

MINISTÈRE DE L'INDUSTRIE ET DE LA RECHERCHE

**BUREAU DE RECHERCHES GÉOLOGIQUES ET MINIÈRES**

SERVICE GÉOLOGIQUE NATIONAL

B.P. 6009 - 45018 Orléans Cédex - Tél.: (38) 63.00.12

# **CALCUL DES OUVRAGES DE CAPTAGE**

## **Rapport 3**

*Calcul des puits à drains rayonnants*

par

J. FORKASIEWICZ    ET    M. VANDENBEUSCH



**Département géologie de l'aménagement**

**Hydrogéologie**

B.P. 6009 – 45018 Orléans Cédex – Tél.: (38) 63.00.12

**76 SGN 454 AME**

Novembre 1976

# ERRATUM

RAPPORT 76 SGN 454 AME

## CALCUL DES OUVRAGES DE CAPTAGE

### Rapport 3

## CALCUL DES PUITES A DRAINS RAYONNANTS

par

J. FORKASIEWICZ et M. VANDENBEUSCH

Page 5 - EXPRESSION DE KORDAS

en dénominateur, lire :  $2,3 \lg \left( \frac{Ra}{1,931} \right)$  et non  $2,3 \lg \left( \frac{Ra}{1,931} \right)$

EXPRESSIONS DE HANTUSH

Page 8 - 17 ème ligne : lire  $r_d < \frac{h_o}{2\pi}$  et non  $r_d < \frac{h_o}{2}$

- l'expression (1) corrigée est :

$$Q = \frac{4 \pi n T_{sc}}{\left\{ W(u) + \frac{n-1}{1} [1'W(u_b) - r_c W(u_c)] + 2n + \frac{h_o}{2l} \ln \left( \frac{(h_o/\pi r_d)^2}{2 \left[ 1 - \cos \pi \frac{(2z+r_d)}{h_o} \right]} \right) \right\} + \frac{4h_o(n-1)}{\pi l} \sum_{i=1}^{M'} \frac{1}{i} \left[ \frac{\pi}{2} - W \left( \frac{i \pi r_c}{h_o} \right), 0 \right] \times \left[ \cos \frac{i \pi z}{h_o} \cos \frac{i \pi (z+r_d)}{h_o} \right] \right\}}$$

Page 9

- expression (3) : l'exposant est égal à  $\frac{h_o}{4l.n}$  et non à  $\frac{h_o}{4l}$

- expression (4) :  
 en dénominateur, lire :  $\ln \left( \frac{\gamma^y}{\mu^y} \right) - (n-1) \ln \left( \frac{\mu^{\mu_j j}}{\gamma^{\rho \rho}} \right) + 0,5 \left[ \quad \right]$   
 et non  $\ln \frac{\gamma^y}{\mu^y} - (n-1) \ln \frac{\mu^{\mu_j j}}{\rho^{\rho}} + 0,5 \left[ \quad \right]$

Page 10 7ème ligne : lire

dans laquelle R est égal au terme

$$\left\{ \frac{\left( \frac{h_o}{\pi r_d} \right)^2}{2 \left[ 1 - \cos \frac{\pi (2z+r_d)}{h_o} \right]} \right\}^{\frac{h_o}{4l.n}}$$

et non : dans laquelle R est donné par l'équation (3). Si la nappe est faiblement captive, appliquer les formules en remplaçant  $h_o$  par  $b$ . Dans l'expression présentée en bas de page, lire en dénominateur :

$$\ln \left\{ \left( \frac{4h_o}{\pi r_d} \right) \left[ \quad \right] \right\} \text{ et non } \ln \left\{ \left( \frac{4h_o}{\pi r_d^2} \right) \left[ \quad \right] \right\}$$

Page 17

Dans l'exemple de calcul de débit Q par l'expression (4) de HANTUSH, le terme :

$$\ln \frac{(h_0/\pi r_d)^2}{2 [1 - \cos \pi (2z + r_d)/h_0]}$$

est égal à 7,17 et non à 13,56 ; et  $\frac{\mu_j j}{\gamma \rho} = 3,32 \cdot 10^{-2}$  et non  $3,32 \cdot 10^{-12}$   
d'où :  $Q \approx 3\,900 \text{ m}^3/\text{h}$  et non  $3\,300 \text{ m}^3/\text{h}$ .

La formule  $Q < \frac{2,73 \text{ Tsc}}{\lg \left[ R \left( \frac{\gamma_j}{\mu} \right) \right]}$  donne  $Q < 4\,170 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Page 6

7ème ligne

L'ouvrage possède de 4 à 12 drains ....

au lieu de "l'ouvrage possède 8 drains"

1) n drains répartis .....

au lieu de 8 drains .....

Page 13

d'après la formule  $r_e = \dots\dots$

" toutes les longueurs devant être exprimées en mètres car la formule n'est pas homogène".

## R E S U M E

---

Ce rapport qui s'intègre dans une série de guides méthodologiques sur le calcul des ouvrages des captages expose les principales expressions mathématiques permettant de faire un calcul approché du débit d'un puits à drains en fonction des paramètres de l'aquifère à capter et des caractéristiques de l'ouvrage projeté.

Des exemples pratiques d'applications des expressions exposées sont donnés.

La comparaison entre le débit théorique calculé et le débit réel obtenu (dans les deux exemples réels) illustre la portée pratique des expressions citées.

Ce travail a été réalisé dans le cadre des études méthodologiques du Département Géologie de l'Aménagement (Division Hydrogéologie, Service hydrodynamique).

# TABLE DES MATIERES

---

	page
RESUME	
AVERTISSEMENT	
INTRODUCTION	1-2
NOTATIONS EMPLOYEES	3
1. PRINCIPALES EXPRESSIONS DU DEBIT	5
1.1. Expression de Zeller, Haefeli et Petrovic	5
1.2. Expression de Kordas	5
1.3. Expression de Milojevic	6
1.4. Expression de Schneebeil	7
1.5. Expressions de Hantush	8
1.5.1. Puits à drains situé dans une nappe libre infinie	8
1.5.2. Puits à drains situé près d'un cours d'eau	9
1.5.3. Puits à drains situé sous le lit d'un cours d'eau	10
1.6. Expression de Ikonomov	11
2. RAYON EQUIVALENT $r_e$	12
3. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES DRAINS	13
3.1. Longueur totale des drains	13
3.2. Nombre de drains	14
3.3. Diamètre des drains	15
4. EXEMPLES D'APPLICATION	15
4.1. Exemple de la Roya	16
4.2.     "     de la Siagne	18
4.3.     "     théorique	19
4.4. Analyse critique des valeurs du débit théorique	19
Bibliographie	22
Annexe 1	23
Annexe 2	24

## A V E R T I S S E M E N T

---

La résolution d'un problème de captage d'eau souterrain devrait passer par deux phases successives :

- 1°) l'acquisition des données hydrogéologiques (reconnaissance hydrogéologique par sondages ou forages) et des paramètres hydrodynamiques (pompages d'essai) de l'aquifère que l'on projette de capter.
- 2°) la définition du débit maximal exploitable d'un ouvrage de captage déjà réalisé ou à réaliser en fonction des données acquises dans la 1ère phase.

Ces dernières années les efforts méthodologiques du Département Géologie de l'Aménagement, Service Hydrodynamique ont été surtout consacrés à présenter aux hydrogéologues des méthodes permettant d'acquérir les paramètres des aquifères (cf. notamment "Interprétation des données de pompages d'essai pour évaluation des paramètres des aquifères" 72 SGN 273 AME).

Maintenant on se propose d'aborder la 2ème phase en ouvrant une série de guides pratiques traitant les sujets suivants :

- calcul des pertes de charge dans les puits ou forages - Application à la détermination du débit maximal exploitable - 76 SGN 380 AME
- détermination des rabattements admissibles dans les puits et forages - Application au calcul des débits exploitables
- calcul des puits à drains rayonnants
- calcul des drains et tranchées captantes

Par ailleurs, nous citerons d'autres rapports déjà édités qui se rapportent aussi aux conditions d'exploitation des ouvrages de captage :

- "Evaluation des débits soustraits à une rivière par un puits riverain" 76 SGN 032 AME
- "Normes de l'AWWA pour les puits profonds (guide de préparation des documents contractuels pour la réalisation de puits)" 76 SGN 163 AME
- "La corrosion et l'incrustation dans les forages d'eau (choix de l'équipement adapté)" 76 SGN 379 AME

## INTRODUCTION

Destinés au captage des eaux souterraines dans les alluvions sablo-graveleuses, les puits à drains rayonnants permettent de remplacer plusieurs ouvrages traditionnels verticaux (forages en puits) par un ouvrage de captage unique.

Un puits à drains comporte un cuvelage vertical étanche de 2 à 4 m de diamètre appelé collecteur descendu par havage dans la couche aquifère et des tubes perforés appelés drains qui sont enfoncés horizontalement dans la nappe à partir du collecteur.

Ils permettent de capter les niveaux les plus perméables qui sont souvent peu épais et irrégulièrement répartis.

Mais l'un des avantages le plus fondamental est de pouvoir réaliser un captage, qui à rabattement de nappe égal, fournit le débit de plusieurs puits ou forages classiques et permet de ce fait de s'affranchir au maximum des servitudes de plus en plus lourdes liées à la multiplicité des points de prélèvement : réduction de la surface d'implantation nécessaire pour réaliser l'ouvrage et du nombre des installations de pompage, compression des frais de surveillance et d'exploitation etc...

On soulignera enfin quelques avantages techniques de ce genre de captage : disparition des risques de colmatage, souplesse et sécurité de fonctionnement liées au fait que chaque drain est muni d'une vanne et peut ainsi être mis hors service.

Il n'existe pas de théorie exacte, comme pour les puits ou forages classiques, permettant le calcul du débit en fonction des différentes caractéristiques de l'ouvrage et de la nappe.

Toutefois, il existe de nombreuses expressions mathématiques permettant de faire un calcul approché du débit, qui dans la pratique est d'une précision suffisante.

Ces expressions sont généralement spécifiques à un schéma particulier du contexte hydrodynamique et ne tiennent pas compte des pertes de charges dans les drains.

Dans les lignes qui suivent seront rappelées les principales expressions du débit des puits à drains ainsi que leurs limites de validité. Ensuite seront données quelques règles de calcul des caractéristiques d'un ouvrage à drains.



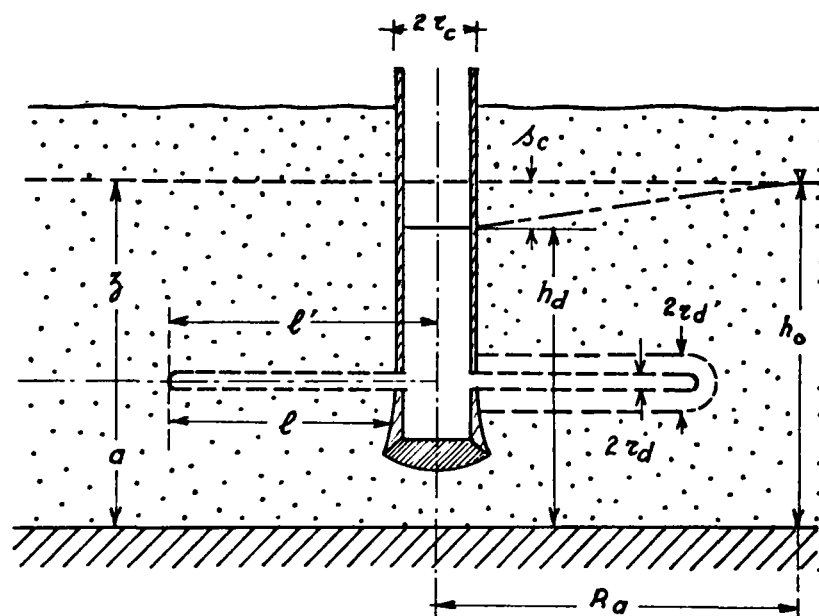
## NOTATIONS EMPLOYEES

---

(voir aussi fig.1 )

- $r_c$  = rayon extérieur du puits collecteur
- $r_d$  = rayon nominal du drain
- $r_{d'}$  = rayon de la gaine dessablée autour du drain
- $d$  = diamètre nominal du drain
- $d'$  = diamètre efficace du drain
- $l$  = longueur du drain
- $l' = (l + r_c)$
- $n$  = nombre de drains
- $a$  = position du drain par rapport au substratum
- $z$  = profondeur du drain par rapport au niveau initial de l'eau (nappe libre) ou p.r. au toit de la nappe (nappe captive)
- $h_0$  = niveau initial de la nappe
- $h_d$  = niveau de la nappe dans le puits collecteur en pompage
- $s_c = h_0 - h_d$  = rabattement dans le puits collecteur
- $b$  = épaisseur de la nappe captive
- $K$  = coefficient de perméabilité horizontale de la couche aquifère
- $T = K \cdot b$  = transmissivité de la couche aquifère
- $S$  = coefficient d'emmagasinement, de la couche aquifère
- $R_a$  = rayon d'action

a / - NAPPE LIBRE



b / NAPPE CAPTIVE

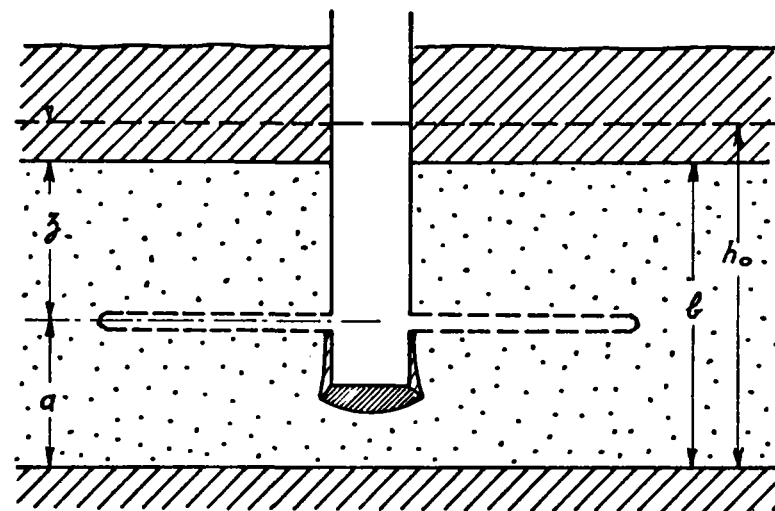


Figure 1 - Puits & drains

## 1. PRINCIPALES EXPRESSIONS DU DEBIT

### 1.1. Expression de Zeller, Haefeli et Petrovic / 4 /

#### Hypothèses

- nappe libre, homogène, isotrope et d'extension latérale infinie
- régime de pompage permanent
- les conditions suivantes doivent être remplies :

$$0,161 < \frac{h_0}{1} < 0,465 \quad 0,0085 < \frac{2r_d'}{1} < 0,024$$

$$1,54 < \frac{Ra}{1} < 4,44$$

$$0,00 < \frac{h_d}{1} < 1 \quad 0,0042 < \frac{a}{1} < 0,012$$

avec  $2 r_d'$  = diamètre efficace du drain = diamètre de la zone dessablée autour du drain. (cf. § 16)

$$Q = \frac{1 \cdot n \cdot K \cdot h_0 \left( \sqrt{A - B \frac{h_d}{h_0} - 1} \right)}{C}$$

A, B et C étant des coefficients constants indiqués dans le tableau ci-dessous en fonction de n

n	A	B	C
4	4,00	3,00	5,25
8	3,90	2,90	7,31
12	4,07	3,07	10,00
16	3,71	2,71	11,20

### 1.2. Expression de Kordas /6/

#### Hypothèses

- nappe captive, homogène, isotrope et d'extension infinie
- régime permanent

$$Q = 9,94 K1 s_c \frac{n^{0,175} \left( \frac{a}{1} \right)^{0,10} \left( \frac{r_d}{2 \cdot 1} \right)^{0,15} \arctan \left( \frac{b}{1} \right)}{2,3 \lg \left( \frac{Ra}{1,931} \right)}$$

Cette formule empirique résulte des nombreuses expériences effectuées sur un modèle analogique électrodynamique.

### 1.3. Expression de Milojevic /7/

#### Hypothèses

- nappe captive, semi-infinie, isotrope et d'épaisseur constante
- une limite à niveau d'eau constant, rectiligne de longueur infinie et située à la distance d du puits
- le régime est permanent
- l'ouvrage possède 8 drains régulièrement répartis autour du collecteur
- les conditions suivantes sont remplies :

$$0,2 < \frac{b}{l} < 2,0 \quad 0,06 < \frac{a}{l} < \frac{b}{2}$$

$$1,5 < \frac{d}{l} < 8 \quad 0,017 < \frac{r_{d'}}{l} < 0,0343$$

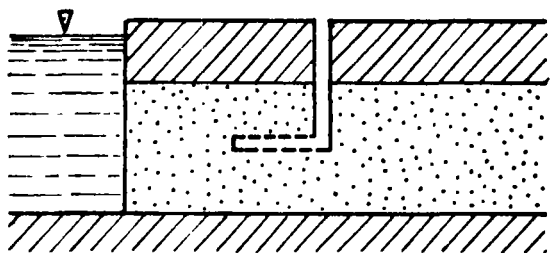
L'expression du débit est :

$$Q = T s_c \left( \frac{a}{l} \right)^{0,10} \left( \frac{2 r_{d'}}{l} \right)^{0,15} \left( 4,13 n^{0,142} - 1,22 \frac{b}{l} \right) \frac{1}{\lg \left( \frac{2a}{l} \right)} \times$$

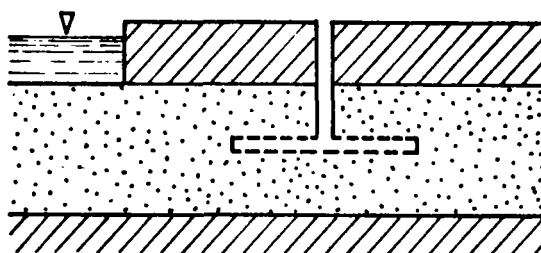
$$\times \left[ 0,914 + 0,0183 n - 0,348 \left( \frac{b}{l} \right)^{2/3} \right]$$

L'auteur indique également des facteurs de réduction dont il faut multiplier la valeur du débit calculé par l'expression ci-dessus dans le cas de :

- 1) 8 drains répartis sur une demi-circonférence autour du puits
- 2) rivière n'entaillant pas l'aquifère (voir croquis ci-joint)



Cas 1



Cas 2

Les valeurs des facteurs de réduction sont indiquées dans le tableau ci-après :

b/l	cas 1	cas 2
0,6	0,96	0,87
1,0	0,94	0,85
2,0	0,91	0,83

Cet auteur considère également une ligne d'ouvrages parallèles à la rivière et donne l'expression du débit d'un puits d'alignement. (7)

#### 1.4. Expression de Schneebeli /8/

##### Hypothèses

- nappe captive, homogène et isotrope
- le régime de pompage permanent

$$Q = \frac{2,73 T s_c}{\lg \left( \frac{Ra}{r_e} \right) + f(n) \frac{b}{l} \lg \left[ \frac{b}{2\pi r_d} - \frac{1}{\sin \left( \frac{\pi a}{b} \right)} \right]}$$

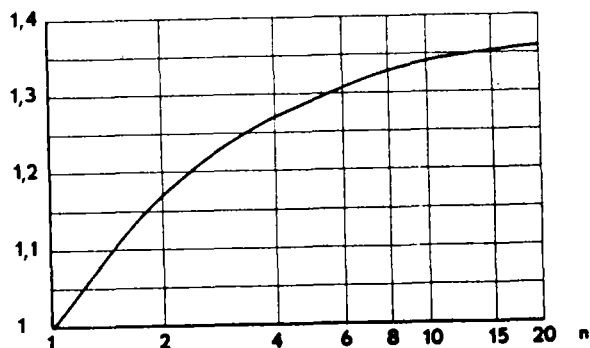
où  $r_e$  = rayon équivalent =  $\left( \frac{l^2}{\pi} \right)^{1/4}$  (voir § 2)

n	2	3	4	6	8
f(n)	0.853	0.808	0.785	0.763	0.753

Dans le cas d'une nappe à surface libre la formule du débit devient :

$$Q = \frac{1,36 k (h_0^2 - h_d^2)}{\lg \left( \frac{Ra}{r_e} \right) + f(n) \frac{h_d}{l} \lg \left[ \frac{h_d}{2\pi r_d} - \frac{1}{\sin \left( \frac{\pi a}{h_d} \right)} \right]}$$

$$\frac{1}{f(n)} = 2n \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right)$$



## 1.5. Expressions de Hantush /3/

### 1.5.1. Puits à drains situé dans une nappe libre infinie

#### Hypothèses

- le puits collecteur pénètre dans une nappe libre, homogène, isotrope, d'extension infinie et d'épaisseur constante
- les drains sont situés dans un même plan horizontal, ont la même longueur chacun et sont orientés de sorte que chacun d'eux draine un secteur égal de la nappe
- le débit de chaque drain est le même
- le puits collecteur est pompé à débit constant
- le rabattement maximum est faible par rapport à la hauteur initiale saturée de l'aquifère ( $s_{c \max} < 0,25 h_o$ )
- le rayon du puits collecteur " $r_c$ " est petit comparé à la longueur des drains " $l$ "

#### Régime transitoire et temps de pompage long

Si  $t$  est supérieur à la fois à  $2,5 h_o^2/v$  et à  $5(r_c^2 + l^2)/v$ ,  $l > 0,5 h_o$  et  $r_d < h_o / 2$ . Le débit d'un puits à 4 drains ou plus disposés symétriquement peut être évalué à partir de la relation suivante :

$$Q = \frac{4\pi l T s_c}{\left\{ W(u) + \frac{n-1}{1} [l'W(u_b) - r_p W(u_c)] + 2^n \right\} + \frac{h_o}{2l} \ln \left\{ \frac{(h_o / \pi r_d)^2}{2[1 - \cos \pi(2z + r_d)/h_o]} \right\} + \frac{4 h_o (n-1)}{\pi} \sum_{i=1}^{M'} \frac{1}{i} \left[ \pi/2 - W\left(\frac{i \pi r_c}{h_o}, 0\right) \right] \times$$

$$\times \left[ \cos \frac{i \pi z}{h_o} \cos \frac{i \pi (z + r_d)}{h_o} \right] \quad (1)$$

$$\text{où } u = \frac{l^2 s}{4 T t} ; u_b = \frac{l'^2 s}{4 T t} ; u_c = \frac{r_c^2 s}{4 T t}$$

$v = \frac{T}{S}$  = diffusivité de la nappe

$t$  = temps de pompage

et  $M'$  nombre entier supérieur à  $h_o / 2 r_c$

Les fonctions  $W(u)$  et  $W(u, \rho)$  sont tabulées (annexe 1)

M'

Les valeurs de la somme  $\sum_{i=1}^{\infty}$

pour certaines valeurs pratiques de  $h_0$ ,  $z$  et  $r_d$  en supposant  $r_c = 2,15$  m ont été calculées par A. Visocky (annexe 2)

Si  $r_c > 0,5 h_0$  on peut négliger la série de l'équation 1 pour toutes les applications pratiques.

La limite supérieure du débit pouvant être fourni par un puits à drains peut être estimée l'expression suivante :

$$Q < \frac{2,73 T s_c}{l g R/l}$$

où  $R = 4,08 \sqrt{vt} \left\{ \frac{\left( \frac{h_0}{\pi r_d} \right)^2}{2 \left[ 1 - \cos \frac{\pi(2z+r_d)}{h_0} \right]} \right\} \frac{h_0}{4l} \quad (3)$

à condition que  $t > \frac{51^2}{v}$

$$l > 0,5 h_0$$

$$r_d < \frac{h_0}{2\pi}$$

### 1.5.2. Puits à drains situé près d'un cours d'eau

#### Hypothèses

Les mêmes qu'en § 1.5.1., mais la nappe est limitée d'un côté par un cours d'eau de pente insignifiante, rectiligne, de longueur infinie et qui recoupe entièrement la nappe. La solution en régime permanent est fournie par la méthode des images.

#### Régime permanent

si  $l > 0,5 h_0$  et  $r_d < h_0/2\pi$

$$Q = \frac{2\pi T n s_c}{\ln \frac{\gamma}{\mu} - (n-1) \ln \frac{\mu^j j}{j^j \rho} + 0,5 \left[ \text{le logarithme et la série des termes de l'équation (1)} \right]} \quad (4)$$

où

$$\gamma = \frac{2(d-r_c)}{l}$$

$$\mu = \frac{(2d-2r_c-1)}{l}$$

$$j = \frac{1}{r_c}$$

$$\rho = \frac{1}{l}$$

$d$  = distance effective entre l'axe du puits collecteur et le cours

d'eau (cette distance ne correspond pas nécessairement à la distance réelle jusqu'à la berge du cours d'eau, elle est souvent plus grande à cause du colmatage de ce dernier).

La limite supérieure du débit pouvant être fourni par le puits est donnée par l'expression :

$$Q < \frac{2,73 T s_c}{\lg R \left[ \frac{\gamma}{\mu} \right]} \quad \text{à condition que} \quad : l > 0,5 h_o$$

et  $r_d < \frac{h_o}{2\pi}$

dans laquelle R est donné par l'équation (3)

### 1.5.3. Puits à drains situé sous le lit d'un cours d'eau

#### Hypothèses

Les mêmes qu'en § 1.5.1. mais, en plus, on suppose que le pourcentage de débit du puits à drains provenant de l'emmagasinement de la nappe est faible par rapport à celui qui provient du cours d'eau ce qui permet d'assimiler les berges du cours d'eau à des plans verticaux imperméables de longueur imprécise et qui traversent complètement la nappe. La solution est alors apportée par la méthode des images.

Régime permanent et conditions suivantes :

$$t > \frac{5h_o^2}{v}$$

$a$  = distance entre les deux berges  $> 0,5 (h_o + r_c + l')$

$$l > h_o \quad \text{et} \quad r_d < \frac{h_o}{\pi}$$

La limite supérieure de débit pouvant être tiré du puits peut être évaluée approximativement à partir de la relation suivante :

$$Q < \frac{4 \pi K l s_c}{\ln \left\{ \left( \frac{4h_o}{\pi r_d^2} \right) \left[ \frac{1 - \cos \frac{\pi(2z_i + r_d)}{2h_o}}{1 + \cos \frac{\pi(2z_i + r_d)}{2h_o}} \right] \right\}}$$



Lorsqu'un seul drain normal au cours d'eau, s'étend d'une rive à l'autre sous un cours d'eau de largeur  $a$ , le débit peut être approché par la relation :

$$Q = \frac{5,46 s_c K a}{\lg \left\{ \frac{\left[ 1 - \cos \frac{\pi(2z_1 + r_d)}{2h_0} \right] \left[ 1 + \cos \frac{\pi r_d}{2h_0} \right]}{\left[ 1 + \cos \frac{\pi(2z_1 + r_d)}{2h_0} \right] \left[ 1 - \cos \frac{\pi r_d}{2h_0} \right]} \right\}}$$

### 1.6. Expression de Ikonomov /5/

Ikonomov, sur la base d'études expérimentales effectuées sur des ouvrages à drains réalisés dans des milieux très perméables (gros sables et graviers) propose la formule suivante (sans spécifier les hypothèses) :

$$Q = \alpha \pi d l_t V_{\max}$$

où  $Q$  = débit du puits à drains exprimé en  $m^3/s$

$\alpha$  = coefficient tenant compte du rapport  $\frac{s_c}{h_0}$

de la longueur des drains et de la vitesse d'écoulement de l'eau dans les drains

$s_c$  = rabattement dans le puits collecteur exprimé en m

$h_0$  = hauteur initiale de la nappe au-dessus du substratum en m

$d$  = diamètre extérieur des drains en m. Lorsque la méthode de forage des drains permet un dessablage efficace, on prend le diamètre efficace  $d'$  = diamètre de la gaine de terrain dessablé autour du drain ; il est de 2 à 20 fois (habituellement 5 à 10 fois) supérieur au diamètre nominal du drain

$l_t$  = longueur totale des drains perforés, en m

$V_{\max}$  = vitesse d'entrée critique de l'eau souterraine dans les drains en m/s déterminée par la formule de Vodgéo :

$$V_{\max} = 65 \sqrt[3]{K}$$

dans laquelle  $V_{\max}$  et  $K$  (coefficient de perméabilité) sont exprimés en m/j. Par mesure de précaution on affectera  $V_{\max}$  d'un coefficient compris entre 0,6 à 0,9.

Détermination de  $\alpha$ , pour  $\frac{s_c}{h_0}$  compris entre 0,2 et 0,5 et pour :

1° vitesse de l'eau  $V$  dans les drains jusqu'à 1 m/s

$$0,21 < \alpha < 0,26$$

2° vitesse de l'eau  $V$  de 1 à 1,6 m/s et longueur de chaque drain > 40m

$$0,17 < \alpha < 0,21$$

La limite supérieure de la valeur de  $\alpha$  sera choisie pour des drains courts, pour de petites vitesses  $V$  et pour des nappes épaisses.

La limite inférieure de la valeur de  $\alpha$ , pour des drains de grande longueur, de grandes vitesses  $V$  et pour des nappes peu épaisses.

## 2. RAYON EQUIVALENT " $r_e$ "

Le débit d'un puits à drains est souvent estimé empiriquement en assimilant le puits à drains à un puits vertical équivalent.

Cette méthode permet d'utiliser les solutions classiques établies pour les puits verticaux.

Le problème se ramène à trouver le rayon fictif ou "équivalent" d'un puits vertical parfait qui assure pour un rabattement donné un débit égal à celui d'un puits à drains rayonnants horizontaux.

D'après Walton le rayon équivalent du puits vertical qui simule un puits à drains est égal à une valeur comprise entre 75 % et 85 % de la longueur d'un drain lorsque les drains sont de longueur égale et disposés systématiquement autour du collecteur.

D'après Schneebeli le rayon équivalent peut être estimé suivant l'expression :

$$r_e = \frac{l'}{n\sqrt{4}}$$

où  $l'$  = longueur du drain compté à partir de l'axe du collecteur

$n$  = nombre des drains

Dans cette expression les drains sont assimilés à des tranchées rayonnantes de même longueur chacune et disposés uniformément autour de l'ouvrage.

D'après Gylybov, Jotov, Mollov et Spasov /2/ la valeur du "rayon équivalent" dépend de la longueur des drains ( $l$ ), du nombre de drains ( $n$ ), du diamètre des drains ( $2r_d$ ), de la puissance de la couche aquifère ( $b$ ) et de la distance au périmètre d'alimentation ( $d$ ).

Ces auteurs ont entrepris une étude expérimentale sur modèle électrique analogique qui leur a permis d'élaborer une formule empirique pour calculer la valeur du "rayon équivalent"  $r_e$  avec une bonne précision :

$$r_e = \left[ (0,2 + 0,54 \log n) l - 0,2 b \right] \frac{1,06 + 6,34 \frac{rd}{\log d}}{\log d}$$

Cette expression permettrait d'évaluer le débit de l'ouvrage avec une précision de l'ordre de 5 %

### 3. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES DRAINS

La détermination des principales caractéristiques d'un puits à drains horizontaux : longueur totale des drains, nombre et diamètre des drains, est fonction à la fois des paramètres hydrauliques de l'aquifère au droit du site retenu et du débit d'exploitation cherché.

#### 3.1. Longueur totale des drains

Elle peut être calculée à partir de la formule d'Ikonomov

$$l_t = \frac{Q}{\alpha \pi d' V_{\max}}$$

en fonction du débit recherché  $Q$ , du coefficient  $\alpha$  (voir § 1.6.) du diamètre efficace des drains  $d'$  et de la vitesse  $V_{\max}$ .

#### Vitesse critique $V_{\max}$

C'est la vitesse critique de la circulation de l'eau vers les drains, dans le terrain, soit à l'extérieur immédiat du drain, soit à l'extérieur de la gaine dessablée. On l'estime soit par la formule de Sichardt :

$$V_{\max} = \frac{\sqrt{K}}{15} \quad \text{avec } V \text{ et } K \text{ en m/s, soit par celle de Vodgéo :}$$

$$V_{\max} = 65 \sqrt[3]{K} \quad \text{avec } V \text{ et } K \text{ en m/j et on affecte par mesure de précaution la valeur obtenue par un coefficient compris entre 0,6 et 0,9.}$$

$V_{\max}$  peut être également déterminée en fonction de la granulométrie du terrain dans lequel sont poussés les drains.

Lorsque la perméabilité est très forte on obtient des vitesses critiques  $V_{max}$  importantes au-delà desquelles il y a risque d'entraînement de sable. Il y a alors lieu de considérer, dans ces conditions, les risques de colmatage par dépôts de sels au niveau des ouvertures des drains, si la vitesse de l'eau à travers les ouvertures est trop grande. D'après Ranney International, cette vitesse doit être limitée en fonction de la concentration totale en sels de l'eau captée. Elle ne doit pas dépasser :

1 cm/s pour une concentration en sel de 400 mg/l  
 et 2,6 cm/s pour une concentration en sel de 100 mg/l  
 la loi de variation étant linéaire entre ces deux valeurs.

### 3.2. Nombre de drains n

Les longueurs unitaires des drains étant généralement égales entre elles, il reste à déterminer le nombre de drains.

Le choix du nombre de drains se détermine à partir des considérations suivantes, examinées l'une après l'autre :

a) suivant le cas, un seul ou plusieurs horizons doivent être captés. On peut donc être amené à répartir les drains sur un ou plusieurs étages. On cherchera à capter l'horizon ou les horizons les plus perméables qui joueront eux-mêmes le rôle de drain par rapport à l'ensemble de l'aquifère.

b) On est toujours limité par la distance sur laquelle il est possible de pousser le drain, distance qui est fonction du diamètre du drain et de la nature du terrain.

Généralement on adopte une longueur maxima de 30 à 50 m pour des drains de  $\varnothing$  200 mm et de 20 à 35 m pour des drains de  $\varnothing$  300 mm. Dans des terrains faciles (sable et gravier) ces longueurs peuvent être beaucoup plus importantes. Mais souvent elles sont réduites en raison de la présence des blocs.

c) La vitesse de l'eau circulant dans les drains doit être limitée pour :

- éviter que, par un déséquilibre physiochimique, l'eau ne précipite certains sels dont les dépôts seraient néfastes,
- réduire les pertes de charge.

On adopte généralement une vitesse maximale de 1 m/s ce qui correspond à des débits maximaux par drain de l'ordre de  $110 \text{ m}^3/\text{h}$  et de  $250 \text{ m}^3/\text{h}$  pour des drains de diamètre respectif 200 mm et 300 mm.

d) On sait que le rayon équivalent  $r_e$  d'un puits à drains doit être aussi grand que possible afin de donner une efficacité maximale à l'ouvrage. On s'efforcera donc de distribuer en un minimum de directions la longueur totale de drains à mettre en place.

En utilisant la formule de Schneebeli  $r_e = \frac{l'}{n\sqrt{4}}$

avec pour  $l_t = 200$  m et  $r_c = 2$  m ( $l' = l + r_c$ )

$r_e = 51$  m pour  $n = 2$  et  $l = 100$  m

$r_e = 43$  m       $n = 3$        $l = 67$  m

$r_e = 37$  m       $n = 4$        $l = 50$  m

$r_e = 28$  m       $n = 6$        $l = 33$  m

e) Le diamètre du cuvelage n'autorise que la mise en place d'un nombre limité de drains, sur un même plan horizontal, mais ceci n'exclut pas la réalisation des drains supplémentaires à partir d'un autre plan horizontal.

### 3.3. Diamètre des drains

D'une manière générale, on adopte un diamètre de drains de 200 mm lorsque le débit demandé ou la perméabilité de l'aquifère sont faibles et un  $\emptyset$  de 300 mm lorsque l'un de ces paramètres est important.

Le choix du diamètre des drains est en principe effectué avant d'entreprendre le calcul du puits à drains. Cependant ce choix peut être remis en question, le plus souvent dans le sens de l'augmentation du  $\emptyset$  si l'on se rend compte qu'il y a incompatibilité avec un des critères examinés plus tôt et concernant la vitesse de l'eau circulant à travers les ouvertures et la vitesse de l'eau circulant dans les drains.

## 4. EXEMPLES D'APPLICATION

Pour illustrer la portée pratique des expressions citées au § 1, nous avons pris deux exemples réels (voir § 4.1. et 4.2.) de puits à drains : l'un réalisé dans les alluvions de la Roya pour la ville de Menton (Alpes Maritimes), l'autre dans les alluvions de la Siagne (Alpes Maritimes), pour lesquels nous avons calculé le débit théorique  $Q_{th}$  au moyen de toutes les formules applicables et des données techniques et hydrogéologiques de ces deux ouvrages.

Les deux captages réels ne remplissant pas les conditions d'application des 2 expressions : de Zeller et Haefeli et de Milojevic, nous avons choisi en plus un exemple théorique remplissant les conditions d'application de toutes les expressions énumérées au § 1.

#### 4.1. Exemple de la Roya

(voir fig. jointe)

##### Conditions hydrogéologiques

Alluvions sablo-graveleuses de la Roya en communication directe avec le fleuve.

Epaisseur des alluvions  $b \approx 32$  m et  $h_0 \approx 33,6$  m (nappe légèrement captive)

Transmissivité  $T = 3 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s} = 1080 \text{ m}^2/\text{h}$

Coefficient de perméabilité  $K = 9,4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} = 34 \text{ m/h} = 816 \text{ m/j}$

##### Données techniques de l'ouvrage

4 drains de longueur inégale : 32 m, 30 m, 28 m et 16 m (le projet comportait 3 drains de 34 m chacun, mais les raisons techniques et lithologiques l'ont modifié)

Pour les calculs, nous prendrons la longueur moyenne

$l_m = 26$  m des drains ; longueur totale :  $l_t = 106$  m ;

diamètre nominal du drain :  $d = 300/316$  mm d'où  $r_d = 0,15$  m

" efficace " :  $d' \approx 1,0$  m et  $r_{d'} = 0,5$  m

rayon du collecteur :  $r_c = 2$  m

position des drains par rapport au substratum :  $a = 17$  m

" " au toit de la nappe :  $z = 15$  m

L'ouvrage est distant d'environ 100 m de la Roya, mais compte tenu du colmatage partiel qui affecte ce fleuve nous prendrons  $Ra \approx 4 d \approx 400$  m

En fin de travaux un pompage au débit de  $1700 \text{ m}^3/\text{h}$  a été réalisé avec un rabattement stabilisé  $s_c$  de 2,6 m.

Cet ouvrage a été réalisé par la Société des forages SONARALP.

##### 4.1.1. Calcul du débit théorique

###### 1. Expression de Kordas

$$Q = 9,94 \cdot 34 \cdot 26 \cdot 2,6 \frac{4^{0,175} \left(\frac{17}{26}\right)^{0,10} \left(\frac{0,15}{52}\right)^{0,15} \arctan \left(\frac{32}{26}\right)}{2,3 \lg \frac{400}{1,93 \cdot 26}}$$

$$= 22846 \times \frac{1,27 \cdot 0,96 \cdot 0,42 \cdot 0,89}{2,07} = \underline{\underline{5030}} \text{ m}^3/\text{h}$$

## 2. Expression de Schneebeli

$$r_e = 1' / \sqrt{4} = 28 / 4 \sqrt{4} = 20 \text{ m}$$

$$Q = \frac{2,73 \cdot 1080 \cdot 2,6}{\lg \frac{400}{20} + 0,785 \frac{32}{28} \lg \left[ \frac{32}{2 \cdot \pi \cdot 0,15} \cdot \frac{1}{\sin \left( \frac{\pi}{32} \right)} \right]}$$

$$= \frac{7666}{1,3 + (0,89 \times 1,52)} = 2892 \approx \underline{\underline{2900}} \text{ m}^3/\text{h}$$

## 3. Expression (4) de Hantush

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1080 \cdot 4 \cdot 2,6}{3,69 - 3(-3,4) + 0,5 [13,56 + (4,94 \times 0,3)]} = \frac{70573}{21,4} \approx \underline{\underline{3300}} \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\gamma = 2(200 - 2)/26 = 15,23 \quad \gamma^\gamma = 1,03 \cdot 10^{18}$$

$$\mu = (400 - 4 - 26)/26 = 14,23 \quad \mu^\mu = 2,57 \cdot 10^{16}$$

$$j = 28/26 = 1,08 \quad j^j = 1,087$$

$$\rho = 2/26 = 0,076 \quad \rho^\rho = 0,82$$

$$\gamma^\gamma / \mu^\mu = 40 \quad \longrightarrow \quad \ln = 3,69$$

$$\left( \mu^\mu \cdot j^j \right) / \left( \gamma^\gamma \cdot \rho^\rho \right) = 3,32 \cdot 10^{-12} \quad \longrightarrow \quad \ln = -3,4$$

$$\ln \frac{(h_o / \pi r_d)^2}{2[1 - \cos \pi(2z + r_d) / h_o]} = \ln \frac{5084}{6,55 \cdot 10^{-3}} = 13,56$$

La valeur de la série  $\sum_1^{M'} [ \quad ]$  pour  $h_o \approx 33,6 \text{ m}$ ,  $z/h_o \approx 0,45$

et  $r_d = 0,15$  ne figure pas dans la table 3 mais on voit que la somme doit être de l'ordre de 0,3.

## 4. Expression d'Ikonomov

$$Q = \alpha \pi d_{\text{eff}} l_t V_{\text{max}} = 0,26 \cdot \pi \cdot 1,0 \cdot 106 \cdot 18,9 = 1635 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$s_c / h_o = \frac{2,6}{33,6} = 0,08 \text{ on prendra } \alpha = 0,26 \text{ (limite supérieure)}$$

$$d_{\text{eff}} = \approx 1,0 \text{ m}$$

$$V_{\text{max}} = 65 \sqrt[3]{816} = 606 \text{ m} / j = 25,3 \text{ m/h} \approx 7 \cdot 10^{-3} \text{ m} / \text{s}$$

$$0,75 V_{\text{max}} = 18,9 \text{ m} / \text{h}$$

5. Dupuit

$$Q = \frac{2,73 T s_c}{\lg R_a/r_e} = \frac{7666}{1,3} \approx 5900 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{avec } r_e = \frac{l'}{n\sqrt{4}} \text{ d'après Schneebeli}$$

$$Q = 4900 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{avec } r_e \text{ calculé d'après Gylybov}$$

4.2. Exemple du puits à drains de la SiagneConditions hydrogéologiques

Aquifère alluvial sablo-graveleux en relation directe avec la Siagne.

Epaisseur  $b \approx h_0 \approx 25 \text{ m}$  (valeur présumée)

Transmissivité  $T = 5 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s} = 1800 \text{ m}^2/\text{h}$

Perméabilité  $K = 2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s} = 72 \text{ m/h} = 1728 \text{ m/j}$

Un puits à drains réalisé par la société CLAUSSE à 50 m de la Siagne a donné à la réception  $2400 \text{ m}^3/\text{h}$  pour un rabattement stabilisé (au bout de 10 h)  $s_c \approx 2 \text{ m}$ . Le temps tardif de la stabilisation indique un assez fort colmatage de la Siagne au droit de captage. L'interprétation du pompage donne  $d \approx 700 \text{ m}$  d'où  $R_a \approx 1400 \text{ m}$ .

Données techniques de l'ouvrage

rayon du collecteur	$r_c = 2 \text{ m}$	
longueur des drains	$l = 30 \text{ m}$	
nombre des drains	$n = 5$	d'où $l_t = 150 \text{ m}$
rayon nominal des drains	$r_d = 0,15 \text{ m}$	
position des drains par rapport au substratum	$a = 8 \text{ m}$	
"	"	au toit de la nappe $z = 17 \text{ m}$

Les résultats des calculs similaires au § 4.1., figurent dans le tableau de la page 20.



#### 4.3. Exemple théorique

##### Données hydrogéologiques

Transmissivité  $T = 2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{s} = 72 \text{ m}^2 / \text{h}$

Epaisseur  $b = h_0 = 10 \text{ m}$

Perméabilité  $K = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} = 173 \text{ m/j}$

Rayon d'action  $R_a = 100 \text{ m}$  ( $d = 50 \text{ m}$ )

##### Données techniques de l'ouvrage présumé

rayon du collecteur  $r_c = 2 \text{ m}$

longueur des drains  $l = 30 \text{ m}$

nombre des drains  $n = 8$   $l_t = 240 \text{ m}$

rayon nominal des drains  $r_d = 0,1 \text{ m}$   $r_{d'} \approx 0,5 \text{ m}$

position des drains p.r. au substratum  $a = 2 \text{ m}$

" " au toit de la nappe  $z = 8 \text{ m}$

-----

Calculer le débit en régime permanent pour le rabattement

$s_c = 3 \text{ m}$  (d'où  $h_d = h_0 - s_c = 7 \text{ m}$ )

Les résultats des calculs figurent dans le tableau de la page 20.

#### 4.4. Analyse critique des valeurs du débit théorique

Dans le cas des deux exemples réels, la comparaison entre les débits théoriques et les débits réels obtenus lors des pompages de réception, montre (voir tableau joint) que :

- l'expression d'Ikonomov, qui est la plus simple de toutes, donne la valeur du débit qui est la plus proche du débit réel obtenu (à condition de prendre, dans les calculs le diamètre efficace du drain, qui d'après les renseignements fournis par la Sté SONDARALP dépasse rarement 1 m)
- toutes les autres expressions donnent des valeurs plus fortes que le débit réel obtenu
- la formule de Kordas et celle de Dupuit qui tient compte du rayon équivalent du puits  $r_e$  donnent les valeurs les plus éloignées (par excès) du débit réel.

Dans le cas de l'exemple théorique (dernière colonne du tableau) on voit que :

- le débit varie suivant les expressions dans les proportions de 1 à 3
- les valeurs les plus faibles sont données par l'expression de Schneebeli et de Hantush.

TABEAU COMPARATIF DES DEBITS THEORIQUES

CALCULES SUIVANT LES DIFFERENTES EXPRESSIONS

Expression utilisée	Ex. de la <sub>3</sub> Roya $Q_r = 1700 \text{ m}^3/\text{h}$		Ex. de la <sub>3</sub> Siagne $Q_r = 2400 \text{ m}^3/\text{h}$		Ex.théorique
	$Q_{th}$ en $\text{m}^3/\text{h}$	$Q_{th} / Q_r$	$Q_{th}$ en $\text{m}^3/\text{h}$	$Q_{th} / Q_r$	$Q_{th}$ en $\text{m}^3/\text{h}$
Zeller et Haefeli	x		x		850
Kordas	5000	3	4300	1,8	1550
Milojevic	x		x		1000
Schneebeli	2900	1,7	3500	1,5	680
Hantush	3300	1,9	3800	1,6	540
Ikonomov	1600 <sup>xx</sup> (500)	0,9	2760 <sup>xx</sup> (830)	1,2	1200 (360)
Dupuit <sup>xxx</sup> avec $r_p = r_e$	5900 4900	3,5 2,9	5600 4700	2,3 2,0	1000 800

x Conditions d'application non remplies

xx La valeur plus forte correspond au calcul de Q en prenant le diamètre efficace du drain "d' " = 1 m et la valeur entre parenthèses en prenant le diamètre nominal du drain "d".

xxx La 1ère valeur est celle calculée avec  $r_e = l'/n\sqrt{4}$

La 2ème valeur est celle calculée avec  $r_e = \left[ (0,2 + 0,54 l_g n) 1 - 0,2b \right] \frac{1,06 + 6,34 r_d}{l_g d}$

D'autre part, on remarquera que ces deux dernières expressions dans les 3 cas (2 exemples réels et 1 exemple théorique) donnent les valeurs de débit très proches. Autrement dit l'expression de Hantush qui est d'un usage assez rébarbatif ne semble pas donner des résultats plus satisfaisants que celle de Schneebeli ou celle d'Ikonomov.

On doit noter que le nombre d'exemples est insuffisant pour que ces remarques aient une portée générale.

D'un point de vue théorique, dans le cas d'un puits à drains présentant un axe de symétrie et implanté dans un milieu isotrope, infini, un modèle de simulation des écoulements, vers cet ouvrage a été développé au Département Aménagement. Ce modèle, tridimensionnel, exploite la méthode des différences finies, et permet le calcul de l'état de la surface piézométrique et du débit pour chaque drain dans le cas d'un régime d'écoulement permanent. L'objectif de cette recherche est de permettre de calculer, pour différentes configurations, des équipements de l'ouvrage (longueurs, nombre et disposition des drains dans l'aquifère), les débits productibles en fonction des rabattements de niveau dans l'ouvrage.

Parallèlement, la programmation des diverses formules globales (Schneebeli, Zeller, Kordas, Ikonomov, Milojevic) permet de comparer les débits évalués sur la base de ces formules et le débit calculé en exploitant le modèle de simulation.

Cette voie de recherche, qui exploitera les mesures faites sur des puits à drains réellement mis en exploitation, permettra de réaliser un modèle de simulation représentatif des écoulements vers ce type d'ouvrage, de comparer les conditions d'utilisation fiable des diverses formules globales et de rechercher, par simulation, les dimensions des équipements (drains-longueurs, nombre, diamètre) adaptées à chaque type de milieux aquifères.

BIBLIOGRAPHIE1/ C. ARCHAMBAULT, M. DEREMAUX, P. MOLINARI

"Les puits à drains rayonnants"

Extrait de "Techniques et Sci. municip.", 1974, n°1, p3-13

2/ M. GYLYBOV, I. JOTOV, D. MOLLOV, P. PETROV, V. SPASOV

"Comparaison entre les drains rayonnants et les puits verticaux équivalents" - Traduction BRGM n° 5398

3/ M.S. HANTUSH

"Hydraulique des puits" - Traduc. BRGM DS67A119

4/ R. HAEFELI et J. ZELLER

3<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols - Vol 1, 1953

5/ J. IKONOMOV

"Formules pour le calcul des captages des eaux souterraines par puits à drains filtrants" - Génie Civil 1.3.1958 p 104 à 108

6/ KORDAS

"9<sup>e</sup> Congrès d'AIRH, Dubrownik 1960"

7/ M. MILOJEVIC

"Radial Collector-wells adjacent to the river bank"  
Mémoire AIH Colloque d'Athènes 1961

8/ G. SCHNEEBELI

"Hydraulique souterraine" p 273  
Eyrolles 1966

9/ W.C. WALTON

"Ground Water Resource Evaluation".- New York  
Mc Graw-Hill, 1970 .- p. 307-311

## ANNEXE 1

Table 1 : Valeurs de  $W(u)$  ou  $W(u_{xy})$  d'après Wenzel, 1942, in Walton /9/

$N$	$N \times 10^{-15}$	$N \times 10^{-14}$	$N \times 10^{-13}$	$N \times 10^{-12}$	$N \times 10^{-11}$	$N \times 10^{-10}$	$N \times 10^{-9}$	$N \times 10^{-8}$	$N \times 10^{-7}$	$N \times 10^{-6}$	$N \times 10^{-5}$	$N \times 10^{-4}$	$N \times 10^{-3}$	$N \times 10^{-2}$	$N \times 10^{-1}$	$N$
1.0	33.9616	31.6590	29.3564	27.0538	24.7512	22.4486	20.1460	17.8435	15.5409	13.2383	10.9357	8.6332	6.3315	4.0379	1.8229	0.2194
1.5	33.5561	31.2535	28.9509	26.6483	24.3458	22.0432	19.7406	17.4380	15.1354	12.8328	10.5303	8.2278	5.9266	3.6374	1.4645	0.1000
2.0	33.2684	30.9658	28.6632	26.3607	24.0581	21.7555	19.4529	17.1503	14.8477	12.5451	10.2426	7.9402	5.6394	3.3547	1.2227	0.04890
2.5	33.0453	30.7427	28.4401	26.1375	23.8349	21.5323	19.2298	16.9272	14.6246	12.3220	10.0194	7.7172	5.4167	3.1365	1.0443	0.02491
3.0	32.8629	30.5604	28.2578	25.9552	23.6526	21.3500	19.0474	16.7449	14.4423	12.1397	9.8371	7.5348	5.2349	2.9591	0.9057	0.01305
3.5	32.7088	30.4062	28.1036	25.8010	23.4985	21.1959	18.8933	16.5907	14.2881	11.9855	9.6830	7.3807	5.0813	2.8099	0.7942	0.006970
4.0	32.5753	30.2727	27.9701	25.6675	23.3649	21.0623	18.7598	16.4572	14.1546	11.8520	9.5495	7.2472	4.9482	2.6813	0.7024	0.003779
4.5	32.4575	30.1549	27.8523	25.5497	23.2471	20.9446	18.6420	16.3394	14.0368	11.7342	9.4317	7.1295	4.8310	2.5684	0.6253	0.002073
5.0	32.3521	30.0495	27.7470	25.4444	23.1418	20.8392	18.5366	16.2340	13.9314	11.6280	9.3263	7.0242	4.7261	2.4679	0.5598	0.001148
5.5	32.2568	29.9542	27.6516	25.3491	23.0465	20.7439	18.4413	16.1387	13.8361	11.5330	9.2310	6.9289	4.6313	2.3775	0.5034	0.0006409
6.0	32.1698	29.8672	27.5646	25.2620	22.9595	20.6569	18.3543	16.0517	13.7491	11.4465	9.1440	6.8420	4.5448	2.2953	0.4544	0.0003601
6.5	32.0898	29.7872	27.4846	25.1820	22.8794	20.5768	18.2742	15.9717	13.6691	11.3665	9.0640	6.7620	4.4652	2.2201	0.4115	0.0002034
7.0	32.0156	29.7131	27.4105	25.1079	22.8053	20.5027	18.2001	15.8976	13.5950	11.2924	8.9899	6.6879	4.3916	2.1508	0.3738	0.0001155
7.5	31.9467	29.6441	27.3415	25.0389	22.7363	20.4337	18.1311	15.8280	13.5260	11.2234	8.9209	6.6190	4.3231	2.0867	0.3403	0.0000658
8.0	31.8821	29.5795	27.2769	24.9744	22.6718	20.3692	18.0666	15.7640	13.4614	11.1589	8.8563	6.5545	4.2591	2.0269	0.3106	0.0000376
8.5	31.8215	29.5189	27.2163	24.9137	22.6112	20.3086	18.0060	15.7034	13.4008	11.0982	8.7957	6.4939	4.1990	1.9711	0.2840	0.0000216
9.0	31.7643	29.4618	27.1592	24.8566	22.5540	20.2514	17.9488	15.6462	13.3437	11.0411	8.7386	6.4368	4.1423	1.9187	0.2602	0.0000124
9.5	31.7103	29.4077	27.1051	24.8025	22.4999	20.1973	17.8948	15.5922	13.2896	10.9870	8.6845	6.3828	4.0887	1.8695	0.2387	0.0000071

Table 2 : Valeurs de  $W(u,0)$  d'après Hantush, 1964, in Walton /9/

$u$	$W(u,0) = 0$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0	0.0	0.3422	0.5471	0.7020	0.8256	0.9271	1.0119	1.0836	1.1447	1.1972	1.2425
1	1.2425	1.2818	1.3159	1.3457	1.3718	1.3946	1.4146	1.4323	1.4478	1.4616	1.4737
2	1.4737	1.4844	1.4939	1.5023	1.5098	1.5164	1.5223		1.5321		1.5400
3	1.5400		1.5462		1.5511		1.5550		1.5582		1.5606
4	1.5606		1.5626		1.5642		1.5655		1.5666		1.5674
5	1.5674		1.5681		1.5686		1.5690		1.5694		1.5696
6	1.5696		1.5699		1.5700		1.5702		1.5703		1.5704
7	1.5704		1.5705		1.5705		1.5706		1.5706		1.5707
8	1.57066		1.57068		1.57071		1.57072		1.57074		1.57075
9	1.57075		1.57076		1.57076		1.57077		1.57078		1.57078
10	1.57078		1.57078		1.57078		1.57078		1.57079		1.57079

## ANNEXE 2

Table 3 : Valeurs de  $\sum_{n=1}^{M'} \frac{1}{n} \left[ \frac{\pi}{2} - W \left( \frac{n\pi r_c}{h_o}, 0 \right) \right] \cos \frac{n\pi z}{h_o} \cos \frac{n\pi(z+r_d)}{h_o}$

d'après A. Visocky in Walton (9)

$r_d = 4 \text{ in.} \approx 100 \text{ mm}$				
$h_o$	$z/h_o = 0.75$	0.80	0.85	0.90
20	0.1681	0.2231	0.2603	0.3266
30	0.2778	0.3478	0.4451	0.5417
40	0.3744	0.4589	0.5735	0.7119
50	0.4494	0.5396	0.6723	0.8462
60	0.5340	0.6378	0.7669	0.9582
70	0.5954	0.7209	0.8598	1.0549
80	0.6582	0.7813	0.9378	1.1338
90	0.7024	0.8361	1.0111	1.2081
100	0.7715	0.8824	1.0638	1.2684
$r_d = 8 \text{ in.} \approx 200 \text{ mm}$				
$h_o$	$z/h_o = 0.75$	0.80	0.85	0.90
20	0.1758	0.2314	0.2866	0.3320
30	0.2793	0.3589	0.4566	0.5503
40	0.3797	0.4662	0.5824	0.7224
50	0.4536	0.5462	0.6820	0.8572
60	0.5386	0.6531	0.7744	0.9695
70	0.5994	0.7259	0.8651	1.0654
80	0.6612	0.7869	0.9438	1.1451
90	0.7051	0.8399	1.0162	1.2098
100	0.7741	0.8877	1.0683	1.2767
$r_d = 12 \text{ in.} \approx 300 \text{ mm}$				
$h_o$	$z/h_o = 0.75$	0.80	0.85	0.90
20	0.1831	0.2392	0.2934	0.3371
30	0.2851	0.3672	0.4647	0.5579
40	0.3867	0.4729	0.5925	0.7315
50	0.4574	0.5518	0.6917	0.8680
60	0.5427	0.6478	0.7822	0.9804
70	0.6029	0.7310	0.8715	1.0753
80	0.6635	0.7914	0.9486	1.1525
90	0.7075	0.8442	1.0209	1.2176
100	0.7766	0.8899	1.0735	1.2831