

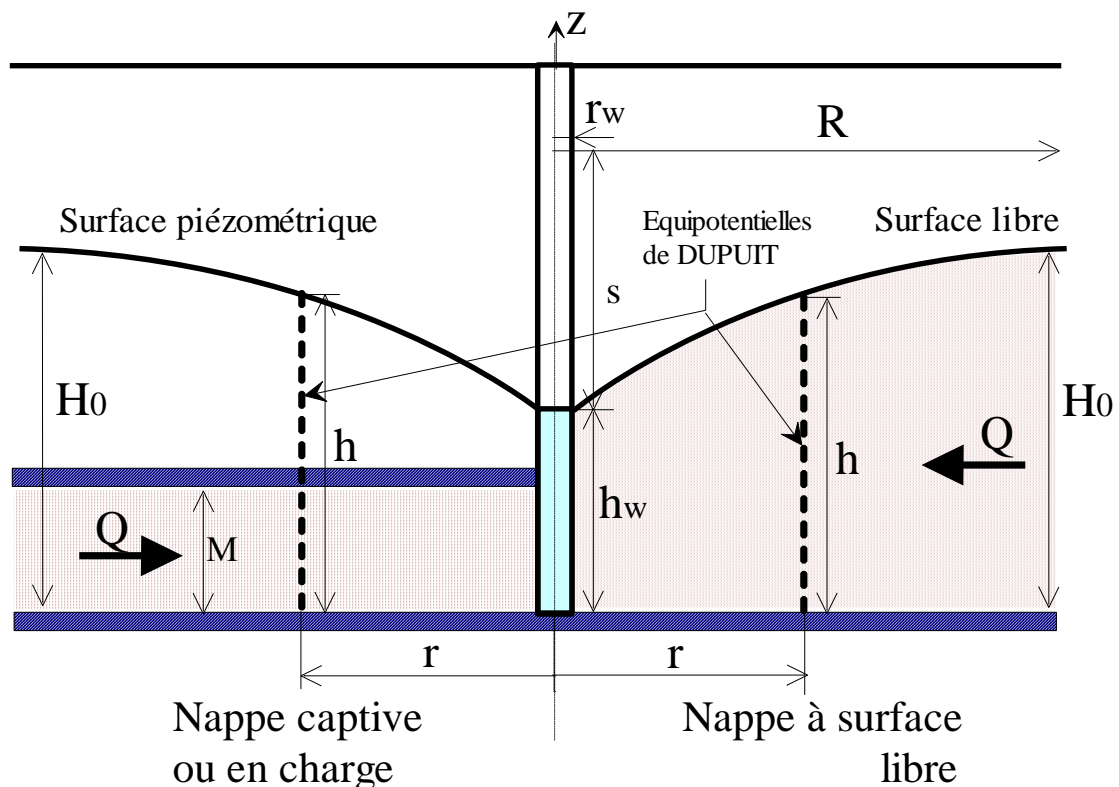
ÉCOULEMENT VERS UN PUIT - RABATTEMENTS DE NAPPES

PLAN

- 2.1. Formule de DUPUIT en régime permanent
- 2.2. Formule de THEIS en régime non permanent
- 2.3. Mesure in-situ de la perméabilité du sol
- 2.4. Schéma de calcul d'un rabattement

2.1. Formule de DUPUIT en régime permanent

2.1.1. Calcul du débit de pompage dans un puits unique



Le calcul simplifié est fait dans le cadre des hypothèses de DUPUIT. Il consiste à écrire l'expression du débit (constant) traversant le cylindre de rayon r , puis à intégrer cette équation différentielle :

- entre les limites extrêmes r_w et R pour en déduire le débit pompé,
- entre l'une des deux limites extrêmes et le rayon courant r pour en déduire l'équation de la surface libre ou de la surface piézométrique.

Hypothèses de DUPUIT :

- le puits est foré jusqu'au substratum imperméable, crépiné sur toute sa hauteur,
- il n'existe pas de surface de suintement dans le puits, c'est-à-dire que le niveau d'eau et le niveau piézométrique dans le puits sont confondus. - les surfaces équipotentiellles sont des cylindres d'axe vertical.
- Il existe un rayon R (rayon d'action du puits) pour lequel le niveau de la nappe est à son niveau initial.

Nappe en charge	Nappe à surface libre
Débit : $Q = -k S \text{ grad}(h) = -k 2\pi r M (-dh/dr)$	Débit : $Q = -k S \text{ grad}(h) = -k 2\pi r h (-dh/dr)$
$Q dr / r = 2 \pi k M dh$	$Q dr / r = 2 \pi k h dh$
Intégration entre r_w et R :	Intégration entre r_w et R :
$Q = \frac{2\pi.k.M.(H - h_w)}{\text{Ln}\left(\frac{R}{r_w}\right)}$	$Q = \frac{\pi.k.(H - h_w)^2}{\text{Ln}\left(\frac{R}{r_w}\right)}$
Intégration entre r et R :	Intégration entre r et R :
$h(r) = H - \frac{Q}{2\pi.k.M} \text{Ln}\left(\frac{R}{r}\right) = A - B.\text{Ln}(r)$	$h(r) = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi.k} \text{Ln}\left(\frac{R}{r}\right)} = \sqrt{A - B.\text{Ln}(r)}$

Ultérieurement, l'expression donnant le débit pompé a été généralisée par TCHARNYI à des hypothèses beaucoup plus larges à condition de remplacer k par la **perméabilité horizontale k_H** :

- existence d'une surface de suintement.
- équipotentiellles réelles, c'est-à-dire, se raccordant normalement à la surface libre,.

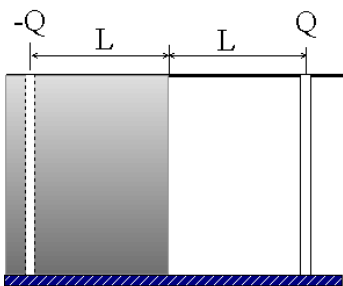
Cependant, si l'expression donnant le débit reste inchangée dans ce cas, l'équation de la surface libre ou de la surface piézométrique de DUPUIT n'est qu'une approximation relativement grossière

de la réalité lorsque le tenseur des perméabilités est isotrope. Un calcul plus précis (par ex. numérique) montre que cette surface n'est acceptable que lorsque l'on se place suffisamment loin du puits (par exemple pour $r > 1000 r_w$) lorsque $k_H = k_V$

La solution de DUPUIT se rapproche de la solution exacte, lorsque le rapport d'anisotropie k_H/k_V diminue, c'est-à-dire lorsque la perméabilité verticale devient très grande par rapport à la perméabilité horizontale. Les hypothèses de DUPUIT correspondent en fait à un rapport k_H/k_V tendant vers 0. **Dans tous les cas, la perméabilité qui intervient dans l'expression du débit est la perméabilité horizontale du sol.**

2.1.2. Choix du rayon d'action R

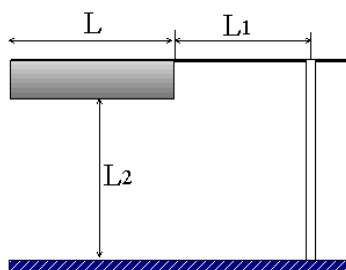
Lorsque les conditions d'alimentation de la nappe ne sont pas définies, le rayon d'action est infini (la nappe est alors asymptotique à son niveau initial).



1.2.1. Cas où l'alimentation de la nappe est définie

a. Nappe alimentée par une rivière ou un lac profonds

Par application du théorème de superposition, si $r \ll L$, on trouve : $R = 2L$

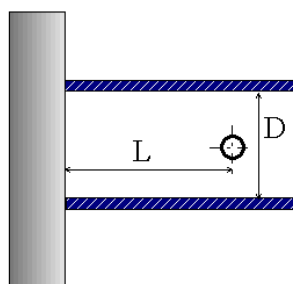


b. Nappe alimentée par une rivière ou un lac peu profonds

Par transformation conforme (BRILLIANT) :

$$R = 2L_1 + \frac{2L_2}{\pi} \sqrt{\frac{k_H}{k_V}} \operatorname{Ln} \left(\frac{4}{1 - \exp \left[-\pi(L/L_2) \sqrt{(k_V/k_H)} \right]} \right)$$

Pour L/L_2 grand et $k_H/k_V = 5$ à 20 : $R \approx 2L_1 + 3L_2$

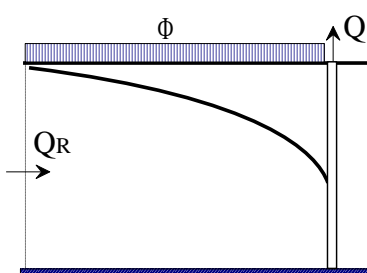


c. Nappe s'écoulant vers une rivière

Cas d'une nappe limitée latéralement par 2 parois imperméables, ou cas d'une ligne infinie de puits distants de D les uns des autres

- par transformation conforme (de CAZENOVE) :

$$R = \frac{D}{2\pi} \exp \left(\frac{2\pi L}{D} \right)$$



d. Nappe à alimentation verticale uniforme.

Le débit spécifique vertical provenant d'infiltration d'eau de pluie ou de diminution de l'évaporation est égal à Φ . Le rayon d'action dépend du débit pompé : $R = \sqrt{\frac{Q}{2.7\pi\Phi}}$

1.2.2. Corrélations empiriques

Des raisons pratiques (pour pouvoir appliquer la formule) ont conduit différents auteurs à proposer des ordres de grandeurs empiriques, généralement en fonction de la granulométrie du sol :

a. $R = 3(H - h_w)\sqrt{k_H}$ (CORPS OF ENGINEERS, US ARMY), R, H, h_w en m ; k_H en 10^{-6} m/s

b. en fonction du d_{10} du sol (U.S. DEPT. OF AGRICULTURE) :

	Gravier			Sable			
	grossier	moyen	fin	grossier	moyen	fin	très fin
d_{10} (mm)	10	2-10	1-2	0.5-1	0.25-0.5	0.1-0.25	< 0.1
R (m)	1500	1000	500	400	200	100	50

En l'absence de toute précision sur le matériau et les conditions d'alimentation, et pour obtenir un ordre de grandeur - **insuffisant pour un projet** -, MUSKAT propose de prendre :

$$R = 150 \text{ m}$$

Dans tous les cas, une erreur d'un facteur de 10 sur le rayon d'action ne conduit qu'à un débit 2 fois plus fort ou 2 fois plus faible.

2.1.3. Généralisation de la formule de DUPUIT

On définit un rayon équivalent r_e , qui remplace r_w dans les formules générales de calcul de débit, équation de surface libre, etc.

2.1.3.1. Puits incomplets (arrêtés avant le substratum imperméable)

a. Nappes captives (de CAZENOVE)

$$r_e \approx 4 M (r_w / 4 L)^{M/L}$$

L : distance du fond du puits au toit de la nappe captive d'épaisseur M.

b. Nappes à surface libre (BORELLI).

$$Q = \frac{\pi k}{\text{Ln}\left(\frac{R}{r_w}\right)} \left\{ (L^2 - h_w^2) \cdot \left[1 + \left(0.3 + 10 \frac{r_w}{H}\right) \cdot \sin\left(1.8 \frac{H-L}{H}\right) \right] \right\}$$

L : distance du fond du puits par rapport au niveau initial de la nappe à surface libre.

2.1.3.2. Fosses rectangulaires.

La formule de DUPUIT peut être appliquée, en première approximation, au cas d'une fosse de forme quelconque considérée comme un puits unique. Dans le cas d'une fosse rectangulaire de périmètre P, le rayon du puits circulaire équivalent dépend du rapport entre les longueurs des grands et petits côtés L / l :

L / l	1	1.3	2.12	3.17	5.25	11.3	∞
r _e / P	0.147	0.146	0.145	0.143	0.139	0.134	0.125

2.1.3.3. Groupes de puits.

On superpose les actions des N puits en écrivant que le rabattement total est la somme des rabattements partiels dus à chaque puits, à condition que le rayon d'action R soit grand par rapport à la distance entre les puits :

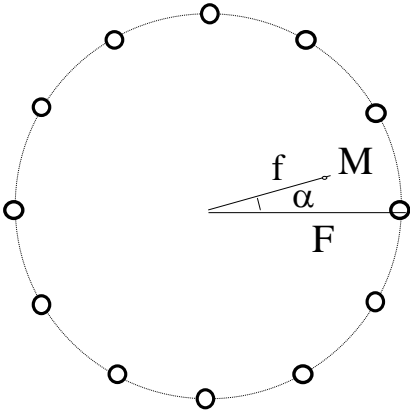
$$s_{\text{total}} = \sum (s_i).$$

Par exemple, dans le cas d'une nappe captive, le rabattement total en un point M distant de r_i de chaque puits de débit Q_i s'écrira :

$$s_{\text{total}} = \frac{1}{2\pi \cdot k \cdot M} \sum_{i=1}^N Q_i \text{Ln}\left(\frac{R}{r_i}\right)$$

Quelques solutions sont indiquées ci-dessous dans le cas de puits forés jusqu'au substratum imperméable. Les solutions ont été établies par transformation conforme (de CAZENOVE). De nombreux autres cas sont traités dans LEONARDS "Foundation Engineering", Mc Graw Hill, 1962.

➤ Pour N puits identiques (r_w , Q_i) régulièrement répartis sur un cercle de rayon F, le niveau piézométrique en un point défini par ses coordonnées polaires f et α est donné par :



- Pour une nappe captive :

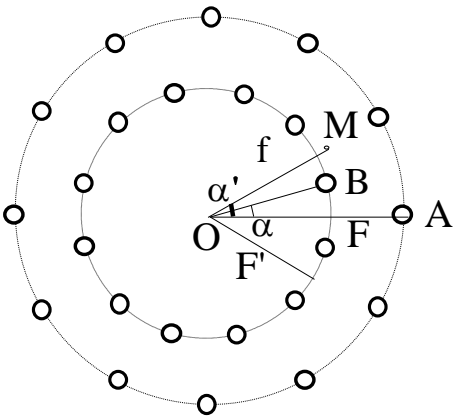
$$s_M = H - h_M = \frac{Q_i}{2\pi kM} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha)|} \right)$$

- Pour une nappe à surface libre :

$$H^2 - h_M^2 = \frac{Q_i}{\pi k} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha)|} \right)$$

➤ Pour N puits identiques (r_w , Q_i) régulièrement répartis sur un cercle de rayon F et N' puits identiques (r'_w , Q'_i) répartis sur un cercle de rayon F', le niveau piézométrique en un point défini par ses coordonnées polaires f , α ($=[OA, OM]$) et α' ($=[OB, OM]$) est donné (par superposition) par :

- Pour une nappe captive :



$$s_M = H - h_M = \frac{Q_i}{2\pi kM} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha)|} \right) + \frac{Q'_i}{2\pi kM} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha')|} \right)$$

- Pour une nappe à surface libre :

$$H^2 - h_M^2 = \frac{Q_i}{\pi k} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha)|} \right) + \frac{Q'_i}{\pi k} \operatorname{Ln} \left(\frac{R^N}{|F^N - f^N \cdot \cos(N\alpha')|} \right)$$

2.2. Formule de THEIS en régime NON permanent

2.2.1. Solution générale de l'équation en régime non permanent

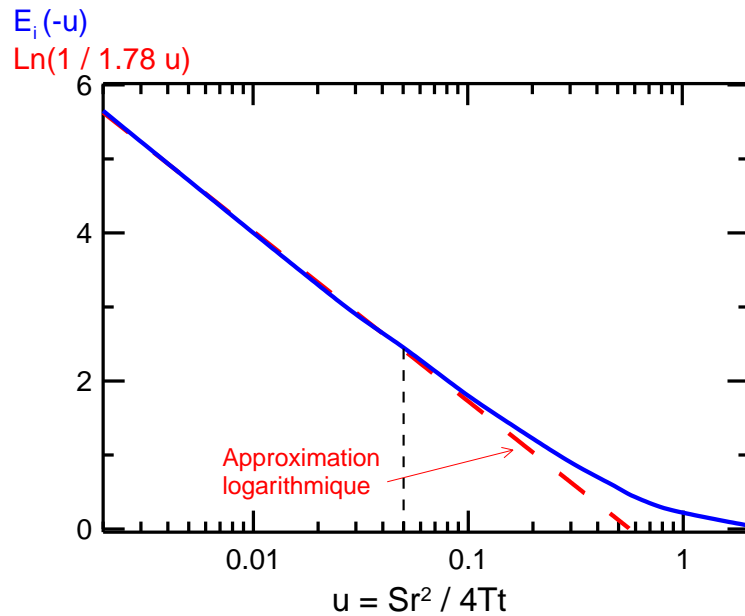
Avec $s = H - h$, l'équation différentielle générale en régime non permanent peut se mettre sous la forme :

$$\Delta s = \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t}$$

La résolution analytique de cette équation en conditions axisymétriques peut se faire à l'aide du calcul symbolique et conduit à des fonctions de Bessel du 1^{er} et du 2^{ème} ordre. La solution s'écrit :

$$s = C \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} dx, \text{ avec } u = \frac{Sr^2}{4Tt}$$

ou : $s = C [-E_i(-u)]$, E_i étant une intégrale elliptque tabulée, représentée sur la figure ci-dessous.



2.2.2. Calcul de la constante C pour un débit de pompage constant

$$CI : A t = 0 : s = 0 \forall r \geq 0$$

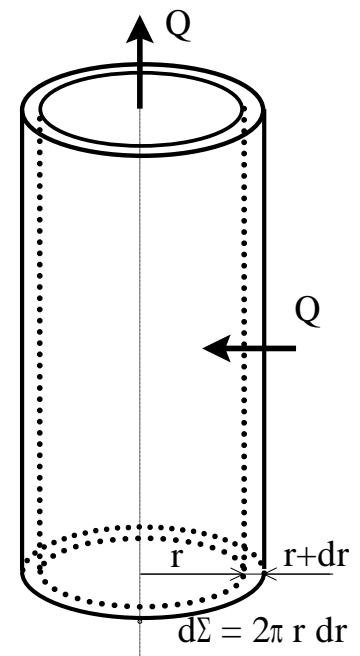
$$CL : A t : s = 0 \text{ pour } r = R$$

$$Q = \int_{r=0}^\infty \frac{dV_w}{dt} = \int_{r=0}^\infty S \cdot d\Sigma \cdot \frac{ds}{dt}$$

En passant à la variable u et en remplaçant les différents paramètres par leur expression, on obtient :

$$C = Q / 4\pi T, \text{ soit } s = H - h = \frac{Q}{4\pi T} [-E_i(-u)]$$

(Formule de THEIS)



2.2.3. Approximation logarithmique

Comme il apparaît sur la courbe ci-dessus, la fonction elliptique est proche de la droite lorsque u est inférieur à 0.05. On peut alors écrire :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \operatorname{Ln}\left(\frac{1}{1.781u}\right) = \frac{Q}{4\pi T} \operatorname{Ln}\left(\frac{2.25T.t}{S.r^2}\right)$$

Cette relation exprime le fait qu'en un point précis, le rabattement augmente de façon linéaire avec le logarithme du temps. Cette variation linéaire n'est valable que pour un temps supérieur à t_{\min} et inférieur à t_{\max} . Au delà, le rabattement tend vers celui du régime permanent (formule de DUPUIT). t_{\min} correspond à la condition :

$$u < 0.05, \text{ soit : } t > t_{\min} = 5 S r^2 / T$$

t_r correspond à l'intersection de la droite avec l'axe horizontal ($s = 0$) ; on peut également définir un « rayon d'action » R , fonction du temps, pour lequel le rabattement serait nul :

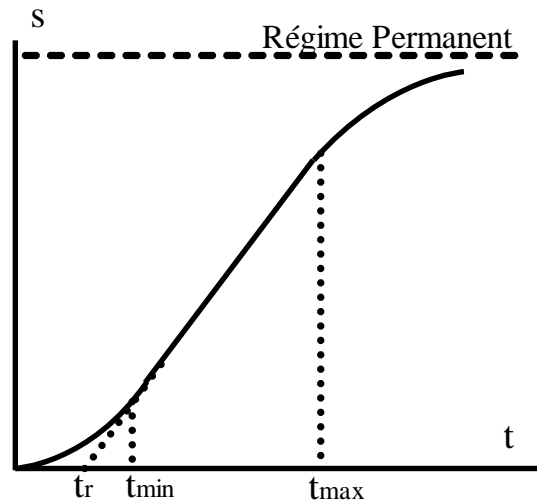
$$t_r = \frac{S r^2}{2.25T} \quad \text{et} \quad R = 1.5 \sqrt{\frac{T.t}{S}}$$

A partir de la courbe de rabattement en fonction. du temps (à une distance r fixée du puits - par exemple dans un piézomètre), il est donc possible de calculer les 2 grandeurs caractéristiques de la nappe : S et T .

2.2.4. Cas de plusieurs puits ; superposition

Là encore, comme en régime permanent, on peut écrire que le rabattement sous l'effet de plusieurs puits est la somme des rabattements dus à chaque puits.

On peut également superposer un rabattement en régime permanent et un rabattement en régime transitoire, par exemple pour calculer la remontée de la nappe après l'arrêt du pompage. On écrira dans ce cas que le rabattement est la somme d'un rabattement en régime permanent avec le débit Q et d'un rabattement en régime transitoire avec le débit $-Q$, commençant à l'arrêt de la pompe.

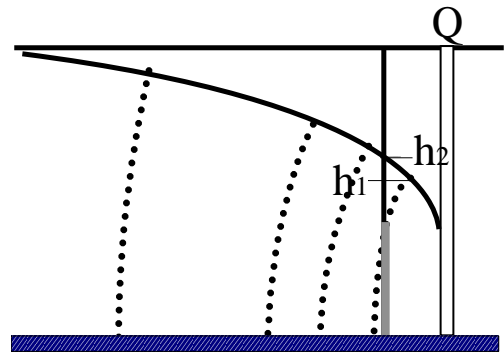


2.3. Mesure de la perméabilité in-situ

2.3.1. Essais de pompage en régime permanent ou en régime non permanent

Dans les conditions d'application de la Loi de DARCY, les essais de pompage en régime permanent (R.P.) peuvent être interprétés au moyen de mesures piézométriques. Ces mesures sont délicates car la grandeur mesurée est la charge hydraulique moyenne h au niveau de la crépine.

Lorsque les équipotentielles ne sont pas verticales, les niveaux piézométriques mesurés peuvent être sensiblement différents de la surface libre de la nappe, notamment au voisinage du puits. Ainsi, dans le cas d'un piézomètre crépiné seulement dans sa partie basse, le niveau mesuré sera le niveau h_1 et non pas le niveau h_2 de la surface libre.



Les mesures peuvent également être effectuées en régime non permanent (R.N.P.), sur la base de la relation de THEIS.

Les piézomètres utilisés peuvent être de différents types :

- piézomètres ouverts, analogues à des puits sans pompe,
- piézomètres fermés : électriques, pneumatiques, à contrepression, etc.

L'interprétation des essais de pompage en R.P. repose sur l'équation de la surface piézométrique de DARCY, dans le domaine où celle-ci est suffisamment proche de la surface réelle :

- pour une nappe en charge :

$$\text{RP} : s = \frac{Q}{2\pi k M} \text{Ln}\left(\frac{R}{r}\right) = A - B \text{Ln}(r) \quad \text{pour } 100 r_w < r < R/2$$

$$\text{RNP} : s = \frac{Q}{4\pi T} \text{Ln}\left(\frac{2.25 T t}{S}\right) - \frac{Q}{2\pi T} \text{Ln}(r) = A - B \text{Ln}(r) \quad \text{pour } r < \sqrt{\frac{T t}{5S}}$$

- pour une nappe à surface libre :

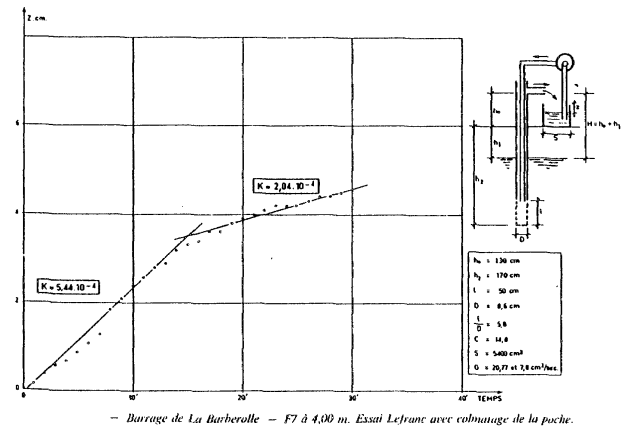
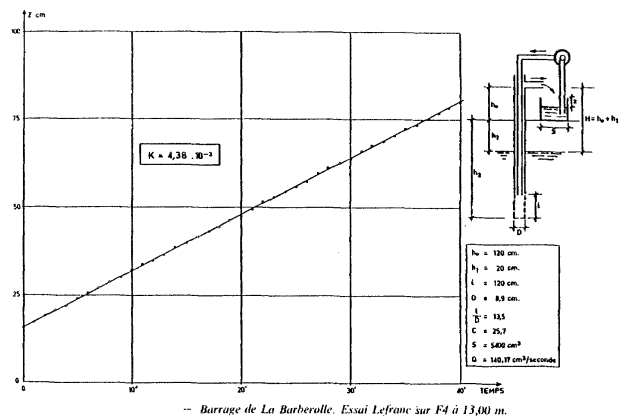
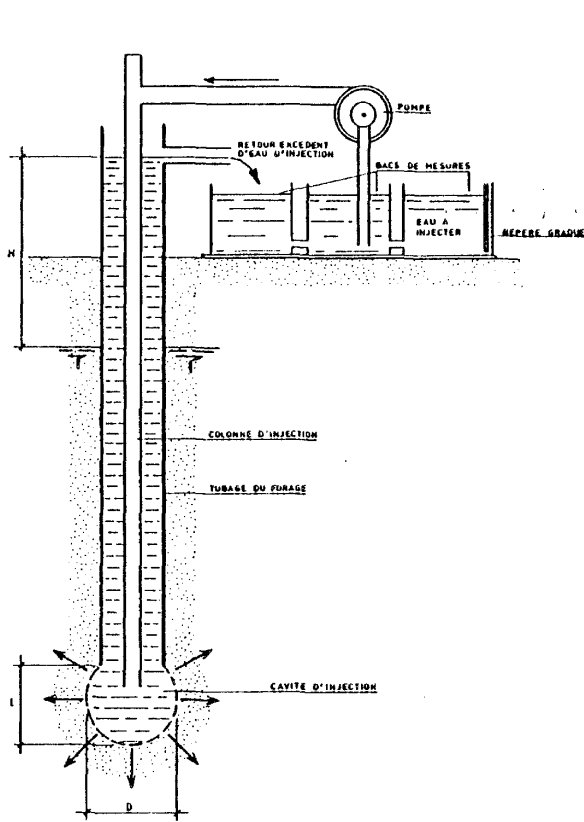
$$\text{RP} : s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \text{Ln}\left(\frac{R}{r}\right)} = H - \sqrt{A - B \text{Ln}(r)} \quad \text{pour } 100 r_w < r < R/2$$

RNP : même expression que pour les nappes captives

Ces expressions ne sont valables que pour des puits forés jusqu'au substratum imperméable, et crépinés sur toute la hauteur de la nappe.

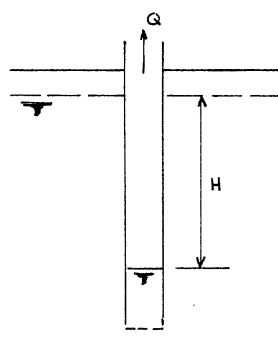
2.3.2. Mesures locales de perméabilité par essai LEFRANC

L'essai LEFRANC consiste à injecter - ou à pomper - une certaine quantité d'eau dans le sol, à partir d'un forage de forme géométrique bien définie : cylindre, sphère, etc. Comme dans le cas des mesures de laboratoire, il peut s'agir d'un essai à charge constante (pour les terrains les plus perméables) ou à charge variable.



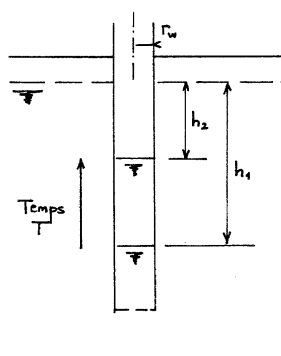
Essai à charge constante :

$$k = \frac{Q}{CH}$$



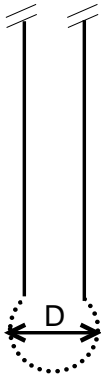
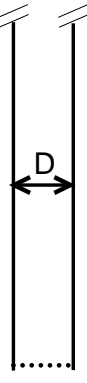
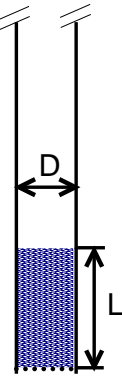
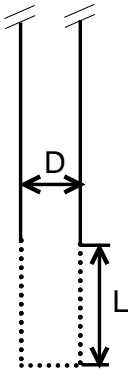
Essai à charge variable :

$$k = \frac{\pi r_w^2 L n \frac{h_1}{h_2}}{CT}$$



Il est indispensable de vérifier en permanence que l'essai se déroule convenablement, et notamment qu'il ne se produit pas de colmatage des éléments filtrants, colmatage qui se manifeste par une cassure de la droite de débit injecté en fonction du temps, à charge constante.

La perméabilité dépend du coefficient de forme C de la cavité à partir de laquelle on effectue le pompage ou l'injection. Les valeurs de C sont données, dans quelques cas particuliers usuels, par le tableau ci-dessous :

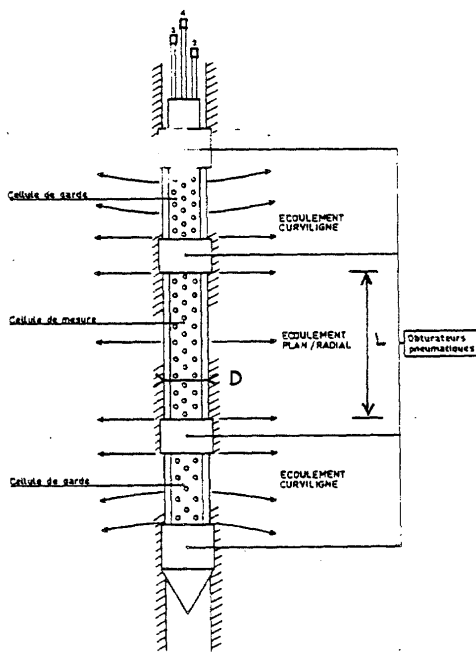
				
C	Trépan Lefranc (cavité sphérique)	Fond de forage	Fond de forage + gravier (perm. k')	Crépine forée ou foncée sur longueur L
Terrain homogène	$2 \pi D$	$2.75 D$	$\frac{2.75D}{1 + 4(L/D)(k/k')}$	$\frac{L}{D} < 4: \frac{2\pi L}{\log(L/D + \sqrt{1 + (L/D)^2})}$ $\frac{L}{D} > 4: \frac{2\pi L}{\log(2L/D)}$
Limite du terrain imperméable	πD	$2 D$	$\frac{2D}{1 + 2.5(L/D)(k/k')}$	$\frac{L}{D} < 4: \frac{2\pi L}{\log(2L/D + \sqrt{1 + (2L/D)^2})}$ $\frac{L}{D} > 4: \frac{2\pi L}{\log(4L/D)}$

D'autres cas, notamment celui de l'ellipsoïde allongé, sont traités par CASSAN (1980).

2.3.3. Mesures locales de perméabilité au moyen de perméamètres.

De nombreux dispositifs de perméamètres ont été développés. Les appareils classiques étaient surtout destinés à la mesure dans les couches perméables (alluvions, sable limoneux, etc.). Au cours des dernières années, des efforts importants ont été faits pour développer de nouveaux appareils pour mesurer les caractéristiques des argiles très peu perméables utilisées comme barrières étanches pour les centres techniques d'enfouissement de déchets. Nous distinguerons dans les exemples qui suivent les appareils de surface et ceux mis en place dans des forages.

2.3.3.1. Perméamètre MENARD pour sols perméables



Le perméamètre MENARD reprend le principe du pressiomètre, à savoir l'existence de cellules de garde à la partie supérieure et à la partie inférieure, de manière à assurer un écoulement sensiblement cylindrique dans la partie centrale. Il comporte un élément gonflant permettant d'isoler la partie du forage où se fait l'injection - ou le pompage - d'eau. Une résolution analytique permet d'interpréter les résultats de l'essai. La perméabilité horizontale est donnée par :

$$k_H = \frac{\gamma_w Q}{p - p_0} C, \quad \text{où} \quad C = \frac{\log\left(\frac{2L}{D}\right) + 0.5}{2\pi L}$$

avec Q : débit pompé ou injecté ; $p - p_0$: différence entre la pression d'injection (ou de pompage) et la pression interstitielle initiale dans le terrain ; L et D : longueur et diamètre de la cellule principale.

2.3.3.2. Perméamètres pour sols peu perméables

A. Perméamètres de forage

Les méthodes impulsionnelles (« slug » et « pulse ») sont utilisées, en milieu saturé ou non, de très faible perméabilité. Elles consistent à imposer à l'instant $t = 0$ une augmentation de pression d'eau sur une limite du sol, puis à interpréter la décroissance de cette pression dans le temps comme résultant de l'infiltration de l'eau. La figure ci-dessous présente deux exemples d'appareils de mesure in-situ : le perméamètre PRECI mis au point par le BRGM, et le perméamètre autoforeur du LCPC.

Perméamètre PRECI du BRGM

En milieu saturé, l'équation différentielle de la charge hydraulique s'écrit (cf. 1.3):

$$\frac{\partial^2 H}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial H}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial H}{\partial t}$$

On pose :

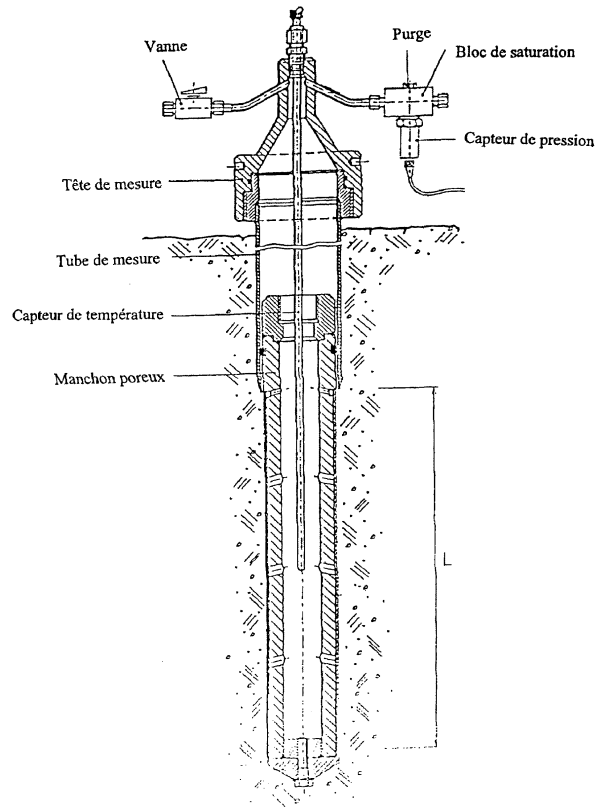
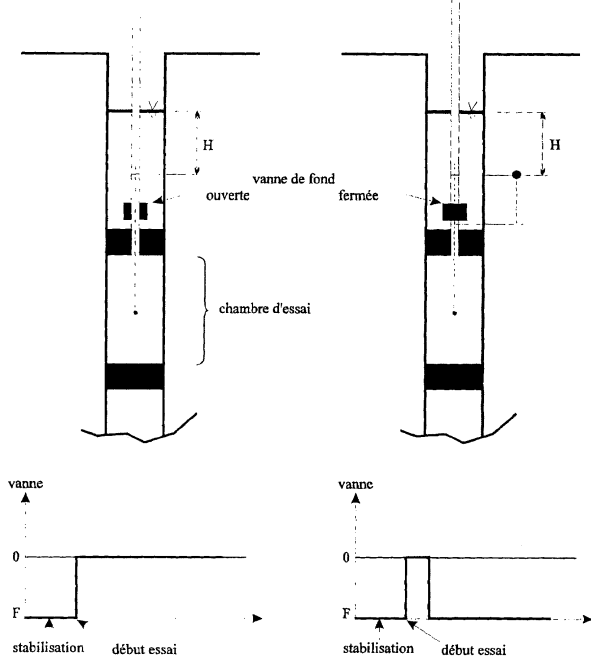
$$H = H_0 F(\alpha, \beta)$$

avec :

$$F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_0^\infty \exp\left(\frac{-\beta u^2}{\alpha}\right) / (u \Delta u) du$$

SLUG-TEST

PULSE-TEST



Principe de mesure des techniques « slug » et « pulse »

$$\Delta u = uJ_0(u) - 2\alpha J_1(u)^2 + uY_0(u) - 2\alpha Y_1(u)^2$$

J_0, J_1, Y_0, Y_1 fonctions de Bessel d'ordre 0 et 1, du 1^{er} et 2^{ème} type

Dans le cas du slug test, les coefficients α et β s'écrivent :

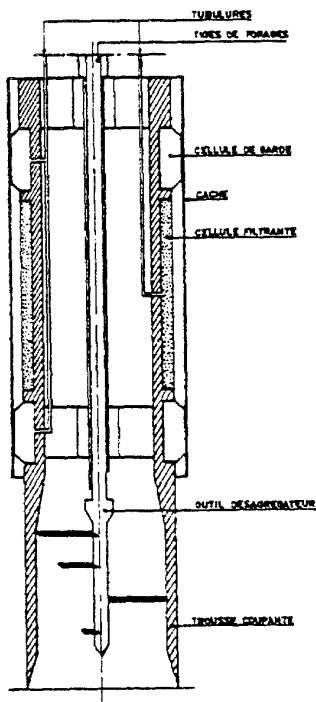
$$\alpha = S \frac{r_w^2}{r_c^2} \quad \beta = T \frac{t}{r_c^2}$$

et dans le cas du pulse test :

$$\alpha = S \frac{\pi r_w^2}{C^* V_w \rho g} \quad \beta = T \frac{\pi}{C^* V_w \rho g}$$

avec :

- C^* compressibilité apparente de l'eau dans la chambre d'essai
- V_w volume de la chambre de compression
- r_w rayon du forage au niveau de la couche testée
- r_c rayon de la colonne de mesure
- T transmissivité
- S coefficient de stockage



Perméamètre autoforeur du LCPC

Il s'agit, comme le perméamètre Ménard, d'un appareil développé à partir du pressiomètre autoforeur du LCPC. La mesure est ici une mesure de pression interstitielle après injection d'une certaine quantité d'eau dans un sol peu perméable.

L'utilisation simultanée d'une cellule courte (avec écoulement sensiblement sphérique) et d'une cellule longue (écoulement cylindrique) permet de déterminer un coefficient d'anisotropie du sol, l'interprétation étant faite par résolution numérique des équations de consolidation.

La même technique est appliquée aux essais de laboratoire ; le fluide injecté peut également être l'air si l'on s'intéresse à la désaturation du sol et à la perméabilité à l'air.

B. Perméamètres de surface

Il existe de nombreux infiltromètres de surface pour sols saturés ou non. Quelques exemples sont présentés ci-dessous : le perméamètre PANDA du BRGM, le perméamètre de GUELPH et le perméamètre multidisque TRIMS du LTHE.

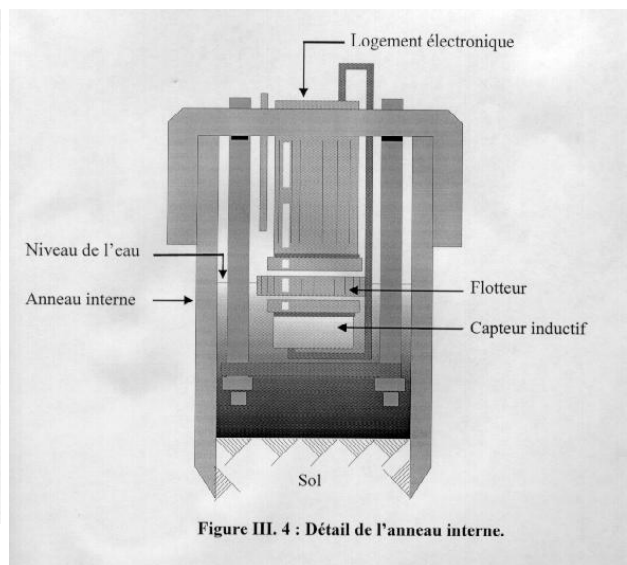
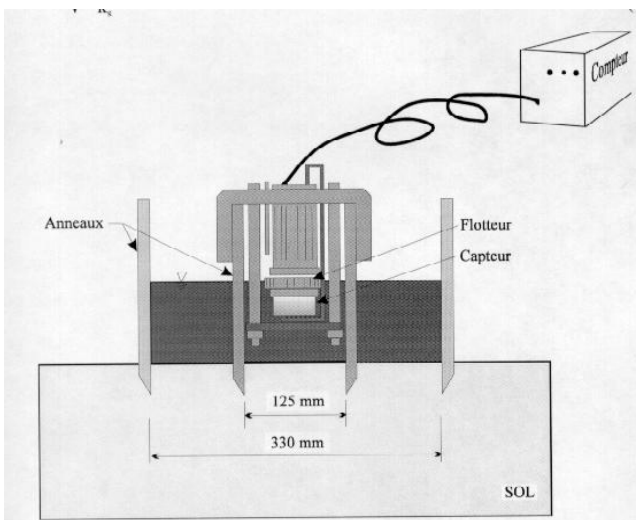
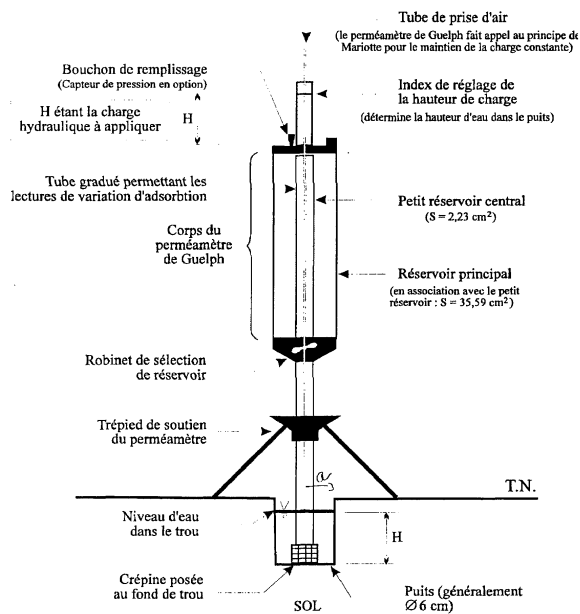
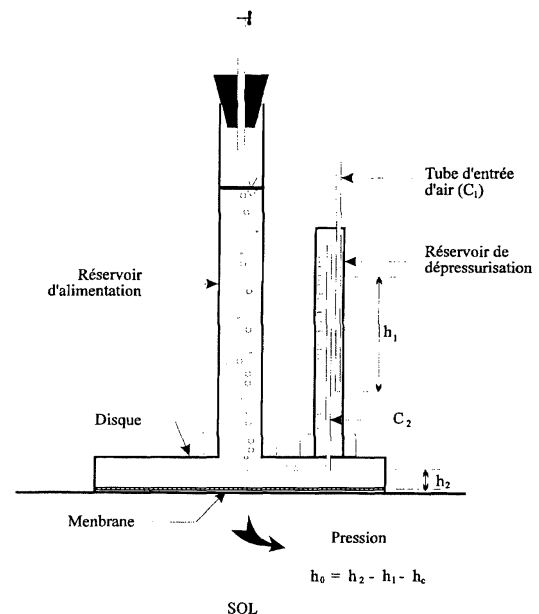


Figure III. 4 : Détail de l'anneau interne.

Perméamètre PANDA du BRGM



Perméamètre de GUELPH



Perméamètre TRIMS du LTHE Grenoble

Il s'agit d'un perméamètre à charge constante, avec mesure du débit en régime permanent.

$$\text{Dans un sol saturé : } k = \frac{C'Q}{2\pi H^2}$$

$$\text{avec : } C' = \sinh^{-1}\left(\frac{H}{a}\right) - \left(\frac{a^2}{H^2} + 1\right)^{1/2} + \frac{a}{H}$$

(a rayon du puits)

L'appareil est conçu pour les mesures en milieu partiellement saturé, pour des perméabilités comprises entre 10^{-9} et 10^{-4} m/s. On impose un palier de succion (pression négative ψ_0)

$$k(\Psi_0) = Q_1 - \frac{Q_1 - Q_2}{1 - \frac{r_1}{r_2}}$$

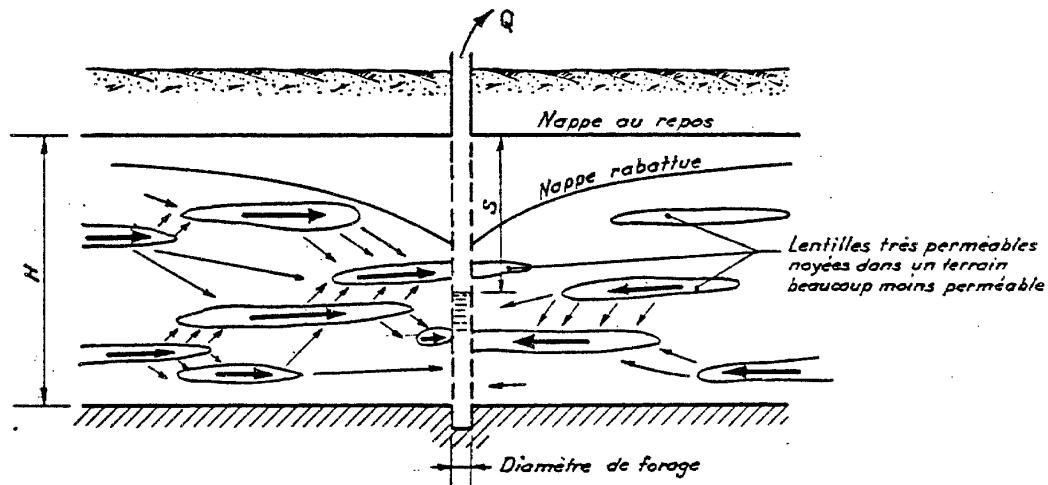
où Q_1 et Q_2 sont les débits mesurés (sous la pression négative ψ_0) avec des disques de rayons r_1 et r_2 .

2.4. Application aux terrains réels : schéma de calcul d'un rabattement de nappe

2.4.1. Hétérogénéité et anisotropie des terrains réels (de CAZENOVE 1975)*

Les terrains réels sont hétérogènes et anisotropes. Par exemple les alluvions grossières de beaucoup de rivières (Rhin, Rhône, Seine) peuvent être schématisées par :

* de CAZENOVE E. « Hydraulique souterraine », Journées de formation continue « Fondations profondes », Ecole Centrale Paris, 1975.



- une matrice de sables purs et de graviers et galets à interstices complètement remplis de sable, à perméabilité de l'ordre de 10^{-4} m/s ;
- des lentilles de limons plus ou. moins argileux, à perméabilité de l'ordre de, 10^{-5} à 10^{-8} m/s ;
- et des lentilles de graviers et de galets sans sable, à perméabilité de l'ordre de 1 à 100 m/s.

Là où les alluvions sont très épaisses (plus de 10 m par exemple), sur chaque verticale, on trouvera plusieurs lentilles très perméables. Souvent les prises de pression des piézomètres à moins de 10 m d'un puits recoupent une lentille très perméable atteinte également par le puits d'où des différences de rabattement très faibles et des perméabilités k_H , à l'échelle de 20 m, énormes.

A l'échelle de 100 m, il n'y a plus ou presque plus de lentilles très perméables continues, l'eau doit traverser des épaisseurs notables de terrains à 10^{-4} m/s, et k_H moyen est plus faible : par exemple de l'ordre de 10^{-1} m/s à STRASBOURG (20 m d'alluvions très perméables sur 200 m d'alluvions généralement moins perméables), 10^{-2} m/s en amont de STRASBOURG, et de LYON à TARASCON.

A l'échelle de 2 km par exemple, on a plus de chances de recouper des alluvions de nature différente (ruisseaux des Vosges, bras morts du Rhône, à remplissage argileux) ou des remontées du substratum.- d'où k_H apparent souvent plus faible.

- pour des épaisseurs plus faibles, les lentilles très perméables se recouvrent mal (PARIS : pour 6 m d'épaisseur, k_H de l'ordre de $3 \cdot 10^{-3}$ m/s à l'échelle de 100 m) ou ne se recouvrent plus : k_H tend alors vers 10^{-4} m/s.

Pour k_v , effets d'échelle inverses :

- Là où ces alluvions ne sont pas limoneuses, k_v est de l'ordre de 10^{-4} m/s d'après le schéma de calcul indiqué plus haut. Mais soit par exemple un caisson au fond duquel on laisse un bouchon

d'alluvions non remaniées : la probabilité pour qu'il y ait dans ce bouchon un banc limoneux est d'autant plus grande que ce bouchon est plus épais. k_V calculé pour toute l'épaisseur des alluvions sera, statistiquement, d'autant plus faible que l'épaisseur sera plus grande.

Même à l'échelle des fouilles des écluses sur le Grand Canal d'Alsace (100 m x 200 m et 10 m de profondeur sous la nappe), k_V était en général de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s pour k_H de l'ordre de $7 \cdot 10^{-3}$ m/s.

- Mais pour des distances horizontales de plusieurs kilomètres, les bancs limoneux sont facilement contournés et k_V pour 20 m d'épaisseur doit tomber à environ 10^{-4} m/s.

2.4.2. Schéma de calcul rapide d'un rabattement de nappe

Le schéma de calcul indiqué ci-dessous permet d'obtenir un ordre de grandeur du débit total à pomper pour effectuer un rabattement de nappe dans une fouille rectangulaire, ainsi que le nombre de puits et leur répartition. Toutefois il ne s'agit que d'une méthode approchée qui repose sur les hypothèses de DUPUIT et ne prend en compte, ni le caractère hétérogène et anisotrope du sol (on suppose k_H / k_V très grand), ni l'aspect tridimensionnel de la fouille, ni le fonctionnement réel des puits (colmatage mécanique, chimique, biologique,...). Le cas échéant, il faudra recourir à un calcul numérique. On pourra également consulter l'article de H. CAMBEFORT "Débit d'épuisement des fouilles dont les parois sont étanches ; stabilité du fond de fouille", Annales de l'I.T.B.T.P., 1980.

Les étapes du calcul approché sont les suivantes :

a.- La fouille dans son ensemble est assimilée à un puits unique circulaire dont le rayon équivalent est calculé comme indiqué en 2.1.3.2. Le rayon d'action est déterminé comme dans le cas général en fonction des conditions d'alimentation de la nappe (cf. 2.1.2). Le débit sera calculé pour un rabattement légèrement supérieur au rabattement désiré afin de tenir compte de la forme réelle de la surface libre, des pertes de charge dans les crépines et les canalisations, etc.

b- Calcul du nombre de puits nécessaires, compte tenu de leur rayon efficace probable, des risques de colmatage, des considérations économiques. Les techniques disponibles sont, par exemple :

- les pointes filtrantes ($r_w = 3$ cm) mise en place par lançage ; débit maximum en terrain très perméable : 2 l / s ; rabattement maximum : 6 m,
- Les micro-puits ($r_w = 5$ cm) foncés par lançage ; débit maximum : 1 l / s.

- Les puits classiques ($r_w = 0.15$ m) forés ou foncés ; débit maximum : 70 à 100 l / s.

Le calcul du nombre de puits se fait en utilisant les résultats du paragraphe 2.1.3.3, en supposant les puits régulièrement répartis sur un cercle de rayon F (ou deux cercles de rayons F et F') ; on vérifie alors le rabattement obtenu au moyen des N puits (ou N + N' puits) en différents points de la fouille. Les puits sont ensuite répartis dans la fouille rectangulaire de manière à ce que les débits soient identiques pour le rabattement choisi, en utilisant l'abaque de la figure suivante. (On pourra prendre des coefficients de sécurité sur le niveau de rabattement, sur le nombre de puits, sur la puissance des pompes... La valeur de ces coefficients dépendra des incertitudes de la reconnaissance (sur l'homogénéité du sol, sur les perméabilités verticales et horizontales, sur les risques de fonctionnement, etc.).

D'autres solutions peuvent aussi être envisagées comme l'indique le tableau ci-dessous.

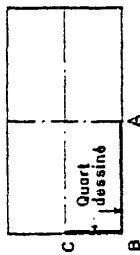
	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients
Puisards	<ul style="list-style-type: none"> - Graviers, sables grossiers - Assèchement des fouilles 	<ul style="list-style-type: none"> - Matériel simple 	<ul style="list-style-type: none"> - Erosion régressive par entraînement des fines du terrain - Instabilité des talus et des fonds de fouille
Pointes filtrantes sous vide	<ul style="list-style-type: none"> - Sables moyens à fins, sables limoneux - Assèchement des fouilles - Mise en dépression des nappes captives 	<ul style="list-style-type: none"> - Stabilité des talus et du fond de fouille - Rapide et facile à installer en terrains adéquats - Économie - S'adapte bien à un chantier évolutif 	<ul style="list-style-type: none"> - Difficile à installer en présence de gros graviers, galets ou blocs - Surveillance continue jour et nuit - Nécessité de plusieurs étages pour un rabattement supérieur à 5.50 m
Puits filtrants sous vide	<ul style="list-style-type: none"> - Sables et graviers, sables limoneux, rocher fissuré - Pour terrains à perméabilité relativement élevée 	<ul style="list-style-type: none"> - Stabilité des talus et du fond de fouille - Coût d'entretien inférieur à celui d'une installation de même débit en pointes filtrantes 	<ul style="list-style-type: none"> - Installation parfois coûteuse - Surveillance continue jour et nuit - Nécessité de plusieurs étages pour rabattements importants
Puits filtrants et groupes immergés	<ul style="list-style-type: none"> - Sables fins silteux à grossiers, graviers, rocher fissuré - Excavations profondes - Mise en dépression des nappes captives 	<ul style="list-style-type: none"> - Stabilité des talus et du fond de fouille - Pas de limitation sur la hauteur rabattue - Possibilité de puits crépinés sur une grande hauteur - Possibilité de s'écarter de la zone de travail - Avec énergie électrique aucun bruit sensible - Gros débits unitaires envisageables 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'installation élevé - Peut nécessiter des organes d'exhaure importants - Surveillance continue jour et nuit - Groupes électrogènes de secours - Coût d'entretien proportionnel à la durée
Galeries de drainage	<ul style="list-style-type: none"> - Évacuation de débits importants - Captage - Stabilisation des glissements (avec drains) - N'importe quelle couche acquifère surmontant un substratum relativement peu perméable pouvant être excavé en galerie 	<ul style="list-style-type: none"> - Pas de limitation de rabattements - Contrôle facile des niveaux et débits - Possibilité de galeries obliques - Augmentation du rayon d'action avec des drains 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'installation initiale élevé - Risques de déboussages

Critères de choix de différents procédés de rabattement de nappe pour l'étanchement d'une fouille

(Doc. SOLETANCHE)

RÉPARTITION NORMALE DE 100 PUITES SUR UN PÉRIMÈTRE RECTANGULAIRE DE 100 CM

NOTA : - On a dessiné le quart du périmètre pour différentes formes d'encintes, depuis le carré jusqu'à la fouille infiniment étroite (par rapport à sa longueur)



- Les puits sont trois fois (carré) à dix fois (fouille très étroite) plus serrés aux angles qu'aux milieux des grands côtés.

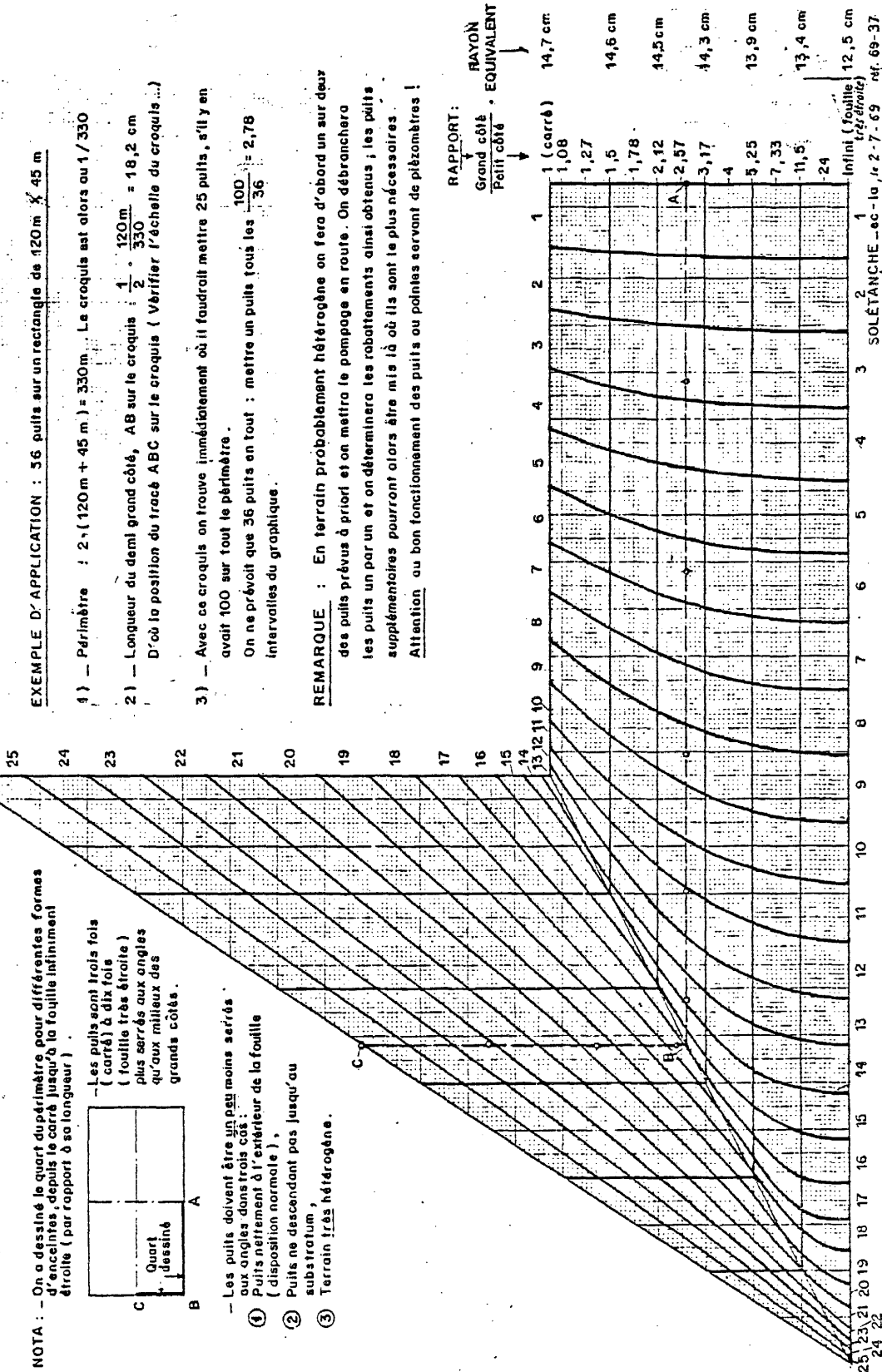
- Les puits doivent être un peu moins serrés aux angles dans trois cas :

- ① Puits nettement à l'intérieur de la fouille (disposition normale) ,
- ② Puits ne descendant pas jusqu'au substratum ,
- ③ Terrain très hétérogène .

EXEMPLE D'APPLICATION : 36 puits sur un rectangle de 120m x 45 m

- 1) - Périmètre : $2 \cdot (120\text{m} + 45\text{m}) = 330\text{m}$. Le croquis est alors au 1/330
- 2) - Longueur du demi grand côté, AB sur le croquis : $\frac{1}{2} \cdot \frac{120\text{m}}{330} = 18,2\text{ cm}$
D'où la position du tracé ABC sur le croquis (Vérifier l'échelle du croquis ...)
- 3) - Avec ce croquis on trouve immédiatement où il faudrait mettre 25 puits, s'il y en avait 100 sur tout le périmètre.
On ne prévoit que 36 puits en tout : mettre un puits tous les $\frac{100}{36} = 2,78$ intervalles du graphique.

REMARQUE : En terrain probablement hétérogène on fera d'abord un sur deux des puits prévus à priori et on mettra le pompage en route. On débranchera les puits un par un et on déterminera les rabattements ainsi obtenus ; les puits supplémentaires pourront alors être mis là où ils sont le plus nécessaires. Attention au bon fonctionnement des puits ou pointes servant de piézomètres !



Abaque pour le calcul de la répartition des puits dans une fouille rectangulaire
(de CAZENOVE, 1975 - Doc. Solétanche)