géologique saturée d'eau qui peut fournir ou emmagasiner un volume considérable de celle-ci. Dans le cas des dépôts non consolidés (des alluvions), ils sont généralement formé de sables, graviers ou d'un mélange des deux. Dans le cas des roches, l'eau circule par interstices, les fissures ou un réseau de celles-ci

L'eau souterraine est soumise aux tensions capillaires, à la gravité et aux forces d'attraction entre les molécules d'eau et la surface des solides. Les théories générales s'appliquant au mouvement de l'eau souterraine et les lois générales de circulation qui s'y appliquent peuvent être trouvées dans plusieurs références de base parmi lesquelles nous citons : [schneebeli \(1966\)](#), [Castany \(1967,1982\)](#), [Todd \(1980\)](#). Etc.

b. les différents modèles des aquifères

➤ les aquifères à nappe libre

C'est le premier aquifère rencontré sous la surface du sol .son niveau est à une altitude appelée niveau piézométrique ou niveau hydrostatique (NH), mesuré dans de petits ouvrage appelés piézomètres. Sa nappe est dite phréatique (du grec phreas : puits).

Il s'agit d'une nappe comprise dans un terrain recevant l'eau par tout sa surface : c'est à dire, que terrain qui la renferme n'est recouverte en aucun point par une roche imperméable empêchant l'eau d'y arrive par infiltration directe à partir de la surface .dans les nappes libre .dans les nappes libres l'eau peut y prendre librement la forme qui lui convient d'où le nappe libre.

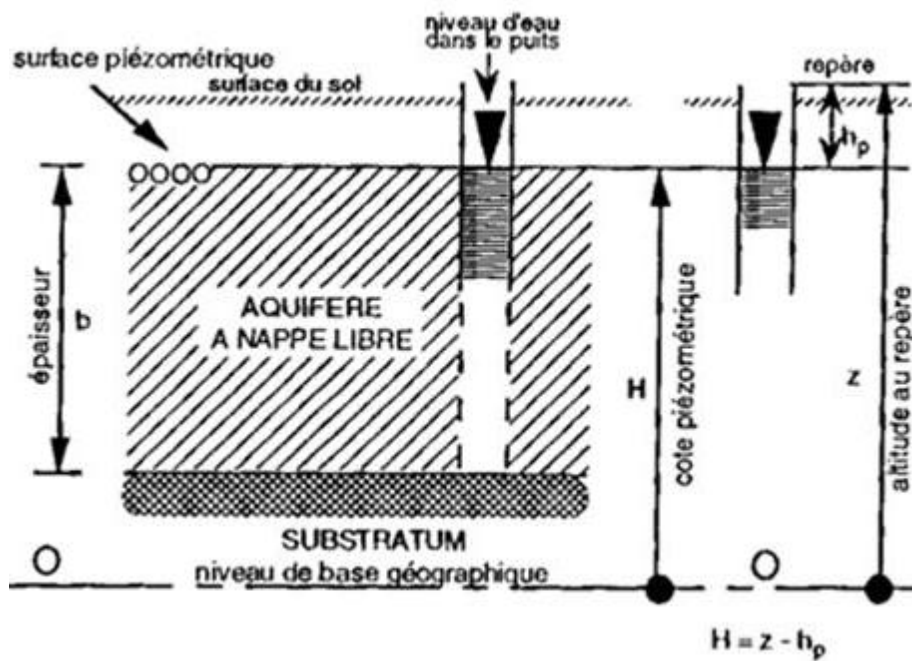


Figure 1 : Aquifère à nappe libre

➤ les aquifères à nappe captive :

L'aquifère à nappe captive est celui limité par deux formations imperméables. Il existe une pression verticale de haut en bas égale au poids des terrains sus-jacents. Cette pression est équilibrée par la pression de pore ou de couche régnant à l'intérieur de l'aquifère d'où on l'appelle aussi aquifère sous pression. Le potentiel hydraulique situé est supérieur ou égal à l'altitude du mur de la formation située au-dessus de l'écoulement l'aquifère est entièrement saturé en eau.

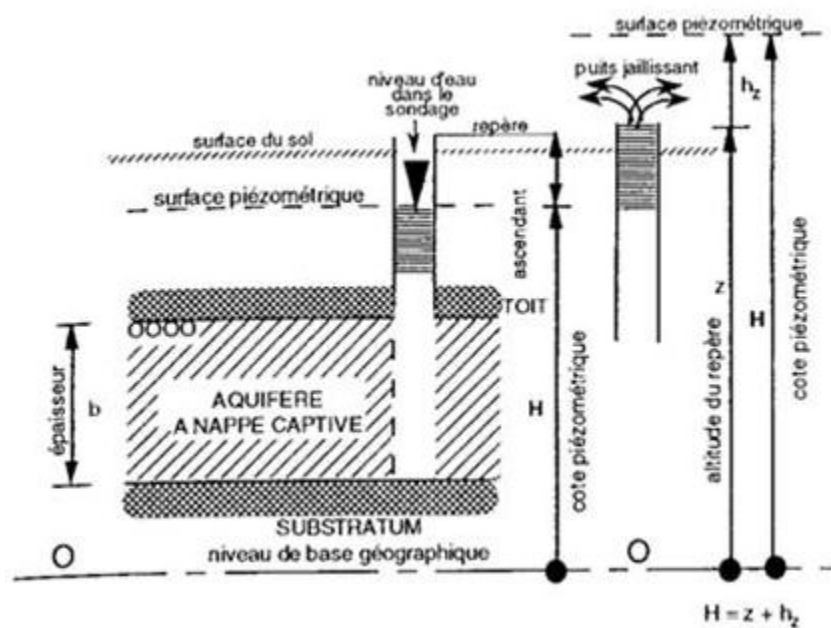


Figure 2 : Aquifère à nappe captive

➤ **les aquifères à nappe semi-captive :**

Son toit et /ou son substratum est constitué par une formation semi-perméable. Il en résulte des échanges d'eau avec l'aquifère sus et sous-jacent, appelés drainance, la formation est incorporée à un aquifère multicouche.

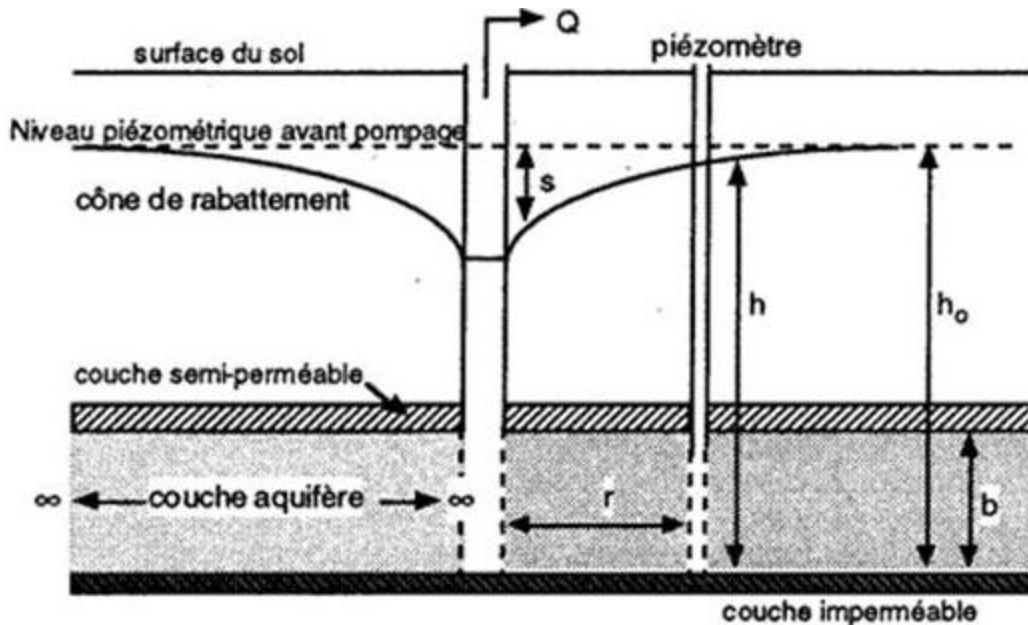


Figure 3 : Aquifère à nappe semi-captive

2. les eaux souterraines

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression.

Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en Pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir.

Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions.

Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée. Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores.

Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

L'eau souterraine présente dans les aquifères comprend 2 fractions :

- ✓ **L'eau gravitaire** : cette fraction est dite mobilisable. Elle circule dans l'aquifère alimente les ouvrages de captage et les sources.
- ✓ **L'eau de rétention** : cette fraction est dite non mobilisable. Elle est maintenue à la surface solide du réservoir avec une force supérieure à celle de la pesanteur.

2.a. propriété des eaux souterraines

Les principales caractéristiques des eaux souterraines sont : une turbidité faible, une température et une composition chimique constantes, et absence presque totale d'oxygène. Les eaux souterraines de circulation peuvent avoir de grandes variations de composition avec l'apparition de polluants et de divers contaminants. En outre, les eaux souterraines sont souvent très pures, microbiologiquement parlant.

➤ l'écoulement d'eau souterraine

Les eaux souterraines ont un mouvement constant, bien qu'elles doivent traverser des passages complexes entre les espaces libres des roches. Tout d'abord, les eaux souterraines s'écoulent vers le bas grâce à la gravité. Mais elles peuvent également se déplacer vers le haut pour aller depuis des secteurs de haute pression vers des secteurs de plus basse pression.

Le taux d'écoulement d'eaux souterraines est commandé par deux propriétés de la roche : la porosité et la perméabilité. La porosité est le volume des vides (pores) exprimé en pourcentage du volume total. Ceci détermine la quantité d'eau qu'une roche peut contenir.

Dans les sédiments ou les roches sédimentaires, la porosité dépend de la taille des grains, de la forme des grains, de la granulométrie, et du degré de cimentation. La perméabilité est une mesure du degré auquel les pores sont reliés ensemble, et de la taille des interconnexions. Une faible porosité a habituellement pour conséquence une faible perméabilité mais, une porosité élevée n'implique pas nécessairement une perméabilité élevée.

Il est possible d'avoir une roche fortement poreuse avec peu ou pas d'interconnexions entre les pores. Un bon exemple de roche avec une porosité élevée et une faible perméabilité est la roche volcanique vésiculaire, où les bulles qui, une fois qu'elles contiennent du gaz, donnent à la roche une grande porosité mais, du fait que ces trous ne sont pas connectés entre eux, la roche a une faible perméabilité.

3. Fondements des écoulements souterrains

a. La loi de darcy

L'étude fondatrice des écoulements dans les milieux poreux a été établie par l'ingénieur Henry Darcy en 1856. Il a mis en évidence une relation linéaire entre la vitesse et le gradient de pression appliqué de part et d'autre du matériau poreux. La loi de Darcy s'applique à un milieu poreux homogène et isotrope parcouru par un écoulement à faible vitesse. Autrement dit, la loi expérimentale de Darcy établie le débit d'eau qui peut s'écouler par gravité et par capillarité à travers un échantillon de milieu poreux, de section A et de longueur L .

Il s'exprime par la formule suivante :

$$Q = -kA \frac{dh}{dl}$$

Où :

Q : le débit [L^3/T] d'eau souterraine traversant une section de superficie A

A : superficie normale à la direction de l'écoulement [L^2]

l : la distance entre deux points de référence [L]

$\frac{dh}{dl}$: Le gradient hydraulique entre deux points ($i = dh/L$) [-] ou dh est la différence des hauteurs piézométriques en amont et en aval de l'échantillon, L est la longueur de l'échantillon

K : la conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité du milieu poreux (L/T).

$$K = \frac{k\rho g}{\mu}$$

Où

k : la perméabilité intrinsèque du milieu poreux [L^2]

μ : La viscosité dynamique du fluide [M/LT].

En terrain homogène et isotrope :

$$v = -grad h$$

Le vecteur gradient et la vectrice vitesse sont colinéaires.

En terrain homogène mais anisotrope, les vecteurs gradients et vitesse ne sont plus colinéaire, et on définit un tenseur de perméabilité

$$k = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} k_{yx} & k_{yx} & k_{yz} \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix}$$

et la loi de Darcy généralisée s'écrit :

$$\mathbf{v} = -\mathbf{k} \text{ grad } h$$

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

$$k = k_x \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$k = \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & k_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$k = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{pmatrix}$$

Et la loi de Darcy s'explique ainsi :

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Débit traversant une surface :

$$Q = -k \iint \frac{\partial h}{\partial n} d\sigma$$

Où

$\frac{\partial h}{\partial n}$: désigne la composante du vecteur gradient sur la normale à la surface.

$d\sigma$: un élément de cette surface.

b. L'équation de Laplace

L'étude d'un écoulement de filtration est basée sur la recherche du champ de la charge hydraulique. Pour les écoulements permanents on doit satisfaire la fonction $h(x, y, z)$ dans le domaine de l'écoulement ainsi que sur ses limites.

Pour les cas des terrains isotropes, en appliquant la loi de Darcy (3) et en y ajoutant l'équation de continuité, (ou celle du comportement du fluide de filtration) :

$$\text{Div } \mathbf{V} = 0, \text{ Ou } \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0$$

On obtient l'équation de Laplace :

$$\partial^2 H / \partial X^2 + \partial^2 H / \partial Y^2 + \partial^2 H / \partial Z^2 = 0, \text{ Ou } \nabla^2 H = 0$$

C'est l'équation qui gère l'écoulement permanent dans un milieu isotrope. La charge hydraulique est donc un potentiel harmonique (fonction de x, y, z). La répartition de la charge hydraulique ne dépend donc pas de la perméabilité du milieu mais uniquement de la géométrie du domaine d'écoulement et des conditions aux limites.

Cette fonction est entièrement déterminée à l'intérieur du domaine de manière univoque.

✚ Pour un écoulement bidimensionnel on a :

$$\nabla^2 H = \partial^2 H / \partial X^2 + \partial^2 H / \partial Y^2 = 0$$

✚ Pour un milieu anisotrope, en combinant les équations, on obtient :

$$K_X \partial^2 H / \partial X^2 + K_Y \partial^2 H / \partial Y^2 + K_Z \partial^2 H / \partial Z^2 = 0, \text{ Où } \nabla^2 = 0$$

Ce n'est plus une équation de Laplace. La répartition de la charge dépend dans ce cas des rapports des perméabilités K_x / K_z et K_y / K_z . Mais en procédant par un changement de coordonnées tel que :

$$\xi = (k/k_x)^{1/2} x$$

$$\varepsilon = (k/k_y)^{1/2} y$$

$$\delta = (k/k_z)^{1/2} z$$

K étant un coefficient quelconque ayant les dimensions d'une perméabilité relative, on obtiendra donc :

$$\partial H / \partial \xi = (\partial H / \partial X) \cdot (\partial X / \partial \xi) = (K_X / K) \cdot (\partial H / \partial X)$$

$$\partial^2 H / \partial \xi^2 = (\partial / \partial X) \cdot (\partial X / \partial \xi) \cdot dX/d\xi = (K_X / K) \cdot (\partial^2 H / \partial X^2)$$

En procédant de même pour les autres dimensions et compte tenu de l'équation, on aura :

$$\partial^2 H / \partial \xi^2 + \partial^2 H / \partial \varepsilon^2 + \partial^2 H / \partial \delta^2 = 0$$

Nous retrouvons alors l'équation de Laplace. On peut donc transformer un écoulement en [milieu anisotrope] en un écoulement en milieu isotrope « correspondant » en utilisant la transformation affine. La résolution des problèmes d'hydraulique souterraine consiste donc à trouver des solutions. L'équation de Laplace selon les conditions aux limites du domaine d'écoulement considéré, quel que soit sa configuration. Pour ce, il existe plusieurs moyens d'y arriver :

- Les méthodes analytiques, basées sur les propriétés de l'équation de Laplace, déduites de sa forme linéaire.

- Les modèles réduits conducteurs puisque il y a analogie complète entre l'écoulement de l'eau dans un milieu perméable et l'écoulement de l'électricité dans un conducteur. C'est un procédé qui donne de bons résultats dans nombre de problèmes de filtration.
- Les modèles hydrauliques qui simulent assez bien les écoulements souterrains.
- Les méthodes numériques, très répandues et diversifiées qui arrivent à approcher les problèmes les plus complexes de l'hydraulique souterraine.

c. Cas particulier de l'infiltration

Infiltration est le nom donné au processus d'entrée de l'eau dans le sol, généralement (mais pas nécessairement), à travers la surface du sol et verticalement vers le bas dans un sol non saturé. Elle est due en général à l'influence combinée des gradients de succion et de gravité au fur et à mesure que l'eau pénètre plus profondément et que la partie mouillée du profil s'allonge. Le gradient moyen de succion diminue puisque la différence globale de la charge de pression (entre la surface saturée du sol et le sol non humide du profil) se répartit sur une distance toujours croissante. L'écoulement est unidimensionnel.

4. Les lois des écoulements non saturé :

a. L'équation analytique d'écoulement à l'état non saturée

L'approche de l'équation de Richards permet de décrire le front de saturation ou surface libre, à travers la continuité des transferts hydrauliques entre zones saturée et non saturée, la méthode analytique ou l'approche mathématique limite la description de l'écoulement à la zone saturée en supposant une variation discontinue de certaines grandeurs physiques. On suppose que la perméabilité chute brutalement dès que l'on dépasse le front de saturation. Ce faisant, on néglige physiquement l'écoulement dans la frange capillaire. Il découle de cette approximation que la surface libre est non seulement l'isobare où règne la pression atmosphérique, mais aussi la limite supérieure du domaine de l'écoulement.

L'équation différentielle qui gouverne les écoulements en milieux poreux non saturés est exprimée par l'équation de continuité suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k(\theta) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k(\theta) \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

Où k est la perméabilité non saturée,

θ : la teneur en eau volumique,

h : le potentiel hydraulique.

θ est liée à la porosité n et au degré de saturation S_r par $\theta = nS_r$. Pour les milieux non déformables la porosité n est constante, alors :

$$\frac{\partial}{\partial x}(k(\Psi)\frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial z}(k(\Psi)\frac{\partial h}{\partial z}) = n \frac{\partial r}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t}$$

Or : $h = z + \Psi$ avec z est l'élévation, Ψ : le potentiel capillaire, alors on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial x}(k(\Psi)\frac{\partial \Psi}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial z}(k(\Psi)\frac{\partial \Psi}{\partial z} + 1) = n \frac{\partial r}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t}$$

Cette équation est appelée équation de Richards (1931) basée sur la variable Ψ . Sa solution, $\Psi(x, z, t)$, décrit l'écoulement en tout point du domaine d'écoulement Ψ et à tout instant en satisfaisant les conditions aux limites. Pour sa résolution, cette équation nécessite la connaissance des valeurs des courbes Caractéristiques : les courbes de conductivité hydraulique $k(\Psi)$ et les courbes de rétention d'eau $C(\Psi) = \partial\theta / \partial\Psi = n \partial Sr / \partial\theta$. Ce qui constitue le point de départ du développement du modèle.

L'équation [3] est l'équation qui gouverne les écoulements en milieux non saturés. Afin de généraliser cette dernière pour les milieux, simultanément, saturés et non saturés, il est nécessaire d'introduire quelques modifications.

Neuman (1973) a exprimé la perméabilité non saturée comme une fraction de la Perméabilité hydraulique à saturation :

$$k(\Psi) = kr(\Psi) ks$$

Où,

ks est la perméabilité saturée avec des composantes kx et kz

kr est la perméabilité relative qui varie suivant l'intervalle : $0 \leq kr(\Psi) \leq 1$

Afin de considérer l'effet du coefficient d'emménagement spécifique, un terme égal à $S_r S_s$ est rajouté au second membre de l'équation [3].

Où, S_s est le coefficient d'emménagement spécifique, S_r ; le degré de saturation $0 \leq S_r \leq 1$: $S_r = 0$ en zone non saturée et $S_r = 1$ en zone saturée.

b. Infiltration verticale :

La description mathématique de l'infiltration verticale est obtenue en considérant d'une part l'équation dite de continuité (1) qui exprime la conservation de la masse d'eau dans un volume élémentaire représentatif du sol. Elle s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial z}$$

Où

θ : La teneur en eau volumique (volume d'eau par volume de sol),

q : La densité de flux volumique,

t : Le temps,

z : La profondeur mesurée positivement vers le bas,

et d'autre part l'équation (2) de conservation de la quantité de mouvement (équation de DARCY, 1856)

$$q = k(\theta) \frac{\partial H}{\partial z}$$

Où, H est la charge hydraulique.

c. L'équation de richard :

L'infiltration est le mouvement de l'eau pénétrant dans un milieu poreux depuis la surface du sol et, elle est dirigée principalement par deux forces motrices dont les origines sont la capillarité et la pesanteur [Chahinian N., 2004]. L'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé découle de la combinaison de la loi de Darcy généralisée en milieu non saturé et de l'équation de continuité. Diverses formulations de cette équation sont possibles selon la variable principale considérée à savoir, la succion ou la teneur en eau.

Cette équation plus connue sous le nom d'équation de Richards s'exprime comme suit (Guinot V., 2006)

$$V = -k(\theta) \begin{bmatrix} \frac{\partial H}{\partial x} \\ \frac{\partial H}{\partial y} \\ \frac{\partial H}{\partial z} \end{bmatrix}$$

Avec :

$$H = Z + \Psi(\theta)$$

D'où :

$$V = -k(\theta) \begin{bmatrix} \frac{\partial \Psi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Psi}{\partial y} \\ 1 + \frac{\partial \Psi}{\partial z} \end{bmatrix}$$

D'autre part l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = q$$

En substituant (1) dans (2), on obtient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} [K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial x}] - \frac{\partial}{\partial y} [K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial y}] - \frac{\partial}{\partial z} [K(\theta) (1 + \frac{\partial \Psi}{\partial z})] = q$$

La résolution de cette équation nécessite des méthodes numériques aux différences finies ou aux éléments finis qui, sont à présent satisfaisants et, permettent de modéliser correctement les infiltrations dans les massifs compactés, dans le cas des barrages ou des barrières étanches de confinement.

5. Les modèles d'infiltration

a. Model d'infiltration de Horton :

Le processus d'infiltration a été minutieusement mis en place par Horton au début des années, 1930. une conséquence de son travail, illustrée graphiquement sur la figure, est la relation suivante pour déterminer la capacité d'infiltration :

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}$$

Il indique que si l'apport pluviométrique dépasse la capacité d'infiltration, l'infiltration tend de diminuer de manière exponentielle. Bien que de forme simple, les difficultés rencontrées sur déterminations pour les valeurs utiles de f_0 et k limitent l'utilisation de cette équation. La zone sous l'équation pour tout intervalle de temps représente la profondeur de l'eau infiltrée pendant cet intervalle. Le taux d'infiltration est généralement indiqué en pouces par heure et le temps t sur minutes, bien que d'autres incréments de temps soient utilisés et que le coefficient k soit déterminé en conséquence.

En observant la variation de l'infiltration dans le temps et en développant les parcelles de f vers t présentées à la figure 4, nous pouvons estimer f_0 et k . deux ensembles de f et t sont choisis parmi la courbe et est entré dans l'équation... Deux équations ayant deux inconnues sont donc obtenues ; ils peuvent être résolus par des approximations successives pour f_0 et k .

Les taux d'infiltration typiques à la fin d'une heure f_1 sont indiqués dans le tableau un taux d'infiltration. la relation entre f_1 et k le taux d'infiltration pendant une période de pluie est indiqué dans la figure 4 ; la figure montre une courbe de capacité d'infiltration pour les antécédents sur le terrain .les données figurant dans le tableau concernent une zone de gazon et doivent être multiplié par un facteur de couverture approprié pour d'autres types de complexes de couverture .une gamme de les facteurs de couverture sont énumérés dans le tableau ...

Volumes totaux d'infiltration et autres prélèvements d'une pluie enregistrée donnée peuvent être obtenus à partir d'un hydrogramme de décharge (tracé du débit du cours d'eau en fonction de temps) s'il y en a un de disponible. Séparation du débit de base (débit par temps sec) du débit d'évacuation .L'hydrographe donne un hydrogramme de ruissellement direct (DRH), qui représente .le ruissellement direct en surface, c'est-à-dire les précipitations moins les prélèvements. Le ruissellement direct en surface ou L'excès de précipitations en pouces uniformément réparties sur un bassin versant peut facilement être calculée en prélevant des valeurs de rejets de DRH à des intervalles de temps égaux dans le tableau

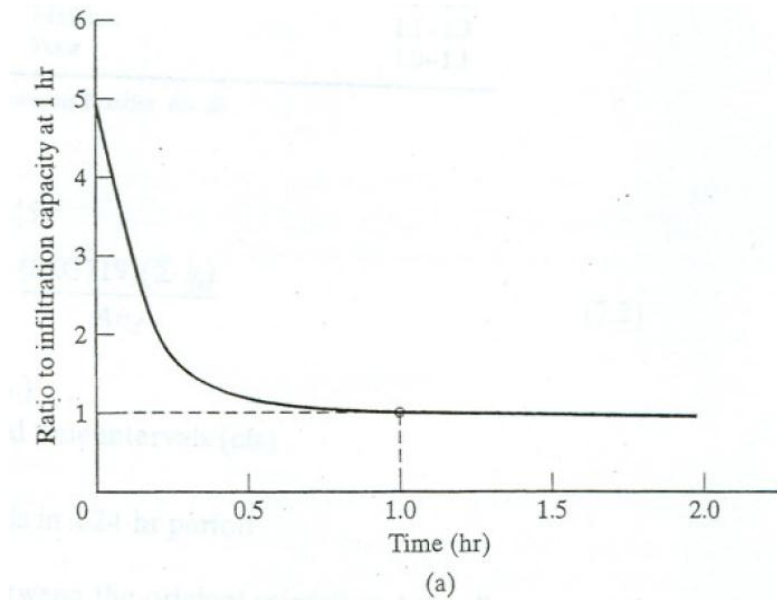


Figure 4 : Courbe d'infiltration typique

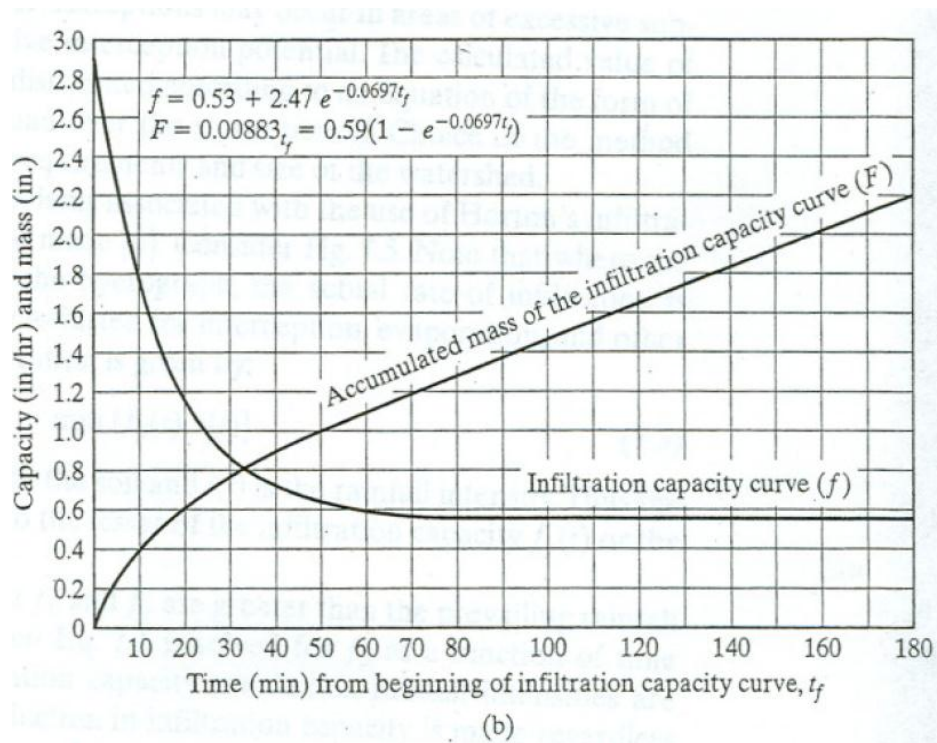


Figure 5 : Capacité d'infiltration et courbes de masse pour les conditions antérieures des zones de gazon

Tableau 1 : Facteurs de couverture

Forêt et herbe permanentes	Bon	3.0-7.5
	Moyen	2.0-3.0
	Pore	1.2-1.4
Cultures de proximité	Bon	2.5-3.0
	Moyen	1.6-2.0
	Pore	1.1-1.3
Cultures en ligne	Bon	1.3-1.5
	Moyen	1.1-1.3
	Pore	1.0-1.1

Hydrogramme et en appliquant la formule :

$$P = \frac{(0.03719)(k qi)}{A nd}$$

Dans la plupart des cas, la différence entre les précipitations initiales et le ruissellement direct peut être considérée comme de l'eau infiltrée. Des exceptions peuvent se produire dans les zones où le sous-sol est excessif le drainage ou les zones à fort potentiel d'interception. La valeur calculée de P peut alors supposer que l'infiltration est distribuée selon une équation de la forme Eq. Ou il peut être uniformément réparti sur la période de tempête. Choix de la méthode employés dépend des exigences de précision et de la taille du bassin versant.

Pour contourner certains des problèmes liés à l'utilisation de l'infiltration de Horton il est possible de procéder à certains ajustements. Notez que lorsque le modèle la courbe de capacité d'infiltration est supérieure à l'hyétographe, le taux réel d'infiltration est égale à celle de l'intensité des précipitations, ajustée pour l'interception, l'évaporation et les autres pertes. Par conséquent, l'infiltration réelle est donnée par : $f(t) = \min [fp(t), i(t)]$

Où :

$f(t)$: L'infiltration réelle dans le sol et

$i(t)$: L'intensité des précipitations. Ainsi, à tout moment est égal à la moindre des deux valeurs suivantes : la capacité d'infiltration $fp(t)$ ou l'intensité des précipitations.

En général, les valeurs typiques de f_0 et f_c sont supérieures à la pluviométrie dominante d'intensité pendant une tempête. Ainsi, lorsque l'équation 7.1 est résolue pour fp en fonction du temps à elle seule, elle montre une diminution de la capacité d'infiltration même lorsque l'intensité des précipitations est beaucoup moins que fF'' . En conséquence, une réduction de la capacité d'infiltration est effectuée sans tenir compte de la quantité d'eau qui pénètre dans le sol.

Pour corriger cette lacune, la forme intégrée de l'équation de Horton peut être utilisé :

$$F(tp) = \int_0^{tp} fp \cdot dt = fc_{tp} + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-ktp})$$

Où F est l'infiltration cumulée au moment tp' , comme le montre la figure 7.7

. Dans la figure, c'est a supposé que l'infiltration réelle a été égale à fF' Comme indiqué précédemment, il s'agit Ce n'est généralement pas le cas, et il faut déterminer la véritable infiltration cumulative. Cela peut être fait à l'aide :

$$F(t) = \int_0^t ft \cdot dt$$

Les équations 7.4 et 7.5 peuvent être utilisées conjointement pour calculer le temps tp , c'est-à-dire le un temps équivalent pour que le volume effectivement infiltré soit égal au volume sous l'infiltration courbe de capacité (Fig. 7.7). L'infiltration accumulée réelle donnée par l'équation 7.5 est égal à la superficie sous t :

$$F = fc_{tp} + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-ktp})$$

Ne peut être résolu explicitement pour le " tp " mais une solution itérative peut être obtenue. Elle devrait être a compris que le temps tp est inférieur ou égal au temps réel écoulé t . Ainsi, La capacité d'infiltration disponible, telle qu'elle est indiquée à la figure 7.7, est égale ou supérieure à celle donnée par Eq. 7.1. En effectuant les ajustements décrits, fp devient une fonction de la quantité d'eau infiltrée et non pas une simple variable dans le temps comme le suppose le Équation de Horton.

Pour choisir un modèle à utiliser dans les calculs d'infiltration, il est important de connaître son des limitations. Dans certains cas, un modèle peut être adapté pour tenir compte des lacunes ; dans d'autres cas, si ses hypothèses ne sont pas réalistes compte tenu de la nature de l'utilisation proposée, Le modèle doit être abandonné au profit d'un autre qui correspond mieux à la situation.

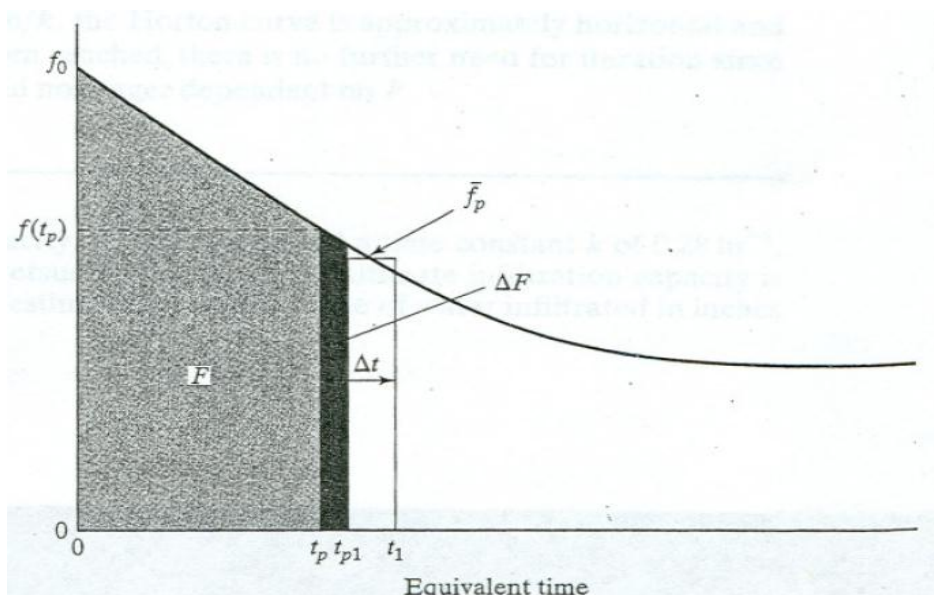


Figure 6 : Infiltration cumulée.

Dans les chapitres suivants, l'accent est mis sur les éléments suivants ensemble dans divers processus de modélisation hydrologique. Lorsque ces modèles sont conçus pour la simulation continue, l'approche consiste à calculer les composantes appropriées de l'équation hydrologique, Eq. de façon continue dans le temps. Une discussion sur la façon dont l'infiltration pourrait être intégrée dans un modèle de simulation suit. Il illustre l'utilisation de L'équation de Horton dans un modèle de gestion des eaux pluvial.

Tout d'abord, une valeur initiale de t_p est déterminée. Ensuite, en considérant que la valeur de f_p dépend de la quantité réelle d'infiltration qui a eu lieu jusqu'à ce moment, une valeur de la capacité d'infiltration moyenne, disponible au cours de l'étape suivante es calculée l'utilisation :

$$f_p = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_p}^{t_1 = t_p + \Delta t} f_p dt = \frac{f(t_1) - f(t_p)}{\Delta t}$$

L'équation 4.3 est ensuite utilisée pour trouver le taux moyen d'infiltration, f :

$$f = \begin{cases} f_p & \text{si } i \geq f_p \\ i & \text{si } i < f_p \end{cases}$$

Où i est l'intensité moyenne des précipitations au cours du pas de temps.

Ensuite, l'infiltration est incrémentée à l'aide de l'expression :

$$F(t + \Delta t) = F(t) + \Delta(F) = F(t) + f \Delta t$$

Où $\Delta F = f \Delta t$ est la somme des infiltrations cumulées (Fig. 7.7).

L'étape suivante consiste à trouver une nouvelle valeur de t_p Cela se fait à l'aide de l'équation 7.6. Si $\Delta F = f \Delta t$, $t_{p1} = t_p + \Delta t$, Mais si le nouveau t_p est inférieur à $t_{p1} + \Delta t$,

Doit être résolu par itération pour la nouvelle valeur de t_p Cela peut être réalisé en utilisant la méthode Procédure Newton-Raphson.

Lorsque la valeur de $t_p \geq 16/k$, la courbe de Horton est approximativement horizontale et $f_p = f_c$. Une fois ce point atteint, il n'est plus nécessaire de procéder à une itération puisque f_p est constant et égal à f_c et ne dépend plus de F .

b. Modèle d'infiltration de Green Ampt :

L'équation de Green et Ampt est basée sur le modèle physique d'un piston (profil d'infiltration vertical) et sur l'équation de Darcy. Il permet d'estimer le taux d'infiltration $i(t)$ et l'infiltration cumulative $I(t)$ en fonction du temps. Cette équation a été développée pour un sol profond et homogène, où le front de mouillage est bien défini avec une progression connue. L'équation de Green et Ampt (1911) peut être exprimée comme suit (Miyazaki, 2006) :

$$i = i_c + b/I$$

Avec (Warrick, 2003) :

$$b = k_{sat} \Delta H \Delta \theta$$

Où, ΔH [L] représente variation entre la charge initiale et finale ($H_0 - H_f$) et $\Delta \theta$ [-], la variation entre les teneurs en eau volumique saturée et initiale ($\theta_s - \theta$). En utilisant la loi de Darcy l'équation peut s'écrire ainsi :

$$i = k_{sat} \left(\frac{H_0 - H_f + Z}{z} \right)$$

Où

H_0 : charge à la surface du sol [L]

H_f : charge effective au front de mouillage [L]

Z : distance de la surface au front de mouillage [L]

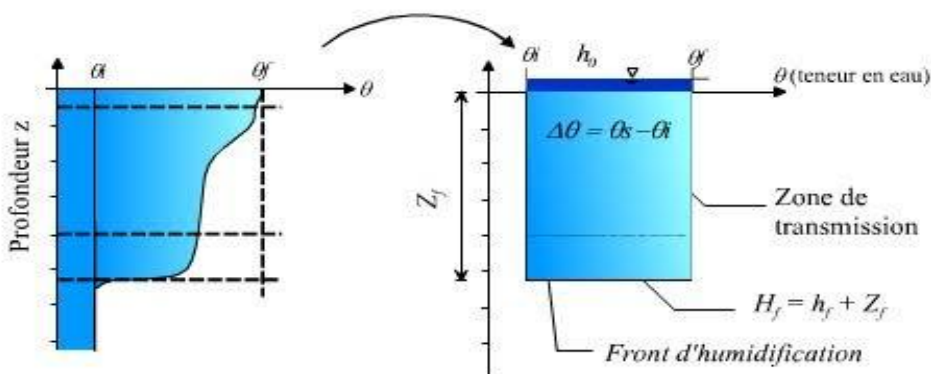


Figure 7: Paramètres et profil de la teneur en eau selon le modèle de Green-Ampt (Ravi et Williams, 1998)

L'augmentation de la teneur en eau volumique dans la zone de mouillage est exprimée par la différence entre les teneurs en eau volumique $\Delta\theta$ ($=\theta_s - \theta_0$), représentée à la figure 2.10. L'infiltration (i) est liée à $\Delta\theta$ par la relation suivante :

$$i = \frac{dI}{dt} = \Delta\theta \frac{dz}{dt}$$

En intégrant l'équation (2.26), on obtient l'expression suivante pour l'infiltration cumulative (entre l'état initial et l'avancement du front de mouillage) : $I=Z\Delta\theta$; $\Delta\theta=\theta_s-\theta_0$

En combinant les équations on aura :

$$\frac{ksat}{\Delta\theta} dt = \frac{z}{H_0 - H_f + z} dz$$

En intégrant l'équation précédente, on obtient (Miyazaki, 2006) :

$$\frac{ksat}{\Delta\theta} t = z - (H_0 - H_f) \ln \left(1 + \frac{z}{ZH_0 - H_f} \right)$$

Finalement, en substituant Z de l'équation par $(I/\Delta\theta)$ et en isolant I, on obtient l'équation usuelle de Green et Ampt (1911) pour l'infiltration cumulative (Miyazaki, 2006) :

$$I = k_{sat} + \Delta\theta (h_0 - H_f) \ln \left(1 + \frac{I}{\Delta\theta (H_0 - H_f)} \right)$$



CHAPITRE

II

Chapitre II : Propriétés des milieux poreux

Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'écoulement souterrain. Dans le but d'aboutir à l'étude de l'écoulement à travers un milieu poreux, il convient tout d'abord de présenter les différents paramètres caractérisant ces milieux. Nous nous intéressons par la suite les différentes méthodes de résolution

1. propriétés des milieux poreux

a. Définition d'un milieu poreux

La catégorie des terrains poreux comprend en premier lieu toutes les alluvions fluviales ou glaciaires, les masses d'éboulis et tous les remblais artificiels. On peut également y rattacher les formations gréseuses et les conglomérats perméables. Ces terrains sont formés de grains cimentés ou non entre eux, ils sont parcourus par un réseau très dense de canaux interstitiels,[3]. Un milieu poreux est usuellement défini comme étant un milieu solide contenant des pores, remplis soit par l'eau ou par l'air.

✚ Pores :

Sont des espaces vides pouvant être interconnectés ou séparés dont les formes et les dimensions sont d'une grande diversité. La porosité interconnectée est formée de deux portions principales : des cellules poreuses reliées par d'étroites canalisations appelées les gorges des pores ou canalicules.

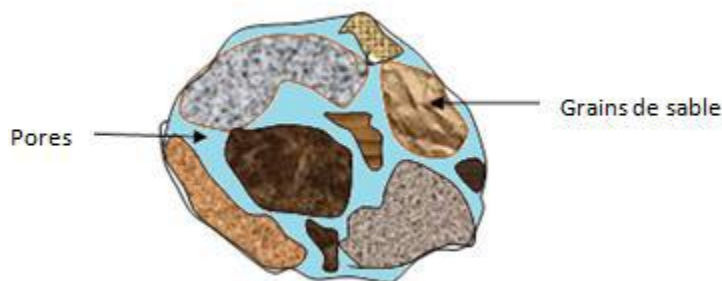


Figure 8 : Représentation d'un milieu poreux

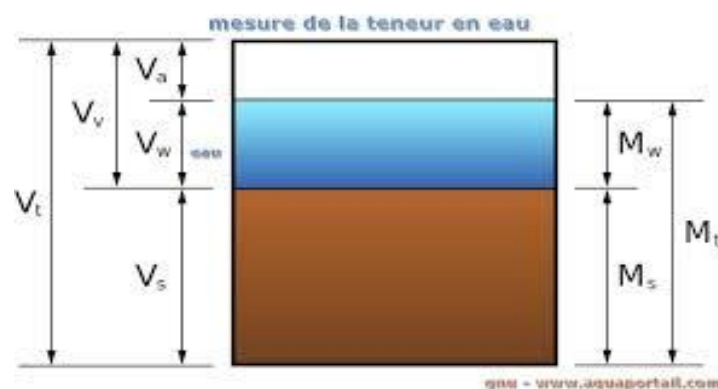


Figure 9 : Diagramme schématique du système à trois phases (D'après Hillel, D.1984).

Une partie de l'espace poral est occupé par de l'air (phase gazeuse) et la partie restante par de l'eau. L'état de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types d'eaux :

- ✚ **L'eau libre ou encore gravitaire** : c'est une eau mobilisable par captage et participe donc l'écoulement liquide.
- ✚ **L'eau capillaire** : elle remplit les pores capillaires et tous les vides très étroits (entre deux Faces planes de deux agrégats par exemple). Les déplacements de cette eau dépendent des Lois propres à la capillarité et des conditions particulières au point considéré (nature de la Phase). C'est l'eau de la microporosité.
- ✚ **L'eau liée ou eau de rétention** : les molécules d'eau sont reliées aux grains de solide constituant la matrice poreuse par des forces d'attraction relativement importantes.
- ✚ **L'eau de constitution** : Qui fait partie de la constitution chimique des masses minérales présentes dans la phase solide du sol.
- ✚ **L'eau en phase vapeur** : D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible.

b. Teneur en eau relative ou humidité

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcents (%) (Delage et Cui, 2000). La relation entre l'humidité relative et le potentiel capillaire correspondant est indépendante du sol. Les indices les plus communément utilisés sont définis dans les paragraphes suivants :

✚ L'Humidité pondérale w :

C'est la masse d'eau relative à la masse des particules de sol sec, souvent dénommée « la teneur en eau gravimétrique ».

✚ La teneur en eau volumique θ :

La teneur en eau ou la teneur en humidité est la quantité d'eau contenue dans un matériau, comme le sol (appelé l'humidité du sol), le rock, céramique ou de bois sur une base volumétrique ou gravimétrique. La propriété est utilisée dans un large éventail de domaines scientifiques et techniques, et est exprimée comme un rapport, qui peut varier de 0 (complètement sec) à la valeur des matières porosité à saturation.

Teneur en eau volumétrique, θ , est défini mathématiquement comme :

$$\theta = \frac{vw}{vt} = \frac{vw}{vs+vf}$$

✚ Le degré de la saturation θ_s :

$$\theta_s = \frac{vw}{vs} = \frac{vw}{va+vw}$$

Cet indice souvent appelé simplement « saturation » exprime le volume d'eau présent dans le sol par rapport au volume des pores. L'indice θ_s varie de zéro dans un Sol sec à 100% est rarement atteinte, car il y a presque toujours un peu d'air piégé même dans un sol très mouillé. Ce n'est pas un bon indice pour les sols gonflants car leur porosité change avec l'humidité.

2. Porosité et indice des vides :

La porosité (n) est une propriété directement mesurable d'un aquifère. C'est une fraction entre 0 et 1 qui indique la quantité d'espace vide entre des particules de sol libres ou dans une roche fracturée, c'est un pourcentage qui est exprimé par le rapport du volume des vides (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol

$$n = V_w / V_T$$

En prenant en compte de la connexion entre les interstices on distingue deux formes de porosité :

- ✚ **Porosité ouverte** : qui est formée par les seuls vides inters communicants, Choeller, (1955)
- ✚ **Porosité close ou porosité vacuolaire** : qui est formée par les vides non interconnectés, dénommée aussi porosité résiduelle, qui ne permet aucune perméabilité, Choeller, (1955).

En hydrogéologie on se réfère à l'eau contenue dans le milieu poreux, à ses liaisons physiques avec la matrice solide et à ses mouvements possibles :

- ✚ **La porosité efficace** est le rapport du volume d'eau gravitaire libérée sous l'effet d'un drainage complet, à son volume total. Elle équivaut en pratique au coefficient d'emmagasinement d'un aquifère à nappe libre (Castany G, 1961).
- ✚ **La porosité cinématique** est le rapport du volume des interstices réellement parcourus par l'eau en mouvement (à des vitesses variées) au volume total du milieu (saturé ou non) : c'est la teneur en eau mobile. Il est équivalent au rapport de la vitesse de déplacement moyenne de l'eau en mouvement dans un milieu perméable, déterminée expérimentalement (généralement par traçage), à la vitesse de filtration de Darcy.

La différence entre les deux porosités est que, la première est statique (teneur en eau drainable, mobilisable), et que l'autre dynamique (teneur en eau mobile).

Lorsqu'on est en présence d'une formation saturée (degré de saturation, $S_r = 100\%$). La porosité totale est égale à la somme du débit spécifique S_Y , et de la rétention spécifique S_r :

$$n = S_Y + S_r$$

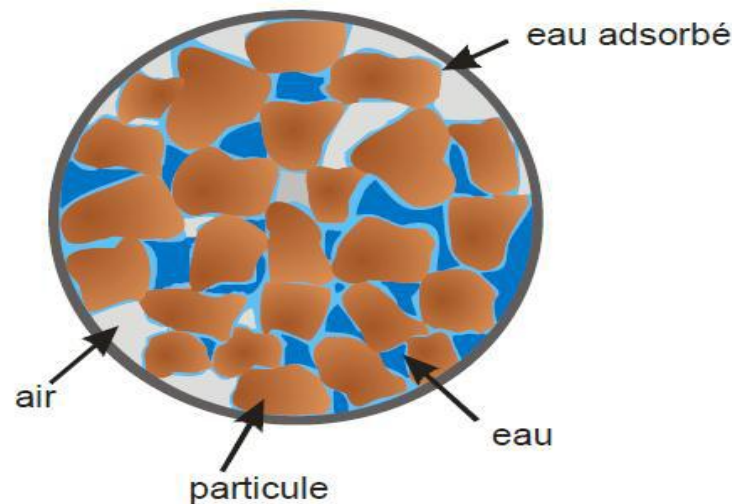


Figure 10 : Représentation d'un milieu poreux

✚ Indice des vides

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des phases solides qui est utilisé pour le calcul de la porosité d'un volume de sol.

$$e = \frac{v_v}{v_s}$$

On peut aussi écrire l'indice des vides en fonction de la porosité comme suit :

$$e = \frac{n}{1-n}$$

L'indice des vides est aussi relié à la teneur en eau massique w tel que ($w = W_w / W_s$) par :

$$e = \frac{w \cdot G_s}{S_r}$$

Où

w : teneur en eau

G_s : densité des particules solides

S_r : degré de saturation

W_w : le poids de l'eau contenus dans le volume de sol V , de poids, $W = W_s + W_w$

W_s : le poids des grains solides contenus dans le volume de sol V , de poids, $W = W_s + W_w$

✚ Teneur en eau

En physique des milieux poreux, on définit la teneur en eau comme la quantité d'eau contenue dans un échantillon de matière, cette quantité étant évaluée par un rapport pondéral ou volumétrique. Cette propriété intervient dans un large éventail de disciplines scientifiques et techniques, et s'exprime comme un rapport ou quotient, dont la valeur peut varier entre 0 (échantillon complètement sec) et (pour la teneur « volumétrique ») la « porosité à saturation » du matériau.

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale, (Jacob Bear ; 1972).

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

Où

W_w : le poids d'eau

W_s : le poids des grains, ou fraction sèche du sol.

En physique des milieux poreux, en revanche, la teneur en eau est plus souvent définie comme un taux volumétrique θ : **Jacob Bear (1972), Albert Caquot, Jean Kérisel (1956)** :

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

Où

θ = teneur en eau

V_w = volume de l'eau

V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a est le volume total (c'est-à-dire le Volume du sol + Volume d'eau + volume d'air)

La teneur en eau volumique θ varie en fonction la variation de l'état de contrainte et des propriétés du sol. L'état de contrainte peut être décrit par deux variables d'état pour les conditions saturées et non saturées. Ces variables sont les tenseurs de contrainte totales (σ - u_a ,) et de pression capillaire (u_a - u_w), **Fredlund, et Morgenstern, (1976)**.

✚ Coefficient d'emmagasinement

Le coefficient d'emmagasinement est défini par le rapport entre la hauteur de la tranche d'eau immédiatement libérable par la roche aquifère sous l'effet de dépression et, la hauteur d'abaissement correspondant du niveau piézométrique. Il est sans dimension, en termes de volumes par la formule :
[10]

V_w : Volume d'eau

$$S = \frac{V_w}{\Delta h.A}$$

✚ La perméabilité

3. La notion de texture du sol :

La texture du sol est une caractéristique statique renseigne sur la distribution de taille des particules constituant le sol. Généralement, la caractérisation de la taille des particules se fait en les divisant en trois catégories de tailles ou classes texturales : sable, limon et argile. La figure I-4 montre la détermination des classes texturales selon un diagramme dit triangle de texture.

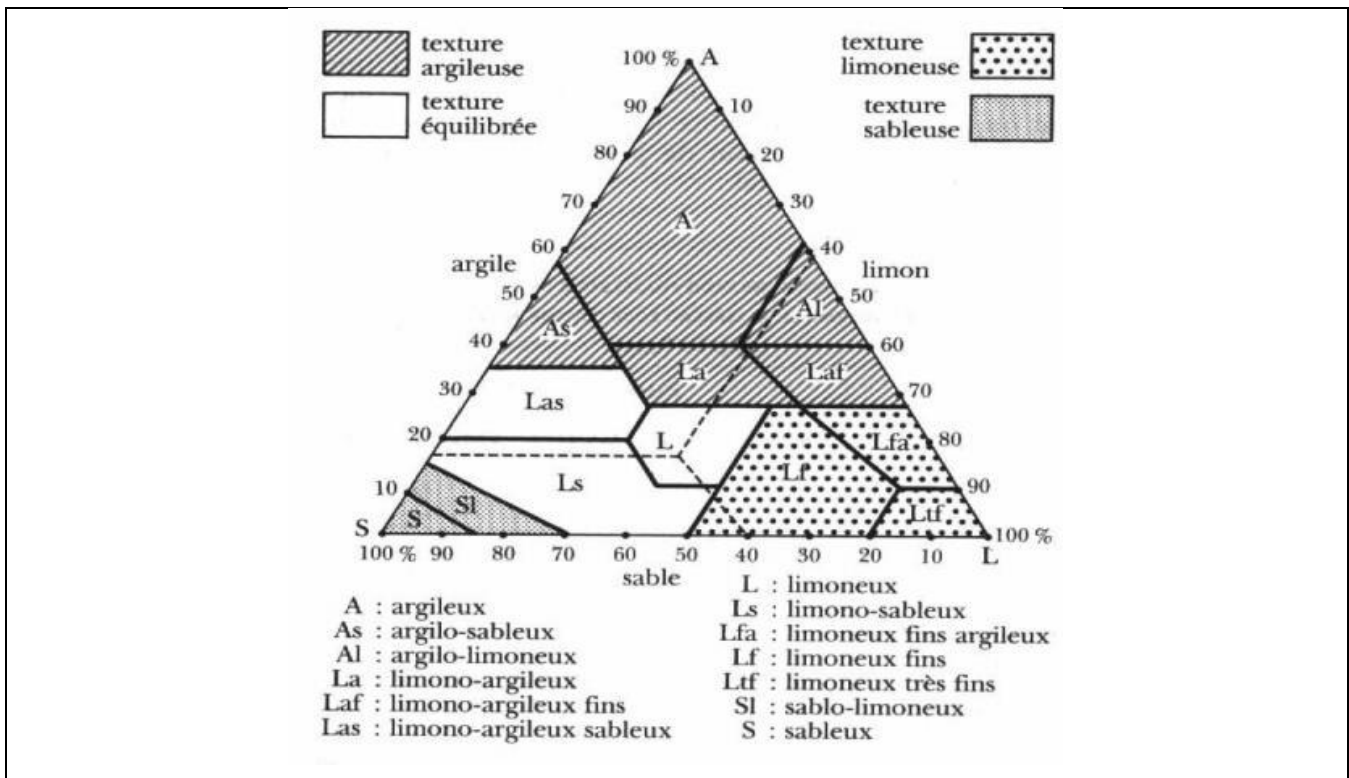


Figure 11 : classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm) (G. DEGOUTTE et P. ROYET)

a. L'analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer quantitativement la distribution des particules de sol par classes de diamètres. Le nombre et la grandeur des classes de diamètres dépendront de l'objectif pour suivi et, éventuellement, de l'importance de l'échantillon dont on dispose. Il y a lieu de faire remarquer dès à présent qu'il existe des différences quant aux limites des classes et quant aux appellations des sols en fonction du corps professionnel impliqué.

✚ Analyse granulométrique et paramètres granulométrique

Une roche meuble, milieu poreux, est constituée d'un assemblage de particules solides ou grains. Leurs caractéristiques géométriques sont : Le diamètre et la surface. Celles du réservoir sont leur répartition et leur disposition. L'analyse granulométrique a pour le but la mesure des diamètres des grains par des paramètres granulométrique.

✚ Intérêt et but d'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de détecter et miner la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des filets. A noter qu'il faut éviter la confusion entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des graines d'un granulat.

Phases et classification granulométrique

Les dimensions des grains des roches meubles s'étalent dans une gamme, en général continue. L'Analyse granulométrique a pour but le tri, par des tamis standards, des grains en fourchettes de diamètres conventionnels, ce sont les phases granulométriques. Une première opération est donc le classement des grains en gammes de diamètres déterminés. C'est-à-dire l'établissement d'une classification granulométrique. La plus couramment utilisée est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 2 : classification granulométrique

dimension de tamis mm	tamis vide g	tamis + sole g	refus g	refus %	refus cumulé g	refus pourcentage %	pourcentage de passant %
5	533,43	618,1	84,67	21,98	84,67	5,64	94,36
4	542,13	607,06	64,93	16,86	149,6	9,97	90,03
3,5	544,38	598,09	53,71	13,94	203,31	13,55	86,45
2,5	527,01	551,3	24,29	6,31	227,6	15,17	84,83
2	561,79	588,16	26,37	6,85	253,97	16,93	83,07
1,6	510,23	544,21	33,98	8,82	287,95	19,20	80,80
1	450,83	509,02	58,19	15,11	346,14	23,08	76,92
0,5	460,22	622,04	161,82	42,01	507,96	33,86	66,14
0,2	383,56	800,24	416,68	108,18	924,64	61,64	38,36
0,125	395,56	653,04	257,48	66,85	1376,7	91,78	8,22
0,08	412,5	495,77	83,27	21,62	1459,97	97,33	2,67
0,05	385,16	404,22	19,06	4,95	1479,03	98,60	1,40
fond	412,34	433,31	20,97	5,44	1500	100,00	0,00

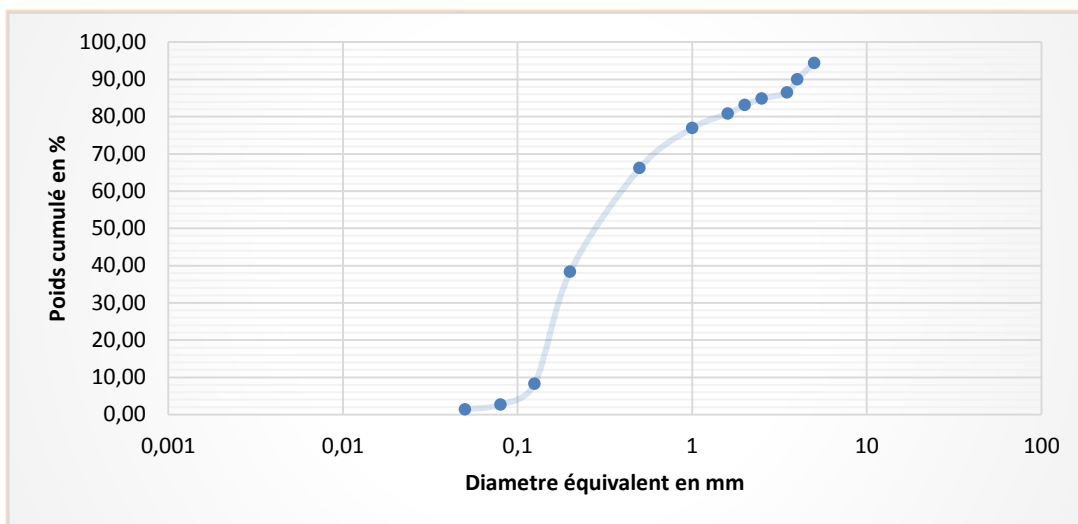


Figure 12 : Courbe granulométrique cumulative

4. Caractéristiques physiques d'un milieu poreux :

Le milieu perméable présente trois couples de caractéristiques physiques :

a. Continuité ou discontinuité :

Le milieu poreux, comportant des vides interconnectés dans le sens de l'écoulement, est dit continu.

Les roches meubles, pourvues de pores et de roches compactes, découpées par un réseau de microfissures, constituant des milieux continus. Par contre les roches compactes à microfissures et karstiques sont des milieux discontinus.

b. Homogénéité et hétérogénéité :

Un domaine de milieu poreux est dit homogène si sa résistance à l'écoulement (sa perméabilité) est la même à tous ses points. Autrement, le domaine est dit hétérogène.

c. Isotropie et anisotropie :

Un domaine de milieu poreux est dit isotrope si sa résistance à l'écoulement à un point considéré est indépendante de la direction. Dans le cas contraire est dit anisotrope.

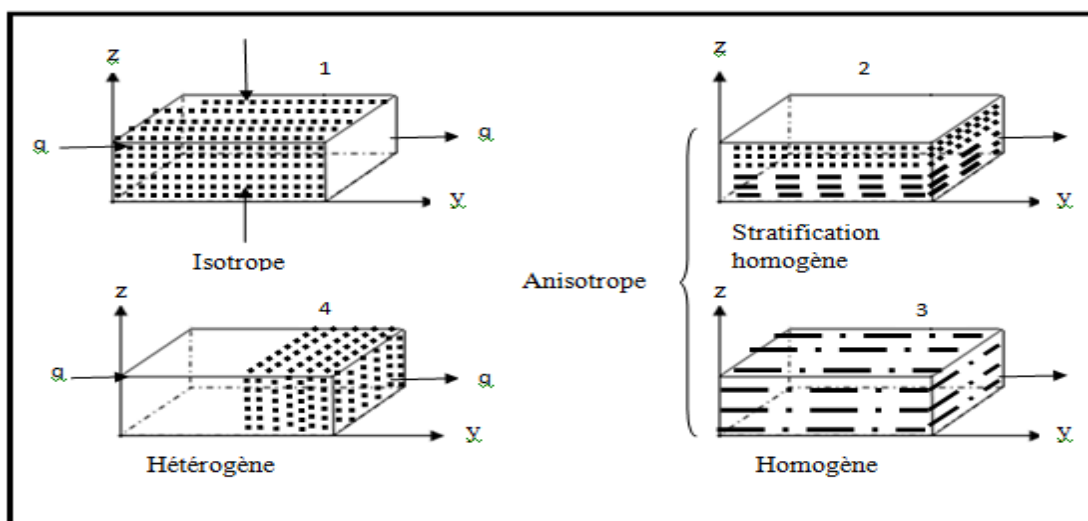


Figure 13 : Caractéristiques physiques d'un milieu poreux



CHAPITRE

III

Chapitre III : La réalimentation de nappe libre par bassin d'infiltration

Introduction

Face aux besoins en eau sans cesse grandissants, le concept de recharge artificielle des nappes souterraines apparaît comme étant un moyen efficace d'établir une meilleure gestion des ressources en eau. Les réalimentations des nappes en service sont fréquentes dans de nombreux pays du monde, aussi bien en pays tempérés qu'en pays chauds et secs.

En effet, les objectifs visés par une recharge artificielle de nappe peuvent être multiples :

- Restauration d'une nappe surexploitée.
- Stockage d'eau en vue d'une utilisation ultérieure.
- Epuration naturelle des eaux usées par le sol.
- Stockage d'énergie sous forme d'eau chaude.
- régularisation thermique des eaux d'un circuit de refroidissement
- barrière hydraulique contre la progression des eaux sales, notamment d'origine marine en exploitation côtier.

Les dispositifs de recharge artificielle sont principalement de deux types :

- **Recharge depuis la surface par infiltration des eaux à travers les filtres naturelle du sol** C'est la méthode la plus simple pour obtenir des débits élevés avec un minimum d'aménagement physique sur le terrain. En effet, les surfaces nécessaires sont très importantes ce qui signifie une mobilisation de terrain très étendue, donc des coûts d'acquisition élevés.
- **.Recharge depuis la surface en utilisation des eaux usées pour la réalimentation**
La réutilisation partielle et non contrôlée d'eau usée, comme source d'eau brute, pour faire de l'eau potable est un phénomène très courant.
- **Recharge par les bassins d'infiltration**
L'eau percole à travers la zone non saturée du sol avant d'atteindre la nappe. Cette technique peut se pratiquer presque sous tous les climats, à condition cependant que celui-ci ne soit pas à pluviométrie trop élevée, et d'autant mieux si le climat est aride ou semi-aride. Par ailleurs, le sol doit avoir certaines caractéristiques que nous préciserons.
- **Injection dans des puits**
L'eau est directement amenée au niveau de la nappe. Ce procédé est notamment utilisé lorsqu'il existe une couche imperméable entre la surface du sol et la nappe. L'action épuratrice du sol intervenant peu pour les eaux d'injection, le traitement de celles-ci doit être plus élaborée que dans le cas de bassins.

1. La réalimentation artificielle des nappes :

Introduction

Face à la demande croissante et à la dégradation continue de la qualité des eaux de surface, le recours systématique aux réserves en eaux souterraines est devenu partout une nécessité. Et la même question revient continuellement aux hydrogéologues : les ressources exploitées sont-elles renouvelées ? Si oui, comment et à quel taux ?

a. Définition de la RAN

La Recharge Artificielle des Nappes (RAN), en anglais « Managed Aquifère Recharge » (MAR) consiste à faciliter la recharge d'une nappe en augmentant d'une façon intentionnelle et à l'aide de méthodes artificielles le volume d'eau entrant dans un aquifère pour rejoindre sa zone saturée. La RAN avec stockage, en anglais MARS (Managed Aquifer Recharge and Storage) est un système plus développé qui consiste à injecter dans un aquifère convenable un certain volume d'eau durant la période pluvieuse ou lorsque cette eau est abondante et à le récupérer durant la période sèche ou selon la demande, c'est-à-dire utiliser le sous-sol comme réservoir souterrain. L'eau de recharge peut être naturelle (cours d'eau, collecte d'eau pluviale) ou traitée, provenant d'une centrale de désalinisation ou d'une station de traitement des eaux usées. (Pyne R ; David G ,1995).

b. Aperçu historique de la RAN

D'après les sources bibliographiques, les débuts de la RAN correspondent à l'expérience d'épandage qui a conduit à Pasadena en 1895 aux États-Unis. Ensuite, effectués de petits tests de recharge par puits en 1935. Parallèlement, en Europe, durant l'industrialisation au 19^{ème} siècle, les établissements de l'eau aux Pays-Bas, en Angleterre et en Allemagne utilisaient cette technique suite aux pollutions qui ont affecté les rivières. La production systématique à partir de cette technique a commencé entre 1870 et 1890 (BMI, 1985). Depuis, cette technique a été utilisée pour la recharge des aquifères libres – notamment dans les cordons dunaires (Olsthoorn, 2002) pour stocker et filtrer l'eau pour l'alimentation en eau potable. Dans les années 1952-1953, les premiers dispositifs expérimentaux d'ASR (Aquifer Storage & Recovery) ont été réalisés dans l'état de Californie. Ils ont été suivis par ceux opérationnels dans les états de Californie et de Floride aux États-Unis à partir de 1969. Depuis, la technique n'a pas cessé d'évoluer notamment avec les expériences conduites en Australie, le Canada et la Grande-Bretagne durant les années 1975-1985. L'alimentation en eau de plusieurs villes européennes densément peuplées est en partie assurée par cette technique (Schlosser, 1991). En France, la production d'eau à partir des dérivations de rivière, une des techniques de RAN, atteint environ 50% de la production en eau potable (Castany, 1982), Aux Pays-Bas 13% de l'eau potable est assurée par RAN (Hiemstra, 2003). En Allemagne, 60% des besoins en eau potable de la ville de Berlin sont assurés à partir des techniques de RAN (Zippel & Hannappel, 2008). Aux États-Unis, cette technique est utilisée sur une grande échelle du fait de son efficacité et des économies qu'elle offre dans le traitement de l'eau, la plupart des pays industriels disposent pratiquement de sites de recharge

artificielle dans les aquifères alluviaux et poreux tels que les Etats-Unis (Figure 14), le Canada, la Grande-Bretagne, l'Australie, la France, les Pays-Bas ainsi que l'Afrique du Sud, la Thaïlande, la Nouvelle-Zélande, le Koweït, les Emirats Arabes et d'autres. (Ray et al. 2002).

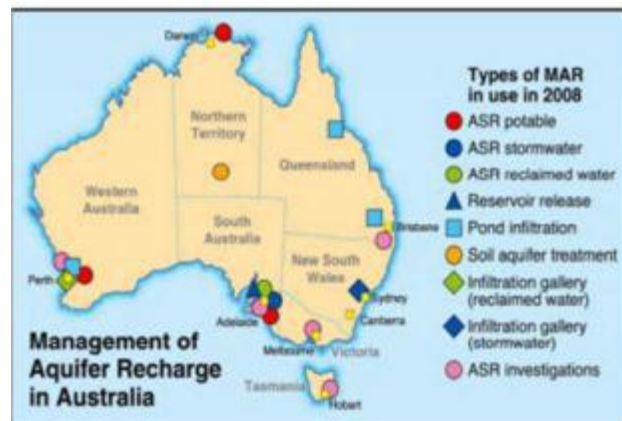


Figure 14 : Emplacement des sites de RAN en Australie en 2004. (www.asrsvsystems.com)



Figure 15 : Emplacement des sites de RAN en Etats-Unis en 2004. (www.asrsvsystems.com)

c. Intérêts et applications de la RAN :

C'est une technique émergente de développement durable qui a montré jusqu'à présent des résultats encourageants sur les plans social, économique et politique. Elle est considérée comme une solution à plusieurs des problèmes d'alimentation et de gestion des ressources en eau surtout dans les zones arides et semi arides. De plus, elle a été identifiée comme un facteur clé dans la gestion intégrée des ressources en eau (**GIRE**) surtout dans les zones arides. D'ailleurs, dans le cadre de recherche d'alternatives pour optimiser l'exploitation des ressources en eau disponibles, la RAN a été considérée comme une technique qui rend possible d'utiliser et d'exploiter des ressources en eau qui sont actuellement non exploitées comme les eaux pluviales, les eaux des crues de rivières et de sources et les eaux usées traitées. Elle fonctionne par principe de stockage temporaire de quantités d'eau non utilisées tout en modifiant et améliorant leur qualité chimique au cours du temps.

La RAN s'est avérée être un outil fiable économiquement s'inscrivant dans la gestion active des ressources en eau (Detay, 1997 ; Collin, 2004) et devenant ainsi l'une des solutions techniques essentielles dans toutes les zones arides et semi-arides en plus des régions à forte demande en eau. Actuellement, la RAN est utilisée d'avantage pour des stockages de long terme et de court terme où on aperçoit plusieurs avantages par rapport au stockage en surface et en réutilisation des eaux usées traitées (Bouwer, 2002). Les sites de RAN peuvent être groupés selon leurs conceptions, selon l'origine de l'eau utilisée pour la recharge (y inclut l'eau provenant des stations de dessalement ou des stations d'épuration) ou bien selon l'utilisation de l'eau récupérée de la nappe. Actuellement, un grand nombre de pays possède des sites de RAN, surtout dans les aquifères alluviaux et poreux, tenant à servir différents objectifs (Gale and Dillon, 2005)

c.1. Intérêts économiques et politiques :

Dans la plupart des cas, la RAN peut être un outil économiquement fiable pour appliquer une GIRE (la gestion intégrée des ressources en eau), surtout dans les zones où la pression sur les ressources en eau est très grande (Collin, 2004 ; Detay, 1997). Par ailleurs, entre tous les facteurs clés, (Pyne 1995) considère que l'intérêt économique de la RAN est le facteur principal qui a propulsé l'expansion rapide de cette technologie. En d'autres termes, les facteurs suivants doivent être considérés lors de l'implantation d'un projet de RAN :

- L'existence d'un besoin socio-économique.
- L'existence d'un aquifère capable de remplir les fonctions de stockage ou de filtration de l'eau de recharge.
- La disponibilité d'une ressource d'eau adéquate et de capacité suffisante pour alimenter le projet de RAN sur toute sa durée de vie estimée de 20 ans.
- Les faisabilités techniques et économiques du projet de RAN ainsi qu'une volonté politique pour soutenir et pousser l'économie de la région (Collin, 2004).

Se basant sur le contexte régional, des analyses de faisabilité économiques portant sur l'investissement et sur le profit estimé peuvent être adoptés pour démontrer que la RAN peut être une alternative efficace ou une solution complémentaire aux projets de barrages, de réservoirs, des techniques de dessalement ou même des transferts de l'eau entre régions ou pays. Ces analyses prennent en considération tous les facteurs évoqués. De plus, elles doivent Consulter d'autres points comme les avis des décideurs, la législation, le développement durable de l'opération de recharge, la gestion du projet, les impacts environnementaux, etc.

D'autres avantages économiques se résument ainsi :

- Technique rapide à implanter et plus souple à utiliser comparée aux aménagements de surface qui nécessitent des intervalles de temps et des suivis plus longs (acquisition de terrain, construction, etc.)
- Approvisionnements en eau à caractère stratégique ou d'urgence (Water banking) suite à une force majeure comme les séismes, les crues et inondations, les accidents de contamination, les dégâts dus aux actions de sabotage, de guerre, de terrorisme, surtout dans les pays arides.

c.2. Intérêts techniques et sociaux :

La RAN est une technologie qui, progressivement, permet de stocker des volumes considérables d'eau pour une utilisation ultérieure plus ciblée. L'eau de recharge constitue un excès de caractère saisonnier ou intermittent. Son stockage dans l'aquifère lui génère de signalés :

- L'autoépuration de l'eau en la faisant passer au sein de l'aquifère. Les techniques les plus utilisées sont les bassins d'infiltration et les dérivations des rivières.
- L'augmentation de la capacité d'extraction d'un aquifère
- Réduire les impacts sociaux et écologiques en minimisant l'action anthropique et en intégrant la RAN dans les « technologies vertes » (Dillon, 2009).
- La formation d'une barrière hydraulique qui empêche généralement une eau polluée (Jekel et al, 2005), en particulier une intrusion saline dans les zones côtières (par exemple lors de l'exploitation d'un aquifère côtier).
- Réduire l'impact des inondations et des crues tout en stockant des volumes d'eau durant les crues.
- Rétablir les niveaux initiaux des nappes partiellement en déclin continu à cause de la surexploitation. Ceci aide à lutter contre les phénomènes de subsidence (Mexico, Shanghai...) ou pour remédier contre des pollutions accidentelles en diluant l'eau native. Enfin, cette restitution des niveaux initiaux de l'aquifère permet sa surexploitation temporaire en augmentant sa capacité d'extraction.

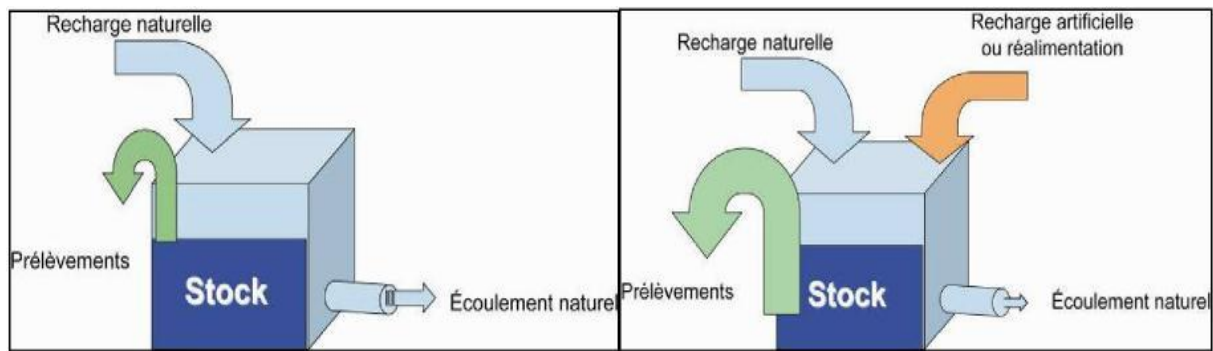


Figure 16 : Illustration du rôle de la recharge artificielle dans l'augmentation de la capacité d'extraction d'un aquifère.

2. Caractérisation de l'unité géologique favorable par la recharge artificielle de nappe :

Toutefois, la réalisation d'un projet de RAN nécessite l'existence de plusieurs facteurs indispensables à sa réussite. Ces facteurs se résument par les points suivants :

a. Facteurs de la recharge

Pour sélectionner un site de RAN et obtenir les résultats cités jusqu'à maintenant, il est deux paramètres qui jouent un rôle fondamental : les caractéristiques des eaux à injecter d'une part et celles du milieu récepteur d'autre part. Dans tout projet de recharge, il y aura donc lieu de considérer les conditions hydrologiques, topographiques, pédologiques, géologiques, et hydrogéologiques qui conditionnent cette réalimentation. Bien entendu, les aspects économiques et juridiques de l'opération ne peuvent non plus être ignorés. (Sainte-Pe. 1970)

✚ Facteurs hydrologiques

Il s'agit tout d'abord d'analyser toutes les sources en eau possibles pour la recharge et de définir leur répartition en débit dans le temps et dans l'espace ainsi que le meilleur moyen de les diriger efficacement sur le site. Par conséquent, s'assurer de disponibilités adéquates en quantité et qualité au moment voulu.

Un projet de recharge comprendra donc une étude des ressources en eau de surface locales et appréciera les possibilités d'importation. En effet, s'il est souhaitable que les eaux à injecter proviennent de cours d'eau proches du site, il n'est pas à exclure d'utiliser les ressources d'un bassin excédentaire.

Dans certains temps, il faut que l'eau brute destinée à la recharge soit de qualité acceptable, surtout si notre objectif dans cette opération est de faire de l'eau potable pour l'alimentation humaine. Les

eaux contenant une charge en matières en suspension trop importantes doivent aussi être évitées où à rendre potable grâce à divers traitements qui peuvent être très poussés. (Sainte-Pe. 1970)

+ Facteurs topographiques

Ils ne jouent pas de rôle essentiel dans le cas d'ouvrages d'injection profonde ; par contre, ils sont à considérer dans celui de recharge superficielle. Ce sont des pentes de l'ordre de 1 à 2 % environ qui seront en général les plus favorables. Ce sont, en effet, souvent celles que l'on rencontre dans les portions les plus étalées et les plus perméables des cônes de déjection et des lits des cours d'eau. D'autre part, dans le cas de pentes trop accusées, des hauteurs d'enceinte prohibitives deviendraient nécessaires pour limiter des bassins de volume convenable ou bien il faudrait un grand nombre d'enceintes de hauteur normale ; cela mettrait en cause la rentabilité du projet. (Sainte-Pe. 1970).

+ Facteurs pédologiques

Les caractéristiques des dépôts de surface sont loin d'être négligeables. Par exemple, plus la texture du sol sera grossière plus le taux d'infiltration sera élevé. Outre la texture, interviendront des paramètres tels que : perméabilité, profil et variations avec la profondeur, degré de compactage, présence ou absence de croûte calcaire ou de cuirasse ferrugineuse, de matière organique etc.

Le pédologue aura donc son mot à dire dans les projets de recharge, notamment lors de la préparation de cartes de types de sols auxquels on affectera des caractéristiques chiffrées des taux d'infiltration. Des études sur l'origine et la structure des sols, leur stratification, leur degré de cartographie seront à sa charge. Il aura également à définir la manière la plus parlante de synthétiser ses résultats compte tenu de l'objectif de recharge (Sainte-Pe. 1970).

+ Facteurs géologiques et hydrogéologiques

Outre une étude géologique générale, une analyse détaillée sera nécessaire afin de reconnaître et délimiter les réservoirs les plus adaptés à l'opération ; géophysique et sondages en seront l'un des moyens.

Evidemment ces réservoirs sont rarement simples et s'ils ne sont pas très répandus en zones tempérées où les sédiments sont souvent saturés en eau, ils le sont beaucoup plus en zone aride où les assises non saturées et épaisses sont monnaie courante.

L'analyse aura pour but de déterminer l'origine, la nature et l'extension des sédiments ainsi que leur aptitude à la recharge. Ainsi, il y aura lieu de définir le réservoir, ses profondeurs, structure, lithologie, limites horizontales et verticales et profondeur jusqu'au niveau de l'eau. On devra aussi évaluer ses perméabilités horizontales et verticales qui devront être importantes, sa transmissivité, sa porosité et son

coefficient d'emmagasinement ainsi que les variations de ces paramètres. On touche déjà là à l'étude hydrogéologique qui devra établir la piézométrie, chiffrer le gradient hydraulique, apprécier le sens d'écoulement des eaux, définir les limites alimentaires et les exutoires, le réseau d'exploitation, la chimie de l'eau le bilan hydrologique et chimique.

Il faudra également évaluer quelle sera l'influence de la recharge sur ce réservoir, quelles seront les zones qui en profiteront et quand. Tous ces points n'ont pas la même importance et, par exemple, la transmissivité T , le coefficient d'emmagasinement S et surtout leur rapport, la diffusivité jouera un rôle très notable.

En effet, il sera nécessaire que la recharge se traduise par une élévation du niveau de l'eau, ce qui est peut-être plus capital que la conservation du volume injecté.

Voici pourquoi. Ce volume peut être conservé tout en donnant lieu à une propagation de différences de pression cas des nappes captives où S est très petit, qui aura pour conséquence une augmentation des débits aux exutoires, c à d une vidange. Ainsi la recharge aurait été «inopérante». Il faudra donc tenir compte du rapport T/S qui, s'il est trop élevé, se traduira par un effet sur les exutoires trop rapide. Corollairement, la connaissance des conditions aux limites et notamment de ces mêmes exutoires sera fondamentale et la nappe devra être assez étendue pour ne pas se vidanger au fur et à mesure du remplissage. C'est ce qui se produit souvent en milieu karstique, excepté lorsqu'il s'agit de massifs de très grande étendue où des stockages suffisamment longs sont possibles.

Enfin, il faudra s'assurer que le taux d'infiltration se maintiendra, ce qui pourra nécessiter des traitements, et que la récupération de l'eau ne donnera pas lieu à des hauteurs de pompage prohibitives. (SAINTE-PE. 1970).

3. Le futur de la RAN et la gestion intégrée des ressources

Dans les années à venir, l'Europe comme la plupart des régions du monde va faire face à des pénuries d'eau liées au changement climatique et à l'augmentation de la population. Le rapport européen sur la pénurie d'eau et la sécheresse publié en 2008 affiche un stress hydrique qui affecte 130 millions habitants (30% de la population européenne), en Europe de l'Ouest mais aussi dans les pays du Nord comme la Belgique, le Danemark, l'Allemagne, la Hongrie et la Grande Bretagne. Le rapport conclut que dans les 30 années passées la pénurie en eau et la sécheresse ont coûté à l'économie européenne 100 milliards € et que ce chiffre risque d'augmenter si des actions préventives ne sont pas prises.

A partir d'une telle vision, la RAN peut être un outil préventif qui est utilisé pratiquement dans tous les pays industriels. Bien que la RAN ne génère pas de nouvelles ressources en eau, elle donne des

espérances prometteuses surtout vis-à-vis du grand public qui attend des politiques orientées plus vers l'utilisation durable des ressources en eau comme le traitement des eaux usées, la réutilisation de l'eau traitée et le développement durable de l'utilisation des eaux pluviales. La RAN permet d'utiliser des alternatives qui ne seraient pas utilisées différemment comme les eaux pluviales, les eaux des crues des rivières et des sources et les eaux traitées pour l'alimentation en eau potable et pour l'irrigation en plus du rôle qu'elle peut jouer pour rétablir le niveau des nappes et comme barrière hydraulique contre des polluants ou une intrusion saline. De plus, l'optimisation et le contrôle du sujet de l'offre et la demande que fournit la RAN au niveau du bassin réduit considérablement les dépenses pour faire face à des pénuries et relance la production économique. Il faut noter que bien que la RAN n'est pas encore développée de façon à être intégralement adaptée comme outil de gestion dans les conflits et les problèmes d'eau du futur : elle pourra remplir cette fonction en s'adaptant au changement climatique.

Actuellement, avec une recharge naturelle de en plus affaiblie par la dégradation de l'occupation des sols, la RAN n'est plus considérée comme une simple technique de stockage de l'eau mais plutôt comme un outil qui s'intègre dans la GIRE. Cet outil sera utilisé pour soutenir le développement durable en surveillant l'état des ressources en eau disponibles dans le cadre des besoins sociaux, économiques et environnementaux actuels et futurs.

Par conséquent, la RAN peut être définie en étant la situation dans laquelle une eau qui n'appartient pas à un aquifère est infiltrée ou injectée dans cet aquifère à l'aide d'un système implanté et contrôlé par l'homme. Ce contrôle comprend le choix du site de recharge et la gestion de l'opération de recharge de façon à essayer de préserver ou même d'améliorer la qualité et la quantité de l'eau de recharge en détectant, par des mesures appropriées, tout changement qui se passe dans les propriétés de l'eau de l'aquifère. (Maliva, 2008).

4. Inconvénients de la recharge artificielle des nappes

Pour faire à peu près le tour de la question, il reste à signaler les problèmes spéciaux auxquels la recharge permet de faire face :

- drainage d'une nappe phréatique par injection dans des couches profondes ;
- réduction du débit d'une rivière ;
- régulation thermique d'une ressource en eau ;
- le stockage souterrain des résidus liquides peut provoquer des risques sur le sous-sol en raison de la nature physico-chimiques de ces résidus liquides comme la détérioration de gisements minéraux et la dégradation d'eaux souterraines.
- Problème du colmatage : le colmatage est lié à l'apport, par l'eau infiltrée, de fines particules qui colmatent les pores du sol, mais aussi à des réactions physico-chimiques ou biologique

dans le sol entraînant, par exemple, le gonflement des argiles ou la prolifération des bactéries ou d'algues créant un film biologique, que l'on ne peut éliminer totalement car il participe à l'épuration des eaux infiltrées. (Sainte-Pe. 1970).

5. Recharge par les bassins d'infiltration

a. Principe de la recharge par les bassins d'infiltration

Il peut s'agir d'une excavation faite dans le sol et pouvant avoir des origines divers (anciennes carrières par exemple), ou bien d'un ouvrage de génie civil comportant la construction de berge .le bassin ainsi forme reçoit une certain quantité d'eau qui, sous l'effet de la charge hydraulique, va pénétrer dans le sol (Abada. 2007)

b. Forme dimensions des bassins

La forme des bassins peut être quelconque. Cependant lorsque l'on utilise plusieurs bassins on cherchera un encombrement au sol minimum.

Le nombre de bassins dépend de la gestion de ceux-ci ; nous aborderons ce point plus loin, dans la réalisation d'un bassin d'infiltration, ou plus généralement d'un dispositif d'infiltration, une contrainte important est la distance entre le sol et le niveau de la nappe. On estime qu'une distance de 3 à 5 m est un minimum pour assurer la bonne marche d'un bassin (Abada. 2007)

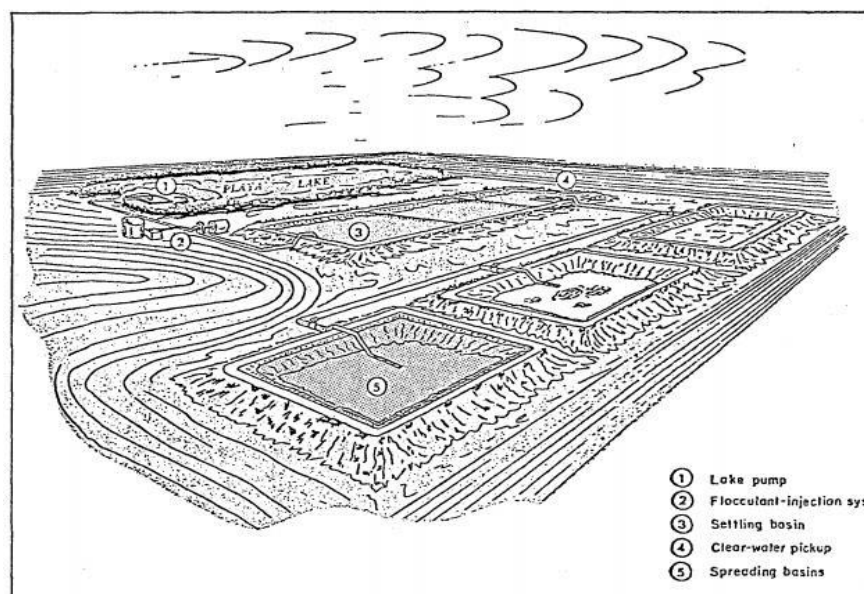


Figure 17 : un schéma d'ensemble d'une installation utilisant des bassins d'infiltration

c. construction d'un bassin

La construction d'un bassin ne peut se faire que sur des terrains relativement plats. Sa mise en œuvre peut se faire à l'aide d'un bulldozer ou par des moyens plus simples.

Toutefois, en cas d'utilisation d'engins lourds, il faudra prendre garde à ce que leurs passages successifs n'entraînent pas un tassement excessif du sol qui se traduirait par une réduction significative du taux d'infiltration.

Les berges des bassins doivent être rendues imperméables par bétonnage ou dépôt de sédiments très fins ; ceci afin d'éviter toute infiltration horizontale. La pente recommandée pour les berges d'un bassin est de 2 pour 1 : on limite ainsi l'érosion due aux mouvements de l'eau dans le bassin .Enfin, pour faciliter la vidange du bassin, on procède à la création d'un point bas (Abada. 2007)

d. Amenée de l'eau

L'amenée de l'eau dans le bassin peut se faire par gravité ou par pompage. Ces dispositifs sont, en général, aussi des dispositifs aérateurs : en favorisant les conditions aérobies dans le bassin, on permet une épuration importante des eaux dans celui-ci (Abada. 2007)

➤ Bassins à fond nu

Leur mise en œuvre est simple car sont utilisés tels quels. Cependant ils sont soumis à un colmatage rapide .pour diminuer l'importance de ce colmatage et pour assurer l'entretien on peut utiliser divers procédés simples tels que le labourage ou l'épandage dépaillé de blé.

La lame d'eau dans ces bassins doit être de quelques décimètres (Abada. 2007)

➤ Bassins à végétation

L'effet de la végétation est multiple perméabilité supplémentaire due aux racines, protection du sol contre les gouttes d'eau lors des périodes pluvieuses, exportation d'éléments minéraux si toutefois la végétation est récolte (5% environ). Par ailleurs elle favorise la dénitrification.

Cependant la présence de végétation dans le bassin présente certains inconvénients : niveau assez faible d'effluent dans le bassin (au printemps et en été, notamment, quelques centimètres seulement), assèchement périodique du bassin pour permettre la récolte.

Malgré tous ces inconvénients, de nombreuses études ont montré l'intérêt de la végétation dans un bassin. (Abada, 2007)

➤ Bassin à sable

Le fond du bassin est alors tapissé d'une couche de sable rapportée. Le diamètre efficace du sable est, en général compris entre 0,2 et 0,3 mm. Cette couche sert de support mécanique et biochimique à l'épuration des eaux. Son épaisseur doit être de l'ordre de 50cm. Le sable agissant comme un filtre subit un colmatage progressif et demande donc un entretien périodique : après vidange du bassin on procède à un remaniement du sable par différents moyens allant du simple grattage, à l'explosif, ou bien on

procède à un lavage du sable après ramassage. L'épaisseur de la lame d'eau, dans tel bassin, peut varier de quelques décimètres à plusieurs mètres. (Abada. 2007)

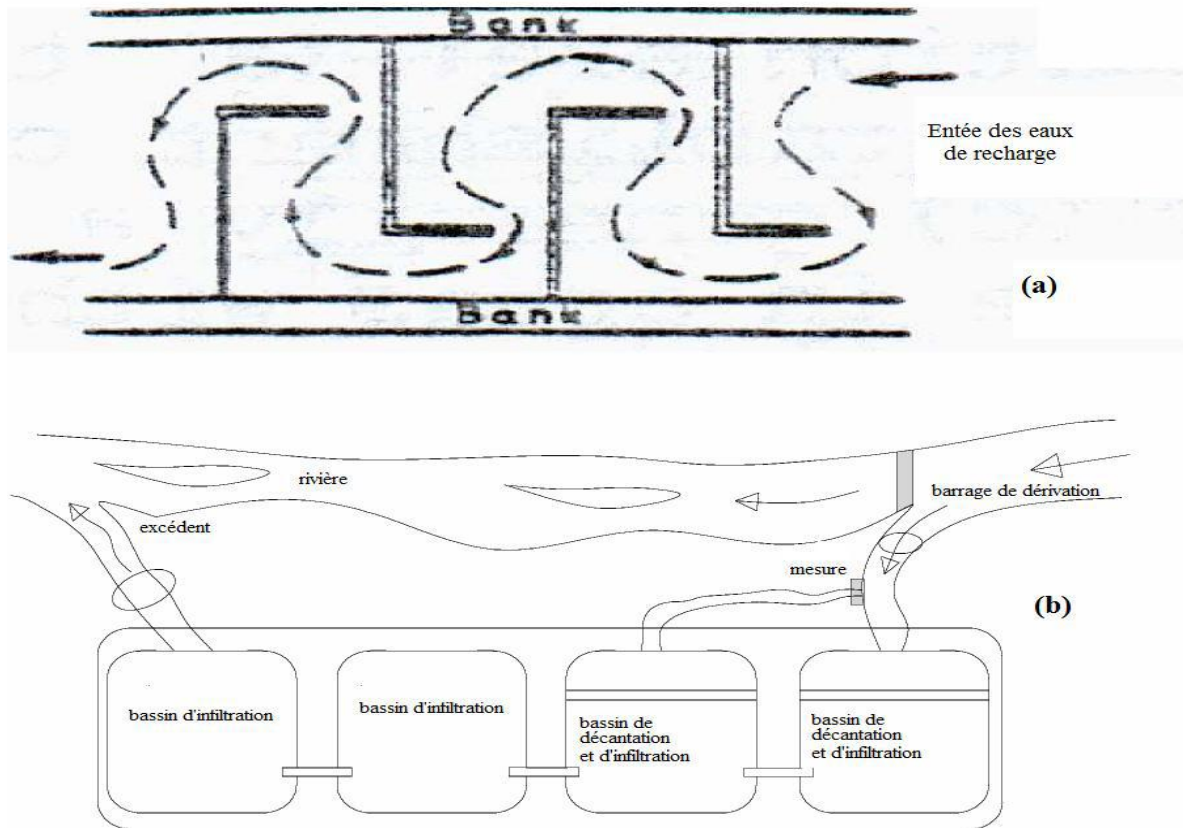


Figure 18 : quelques méthodes de recharge artificielle des nappes (ERIC. 2006)

(a) cas d'aménagement d'un oued pour diminuer la vitesse d'écoulement et augmenter le parcours des eaux de recharge.

(b) recharge par les bassins d'infiltration.

Taux d'infiltration

D'une manière générale, on peut dire qu'il est imprévisible et que l'on doit procéder à des essais. On dispose de deux types de méthodes pour ces essais. Suivant la nature du revêtement du fond, le taux d'infiltration est variable. Ainsi :

- Pour les bassins nus : 0,30 à 1 m par jour
- Pour les bassins à végétation : 0,20 à 0,60 m par jour
- Pour les bassins à sable : 2 à 5 m par jour.

Conclusion

La réalimentation des nappes permet l'augmentation de la quantité d'eau disponible et en améliore souvent la qualité ; c'est donc un procédé intéressant pour les zones arides et semi arides car l'évaporation intervient moins que pour un réservoir d'eau à ciel ouvert. Il est aussi avantageux pour les pays développés puis qu'il permet de développer la ressource en eau tout en assurant une certaine épuration des eaux brutes ou usées que l'on infiltre.



CHAPITRE

IV

IV. Essais expérimentaux de recharge

Introduction

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

Les essais ont été réalisés sur un banc de drainage, où nous avons aménagé un bassin d'infiltration dans une couche de sable. Une fraction saturée représente un aquifère libre. On peut alors simuler une alimentation de la nappe bassin d'infiltration et observer à l'aide de piézomètres l'évolution de la charge dans l'aquifère. Le but de ces essais est de suivre l'évolution de la surface piézométrique de la nappe suite versement d'eau à travers le bassin. L'expérimentation envisagée doit obéir à des règles rigoureuses afin d'aboutir à des résultats fiables. Il est donc très recommandé de suivre les étapes suivantes :

- Bien nettoyer le sable et éliminer toute l'argile.
- Faire fonctionner le circuit hydraulique du banc avant le remplissage et ceci pendant une durée d'au moins une demie heure et noter toute fluctuation dans le débit de la pompe.
- Ne remplir le banc que lorsqu'on est sûr que tout est en règle.
- Le sable doit être immergé directement dans l'eau pour éviter l'occlusion de l'air.
- Le sable doit être soigneusement réparti sur la surface du banc.
- Tous les piézomètres doivent répondre correctement.
- Régler la table des lectures bien horizontalement et parallèle au niveau de référence choisi.
- En fin, effectuer plusieurs essais préliminaires pour s'habituer aux lectures et aux réglages.

Quel que soit le temps que l'on passe à la préparation des essais expérimentaux, les résultats, et tout le travail en dépend.

1. Dispositif expérimental :

1.a. Equipement utilisé

Le matériel utilisé consiste en un banc de drainage composé d'un réservoir de forme rectangulaire fabriqué en métal inoxydable (émaillé) pouvant être rempli d'un sable de granulométrie variant entre 0.05 - 5 mm.

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

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



Figure19 : Banc de drainage

1.b. Matériels utilisé

Le sable est de granulométrie variant entre 0.05 mm et 45mm (Cf....Courbe granulométrique).

2. Conduite des essais

Après vérification du dispositif, et s'assurant de l'absence de fuites au niveau du bassin, on remplit le banc avec de l'eau puis on dispose le sable.

On vérifie la réponse des piézomètres, la charge devant être sensiblement la même le long du système aquifère, c'est le niveau statique de la nappe. On fixe comme niveau de référence la base du banc qui est le substratum de la nappe.

Les versements sont effectués à l'aide d'un plan surélevé, dans le banc. Les lectures dans les piézomètres correspondent aux charges hydrauliques.

Après les tests préliminaires, on choisit les débits d'injection pour les essais définitifs, respectivement :

- $Q_1 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$
- $Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$

Pour les deux essais les dimensions de bassin sont (30 cm /30 cm) et une profondeur de 2 cm

2.a. Essai n°1 (25/02/2020) :

Débit utilisé est : $Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s,

Tableau 3 : Les valeurs de charge dans les piézomètres ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s)

temps (min)	p2	p3	p4	p5	p6	p7	p8	p9	p10	p11	p12	p13
2	86	92	98	100	92	84	88	92	86	92	88	88
4	92	100	108	108	100	86	93	100	94	100	96	96
6	96	104	112	112	106	100	98	104	100	104	102	102
8	98	108	118	118	108	102	98	108	102	108	104	104
10	102	110	119	119	112	104	101	110	105	110	108	109
12	104	112	121	121	114	108	104	110	109	114	110	110
14	106	116	124	125	116	109	108	114	110	115	112	112
16	110	118	126	126	120	114	109	118	112	118	116	118
18	112	120	128	128	122	118	110	120	114	122	118	119
20	112	122	130	130	125	119	112	120	119	124	120	122
22	116	123	132	132	128	121	114	124	121	128	126	128
24	116	128	133	133	130	124	118	129	124	129	126	130

Dans le tableau ci-dessus on a présenté les lectures effectuées sur les piézomètres au cours de versement d'un débit continu de $2 \cdot 10^{-3}$ l/s. La durée de l'essai est de 24 minutes, temps qui a suffi à saturer la couche de sable.

A partir des charges observées on a déduit les vitesses de remontée des eaux dans les piézomètres au cours de versement, présentées dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$)

Temps (min)	v2	v3	v4	v5	v6	v7	v8	v9	v10	v11	v12	v13
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	3,0	4,0	5,0	4,0	4,0	1,0	3	4	4	4	4	4
4	2,0	2,0	2,0	2,0	3,0	7,0	3	2	3	2	3	3
6	1,0	2,0	3,0	3,0	1,0	1,0	0	2	1	2	1	1
8	2,0	1,0	0,5	0,5	2,0	1,0	2	1	1,5	1	2	2,5
10	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	2,0	2	0	2	2	1	0,5
12	1,0	2,0	1,5	2,0	1,0	0,5	2	2	0,5	0,5	1	1
14	2,0	1,0	1,0	0,5	2,0	2,5	1	2	1	1,5	2	3
16	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	2,0	1	1	1	2	1	0,5
18	0,0	1,0	1,0	1,0	1,5	0,5	1	0	2,5	1	1	1,5
20	2,0	0,5	1,0	1,0	1,5	1,0	1	2	1	2	3	3
22	0,0	2,5	0,5	0,5	1,0	1,5	2	2,5	1,5	0,5	0	1
24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0

2.b. Essai n°2 (26/02/2020)Débit utilisé $Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$ **Tableau 5** : Les valeurs de charge dans les piézomètres ($Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$)

temps (min)	p2	p3	p4	p5	p6	p7	p8	p9	p10	p11	p12	p13
2	84	88	98	98	90	86	84	88	84	80	86	86
4	89	93	102	102	95	89	89	93	88	90	91	91
6	90	96	104	105	98	92	91	97	92	98	95	95
8	92	100	106	107	101	95	96	98	94	101	98	98
10	96	101	108	109	103	98	97	99	97	102	99	100
12	96	103	110	110	104	99	97	101	99	104	102	102
14	98	104	112	112	106	101	98	102	99	107	103	103
16	98	106	113	113	108	102	99	102	100	107	104	104
18	100	107	113	114	109	103	100	103	100	108	105	106
20	101	107	115	115	110	104	101	104	102	108	106	106
22	102	108	115	116	111	105	102	105	102	109	107	108
24	103	110	117	118	112	107	102	107	104	110	108	108

Tableau 6 : Les valeurs de vitesse dans les piézomètres ($Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)

Temps (min)	v2	v3	v4	v5	v6	v7	v8	v9	v10	v11	v12	v13
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2,5	2,5	2	2	2,5	1,5	2,5	2,5	2	5	2,5	2,5
4	0,5	1,5	1	1,5	1,5	1,5	1	2	2	4	2	2
6	1	2	1	1	1,5	1,5	2,5	0,5	1	1,5	1,5	1,5
8	2	0,5	1	1	1	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	1
10	0	1	1	0,5	0,5	0,5	0	1	1	1	1,5	1
12	1	0,5	1	1	1	1	0,5	0,5	0	1,5	0,5	0,5
14	0	1	0,5	0,5	1	0,5	0,5	0	0,5	0	0,5	0,5
16	1	0,5	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0,5	0,5	1
18	0,5	0	1	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	0	0,5	0
20	0,5	0,5	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0,5	0,5	1
22	0,5	1	1	1	0,5	1	0	1	1	0,5	0,5	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3. Interprétation des résultats

a. Essai n°1

➤ Courbes de variation de la charge

A partir des observations effectuées, on trace les courbes de variation de la charge dans les piézomètres, pour différentes épaisseurs initiales. Le débit d'injection est $Q_{inj} = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s

Sur les graphes obtenus (fig) , on remarque la même allure générale des courbes. Un ajustement logarithmique donne une relation générale de forme $h = a \ln t + h_0$.

Deux paires de courbes se distinguent selon la distance des piézomètres concernés par rapport au puits d'injection. L'augmentation de la charge est rapide au début du processus puis s'estompe au fur et à mesure que le gradient de charge entre le puits d'injection et le niveau de la nappe diminue.

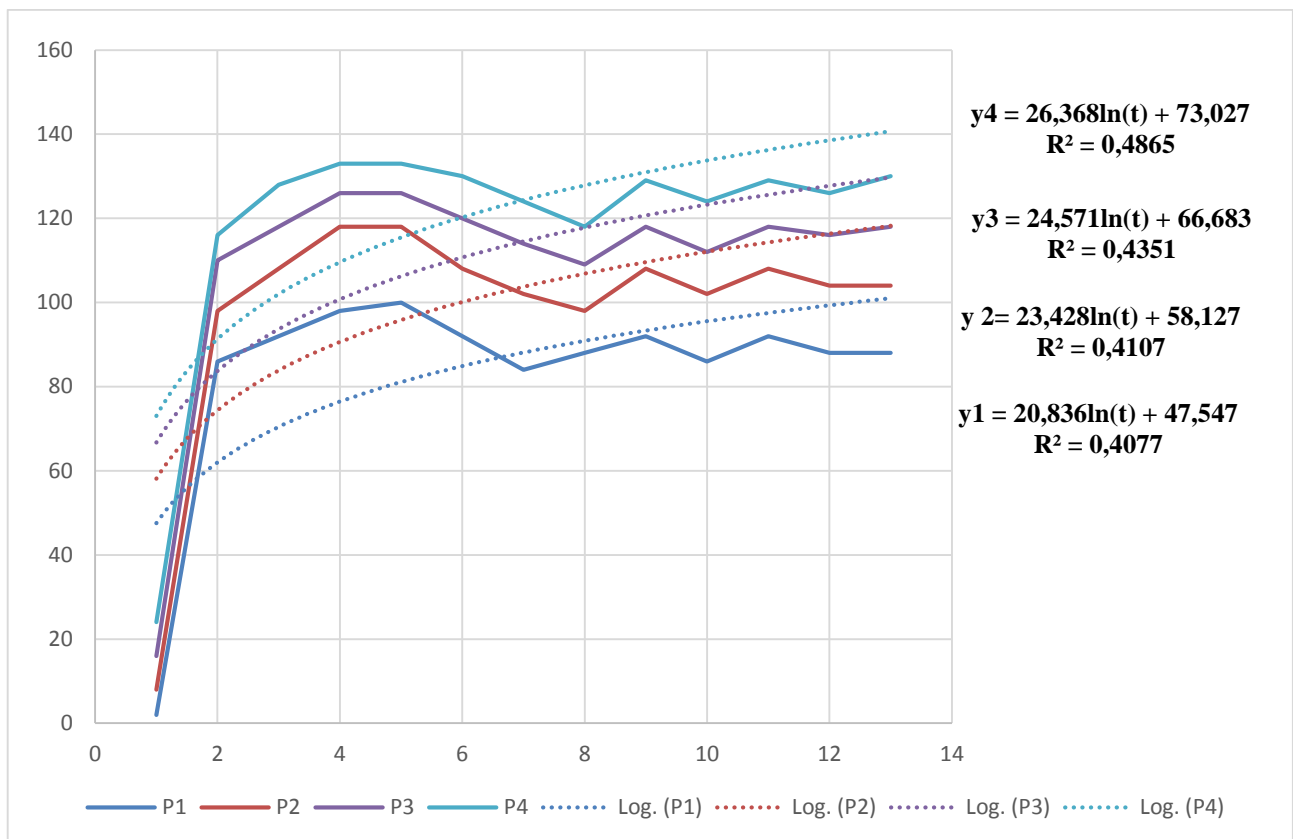


Figure 20 : Evaluation de la charge dans les piézomètres 1, 2, 3 et 4 ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s).

Les charges augmentent plus rapidement et plus haut dans les piézomètres les plus proches du puits.

➤ Courbes de variation de la vitesse

Sur les courbes de variation de la vitesse, déduites des rapports de la charge sur les pas de temps, on remarque le même phénomène. L'allure générale des courbes est similaire, on observe une croissance de la vitesse dès le début de l'injection, qui atteint un max, puis une décroissance continue, pour finir par une stabilisation.

Ceci est expliqué par la diminution du gradient de charge entre le puits d'injection et le niveau piézométrique de la nappe.

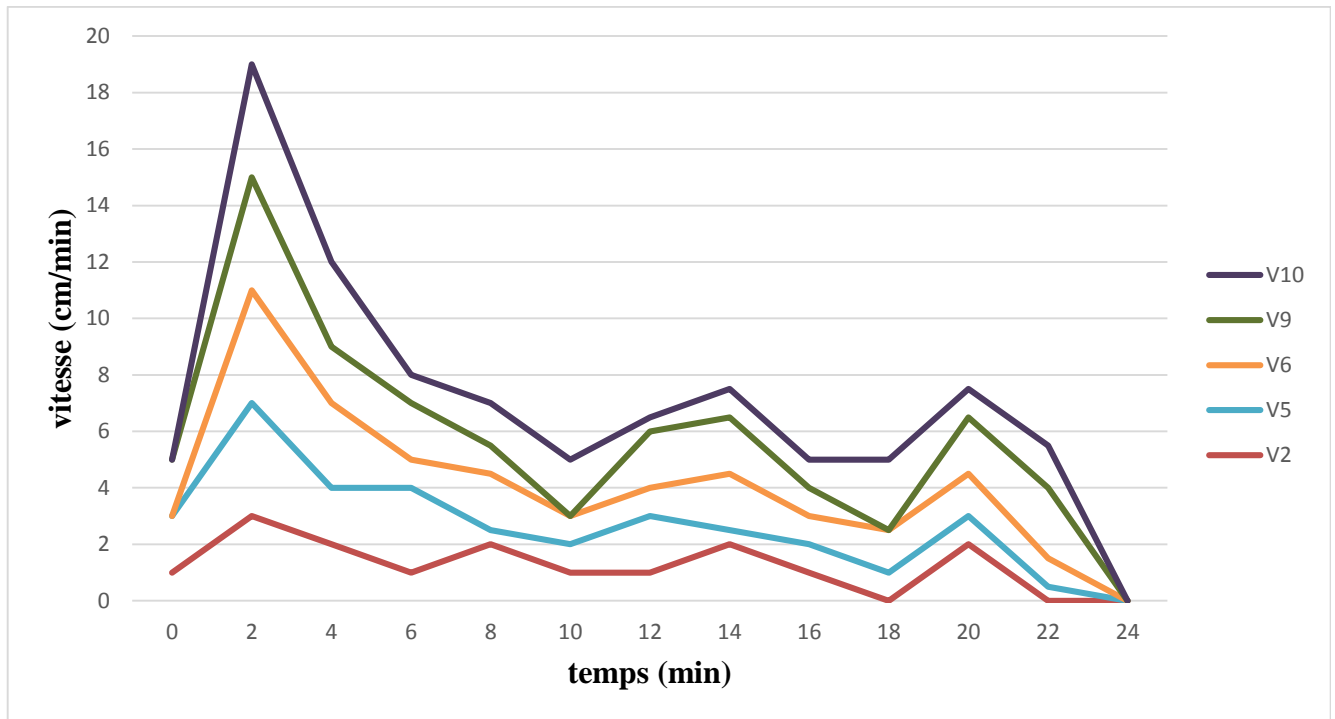


Figure 21 : Evaluation de la vitesse dans les piézomètres ($Q_1 = 2 \cdot 10^{-3}$ l/s)

b. Essai n°2

➤ Courbes de variation de la charge

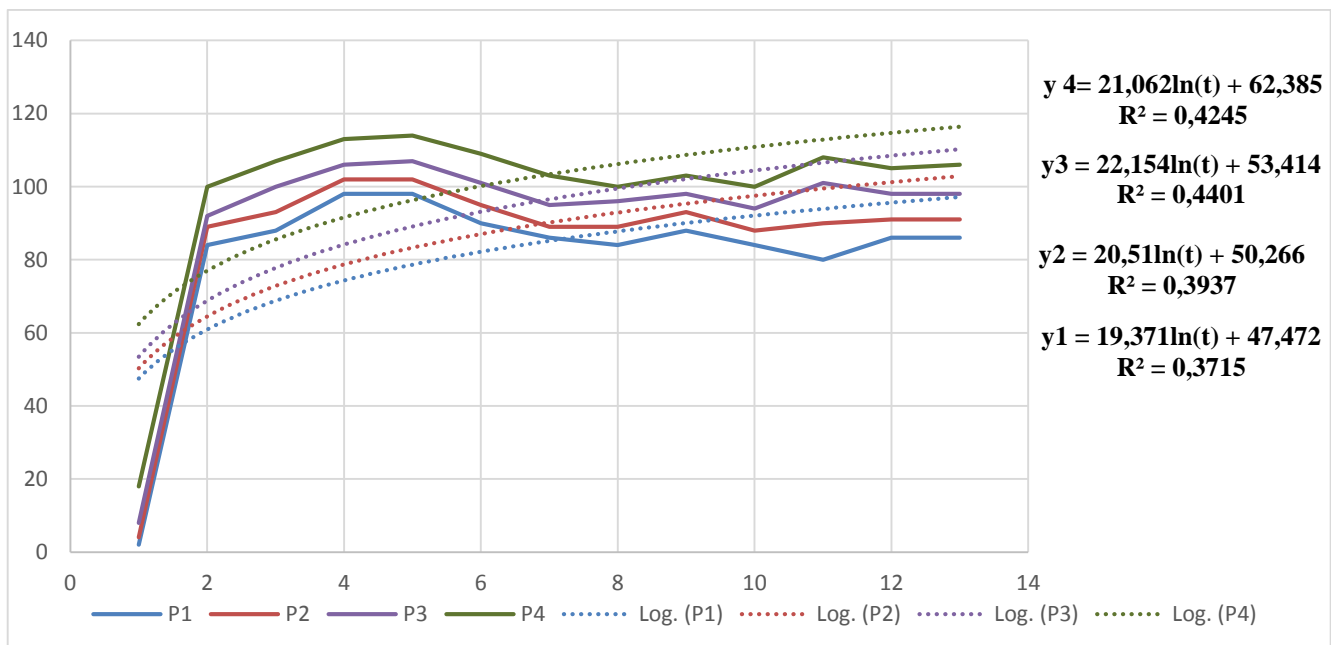


Figure 22 : évaluation de charge dans les piézomètres ($Q_1 = 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)

➤ Courbes de variation de la vitesse

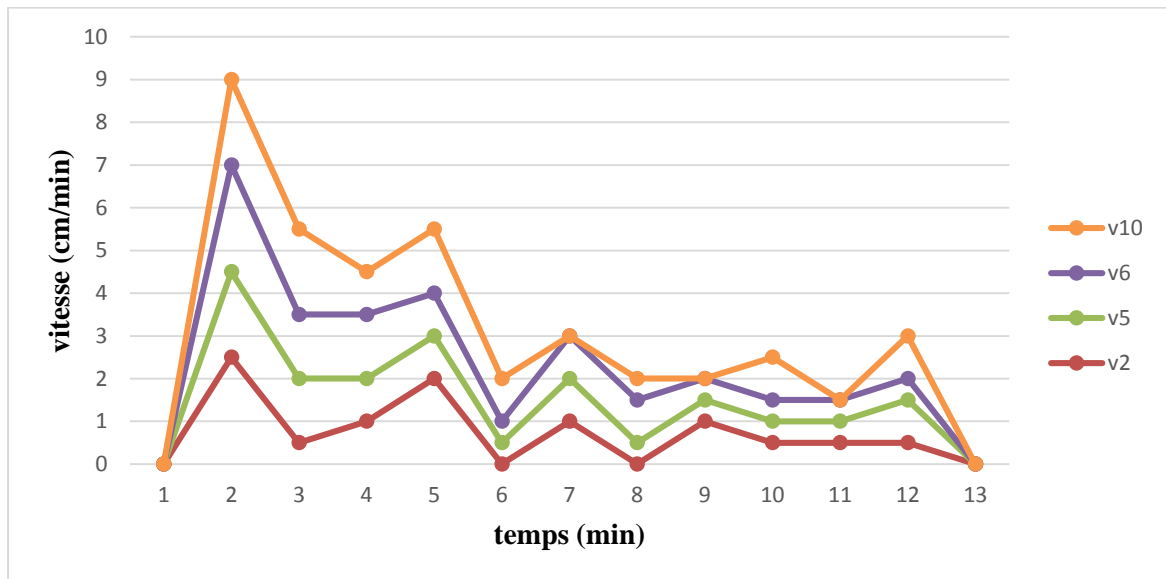


Figure 23 : évaluation de la vitesse dans les piézomètres ($Q1= 6.81 \cdot 10^{-4}$ l/s)



CONCLUSION

Conclusion générale

L'alimentation artificielle des nappes est une technique qui a fait ses preuves et à laquelle on sera contraint de faire appel de plus en plus pour faire place à la demande croissante d'eau de bonne qualité. C'est une technique délicate qui demande des études et des essais approfondis avant la réalisation d'un aménagement.

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

Les essais ont été réalisés sur un banc de drainage, où nous avons aménagé un bassin d'infiltration dans une couche de sable. Une fraction saturée représente un aquifère libre. On a alors simulé une alimentation de la nappe par versement d'eau à travers le bassin, et observé à l'aide de piézomètres l'évolution de la charge dans l'aquifère. Le but de ces essais était de suivre l'évolution de la surface piézométrique de la nappe suite à l'injection d'eau à travers le puits.

Pour voir comment évolue la surface piézométrique on a dessiné les courbes de la vitesse d'infiltration en fonction du temps.

Références bibliographiques

1. **HILLEL, D. (1984)**, l'eau et le sol « principe et processus physique ». edition-cabay -1384.
2. **GEORGES SCHNEEBELI. (1987)**, Hydraulique souterraine, Ingénieur des Arts et manufactures. éditions eyrolles 61, saint-Germain Paris 5^e.
3. **OLIVIER B., et LUMONY M.**, Hydrogéologie «Multi science environnementale des eaux souterraines». Universités francophones.
4. **MAX A. SAINT-PÉ(1971)**, ALIMENTATION ARTIFICIELLE DESNAPPES, International Association of Scientific Hydrology.
5. **Cordany D., (1994)**, Mécanique des sols. Lavoisier TEC & DOC,
6. association française pour l'étude des eaux reconnue d'utilité publique par décret du 4 juillet 1974 centre national de documentation et d'information sur l'eau (amélioration de la ressource en eau la réalimentation des nappes)
7. **Schnebeli, G., (1978)**. Hydraulique souterrain, Edition Seyroles, France.
8. **Ait Abbas, R. et Boudha, K., (2001)**, Etude des infiltrations à travers un milieu poreux : application au cas d'un barrage en terre. Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia.
9. **Office international de l'eau**, La réalimentation des nappes, amélioration de la ressource en eau).
10. **BOUALI, H et BOUTOUTA, Y ., (2017)**, Etudes expérimentale et simulation numérique de l'écoulement dans les milieux poreux (Application Nappe libre – Nappe captive). Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia,