

Réflexions sur les mesures ponctuelles du coefficient de perméabilité par essais Lefranc

M. CASSAN

Directeur technique
honoraire de Fondasol
6, rue du Petit-Limas
84000 Avignon

Résumé

Nous présentons et commentons, dans cette communication, une méthode d'interprétation des essais Lefranc qui permet de mettre en évidence les diverses anomalies susceptibles de se produire dans le déroulement des essais et d'en fausser les résultats : colmatage dans les essais par injection, décolmatage ou entraînements d'éléments fins dans les essais par pompage.

Cette méthode consiste à étudier d'une part l'évolution, en fonction du temps et sous débit constant, de la charge hydraulique dans la cavité de filtration, et d'autre part l'évolution de la vitesse relative de l'eau dans le tube d'écoulement reliant cette cavité à la surface du sol. En ajustant une courbe théorique sur les points expérimentaux, il est alors possible de déterminer une valeur représentative du coefficient de perméabilité, même si cet ajustement n'est que partiel à condition qu'il ne concerne qu'un ensemble de points consécutifs à partir du début de l'essai.

Cette méthode a été illustrée par quelques exemples de courbes, mais aussi par des résultats obtenus sur deux grands chantiers où l'on a pu montrer une bonne concordance des résultats d'une part entre les essais Lefranc par injection et ceux par pompage mais également entre les essais Lefranc et les essais de pompage classiques dans un puits de gros diamètre assortis de piézomètres satellites.

Mots-clés : cavité de filtration, tube d'écoulement, charge hydraulique différentielle, charge variable, charge constante, injection, prélèvement, pompage, débit, vitesse relative d'écoulement, graphe des vitesses, colmatage, décolmatage, anomalies, courbe théorique, ajustement.

Reflections on the ponctual measures of the coefficient of permeability in Lefranc's tests

Abstract

A method of interpretation of Lefranc's tests is presented and commented. The paper points out the possible abnormal occurrences that can affect the result : sealing in the injection tests, « unsealing » or washing away of fine particles in pumping tests

The method consists of studying the change in the hydraulic load under a constant flow in the cavity of filtration in relation with time, and the change of the water relative speed in the draining pipe linking the cavity to the ground surface. By adjusting a theoretical curve to tests data, it is possible to determine a figure representative of the permeability coefficient, even if this adjustment is only partial, provided it includes a set of consecutive points at the beginning of the test.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} avril 2005.

The method is illustrated by some examples of curves and by results from two big construction sites. The results show a great similarity between the Lefranc's tests by injection and by pumping, and between the Lefranc's tests and classic pumping tests in a large well fitted with surrounding piezometers.

Key words : cavity of filtration, differential, al hydraulic load, variable load, constant load, injection, extraction, pumping, flow, relative speed of drainage, graph of speed, sealing, unsealing, anomalies, theoretical curve, adjustment.

La détermination du coefficient de perméabilité des sols est quelque chose de très délicat et de très incertain qui peut se faire en laboratoire certes, avec toutes les réserves que cela implique, mais qui s'opère le plus généralement in situ, soit par des essais ponctuels, plus précisément des essais Lefranc, soit par des essais de pompage avec mesures dans des piézomètres satellites.

Si l'unanimité se fait autour de l'essai de pompage, il n'en est pas de même de l'essai Lefranc, et il faut bien reconnaître que certains arguments avancés par ses détracteurs ne sont pas sans fondements. Pourtant, malgré les controverses qui l'entourent encore, cet essai est de plus en plus utilisé, vraisemblablement à cause de sa simplicité qui n'est d'ailleurs qu'apparente. C'est pourquoi, il convient de faire le point sur son efficacité et sa fiabilité à la lumière de l'expérience acquise depuis une vingtaine d'années tant dans le domaine expérimental que dans celui de l'interprétation.

1

Principe et réalisation de l'essai

Rappelons que l'essai Lefranc consiste d'une part à provoquer la percolation de l'eau à travers la paroi d'une cavité aménagée à l'intérieur d'un massif aquifère en créant, dans cette cavité, une charge hydraulique différentielle h par rapport à la charge hydrostatique initiale, et d'autre part à mesurer l'évolution de cette charge différentielle en fonction du temps.

Le premier problème qui se pose donc est celui de la réalisation de cette cavité car c'est d'elle que dépend,

en grande partie, la qualité et la représentativité de l'essai. Je ne fais qu'évoquer ce problème car les procédures de réalisation de cette cavité ont été parfaitement décrites dans la norme NFP 94.132 après de longues et laborieuses discussions.

A tout instant l'écoulement doit satisfaire à l'équation de continuité qui, en milieu homogène et isotrope, et en négligeant la compressibilité de l'eau et du sol, est une équation de Laplace dont l'intégration conduit à la relation fondamentale :

$$Q_s = m k h B \quad (1)$$

Dans laquelle :

- Q_s est le débit qui traverse la paroi de la cavité ;
- B est le diamètre efficace de la cavité que l'on assimile au diamètre du forage au fond duquel celle-ci a été aménagée ;
- m est le coefficient de forme de la cavité dont l'expression analytique est fonction de son élanement, c'est-à-dire du rapport λ entre sa longueur et son diamètre efficace.

Les expressions analytiques de m sont données dans le tableau ci-après (Cassan, 2004) et figurent dans la norme NFP.94.132 ;

– k est le coefficient de perméabilité du milieu supposé homogène et isotrope.

La charge hydraulique différentielle peut être produite en injectant ou en prélevant, dans la cavité, un débit constant Q (Fig. 1), et c'est autour de ce choix entre prélèvement et injection que se développe essentiellement la controverse.

TABEAU I Expressions analytiques du coefficient de forme.

λ	m
$\lambda \geq 10$	$\frac{2\pi\lambda}{\ln 2\lambda}$
$1,2 \leq \lambda < 10$	$\frac{2\pi\lambda}{\ln(\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 1})}$
$0,7 \leq \lambda < 1,2$	$\pi \sqrt{4\lambda + 1}$
$0,3 \leq \lambda < 0,7$	$\frac{\pi}{\sqrt{2}} \sqrt{4\lambda + 1}$
$0 < \lambda < 0,3$	$\frac{\pi \sqrt{1 - 4\lambda^2}}{2 \operatorname{Arccotg}(2\lambda + \sqrt{4\lambda^2 + 1})}$
0	2

L'expérience montre, en effet, que la méthode par injection conduit souvent à des phénomènes de colmatage qui peuvent être, soit un colmatage direct des parois de la cavité, soit la formation d'une zone de colmatage qui se crée à l'extérieur de la cavité, au sein même du massif, par déplacement et concentration des éléments les plus fins du sol sous l'action des forces de courant dirigées, dans ce cas, vers l'intérieur du massif. Comme l'essai par injection est beaucoup plus facile à réaliser que l'essai par prélèvement, lequel se fait en général par pompage ce qui nécessite des forages de plus gros diamètre, il tend, à l'heure actuelle, à se généraliser, de telle sorte que l'on ne dispose que de peu d'éléments de comparaison entre les deux méthodes, et que l'expérience que l'on a sur la méthode par pompage n'est pas très riche.

La méthode par prélèvement recommandée par la norme, présente une première difficulté qui est celle de la stabilité de la paroi de la cavité pendant l'essai.

On croit avoir résolu le problème en utilisant un manchon crépiné type *manchon Lefranc*, mais cette solution est illusoire car le manchon crépiné ne met pas à l'abri d'un entraînement des matériaux les plus fins du sol qui peuvent pénétrer dans la cavité si les trous

de la crépine sont trop importants, ce qui rend alors l'essai, sinon inexploitable, tout au moins peu représentatif par suite de l'augmentation de la porosité du sol sur une zone concentrique à la cavité.

Lorsque celle-ci est constituée par un tube crépiné que l'on descend dans un forage préalable, il faut éviter de l'entourer d'un géotextile qui est un élément favorable au colmatage externe. Mais le filtre en gravillon que l'on interpose entre le tube crépiné et la paroi du forage (Fig. 2) peut lui aussi se colmater.

Par ailleurs, dans les terrains finement granulaires, le phénomène de renard avec remontée du sol dans le tubage, est extrêmement fréquent, beaucoup plus fréquent que ne peuvent l'être les phénomènes de colmatage dans les essais par injection.

Avant de procéder à l'essai, il faudrait développer la cavité, mais si le développement est efficace, c'est-à-dire s'il n'y a pas de colmatage au cours du développement, la perméabilité de la zone développée devient plus importante que celle du sol non perturbé et on ne maîtrise plus le diamètre efficace de la cavité, car il n'est plus alors question d'assimiler ce diamètre à celui de son forage.

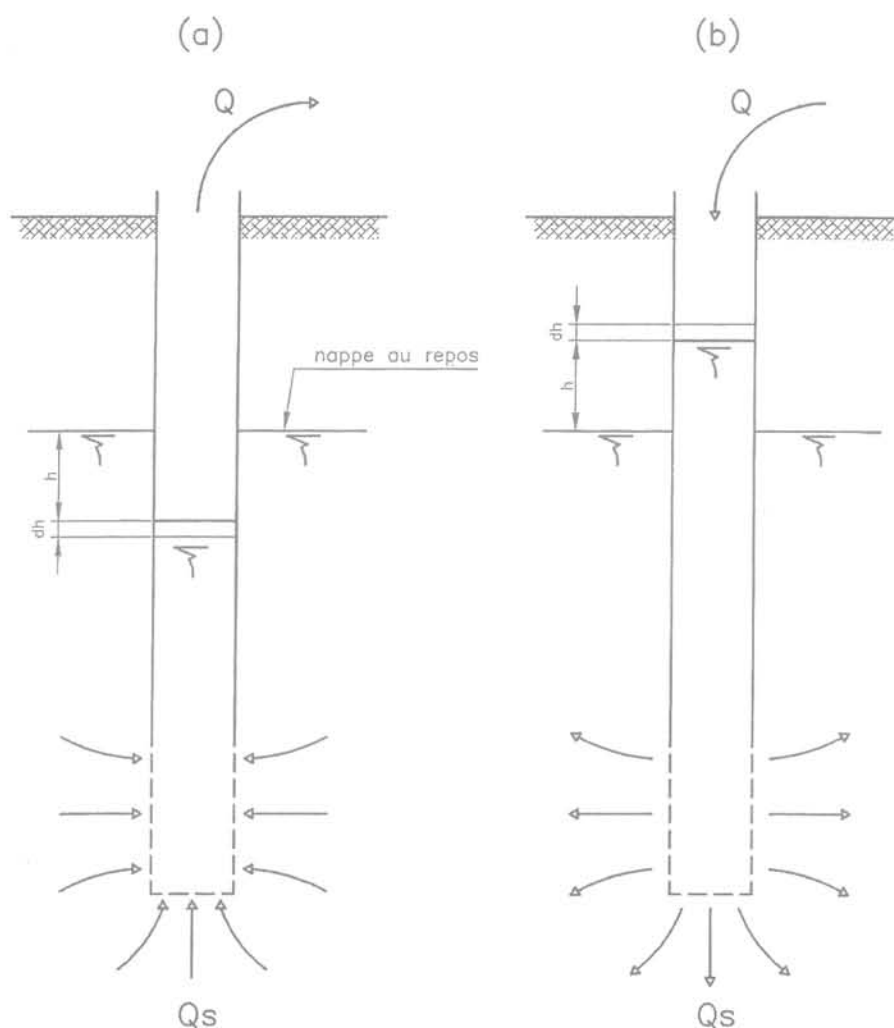


FIG. 1 Principe de l'essai Lefranc.
a) par prélèvement
b) par injection

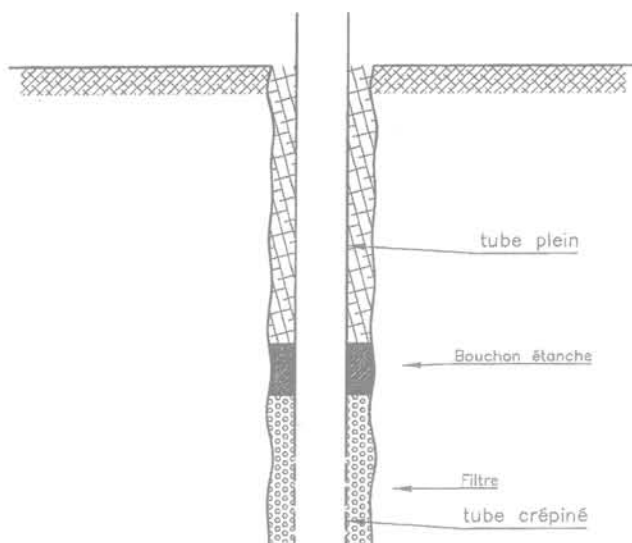


FIG. 2 Cavity constituée par un tube crépiné.

On voit donc que les deux méthodes, par pompage et par injection, présentent l'une et l'autre de nombreux inconvénients et que jeter un interdit sur la méthode par injection conduirait à la disparition progressive de l'essai Lefranc, ce qui serait regrettable car, comme nous le verrons par la suite, les méthodes récentes d'interprétation permettent d'apprécier la représentativité de chaque essai et de s'affranchir en grande partie des perturbations évoquées précédemment, en particulier de celles résultant de colmatages qui sont beaucoup plus dangereuses que celles provenant d'un décolmatage ou d'un simple renard, comme on peut s'en rendre compte, ne serait-ce que qualitativement, en se plaçant dans le cas théorique très simple d'une cavité sphérique.

Supposons en effet que l'essai Lefranc produise une perturbation hydraulique qui se développe depuis la paroi de la cavité sphérique de rayon r jusqu'à la sphère concentrique de rayon R , et que cette perturbation se traduise, sur toute l'épaisseur $R - r$ de la zone perturbée, par un coefficient de perméabilité k^* constant mais différent du coefficient de perméabilité k initial du sol. Dans ces conditions, l'essai Lefranc conduira à un coefficient de perméabilité apparent k_a différent de k^* et de k .

Il est alors facile de démontrer (Cassan, 2004) que :

$$\frac{k_a}{k} = \frac{\frac{R}{r}}{1 + \frac{\frac{R}{r} - 1}{k^*/k}}$$

Dans le cas d'un décolmatage ou d'un renard on a : $k \leq k^* < \infty$, et l'on voit alors que pour $k^* = \infty$ on a $\frac{k_a}{k} = \frac{R}{r}$. Ainsi donc lorsque la perturbation est maximale, le coefficient de perméabilité apparent tend vers une valeur limite finie.

Si par exemple, $\frac{R}{r} = 2$ on aura toujours :

$$k \leq k_a \leq 2k$$

ce qui n'est pas grave.

En revanche un colmatage, qui correspond à $0 \leq k^* \leq k$, conduit à une évaluation de k_a beaucoup plus éloignée de la réalité et par conséquent beaucoup plus dangereuse, comme le montre le tableau II ci-dessous

correspondant à $\frac{R}{r} = 1,2$ et $\frac{R}{r} = 2$.

TABLEAU II

$\frac{k^*}{k}$	$\frac{k_a}{k}$	
	$\frac{R}{r} = 1,2$	$\frac{R}{r} = 2$
∞	1,2	2
10^3	$\approx 1,2$	≈ 2
10^2	$\approx 1,2$	1,98
10	1,18	1,82
1	1	1
10^{-1}	$4 \cdot 10^{-1}$	$1,82 \cdot 10^{-1}$
10^{-2}	$5,97 \cdot 10^{-2}$	$1,98 \cdot 10^{-2}$
10^{-3}	$5,97 \cdot 10^{-3}$	$\approx 2 \cdot 10^{-3}$
10^{-4}	$\approx 6 \cdot 10^{-4}$	$\approx 2 \cdot 10^{-4}$

On entend souvent parler d'essai Lefranc à charge constante et d'essai Lefranc à charge variable. Il convient de bannir du langage cette dichotomie qui provient d'une ancienne pratique que j'ai d'ailleurs utilisée moi-même au début de ma carrière mais que j'ai condamnée et abandonnée depuis longtemps, et qui est schématisée sur la figure 3. Cette pratique consiste à injecter un débit Q_1 dans la cavité par l'intermédiaire d'un tube muni d'une surverse qui permet d'évacuer, dans un bac gradué, le débit excédentaire Q_2 . Le débit Q_s absorbé par le sol est alors :

$$Q_s = Q_1 - Q_2$$

La charge hydraulique différentielle h , qui correspond à ce débit, n'est autre que la distance verticale entre la surverse et le niveau statique initial de la nappe. Elle est par conséquent constante.

L'essai lui-même consistait alors à mesurer, en fonction du temps, l'abaissement du niveau de l'eau dans le bac, ce qui permettait de calculer le volume cumulé V_s de l'eau injecté dans le sol au temps t :

$$V_s(t) = \int_0^t (Q_1 - Q_2) dt$$

Lorsque tout se passait bien, Q_2 était constant et la courbe $V_s(t)$ était une droite passant par l'origine. Le

débit $Q_s = \frac{dV_s}{dt}$ qui pénétrait dans le sol était donc

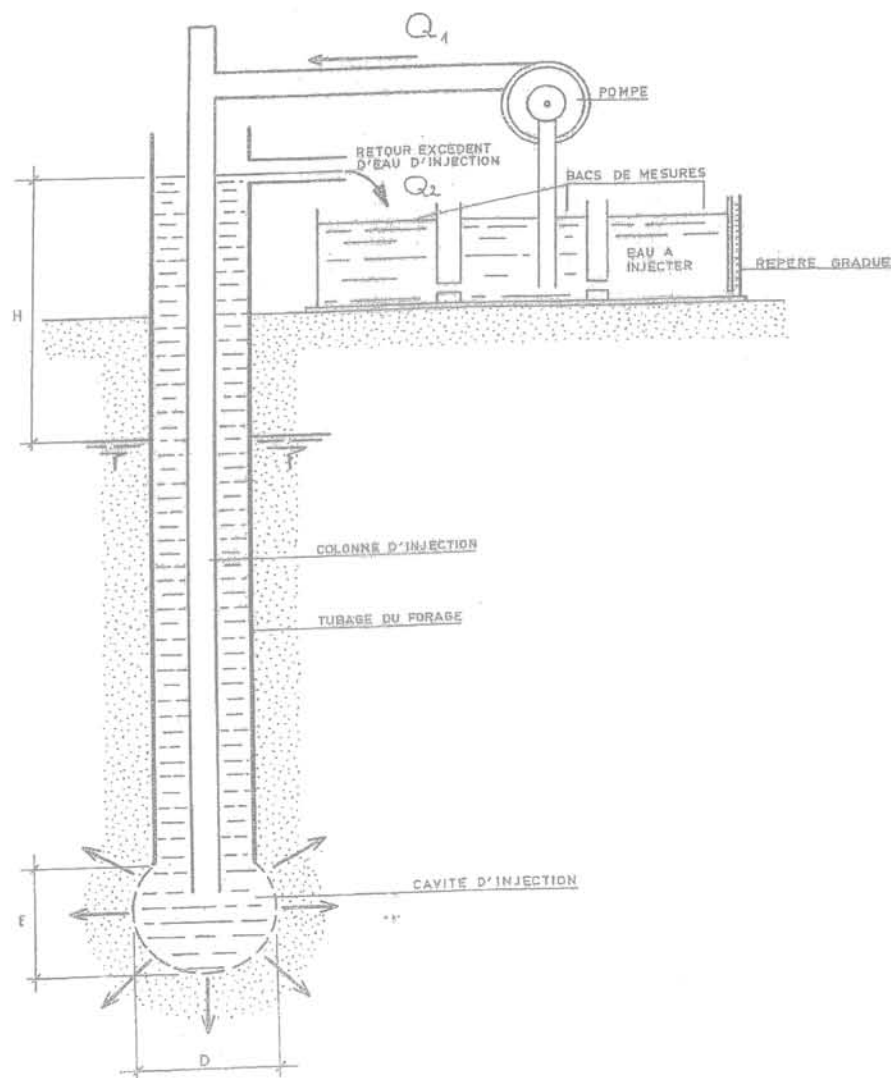


FIG. 3 Essai Lefranc par injection à charge constante.

constant et comme la charge différentielle était également constante, on avait donc, avec cette méthode :

$$k = \frac{Q_s}{mhB}$$

Mais lorsque la courbe $V_s(t)$ n'était plus une droite, on se trouvait bien embarrassé, sauf si la courbe passait sans ambiguïté par l'origine, auquel cas on pouvait admettre comme débit la pente de la tangente à l'origine de cette courbe.

D'une façon générale lorsqu'on injecte ou que l'on pompe un débit constant dans une cavité sans imposer une valeur de la charge différentielle, cette charge évolue en fonction du temps et ne devient constante que lorsque le débit qui traverse la paroi de la cavité est devenu égal au débit imposé : c'est le régime permanent dans lequel l'essai devient un essai à charge constante. Mais, comme nous le verrons plus loin, ce régime n'est pas toujours atteint.

C'est pourquoi la procédure de l'essai, telle qu'elle est d'ailleurs décrite dans la norme, consiste à injecter ou à prélever directement un débit constant Q dans la cavité et à relever, en fonction du temps, le niveau de l'eau dans le tube d'écoulement qui relie la cavité aux dispositifs de

surface. On peut alors calculer les charges hydrauliques qui sont égales, à tout instant, à la différence entre le niveau de l'eau dans le tube d'écoulement et le niveau statique initial de la nappe au repos.

Ce niveau de la nappe au repos est un paramètre particulièrement important car il a une grande influence sur la valeur de k , mais il est d'autant plus difficile à appréhender que le sol est moins perméable, compte tenu du temps de réponse des forages.

Il m'est arrivé d'entendre dire que ce n'est pas le niveau de la nappe au repos qu'il convenait de prendre en compte, mais le niveau de l'eau dans le sol à l'extérieur de la cavité, mais à son voisinage immédiat. Indépendamment du fait que cette mesure nécessiterait des dispositions tout à fait particulières et très difficiles à mettre en œuvre, elle ne servirait à rien, car son utilisation serait incorrecte sur le plan théorique.

En effet, dans l'intégration de l'équation de Laplace, les conditions aux limites sont les valeurs de la charge hydraulique respectivement dans la cavité et à l'infini.

Soit donc (Fig. 4) :

$-z_c$ la cote d'un point quelconque situé à l'intérieur de la cavité ;

- h_c la hauteur d'eau dans le tube d'écoulement au-dessus de ce point ;
- u_c la pression hydraulique en ce point ;
- h_0 la hauteur initiale du niveau de la nappe au repos (niveau hydrostatique) au-dessus du plan horizontal passant par ce point (cote z_c) ;
- u_0 la pression hydraulique à l'infini à la cote z_c ;
- γ_w le poids volumique de l'eau.

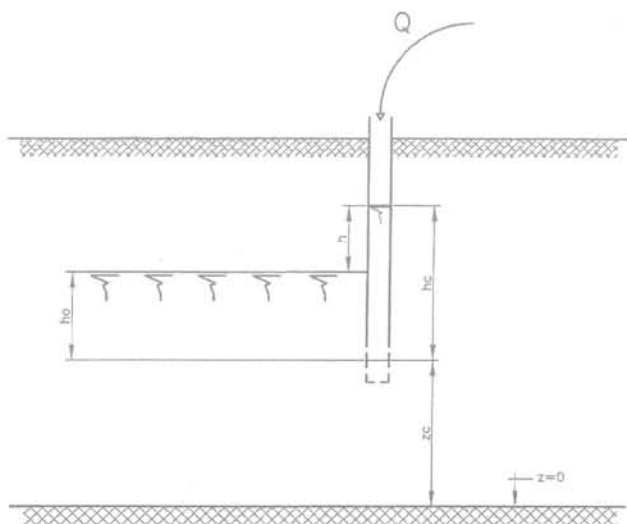


FIG. 4 Conditions aux limites dans un essai par injection.

La charge hydraulique dans la cavité est alors, d'après l'équation de Bernoulli :

$$\varphi_c = z_c + \frac{u_c}{\gamma_w} = z_c + h_c$$

La charge hydraulique à l'infini est de même :

$$\varphi_0 = z_c + \frac{u_0}{\gamma_w} = z_c + h_0$$

La différence de charge (ou différence de potentiel) $\Delta\varphi = \varphi_c - \varphi_0$, qui engendre le mouvement de l'eau à travers la paroi de la cavité, est donc :

$$\varphi_c - \varphi_0 = h_c - h_0 = h$$

Elle est donc constante et la cavité est bien une surface équipotentielle.

On voit bien que le niveau initial de la nappe représente l'une des conditions aux limites du problème. Tout se passe alors comme si la cavité était soumise à un potentiel égal à h sur sa paroi et nul à l'infini.

A partir des mesures du niveau de l'eau dans le tube d'écoulement de la cavité, mesures manuelles ou de préférence mesures enregistrées automatiquement, on peut alors tracer, par points, la courbe de l'évolution de la charge hydraulique différentielle en fonction du temps (Fig. 5).

2

Interprétation de l'essai

2.1

Méthode de la courbe théorique

L'essai est interprété à partir de la courbe de la figure 5, l'ensemble des couples de coordonnées (h, t) mesurées constituant les données du problème. On voit apparaître sur cette courbe deux domaines, l'un, le domaine 1 correspondant à un régime transitoire au cours duquel la charge évolue en fonction du temps et l'autre, domaine 2, correspondant à un régime permanent dans lequel la charge reste constante.

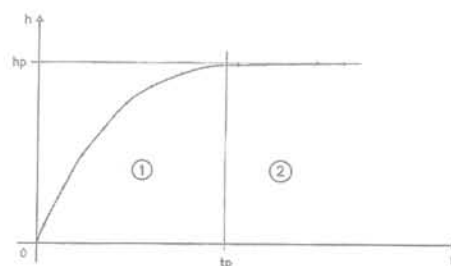


FIG. 5 Évolution de la charge différentielle en fonction du temps.
① régime transitoire
② régime permanent

Or la relation (1), qui relie le débit Q_s percolant dans le sol à la charge h , est valable quel que soit h et par conséquent à tout instant.

Supposons alors qu'on réalise un essai en prélevant un débit Q constant dans la cavité.

A l'instant t , la cavité est alimentée par un débit Q_s provenant de la nappe. Pendant un temps dt , le volume d'eau prélevé dans la cavité est Qdt et le volume d'alimentation est $Q_s dt$.

L'abaissement du niveau de l'eau dans le tube signifie donc que le volume de prélèvement est supérieur au volume d'alimentation. La différence entre ces deux volumes est donc égale au volume correspondant à l'abaissement dh de l'eau dans le tube d'écoulement pendant le temps dt .

Si S désigne l'aire de la section droite intérieure de ce tube, on obtient donc :

$$Qdt - Q_s dt = S dh$$

soit :

$$Q - Q_s = S \frac{dh}{dt} \quad (2)$$

De même, si on opère par injection d'un débit Q , le débit de remontée de l'eau dans le tube d'écoulement est alors égal à la différence entre le débit qui alimente la cavité et le débit Q_s qui en sort pour s'écouler dans le sol.

On a donc la même relation, entre les débits, que précédemment et on peut écrire dans les deux cas :

$$S \frac{dh}{dt} + Q_s = Q$$

soit encore puisque : $Q_s = m k B h$

$$S \frac{dh}{dt} + mkBh = Q \quad (3)$$

La séparation des variables est évidente et l'on a immédiatement, entre les instants t_0 et t :

$$\int_{t_0}^t dt = \int_{h_0}^h \frac{S dh}{Q - mkBh}$$

soit :

$$h = \frac{Q}{mkB} + \left(h_0 - \frac{Q}{mkB} \right) \exp \left[- \frac{mkB}{S} (t - t_0) \right] \quad (4)$$

Si $h_0 = 0$ et $t_0 = 0$, l'expression précédente se simplifie et devient :

$$h = \frac{Q}{mkB} \left[1 - \exp \left(- \frac{mkB}{S} t \right) \right] \quad (5)$$

Dans les deux cas, le graphe de h présente donc une asymptote horizontale d'ordonnée $\frac{Q}{mkB}$ qui correspond par conséquent au régime permanent.

Dans le cas simple de la forme (5), on voit que :

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q}{S} \exp \left(- \frac{mkB}{S} t \right)$$

et que, par conséquent, la pente de la tangente à l'origine de la courbe $h(t)$ est égale à $\frac{Q}{S}$.

Toutes les courbes théoriques doivent donc être tangentes à cette droite.

L'interprétation de l'essai se fait alors à l'aide d'un logiciel qui permet de tracer la courbe théorique ci-dessus lorsqu'on connaît k (Fig. 6a).

On introduit donc dans le micro-ordinateur les couples de valeurs expérimentales (h , t), dont les points représentatifs apparaissent sur l'écran et, en se fixant différentes valeurs de k , on cherche une courbe théorique qui s'ajuste le mieux possible sur les points expérimentaux. Cette méthode de superposition, qui est courante dans les sciences de la Terre en particulier pour l'interprétation des essais de pompage, comme dans les méthodes de Theis (1940) en milieu homogène, de Hantush (1955 et 1964) dans le cas de la drainance, ou de Boulton (1954 et 1963) dans le cas de débit retardé, s'avère particulièrement simple et rapide dans le cas présent, car elle ne demande que deux ou trois minutes par essai après la saisie des données.

Lorsque l'ajustement n'est pas possible par suite d'une anomalie de l'essai, on cherche une courbe qui s'ajuste sur les premiers points du graphe et la valeur de k correspondante est la valeur cherchée.

Les principaux cas d'anomalies qui peuvent se présenter sont schématisés sur la figure 7.

2.2

Méthodes de la courbe des vitesses relatives

On dérive la courbe de charge expérimentale de la figure 5 en calculant la pente $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ de la tangente en différents points de cette courbe. Or $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ n'est autre que la vitesse relative v du mouvement de l'eau dans le tube d'écoulement par rapport à la vitesse de percolation

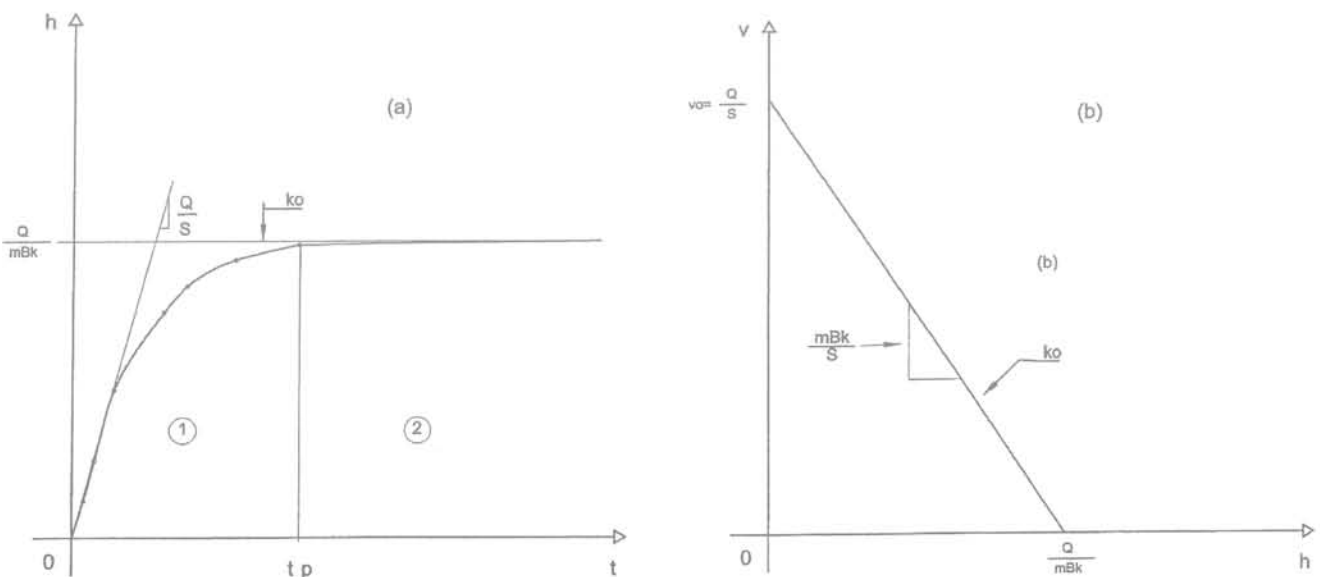


FIG. 6 Évolution théorique de la charge différentielle en fonction du temps (a) et de la vitesse dans le tube d'écoulement en fonction de la charge (b).

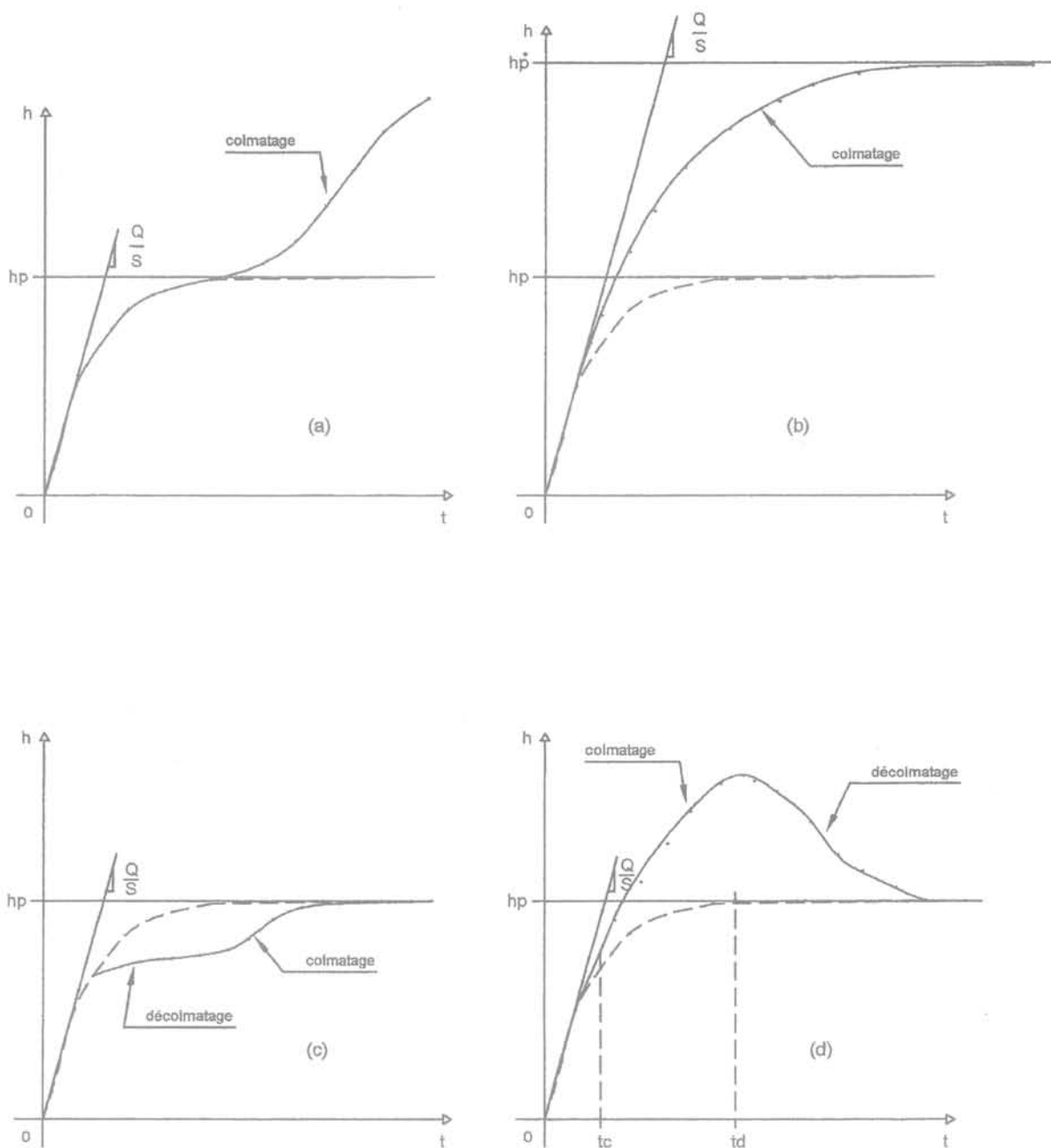


FIG. 7 Principaux cas d'anomalies de l'évolution de la charge en fonction du temps.

— Courbe expérimentale.

--- Courbe théorique s'ajustant sur les premiers points expérimentaux.

à travers la paroi de la cavité comme on peut s'en rendre compte d'après l'équation (2).

On trace alors le graphe de $v = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ en fonction de h . En vertu de l'équation différentielle (3), ce graphe doit être une droite de pente $-\frac{mkB}{S}$, et dont l'abscisse à l'origine est égale à $\frac{Q}{mkb}$, et l'ordonnée à l'origine est $\frac{Q}{S}$ (Fig. 6b). On dispose donc de deux évaluations de k .

Cette ordonnée à l'origine est particulièrement importante car elle constitue une donnée incontournable du problème, puisque Q est le débit que l'on injecte ou que l'on pompe dans le tube d'écoulement et S est la surface de la section droite de ce tube. Ce sont donc deux grandeurs parfaitement connues et parfaite-

ment constantes. Le rapport $\frac{Q}{S}$ n'est autre que la vitesse moyenne de circulation de l'eau dans une conduite qui véhicule, à pleine section, le débit Q imposé.

Puisque la droite $v(h)$ doit obligatoirement passer par le point d'abscisse nulle et d'ordonnée $\frac{Q}{S}$, il en résulte que toute configuration dans laquelle l'ordonnée à l'origine de la droite expérimentale est différente de $\frac{Q}{S}$ traduit une anomalie.

Les anomalies les plus fréquemment rencontrées sont données sur les figures 8 et 9 où les droites expérimentales sont figurées en traits pleins et leurs prolongements, jusqu'aux axes de coordonnées, en trait discontinu.

Nous allons analyser brièvement les cinq cas exposés.

Le graphe expérimental de $v(h)$ (Fig. 8a) est constitué de deux segments de droite AB et BC. Le point A, situé sur l'axe vertical a pour ordonnée $\frac{Q}{S}$. Le segment

AB correspond donc à la réponse hydraulique d'un sol non perturbé et sa pente permet de calculer le coefficient de perméabilité k représentatif de ce sol. L'abscisse du point A', intersection du prolongement de AB avec l'axe des charges correspond au régime permanent qu'on aurait obtenu en l'absence de perturbation.

Le segment BC correspond à la réponse hydraulique d'un sol perturbé. Comme la pente de BC est plus faible que celle de AB, le coefficient de perméabilité k^* est plus faible que k . L'abscisse h_p^* du point C correspond au régime permanent réellement obtenu, qui est

relatif au terrain colmaté. On a donc $k^* = \frac{Q}{mbh_p^*} < k$ puisque $h_p^* > h_p$.

La droite complète C'BC correspondrait à un essai non perturbé dans un sol homogène de coefficient de perméabilité k^* dans lequel le débit de pompage (ou d'injection) serait $Q^* < Q$. Dans la représentation $h(t)$ ce cas correspond à celui illustré par la figure 7b.

Sur la figure 8b, le graphe des vitesses relatives est également constitué de deux segments de droite, mais alors que dans la figure 8a le sommet B du triangle ABC était situé du côté de l'origine des coordonnées par rapport à la base AC, dans le cas présent le sommet B est situé de l'autre côté de AC.

En raisonnant comme précédemment, on voit que le segment AB est relatif au sol non perturbé et permet d'évaluer le coefficient de perméabilité k représentatif de ce sol et que la perturbation représentée par le segment BC correspond à un coefficient de perméabilité $k^{**} > k$. La droite complète CBC' représenterait un essai dans un sol non perturbé de coefficient de perméabilité k^{**} dans lequel on aurait pompé ou injecté un débit $Q^{**} > Q$. La perturbation est donc un décolmatage ou, ce qui revient au même, un débourrage.

Sur la figure 8c, le graphe des vitesses présente une

première phase linéaire d'ordonnée à l'origine $\frac{Q}{S}$, puis

la vitesse devient constante et le graphe est constitué par une droite parallèle à l'axe des charges. Il est facile de montrer que cette deuxième phase correspond à un colmatage progressif au cours duquel le produit kh reste constant.

Posons, en effet, pour simplifier l'écriture $\frac{Q}{S} = v_0$ et

soit v_s la valeur constante de la vitesse de l'eau dans le tube d'écoulement.

L'équation (3) peut alors s'écrire dans cette deuxième phase :

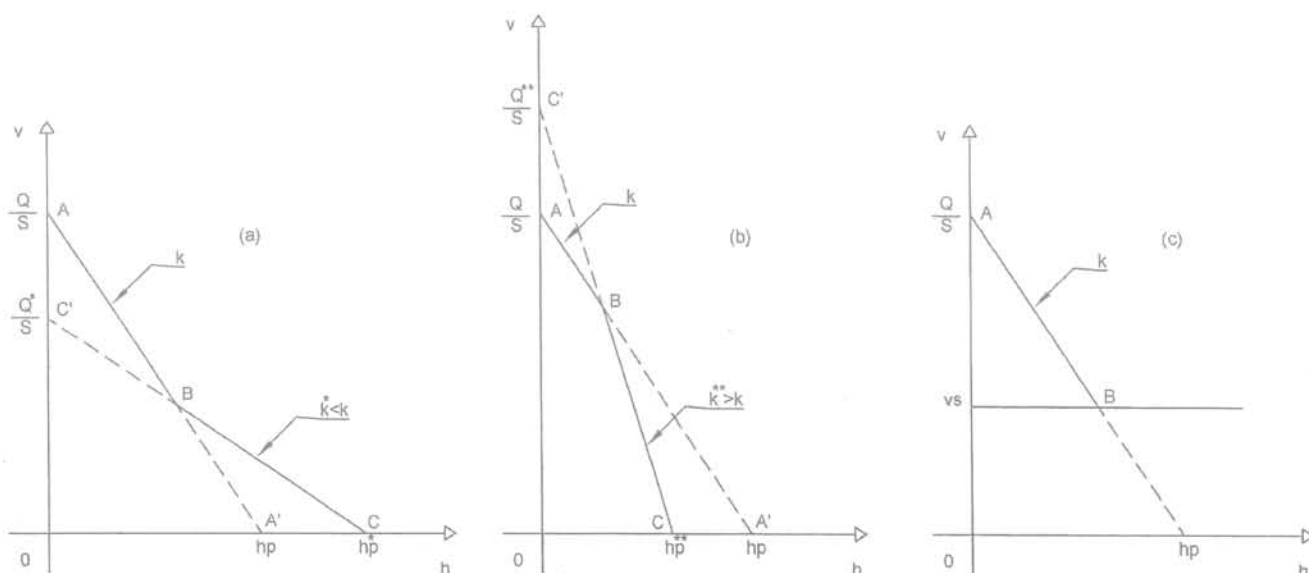


FIG. 8 Anomalies des courbes de vitesse.

- (a) colmatage stabilisé
- (b) décolmatage stabilisé
- (c) colmatage progressif

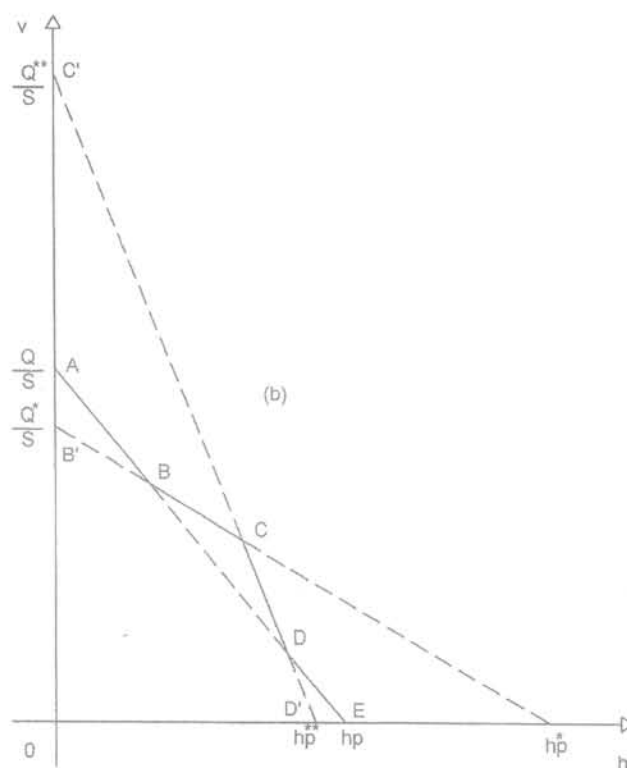
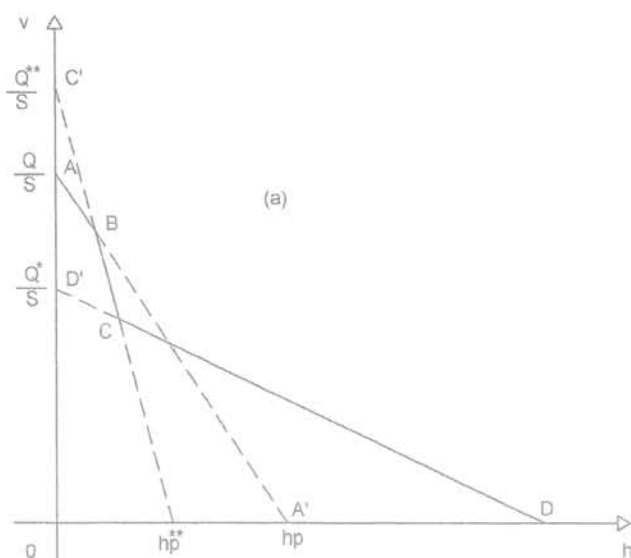


FIG. 9 Anomalies des courbes de vitesse.

(a) début d'essai correct suivi d'un débouillage puis d'un colmatage.

(b) début d'essai correct suivi d'un colmatage puis d'un décolmatage ; fin d'essai correct.

$$v_s + \frac{mB}{S} kh = v_0$$

soit :

$$kh = \frac{(v_0 - v_s)S}{mB}$$

Comme v_0 et v_s sont constants, il en résulte que le produit kh est également constant.

Le graphe des vitesses comprend ici trois segments et il est facile de voir que :

- le segment AB correspond au terrain non perturbé et permet d'évaluer son coefficient de perméabilité k ;
- le segment BC traduit un débouillage et conduit à un coefficient de perméabilité $k^{**} > k$;
- le segment CD représente un colmatage avec un coefficient de perméabilité $k^* < k$.

Le graphe des vitesses relatives comporte ici quatre segments de droite et correspond très exactement à la courbe de la figure 7d. Il est facile en effet de montrer que :

- le segment AB correspond à un début d'essai correct permettant d'évaluer le coefficient réel k ;
- le segment BC correspond à un colmatage avec $k^* < k$;
- le segment CD traduit un décolmatage avec $k^{**} > k$;
- le segment DE prolongement de AB à un retour à l'état initial non perturbé.

Ces anomalies théoriques ne sont pas des vues de l'esprit, mais sont confirmées par l'expérience comme le

montrent les courbes des figures 10 et 11, extraites d'une étude assez complète réalisée par Fondasol pour EDF sur l'Isère à proximité d'Albertville entre Cevins et La Batie, et celles des figures 12 et 13 relatives au palais de justice de Lyon. On remarquera en particulier sur la figure 13b, que l'interprétation sous débit nul, après arrêt de la pompe, conduit pratiquement à la même valeur de k que l'interprétation effectuée à partir de la figure 13a.

Comme on peut le voir, certains essais qui auraient été, jadis, considérés comme inexploitable ont conduit à des résultats tout à fait représentatifs grâce à la méthode d'interprétation exposée précédemment.

2.3

Cas particulier dit du « débit nul »

Lorsque l'essai est terminé, on arrête la pompe et l'on doit mesurer en fonction du temps, comme l'indique la norme, l'évolution du niveau de l'eau dans le tube d'écoulement : remontée si on a opéré par prélèvement, ou descente si on a opéré par injection.

Le phénomène est régi par l'équation (3) dans laquelle on fait $Q = 0$.

On obtient alors :

$$\frac{dh}{dt} + \frac{mkB}{S} h = 0 \quad (6)$$

$$\text{d'où : } h = h_0 \exp\left(-\frac{mkB}{S} t\right)$$

E5 P:24 B:3

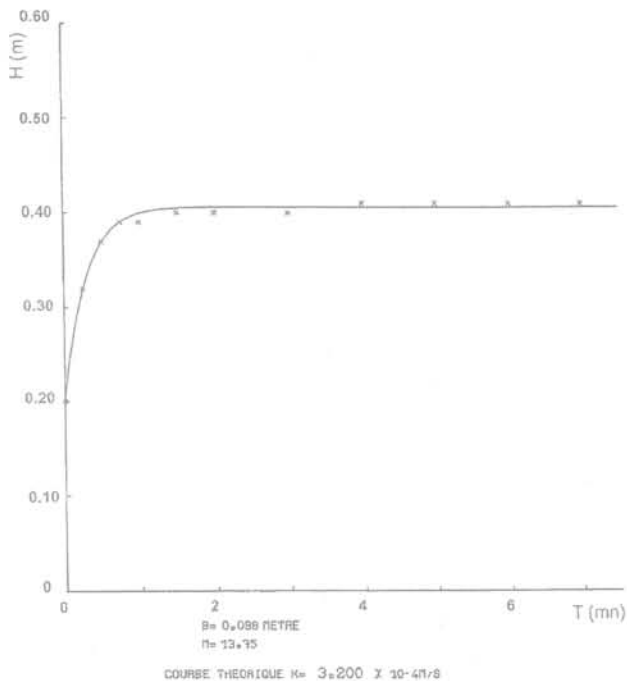


FIG. 10A EDF Cevins.
Ajustement d'une courbe.

E5 P:24 B:3

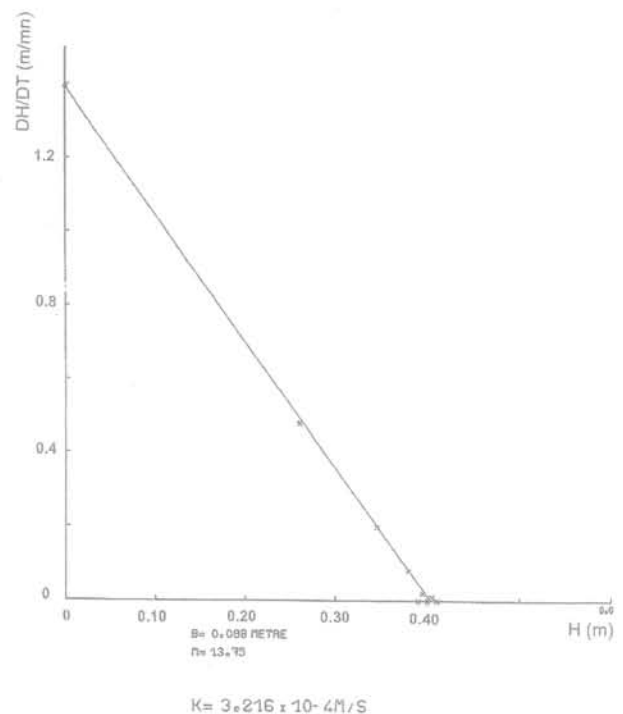


FIG. 10B EDF Cevins.
Traitement graphique de l'équation différentielle.

Dans cette relation :

- h_0 est la charge différentielle au moment de l'arrêt de la pompe,
- t est le temps compté à partir de l'arrêt de la pompe.

On obtient alors une nouvelle évaluation de k en ajustant la courbe théorique sur les points expérimentaux à l'aide du même logiciel qu'en II.1.

On peut également travailler sur le graphe des vitesses relatives $v = \frac{dh}{dt}$ qui est la droite représentée dans le système (v, h) , par l'équation (6).

Cet essai sous débit nul est souvent appelé *essai sous charge variable*, mais on voit bien qu'il ne s'agit, en fait, que d'un cas particulier de l'essai Lefranc puisque, comme on vient de le voir, on l'interprète en faisant $Q = 0$ dans les formules générales.

Cet essai est spécifiquement utilisé dans le cas de terrains peu perméables lorsque le débit que peut absorber le sol est trop faible.

La méthode par injection consiste alors à remplir le forage et à mesurer l'abaissement du niveau de l'eau en fonction du temps, et la méthode par prélèvement consiste à vider partiellement le forage et à relever la remontée de l'eau.

Cette dernière méthode a fait l'objet dans les années soixante de la mise au point par un ingénieur de Solétanche, J. Brillant, d'un dispositif très ingénieux et très pratique, et l'essai correspondant a été appelé *essai Brillant* (J. Brillant 1960 et 1966).

Malheureusement cet essai est tombé dans l'oubli et il n'est pas certain que l'appareillage existe encore sauf peut-être dans les caves de Solétanche !

Il existe, certes, des essais en forage, appelés *essais à charge variable* qui ressemblent à des essais Lefranc, mais qui ne sont pas des essais Lefranc, et qui relèvent de normes différentes car ils ne sont applicables qu'aux sols de très faibles perméabilités.

Il s'agit :

- de l'essai à charge variable en forage ouvert applicable à la mesure de coefficients de perméabilité compris entre 10^{-6} et 10^{-9} m/s et régi par la norme NFX.30.423 (septembre 2002) ;
- de l'essai à charge variable en forage fermé applicable à la mesure de coefficients de perméabilités inférieurs à 10^{-8} m/sec et régi par la norme NFX.425 (août 2002).

Ces deux essais nécessitent des dispositifs expérimentaux et des corrections de mesures spécifiques, en particulier la correction de la viscosité dynamique de l'eau en fonction de la température. Si l'interprétation du premier est, peut être un peu abusivement, la même que celle de l'essai Lefranc sous débit nul, l'interprétation du second que l'on appelle quelquefois *choc hydraulique* est très différente et beaucoup plus complexe, et fait intervenir la compressibilité du sol et celle de l'eau.

Ne s'agissant pas d'essais Lefranc, je me limiterai à cette simple évocation, car tout développement nous

E2 P:44.5 B:0

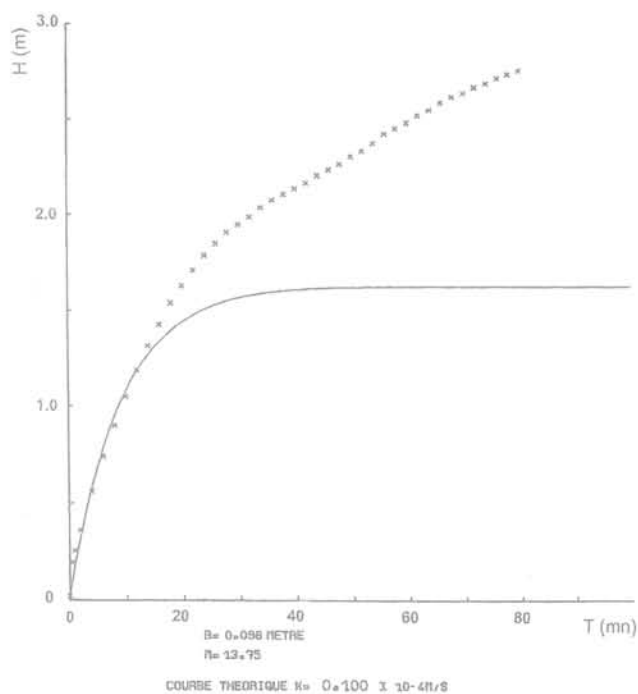


FIG. 11A EDF Cevins.
Ajustement d'une courbe théorique.

E2 P:44.5 B:0

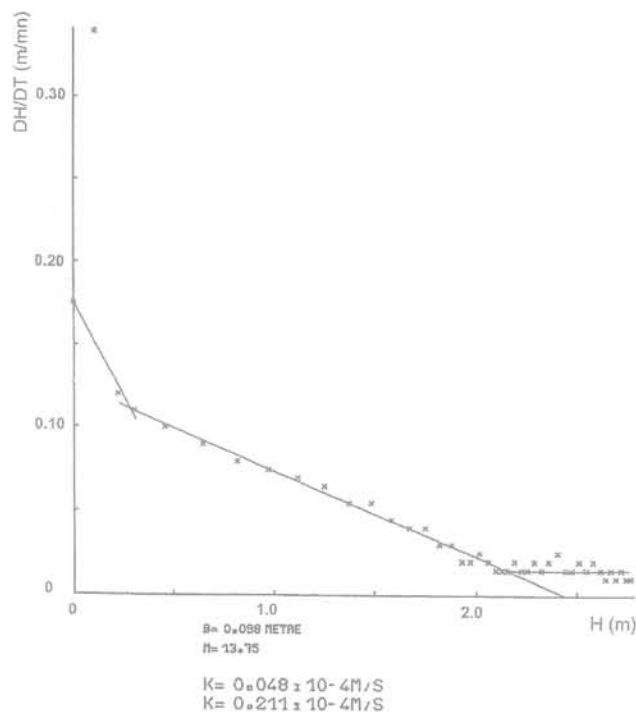


FIG. 11B EDF Cevins.
Traitement graphique de l'équation différentielle.

SC5 P: 23.70M DEBIT: 5.61.10-4M3/S

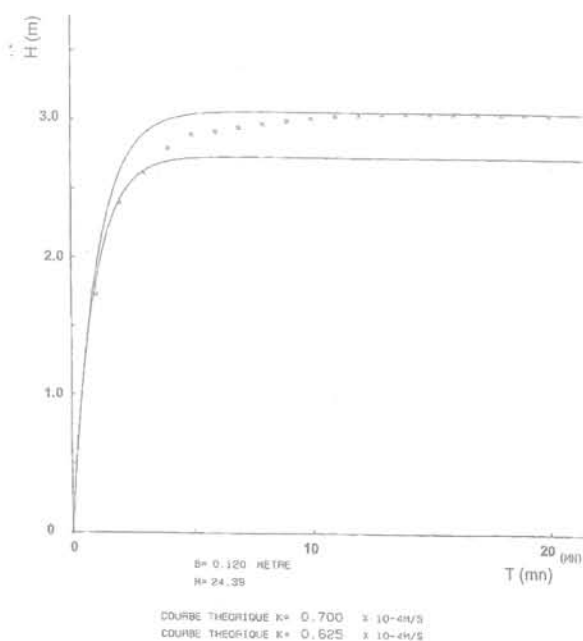


FIG. 12A Palais de Justice de Lyon.
Ajustement d'une courbe théorique (léger colmatage).

SC5 P: 23.70M REMONTEE

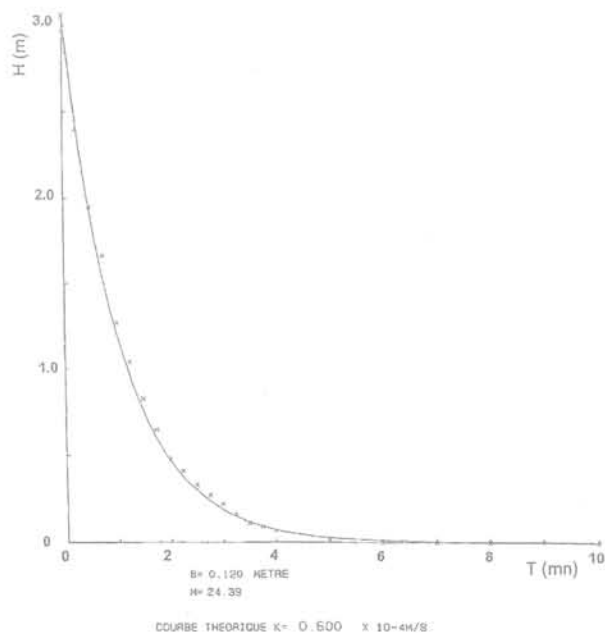


FIG. 12B Palais de Justice de Lyon - débit nul.
Après arrêt des pompes.

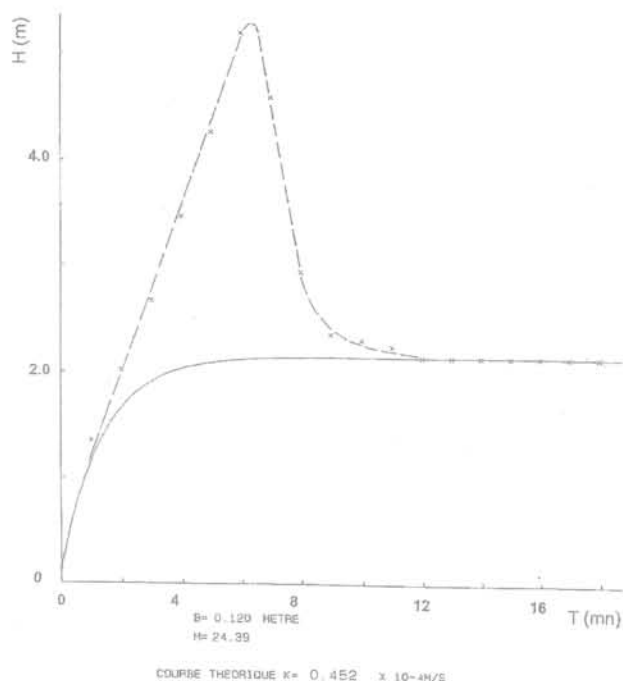


FIG. 13A Palais de Justice de Lyon.
Colmatage suivi d'un décolmatage et d'une stabilisation.

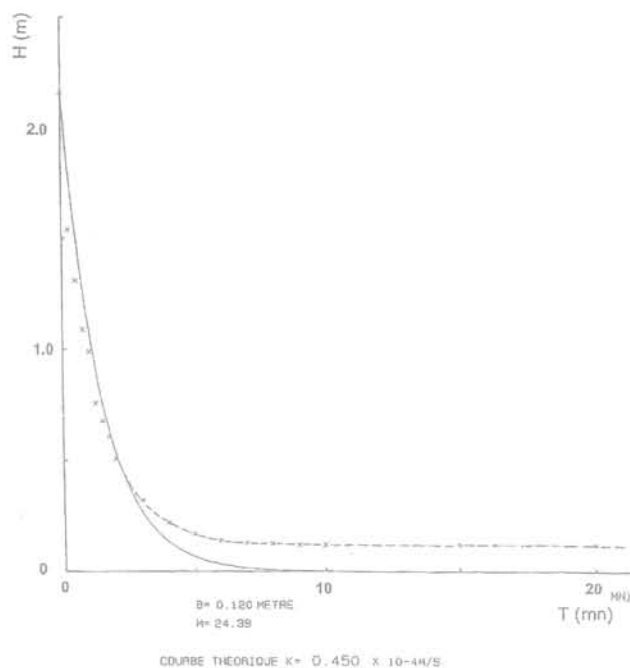


FIG. 13B Palais de Justice de Lyon – débit nul.
Après arrêt des pompes.

entraînerait trop loin, mais je rappellerai que dans la première phase de l'essai Lefranc la charge est variable et qu'elle n'est constante que dans la deuxième phase, lorsque le régime permanent est atteint.

3

Analyse de cas réels

Nous allons analyser ici les résultats obtenus sur deux grands chantiers.

Le premier concerne une étude hydrogéologique qui a permis de comparer des essais Lefranc classiques réalisés par injection et des essais Lefranc réalisés par pompage dans une cavité de grande dimension.

Le second concerne l'étude du rabattement permanent d'une nappe qui a permis, d'une part, de comparer les résultats d'essais Lefranc classiques avec ceux d'un pompage traditionnel et, d'autre part, de comparer les débits de rabattement prévus dans l'étude et les débits réellement obtenus.

3.1

Aménagement Romanche-Isère (EDF)

Cette opération située entre Vizille et Séchilienne a comporté la réalisation de :

- trois forages de reconnaissance géologique carottés à la colonne de 120/140 mm et descendus entre 36 et

40 mètres de profondeur, puis équipés de piézomètres de 40/49 mm ;

- trois forages destructifs de 120/140 mm pour la réalisation d'essais Lefranc ;

- un puits de pompage de 500 mm de diamètre descendu à 30 mètres de profondeur et assorti de 16 piézomètres satellites, dont 10 furent arrêtés à 15 mètres et 6 descendus à 26 mètres. Ce puits était destiné à réaliser des essais de pompage sous fort débit.

Les terrains traversés sont les alluvions de la Romanche constitués par une succession de sables plus ou moins graveleux et de graves sableuses, à éléments centimétriques à décimétriques, pouvant être localement limoneuses avec des passages de gros blocs.

Il s'agit donc d'un matériau granulaire à granulométrie assez variable et présentant, au-dessous de 16 mètres, une tendance légèrement plus argilo-limoneuse (Fig. 14).

La principale particularité de l'opération a résidé dans la réalisation du puits et des pompes qui a comporté trois phases.

Première phase :

- forage du puits à l'hammergrab avec tubage de 500 mm jusqu'à 15 mètres de profondeur ;

- équipement du puits avec un tube crépiné de 350 mm de diamètre, filtre en gravillon et développement à l'émulseur ;

- remontée du tube extérieur de 500 mm sur une hauteur de 5 mètres ;
- pompage sous un débit de 480 m³/heure pendant 20 heures avec mesures dans le puits et les piézomètres.

Deuxième phase :

- extraction du tube crépiné de 350 mm ;
- reprise du forage à l'hammergrab avec tubage de 500 mm jusqu'à sa profondeur définitive de 30 mètres ;
- équipement du puits avec le tube crépiné de 350 mm et développement à l'émulseur ;
- remontée du tube extérieur sur une hauteur de 10 mètres ;
- pompage sous un débit de 460 m³/heure pendant 62 heures avec mesures dans le puits et les piézomètres.

Troisième phase :

- extraction complète du tubage de 500 mm ;
- équipement définitif du puits ;
- pompage classique dans le puits crépiné sur toute sa hauteur.

Ce qui est intéressant dans cette procédure, c'est que, dans les deux premières phases, le puits n'était pas crépiné sur toute sa hauteur mais seulement à sa base, sur une hauteur de 5 mètres pour le premier pompage et de 10 mètres pour le second, et que cette partie crépinée était hydrauliquement isolée par le tube de forage Φ 500 dont le sabot n'était pas débordant.

Dans les trois phases, le pompage a été interprété de manière classique à partir des piézomètres satellites ce qui a permis d'évaluer la transmissivité de l'aquifère mais pas son coefficient de perméabilité puisque l'épaisseur de cet aquifère était très importante et non précisée (plus de 50 mètres).

En revanche, dans les deux premières phases, compte tenu des dispositions adoptées et décrites ci-dessus, le phénomène hydraulique dans le puits en cours de pompage est identique à celui d'un essai Lefranc.

On a donc étudié l'évolution du niveau de l'eau dans le puits comme s'il s'agissait d'essais Lefranc avec des cavités de grandes dimensions (diamètre 0,50 mètre et longueurs de 5 et 10 mètres) et sous des débits très élevés, ce qui n'est évidemment pas courant.

Tous les essais Lefranc, qu'il s'agisse des essais classiques dans les forages spécifiques en 120/140 mm ou des deux essais dans le puits de pompage, ont été analysés selon les méthodes exposées précédemment.

Dans le premier pompage, la courbe d'évolution de la charge en fonction du temps présente, dès le départ, des anomalies qui évoquent un phénomène de colmatage. Il n'a pas été possible de trouver une courbe théorique qui s'ajuste sur les points expérimentaux mais les six premiers points correspondant aux dix premières minutes, semblent, à la rigueur, pouvoir être considérés comme voisins d'une courbe théorique. Une évaluation du coefficient de perméabilité à partir de ces points a donné :

$$k = 3.10^{-2} \text{ m/s}$$

Au bout de 10 heures de pompage on voit apparaître un palier d'une durée de 4 heures (Fig. 15).

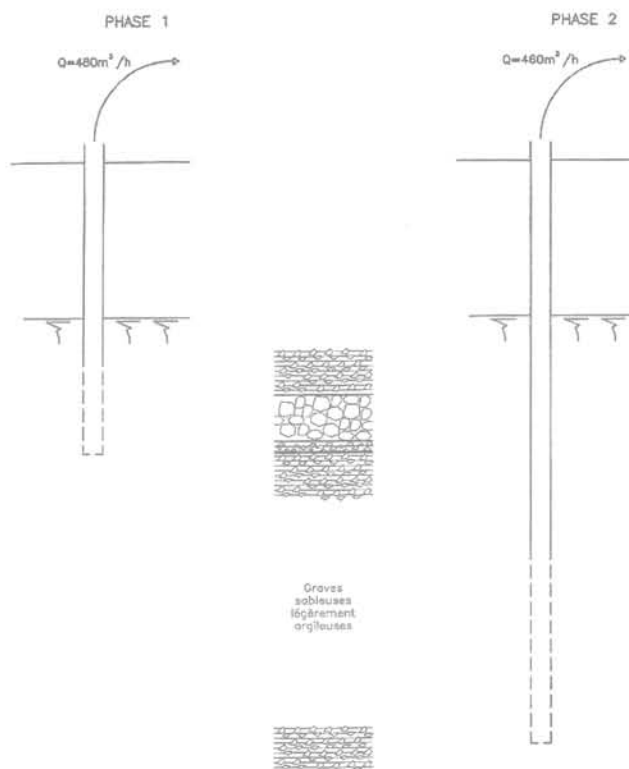


FIG. 14 EDF aménagement Romanche - Isère.
Vizille - Séchillienne.

Par curiosité on a évalué le coefficient de perméabilité à partir de ce palier comme s'il s'agissait du régime permanent dans un essai non perturbé. On a ainsi obtenu :

$$k = 2.10^{-2} \text{ m/s}$$

L'écart n'est donc pas très significatif, mais il faut dire que la cavité de filtration constituée par la base du puits était particulièrement mal placée puisque sa moitié supérieure se trouvait dans des sables, graviers et galets légèrement argileux avec des blocs et que sa moitié inférieure était située dans un amas de blocs (Fig. 14-phase 1). Il n'est donc pas étonnant qu'on ait obtenu un coefficient de perméabilité élevé et il n'est pas impossible que les anomalies constatées aient pu provenir de l'établissement d'un régime turbulent.

On peut donc globalement retenir à ce niveau :

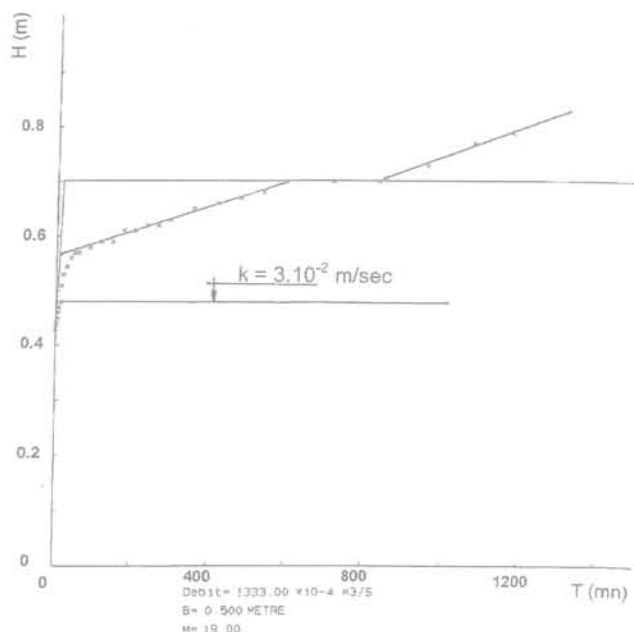
$$2.10^{-2} \leq k \leq 3.10^{-2} \text{ m/s}$$

Mais le parallélisme des deux segments inclinés situés de part et d'autre du palier n'est pas sans rappeler le phénomène d'égouttement, ce qui complique quelque peu les choses et conduirait à une précision illusoire si l'on voulait faire intervenir ce phénomène dans le dépouillement.

Dans le deuxième pompage, réalisé avec une cavité de 10 mètres de hauteur et dont le centre est à 25 mètres de profondeur, il n'a pas été, là non plus, possible d'ajuster une courbe théorique sur les points expérimentaux bien que l'on se trouve dans une zone plus homogène.

À partir de la 53^e heure de pompage, on a obtenu un palier mais celui-ci correspond à un matériau perturbé par un phénomène de colmatage. L'interprétation a pu se faire en adoptant le schéma de la figure 7b,

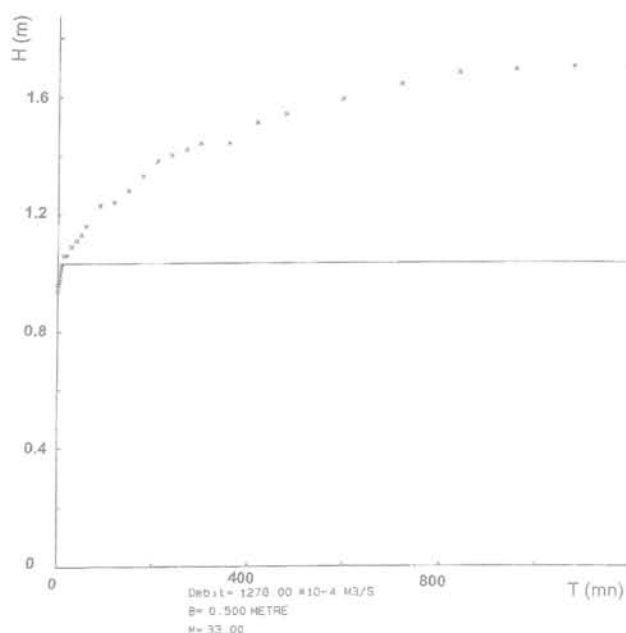
POMPAGE 1 Z : 10m



Courbe théorique $K = 2.10^{-2}$ m/s

FIG. 15 EDF Séchilienne – cavité 10 à 15 mètres.

POMPAGE 2 Z : 20m



Courbe théorique $K = 7.5.10^{-3}$ m/s

FIG. 16 EDF Séchilienne – cavité 20 à 30 mètres.

la courbe théorique étant déterminée à partir des huit premiers points (Fig. 16). Le coefficient de perméabilité correspondant est alors :

$$k = 7.5.10^{-3} \text{ m/s}$$

Mais le colmatage a dû être très important car après l'arrêt des pompes, il n'a pas été non plus possible d'ajuster la courbe théorique sur l'ensemble des points expérimentaux (Fig. 17). L'ajustement n'a pu se faire que sur les premiers points de la descente et a donné :

$$k = 7.10^{-7} \text{ m/s}$$

ce qui confirme le colmatage.

En ce qui concerne les essais Lefranc classiques, les courbes expérimentales sont un peu moins perturbées, et les colmatages que l'on a observés sont du type de ceux de la figure 7a.

Le nombre total d'essais Lefranc classiques réalisés par injection est de 82, mais certains de ces essais ont fait l'objet de plusieurs paliers de débit.

Il en résulte que le nombre de niveaux testés était de 27, c'est-à-dire que nous avons donné 27 valeurs de coefficient de perméabilité.

Parmi ces 27 valeurs :

- 2, c'est-à-dire 7,4 % se situaient dans la tranche de 10^{-6} m/s ;
- 2 se trouvaient dans la tranche des 10^{-4} m/s ;
- 17, c'est-à-dire 63 % appartenaient à la tranche de 10^{-3} m/s ;
- 6, c'est-à-dire 22,2 % étaient dans la tranche des 10^{-2} m/s.

Les deux valeurs de l'intervalle 10^{-6} peuvent être négligées car les courbes obtenues, linéaires en fonc-

tion du temps, traduisent un colmatage immédiat, et cela sans aucune ambiguïté.

Sur l'histogramme logarithmique de la figure 18, nous avons reporté la position des deux pompages et nous constatons que, globalement il n'y a pas de contradiction flagrante entre les deux expérimentations. Mais il convient néanmoins de tempérer un peu l'optimisme fallacieux que peut donner cet histogramme logarithmique. C'est pourquoi nous donnons sur la figure 19, les histogrammes arithmétiques pour les deux épaisseurs testées, 0 à 15 mètres correspondant au pompage 1, et 15 à 30 mètres correspondant au pompage 2.

Nous constatons un étalement très important des valeurs de k qui n'est toutefois pas anormal pour ce paramètre.

On remarque alors que, pour la tranche 10/15 mètres, la fourchette de perméabilité donnée par le pompage 1 n'encadre qu'un seul essai Lefranc et que globalement l'essai par pompage donne des valeurs supérieures aux essais classiques dans un rapport de 1 à 8 environ, c'est-à-dire presque une puissance de 10. Mais ce résultat n'est pas surprenant, car comme nous l'avons vu précédemment, la cavité de 5 mètres de hauteur est située pour moitié dans une zone de blocs très perméables dans laquelle le régime d'écoulement n'est peut-être pas laminaire.

En revanche, au-dessous de 15 mètres, les résultats du pompage 2 sont assez voisins de ceux des essais Lefranc. Nous avons en effet dans l'ensemble :

- essai Lefranc : $1.10^{-3} < k < 5.10^{-3}$ m/s ;
- pompage : $k = 4 \text{ à } 7.10^{-3}$ m/s

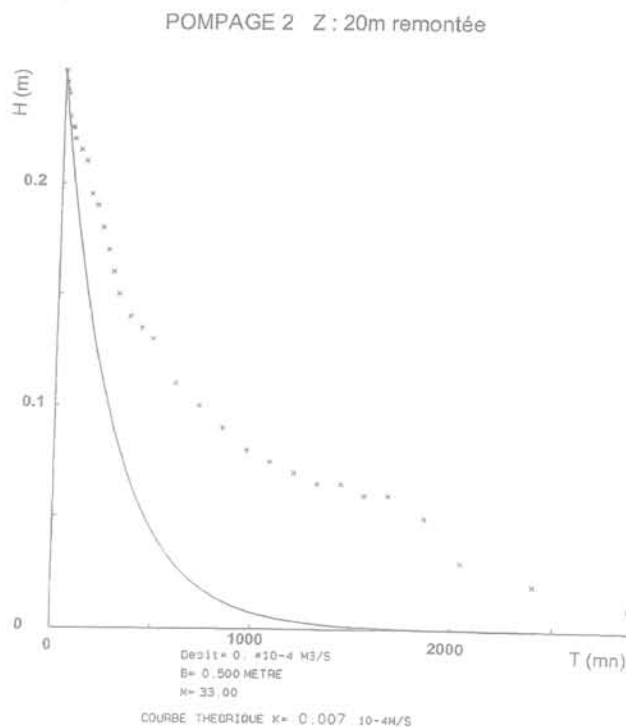


FIG. 17 EDF Séchilienne – remontée.

La concordance est encore meilleure si on considère l'ensemble du site, toutes profondeurs confondues, ce qui n'est pas étonnant puisque la cavité du pompage 2, malgré sa hauteur de 10 mètres est entièrement située dans une formation de grave sableuse localement, mais faiblement limoneuse, et que c'est dans cette formation que l'ensemble des essais Lefranc a été réalisé.

3.2

Palais de justice de Lyon

L'actuel palais de justice de Lyon, en service depuis quelques années, comporte un sous-sol de parking de 21 mètres de profondeur environ, dont 18,80 mètres sous la nappe.

La mise hors d'eau de ce parking par radier général et cuvelage étanche a été rejetée par les concepteurs compte tenu de la sous-pression qui se serait exercée sous le radier.

La solution qui a été retenue fut celle d'un radier drainant avec pompage permanent sous réserve que le débit de pompage nécessaire pour rabattre la nappe de 18,80 mètres n'entraîne pas des frais de maintenance susceptibles de remettre le projet en cause. Il importait donc pour cela de déterminer le débit d'épuisement avec la plus grande fiabilité possible.

Nous avons donc réalisé un programme qui a comporté :

- des forages de reconnaissance classique, carottés et destructifs ;
- des essais Lefranc ;

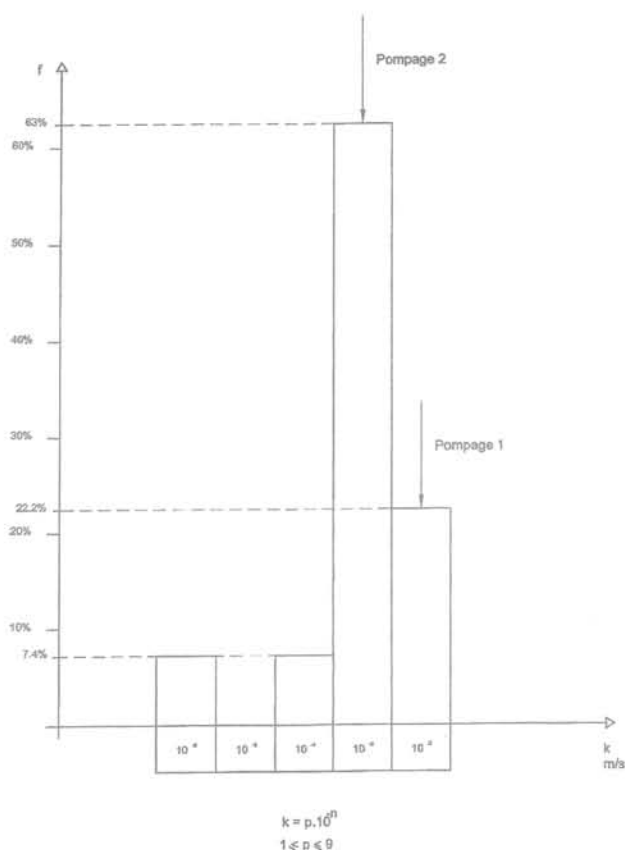


FIG. 18 Répartition globale des coefficients de perméabilité. EDF Romanche – Isère (Séchilienne).

– deux essais de pompage, l'un, préliminaire de très courte durée, l'autre de 10 heures.

La reconnaissance a fait apparaître, sous les alluvions grossières du Rhône, la formation molassique bien connue dans la région lyonnaise et c'est dans cette dernière formation qu'ont été réalisés les essais de perméabilité, car nous avons estimé que les alluvions grossières du Rhône pouvaient être considérées comme infiniment perméables par rapport à la molasse. De plus, le radier drainant devait être descendu dans la partie supérieure de cette molasse dans laquelle devait être fichée l'enceinte en paroi moulée destinée d'une part à assurer la stabilité des parois de la fouille pendant les travaux et d'autre part à constituer les murs extérieurs du parking en sous-sol.

Le nombre d'essais Lefranc a été très faible eu égard à l'importance du problème, onze seulement, mais il faut dire qu'ils n'ont été réalisés que dans la molasse.

Ces essais ont donné des coefficients de perméabilité tels que :

$$2,5 \cdot 10^{-5} \leq k \leq 10 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

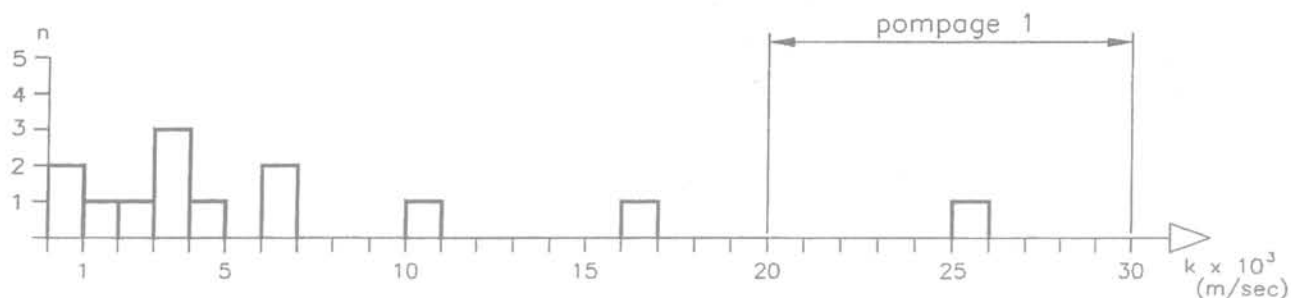
Mais sept de ces essais ont été réalisés par pompage et quatre par injection. Nous avons obtenu :

– essais par injection :

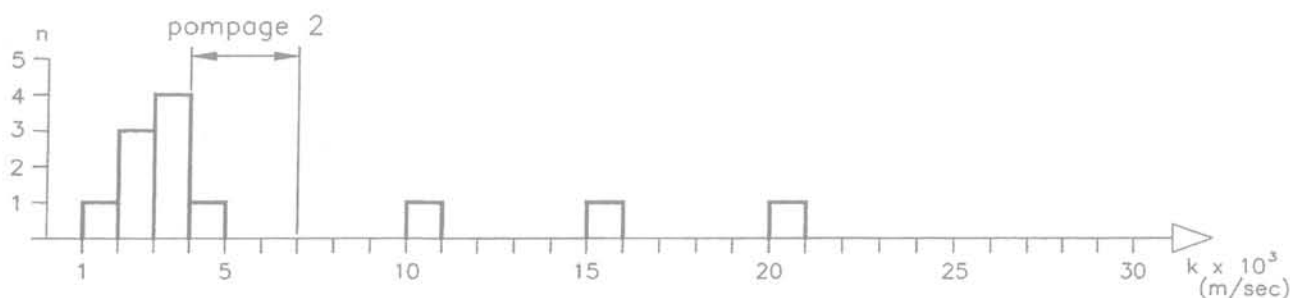
$$5 \cdot 10^{-5} \leq k \leq 10 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

– essais par pompage :

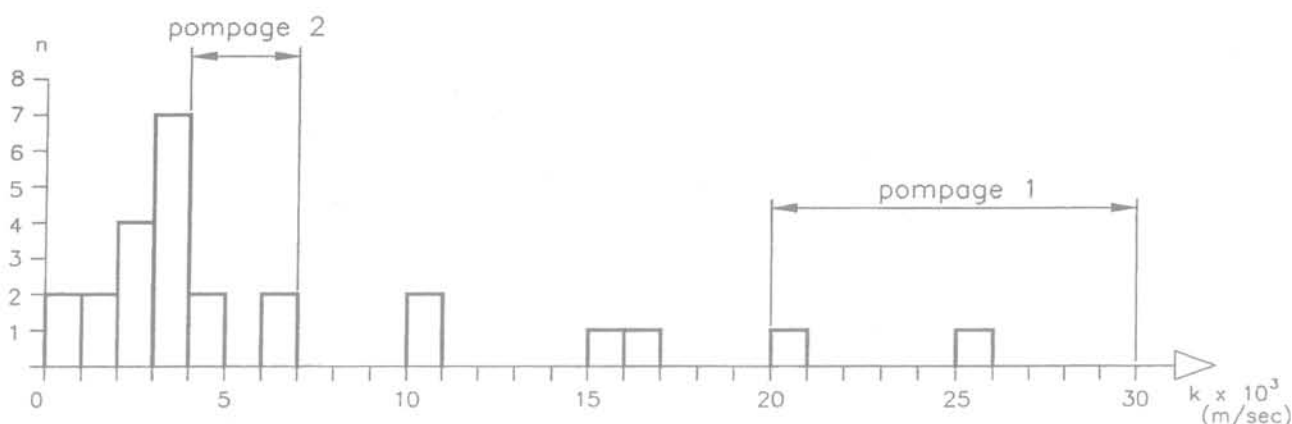
$$2,5 \cdot 10^{-5} \leq k \leq 9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$



a. Profondeur inférieure à 15 mètres



b. Profondeur supérieure à 15 mètres



c. Toutes profondeurs confondues

FIG. 19 Répartition détaillée des coefficients de perméabilité. EDF Romanche - Isère (Séchilienne).

On voit qu'il n'y a pas de différence significative entre les deux méthodes.

Les essais de pompage réalisés dans un puits assorti de trois piézomètres ont donné respectivement :

$$k = 4,8 \cdot 10^{-5} \text{ et } 5,1 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec}$$

On voit donc que les essais Lefranc et les essais de pompage ont donné des résultats du même ordre de grandeur avec toutefois des valeurs légèrement plus élevées pour les essais Lefranc.

Cette excellente correspondance provient de ce que, d'une part le sol étudié était constitué d'éléments fins et que d'autre part le diamètre des forages pour essais Lefranc était assez voisin de celui du puits (Φ 120/140).

Deux analyses granulométriques réalisées dans l'un des forages pour essais Lefranc ont permis d'appliquer la formule de Hazen qui a donné :

$$k = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ à } 4,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Nous avons alors adopté, comme résultat des mesures, la valeur $k = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ et nous avons admis que cette valeur correspondait au coefficient de perméabilité horizontale k_h . Sans parler véritablement d'étude bibliographique, une enquête nous a permis de considérer qu'un coefficient d'anisotropie de 5 était une valeur vraisemblable. On a donc retenu finalement :

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

$$k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

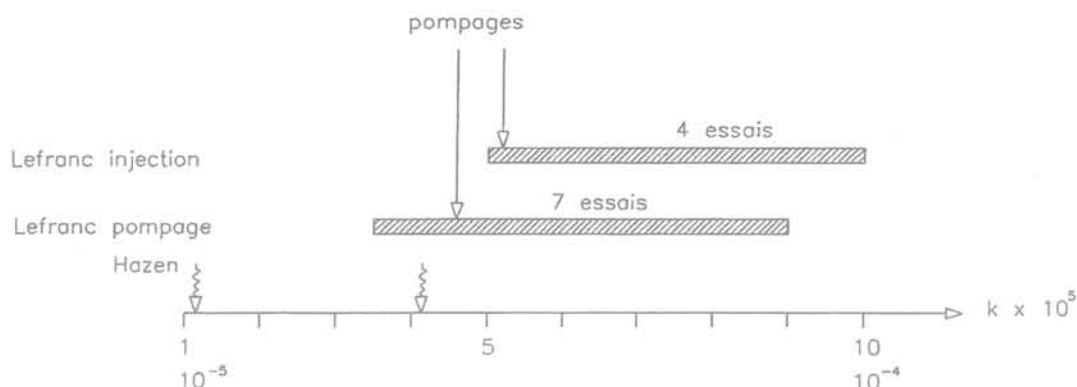


FIG. 90 Comparaison entre essai de pompage et essai Lefranc. (Palais de Justice de Lyon).

En appliquant aux coordonnées spatiales l'affinité classique bien connue qui permet de transformer l'équation de continuité en milieu anisotrope en équation de Laplace, nous avons obtenu entre le débit Q dans le milieu réel et le débit Q' dans le milieu transformé, la relation :

$$Q = Q' \sqrt{\frac{h_h^2 k_v}{k^3}} \quad \text{avec } k \text{ arbitraire}$$

Nous avons alors imposé la condition $Q' = Q$, ce qui a entraîné :

$$k = \sqrt[3]{k_h^2 k_v} = 3.10^{-5} \text{ m/s}$$

Enfin, une enquête relative à deux chantiers voisins analogues nous a permis d'acquérir des données à partir desquelles nous avons pu, par rétro-analyse, estimer une valeur du coefficient de perméabilité isotrope équivalent.

Ces données étaient les suivantes :

- dimensions de la fouille ;
- fiche des parois moulées dans la molasse ;
- hauteur de rabattement ;
- débit d'exhaure.

La rétro-analyse a utilisé deux méthodes :

- la méthode simplifiée de Schneebeli (Schneebeli, 1987, cité par M. Cassan 1994) ;
- la méthode complète de Harr (Harr, 1962, cité par M. Cassan, 1994).

Les résultats sont donnés dans le tableau I, soit :

$$1,9.10^{-5} \leq k \leq 4,6.10^{-5} \text{ m/s}$$

Nous avons donc conservé la valeur obtenue à partir de nos essais :

$$k = 3.10^{-5} \text{ m/s}$$

TABLEAU III Évaluation de k par rétro-analyse de données de chantiers.

Chantier	k en m/s	
	Schneebeli	Harr
Rue Bonnel	$2,5.10^{-5}$ à $3,5.10^{-5}$	$1,9.10^{-5}$ à $2,5.10^{-5}$
Rue Vendôme	$4,6.10^{-5}$	$3,7.10^{-5}$

Nous avons alors évalué les débits de pompage de la fouille du palais de justice à l'aide des deux méthodes utilisées pour la rétro-analyse. Nous avons ainsi obtenu :

$$410 \leq Q \leq 585 \text{ m}^3/\text{heure}$$

soit une valeur moyenne :

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Le débit maximal pompé pendant le chantier a été :

$$Q = 460 \text{ m}^3/\text{heure}$$

et le débit d'exploitation actuel est :

$$Q = 360 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Ces résultats se passent de commentaires.

4

Conclusion

La méthode d'interprétation des essais Lefranc présentée et analysée dans cette communication est utilisée depuis plusieurs années déjà et a été intégrée à la norme NFP.94.132 dans une annexe non normative.

L'analyse détaillée à laquelle nous avons procédé montre que cette méthode permet de valoriser considérablement l'essai Lefranc et de limiter les controverses dont il continue de faire l'objet bien que celles-ci se soient déjà bien atténuées.

Cette méthode permet, en effet, de suivre le déroulement du phénomène de percolation de l'eau dans la cavité et de mettre en évidence les anomalies et les perturbations qui ont pu se produire pendant la durée de l'essai. Comme nous l'avons vu sur des exemples réels, elle permet de dégager des valeurs du coefficient de perméabilité tout à fait représentatives à partir d'essais qui auraient été considérés, jadis, comme non interprétables et par conséquent éliminés, ou au contraire qui auraient été interprétés dans leur phase finale. Cette interprétation aurait donc intégré toutes les perturbations qui auraient pu se produire et aurait ainsi conduit à des résultats non représentatifs, avec toutes les conséquences fâcheuses et quelquefois même désastreuses que cela implique.

Mais il ne faut pas se leurrer, l'essai Lefranc a ses limites et, appliqué à des terrains de faible perméabilité, il ne peut conduire qu'à des déboires. Rappelons

qu'il n'est applicable qu'à des terrains dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s.

Sa simplicité est, certes, très attrayante, mais elle est trompeuse car d'une part, la réalisation de la cavité de filtration est très délicate, et d'autre part la méthode par injection qui est pratiquement généralisée à l'heure actuelle peut entraîner, dans certains terrains, des colmatages immédiats et indétectables même avec la méthode d'interprétation présentée ici. On retiendra que cette méthode par injection est surtout valable dans les terrains granulaires, et la méthode par pompage dans les terrains doués d'une légère cohésion.

Lorsqu'on approche de la limite inférieure de validité de l'essai, c'est-à-dire lorsqu'on se trouve dans des terrains à forte prédominance argileuse ou limoneuse, on peut, soit vider le forage (pompe ou émulseur) soit au contraire le remplir et, après arrêt de la pompe, étudier l'évolution de la charge par la méthode du débit nul.

Mais surtout il ne faut pas perdre de vue que l'essai Lefranc n'est qu'un essai ponctuel et qu'il est très dangereux de vouloir extrapoler sans précaution

ses résultats à l'ensemble d'un site, même lorsqu'on en a réalisé un grand nombre. Il serait donc inadmissible de se limiter à de simples essais Lefranc pour étudier un rabattement de nappe important. En revanche, ils donnent une idée très représentative des contrastes de perméabilité et, à ce titre, ils peuvent être un excellent auxiliaire des essais de pompage et devraient toujours précéder et accompagner ces essais par exemple en profitant des forages des piézomètres satellites.

La normalisation des essais d'eau doit, certes, permettre d'améliorer la qualité de l'expérimentation et les progrès réalisés dans le matériel et les méthodes d'interprétation doivent accroître la fiabilité des résultats, mais il est bien évident que les coefficients de perméabilité ainsi déterminés n'ont, comme la plupart des paramètres géotechniques, qu'un caractère conventionnel. Il ne faut donc pas attendre des miracles de ces normalisations car la nature est, et restera capricieuse et mystérieuse et c'est à la sagacité mais aussi à la rigueur de l'ingénieur qu'il appartiendra finalement de percer ses mystères et de composer avec ses caprices.

Bibliographie

- Boulton N.S. – Undersy radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from storage. *AIHS Assemblée générale de Rome*, Tome II, publication n° 37, 1954.
- Boulton N.S. – Analysis of data from non equilibrium pumping test allowing from delayed yields. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, vol. 26, nov. 1963.
- Brillant J. – Appareil pour la mesure de la perméabilité du terrain en place. *Génie civil*, août 1960.
- Brillant J. – La mesure *in situ* des perméabilités locales. *Geotechnique*, Londres, mars 1966.
- Cassan M. – *Aide-mémoire d'hydraulique souterraine*. Presses des ponts et chaussées, 1994.
- Cassan M. – *Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols*. Presses des ponts et chaussées, 2004, 2^e éd.
- Hantush M.S. – Non steady radial flow in an infinite leaky aquifer. *Transaction American Geophysical Union*, vol. 36, n° 1, février 1955.
- Hantush M.S. – *Hydraulic of wells*. *Advance Hydrosience*, Tome I, Ven Te Chow, New York, 1964.
- Harr M.E. – *Groundwater and seepage*. Mac Graw Hill Book Company, New York, 1962.
- Schneebeli G. – *Hydraulique souterraine*. Eyrolles, 1987.
- Theis C.V. – The Source of Water Derived from Wells. *Civil Eng.*, vol. 10, 1940.

