

POMPAGES D'ESSAI

Bulletin 11f

Traduction du Bulletin 11: Analysis and Evaluation of Pumping Test Data; ILRI
Wageningen, 1973, 2nd edition.

INTERPRETATION ET DISCUSSION DES POMPAGES D'ESSAI

G. P. KRUSEMAN

*Hydrogéologue, Membre du Pool d'experts agricoles, Centre Agricole
International, Wageningen*

N. A. DE RIDDER

*Hydrogéologue, Institut international pour l'amélioration et la mise en valeur
des terres, Wageningen*

Traduit par A. MEILHAC

*Hydrogéologue, Direction de l'hydraulique du Ministère des travaux publics et des
communications du Maroc*

INTERNATIONAL INSTITUTE FOR LAND RECLAMATION
AND IMPROVEMENT WAGENINGEN THE NETHERLANDS 1974



International Institute for Land Reclamation and Improvement

P.O. BOX 45 / WAGENINGEN / THE NETHERLANDS

P R E F A C E

Ce livre se propose d'être un livret-guide de l'interprétation et de la discussion des pompages d'essai. Nous espérons qu'il servira tous ceux qui sont confrontés aux questions du développement agricole et des ressources en eau souterraine, ainsi qu'aux étudiants.

Devant les problèmes à grande ou à petite échelle de l'eau souterraine, le géologue ou l'ingénieur cherche toujours à trouver les valeurs à la fois exactes et représentatives des caractéristiques hydrauliques des aquifères ou des couches peu perméables. Il est prouvé que les pompages d'essai sont le moyen le plus sûr d'obtenir un résultat.

Durant les dernières décennies on a largement appliqué l'analyse mathématique aux modalités de l'écoulement des eaux souterraines vers un puits. On a présenté des solutions correspondant aux conditions de l'écoulement permanent et transitoire dans différentes sortes de nappes. De nos jours, ce sont les problèmes du régime transitoire dans les systèmes multicouches qui sont à la base de nombreuses études. Il n'est donc pas surprenant de voir s'épanouir une littérature abondante traitant de l'écoulement vers les puits.

De nombreux auteurs ont fait des efforts pour recueillir les méthodes d'interprétation les plus utilisées, mais les résultats sont éparpillés parmi d'autres, et ceci fait qu'il n'existait aucun livret-guide offrant une explication non mathématique des différentes méthodes développées jusqu'à nos jours.

Le but principal de ce livre était donc de montrer et de décrire les différentes méthodes d'interprétation des pompages d'essai qui sont disposées dans maints bulletins scientifiques et parfois écrites en des langues diverses. Il n'a pas la prétention de vouloir se substituer aux nombreux ouvrages d'hydraulique souterraine. Nous avons seulement essayé de ranger en bon ordre les sujets, espérant ainsi guider l'utilisateur dans le labyrinthe des méthodes analytiques. De même, nous avons autant que possible passé sous silence les démarches mathématiques, car le praticien s'intéresse davantage à savoir quand et comment appliquer une méthode donnée. Les utilisateurs de ce livre n'ont besoin que d'une base mathématique et physique élémentaire. La plupart des formules et des méthodes d'interprétation ont déjà été publiées, et l'on peut trouver leur démonstration dans les publications originales. Ce livre présente les différentes étapes et modes opératoires permettant d'appliquer avec succès les diverses méthodes.

Etant donnée la taille de ce livre, il n'était pas possible d'épuiser le sujet. Nous avons dû faire une sélection parmi les méthodes, et celles que nous avons décrites s'adaptent à bon nombre de conditions que le praticien risque de rencontrer sur le terrain. En général, on a présenté les formules sous leur forme finale. Les répétitions étaient inévitables lorsqu'une même formule s'applique à plusieurs sortes de conditions dans les aquifères.

Malgré notre désir d'achever rapidement ce travail, nous avons été beaucoup retardés par d'autres tâches, et nous n'aurions jamais atteint ce stade sans les encouragements de M. J. M. van Staveren, Directeur de l'Institut international pour l'amélioration et la mise en valeur des terres. Nous voulons aussi exprimer notre gratitude au Dr C. van den Berg, Directeur de l'Institut de recherche du génie rural et de l'hydrologie agricole qui nous a généreusement accordé du temps pour achever le manuscrit et nous a permis d'utiliser les données des pompages d'essai provenant des archives de son institut pour illustrer l'application des méthodes d'interprétation que nous avons décrites.

Nous devons une reconnaissance particulière au Directeur des Travaux municipaux de l'eau d'Amsterdam, qui a cédé les courbes types de la méthode de Huisman-Kemperman. Nous sommes aussi débiteurs de M.G.A.Bruggeman et du Dr L.F.Ernst qui nous ont permis de citer des résultats de recherches encore non publiés. Beaucoup de gens ont généreusement consacré leur temps et leur énergie à la préparation du manuscrit, et parmi eux nos collègues de l'Institut de recherche du génie rural et de l'hydrologie agricole et de l'Institut international pour l'amélioration et la mise en valeur des terres.

Le manuscrit a été revu par le Dr J.Wesseling de l'Institut de recherche du génie rural et de l'hydrologie agricole, par M.R.C.Thomas de l'Organisation d'alimentation et d'agriculture des Nations Unies (FAO), Rome, par le Dr P.B.Smoor du Service de l'eau souterraine T.N.O., Delft, et par M.P.Rutgers du Service des eaux et de recherche hydraulique du Ministère des Travaux publics, La Haye. Chacun d'eux a pris sur son temps de travail et fait d'utiles suggestions pour améliorer ce livre. Nous leur sommes très reconnaissants de leur aide.

D'autres ont fait le commentaire du texte. Ce sont le Professeur L.Huisman, de Delft; M.G.Santing, de La Haye; le Professeur C.Voûte, de Delft; le Professeur A.Volker, de Delft; le Dr J.H.Edelman, de Grenoble et le Dr R.O.van Everdingen, d'Ottawa.

Pour l'édition française¹ de ce texte nous tenons à remercier la Direction de l'Hydraulique du Ministère des Travaux publics et des communications du Maroc qui a bien voulu faciliter la préparation du manuscrit. Le traducteur a pu profiter des remarques et critiques faites par les ingénieurs de la Division des ressources en eau de la Direction de l'Hydraulique, et notamment par MM.L.Agoussine, A.Ben Tayeb, P.Carlier, A.El Hebil et B.Genetier, ainsi que par M.J.Margat du Service géologique national du B.R.G.M., France, et par M.A.J.Roebert des Services municipaux de la distribution des eaux d'Amsterdam.

Si ce livre pouvait faciliter le travail de ceux qui sont affrontés aux problèmes du développement de l'agriculture et des ressources en eau souterraine, le temps et les efforts que nous avons consacrés n'auront pas été vains.

G.P.Kruseman
N.A.de Ridder

¹ Identique à la 2ème édition anglaise, Wageningen 1973.

TABLE DES MATIERES

XI		LISTE DES TABLEAUX
XII		LISTE DES ANNEXES
XIII		SYMBOLES COURANTS ET UNITES
1		INTRODUCTION
3	1	DEFINITIONS
3	1.1	Loi de Darcy
4	1.2	Classification des aquifères
4	1.2.1	Aquifères à nappe libre
5	1.2.2	Aquifères à nappe captive
5	1.2.3	Aquifères à nappe semi-captive
5	1.2.4	Aquifères à nappe semi-libre
5	1.2.5	Résumé
6	1.3	Propriétés hydrauliques
6	1.3.1	Transmissivité
7	1.3.2	Coefficient d'emmagasinement
7	1.3.3	Résistance hydraulique verticale
7	1.3.4	Facteur de drainance
8	1.3.5	Facteur d'égouttement
8	1.4	Equations de l'écoulement
8	1.4.1	Régime permanent
9	1.4.2	Régime transitoire
10	2	POMPAGES D'ESSAI
10	2.1	Considérations générales
10	2.1.1	But des essais
11	2.1.2	Etudes préalables
12	2.1.3	Estimation de la transmissivité à partir de la coupe du puits
13	2.1.4	Choix du site d'essai
14	2.1.5	Caractéristiques du puits d'essai
14	2.1.5.1	Projet et construction du puits
16	2.1.5.2	Choix de la pompe
17	2.1.5.3	Refoulement de l'eau pompée
17	2.1.6	Les piézomètres
17	2.1.6.1	Nombre de piézomètres
18	2.1.6.2	Distance des piézomètres
21	2.1.6.3	Profondeur des piézomètres
21	2.1.6.4	Construction
24	2.2	Exécution d'un pompage d'essai
24	2.2.1	Procédés de mesure
24	2.2.1.1	Mesure des niveaux d'eau
28	2.2.1.2	Mesure du débit de pompage
30	2.2.2	Durée du pompage d'essai

31	2.3	Interprétation des données
31	2.3.1	Mise en forme des données
33	2.3.2	Application des méthodes d'interprétation
34	2.3.3	Rédaction du rapport
34	2.3.4	Conservation des données
35	3	METHODES D'INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI (I)
36	3.1	Régime permanent en nappe captive
37	3.1.1	Méthode de Thiem
42	3.2	Régime transitoire en nappe captive
43	3.2.1	Méthode de Theis
48	3.2.2	Méthode de Chow
51	3.2.3	Méthode de Jacob
58	3.2.4	Méthode de la remontée de Theis
60	3.2.5	Critique de ces méthodes
61	3.3	Régime permanent en nappe semi-captive
64	3.3.1	Méthode de De Glee
66	3.3.2	Méthode de Hantush et Jacob
69	3.3.3	Modification de Ernst de la méthode de Thiem
71	3.4	Régime transitoire en nappe captive
73	3.4.1	Méthode de Walton
76	3.4.2	1ère méthode de Hantush
79	3.4.3	2ème méthode de Hantush
83	3.4.4	3ème méthode de Hantush
86	3.4.5	Critique de ces méthodes
88	3.5	Régime transitoire en nappe libre avec débit retardé et en nappe semi-libre
90	3.5.1	Méthode de Boulton
100	3.6	Régime permanent en nappe libre
100	3.6.1	Méthode de Thiem-Dupuit
103	3.7	Régime transitoire en nappe libre
106	4	METHODES D'INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI (II)
107	4.1	Aquifères limités par au moins une frontière
108	4.1.1	Régime permanent dans les aquifères à nappe libre ou captive limités par au moins une frontière rectiligne d'alimentation
108	4.1.1.1	Méthode de Dietz
111	4.1.2	Régime transitoire dans les aquifères à nappe libre ou captive limités par au moins une frontière rectiligne
111	4.1.2.1	Méthode de Stallman
116	4.1.2.2	Méthode de l'image de Hantush

121	4.2	Aquifères anisotropes
121	4.2.1	Régime transitoire en nappe libre ou captive
122	4.2.1.1	Méthode de Hantush
125	4.2.1.2	Méthode de Hantush-Thomas
128	4.2.2	Régime transitoire dans les aquifères anisotropes à nappe semi-captive
128	4.2.2.1	Méthode de Hantush
129	4.3	Aquifères en biseau
129	4.3.1	Régime transitoire dans les aquifères à nappe captive dont l'épaisseur varie exponentiellement dans la direction de l'écoulement
129	4.3.1.1	Méthode de Hantush
132	4.4	Aquifères inclinés
132	4.4.1	Régime permanent dans les aquifères inclinés, à nappe libre et d'épaisseur constante
132	4.4.1.1	Méthode du point culminant
134	4.4.2	Régime transitoire dans les aquifères à nappe captive, inclinés et d'épaisseur constante
134	4.4.2.1	Méthode de Hantush
135	4.5	Débit de pompage variable
136	4.5.1	Pompage par paliers
136	4.5.1.1	Méthode de Cooper-Jacob
138	4.5.2	Variation continue de débit
138	4.5.2.1	Méthode de Aron-Scott
141	4.5.2.2	Méthode de Sternberg
143	4.5.2.3	Méthode de la remontée de Sternberg
144	4.6	Pénétration partielle
145	4.6.1	Régime permanent dans les aquifères à nappe captive à pénétration partielle
145	4.6.1.1	1ère méthode de Huisman de correction de pénétration partielle
147	4.6.1.2	2ème méthode de Huisman de correction de pénétration partielle
148	4.6.1.3	Méthode de Jacob de correction de pénétration partielle
151	4.6.2	Régime permanent dans les aquifères à nappe semi-captive à pénétration partielle
151	4.6.2.1	1ère et 2ème méthode de correction de Huisman
151	4.6.3	Régime permanent dans les aquifères à nappe libre à pénétration partielle
151	4.6.3.1	Méthode de correction de Hantush

152	4.6.4	Régime transitoire dans les aquifères à nappe libre à pénétration partielle
152	4.6.4.1	Modification de Hantush de la méthode de Theis pour la pénétration partielle
154	4.6.4.2	Modification de Hantush de la méthode de Jacob pour la pénétration partielle
156	4.7	Puits de grand diamètre
156	4.7.1	Régime transitoire en nappe captive
156	4.7.1.1	Méthode de Papadopoulos-Cooper
159	4.8	Aquifères bicouches à nappe semi-captive
159	4.8.1	Régime permanent
160	4.8.1.1	Méthode de Huisman-Kemperman
165	4.8.1.2	Méthode de Bruggeman
168	4.8.1.3	Autres méthodes
169	4.9	Méthodes d'approximation
169	4.9.1	Régime permanent en nappe captive
169	4.9.1.1	Méthode de Logan
170	4.9.1.2	Méthode de Gosselin
172	4.9.2	Régime permanent en nappe libre
172	4.9.2.1	Méthode de Logan
172	4.9.3	Régime permanent en nappe captive à pénétration partielle
172	4.9.3.1	Méthode de Zangar
173	4.9.4	Régime transitoire en nappe captive
173	4.9.4.1	Méthode de Hurr
174	4.9.5	Régime transitoire en nappe libre
174	4.9.5.1	Méthode de Hurr
175	4.10	Puits jaillissant
175	4.10.1	Régime transitoire en nappe captive
175	4.10.1.1	Méthode de Jacob-Lohman
180	5	CORRECTIONS ET CONVERSIONS
180	5.1	Correction des influences extérieures
180	5.1.1	Variations dans un seul sens
181	5.1.2	Fluctuations périodiques
182	5.1.3	Fluctuations régulières non périodiques
183	5.1.4	Fluctuation unique
183	5.2	Conversion d'unités
187		BIBLIOGRAPHIE
193		INDEX ALPHABETIQUE
197		ANNEXES

L I S T E D E S T A B L E A U X

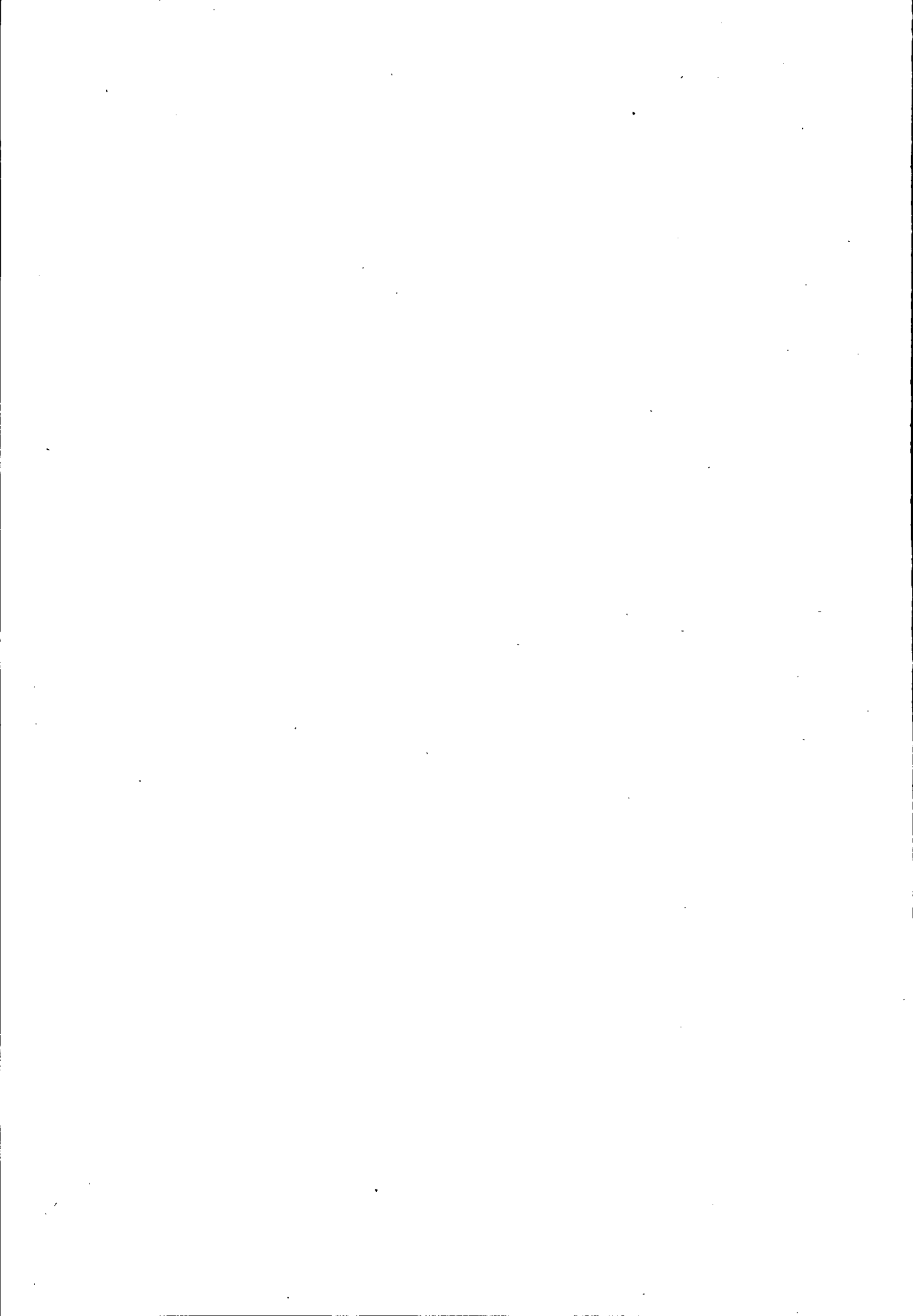
- 3 1. Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité k pour différentes sortes de matériaux
- 25 2. Indication des intervalles de temps entre deux mesures de niveau d'eau dans le puits d'essai
- 25 3. Indication des intervalles de temps entre deux mesures de niveau d'eau dans les piézomètres
- 37 4. Rabattement dans les piézomètres entre 20 et 24 m de profondeur après 830 minutes de pompage. Essai d'"Oude Korendijk"
- 40 5. Résultats de l'application du 1er mode opératoire de la méthode de Thiem à l'essai d'"Oude Korendijk"
- 44 6. Données du pompage d'essai d'"Oude Korendijk"
- 60 7. Observation de la remontée dans H_{30} durant l'essai d'"Oude Korendijk"
- 63 8. Rabattements en régime permanent, extrapolés et corrigés, de l'essai de "Dalem"
- 70 9. Rabattement de la surface libre pendant les 60 dernières minutes de pompage
- 72 10. Données du pompage d'essai de "Dalem"
- 82 11. Données à placer dans les équations (29) et (30)
- 86 12. Caractéristiques hydrauliques de l'aquifère à "Dalem", calculées selon différentes méthodes
- 90 13. Résumé des données des piézomètres W11/90. Essai de "Vennebulten"
- 99 14. Données sur les points pivots et les caractéristiques hydrauliques calculées avec la méthode de Boulton. Essai de "Vennebulten"
- 104 15. Récapitulation des méthodes d'interprétation du Chapitre 3
- 173 16. Valeurs de C_s correspondant aux valeurs de d/r_w
- 176 17. Récapitulation des méthodes d'interprétation du Chapitre 4
- 184 18. Coefficients de conversion

L I S T E D E S A N N E X E S

199	I.	Table des valeurs de $W(u)$ correspondant aux valeurs de u et de $1/u$
199	II.	Table des valeurs correspondantes de u , $W(u)$ et $F(u)$
200	III.	Table des fonctions e^x , e^{-x} , $K_0(x)$ et $e^x K_0(x)$
201	IV.	Table des valeurs de $W(u, r/L)$
202	V.	Table des valeurs de $W(u_A, r/B)$ et $W(u_Y, r/B)$
203	VIA	Table des valeurs de $W(\beta^2 u)$ en fonction des valeurs de u et de $1/u$
204	VIB	Table des valeurs de $W_R(u, \beta)$
204	VIC	Table des valeurs de $W_B(u, \beta)$
205	VII	Table des valeurs correspondantes de β , u_p , $W(u_p, \beta)$ et $f(\beta)$
205	VIII	Table des valeurs de $\varepsilon = f(P, e)$
206	IX	Table des valeurs de $M(u, \beta)$
208	X	Table des valeurs de $F(u_w, \beta)$
208	XI	Table des valeurs de $uW(u)$

SYMBOLES COURANTS ET UNITES

k	Coefficient de perméabilité de la couche aquifère	m/jour
k'	Coefficient de perméabilité de la couche semi-perméable	m/jour
D	Epaisseur saturée de la couche aquifère	m
D'	Epaisseur saturée de l'éponte semi-perméable	m
kD	Transmissivité d'une nappe	m ² /jour
S	Coefficient d'emmagasinement	
S	Porosité efficace	
S'	Coefficient d'emmagasinement d'une couche semi-perméable	
c	D'/k' = résistance hydraulique verticale d'une couche semi-perméable	jour
L	\sqrt{kDc} = facteur de drainance d'une couche aquifère	m
B	$\sqrt{kD/\alpha S}$ = facteur d'égouttement des nappes libres avec débit retardé	
1/α	Indice de retard de Boulton	jour ⁻¹
β	Paramètre hydraulique défini chaque fois qu'on l'utilise	
i	Gradient hydraulique	
h	Charge hydraulique de l'eau souterraine	m
l	Distance sur laquelle on mesure la baisse de niveau	m
s	Rabatement du niveau de l'eau souterraine	m
Q	Débit	m ³ /jour
t	Temps	jour
r	Distance d'un piézomètre au puits de pompage	m
r _w	Rayon du puits	m
indice i	s'applique à un puits virtuel	
indice m	s'applique au régime permanent	
indice p	s'applique au point d'inflexion	



INTRODUCTION

Durant les dernières décennies, de grands progrès ont été accomplis aussi bien dans l'analyse mathématique que dans les techniques de simulation des problèmes de l'hydraulique souterraine. Les exemples en sont variés: développement des ressources souterraines, alimentation artificielle des nappes, débit d'infiltration vers les zones basses des polders, perte des canaux d'irrigation, influence de la marée sur les nappes côtières, drainage artificiel des terrains amendés, et bien d'autres choses encore. On peut actuellement résoudre soit par des méthodes mathématiques soit par des modèles la plupart des problèmes plus au moins complexes de l'écoulement. Cependant la sûreté des résultats que l'on obtient dépend largement de la précision des valeurs numériques des caractéristiques hydrauliques (des couches aquifères et des couches semi-perméables) utilisées dans les formules, ainsi que de la façon d'envisager les conditions aux limites. Il est évident que le résultat d'un calcul hydrodynamique est erroné si ces valeurs et ces conditions aux limites sont mal connues.

Le pompage d'essai est l'un des moyens les plus utiles pour déterminer les propriétés hydrauliques des couches aquifères et de leurs épontes. Il donne en général des résultats sûrs, plus représentatifs d'une grande zone que ne le sont les observations ponctuelles.

S'appuyant sur les travaux de DARCY et de DUPUIT, le savant allemand ADOLPH THIEM publia en 1870 la première formule permettant de calculer les caractéristiques hydrauliques d'une couche aquifère en pompant dans un puits et en mesurant les effets de ce pompage dans un certain nombre d'autres puits du voisinage. Comme ces travaux classiques datent d'un siècle, on a eu le temps d'écrire de nombreuses publications sur l'écoulement de l'eau vers un puits, et l'on dispose maintenant de nombreuses méthodes d'interprétation des pompages d'essai.

Presque toutes les formules d'interprétation des essais s'appuient sur un certain nombre d'hypothèses et de principes généraux. Dans le calcul des caractéristiques hydrauliques des aquifères, on arrive parfois à des résultats erronés que l'on est tenté d'attribuer à l'incorrection de la formule. En fait, la principale cause d'erreur tient à ce que les conditions du terrain ne sont pas conformes aux hypothèses de base de cette formule. C'est pourquoi l'on s'est attaché ici à bien dégager les conditions et les limites d'applications des diverses méthodes d'interprétation. Chaque solution n'est valable que dans un nombre restreint de cas. En pratique cependant, on peut trouver d'assez grands écarts entre les conditions réelles et théoriques. Dans chaque cas, on doit s'efforcer de déterminer

avec soin la solution qui s'applique le mieux aux conditions particulières rencontrées sur le terrain. On doit également avoir une idée de l'importance des écarts entre la théorie et la réalité, car un écart peut conduire à une erreur de calcul. Parfois, on doit corriger les données observées avant de les introduire dans les formules.

Ce guide se limite aux pompages d'essai dans les roches formées de dépôts détritiques, à l'exclusion des roches fissurées et karstiques. Nous ne parlons pas non plus de certaines méthodes de détermination des caractéristiques hydrauliques des aquifères, telles que les méthodes de laboratoire et celles qui sont basées sur le bilan hydraulique ou sur le régime de l'écoulement souterrain. Enfin, les méthodes exigeant l'emploi d'ordinateur ont été elles aussi laissées de côté. On a consacré un chapitre à l'interprétation des pompages d'essai dans les conditions particulières de l'écoulement, car ceci est généralement négligé dans les ouvrages et méritait une description détaillée.

Le plan du livre est le suivant:

Chapitre 1: définition des diverses conditions d'écoulement souterrain rencontrées dans la nature et des caractéristiques hydrauliques qui régissent ces écoulements.

Chapitre 2: démarches pratiques et mode d'exécution des pompages d'essai.

Chapitre 3: formules et méthodes disponibles pour interpréter les essais dans les nappes simples, horizontales et de grande extension, illustrées par des exemples.

Chapitre 4: formules et méthodes disponibles pour interpréter les essais dans certaines conditions particulières.

Chapitre 5: correction des données subissant une influence extérieure; tables de conversion d'unités.

Annexes: tables de valeurs numériques de certaines fonctions.

Pour déterminer rapidement les conditions de validité des différentes méthodes, on les a répertoriées dans les Tableaux 15 et 17.

Il est recommandé de commencer par lire les deux premiers chapitres, afin de se familiariser avec la nomenclature employée par les auteurs. Ceci donnera également une vision plus claire de la façon dont on doit conduire les pompages d'essai. Pour la discussion ou la critique des essais, on doit d'abord déterminer les conditions de l'écoulement. On choisit ensuite la méthode convenable d'interprétation à l'aide de la table des matières des Chapitres 3 et 4 ou des Tableaux 15 et 17.

1. DÉFINITIONS

1.1 LOI DE DARCY

Suivant la loi de Darcy, le débit de l'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux est proportionnel à la perte de charge, inversement proportionnel au chemin parcouru et proportionnel à un coefficient k. La loi peut donc s'écrire ainsi:

$$Q = kiA \quad \text{ou} \quad Q/A = v = ki$$

où Q est le débit (m^3/jour), k une constante (m/jour), i le gradient hydraulique, c'est à dire la perte de charge h le long d'une distance l, A l'aire traversée (en m^2) perpendiculaire à l'écoulement et v la vitesse de l'écoulement (m/jour) (appelée "vitesse de Darcy" dans la littérature française, N.d.T.).

Le coefficient k de la loi de Darcy est une constante qui dépend des propriétés du milieu poreux et du fluide. Comme on ne s'occupe ici que de l'eau, on l'appelle généralement le coefficient de perméabilité. Ainsi, k représente la quantité de fluide traversant une unité de section perpendiculaire à l'écoulement, sous un gradient égal à l'unité; il a donc pour dimension: $\text{Longueur}^3/\text{Longueur}^2 \times \text{Temps}$, soit $\text{Longueur}/\text{Temps}$, mais on ne doit pas le confondre avec une vitesse.

Le Tableau 1 donne quelques valeurs du coefficient de perméabilité pour des matériaux divers.

TABLEAU 1. - ORDRE DE GRANDEUR DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE k POUR DIFFERENTES SORTES DE MATERIAUX. (D'APRES SCHOELLER, 1962)

Matériaux	k en m/jour
Argile	10^{-5} à 10^{-7}
Silt	10^{-1}
Sable fin	10^{-1} à 10
Sable grossier	10^0 à 2.10^2
Gravier	10^0 à 10^3 ou plus

Dans ce livre, le gradient hydraulique est un facteur sans dimension. Ceci doit entrer en ligne de compte quand on utilise les tables de conversion (Table 18). La charge hydraulique est la hauteur d'eau dans un piézomètre, mesurée par rapport à un niveau de référence qui est généralement le niveau de la mer. Elle a les dimensions d'une longueur: on l'exprime par exemple en mètres. La surface piézométrique est une surface fictive passant par tous les points représentant la charge hydraulique des piézomètres de la nappe.

Le niveau libre, encore appelé surface "phréatique" dans le sol, est la hauteur pour laquelle la pression de l'eau souterraine est égale à celle de l'atmosphère. D'une façon générale, c'est le niveau d'eau des forages et des puits peu profonds.

Dans ce qui suit, on va mentionner d'autres caractéristiques hydrauliques utilisés dans ce livre. Auparavant, voici quelques définitions sur les différentes sortes d'aquifères que l'on a l'habitude de distinguer en hydraulique souterraine.

1.2 CLASSIFICATION DES AQUIFERES

1.2.1 Aquifères à nappe libre

Un aquifère à nappe libre. (Fig.1) est formé d'une couche perméable partiellement remplie d'eau et surmontant une couche relativement imperméable. La limite supérieure s'appelle surface libre (ou niveau phréatique); elle est à la pression atmosphérique. L'eau d'un puits pénétrant une telle nappe ne monte généralement pas au-dessus de la surface libre, sauf s'il y a un écoulement vertical.

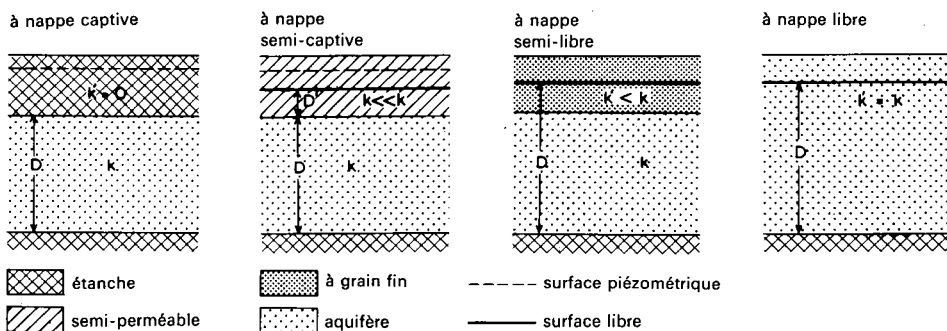


Fig.1. - Relation entre k et k' dans diverses sortes d'aquifères.

Dans les roches aquifères de granulométrie fine, il arrive souvent que le drainage gravitaire des pores ne soit pas instantané; l'eau est alors libérée seulement un certain temps après la baisse du niveau piézométrique. On a ainsi une nappe libre dite à débit retardé.

1.2.2 Aquifères à nappe captive

Un aquifère à nappe captive (Fig.1) est une couche complètement saturée dont les limites supérieures et inférieures sont étanches. Naturellement, les couches parfaitement étanches sont rares dans la réalité; aussi, de tels aquifères sont ils moins répandus qu'on ne le croit généralement. Dans une nappe captive, la pression d'eau est normalement supérieure à la pression atmosphérique, et l'eau s'élève donc dans les puits au-dessus du toit de l'aquifère.

1.2.3 Aquifères à nappe semi-captive

Un aquifère à nappe semi-captive ou à drainance (Fig.1) est une couche complètement saturée, mais dont la limite supérieure est semi-perméable et la limite inférieure est soit étanche, soit semi-perméable. On appelle ici couche semi-perméable une couche ayant un coefficient de perméabilité faible mais mesurable. Si l'on rabat le niveau piézométrique d'une telle nappe, par exemple par un pompage, il s'établit une circulation de l'eau entre la couche semi-perméable et l'aquifère où l'on pompe. Cet écoulement est vertical car étant donné que le coefficient de perméabilité du toit est très faible, on peut y négliger la composante horizontale de l'écoulement. Pour connaître le mouvement de l'eau dans ce type de nappe, il est nécessaire d'installer des piézomètres non seulement dans l'aquifère lui-même, mais aussi dans les couches semi-perméables supérieures et inférieures quand elles existent. Généralement, le rabattement de la surface libre dans la couche semi-perméable est très faible devant celui de l'aquifère.

1.2.4 Aquifères à nappe semi-libre

Si la couche à granulométrie fine d'un aquifère à nappe semi-captive a une perméabilité assez grande pour qu'on ne soit plus en droit de négliger la composante horizontale de l'écoulement, la nappe a un comportement intermédiaire entre celui de la nappe semi-captive et celui de la nappe libre. On l'appelle alors nappe semi-libre.

1.2.5 Résumé

D'après ce qui précède, on voit bien que si l'on suppose que le mur d'une nappe est une couche étanche, les nappes se classent en fonction des caractéristiques de leur toit. On peut donc donner les critères suivants (voir aussi Fig.1).

TOIT	NAPPE CORRESPONDANTE
étanche	captive
semi-perméable, de façon qu'on puisse négliger l'écoulement horizontal	semi-captive
moins perméable que l'aquifère principal, mais l'écoulement horizontal n'est pas négligeable	semi-libre
identique à l'aquifère principal	libre (avec débit retardé)

La Figure 2 présente les courbes de descente sur du papier bi-logarithmique, dans un puits captant les différents aquifères décrits ci-dessus.

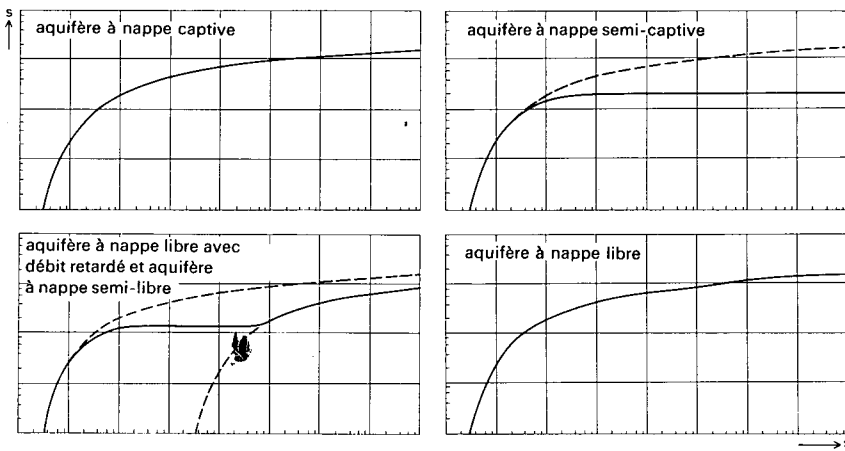


Fig. 2. - Allure des courbes de descente pour diverses sortes d'aquifères.

1.3 PROPRIETES HYDRAULIQUES

Pour caractériser les principales propriétés hydrauliques des nappes, on utilise les paramètres suivants.

1.3.1 Transmissivité

La transmissivité est le produit du coefficient de perméabilité moyen par l'épaisseur de l'aquifère. Elle est donc égale au débit traversant une section normale à l'écoulement, de largeur unitaire prise sur toute l'épaisseur de l'aquifère et sous un gradient hydraulique égal à l'unité. On l'écrit kD ou T . Elle a les dimensions $\text{Longueur}^3 / \text{Temps} \times \text{Longueur}$, ou encore $\text{Longueur}^2 / \text{Temps}$; on l'exprime par exemple en m^2/jour .

1.3.2 Coefficient d'emmagasinement

Le coefficient d'emmagasinement est défini comme le volume d'eau libéré ou emmagasiné à travers une surface d'aire égale à l'unité, pour une unité de variation de la charge hydraulique normale à cette surface. Il est désigné par le symbole S , sans dimension.

Le coefficient d'emmagasinement ("storage coefficient") des zones captives d'une nappe dépend de l'élasticité des roches et de l'eau, et sa grandeur est de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} .

Le coefficient d'emmagasinement des nappes libres ("specific yield") équivaut en pratique à la porosité efficace (celle des pores ouverts) de la roche, car dans une nappe libre les effets de l'élasticité de la roche et de l'eau sont généralement négligeables.

Il faut ici faire attention au fait que les pores trop petits ne jouent aucun rôle dans la porosité efficace, car dans ce cas les forces de rétention sont supérieures au poids de l'eau. Pour les sables, cette porosité efficace est de l'ordre de 0,1 à 0,2.

1.3.3 Résistance hydraulique verticale

La résistance hydraulique verticale, encore appelée *paramètre inverse de drainance* ou *résistance à l'écoulement vertical*, est une propriété des aquifères à nappe semi-captive. C'est le rapport entre l'épaisseur saturée D' de la couche semi-captive et sa perméabilité verticale k' , soit D'/k' . Elle caractérise la résistance de la couche semi-perméable à la drainance vers le haut ou vers le bas. On la désigne par le symbole c , qui a pour dimension le Temps (on peut l'exprimer en jours par exemple). Remarquons que $c = \infty$ correspond à une nappe captive.

1.3.4 Facteur de drainance

On appelle drainance les phénomènes d'échange d'eau entre la nappe principale et la couche semi-perméable. Le facteur de drainance $L = \sqrt{kDc}$ détermine la répartition de ces échanges dans la nappe semi-captive. En d'autres termes, il permet de connaître la provenance de l'eau tirée d'un puits captant l'aquifère. Une valeur élevée de L indique une grande résistance à l'écoulement dans la couche semi-perméable, par rapport à la résistance dans la nappe proprement dite; dans ce cas, l'influence de la drainance est faible. Le facteur L a la dimension d'une Longueur et on l'exprime par exemple en mètres.

1.3.5 Facteur d'égouttement

Le facteur d'égouttement $B = \sqrt{(kD/\alpha S_Y)}$, utilisé dans les nappes libres avec débit retardé, peut se comparer au facteur de drainance des nappes semi-captives, quoiqu'il soit défini d'une façon différente. Ainsi une grande valeur de B témoigne d'un drainage rapide. Ce paramètre a la dimension d'une longueur, et on l'exprime par exemple en mètres. Pour $B = \infty$, le débit est immédiatement libéré dès l'abaissement de la surface libre; on a alors affaire à une nappe libre sans débit retardé.

Le coefficient $1/\alpha$ est appelé *indice de retard de Boulton*; c'est une constante empirique. S_Y est le coefficient d'emmagasinement après un temps de pompage assez long (voir plus bas, Chapitre 3.5), encore appelé *coefficient d'emmagasinement retardé*.

1.4 EQUATIONS DE L'ÉCOULEMENT

Il y a deux sortes d'équation de l'écoulement: celles du *régime permanent* et celles du *régime transitoire*.

1.4.1 Régime permanent

Le régime est permanent quand il y a équilibre entre le débit sortant du puits et le débit entrant par ailleurs dans la nappe. Un exemple bien connu est celui du canal circulaire à niveau d'eau constant ceinturant une île au centre de laquelle un puits prélève de l'eau. Un autre exemple est celui d'une nappe libre dont la surface libre est stable et dont le mur est une couche semi-perméable recouvrant elle-même une nappe semi-captive où l'on pompe. Comme un canal circulaire ou une surface libre stable sont rares dans la nature, il semblerait que les formules du régime permanent soient de peu d'utilité. En fait, on dira que le régime permanent est atteint si, dans les piézomètres, l'évolution du rabattement dans le temps devient négligeable, ou si le gradient hydraulique devient constant aux abords du puits. (Dans ce dernier cas, la littérature française emploie plutôt le terme de régime "quasi-permanent"; par la suite, on ne fera plus la distinction et l'on appellera l'ensemble "régime permanent". N.d.T.) Dans ce qui précède, on suppose implicitement que l'on a fait auparavant la correction des autres phénomènes influençant le niveau d'eau: par exemple, les variations du niveau des rivières ou de la pression atmosphérique.

1.4.2 Régime transitoire

Le régime transitoire, ou de non-équilibre, se produit entre le début du pompage et le moment où l'on atteint le régime permanent. Par conséquent, si l'on pompe à débit constant dans une nappe parfaitement captive, horizontale, infinie et d'épaisseur constante, on observera toujours un régime transitoire. Dans la réalité, on considérera que l'écoulement vers un puits est en régime transitoire tant que, dans les piézomètres, l'évolution des rabattements causés par le pompage seul est mesurable dans le temps, ou bien tant que le gradient hydraulique varie de façon mesurable.

2. POMPAGES D'ESSAI

2.1 CONSIDERATIONS GENERALES

2.1.1 But des essais

Un pompage d'essai a deux buts principaux. Tout d'abord, on peut l'exécuter pour déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère. C'est ce qu'on appelle souvent un "essai de nappe", car c'est avant tout la nappe que l'on teste plutôt que la pompe ou le puits. Un essai convenablement programmé et exécuté avec soin doit fournir des informations capitales pour résoudre bon nombre de problèmes régionaux ou locaux de l'écoulement souterrain. C'est surtout dans ce but que nous nous sommes attachés à écrire ce livre.

Mais on peut aussi exécuter un pompage d'essai pour obtenir des renseignements sur les caractéristiques du puits. On peut alors déterminer le débit spécifique du puits égal au rapport du débit sur le rabattement, pour choisir ainsi le type de pompe et estimer le coût du pompage. Le débit spécifique est une façon de mesurer la productivité du puits. Dans ce cas, on baptise l'essai "essai de puits", puisque l'on teste davantage le puits que la nappe.

Le principe d'un essai de nappe est assez simple. On pompe à un certain débit durant un temps donné dans le puits d'essai crépiné à travers l'aquifère. On mesure l'influence de ce pompage sur le niveau piézométrique dans ce puits et dans quelques piézomètres installés au voisinage. On peut alors calculer les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère en appliquant des formules appropriées sur les rabattements mesurés dans les piézomètres, leur distance au puits et le débit de pompage.

La démarche à suivre pour un essai de puits dont on veut connaître le rendement est somme toute plus simple que pour un essai de nappe, car on n'a pas besoin de piézomètre et il suffit de mesurer le débit et le rabattement dans le puits. Etant donné que le coût élevé d'un pompage d'essai est souvent peu en rapport avec les crédits limités dont on dispose pour une étude régionale, il est souvent impossible d'effectuer tous les essais de nappe souhaitables. Cependant, au cas où l'on aurait besoin de connaître la répartition spatiale des caractéristiques de l'aquifère, on pourrait se contenter des résultats des essais de puits, à condition d'accepter une marge d'erreur parfois importante. Les méthodes analytiques décrites dans le chapitre suivant s'appliquent d'abord aux essais de nappe, mais on prêtera quelque attention à la façon de déterminer les caractéristiques hydrauliques des aquifères par les essais de puits, bien qu'on toute rigueur ces essais ne permettent que de vérifier la productivité de l'ouvrage.

2.1.2 Etudes préalables

De nombreux problèmes d'hydraulique souterraine ne peuvent être résolus que grâce à une parfaite connaissance des caractéristiques hydrauliques de la nappe. Le nombre, le lieu et la modalité des essais à effectuer dépendent du problème que l'on doit résoudre, de la quantité de renseignements désirés et, bien sûr, des crédits disponibles.

Le problème peut être local; il s'agit par exemple de prévoir les rabattements en un lieu où l'on veut installer une batterie de puits destinée à l'alimentation en eau potable. Il peut aussi bien être régional, quand il faut connaître les quantités d'eau susceptibles d'être prélevée d'un réservoir souterrain, ou encore lorsqu'on doit déterminer le débit d'infiltration dans une région marécageuse.

Avant d'exécuter des essais de nappe, il est nécessaire de prendre connaissance des conditions *géologiques* et *hydrogéologiques*. De cette façon, on peut esquisser la géologie de l'aquifère, et déterminer par exemple sa lithologie, son épaisseur et ses limites. Pour les limites, il est important de connaître les caractéristiques et l'épaisseur des couches formant le toit et le mur de la nappe.

La plupart des formules d'interprétation des pompages d'essai partent de l'hypothèse que la nappe testée a une extension latérale infinie. C'est bien sûr une vue de l'esprit, mais dans la pratique, de nombreuses nappes sont suffisamment étendues pour qu'on puisse les considérer comme infinies. Certaines cependant sont limitées par une barrière étanche proche. C'est le cas par exemple des vallées fossiles enterrées bordées par leur substratum, le cas des failles, ou tout simplement le cas des changements latéraux de facies formant la lithologie de l'aquifère. On doit aussi accorder de l'importance aux limites d'alimentation dont le niveau reste constant. Une telle limite se trouve quand la nappe est en communication directe avec une rivière pérenne, un canal, un lac ou la mer.

Par conséquent, si l'on doit tester la nappe aux abords de telles limites, il faut en tenir compte dans l'interprétation des essais.

En plus de la position et de la nature des limites, il faut aussi connaître la direction de l'écoulement, les gradients piézométriques et l'allure régionale des variations de niveaux d'eau.

Dans la plupart des cas, on possède déjà une grande quantité d'informations sur la nappe avant de lancer le programme d'essais. Mais d'un autre côté, il faut remarquer que de nombreux essais ont été couronnés de succès en des lieux où l'on ne connaissait pas bien la géologie. Il arrive parfois que des limites étan-

ches soient dissimulées (faille enterrée), et leur découverte ne se fait qu'après une analyse serrée des courbes de rabattement. Mais il est évident qu'une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie du terrain étudié sera d'un grand secours pour décider comment on va forer, quelle pompe employer, quel nombre d'essais et en quel lieu. Cette connaissance doit aussi être utilisée au cours de l'interprétation des essais, où l'on devra tenir compte de la présence de ces limites. Une fois étudiées les données géologiques et hydrogéologiques disponibles, la nécessité d'un renseignement supplémentaire, notamment la profondeur des couches géologiques, se fait parfois sentir si l'on veut cerner les conditions hydrogéologiques du terrain. On sera donc souvent obligé de creuser de nouveaux puits de reconnaissance.

En certains endroits, on peut exécuter des essais dans des puits qui existent déjà, et cela réduit grandement le coût de l'opération; mais parfois, les résultats obtenus sont douteux lorsqu'on ignore les détails de la construction de ces puits et l'état dans lequel il se trouvent.

2.1.3 Estimation de la transmissivité à partir de la coupe du puits

Avant de décrire l'exécution d'un essai de nappe, il faut souligner l'importance d'une coupe stratigraphique correcte. En creusant les puits et les piézomètres, les différentes formations rencontrées doivent être échantillonnées et leur lithologie décrite. On accordera une attention particulière à la taille des grains des différents matériaux. A partir de là, on pourra décider de la longueur de la crépine du puits et à quelle profondeur on devra l'installer. En général, on choisit de la placer en face des niveaux les plus grossiers.

Il est recommandé, pour plusieurs raisons, d'envoyer à un laboratoire les échantillons, afin qu'ils y subissent des analyses plus approfondies. En effet, les analyses géologiques peuvent fournir des informations sur la position stratigraphique des terrains rencontrés dans le trou. En outre, et ce n'est pas le point le moins important, une description lithologique détaillée peut être faite dans ce laboratoire, à l'aide d'une loupe binoculaire (grossissement $\times 20$) qui permet de travailler à grande échelle. De cette façon, on peut déterminer bien mieux que sur le terrain la taille moyenne des grains, le degré de classement et la teneur en argile des échantillons sableux - paramètres jouant chacun leur rôle dans la valeur de la perméabilité. Par conséquent, si les crédits le permettent, on doit effectuer les analyses granulométriques pour déterminer ces paramètres avec précision.

On peut alors utiliser ces résultats pour trouver un premier ordre de grandeur du coefficient de perméabilité et donc de la transmissivité de l'aquifère. Il

existe une relation entre la perméabilité et la taille des grains, qui tient compte des effets du classement et de la teneur en argile et en gravier (voir DE RIDDER et WIT, 1965).

Si l'on ne dispose pas de tables ou d'abaques de cette relation, on peut diviser les terrains rencontrés en un certain nombre de grands groupes allant des sables très fins aux graviers, et attribuer à chaque groupe une valeur estimée du coefficient de perméabilité, qu'il suffit de multiplier par l'épaisseur de la couche concernée pour obtenir la transmissivité. En additionnant toutes les transmissivités partielles, on trouve la transmissivité de l'aquifère. Cette approche géologique de la détermination de ce paramètre doit se répéter pour chaque puits de la nappe, et l'on fait ensuite la moyenne des résultats obtenus. On doit enfin comparer cette transmissivité calculée avec celle que donne l'essai, ce qui permet de déterminer le pourcentage d'erreur. Si l'on connaît ce pourcentage pour chaque puits testé, on peut corriger la transmissivité des puits situés entre les points et où l'on ne dispose que de la coupe géologique.

L'expérience montre que si l'on connaît la coupe géologique des puits, la transmissivité peut être estimée avec une bonne approximation. Cependant, des erreurs appréciables peuvent être commises, notamment quand des matériaux très fins (argile et silt) ou très grossiers (graviers) sont mélangés avec du sable (ERNST, DE RIDDER et DE VRIES, 1970). Malgré tout, cette approche est très intéressante dans les grands bassins hydrogéologiques, dans la mesure où les crédits disponibles ne permettent pas d'accroître indéfiniment le nombre des pompages d'essai. Par contre, cette méthode n'est pas à recommander si l'on doit étudier un problème particulier pour réaliser de grands travaux de génie civil. En effet, le coût d'un pompage d'essai est généralement faible quand on le compare par exemple au coût d'une grande station de pompage.

2.1.4 Choix du site d'essai

Nous allons maintenant approfondir le déroulement d'un essai de nappe en commençant par le problème du choix du site.

Dans certain cas, le site de l'essai est déjà fixé à l'avance, et il n'est possible de le déplacer en un lieu plus favorable. Ceci arrive quand, par exemple, on doit utiliser les puits existant, ou quand on recherche les paramètres du terrain en un lieu précis. Mais dans le cadre d'une étude régionale, on a souvent une plus ou moins grande liberté de choix.

Pour choisir un site, on doit respecter les points suivants:

- Les conditions hydrogéologiques ne doivent pas être strictement locales, mais représentatives d'une plus ou moins grande partie de la zone étudiée.
- Il serait préférable de ne pas s'installer à proximité des voies de chemin de fer ou des routes à grande circulation, car les vibrations produites par le passage des véhicules lourds peuvent entraîner des fluctuations de niveau piézométrique dans les nappes captives.
- L'eau sortie du puits doit être évacuée de telle manière qu'elle ne retourne pas à la nappe.
- Le gradient de la surface libre ou de la surface piézométrique doit être faible.
- Le personnel et le matériel doivent pouvoir facilement accéder au site.

Il est évident que lorsque ces conditions sont respectées, on évite de nombreuses difficultés durant l'essai.

2.1.5 Caractéristiques du puits d'essai

Une fois le site choisi, on peut commencer la construction du puits de pompage. On appelle puits de pompage un puits tubé et crépiné au niveau de l'aquifère. Ce puits est équipé d'une pompe permettant de monter l'eau à la surface du sol et de l'évacuer.

2.1.5.1 Projet et construction du puits

Nous rappelons ici quelques points essentiels sur l'établissement du projet et la construction des puits, mais le lecteur pourra consulter avec profit JOHNSON (1966) où il trouvera de nombreux détails.

Diamètre du puits

Le diamètre doit satisfaire à deux nécessités:

1. celle de loger la pompe, avec un espace suffisant pour son installation et son fonctionnement.
2. celle d'assurer le rendement hydraulique du puits.

Il faut remarquer que le diamètre du tube de captage ou de la crépine n'influe pas énormément sur la production du puits. En effet, toutes choses égales par ailleurs, on accroît seulement le débit d'environ 10% quand on double le diamètre de la crépine.

Profondeur du puits

La profondeur à prévoir se détermine généralement en examinant la coupe lithologique dans un trou de reconnaissance, dans les puits environnant, ou encore dans le puits lui-même, au cours de l'avancement des travaux. Il est souhaitable de poursuivre le puits jusqu'au mur de l'aquifère car on peut ainsi crépiner une plus grande épaisseur de nappe, et donc obtenir un meilleur débit, sans compter qu'on peut alors créer des rabattements plus grands et de ce fait obtenir des débits encore plus importants.

Longueur de la crépine

On a déjà dit que le fait d'accroître le diamètre de la crépine n'entraîne qu'une faible augmentation de débit du puits. Il en est autrement de la longueur crépinée. La règle générale est de crépiner 70% à 80%, ou davantage, de l'épaisseur de l'aquifère car on obtient ainsi 90% ou même plus du débit maximal que fournirait la nappe si elle était totalement crépinée. Le puits est alors dit puits complet. Un autre avantage important de crépiner sur une hauteur appréciable est qu'on peut alors supposer avoir affaire à un écoulement horizontal, et cette hypothèse est presque toujours latente dans les formules d'interprétation des pompages d'essai. On évite donc les écoulements verticaux créant des rabattements anormaux aux abords du puits, et l'on n'a pas besoin d'effectuer des corrections de pénétration partielle (Fig.3).

En fait, cette règle souffre des exceptions. Dans une nappe libre, il est souvent préférable de ne crépiner que le tiers ou la moitié de la partie inférieure, afin que des rabattements importants n'entraînent pas le dénoyage de la crépine.

Il est également évident que, pour de simples raisons économiques, on ne va pas crépiner sur toute sa hauteur un aquifère très épais. Dans ce cas, si la nappe n'est crépinée qu'à moins des deux tiers de l'épaisseur, on dit qu'on a une pénétration partielle du puits, qui s'oppose au puits complet. L'écoulement se fait donc avec une composante verticale autour du puits, jusqu'à une distance grossièrement égale à l'épaisseur de l'aquifère. Dans ce domaine, on doit corriger les rabattements mesurés avant d'effectuer le calcul des caractéristiques hydrauliques.

Dans les aquifères non homogènes, comprenant des intercalations de lits argileux, il semble utile d'effectuer des essais séparés dans chaque partie de la nappe. Ceci double les chances de savoir si les lits argileux sont étanches ou légèrement perméables.

Enfin, on doit faire attention à utiliser une crépine convenable, ayant une surface ouverte suffisante de façon que la vitesse d'entrée de l'eau soit faible, disons moins de 3 cm par seconde, car avec une telle vitesse, les forces de frottement dans les ouvertures de la crépine sont négligeables. Par contre, la dimension des ouvertures doit être choisie en fonction de la granulométrie du matériau aquifère (pour plus de détails, voir JOHNSON, 1966).

Massif filtrant

Le passage de l'eau dans le puits est facilité si l'on intercale, entre la crépine et le terrain, du gravier tamisé à une granulométrie plus grossière que celle du terrain; ceci s'appelle un massif filtrant, car il bloque l'entrée dans le puits des particules du terrain. Le gravier doit être propre et formé de grains arrondis, lisses et de taille uniforme. L'épaisseur du massif doit valoir au minimum 7 à 8 cm, afin que l'on soit sûr qu'il entoure complètement la crépine, et au maximum une vingtaine de centimètres. Des détails sur la granulométrie que l'on doit utiliser sont donnés dans JOHNSON (1966).

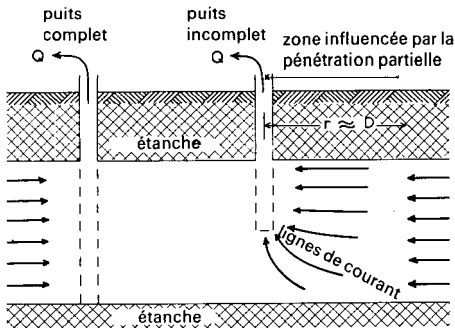


Fig.3. - Coupe schématique d'un puits complet et d'un puits incomplet.

2.1.5.2 Choix de la pompe

Une fois le puits achevé, il faut installer la pompe d'exhaure. Il est hors de propos de cet ouvrage de discuter des différentes sortes de pompes utilisées pour les essais de débit.

La pompe et le bloc moteur doivent pouvoir travailler sans cesse, 24 heures sur 24, à débit constant et durant au moins deux jours. Cette période est même trop courte quand il s'agit de tester une nappe libre ou semi-libre, ou quand on désire prendre des mesures de rabattement sur des piézomètres lointain. Il faut alors pomper sans arrêt durant plusieurs jours pour obtenir des rabattements mesurables à de telles distances.

La puissance de la pompe doit permettre d'obtenir un débit suffisamment élevé pour créer des rabattements mesurables à des distances qui, suivant les cas, pourront atteindre 100 ou 200 m.

Après l'installation de la pompe, le puits doit être développé. On commence donc à pomper à un faible débit, jusqu'à l'obtention d'eau claire, puis on passe à un débit plus grand, jusqu'à obtenir de nouveau de l'eau propre, et ainsi de suite jusqu'au débit maximum, qui ne sera pas dépassé durant l'essai.

Si l'on a d'abord pris le soin d'achever les piézomètres, le développement est un excellent moyen pour contrôler leur réaction et leur bon fonctionnement.

2.1.5.3 Refoulement de l'eau pompée

Un point qui a une certaine importance est le refoulement de l'eau pompée; il faut empêcher l'eau sortie du puits de retourner dans la nappe. Pour cela, on peut la transporter dans une conduite d'assez gros diamètre jusqu'à une distance suffisante, disons 100 ou 200 m, et la laisser s'écouler dans un canal ou dans un chenal naturel qui n'a pas de relation avec la nappe testée. On peut encore transporter l'eau dans un fossé peu profond, si l'on a pris la précaution de s'assurer de l'étanchéité du fond grâce à un voile d'argile ou de plastique empêchant l'infiltration.

Mieux vaut que l'eau pompée soit refoulée en dehors des lignes de piézomètres. Si l'eau est évacuée à ciel ouvert, on peut y faire des jaugeages différentiels afin de vérifier qu'aucun débit ne s'infiltré. On peut aussi contrôler à l'aide des piézomètres l'absence d'infiltration durant l'essai.

2.1.6 Les piézomètres

Le principe d'un essai de nappe est de pomper dans un puits et de mesurer les effets du pompage sur les niveaux piézométriques du voisinage. Pour cela, il faut planter des piézomètres à proximité du puits; en quel nombre et à quelle distance va-t-on les placer? C'est une décision que l'on doit prendre sitôt le puits achevé.

2.1.6.1 Nombre de piézomètres

La question du nombre de piézomètres ne dépend pas seulement de la quantité et de la qualité des renseignements désirés, mais aussi des crédits disponibles pour l'essai. Dans le chapitre suivant, on verra que les résultats obtenus à l'aide des mesures de rabattement dans un seul piézomètre permettent souvent de calculer

la valeur moyenne de la perméabilité, de la transmissivité et du coefficient d'emmagasinement de l'aquifère.

Mais si l'on dispose de deux piézomètres (ou même davantage) placés à des distances différentes du puits, on pourra analyser les résultats des essais de deux manières différentes, en étudiant les rabattements à la fois en fonction du temps et de la distance. Ainsi, on obtient des résultats qui sont plus précis et mieux représentatifs dans un domaine plus étendu.

Par conséquent, quand les conditions le permettent, il est toujours intéressant de disposer de nombreux piézomètres, et un nombre minimal de trois est à conseiller.

2.1.6.2 Distance des piézomètres

D'une façon générale, les piézomètres ne doivent être placés ni trop près, ni trop loin du puits où l'on pompe. Cet axiome est vague, et mérite quelques précisions. Donc, pour implanter des piézomètres, on doit songer aux points suivants:

La catégorie de la nappe

Dans les nappes captives, la baisse de niveau piézométrique due au pompage se propage rapidement, car la libération de l'eau emmagasinée provient de la décompression de la roche et du fluide. On peut alors mesurer les effets du pompage jusqu'à de grandes distances, par exemple à plusieurs centaines de mètres du puits d'essai.

Par contre, dans les nappes libres, la propagation de l'onde de pompage est assez lente. En effet, la majeure partie de l'eau provient du dénoyage de la tranche supérieure de la nappe lors de l'abaissement de la surface libre, tandis que la décompression de la roche et du fluide ne joue qu'un faible rôle. Par conséquent, à moins de pomper durant plusieurs jours, la baisse du niveau piézométrique n'est mesurable que sur une distance assez courte, n'excédant généralement pas la centaine de mètres.

Les nappes semi-captives ont un comportement intermédiaire, et selon que la résistance hydraulique verticale de la couche semi-perméable est plus ou moins grande, elles se rapprochent d'une nappe captive ou d'une nappe libre.

La perméabilité

Si la perméabilité de l'aquifère est élevée, le cône de rabattement créé par le pompage sera plat et étendu. Si au contraire la perméabilité est faible, le cône

de rabattement sera de forte pente et peu étendu. Dans le premier cas, il faut donc implanter les piézomètres à une distance plus grande que dans le second.

Le débit de pompage

Si le débit de pompage est important, le cône de rabattement est plus étendu que s'il est faible. Il faut donc là encore implanter les piézomètres à une assez grande distance du puits si l'on prévoit de forts débits.

La longueur de la crépine

Le choix de la distance à laquelle on va installer les piézomètres dépend beaucoup de la longueur crépinée dans le puits de pompage. Si le puits est crépiné sur toute l'épaisseur de la nappe, ou au moins à 80% de l'épaisseur, l'écoulement aux abords du puits sera horizontal. Par conséquent, même les rabattements mesurés dans des piézomètres proches seront interprétables. Rappelons qu'il va de soi que si la nappe n'est pas très épaisse, on a intérêt à travailler sur un puits complet, c'est à dire pénétrant totalement l'aquifère.

Or, dans bien des cas, l'aquifère à tester est trop épais pour qu'on songe à la capter dans sa totalité. Le puits est donc à pénétration partielle, la longueur crépinée est relativement faible et ceci fait que la répartition des charges hydrauliques ou des rabattements n'est pas uniforme, notamment aux abords du puits. Donc, si la longueur crépinée est bien plus faible que l'épaisseur totale de la nappe, les rabattements théoriques à proximité du puits sont faussés du fait des composantes verticales de l'écoulement. L'interprétation des rabattements des piézomètres situés tout près d'un puits à pénétration partielle peut alors conduire à des résultats erronés, à moins d'appliquer sur les lectures des corrections assez compliquées avant d'en faire l'analyse. On peut éviter toutes ces difficultés en plaçant les piézomètres à une distance suffisante du puits pour que disparaisse l'anomalie. En règle générale, il est recommandé de placer les piézomètres les plus proches à une distance du puits égale au moins à l'épaisseur de l'aquifère, car c'est à partir de cette distance que l'écoulement devient horizontal.

Stratification

On trouve rarement des aquifères homogènes. Tous sont plus ou moins stratifiés. Cette stratification induit une anisotropie, c'est à dire que les perméabilités horizontale et verticale sont différentes. Ceci fait qu'à une distance donnée du puits d'essai, à chaque profondeur correspond un rabattement différent; mais ce phénomène s'estompe au fur et à mesure que le temps de pompage augmente. Par

conséquent, plus la distance au puits est grande, moins l'effet de la stratification se fait sentir sur le rabattement.

De tout ce qui précède, il apparaît que de nombreux facteurs sont à prendre en considération pour savoir à quelle distance du puits on peut implanter les piézomètres. Cela signifie que l'on doit déjà posséder une bonne connaissance de l'endroit où se fait l'essai; on doit particulièrement observer la catégorie de l'aquifère, son épaisseur, sa perméabilité et sa stratification, afin de choisir en bonne connaissance de cause les distances correctes.

Bien qu'on ne puisse fixer aucune règle, puisqu'en dernier ressort ce sont les conditions locales et l'épaisseur crépinée du puits qui permettent un choix, l'expérience montre qu'en bien des cas les résultats sont satisfaisants lorsque les piézomètres sont situés entre 10 et 100 m. Naturellement, ces chiffres ne sont qu'en ordre de grandeur, et la distance peut être portée à 250 m dans le cas d'une nappe épaisse ou d'une nappe captive stratifiée. Il est aussi d'usage de placer un piézomètre hors de la zone d'influence du puits, de façon à suivre l'évolution propre de la nappe en dehors de tout pompage. Ce piézomètre doit être placé à plusieurs centaines de mètres voire même dans certains cas à plus d'un kilomètre. S'il apparaît que le niveau piézométrique change durant l'essai, changements causés par exemple par la vidange ou l'alimentation de la nappe, on pourra corriger les rabattements dus au pompage (voir aussi Fig.4).

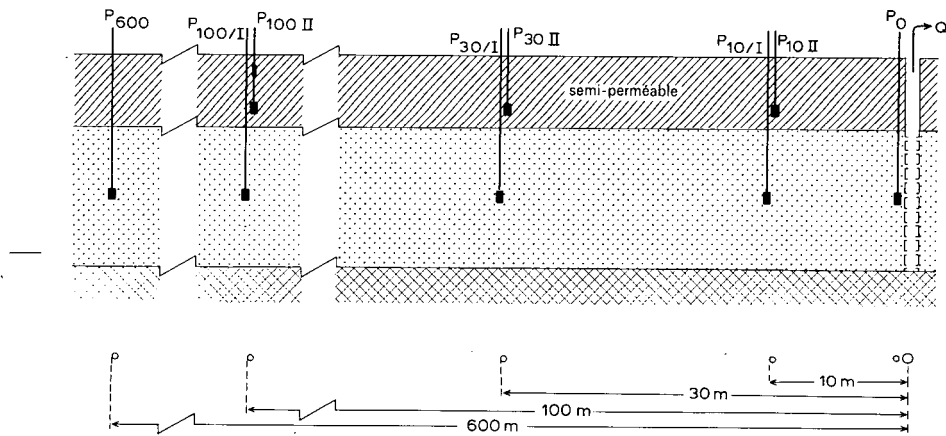


Fig.4. - Exemple de répartition des piézomètres.

2.1.6.3 Profondeur des piézomètres

Le problème de la profondeur des piézomètres est au moins aussi important que celui de la distance. Si l'aquifère est uniforme et homogène, il faut descendre les piézomètres jusqu'à la côte du milieu de la crépine du puits où se fait le pompage. Par exemple, si le puits est complet, crépiné entre 10 et 20 m de profondeur, la crépine des piézomètres doit être placée à 15 m de profondeur. En général, une longueur crépinée de 0,5 à 1 m est suffisante pour un piézomètre. Toutefois, dans les aquifères stratifiés, on a intérêt à utiliser de plus grandes longueurs crépinées, pour les raisons que l'on a développées ci-dessus.

Dans les aquifères non uniformes comprenant des intercalations argileuses, il est recommandé d'installer des crépines de part et d'autre de ces couches d'argile, afin de vérifier s'il existe une communication hydraulique entre les couches perméables. La partie du trou traversant l'argile doit être hermétiquement bouchée, car si l'on néglige ces précautions, un certain débit risque de circuler le long du tubage et de mettre les deux couches en communication. Il vaut donc mieux éloigner les crépines de quelques mètres au moins des limites supérieures et inférieures de la couche argileuse, car ainsi l'effet de ce débit est très faible, voire négligeable.

Quand l'aquifère à tester est surmonté d'une couche à faible perméabilité (argile ou limon par exemple) et que cette couche est partiellement saturée en eau, c'est à dire qu'on y trouve une surface libre, il faut y installer des piézomètres qui s'ajoutent à ceux de l'aquifère principal. Ces piézomètres peu profonds sont nécessaires pour mesurer les conséquences du pompage sur la surface libre, car ceci permet l'interprétation des pompages d'essai des nappes semi-captives, comme on le verra dans le chapitre suivant. La Figure 5 montre un tel exemple de piézomètre crépiné à divers niveaux dans les couches perméables et dans la couche semi-perméable surmontant la nappe.

2.1.6.4 Construction

On obtient des mesures plus rapides et plus précises de niveau d'eau quand le diamètre du piézomètre est faible. Sinon, dans le cas d'un diamètre important, le volume d'eau contenue dans le piézomètre risque de le faire réagir avec un certain retard. Si l'on mesure les hauteurs d'eau à la main, le diamètre n'a pas besoin d'excéder 5 cm. Par contre, avec un procédé d'enregistrement automatique des mesures, il faut un tubage plus gros.

On doit installer dans l'aquifère des crépines longues de 0,5 à 1 mètre. L'espace

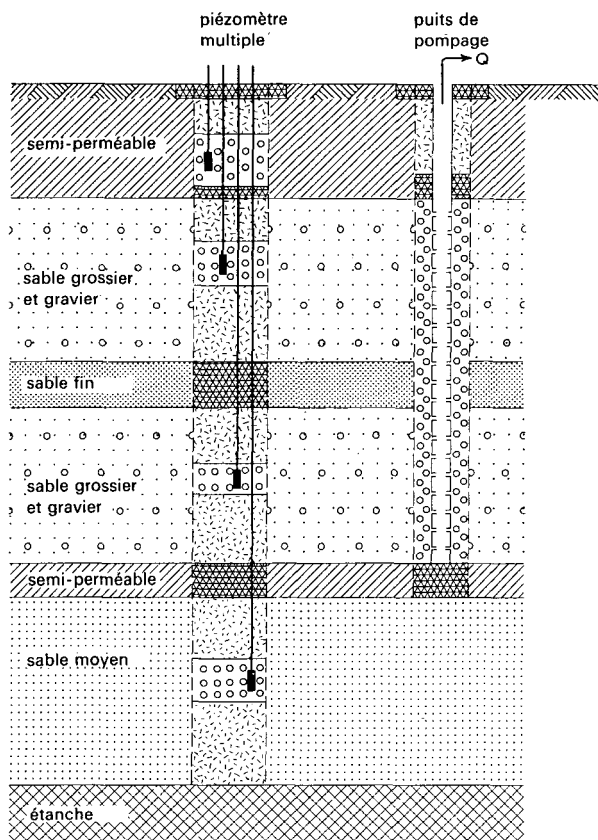


Fig. 5. - Coupe schématique d'un piézomètre multiple.

annulaire entourant la crépine doit être comblé avec du sable grossier calibré, afin de faciliter l'entrée de l'eau dans le piézomètre. Le reste de l'espace annulaire peut être rempli avec du tout-venant, sauf toutefois au niveau des couches argileuses. Là, il faut installer un bouchon d'argile ou de ciment afin d'empêcher les transferts d'eau le long du tubage entre les deux parties de l'aquifère que l'on veut isoler. Des recherches récentes ont montré que le sable très fin formait un bouchon presque aussi efficace que l'argile, parce qu'il se tasse mieux qu'elle. Un tel bouchon peut entraîner une erreur de moins de 0,03 m lorsque la différence de charge entre les deux nappes excède 30 m.

Dans les aquifères non uniformes où l'on trouve des couches argileuses, le diamètre du forage doit être assez gros pour permettre de placer au moins deux piézomètres à différents niveaux. Dans ce cas particulier, il faut colmater avec soin le trou en face des couches argileuses afin d'éviter, le long du tubage, les communications entre les nappes.

Il n'est pas vraiment indispensable de connaître le niveau de l'eau du puits par rapport au niveau de la mer. Cependant, il est recommandé d'effectuer toutes les mesures par rapport à un niveau de référence.

Une fois les piézomètres achevés, il s'avère souvent utile de les nettoyer en pompant jusqu'à l'eau claire, afin de les débarrasser des particules argileuses.

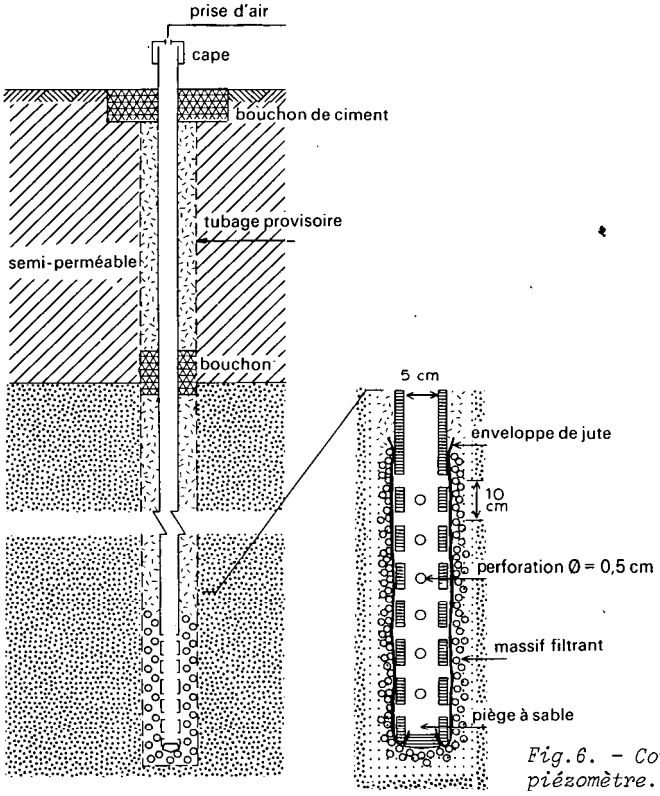


Fig.6. - Coupe schématique d'un piézomètre.

2.2 EXECUTION D'UN POMPAGE D'ESSAI

2.2.1 Procédés de mesure

Il y a deux sortes de mesures à prendre durant un pompage d'essai :

- Les mesures de niveau d'eau
- Les mesures de débit.

Théoriquement, un pompage d'essai ne doit pas démarrer avant que l'on connaisse les variations naturelles de la nappe, à long ou à court terme. Donc, quelques jours avant l'essai proprement dit, tous les niveaux d'eau doivent être mesurés deux fois par jour. Sur chaque piézomètre, on trace un limnigramme dont l'allure permet d'estimer les variations piézométriques. Dès qu'on pense pouvoir extrapoler ces variations, on peut commencer l'essai. Pour la même raison, une fois l'essai achevé, c'est à dire après la remontée complète, on doit poursuivre les mesures de niveau d'eau dans les piézomètres pendant un jour ou deux. On peut alors compléter les limnigrammes en traçant l'allure des variations naturelles durant l'essai. On utilisera cette courbe pour corriger les rabattements, afin de n'interpréter que les rabattements dus au pompage (voir Chapitre 5, Section 1.1).

Les nappes côtières posent des problèmes particuliers, car elles sont sensibles à la marée. Avant l'essai, il est donc indispensable de tracer pour chaque piézomètre la courbe de variation de niveau, sur laquelle on portera les niveaux maximaux et minimaux et le temps auquel ils se produisent (voir Chapitre 5, Section 1.2).

Si un essai doit durer plusieurs jours, il faut aussi mesurer la pression atmosphérique et le cas échéant le niveau des eaux de surface et les précipitations. Dans les régions où existent de nombreux puits, il est possible que l'on doive mesurer le rabattement et le débit dans de plus ou moins bonnes conditions. Ce sont les considérations économiques qui aideront à décider si l'on collectera des mesures qui risquent d'être médiocres.

2.2.1.1 Mesure des niveaux d'eau

Le travail principal, au cours d'un pompage d'essai, est la mesure de la profondeur de l'eau dans tous les piézomètres et dans le puits où l'on pompe. Ces mesures doivent être effectuées à maintes reprises, et de façon aussi parfaite que possible. Comme les niveaux d'eau s'abaissent rapidement durant les premières heures de pompage, les lectures doivent être faites à brefs intervalles, puis de plus en plus espacées au fur et à mesure que le temps passe. Le Tableau 2 donne une indication des intervalles de temps pour les mesures dans le puits d'essai.

TABLEAU 2. - INDICATION DES INTERVALLES DE TEMPS ENTRE DEUX MESURES DE NIVEAU D'EAU DANS LE PUIT D'ESSAI.

TEMPS DEPUIS LE DEBUT DU POMPAGE	INTERVALLE DE TEMPS
0 - 5 minutes	0,5 minutes
5 - 60 minutes	5 minutes
60 - 120 minutes	20 minutes
120 - arrêt du pompage	60 minutes

TABLEAU 3. - INDICATION DES INTERVALLES DE TEMPS ENTRE DEUX MESURES DE NIVEAU D'EAU DANS LES PIEZOMETRES.

TEMPS DEPUIS LE DEBUT DU POMPAGE	INTERVALLE DE TEMPS
0 - 2 minutes	environ 10 secondes
2 - 5 minutes	30 secondes
5 - 15 minutes	1 minute
15 - 50 minutes	5 minutes
50 - 100 minutes	10 minutes
100 mn - 5 heures	30 minutes
5 h - 48 heures	60 minutes
48 h - 6 jours	3 fois par jour
6 jours - arrêt du pompage	1 fois par jour

De même, pour les piézomètres, on commence à prendre des mesures rapprochées, puis de plus en plus espacées dans le temps. Le Tableau 3 donne une idée des intervalles de temps pour les mesures dans les piézomètres.

Les intervalles de temps du Tableau 3 s'appliquent à des piézomètres placés dans l'aquifère testé, à une distance du puits assez faible pour que les niveaux d'eau réagissent instantanément au pompage. Pour les piézomètres plus lointains et pour ceux qui se trouvent dans les couches semi-perméables des nappes semi-captives, il va de soi que les mesures à des intervalles de temps rapprochés ne sont pas nécessaires.

Les temps que l'on donne ici ne doivent évidemment pas être suivis de façon rigide; ils doivent être adaptés aux conditions locales, au personnel disponible etc. Mais il faut quand même faire des lectures fréquentes durant les premières heures, car le temps entre en général sous forme logarithmique dans les formules.

La meilleure façon de mesurer les niveaux d'eau est de les enregistrer automatiquement. Mais l'appareillage nécessite de gros diamètres dans les piézomètres.

On peut bien sûr prendre les mesures de niveau à la main, à condition d'utiliser un chronomètre pour la lecture des temps. L'expérience montre qu'il est possible de mesurer les niveaux d'eau à un ou deux millimètres près à l'aide d'un ruban d'acier gradué muni d'un flotteur, d'une sonde électrique ou de la méthode du fil mouillé. Pour les piézomètres situés à proximité du puits de pompage, le ruban gradué est la meilleure solution, car les niveaux d'eau évoluent très vite durant les premières heures. Dans les piézomètres lointains, où les variations de niveau sont faibles, il vaut mieux utiliser les procédés d'enregistrement automatique. Pour les piézomètres situés à des distances moyennes, tous les procédés sont bons, mais on peut obtenir des mesures parfaites en utilisant un enregistrement automatique, même quand les variations de niveau sont rapides, à condition d'avoir un chronomètre et d'inscrire directement sur le papier d'enregistrement les lectures de temps. Pour tout ce qui concerne les descriptions des appareillages de mesure de niveau d'eau dans le puits (mesures automatiques, manuelles, sondes électriques etc.) le lecteur est renvoyé aux manuels de JOHNSON (1966) et DAVIS & DE WIEST (1966) notamment.

Après l'arrêt du pompage, les niveaux d'eau commencent à remonter dans le puits d'essai et dans les piézomètres. Cette remontée est rapide durant les premières heures, puis de plus en plus lente. Dans le cas où le débit de pompage n'était pas parfaitement constant, les mesures prises à la remontée sont plus dignes de confiance que celles à la descente du niveau piézométrique. La remontée est donc un contrôle de la descente, et les modalités des mesures sont les mêmes que pour la descente.

Cependant, l'eau qui se trouvait dans la colonne de captage de la pompe au moment de l'arrêt du pompage redescend vers le puits et fausse ainsi les mesures, surtout si la transmissivité est faible et si les niveaux d'eau sont bas. Ceci peut causer quelque difficulté dans l'interprétation des premières mesures prises dans le puits d'essai et dans les piézomètres proches.

On a intérêt à inscrire les niveaux d'eau sur des feuilles adéquates, dont un exemple est donné dans la Fig.7. Après quelques heures de pompage, les temps libres deviennent importants et permettent de tracer sur le terrain et pour chaque piézomètre la courbe d'évolution du rabattement en fonction du temps. On utilise pour cela du papier semi-logarithmique en portant les temps sur l'échelle logarithmique et les rabattements correspondant sur l'échelle linéaire. Ces graphiques sont d'un grand secours pour contrôler si l'essai se déroule normalement et pour décider du moment où l'on peut arrêter le pompage.

POMPAGE D'ESSAI: *Vennebulten*

MESURES DURANT LA DESCENTE / LA REMONTEE

PIEZOMETRE: *W II/90* PROFONDEUR: *15 m* DISTANCE: *90 mètres*

ESSAI EFFECTUE PAR: *I.C.W.* DIRIGE PAR: *H. Witt*

ETUDE: *Achterhoek* LIEU: *Vennebulten*

DEMARRAGE: *le 28/10/65 à 10h27* ARRET: *le 29/10/65 à 11h59*

NIVEAU PIEZOMETRIQUE INITIAL: *1385* NIVEAU PIEZOMETRIQUE FINAL: *1589 m*

NIVEAU DE REFERENCE: *tête du piézomètre = 22,222* + N.M.M. ¹

REMARQUES: *temps en minutes*

Niveaux d'eau et rabattements en cm

Débits en m³/h

TEMPS	NIVEAU D'EAU	RABAT-TEMENT	TEMPS	NIVEAU D'EAU	RABAT-TEMENT	DEBIT		
						TEMPS	COMP-TEUR	DEBIT
<i>0</i>	<i>138.5</i>					<i>0</i>	<i>183.54</i>	<i>0</i>
<i>1.17</i>	<i>138.3</i>	<i>0.4</i>				<i>60</i>	<i>219.91</i>	<i>36.37</i>
<i>1.34</i>	<i>139.4</i>	<i>0.9</i>						

¹ NIVEAU MAREOGRAPHIQUE MOYEN

Fig.7. - Exemple de feuille de relevé des données d'un pompage d'essai.

2.2.1.2 Mesure du débit de pompage

Une des opérations à effectuer durant l'essai de la nappe est la mesure du débit de pompage. Il est préférable que ce débit reste constant, car on évitera ainsi des calculs compliqués.

Toutefois, un débit constant n'est pas une nécessité absolue pour interpréter un pompage d'essai. Il existe des méthodes qui tiennent compte des variations de débit, que ces variations soient naturelles ou provoquées.

Le débit de pompage doit être mesuré avec soin et à intervalles réguliers. Pour cela, on peut par exemple installer sur la conduite de refoulement un compteur de la capacité voulue. Il faut le placer en position telle qu'il donne des mesures correctes: le mieux est de le mettre au fond d'un coude en U, de façon que le tuyau soit toujours plein. Si l'eau est évacuée dans un petit fossé, on peut prendre la mesure à l'aide d'un débitmètre Parshal.

Le débit doit être mesuré au moins une fois par heure, et l'on doit obligatoirement le corriger de temps en temps, pour le maintenir constant. Pour le réglage, mieux vaut disposer d'une vanne qui donne des résultats plus précis que si l'on essayait de changer la vitesse du moteur.

Si l'on ne peut pas utiliser une de ces méthodes (compteur ou débitmètre Parshal), il y a d'autres moyens pour mesurer le débit.

La cuve

C'est une méthode simple et précise. Elle consiste à mesurer le temps de remplissage d'une cuve de dimensions connues, comme par exemple un bidon d'huile. Mais cette méthode ne convient que lorsque les débits à mesurer sont faibles.

L'orifice en mince paroi

Un orifice en mince paroi est souvent utilisé quand on a une pompe à turbine ou centrifuge. Il n'est pas pratique dans le cas d'une pompe à piston, car l'écoulement est alors trop fluctuant.

L'orifice est un trou parfaitement rond, creusé au centre d'une tôle d'acier circulaire fixée à l'extrémité du tube de refoulement horizontal.

Un tube piézométrique est adapté dans un trou de 1/4 ou 1/8 de pouce creusé dans le tube de refoulement, à très exactement 61 cm de l'ajutage. Le niveau d'eau lu dans le piézomètre représente la pression dans le tube de refoulement quand l'eau passe par l'orifice. Des tables sont publiées (JOHNSON, 1966) qui donnent le débit pour diverses valeurs des diamètres de l'orifice et du tube de refoulement.

La danaïde

Ce procédé est répandu aux USA. Il s'agit d'un petit réservoir cylindrique dont le fond est percé d'un certain nombre d'ouvertures circulaires. On laisse l'eau pompée entrer dans le réservoir, où elle est évacuée par les trous percés au fond. Le niveau d'eau se stabilise à une hauteur telle que ce qui entre par le haut égale ce qui sort par le bas. Si le réservoir déborde, on perce des trous supplémentaires; si au contraire il n'arrive pas à se remplir suffisamment, on bouche une partie de ces trous.

Un tube piézométrique est branché à proximité du fond, le long d'une paroi du godet, et une échelle verticale est installée derrière le tube, ce qui permet de lire aisément le niveau d'eau du réservoir. Une courbe d'étalonnage donne le débit à travers un orifice unique, de dimension donnée, en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir. Ce débit, multiplié par le nombre de trous ouverts à travers lesquels passe l'eau, donne le débit total correspondant à une certaine hauteur. Si l'on a prévu suffisamment de trous, on peut mesurer de grands écarts de débit. Un autre avantage de la danaïde est d'amortir les pulsations de la pompe, et d'obtenir ainsi une bonne moyenne du débit.

La méthode du jet d'eau

Si aucune des techniques mentionnées ci-dessus ne peut être mise en oeuvre, on peut mesurer le débit de pompage par la méthode du jet d'eau. La mesure de la dimension du jet sortant d'un tube ouvert horizontal ou vertical donne une estimation grossière du débit de pompage.

Si l'eau est évacuée à l'aide d'un tube vertical, on peut estimer le débit en mesurant la hauteur à laquelle le jet d'eau s'élève, pour un diamètre donné du tube. On se reporte ensuite à des tables (JOHNSON, 1966) donnant le débit en fonction de la hauteur du jet et du diamètre du tube. On peut encore appliquer cette méthode à la mesure du débit d'un puits artésien.

Si l'on installe une conduite de refoulement horizontale, totalement remplie d'eau et laissant couler cette eau en chute libre à son extrémité, la distance horizontale et verticale entre un point du jet et l'extrémité de la conduite permet de calculer le débit. On peut choisir ce point sur la surface extérieure ou au sein du courant. On se reporte alors à des tables de conversion pour obtenir le débit (JOHNSON, 1966).

2.2.2 Durée du pompage d'essai

Il est difficile de répondre à la question de la durée d'un essai continu, car elle dépend du type de nappe à tester et du degré de précision recherché dans les propriétés hydrauliques. Economiser sur les heures d'essai n'est pas recommandé, car faire tourner une pompe quelques heures supplémentaires ne coûte pas cher par rapport au prix total, surtout quand les puits ont été spécialement faits pour les essais. De plus, les résultats obtenus sont bien dignes de confiance si le pompage se poursuit jusqu'à ce que le cône de dépression soit stabilisé et ne semble pas s'étendre davantage. Au début de l'essai, le cône évolue rapidement, car l'eau pompée provient de l'emménagement de l'aquifère entourant les abords du puits, mais au fur et à mesure que le pompage continue, le cône s'étend et s'abaisse avec des vitesses de plus en plus faibles, car chaque mètre de terrain conquis par l'expansion horizontale du cône libère un volume de plus en plus grand d'eau stockée. Ceci amène souvent les débutants à conclure que le cône s'est stabilisé, ou en d'autres termes que le régime permanent est atteint. Pour les mêmes raisons, les rabattements mesurés dans les piézomètres évoluent de plus en plus lentement, et des mesures imprécises peuvent conduire à la même conclusion erronée. En réalité, le cône continue à évoluer jusqu'à ce que la réalimentation de la nappe soit égale au débit pompé.

Dans certains puits, les conditions de l'équilibre ou du régime permanent apparaissent quelques heures seulement après le début du pompage. Dans d'autres, elles se manifestent au bout de quelques jours voire quelques semaines. Mais dans certains cas, le régime permanent ne s'établit jamais, même si l'on pompe durant plusieurs années. L'expérience des auteurs de ce livre montre que lorsque les conditions sont normales, le régime permanent d'une nappe semi-captive est atteint après 15 ou 20 heures de pompage. Si la nappe est captive, il vaut mieux prendre l'habitude de pomper durant 24 heures. Enfin, pour une nappe libre, le cône de dépression n'évolue que lentement, et le pompage devra sans doute durer plusieurs jours.

Comme on le verra dans le chapitre suivant, il n'est pas du tout nécessaire de poursuivre le pompage jusqu'au régime permanent, car il existe des méthodes pour étudier le régime transitoire. Néanmoins, il vaut mieux atteindre ce régime permanent, surtout lorsqu'on désire des informations précises sur les caractéristiques de l'aquifère, par exemple lorsqu'on doit installer d'importantes stations de pompes destinées à l'alimentation en eau potable, ou tout autre ouvrage onéreux. On peut alors utiliser des équations simples pour interpréter les mesures et les résultats sont précis. Un autre avantage de pomper un temps assez long est qu'on

peut ainsi découvrir l'existence de conditions aux limites qu'on ignorait.

De toute façon, lorsqu'on trace la courbe de descente pendant que se poursuit l'essai, on peut voir les réactions de la nappe et décider du temps que doit encore durer l'essai.

2.3 INTERPRETATION DES DONNEES

Après le pompage d'essai, on est en possession de toutes les informations telles que le débit du puits, le rabattement dans tous les piézomètres et dans le puits, l'allure générale du niveau piézométrique etc. On doit alors passer à l'analyse des résultats. Cette analyse comprend:

- la mise en graphique des données
- la correction des rabattements dans le cas des mouvements régionaux de la nappe qui ne sont pas dus au pompage, ou des variations atmosphériques s'il y a lieu
- la détermination de la catégorie de l'aquifère où s'est déroulé l'essai.

2.3.1 Mise en forme des données

Les données de terrains sont souvent exprimées en unités incohérentes. Le temps par exemple est d'abord mesuré en secondes, puis en minutes, enfin on se contente de noter l'heure réelle de la mesure. On doit donc d'abord convertir les temps en une seule unité, par exemple en minutes. De même, les niveaux doivent être convertis en rabattements exprimés dans une seule unité, par exemple les mètres ou tout autre unité de longueur que l'on choisira. Ces chiffres doivent être notés sous leur nouvelle forme sur des feuilles d'observations analogues à celle de la Fig.7, auxquelles on ajoute toutes les informations que l'on a relevées.

Les rabattements observés dans chaque piézomètre durant le pompage sont alors reportés en fonction du temps correspondant sur un papier semi-logarithmique ou, le cas échéant, sur un papier bi-logarithmique. Puis, on trace la courbe de descente, qui est la courbe qui s'ajuste le mieux à l'ensemble des points.

Ensuite, on passe à l'analyse des variations régionales du niveau piézométrique, c'est à dire des variations qui ne sont pas dues au pompage. Rappelons que l'on a pris dans chaque piézomètre les mesures de niveau durant quelques jours avant le pompage et quelques jours après la remontée. Ces mesures sont portées sur du papier arithmétique sur lequel on place le temps en abscisse. Dans ce genre de graphique, les deux axes ont une échelle linéaire. Ainsi, pour chaque piézomètre, on trace *la courbe de niveau d'eau en fonction du temps*, encore appelée *limnigramme*.

A partir des limnigrammes, on peut avoir une idée de l'allure générale des niveaux d'eau et de leurs variations (vers le haut ou vers le bas). Si l'on a pu mesurer les niveaux dans un piézomètre lointain pendant la durée de l'essai, on doit aussi construire le limnigramme de ce piézomètre. Il se peut que les limnigrammes montrent alors des changements importants de niveau d'eau pendant le pompage. On doit donc corriger en conséquence les niveaux mesurés pendant la descente et la remontée de l'essai. En effet, si ces variations régionales sont appréciables, on risque, en les négligeant, d'aboutir à des conclusions complètement fausses, notamment sur le moment où s'est établi le régime permanent.

De la même façon, les écarts barométriques importants doivent être pris en compte. Les corrections à faire sont développées dans le Chapitre 5. Une fois toutes ces corrections effectuées, on trace une nouvelle série de courbes de descente.

Puis, on détermine la catégorie de l'aquifère. Pour cela, on compare les courbes de descente de chaque piézomètre avec les courbes de référence de la Fig.2. Les courbes d'évolution dans les piézomètres profonds du mur de la nappe doivent fournir des informations supplémentaires sur la classification de l'aquifère. En effet, si les piézomètres profonds n'ont pas réagi au pompage, cela prouve que le mur est étanche. En revanche, si le niveau d'eau réagit au pompage - avec bien sûr moins d'ampleur que la nappe principale - on peut parler d'un système bicouche. Si la couche inférieure est étanche, les rabattements mesurés dans les piézomètres peu profonds du toit de la nappe peuvent aider à reconnaître l'aquifère:

RABATTEMENT DANS LE TOIT	CATEGORIE DE NAPPE
Nul	Captive ou semi-captive ¹
Faible	Semi-captive
Appréciable	Semi-libre
Identique à la nappe principale	Libre

¹ La forme de la courbe de descente montre de quelle nappe il s'agit.

Enfin, on porte son attention sur les conditions d'écoulement de la fin du pompage, pour choisir la méthode correcte d'interprétation. En effet, comme les calculs se font soit en régime permanent, soit en régime transitoire, il est important de savoir dans quel état on était à la fin du pompage.

On utilise pour cela les courbes de descente qui, pour les raisons expliquées ci-dessus, varient de plus en plus faiblement au fur et à mesure que le temps passe. Si le pompage a duré un temps suffisamment long, il arrive souvent que les

courbes de rabattement en fonction du temps deviennent des lignes droites parallèles. Cela signifie que le gradient hydraulique est devenu constant, ou en d'autres termes que l'on a atteint le régime permanent.

Par contre, si la durée de pompage est trop courte, les niveaux d'eau ne sont pas encore stabilisés quand on arrête la pompe, et les gradients hydrauliques ne sont pas constants. L'écoulement de la nappe reste donc en régime transitoire.

Nous avons jusqu'à présent fait abstraction des anomalies des courbes de descente dues par exemple à l'influence des limites étanches ou du débit de pompage variable. Nous étudierons ces cas particuliers dans le Chapitre 4. De plus, il est évident que les piézomètres mal développés peuvent aussi être les causes d'anomalies plus ou moins importantes dans les courbes.

2.3.2 Application des méthodes d'interprétation

Dans les Chapitres 3 et 4, on parle longuement des différentes méthodes dont on dispose pour calculer les caractéristiques des aquifères. Avant d'appliquer l'une quelconque de ces méthodes, on doit porter toute son attention aux hypothèses de calcul qui la précèdent. En effet, les conditions naturelles du lieu où se déroule l'essai sont presque toujours différentes des conditions théoriques. On doit donc en tenir compte lorsqu'on effectuera les calculs.

Toutes ces hypothèses peuvent sembler limiter de façon draconienne l'application des formules. En réalité, il n'en est rien. Certaines de ces hypothèses ne sont jamais vérifiées dans la nature, tandis que d'autres sont rares. Néanmoins, dans bien des cas les formules s'appliquent et les caractéristiques hydrauliques calculées sont correctes. Une hypothèse, en particulier, n'est jamais rencontrée dans la nature: celle qui suppose un aquifère isotrope et homogène, car presque tous les aquifères ont des variations de facies auxquels correspondent des variations de perméabilité. Si le puits est complet, l'hypothèse d'un terrain non stratifié n'est pas une restriction importante, sauf dans le cas des nappes libres où la stratification joue un rôle certain qui doit être pris en compte pour appliquer les formules.

Une autre hypothèse - celle de l'épaisseur constante de l'aquifère - n'est pas très gênante, car l'épaisseur ne change guère dans le cône de dépression; dans le cas où elle changerait, il faudrait en tenir compte. Il est évident que dans beaucoup de cas réels, on ne commet pas d'erreur grave si certaines hypothèses ne sont pas satisfaites. En revanche, une étude soigneuse des courbes de rabattement doit justement révéler qu'un certain nombre d'hypothèses n'étaient pas vérifiées. On doit y songer et appliquer une formule convenable, des exemples en seront donnés dans le Chapitre 4.

2.3.3 Rédaction du rapport

Une fois le pompage d'essai interprété, on écrit un rapport récapitulatif des résultats obtenus. Il n'est pas dans l'objet de ce livre de donner de nombreux détails sur la façon de rédiger ce rapport. On se contentera d'énumérer ici ce qu'il vaut mieux ne pas oublier d'insérer:

- une carte du lieu de l'essai, montrant le puits où l'on pompe, les piézomètres, les limites étanches ou les limites d'alimentation s'il y en a
- une coupe géologique de la région s'appuyant sur les données obtenues dans chaque trou et montrant la profondeur des crépines
- des tableaux donnant les résultats des mesures de terrain, à savoir les mesures de débit et de niveau d'eau
- le cas échéant des limnigrammes illustrant les corrections appliquées sur les mesures
- les courbes d'évolution du rabattement en fonction du temps et de la distance
- le raisonnement suivi pour choisir la méthode d'interprétation
- les calculs, sous forme abrégée, donnant la valeur des caractéristiques de la nappe, accompagnés d'une discussion sur leur degré de confiance
- le cas échéant, des recommandations pour des recherches futures
- un résumé des principaux résultats obtenus.

2.3.4 Conservation des données

Un exemplaire du rapport détaillé doit être classé pour servir de référence aux études futures. De même, les échantillons des différentes couches rencontrées au cours de la confection des trous doivent être classés car ils pourront toujours servir à d'autres études lors des investigations futures. C'est aussi la raison pour laquelle les mesures de terrain de l'essai doivent être archivées. En effet, les conclusions tirées d'un pompage d'essai peuvent vieillir en raison de l'évolution des connaissances. Par contre, les données brutes soigneusement prises sur le terrain restent des vérités que l'on pourra toujours réinterpréter.

3. METHODES D'INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI (I)

Dans les deux chapitres qui suivent, on décrit les principales méthodes dont on dispose aujourd'hui pour interpréter les pompages d'essai. Comme il est impossible de passer en revue toutes les techniques, on a sélectionné un certain nombre de formules que l'on applique couramment dans les conditions réelles du terrain. Nous n'avons accordé que peu d'attention aux démonstrations mathématiques des formules; c'est plutôt leur domaine d'application et de validité que nous avons développé. On a présenté à la fin de cette publication une bibliographie contenant les références de la littérature originale, à laquelle pourront se reporter les lecteurs particulièrement intéressés par l'arrière-plan théorique des différentes méthodes. Enfin, on a donné un certain nombre d'exemples numériques pris dans la réalité.

Ce chapitre est consacré à l'écoulement permanent et transitoire dans les nappes libres ou captives d'extension latérale infinie, ainsi que dans les nappes semi-libres ou semi-captives (voir les définitions au Chapitre 2). Le Tableau 15 donne une liste des méthodes présentées dans ce chapitre. Le Chapitre 4 traitera pour sa part les méthodes d'interprétation de l'écoulement sous des conditions particulières, par exemple dans les systèmes multicouches, ou lorsqu'existent des limites particulières (étanches ou d'alimentation), ou encore dans les aquifères en biseau; le Tableau 17 donne la liste de ces méthodes.

Nous tenons à répéter que les méthodes d'interprétation que nous avons décrites sont données par rapport à certains types d'écoulement. Par conséquent, certaines méthodes sont reprises en plusieurs endroits. D'un point de vue hydrogéologique, peut être aurait-il été plus logique de partir des formules et de discuter ensuite les conditions d'application. Mais pour celui qui travaille sur le terrain, il est normalement plus facile de commencer par classer l'aquifère; il lui sera donc utile d'avoir à sa disposition toutes les méthodes correspondant au cas étudié, et c'est la raison pour laquelle, malgré l'inconvénient des redites, on a suivi ce plan.

Dans le Chapitre 2, Section 3.2, on a déjà discuté de la façon de choisir les conditions théoriques de l'écoulement qui dépeignent le mieux la réalité.

Voici maintenant la liste des hypothèses de base valables pour toutes les méthodes du Chapitre 3.

- L'aquifère a une extension latérale apparemment illimitée.

- L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage d'essai.
- Avant le pompage, la surface piézométrique est (presque) horizontale dans la zone influencée par le pompage.
- On pompe à un débit constant.
- Le puits d'essai pénètre entièrement l'aquifère et l'eau arrive en écoulement horizontal sur toute l'épaisseur de la nappe.

Il est évident que la première hypothèse en particulier est rarement satisfaite dans la nature. Cependant certains écarts n'interdisent pas l'application des méthodes, sauf s'ils devenaient trop importants; on entrerait alors dans le domaine des problèmes particuliers étudiés au Chapitre 4.

3.1 REGIME PERMANENT EN NAPPE CAPTIVE

Les méthodes d'interprétation des pompages d'essai exécutés dans une nappe captive en écoulement permanent sont illustrées à l'aide d'un essai dans le polder "Oude Korendijk", au Sud de Rotterdam. Cet essai a été contrôlé en Juillet 1962 par l'Institut de recherche du génie rural et de l'hydrologie agricole.

La Figure 8 donne une coupe géologique de la région, obtenue à partir des coupes des sondages. Les 18 premiers mètres sont composés d'argile, de tourbe et de sable fin argileux, formant le toit imperméable de la nappe captive. Entre 18 et 25 m se trouvent des sables assez grossiers mêlés à du gravier. Le mur de la nappe est formé de sables fins et argileux que l'on peut considérer comme imperméables.

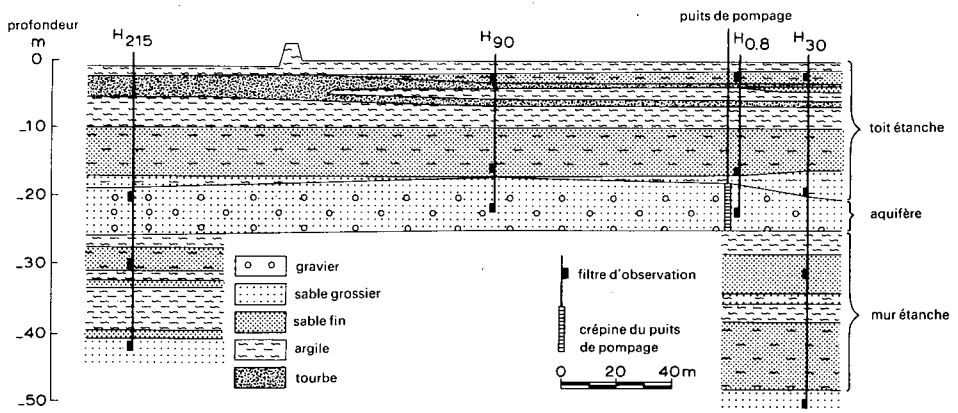


Fig. 8. - Coupe géologique de la région de l'essai d'"Oude Korendijk".

La crépine du puits d'essai a été installée sur toute l'épaisseur de la nappe et les piézomètres ont été implantés aux distances de 0,8, 30, 90 et 215 m. Ils descendent à diverses profondeurs. Dans les piézomètres H₃₀ et H₂₁₅, au niveau 30 m, on a observé des rabattements pendant le pompage; on peut donc en déduire qu'entre 25 et 27 m, le mur n'est pas parfaitement étanche. Cependant, dans ce qui suit, on suppose que toute l'eau provient de l'aquifère entre 18' et 25 m et que le mur est parfaitement étanche.

Dans le Tableau 4, on a porté les rabattements obtenus après environ 14 heures de pompage au débit constant $Q = 788 \text{ m}^3/\text{jour}$.

TABLEAU 4. - RABATTEMENT DANS LES PIEZOMETRES ENTRE 20 ET 24 m DE PROFONDEUR APRES 830 MINUTES DE POMPAGE (ESSAI D'"OUDE KORENDIJK")

Piézomètre	H _{0,8}	H ₃₀	H ₉₀	H ₂₁₅
Rabattement en mètres	2,236	1,088	0,716	0,250

3.1.1 Méthode de Thiem

On doit satisfaire aux hypothèses et aux conditions suivantes:

- Les hypothèses énumérées page 35 et 36
- La nappe est captive
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.

THIEM (1906) fut un des premiers à utiliser plusieurs piézomètres pour mesurer le coefficient de perméabilité d'un aquifère. Il démontra que, dans un aquifère satisfaisant aux conditions précédentes, le débit du puits peut s'exprimer par la formule

$$Q = \frac{2\pi kD(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (1)$$

dans laquelle

Q est le débit de pompage, en m^3/jour ,

kD est la transmissivité de l'aquifère, en m^2/jour ,

r_1 et r_2 sont les distances, en mètres, entre le puits d'essai et les piézomètres,

h_1 et h_2 sont les hauteurs respectives de l'eau, en mètres, dans les piézomètres.

Cette équation, connue sous le nom d'*équation d'équilibre ou de Thiem*, permet de déterminer la transmissivité d'un aquifère à nappe captive à partir d'un puits de pompage, si les valeurs de h sont mesurées dans au moins deux piézomètres. Or, on est davantage intéressé par le rabattement, habituellement désigné par le symbole s (Fig.9), que par la valeur absolue de h . Par conséquent, le plan de référence à partir duquel on mesure les hauteurs importe peu, et, dans la pratique, l'équation (1) s'écrit

$$Q = \frac{2\pi kD(s_{m_1} - s_{m_2})}{\ln(r_2/r_1)} \quad (2)$$

dans laquelle

s_{m_1} et s_{m_2} (en mètres) sont les rabattements stabilisés dans chaque piézomètre; les autres symboles sont déjà donnés ci-dessus.

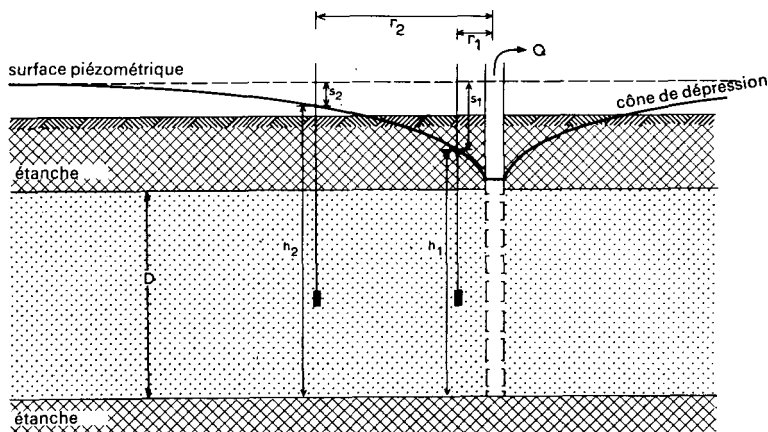


Fig.9. - Coupe schématique d'un pompage en aquifère à nappe captive.

Dans le cas où l'on ne dispose que d'un seul piézomètre situé à la distance r_1 du puits, on a

$$Q = \frac{2\pi kD(s_{mw} - s_{m_1})}{\ln(r_1/r_w)} \quad (3)$$

dans laquelle

s_{mw} est le rabattement stabilisé dans le puits d'essai dont le rayon vaut r_w , en mètres.

L'équation 3 est d'un usage restreint car les conditions hydrauliques locales à proximité immédiate du puits influencent fortement la valeur de s_w . Par exemple, les pertes de charge dues au passage de l'eau à travers la crépine du puits et l'écoulement vers la prise de la pompe faussent la valeur de s_w .

Par conséquent, on ne doit utiliser l'équation (3) qu'avec de grandes précautions, et seulement quand les autres méthodes ne peuvent pas s'appliquer. Mieux vaut utiliser plusieurs piézomètres implantés à une distance assez courte du puits d'essai, de façon que les rabattements soient appréciables et puissent être facilement mesurés.

1er mode opératoire

- Porter sur une feuille de papier semi-logarithmique les rabattements observés dans chaque piézomètre en fonction du temps correspondant: les rabattements sont portés sur l'échelle verticale linéaire et le temps sur l'échelle horizontale logarithmique.

- Construire la courbe de descente pour chaque piézomètre, qui est la courbe qui s'ajuste le mieux à l'ensemble des points.

Il faut remarquer que pour des temps suffisamment importants, les courbes des différents piézomètres sont parallèles, et gardent ainsi entre elles une distance constante. Cela signifie que le gradient hydraulique est constant et que l'écoulement de la nappe est en régime permanent.

- Remplacer s_m dans l'équation (2) par les valeurs numériques du rabattement du régime permanent pour deux piézomètres, ainsi que les valeurs correspondantes de r et la valeur connue de Q . On peut alors résoudre l'équation par rapport à kD .

- Recommencer cette opération pour tous les couples possibles de piézomètres. Théoriquement, les résultats doivent être en bon accord entre eux. Cependant, dans la pratique, les calculs donnent des valeurs plus ou moins égales de kD , dont la moyenne donne le résultat final.

Exemple

La méthode de Thiem peut s'utiliser pour interpréter l'essai d'"Oude Korendijk". Les rabattements mesurés à la fin des 830 minutes de pompage sont portés dans le Tableau 4 (page 37). On a pu montrer que l'écoulement avait presque atteint le régime permanent, et que l'erreur introduite était sans doute faible.

On porte dans l'équation (2) les valeurs numériques du rabattement maximal mesuré dans les piézomètres à 30 et 90 m,

$$kD = \frac{Q}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1}$$

dans laquelle

$$r_1 = 30 \text{ m} \quad s_1 = 1,088 \text{ m}$$

$$r_2 = 90 \text{ m} \quad s_2 = 0,716 \text{ m}$$

$$Q = 788 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Ceci donne

$$kD = \frac{788}{2 \times 3,14(1,088 - 0,716)} \times \ln \frac{90}{30} = 370 \text{ m}^2/\text{jour}$$

La même opération peut être appliquée à d'autres couples de piézomètres. Les résultats sont donnés dans le Tableau 5.

TABLEAU 5. - RESULTATS DE L'APPLICATION DU 1er MODE OPERATOIRE DE LA METHODE DE THIEM A L'ESSAI D'"OUDE KORENDIJK".

r_1 (m)	r_2 (m)	s_1 (m)	s_2 (m)	kD (m ² /jour)
30	90	1,088	0,716	370
0,8	30	2,236	1,088	396
0,8	90	2,236	0,716	390
30	215	1,088	0,250	295
90	215	0,716	0,250	234
0,8	215	2,236	0,250	353
			moyenne	340

2ème mode opératoire

- Porter sur un papier semi-logarithmique les rabattements maximaux du régime permanent s_m de chaque piézomètre en fonction de leur distance r au puits de pompage (Fig.10).

- Tracer la droite qui s'ajuste le mieux à l'ensemble des points; on l'appelle droite rabattement-distance.

- Mesurer la pente Δs_m de cette droite, c'est à dire la différence de rabattement maximal correspondant à un cycle log de r, soit $r_2/r_1 = 10$ ou $\log r_2/r_1 = 1$. L'équation (2) se réduit alors à

$$Q = \frac{2\pi kD}{2,30} \Delta s_m \quad (4)$$

- Reporter les valeurs numériques de Q et de Δs_m dans l'équation (4) et résoudre par rapport à kD.

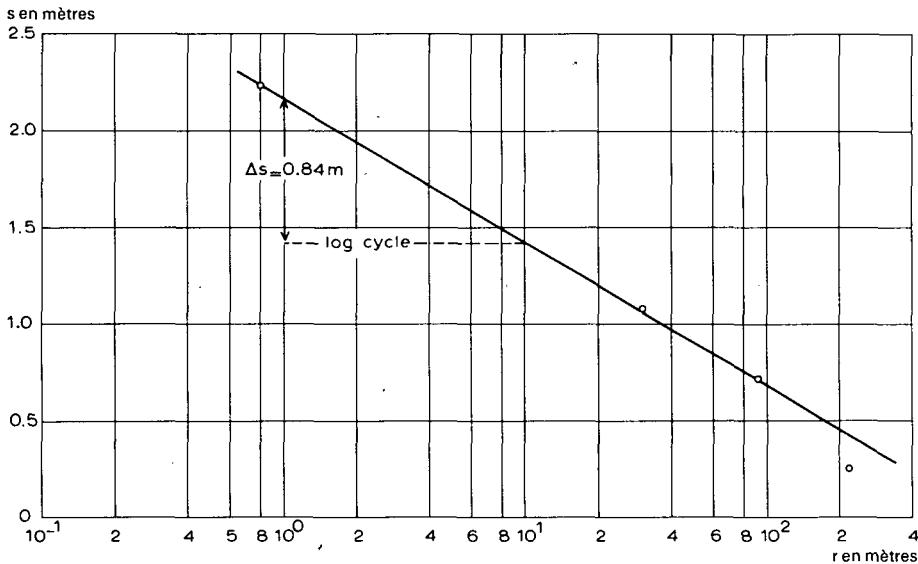


Fig. 10. - Interprétation de l'essai d'«Oude Korendijk» suivant le 2ème mode opératoire de la méthode de Thiem.

Exemple

Le 2ème mode opératoire de la méthode de Thiem a été appliqué en portant les valeurs de r et de s_m du tableau 4 sur un papier semi-logarithmique (Fig. 10). On trace la droite passant par ces points, dont la pente donne une différence de rabattement de 0,84 m par cycle log de r. Le remplacement de cette valeur et de la valeur de Q dans l'équation (4) donne

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s_m} = \frac{2,30 \times 788}{2 \times 3,14 \times 0,84} = 343 \text{ m}^2/\text{jour}$$

Ce résultat est en très bon accord avec la moyenne obtenue par le 1er mode opératoire de la méthode de Thiem.

Remarque

On doit faire attention au fait que le régime permanent a été défini ici en supposant que les variations de rabattement en fonction du temps sont négligeables, ou que le gradient hydraulique est devenu constant. Cependant, le lecteur sait déjà que le vrai régime permanent, c'est à dire le rabattement constant, est impossible dans une nappe captive.

3.2 REGIME TRANSITOIRE EN NAPPE CAPTIVE

L'équation du régime permanent, ou de Thiem, peut souvent s'appliquer pour déterminer le coefficient de perméabilité. Cependant, les conditions de terrain peuvent être telles que l'on a besoin d'un temps considérable pour atteindre ce régime permanent, ce qui est parfois un désavantage sérieux de cette méthode.

Un grand progrès a été fait par THEIS (1935) qui fut le premier à développer les formules du régime transitoire, comprenant le temps et le coefficient d'emmagasinement. Theis découvrit que lorsqu'on pompe à débit constant dans un puits parfait captant un aquifère d'extension latérale illimitée, l'influence du prélèvement de l'eau se propage vers l'extérieur avec le temps. Si en chaque point de la zone d'influence on multiplie l'abaissement de la charge hydraulique par le coefficient d'emmagasinement, et si l'on fait ensuite la somme de toutes les valeurs obtenues, le chiffre trouvé est égal au volume prélevé. Comme l'eau doit provenir d'une réduction de l'emmagasinement de la nappe, le niveau piézométrique continue à baisser aussi longtemps que l'aquifère reste infini. Donc, il n'existe théoriquement aucun régime permanent. Cependant, la vitesse de l'abaissement diminue constamment au fur et à mesure que la zone d'influence s'étend, et le cas échéant elle devient si faible qu'elle est négligeable, ce que l'on considère en fait comme le régime permanent.

L'équation du régime transitoire, ou de Theis, provient de l'analogie entre l'écoulement souterrain et la conduction de la chaleur, et peut s'écrire par la formule

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_u^{\infty} \frac{e^{-y} dy}{y} = \frac{Q}{4\pi kD} W(u) \quad (5)$$

dans laquelle

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad \text{et, par conséquent, } S = \frac{4kDt u}{r^2} \quad (6)$$

s = le rabattement, mesuré dans un piézomètre situé à une distance r , en m, du puits de pompage

Q = le débit constant de pompage, en m³/jour

S = le coefficient d'emmagasinement, sans dimension

kD = la transmissivité de l'aquifère en m²/jour

t = le temps, en jours, depuis le début du pompage

$$W(u) = -0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} + \dots$$

Le symbole W(u), qui est une façon abrégée d'écrire la fonction exponentielle intégrale, est généralement appelé "fonction de puits de Theis", parfois représentée par le symbole $-Ei(-u)$ (JAHNKE et EMBDE, 1945). L'annexe I donne les valeurs de W(u) en fonction de u.

Grâce à l'équation (5), on peut voir que si s est mesuré pour une ou plusieurs valeurs de r et pour différentes valeurs du temps t et si le débit Q est connu, on peut calculer S et kD. La présence de deux inconnues et la nature même de la fonction exponentielle intégrale rendent impossible toute solution explicite. Cependant, il existe plusieurs méthodes graphiques d'approximation.

Les exemples numériques des méthodes d'interprétation de l'écoulement en régime transitoire, dans un puits complet en nappe captive, sont tirés de l'essai d'"Oude Korendijk" (voir page 36 et Fig.8). Le Tableau 6 donne les rabattements des piézomètres situés à 30, 90 et 215 m.

3.2.1 Méthode de Theis

En plus des hypothèses énumérées à la page 36, on doit satisfaire aux conditions suivantes:

- La nappe est captive.

- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire, c'est à dire que l'évolution du rabattement n'est pas négligeable dans le temps, ou encore que le gradient hydraulique ne reste pas constant.

- L'eau provenant de l'emmagasinement est libérée instantanément avec la baisse de la charge hydraulique.

- Le diamètre du puits de pompage est très faible, c'est à dire que l'on peut négliger l'emmagasinement dans le volume du puits.

TABLEAU 6. - DONNEES DU POMPAGE D'ESSAI D'"OUDE KORENDIJK".
RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE H₃₀, PROFONDEUR DU FILTRE 20 m.

t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)	t(min)	s(m)	t/r ² (min/m ²)
0	0	0	18	0,680	2,00 × 10 ⁻²
0,1	0,04	1,11 × 10 ⁻⁴	27	0,742	3,00
0,25	0,08	2,78	33	0,753	3,66
0,50	0,13	5,55	41	0,779	4,55
0,70	0,18	7,77 × 10 ⁻⁴	48	0,793	5,34
1,0	0,23	1,11 × 10 ⁻³	59	0,819	6,56
1,40	0,28	1,56	80	0,855	8,89 × 10 ⁻²
1,90	0,33	2,11	95	0,873	1,06 × 10 ⁻¹
2,33	0,36	2,59	139	0,915	1,54
2,80	0,39	3,12	181	0,935	2,01
3,36	0,42	3,73	245	0,966	2,72
4,00	0,45	4,44	300	0,990	3,33
5,35	0,50	5,94	360	1,007	4,00
6,80	0,54	7,55	480	1,050	5,55
8,3	0,57	9,22	600	1,053	6,66
8,7	0,58	9,67 × 10 ⁻³	728	1,072	8,08
10,0	0,60	1,11 × 10 ⁻²	830	1,088	9,22 × 10 ⁻¹
13,1	0,64	1,46			

RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE H₉₀, PROFONDEUR DU FILTRE 24 m.

0	0	0	40	0,404	4,94 × 10 ⁻³
1,5	0,015	1,85 × 10 ⁻⁴	53	0,429	6,55
2,0	0,021	2,47	60	0,444	7,41
2,16	0,023	2,68	75	0,467	9,26 × 10 ⁻³
2,66	0,044	3,24	90	0,494	1,11 × 10 ⁻²
3	0,054	3,70	105	0,507	1,30
3,5	0,075	4,32	120	0,528	1,48
4	0,090	4,94	150	0,550	1,85
4,33	0,104	5,35	180	0,569	2,22
5,5	0,133	6,80	248	0,593	3,06
6	0,153	7,42	301	0,614	3,72
7,5	0,178	9,36 × 10 ⁻⁴	363	0,636	4,48
9	0,206	1,11 × 10 ⁻³	422	0,657	5,21
13	0,250	1,60	542	0,679	6,70
15	0,275	1,85	602	0,688	7,43
18	0,305	2,22	680	0,701	8,40
25	0,348	3,08	785	0,718	9,70 × 10 ⁻²
30	0,364	3,70 × 10 ⁻³	845	0,716	1,04 × 10 ⁻¹

RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE H₂₁₅, PROFONDEUR DU FILTRE 20 m.

0	0	0	305	0,196	6,60 × 10 ⁻³
66	0,089	1,43 × 10 ⁻³	366	0,207	7,92 × 10 ⁻³
127	0,138	2,75 × 10 ⁻³	430	0,214	9,30 × 10 ⁻³
185	0,165	4,00 × 10 ⁻³	606	0,227	1,31 × 10 ⁻²
251	0,186	5,43 × 10 ⁻³	780	0,250	1,69 × 10 ⁻²

Mode opératoire

- Construire une "courbe type" de la fonction de puits de Theis sur une feuille bi-logarithmique en portant les valeurs de $W(u)$ en fonction de u , données dans l'Annexe I. On obtient la courbe type "normale". Cependant, il est souvent plus pratique d'utiliser la courbe "renversée", obtenue en portant les valeurs de $W(u)$ en fonction de $1/u$ (Fig.11).

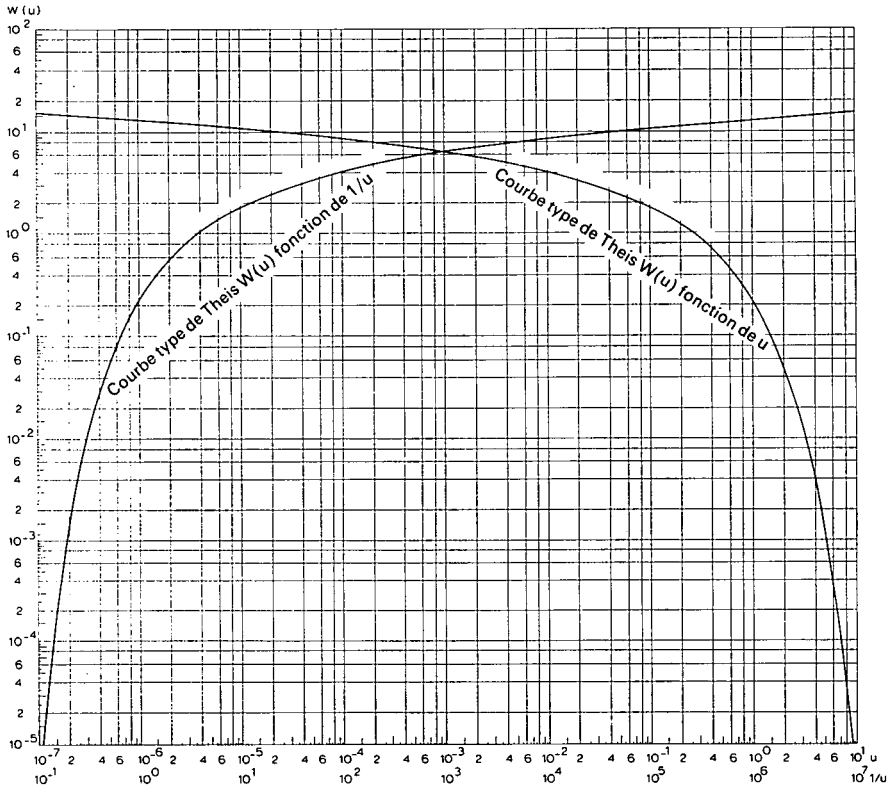


Fig.11. - Courbe types de Theis: $W(u)$ fonction de u et $W(u)$ fonction de $1/u$.

- Porter de la même façon sur une autre feuille bi-logarithmique de même module les valeurs de s en fonction de t/r^2 . Répéter cette opération pour tous les piézomètres utilisés. Si l'on se sert de la courbe type normale, il faut porter s en fonction de r^2/t . On notera que si le débit Q du puits est constant, le rabattement s est lié à r^2/t de la même manière que $W(u)$ est lié à u , et la courbe d'essai est semblable à la courbe type.

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes (Fig.12).

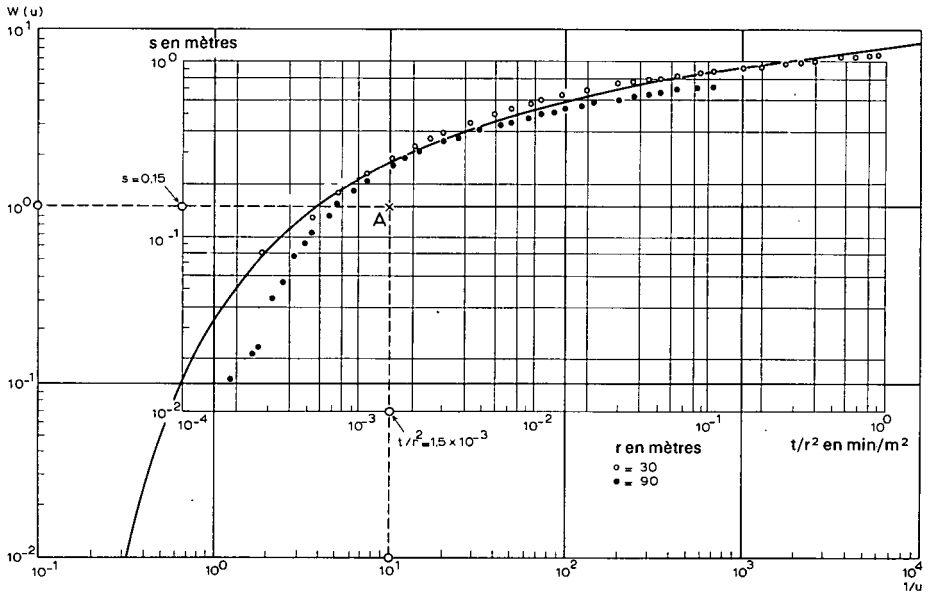


Fig.12. - Interprétation de l'essai d'"Oude Korendijk" suivant la méthode de Theis.

- Choisir un point de référence arbitraire A, que l'on appellera point pivot, dans la zone de chevauchement des deux feuilles et chercher pour ce point les coordonnées $W(u)$, $1/u$, s et t/r^2 . Remarquer qu'il n'est pas nécessaire que le point pivot soit situé sur la courbe type. En fait, les calculs seront plus commodes si l'on choisit ce point de façon que $W(u) = 1$ et $1/u = 10$.

- Porter les valeurs de $W(u)$, s et Q dans l'équation (5)

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u)$$

et résoudre par rapport à kD .

- Calculer S en remplaçant dans l'équation (6) kD , t/r^2 et u par leur valeur

$$S = 4 kD(t/r^2)u$$

Exemple

On a appliqué la méthode de Theis aux données du tableau 6. La figure 12 montre pour deux piézomètres l'ensemble des points s fonction de t/r^2 superposé à la courbe type $W(u)$ fonction de $1/u$.

On choisit le point pivot A de façon que $W(u) = 1$ et $1/u = 10$. On lit alors sur la feuille d'essai les coordonnées du point pivot A, soit $s_A = 0,15$ m et $(t/r^2)_A = 1,5 \cdot 10^{-3}$ min/m² = $1,5 \cdot 10^{-3}/1440$ jour/m². On porte ces valeurs et celle de $Q = 788$ m³/jour dans les équations (5) et (6) et l'on obtient

$$kD = \frac{Q}{4\pi s_A} W(u) = \frac{788}{4 \times 3,14 \times 0,15} \times 1 = 418 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et

$$S = \frac{4kD(t/r^2)_A}{1/u} = 4 \times 418 \times \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1440} \times \frac{1}{10} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Variantes

Il est évident que l'on peut calculer de la même façon les valeurs de kD et S en utilisant une courbe d'essai s fonction de r^2/t et une courbe type $W(u)$ fonction de u .

Si l'on doit calculer séparément les propriétés hydrauliques dans chaque piézomètre, on construit pour chacun d'eux la courbe s fonction de t ou de $1/t$ que l'on superpose à la courbe type $W(u)$ respectivement fonction de $1/u$ ou de u .

L'expérience montrera que choisir s ou $1/s$ en fonction de t ou $1/t$ n'a que peu d'importance, puisqu'il suffit de retourner le papier pour que la courbe d'essai s'ajuste correctement à la courbe type. Le point pivot peut être marqué avec une épingle ou tout simplement lu à travers le papier. Le papier bi-logarithmique doit bien entendu être de même module pour les deux courbes.

Remarques

On se souviendra, en appliquant la méthode de la courbe de Theis et toutes les méthodes basées sur la courbe type, que l'on ne doit accorder que peu d'importance aux premières mesures; en effet les équations du rabattement théorique à partir desquelles on construit les courbes types laissent en partie pour compte ces premières mesures. La raison en est simple: les équations s'appuient sur les hypothèses que le débit du puits reste constant et que la libération de l'eau

emmagasinée dans l'aquifère est instantanée et proportionnelle à la vitesse d'abaissement de la charge hydraulique. Dans la réalité, un certain décalage de temps peut s'établir entre la baisse de pression et la libération de l'eau; de plus, au début, le débit du puits varie car le débit de la pompe dépend de la hauteur de refoulement de l'eau, qui augmente rapidement. Tout ceci cause au début du pompage un désaccord entre la théorie et la réalité. Au fur et à mesure que le temps de pompage augmente, les effets de ces anomalies de l'écoulement diminuent et la concordance devient meilleure. Il ne faudrait donc pas croire que l'on puisse négliger les conditions de validité de la formule du régime transitoire de Theis, et espérer ainsi appliquer avec succès cette méthode avec des pompes d'essai ne durant que 5 ou 10 minutes.

Si la courbe d'essai en diagramme bi-logarithmique est à grand rayon de courbure (comme dans le cas de la courbe type pour $1/u > 100$) on peut trouver, selon son propre jugement, plusieurs positions de superposition où la concordance est assez bonne. La solution graphique est alors pratiquement indéterminée et l'on doit recourir à d'autres méthodes.

3.2.2 Méthode de Chow

CHOW (1952) développa une méthode dont l'intérêt est qu'on n'a pas besoin de tracer la courbe de la méthode de Theis, sans pour autant être limité aux faibles valeurs de r et aux grandes valeurs de t , comme dans la méthode de Jacob (Section 2.3).

On doit satisfaire aux mêmes hypothèses et conditions que pour la méthode de Theis (Section 2.1) car on s'appuie directement sur l'équation (5) de Theis

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u)$$

Afin de calculer les valeurs de $W(u)$ et u correspondant au rabattement s mesuré au temps t , CHOW (1952) introduisit la fonction

$$F(u) = \frac{W(u)e^u}{2,30} \quad (7)$$

$F(u)$ se calcule facilement, comme on le verra plus bas. La relation entre $F(u)$, $W(u)$ et u est donnée en Annexe II et dans l'abaque de la Figure 13.

Mode opératoire

- Pour l'un des piézomètres, porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement s en fonction du temps t (t en échelle logarithmique).

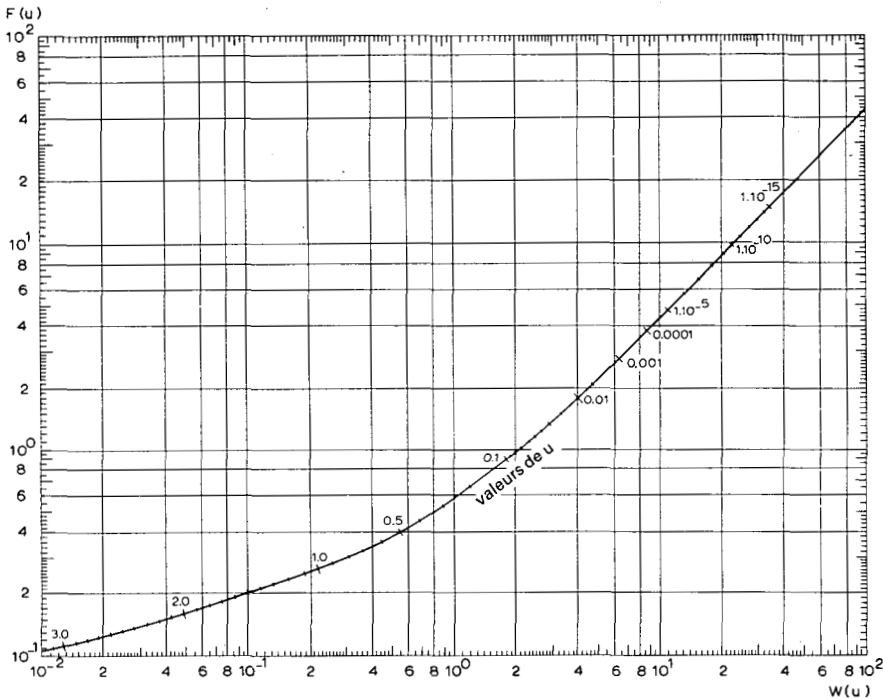


Fig. 13. - Abaque de Chow, donnant la relation entre $F(u)$, $W(u)$ et u

- Sélectionner un point quelconque A de la courbe passant par l'ensemble des points et tracer la tangente en A à la courbe.

- Lire sur l'axe des s la valeur du rabattement au point A, soit s_A , et calculer la pente de la tangente, c'est à dire la différence de rabattement pour un cycle log du temps, soit Δs_A (Fig. 14).

- Calculer la valeur de $F(u)$ au point A à partir de

$$F(u) = \frac{s_A}{\Delta s_A} \quad (8)$$

- Connaissant $F(u)$, trouver la valeur correspondante de $W(u)$ et de u à partir de l'abaque de la Figure 13, ou de l'Annexe II.

- Noter la valeur de t_A sur l'axe des temps de la courbe d'essai et porter les valeurs numériques appropriées dans les équations (5) et (6) pour trouver kD et S .

Remarque

Si $F(u) > 2,0$, $W(u) = 2,30 F(u)$ et u s'obtient donc à partir de l'Annexe I.

Exemple

Les données du Tableau 6 relatives à l'essai d'"Oude Korendijk" vont nous servir d'exemple numérique.

Appliquons la méthode de Chow sur le piézomètre H_{30} . Pour cela, on porte sur un papier semi-logarithmique le rabattement s en fonction du temps. Pour des raisons de commodité, la Figure 14 ne montre que les 10 premières minutes.

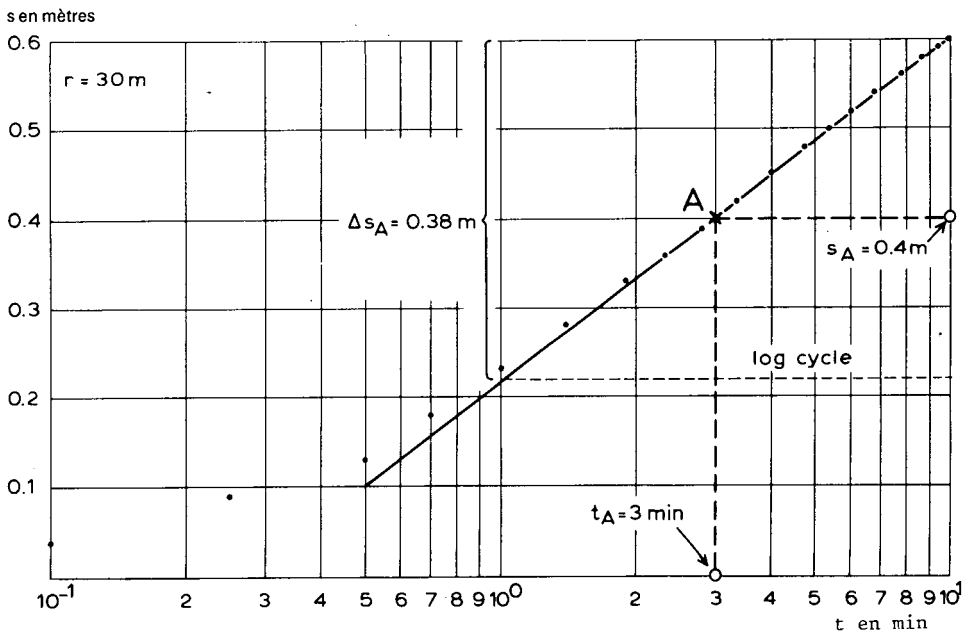


Fig.14. - Interprétation de l'essai d'"Oude Korendijk" suivant la méthode de Chow.

Sur la courbe, on choisit un point A arbitraire et l'on trace la tangente en A à la courbe. On lit alors sur le graphe $s_A = 0,4$ m, $t_A = 3$ min = $3/1440$ jours et $\Delta s_A = 0,38$ m par cycle log de temps.

L'équation 8 donne $F(u) = s_A / \Delta s_A = 0,4 / 0,38 = 1,06$.

A l'aide de la Figure 13 ou de l'Annexe II, on trouve que $F(u) = 1,06$ correspond à $u = 0,06$ et $W(u) = 2,3$. Le débit vaut $788 \text{ m}^3/\text{jour}$. Si l'on porte ces valeurs

numériques dans l'équation (5) on obtient

$$kD = \frac{Q}{4\pi s_A} W(u)_A = \frac{788}{4 \times 3,14 \times 0,4} \times 2,3 = 360 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et dans l'équation (6)

$$S = \frac{4u_A kD}{r^2} t_A = \frac{4 \times 0,06 \times 360}{30^2} \times \frac{3}{1440} = 2,0 \times 10^{-4}$$

3.2.3 Méthode de Jacob

La méthode de JACOB (COOPER et JACOB, 1946) s'appuie elle aussi sur la formule de Theis; cependant les conditions de son application sont plus restrictives que celles de la méthode de Theis ou de Chow.

Dans la formule de Theis (5) on peut remplacer la fonction exponentielle intégrale par un développement en série convergente. Ainsi, le rabattement s s'écrit

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left(-0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} \dots \right)$$

A partir de $u = \frac{r^2 S}{4kDt}$, on voit que u décroît quand le temps de pompage augmente. Ainsi, pour de grandes valeurs de t et/ou de faibles valeurs de r , les termes à droite de $\ln u$ dans la série de l'équation ci-dessus deviennent négligeables, et si $u < 0,01$, le rabattement peut s'exprimer sous la forme asymptotique

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left(-0,5772 - \ln \frac{r^2 S}{4kDt} \right)$$

Après arrangement et passage au logarithme décimal, cette équation se réduit à

$$s = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt}{r^2 S} \quad (9)$$

Par conséquent, si l'on porte les rabattements s en fonction du logarithme du temps t , on obtient une ligne droite (Fig.15). On prolonge cette ligne jusqu'à l'axe des abscisses, et le point d'intersection a pour coordonnées $s = 0$ et $t = t_0$. Si l'on porte ces valeurs dans l'équation (9), on obtient

$$0 = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt_0}{r^2 S}$$

et comme $\frac{2,30Q}{4\pi kD} \neq 0$, il s'ensuit que $\frac{2,25kDt_0}{r^2S} = 1$

soit

$$S = \frac{2,25kDt_0}{r^2} \quad (10)$$

Si maintenant $t/t_0 = 10$, d'où $\log t/t_0 = 1$, on peut remplacer s par Δs , c'est à dire par la différence de rabattement par cycle log de temps, ce qui donne

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} \quad (11)$$

Il faut noter que $\Delta s = 2,30 Q/4\pi kD$ est l'expression de la pente de la ligne droite. Cela signifie que lorsqu'on trace une droite passant par les points, on détermine aussi bien la valeur de t_0 que celle de Δs (Fig.15).

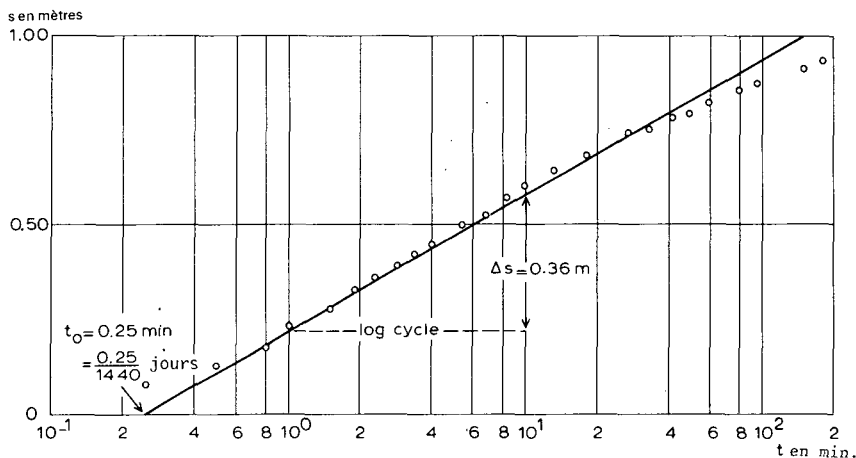


Fig.15. - Interprétation de l'essai de l'"Oude Korendijk" ($r=30$ m) suivant le 1er mode opératoire de la méthode de Jacob.

On doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes:

- Les mêmes conditions que celles de la méthode de Theis (Section, 2.1).
- Les valeurs de u sont faibles ($u < 0,01$), c'est à dire que r est petit ou que t est grand.

La condition que u soit faible est atteinte en une heure ou même moins dans une nappe captive si l'on n'est pas trop éloigné du puits de pompage. Par contre, dans une nappe libre, cela peut prendre 12 h ou même davantage.

1er mode opératoire

- Porter pour l'un des piézomètres ($r=\text{constante}$) les valeurs de s en fonction du temps correspondant t sur un papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique) et tracer la droite passant par les points obtenus (Fig.15).

- Prolonger la droite jusqu'à l'axe des temps où $s=0$, et lire la valeur de t_0 .

- Calculer la pente de la droite, c'est à dire la différence de rabattement Δs par cycle log de temps.

- Porter les valeurs de Q et de Δs dans l'équation (11) et résoudre par rapport à kD . Connaissant kD et t_0 , calculer S à partir de l'équation (10).

Remarques

- Cette opération peut se répéter pour chaque piézomètre disponible, c'est à dire pour chaque valeur de r . Les résultats obtenus sur kD et sur S doivent être en bon accord entre eux.

- Une fois les valeurs de kD et de S calculées, on doit les introduire dans l'équation $u = r^2 S / 4kDt$ pour vérifier que u est bien inférieur à 0,01, condition d'application de la méthode de Jacob.

- Avant de porter les valeurs numériques dans les équations (10) et (11), il faut les exprimer dans le même système d'unité. Le cas échéant, on doit introduire des facteurs de correction. Par exemple, pour des raisons de commodité, le temps de la courbe de descente est souvent porté en minutes, tandis que la transmissivité s'exprime en m^2/jour . Par conséquent, avant d'introduire t_0 dans l'équation (10), on doit diviser sa valeur lue sur le graphe par 1440 afin de convertir les minutes en jours.

Exemple

Comme exemple numérique, on a choisi les résultats du piézomètre H_{30} de l'essai d'"Oude Korendijk" (voir Tableau 6). La Figure 15 donne le diagramme s en fonction de t sur un papier semi-logarithmique.

On trace une droite passant par les points. Sa pente mesurée sur l'axe vertical vaut $\Delta s = 0,36$ m par cycle log de temps. L'intersection de la droite avec l'axe des abscisses (axe du rabattement nul) donne $t_0 = 0,25$ min. = $0,25/1440$ jours.

Le débit vaut $Q = 788$ m^3/jour . On porte ces valeurs dans l'équation (11) et l'on obtient

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,36} = 401 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et dans l'équation (10)

$$S = \frac{2,25kDt_0}{r^2} = \frac{2,25 \times 401}{30^2} \times \frac{0,25}{1440} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Si l'on porte maintenant les valeurs de kD , S et r dans $u = r^2S/4kDt$, on obtient $r^2S/4kDt \approx 10^{-4}/t$. Donc, si $t > 0,01$ jour, soit $t > 14$ min, u est bien inférieur à $0,01$. L'écart observé pour $t > 40$ min entre la courbe d'essai et la ligne droite théorique (Fig.15) est probablement dû à la drainance provenant des couches "étanches".

En appliquant la même méthode aux piézomètres situés à 90 m et à 215 m, on obtient

$$r = 90 : kD = 480 \text{ m}^2/\text{jour} \quad \text{et} \quad S = 1,8 \times 10^{-4}$$

$$r = 215 : kD = 960 \text{ m}^2/\text{jour} \quad \text{et} \quad S = 5,8 \times 10^{-4}$$

2ème mode opératoire

On peut procéder à peu près de la même façon que précédemment en portant sur un diagramme semi-logarithmique s en fonction de r (r sur l'échelle logarithmique), à t constant. On obtient encore une ligne droite dont le prolongement rencontre l'axe des r (Fig.16) en $s = 0$ et $r = r_0$ (rayon d'influence au temps choisi t). Suivant le même raisonnement que précédemment, on arrive aux équations

$$S = \frac{2,25kDt}{r_0^2} \tag{12}$$

et

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s} \tag{13}$$

Comme dans le 1er mode opératoire, on lit les valeurs de r_0 et de Δs sur le graphe, puis à l'aide des équations (13) et (12) on calcule kD et S .

Remarques

- On doit faire attention au fait que les équations (13) et (11) n'ont pas le même dénominateur.

- On a besoin des mesures d'au moins trois piézomètres pour obtenir des résultats précis.

- Si le rabattement de chaque piézomètre n'est pas mesuré au même instant, on peut quand même trouver le rabattement s , au temps t choisi, par une interpolation des courbes de descente de chaque piézomètre, déjà construites lors du 1er mode opératoire.

- Cette opération peut se répéter pour plusieurs valeurs de t . Les valeurs ainsi calculées de kD et de S doivent être en bon accord entre elles.

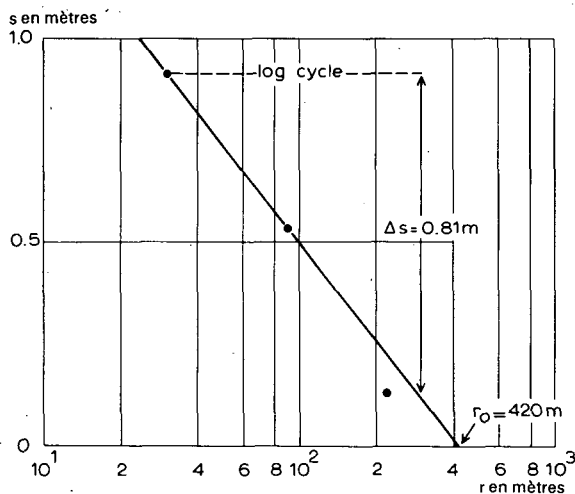


Fig.16. - Interprétation de l'essai d'"Oude Korendijk" ($t=140$ min) suivant le 2ème mode opératoire de la méthode de Jacob.

Exemple

Pour chaque piézomètre de l'essai d'"Oude Korendijk", on porte les rabattements interpolés au temps $t = 140$ min (soit 0,1 jour) en fonction de la distance du puits de pompage (Fig.16).

Il est difficile de tracer une ligne droite passant par les points obtenus. Bien que la drainance risque d'avoir influencé les mesures dans les piézomètres H_{30} et H_{90} , on leur a accordé plus de poids qu'à celles du piézomètre H_{215} . En effet, on savait déjà qu'aux environs du piézomètre H_{215} la transmissivité était plus élevée qu'auprès du puits de pompage. La pente de la droite obtenue vaut $\Delta s=0,81$ m par cycle log de r . Elle rencontre l'axe des abscisses (axe du rabattement nul) au point $r_0=420$ m. Le débit de pompage $Q=788$ m³/jour. En portant ces valeurs dans l'équation (13), on obtient

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{2 \times 3,14 \times 0,81} = 355 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et dans l'équation (12)

$$S = \frac{2,25kDt}{r_o^2} = \frac{2,30 \times 355 \times 0,1}{420^2} = 4,5 \times 10^{-4}$$

3ème mode opératoire

Toutes les mesures de tous les piézomètres sont portées sur un seul papier semi-logarithmique avec s en fonction de t/r^2 (t/r^2 sur l'axe logarithmique). On trace une ligne droite s'ajustant sur ces points et l'on détermine son intersection avec l'axe de rabattement nul (Fig.17). Les coordonnées de ce point sont $s = 0$ et $t/r^2 = (t/r^2)_o$.

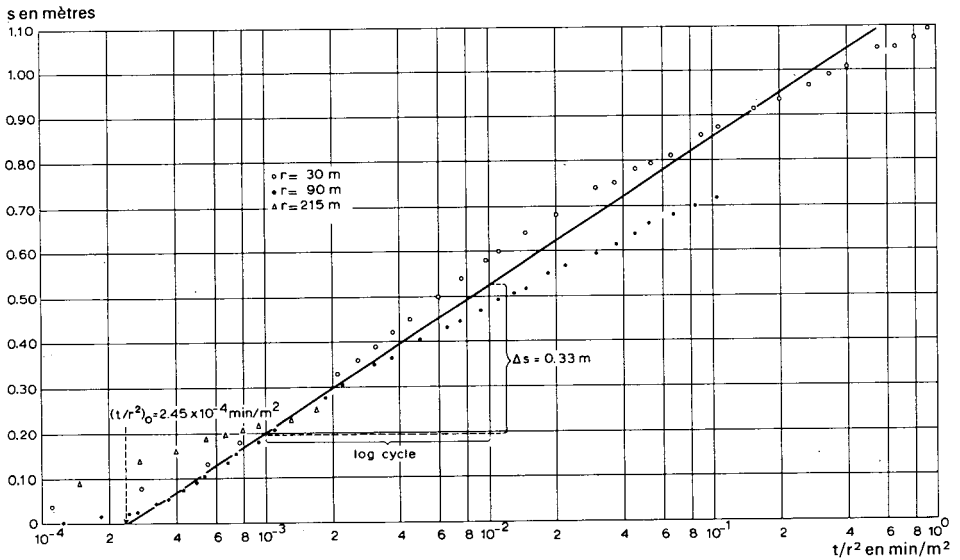


Fig.17. - Interprétation de l'essai d'"Oude Korendijk" suivant le 3ème mode opératoire de la méthode de Jacob.

En suivant le même raisonnement que dans le 1er mode opératoire, on obtient les formules suivantes

$$S = 2,25kD(t/r^2)_o \quad (14)$$

et

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} \quad (15)$$

On détermine donc les valeurs de $(t/r^2)_o$ et de Δs , d'où l'on déduit kD et S à l'aide des équations (15) et (14).

Exemple

Comme exemple numérique du 3ème mode opératoire de la méthode de Jacob, nous allons utiliser les valeurs de t/r^2 de tous les piézomètres de l'essai d'"Oude Korendijk" (Tableau 6).

On porte (Fig.17) les valeurs de s sur un papier semi-logarithmique en fonction de la valeur correspondante de t/r^2 . Par ces points passe une droite qui rencontre l'axe $s = 0$ (abscisse) pour $(t/r^2)_0 = 2,45 \times 10^{-4} \text{ min/m}^2$, soit $2,45 \times 10^{-4}/1440 \text{ jours/m}^2$. Sur l'axe vertical, on lit la différence de rabattement par cycle log de t/r^2 , soit $\Delta s = 0,33 \text{ m}$. Le débit vaut $Q = 788 \text{ m}^3/\text{jour}$.

Si l'on porte ces valeurs dans l'équation (15), on obtient

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,33} = 438 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et dans l'équation (14)

$$S = 2,25kD(t/r^2)_0 = 2,25 \times 438 \times \frac{2,45}{1440} \times 10^{-4} = 1,7 \times 10^{-4}$$

Remarque

Posons, pour simplifier, $kD = 400 \text{ m}^2/\text{jour}$ et $S = 2 \times 10^{-4}$, et calculons la condition

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} < 0,01$$

On voit qu'elle est satisfaite pour

$r = 30$ avec $t > 0,01 \text{ jour}$ soit $t > 14 \text{ min}$.

$r = 90$ avec $t > 0,1 \text{ jour}$ soit $t > 140 \text{ min}$.

$r = 215$ avec $t > 0,5 \text{ jour}$ soit $t > 700 \text{ min}$.

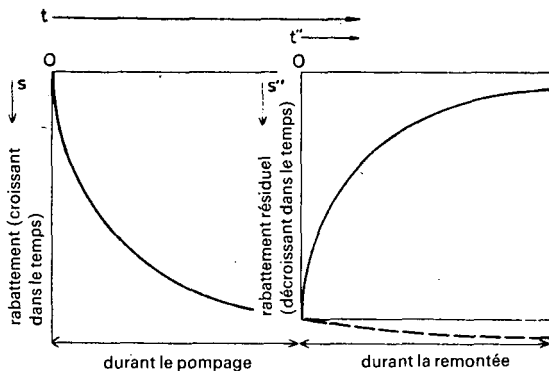


Fig.18. - Evolution schématique du rabattement et du rabattement résiduel dans le temps.

3.2.4 Méthode de la remontée de Theis

Une fois le pompage achevé, le niveau d'eau cesse de descendre pour remonter vers sa position d'origine. On mesure la remontée par le rabattement résiduel s'' , c'est à dire la différence entre le niveau original de l'eau avant le pompage et le niveau mesuré à un certain moment t'' de la remontée; t'' représente le temps écoulé depuis l'arrêt du pompage (Fig.18).

Les résultats de la remontée permettent eux aussi le calcul de la transmissivité et sont donc un moyen de contrôle des résultats de l'interprétation de l'essai durant la période de pompage. En outre, la remontée présente l'avantage que le débit Q est constant et égal à la moyenne des débits du pompage. Ceci fait que les variations de rabattements dues aux fluctuations du débit ne se retrouvent plus à la remontée.

La méthode de la remontée de Theis peut s'utiliser pour mesurer les propriétés hydrauliques d'un aquifère, dans la mesure où les hypothèses et les conditions de la méthode de Jacob (Section 2.3) sont satisfaites.

Si $u = \frac{r^2 S}{4kDt''}$ est suffisamment petit, le rabattement résiduel de la remontée vaut, selon THEIS (1935)

$$s'' = \frac{Q}{4\pi kD} \left(\ln \frac{4kDt}{r^2 S} - \ln \frac{4kDt''}{r^2 S''} \right) \quad (16)$$

avec

s'' = rabattement résiduel en mètres

r = distance en mètres entre le piézomètre de mesure et le puits de pompage; si l'on prend la mesure dans le puits de pompage, $r = r_w$, rayon hydraulique du puits

S'' = coefficient d'emménagement de la remontée, sans dimension

S = coefficient d'emménagement durant le pompage, sans dimension

t = temps en jours depuis le début du pompage

t'' = temps en jours depuis l'arrêt du pompage

Q = débit de remontée = débit de pompage en m^3 /jour.

Mode opératoire

Si S et S'' sont constants et égaux, l'équation (16) s'écrit

$$s'' = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{t}{t''} \quad (17)$$

Pour l'un des piézomètres ou pour le puits d'essai, on porte donc s'' en fonction de t/t'' sur un papier semi-logarithmique (t/t'' en échelle logarithmique) et l'on trace la ligne droite passant par l'ensemble des points (Fig.19). La pente de cette droite est égale à $2,30 Q/4\pi kD$; par conséquent on peut lire la valeur $\Delta s''$, différence de rabattement résiduel par cycle log de t/t'' , que l'on porte dans l'équation (18)

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s''} \quad (18)$$

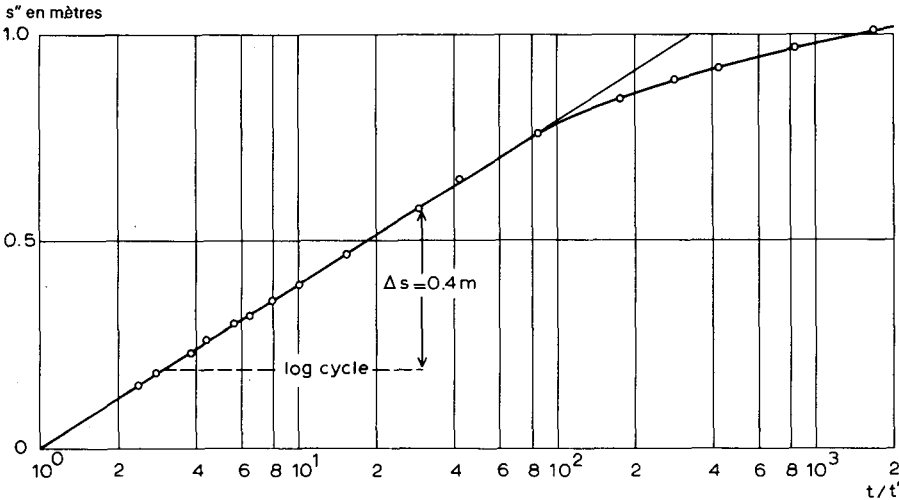


Fig.19. - Interprétation de la remontée de l'essai d'"Oude Korendijk" ($n=30$) suivant la méthode de la remontée de Theis.

Remarques

- On ne peut pas obtenir de valeur de S par cette méthode.
- Si S et S'' sont des constantes inégales, la droite passant par les points de la remontée rencontre l'axe des temps où $s'' = 0$ au point $t/t'' = (t/t'')_0$. En ce point, l'équation (16) devient

$$0 = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \left[\log\left(\frac{t}{t''}\right)_0 - \log\frac{S}{S''} \right]$$

Comme $\frac{2,30Q}{4\pi kD} \neq 0$, il s'ensuit que $\log(t/t'')_0 - \log(S/S'') = 0$, d'où $(t/t'')_0 = S/S''$, ce qui permet de connaître le rapport des coefficients d'emmagasinement.

Exemple

Dans le Tableau 7 sont portées les données sur la remontée du piézomètre H₃₀ de l'essai d'"Oude Korendijk".

TABLEAU 7. - OBSERVATION DE LA REMONTEE DANS H₃₀ DURANT L'ESSAI D'"OUDE KORENDIJK".

t'' (min)	t/t''	s'' (m)	t'' (min)	t/t''	s'' (m)
0	∞	1,09	60	15	0,47
0,5	1661	1,01	90	10	0,40
1	831	0,97	120	7,9	0,36
2	416	0,91	150	6,5	0,32
3	278	0,89	180	5,6	0,30
5	167	0,85	240	4,4	0,26
10	84	0,76	300	3,8	0,23
20	42	0,65	450	2,8	0,18
30	29	0,58	600	2,4	0,15

On porte sur un papier semi-logarithmique les valeurs du rabattement résiduel s'' en fonction de la valeur correspondante de t/t'' (Fig.19). La droite passant par l'ensemble des points montre une différence de rabattement résiduel par cycle log de t/t'' égale à 0,40 m. Si l'on porte cette valeur dans l'équation (18), on obtient

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s''} = \frac{2,30 \times 788}{4 \times 3,14 \times 0,40} = 361 \text{ m}^2/\text{jour}$$

3.2.5 Critique de ces méthodes

Nous avons utilisé l'essai d'"Oude Korendijk" (Fig.8) pour illustrer par des exemples numériques les méthodes d'interprétation du régime permanent et transitoire dans un puits en nappe captive. Nous donnons ci-dessous le résumé des résultats acquis. On peut donc conclure que l'aquifère à nappe captive dans le polder "Oude Korendijk" a les propriétés hydrauliques suivantes: $kD = 400 \text{ m}^2/\text{jour}$ et $S = 2 \times 10^{-4}$.

Si l'on regarde attentivement les coupes géologiques, on s'aperçoit que le piézomètre H₂₁₅ a une transmissivité sans doute légèrement supérieure à celle du voisinage des autres sondages. Nous avons aussi la présomption que si le pompage s'était poursuivi sur une longue période, on aurait observé des phénomènes de drainance par le mur et/ou le toit de la nappe.

METHODE	PIEZOMETRE UTILISE	kD m ² /jour	S	REMARQUES
Thiem I	tous	342	-	moyenne
Thiem II	tous	343	-	
Theis	tous	418	$1,7 \times 10^{-4}$	
Chow	H ₃₀	360	$2,0 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₃₀	401	$1,7 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₉₀	480	$1,8 \times 10^{-4}$	
Jacob I	H ₂₁₅	960	$5,8 \times 10^{-4}$	
Jacob II	tous	355	$4,5 \times 10^{-4}$	
Jacob III	tous	438	$1,7 \times 10^{-4}$	

3.3 REGIME PERMANENT EN NAPPE SEMI-CAPTIVE

Dans la nature, on trouve rarement des nappes parfaitement libres ou parfaitement captives et l'on rencontre plutôt des nappes semi-captives (ou nappes à drainance). C'est le cas des deltas des plaines côtières, des vallées des rivières en pays plat, des anciens bassins lacustres etc.

Si l'on pompe dans une nappe semi-captive analogue à celle de la Figure 20, l'eau provient non seulement de la nappe mais aussi de la couche semi-perméable qui la surmonte, en admettant que cette couche soit (partiellement) saturée. L'effet du pompage est de faire baisser la charge hydraulique de la nappe, et de créer ainsi une différence de charge entre la nappe principale et la couche semi-perméable. Par conséquent, l'eau de la nappe libre contenue dans cette couche rejoint la nappe principale, par un écoulement vertical et dirigé de haut en bas. La quantité d'eau ainsi mobilisée dans la couche supérieure est proportionnelle à la différence de charge entre l'eau du toit et celle de la nappe principale, et inversement proportionnelle à la résistance hydraulique verticale de la zone saturée de la couche semi-perméable, soit

$$q = \frac{h_{phr} - h_{piéz}}{c} \quad (19)$$

Si le puits de pompage est complet, l'écoulement dans la nappe principale est horizontal.

Le débit du puits se décompose en a) une certaine quantité d'eau fournie par la nappe testée, et b) une certaine quantité d'eau fournie par la couche semi-perméable. Par conséquent, les hypothèses imposées dans les formules de l'écoulement des nappes libres ou captives ne sont pas satisfaites, et l'application de ces

formules donnerait des résultats erronés. On doit utiliser des formules tenant compte du fait que la résistance hydraulique verticale de la couverture est élevée sans toutefois être infinie.

Il faut porter son attention sur l'hypothèse que la drainance est proportionnelle au rabattement du niveau piézométrique de l'aquifère. Donc, le niveau libre doit rester constant, ou du moins son rabattement ne doit pas excéder 5% de l'épaisseur de la zone saturée de la couche semi-perméable. Au cours d'un essai de longue durée, cette hypothèse n'est généralement pas satisfaite, à moins que la nappe libre ne soit réalimentée par les infiltrations d'eaux de surface par exemple. Si le temps de pompage augmente, le pourcentage du débit total provenant de la couverture augmente aussi.

Il faut noter que dans une nappe semi-captive, le véritable écoulement permanent est possible, à cause de la réalimentation par la couche semi-perméable. Après un certain temps, un équilibre s'établit entre le débit de la pompe et le débit de réalimentation par écoulement vertical à travers le toit semi-perméable. Ce régime permanent se maintiendra aussi longtemps que le niveau phréatique du toit restera constant.

Les méthodes d'interprétation d'un pompage d'essai dans une nappe semi-captive en écoulement permanent sont illustrées à l'aide de l'essai exécuté près de "Dalem", en Hollande. Cet essai a été contrôlé, le 18 Mai 1961, par l'Institut de recherches du génie rural et de l'hydrologie agricole.

Le site de l'essai est à 1500 m environ au Nord de la Waal, dont le niveau est influencé par les marées; cette rivière étant en liaison hydraulique avec la nappe, la marée influence aussi les niveaux piézométriques.

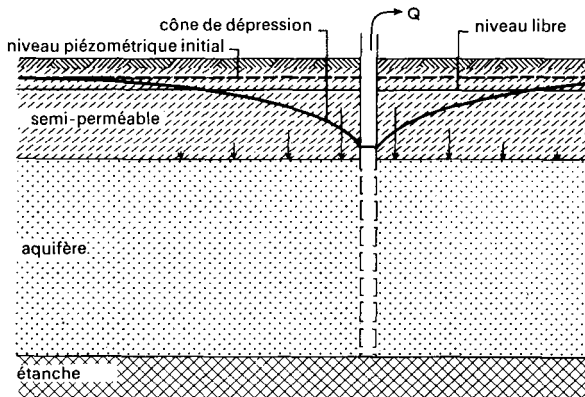


Fig.20. - Coupe schématique d'un pompage en aquifère à nappe semi-captive.

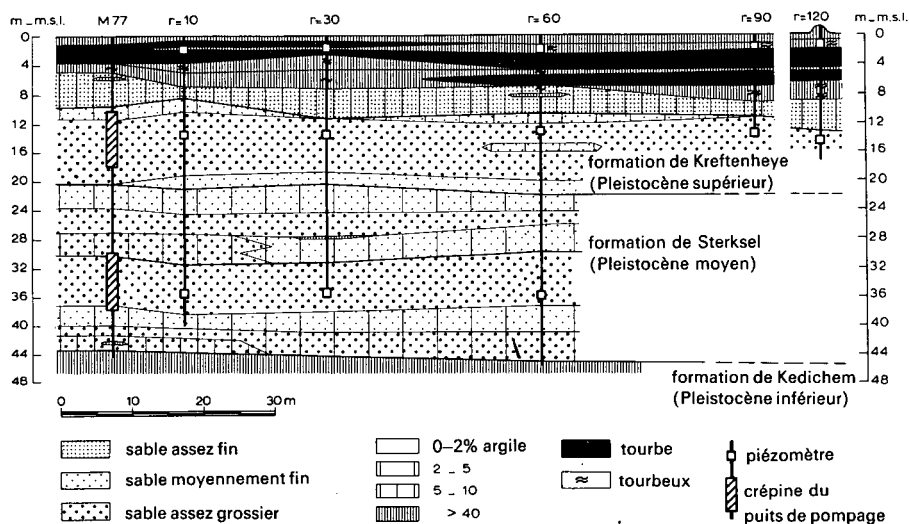


Fig.21. - Coupe géologique de la région de l'essai de "Dalem".

La Figure 21 donne une coupe géologique de la région, obtenue à partir des coupes de sondage. On considère que la formation de Kedichem forme le mur étanche, tandis que les couches de l'Holocène forment le toit semi-perméable de la nappe. On voit dans cette coupe que le puits de pompage contient deux crépines, mais durant l'essai du 18 Mai 1961, la crépine inférieure était isolée et l'eau n'entrait que par la crépine supérieure, placée de 11 à 19 m sous la surface du sol. Le sol est à une altitude voisine du niveau moyen de la mer. Durant les 24 heures précédant le pompage, on a mesuré fréquemment les niveaux d'eau dans les piézomètres pour déterminer l'influence de la marée de la rivière. En extrapolant ces données, on a établi la courbe marée-temps durant la période de pompage, afin de pouvoir corriger les rabattements mesurés.

En outre, les mesures dans les piézomètres situés à proximité du puits de pompage étaient perturbées par la pénétration partielle, dont on a dû tenir compte.

TABLEAU 8. - RABATTEMENTS EN REGIME PERMANENT, EXTRAPOLÉS ET CORRIGÉS, DE L'ESSAI DE "DALEM".

Piézomètre	P_{10}	P_{10}^\dagger	P_{30}	P_{30}^\dagger	P_{60}	P_{90}	P_{120}	P_{400}^\dagger
Rabattement en mètres	0,310	0,252	0,235	0,213	0,170	0,147	0,132	0,059

† Profondeur du filtre: 36 m

Le pompage a duré 8 heures, au débit constant $Q = 761 \text{ m}^3/\text{jour}$. Le régime permanent, qui n'était pas encore atteint, a pu être extrapolé sur les courbes de descente. Le Tableau 8 donne ces rabattements stabilisés extrapolés que l'on a déduits des mesures faites dans les piézomètres dont le filtre était à 14 m de profondeur (sauf mention spéciale); ils ont été corrigés des effets de la marée et de la pénétration partielle.

3.3.1 Méthode de De Glee

En plus des hypothèses énumérées page 36, on doit remplir les conditions suivantes:

- La nappe est semi-captive
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent
- La surface libre reste constante (son rabattement est inférieur à 5% de l'épaisseur saturée de la couche semi-perméable) de façon que la drainance à travers la couverture soit proportionnelle au rabattement du niveau piézométrique
- $L > 3 D$

DE GLEE (1930, 1951, voir aussi ANONYME, 1964, p.35-41), étudiant l'écoulement permanent d'un aquifère soumis à la drainance par une couche semi-perméable, a établi la formule

$$s_m = \frac{Q}{2\pi kD} K_0 \left(\frac{r}{L} \right) \quad (20)$$

avec

- s_m = rabattement maximal (=régime permanent) en m dans un piézomètre situé à une distance r en m du puits de pompage
- Q = débit de pompage en m^3/jour
- L = \sqrt{kDc} = facteur de drainance, en m
- c = D'/k' = résistance hydraulique verticale de la couche semi-perméable, en jours
- $K_0(x)$ = fonction modifiée de Bessel d'ordre zéro et de seconde espèce (fonction de Hankel).

Les valeurs de $K_0(x)$ en fonction de x sont consignées dans l'Annexe III.

Mode opératoire

- Construire à l'aide de l'Annexe III une courbe type des valeurs de $K_0(x)$ en fonction de x , sur un papier bi-logarithmique.

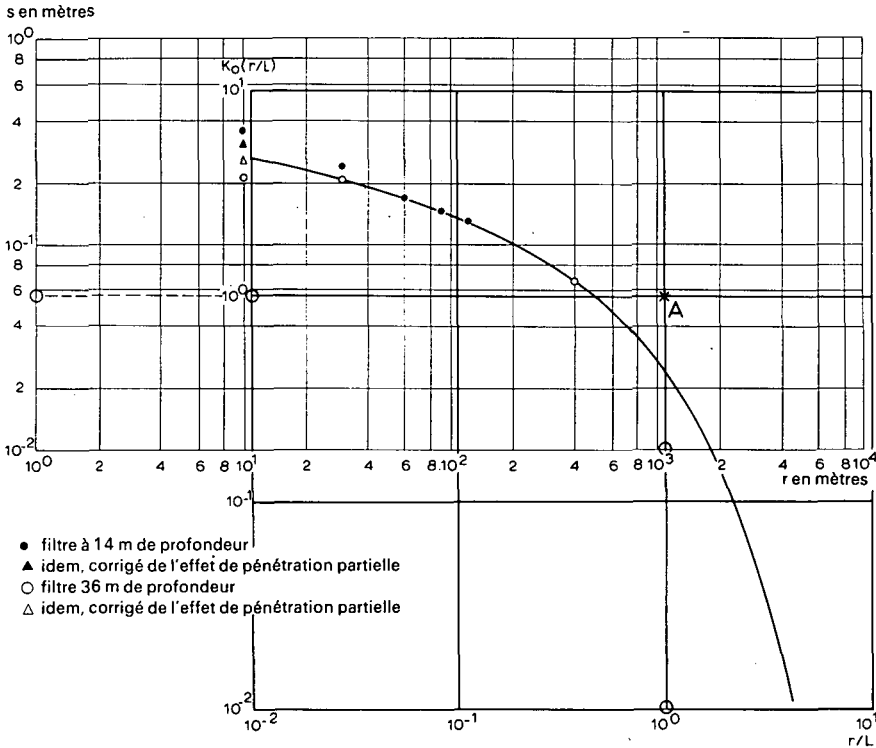


Fig. 22. - Interprétation de l'essai de "Dalem" suivant la méthode de De Glee.

- Porter sur une feuille de papier bi-logarithmique de même module le rabattement maximal s_m du régime permanent pour chaque piézomètre observé en fonction de la valeur correspondante de r .

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes (Fig. 22).

- Choisir un point arbitraire A dans la zone de chevauchement des deux feuilles, et noter pour ce point A les valeurs de s , r , $K_o(r/L)$ et $r/L (=x)$.

- Porter ces valeurs dans les équations (20) et (21)

$$kD = \frac{Q}{2\pi s_m} K_o(r/L)$$

et

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{1}{(r/L)^2} \times \frac{r^2}{kD}$$

que l'on résoud par rapport à kD et à c .

Il est commode de choisir le point A tel que $K_o(r/L) = 1$ et $r/L = 1$.

Exemple

Les rabattements du régime permanent, donnés dans le tableau 8, sont portés en fonction de la distance, et superposés sur la courbe type de De Glee, $K_o(x)$ fonction de x (Fig.22). On choisit le point pivot de façon que $K_o(r/L) = 1$ et $r/L = 1$. Les coordonnées du point A sur la feuille d'essai valent alors $s = 0,057$ m et $r = 1100$ m. On porte ces valeurs dans l'équation (20)

$$kD = \frac{Q}{2\pi s} K_o \left(\frac{r}{L} \right) = \frac{761}{2 \times 3,14 \times 0,057} \times 1 = 2114 \text{ m}^2/\text{jour}$$

Etant donné que $r/L = 1$, $L = r = 1100$ m

$$\text{donc } c = \frac{L^2}{kD} = \frac{(1100)^2}{2114} = 572 \text{ jours.}$$

3.3.2 Méthode de Hantush et Jacob

Ignorants des travaux effectués bien avant eux par DE GLEE, HANTUSH et JACOB (1955) aboutirent aussi à l'équation (20) qui donne la répartition du rabattement stationnarisé au voisinage d'un puits en nappe semi-captive où la drainage est proportionnelle au rabattement.

HANTUSH (1956, 1964) remarqua que si r/L est petit ($r/L \leq 0,05$), l'équation 20 peut pratiquement s'écrire

$$s_m \approx \frac{2,30Q}{2\pi kD} \left(\log 1,12 \frac{L}{r} \right) \quad (22)$$

Ainsi, un diagramme s_m en fonction de r tracé sur un papier semi-logarithmique (r en échelle logarithmique) donne une droite tant que r/L est faible (Fig.23). Lorsque r/L est grand, les points s'ajustent sur une courbe qui s'approche asymptotiquement de l'axe du rabattement nul.

La pente de la droite, c'est à dire la différence de rabattement Δs_m par cycle \log de r s'exprime par

$$\Delta s_m = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \quad (23)$$

Le prolongement de cette droite rencontre l'axe des r , où le rabattement est nul, au point tel que $r = r_o$ et $s = 0$. L'équation (22) se réduit alors à

$$0 = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \left(\log 1,12 \frac{L}{r_o} \right)$$

d'où l'on tire

$$1,12 \frac{L}{r_o} = \frac{1,12}{r_o} \sqrt{kDc} = 1$$

soit

$$c = \frac{(r_o/1,12)^2}{kD} \quad (24)$$

Cette méthode peut s'employer dans les conditions suivantes

- Les hypothèses et les conditions de la solution de De Glee (Section 3.1)
- $r/L \leq 0,05$

Mode opératoire

- Porter sur un papier semi-logarithmique s_m en fonction de r (r en échelle logarithmique), c'est à dire le rabattement maximal stabilisé mesuré dans chaque piézomètre, en fonction de la distance au puits de pompage. Tracer la droite qui s'ajuste le mieux aux points qui sont alignés et calculer sa pente, c'est à dire la différence de rabattement Δs_m par cycle log de r (Fig.23).

- Porter les valeurs de Δs_m et de Q dans l'équation (23) que l'on résoud par rapport à kD .

- Prolonger la droite jusqu'à l'axe des r , et lire la valeur de r_o . Calculer la résistance hydraulique verticale c de la couche semi-perméable en remplaçant r_o et kD par leur valeur dans l'équation (24). On peut encore calculer c en choisissant un point quelconque de la droite, de coordonnées s et r , que l'on porte dans l'équation (22) pour trouver L . Comme $L = \sqrt{kDc}$, on en déduit c .

Exemple

L'exemple numérique choisi est l'essai de "Dalem".

On porte les rabattements stabilisés du Tableau 8 sur un papier semi-logarithmique, en fonction de la distance correspondante. Pour les deux piézomètres doubles situés à 10 m et à 30 m du puits d'essai, on a utilisé la moyenne des rabattements mesurés à 14 et 36 m de profondeur par rapport au sol. On trace une droite s'ajustant à l'ensemble des points, puis on lit directement sur le graphe la différence de rabattement Δs_m par cycle log de r (Fig.23).

$$\Delta s_m = 0,281 - 0,143 = 0,138 \text{ m}$$

De plus, $Q = 761 \text{ m}^3/\text{jour}$.

L'équation (23) donne alors

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s_m} = \frac{2,30 \times 761}{2 \times 3,14 \times 0,138} = 2018 \text{ m}^2/\text{jour}$$

La droite rencontre l'axe des r au point $r_0 = 1100 \text{ m}$. Avec l'équation (24), on obtient donc

$$c = \frac{(r_0/1,12)^2}{kD} = \frac{(1100/1,12)^2}{2018} = 478 \text{ jours}$$

Il faut noter que ce résultat n'est qu'approximatif, car la méthode n'est valable que si $r/L \leq 0,05$. Cela nous donne: $r < 0,05 \times 1100 = 55 \text{ m}$. Par conséquent, seuls les résultats des piézomètres à 10 et 30 m seraient utilisables. Or, ces résultats sont la moyenne des deux rabattements stabilisés mesurés à des profondeurs différentes. Les calculs s'appuyant sur ces données sont donc moins précis que ceux que l'on a effectués ci-dessus.

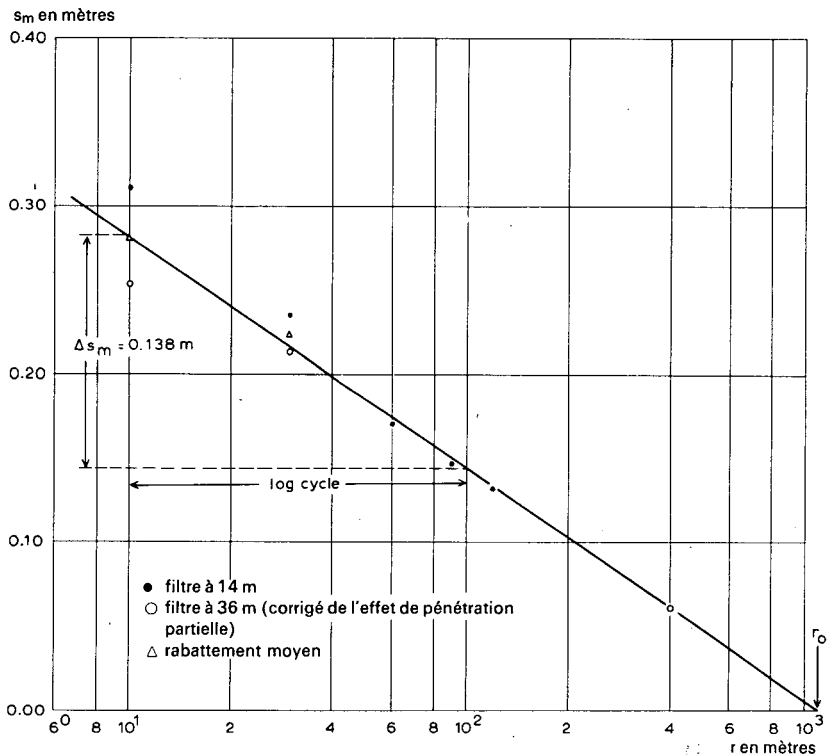


Fig. 23. - Interprétation de l'essai de "Dalem" suivant la méthode de Hantush.

3.3.3 Modification de Ernst de la méthode de Thiem

Rappelons tout d'abord que le débit de pompage est composé de deux parts.

- a) Une certaine quantité de l'eau provient directement de l'aquifère principal.
- b) Le reste provient de la nappe libre de la couche semi-perméable.

On peut appliquer la formule de Theim en soustrayant le débit fourni par la couche semi-perméable au débit total de pompage (Ernst, communication orale).

Pour déterminer ce débit provenant de la nappe libre, imaginons une surface circulaire centrée sur le puits de pompage et de rayon r_0 . Si l'on place dans la couche semi-perméable deux piézomètres peu profonds, situés aux distances r_1 et r_2 du puits, on choisit r_0 tel que

$$r_0 = \frac{r_2 - r_1}{\ln(r_2/r_1)}$$

ce qu'on peut remplacer par la formule approximative

$$r_0 = r_1 + 1/3(r_2 - r_1)$$

La quantité d'eau provenant de la nappe libre qui traverse cette surface circulaire pour rejoindre le puits de pompage vaut (en m^3/jour)

$$Q' = \pi \{r_1 + 1/3(r_2 - r_1)\}^2 \times \overline{\delta s'} \times S' \times 24 \quad (25)$$

avec

$\overline{\delta s'}$ = la baisse moyenne (en m) de la surface libre de la couche semi-perméable durant la dernière heure de pompage

S' = le coefficient d'emménagement (soit la porosité efficace) de la couche semi-perméable.

Par conséquent, dans une nappe semi-captive qui satisfait aux hypothèses de la page 36, la formule de Thiem peut s'écrire

$$Q - Q' = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)}$$

Remarques

- Il faudrait noter qu'avec l'expérience, on peut estimer la valeur de la porosité efficace S' de la couche semi-perméable à partir de la coupe des sondages.

- On doit souvent estimer de même la vitesse de descente de la surface libre surtout quand il n'y a pas assez de piézomètres peu profonds. Par conséquent, on ne saurait déterminer avec précision la quantité d'eau fournie par la couche semi-perméable. Cette précision n'est raisonnable que si l'on dispose d'un grand nombre de piézomètres peu profonds. Dans ce cas, l'équation (26) donnera d'assez bons résultats, surtout lorsque la quantité d'eau provenant de la nappe libre Q' est faible par rapport au débit total de pompage Q.

Mode opératoire

On calcule Q - Q', puis on procède de la même façon que dans la Section 1.1.

Exemple

Nous allons illustrer la méthode à l'aide des données de l'essai de "Dalem" (Tableau 8). Le Tableau 9 donne les rabattements de la surface libre de la couche semi-perméable.

TABLEAU 9. - RABATTEMENT DE LA SURFACE LIBRE PENDANT LES 60 DERNIERES MINUTES DE POMPAGE.

Distance en mètres	30	60	120
Rabattement en mètres	0,001	0,000	0,002

On déduit du Tableau 9 que le rabattement moyen de la surface libre, durant les 60 dernières minutes de pompage, vaut 0,001 m. La porosité efficace S' de la couche semi-perméable (qu'on ne doit pas confondre avec le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère principal) peut s'estimer à 0,1. D'après l'équation (25), la quantité d'eau provenant de la couche semi-perméable vaut

$$Q' = \pi \{r_1 + 1/3(r_2 - r_1)\}^2 \times \overline{\delta s'} \times S' \times 24 =$$

$$= 3,14 \{30 + 1/3(120 - 30)\}^2 \times 0,001 \times 0,1 \times 24 = 27 \text{ m}^3/\text{jour}$$

L'équation (26) donne alors

$$kD = \frac{(Q - Q') \ln(r_2/r_1)}{2\pi \left(\frac{s}{m_1} - \frac{s}{m_2} \right)} = \frac{(761 - 27) \times \ln(120/30)}{2 \times 3,14 \times (0,24 - 0,132)} = 1500 \text{ m}^2/\text{jour}$$

On peut effectuer le même calcul avec les piézomètres à 30 m et 60 m pour arriver à kD = 1180 m²/jour, puis avec les piézomètres à 90 m et 120 m qui donnent kD = 2300 m²/jour.

3.4 REGIME TRANSITOIRE EN NAPPE SEMI-CAPTIVE

Avant d'atteindre le régime d'équilibre, le rabattement de la surface piézométrique croît avec le temps de pompage. On doit donc s'attendre à ce qu'il existe une équation de l'écoulement plus au moins identique à l'équation de Theis pour le régime transitoire des nappes captives. Selon HANTUSH et JACOB (1955), l'équation du rabattement dans une nappe semi-captive se présente ainsi

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_0^{\infty} \frac{1}{u} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4L^2 y}\right) dy$$

ou encore

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L) \quad (27)$$

avec

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad (28)$$

L'équation (27) rappelle la fonction de puits de Theis, à ceci près qu'il y a maintenant deux paramètres sous l'intégrale: u et r/L .

L'Annexe IV donne les valeurs de $W(u, r/L)$ en fonction de u , pour un certain nombre de valeurs de r/L . Ces tables sont tirées de HANTUSH (1956).

Les exemples d'application des méthodes d'interprétation du régime transitoire dans un puits complet en nappe semi-captive sont pris dans l'essai de "Dalem" (voir p.63 et Fig.21).

Le Tableau 10 donne l'évolution du rabattement corrigé de l'influence de la marée dans les piézomètres situés à 30, 60, 90, 120 et 400 m du puits de pompage.

3.4.1 Méthode de Walton

En plus des hypothèses énumérées à la page 36, on doit remplir les conditions suivantes:

- La nappe est semi-captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire, c'est à dire que l'évolution du rabattement dans le temps n'est pas négligeable, ou encore que le gradient hydraulique ne reste pas constant.
- L'eau emmagasinée est libérée en même temps que la baisse de la charge.
- Le diamètre du puits est très faible, de façon à pouvoir négliger l'emmagasinement dans le puits.

TABLEAU 10. - DONNEES DU POMPAGE D'ESSAI DE "DALEM".
RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE SITUE A 30 m. PROFONDEUR DU FILTRE A 14 m.

Temps (jours)	Rabattement (m)	Temps (jours)	Rabattement (m)
0	0		
$1,53 \times 10^{-2}$	0,138	$8,68 \times 10^{-2}$	0,190
1,81	0,141	$1,25 \times 10^{-1}$	0,201
2,29	0,150	1,67	0,210
2,92	0,156	2,08	0,217
3,61	0,163	2,50	0,220
4,58	0,171	2,92	0,224
$6,60 \times 10^{-2}$	0,180	$3,33 \times 10^{-1}$	0,228
Rabattement extrapolé du régime permanent			0,240 m

RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE SITUE A 60 m. PROFONDEUR DU FILTRE A 14 m.

0	0	$8,82 \times 10^{-2}$	0,127
$1,88 \times 10^{-2}$	0,081	$1,25 \times 10^{-1}$	0,137
2,36	0,089	1,67	0,148
2,99	0,094	2,08	0,155
3,68	0,101	2,50	0,158
4,72	0,109	2,92	0,160
$6,67 \times 10^{-2}$	0,120	$3,33 \times 10^{-1}$	0,164
Rabattement extrapolé du régime permanent			0,170 m

RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE SITUE A 90 m. PROFONDEUR DU FILTRE A 14 m.

0	0		
$2,43 \times 10^{-2}$	0,069	$1,25 \times 10^{-1}$	0,120
3,06	0,077	1,67	0,129
3,75	0,083	2,08	0,136
4,68	0,091	2,50	0,141
6,74	0,100	2,92	0,142
$8,96 \times 10^{-2}$	0,109	$3,33 \times 10^{-1}$	0,143
Rabattement extrapolé du régime permanent			0,147 m

RABATTEMENTS DU PIEZOMETRE SITUE A 120 m. PROFONDEUR DU FILTRE A 14 m.

0	0		
$2,50 \times 10^{-2}$	0,057	$1,25 \times 10^{-1}$	0,105
3,13	0,063	1,67	0,113
3,82	0,068	2,08	0,122
5,00	0,075	2,50	0,125
6,81	0,086	2,92	0,127
$9,03 \times 10^{-2}$	0,092	$3,33 \times 10^{-1}$	0,129
Rabattement extrapolé du régime permanent			0,132 m

WALTON (1962) développe une solution qui suit la même ligne de raisonnement que celle de la méthode de Theis, si ce n'est qu'au lieu d'une seule courbe type, il y en a une pour chaque valeur de r/L . Cela signifie que l'on doit tracer une famille de courbes types à l'aide des tables de valeurs de la fonction $W(u,r/L)$ telles qu'elles sont publiées par HANTUSH (1956; voir Annexe IV).

Mode opératoire

- Porter sur un papier bi-logarithmique $W(u,r/L)$ en fonction de u et pour diverses valeurs de r/L , à l'aide de l'Annexe IV. On obtient ainsi une famille de courbes types (Fig.24).

- Porter sur une autre feuille de papier bi-logarithmique de même module s fonction de t/r^2 , ou s fonction de t si l'on n'utilise qu'un piézomètre. On obtient ainsi la courbe d'essai.

- Superposer la courbe d'essai à la famille de courbes types en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre la courbe d'essai et l'une des courbes types (Fig.25).

- Choisir un point pivot A dans la zone de superposition, et noter pour ce point A les valeurs de $W(u,r/L)$, $1/u$, s et t/r^2 (ou t).

- Porter les valeurs de $W(u,r/L)$ et de s , ainsi que la valeur connue de Q dans l'équation 27 et calculer kD .

- Porter la valeur de kD , l'inverse de $1/u$ et t/r^2 (ou t) dans l'équation (28) et résoudre par rapport à S .

- La courbe d'essai est superposée sur une courbe type correspondant à une certaine valeur de r/L . Calculer L et en déduire c par la formule $L = \sqrt{kDc}$.

Remarques

- Il est difficile d'obtenir une position unique de superposition, sauf dans le cas où l'on dispose de suffisamment de mesures avant que l'effet de la drainage se fasse sentir, ou encore dans le cas où r/L est assez grand.

- Si l'on a utilisé les mesures d'un seul piézomètre, il faut répéter ces opérations pour tous les autres.

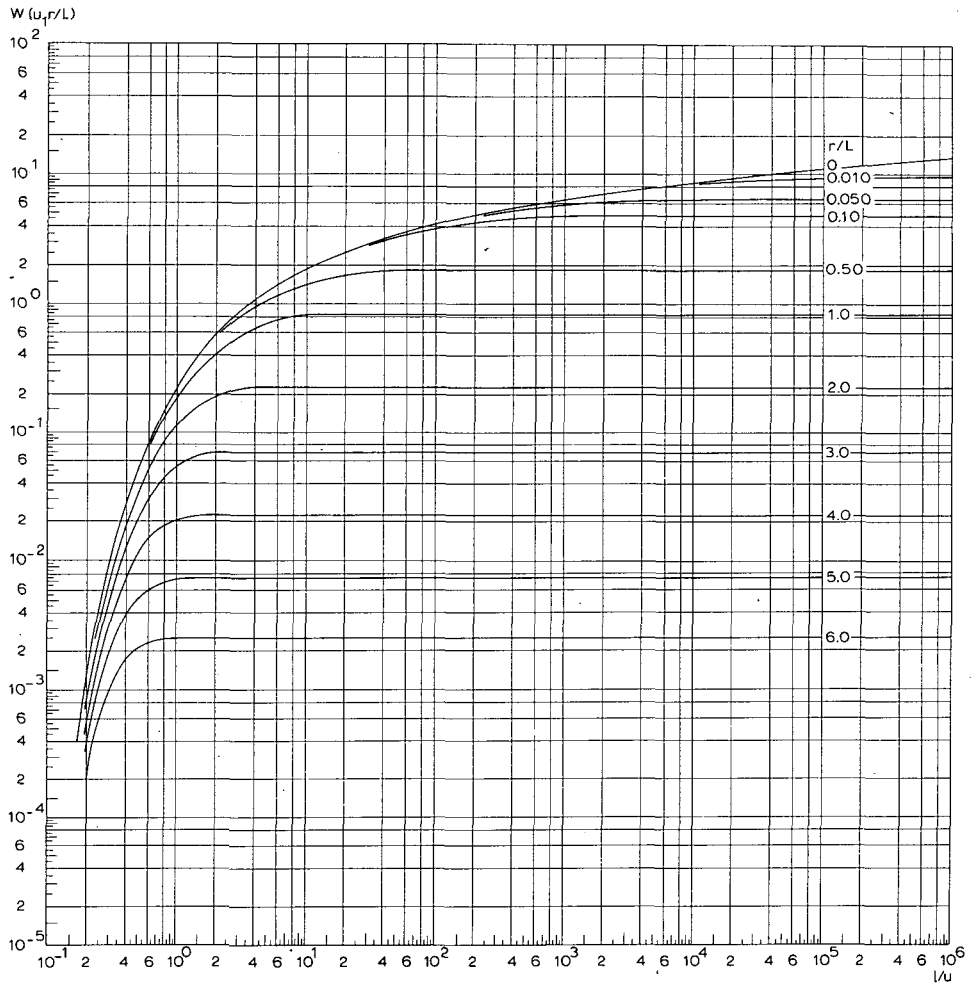


Fig.24. - Famille des courbes types de Walton $W(u, r/L)$ en fonction de $1/u$ pour différentes valeurs de r/L .

Exemple

Les mesures prises au cours de l'essai de "Dalem" dans le piézomètre situé à 90 m vont servir d'exemple (Tableau 10). Les rabattements sont portés en fonction du temps correspondant sur un papier bi-logarithmique (Fig.25). En comparant avec la famille de courbes types de Walton, on voit que les points s'ajustent sur la courbe correspondant à $r/L = 0,1$.

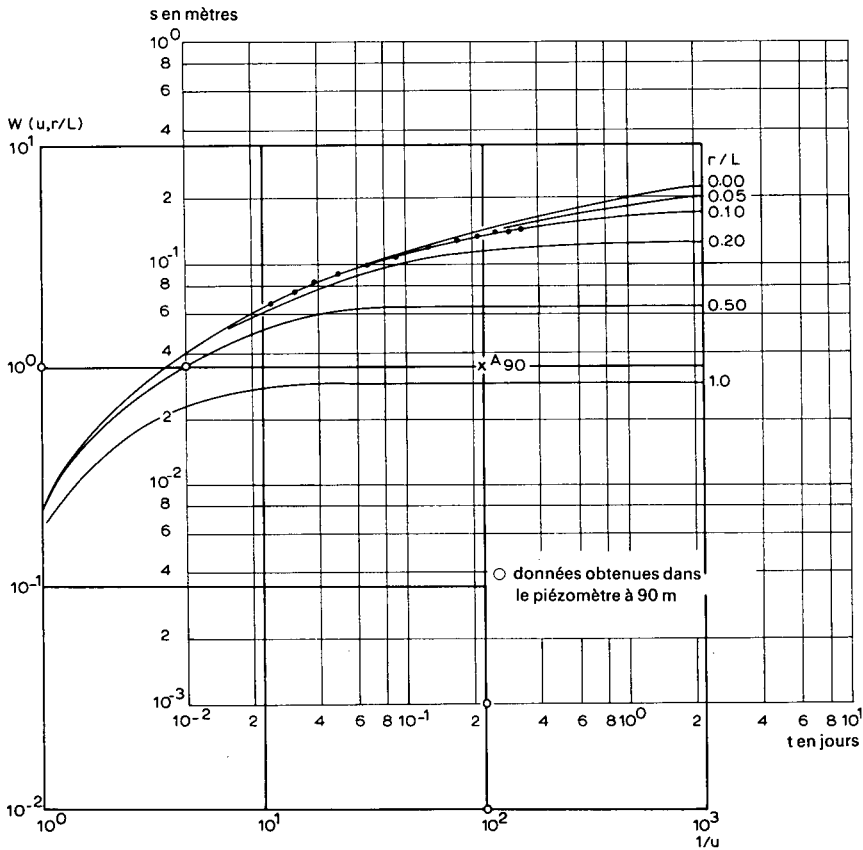


Fig. 25. - Interprétation de l'essai de "Dalem" ($r=90$ m) suivant la méthode Walton.

On choisit comme point pivot le point A_{90} tel que $W(u, r/L) = 1$ et $1/u = 10^2$. Sur la courbe d'essai, ce point a pour coordonnées: $s = 0,035$ m et $t = 0,22$ jours. En portant les valeurs appropriées dans les équations (27) et (28), on obtient

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u, r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 0,035} \times 1 = 1729 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et

$$S = \frac{4kDt}{r^2} u = \frac{4 \times 1729 \times 0,22}{90^2} \times \frac{1}{10^2} = 1,9 \times 10^{-3}$$

Et comme $r = 90$ m et $r/L = 0,1$, il s'ensuit que $L = 900$ m et $c = L^2/kD = (900)^2/1729 = 468$ jours.

3.4.2 1ère méthode de Hantush

HANTUSH (1956) développa plusieurs méthodes d'interprétation des pompages d'essai en nappe semi-captive, en utilisant le point d'inflexion de la courbe de descente tracée sur un papier semi-logarithmique. Cependant, on ne peut déterminer ce point d'inflexion que si l'on connaît le rabattement du régime permanent, soit par l'observation directe, soit par l'extrapolation.

On doit satisfaire aux hypothèses et aux conditions suivantes:

- Les hypothèses et les conditions énumérées pour la méthode de Walton (Section 4.1).
- Le rabattement du régime permanent doit être (approximativement) connu.

Dans la 1ère méthode de Hantush, basée sur l'équation (27), on utilise les mesures de rabattement d'un seul piézomètre.

La courbe s fonction de t tracée sur un papier semi-logarithmique montre un point d'inflexion, discuté un peu plus bas (Fig.26), pour lequel on a les relations suivantes

$$a) \quad s_p = \frac{1}{2} s_m = \frac{Q}{4\pi kD} K_0 \left(\frac{r}{L} \right) \quad (29)$$

où K_0 est la fonction modifiée de Bessel de seconde espèce et d'ordre zéro.

$$b) \quad u_p = \frac{r^2 S}{4kDt_p} = \frac{r}{2L} \quad (30)$$

- c) La pente de la courbe Δs_p au point d'inflexion est donnée par

$$\Delta s_p = \frac{2,30Q}{4\pi kD} e^{-r/L} \quad (31)$$

soit

$$r = 2,30L \left(\log \frac{2,30Q}{4\pi kD} - \log \Delta s_p \right) \quad (32)$$

d) Au point d'inflexion, la relation entre le rabattement et la pente de la courbe vaut

$$2,30 \frac{s_p}{\Delta s_p} = e^{r/L} K_0(r/L) \quad (33)$$

Dans les équations (29) à (33), l'indice p signifie "au point d'inflexion". Δs signifie la pente de la droite, c'est à dire la différence de rabattement par cycle log de temps.

Mode opératoire

- Porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement s en fonction du temps correspondant t (t en échelle logarithmique) et tracer la courbe qui s'ajuste le mieux à l'ensemble des points (courbe de descente, Fig.26).

- Déterminer par extrapolation la valeur du rabattement maximal s_m . Ceci n'est possible que si le temps de pompage est suffisamment long.

- Calculer s_p à l'aide de l'équation (29): $s_p = \frac{1}{2}s_m$. La valeur de s_p permet de localiser le point d'inflexion P sur la courbe.

- Lire sur l'axe des abscisses la valeur de t_p du point d'inflexion.

- Calculer la pente Δs_p de la courbe au point d'inflexion. Une bonne approche de cette valeur s'obtient en lisant la différence de rabattement par cycle log de temps sur la partie droite de la courbe passant par le point d'inflexion, ou encore sur une tangente à la courbe au point d'inflexion.

- Porter les valeurs de s_p et de Δs_p dans l'équation (33) et trouver r/L par interpolation à partir de la table de la fonction $e^{x}K_0(x)$, donnée en Annexe III.

- Connaissant r/L et r , calculer L .

- Connaissant Q , s_p , Δs_p et r/L , calculer kD à l'aide de l'équation (31) et de la table de la fonction e^{-x} (Annexe III), ou à l'aide de l'équation (29) et de la table de fonction $K_0(x)$ (Annexe III).

- Connaissant kD , t_p , r et r/L , calculer S à l'aide de l'équation (30).

- Connaissant kD et L , calculer c à l'aide de la relation $c = L^2/kD$.

Remarques

- Le degré de précision des paramètres calculés dépend de la précision de la valeur extrapolée de s_m . On doit donc vérifier les calculs en portant les valeurs de S , L et kD dans les équation (28) et (27).

- On peut calculer s pour diverses valeurs de t . Les points ne doivent tomber sur la courbe d'essai que dans le cas où les valeurs de t ne sont pas trop faibles. Si les données calculées ne se confondent pas avec les données mesurées, il faut rectifier l'extrapolation de s_m . Parfois, on a tracé la courbe d'essai avec une pente plus ou moins incertaine; il faut donc aussi rectifier Δs_p . On reprend alors le calcul avec les nouvelles valeurs de s_m et/ou de Δs_p .

- S'il y a plus d'un piézomètre, on peut appliquer cette méthode séparément sur chacun d'eux, ou encore la 3ème méthode de Hantush qui permet d'interpréter le régime transitoire d'une nappe semi-captive avec plusieurs piézomètres.

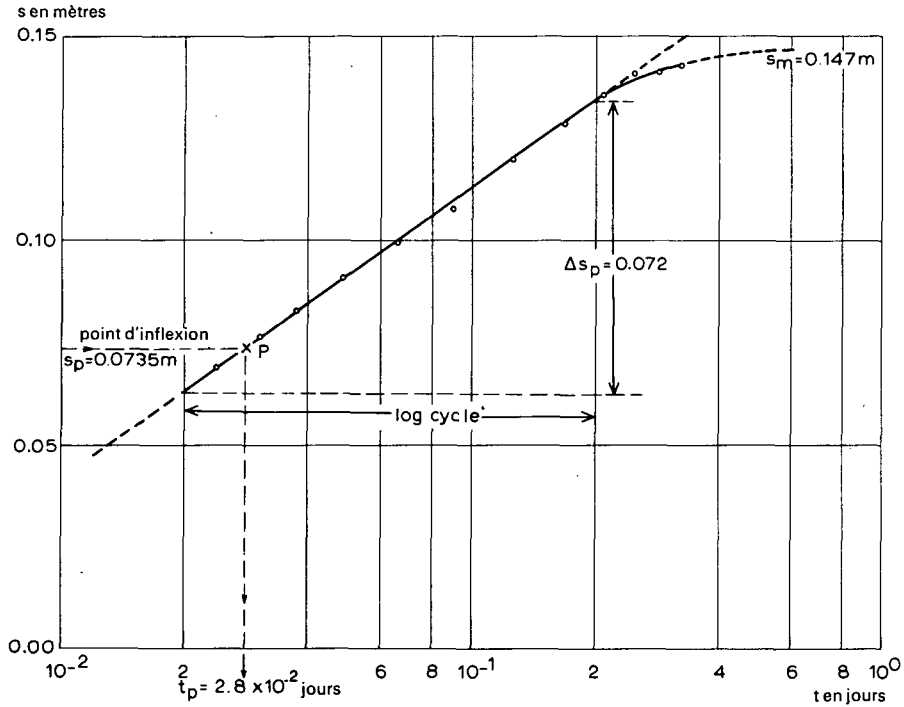


Fig. 26. - Interprétation de l'essai de "Dalem" ($r=90$ m) suivant la 1ère méthode de Hantush.

Exemple

On utilise comme exemple numérique les données du piézomètre situé à 90 m (Tableau 10) de l'essai de "Dalem".

On porte les rabattements en fonction du temps sur un papier semi-logarithmique (Fig. 26) et l'on trouve par extrapolation le rabattement maximal du régime permanent ($s_m = 0,147$ m). D'après l'équation (29), le rabattement au point d'inflexion vaut $s_p = \frac{1}{2}s_m = 0,0735$ m. On porte ce point sur la courbe, ce qui donne $t_p = 2,8 \times 10^{-2}$ jours.

Par le point d'inflexion, on fait passer la tangente à la courbe, qui se confond ici avec la partie droite de la courbe elle-même. La pente de cette tangente vaut $\Delta s_p = 0,072$ m.

En portant ces valeurs dans l'équation (33), on obtient

$$2,30 \frac{s_p}{\Delta s_p} = 2,30 \times \frac{0,0735}{0,072} = 2,34 = e^{r/L} K_0(r/L)$$

L'Annexe III donne alors $r/L = 0,15$ et comme r vaut 90 m, $L = 90/0,15 = 600$ m. De plus, $Q = 761$ m³/jour. L'Annexe III donne $e^{-r/L} = e^{-0,15} = 0,86$. Si l'on porte ces valeurs dans l'équation 31, on obtient

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi\Delta s_p} e^{-r/L} = \frac{2,30 \times 761}{4 \times 3,14 \times 0,072} \times 0,86 = 1665 \text{ m}^2/\text{jour}$$

et par conséquent

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{600^2}{1665} = 216 \text{ jours}$$

En portant les valeurs appropriées dans l'équation (30), on obtient

$$S = \frac{r4kDt}{2Lr^2} = \frac{90}{2 \times 600} \times \frac{4 \times 1665 \times 2,8 \times 10^{-2}}{90^2} = 1,7 \times 10^{-3}$$

Afin de vérifier la valeur du rabattement maximal, on calcule le rabattement à un moment donné à l'aide des équations (27) et (28). Si l'on prend $t = 0,1$ jour, alors

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} = \frac{90^2 \times 1,7 \times 10^{-3}}{4 \times 1665 \times 10^{-1}} = 0,02$$

D'après l'Annexe IV, $W(u, r/L) = 3,11$ pour $u = 0,02$ et $r/L = 0,15$. Ainsi,

$$s_{(t=0,1)} = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 1665} \times 3,11 = 0,113 \text{ m}$$

Le point $t = 0,1$, $s = 0,113$ tombe bien sur la courbe de descente et justifie la valeur extrapolée de s_m .

Dans la pratique, on peut essayer plusieurs points.

3.4.3 2ème méthode de Hantush

Cette méthode qui s'appuie elle aussi sur l'équation (27) peut s'utiliser pour interpréter les données des pompages d'essai pour lesquelles les hypothèses et les conditions décrites dans la Section 4.1 (méthode de Walton) sont satisfaites. Cependant, il faut noter que l'on doit disposer de mesures prises dans au moins

deux piézomètres et que l'on doit extrapoler pour chacun d'eux le rabattement maximal.

Mode opératoire

- Porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement s en fonction du temps t correspondant, pour chaque piézomètre (t en échelle logarithmique, Fig. 27).

- Déterminer la pente de la partie rectiligne de chaque courbe, qui donne les valeurs de Δs (différence de rabattement par cycle log de temps).

- Porter sur un papier semi-logarithmique la distance r en fonction de la pente Δs (Δs en échelle logarithmique), et tracer la droite qui s'ajuste le mieux à l'ensemble des points. Cette droite est la représentation graphique de l'équation (32).

- Calculer la pente Δr de la droite, en prenant la différence de r par cycle log de Δs (Fig. 28).

Prolonger la droite jusqu'à ce qu'elle rencontre l'axe des abscisses au point $r = 0$ et $\Delta s = (\Delta s)_0$. Lire la valeur de $(\Delta s)_0$.

- Connaissant Δr et $(\Delta s)_0$, calculer L avec l'équation (34)

$$L = \frac{1}{2,30} \Delta r \quad (34)$$

et kD avec l'équation (35)

$$kD = 2,30 \frac{Q}{4\pi(\Delta s)_0} \quad (35)$$

- Connaissant kD et L , calculer c avec la relation $c = L^2/kD$.

- Grâce aux valeurs connues de Q , r , kD et L , calculer s_p pour chaque puits d'observation, en utilisant l'équation (29): $s_p = (Q/4\pi kD) K_0(r/L)$ et la table de la fonction $K_0(x)$ donnée en Annexe III.

- Porter chaque valeur de s_p sur la courbe de descente correspondante et lire t_p sur l'axe des abscisses.

- Connaissant kD , r , r/L et t_p , calculer S avec l'équation (30):
 $(r^2 S)/(4kD t_p) = \frac{1}{2}(r/L)$.

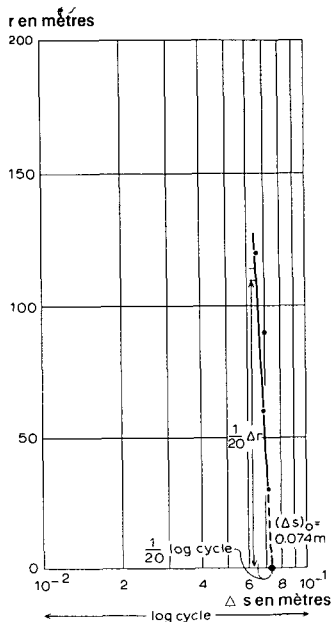
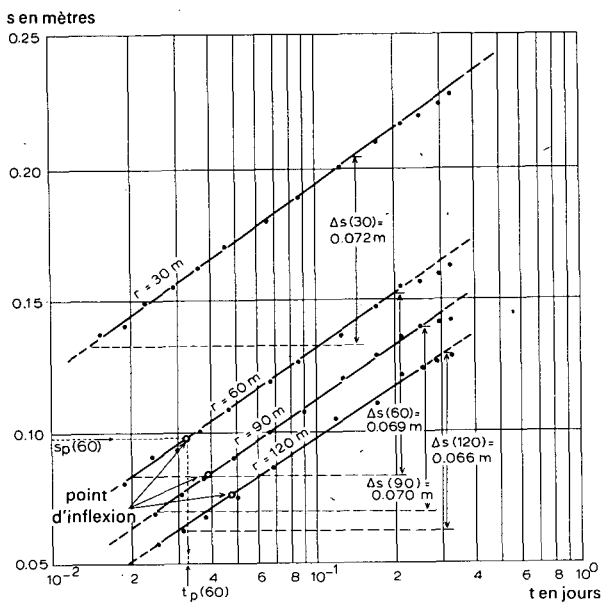


Fig.27. - Interprétation de l'essai de "Dalem" suivant la 2ème méthode de Hantush: détermination de la valeur de Δs pour différentes valeurs de r .

Fig.28. - Idem, détermination de la valeur de Δr .

Exemple

On utilise comme exemple numérique les données des piézomètres situés à 30, 60, 90 et 120 m de l'essai de "Dalem" (Tableau 10).

Dans la Figure 27, on a tracé la courbe de descente pour chaque piézomètre sur un papier semi-logarithmique. On mesure la pente de la partie rectiligne de chaque courbe et l'on trouve :

$$\begin{aligned} \Delta s (30 \text{ m}) &= 0,072 \text{ m} \\ \Delta s (60 \text{ m}) &= 0,069 \text{ m} \\ \Delta s (90 \text{ m}) &= 0,070 \text{ m} \\ \Delta s (120 \text{ m}) &= 0,066 \text{ m} \end{aligned}$$

On porte (Fig.28) les valeurs de Δs en fonction de r sur un papier semi-logarithmique et l'on trace une ligne droite passant par ces points. Comme la pente est très forte, on la mesure sur $1/20$ de cycle log de Δs (si 1 cycle log mesure 10 cm, $1/20$ de cycle mesure 0,5 cm). La différence de r pour $1/20$ de cycle log de Δs vaut 120 m, c'est à dire que la différence de r pour un cycle log de Δs vaut $\Delta r = 2400$ m. La droite coupe l'axe des Δs au point $r = 0$ et $(\Delta s)_0 = 0,074$ m.

Si l'on porte ces valeurs dans les équations (34) et (35) on obtient

$$L = \frac{1}{2,30} \Delta r = \frac{1}{2,30} \times 2400 = 1044 \text{ m}$$

et comme $Q = 761 \text{ m}^3/\text{jour}$

$$kD = \frac{2,30Q}{4\pi(\Delta s)_o} = \frac{2,30 \times 761}{4 \times 3,14 \times 0,074} = 1883 \text{ m}^2/\text{jour}$$

Finalement

$$c = \frac{L^2}{kD} = \frac{(1044)^2}{1883} = 579 \text{ jours}$$

On calcule pour chaque piézomètre les valeurs de r/L , et à l'aide de l'Annexe III on trouve $K_o(r/L)$. Les résultats figurent au Tableau 11.

TABLEAU 11. - DONNEES A PLACER DANS LES EQUATIONS (29) ET (30).

r (m)	r/L	$K_o(r/L)$	s_p (m)	t_p (jour)	s_m (m)
30	0,0287	3,668	0,1200	hors figure	0,240
60	0,0575	2,984	0,0982	$3,25 \times 10^{-2}$	0,196
90	0,0860	2,576	0,0841	$3,85 \times 10^{-2}$	0,168
120	0,1148	2,290	0,0748	$4,70 \times 10^{-2}$	0,150

On calcule à partir de l'équation (29) le rabattement s_p du point d'inflexion de la courbe, tel qu'il est reporté dans la Figure 27 pour le piézomètre situé à 60 m.

$$s_p(60) = \frac{Q}{4\pi kD} K_o(r/L) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 1883} \times 2,984 = 0,0982 \text{ m}$$

On détermine sur cette courbe le point tel que $s = 0,0982 \text{ m}$; c'est le point d'inflexion. Sur l'axe des abscisses, la valeur de t_p correspondant à ce point vaut $t_p(60) = 3,25 \times 10^{-2} \text{ jours}$. L'équation (29) donne alors $s_m(60) = 2 s_p(60) = 0,196 \text{ m}$.

On peut refaire ce calcul pour chaque piézomètre. Les résultats sont placés dans le Tableau 11.

En portant la valeur de t_p dans l'équation (30), on obtient la valeur de S . Par exemple pour $r = 60 \text{ m}$

$$S = \frac{r}{2L} \frac{4kDt_p}{r^2} = \frac{60}{2 \times 1044} \times \frac{4 \times 1880 \times 3,25 \times 10^{-2}}{60^2} = 2,0 \times 10^{-3}$$

De même, pour $r = 90$ m et $r = 120$ m, on calcule les valeurs $S = 1,8 \times 10^{-3}$ et $S = 1,5 \times 10^{-3}$. La moyenne vaut $1,7 \times 10^{-3}$.

Il faut noter que les valeurs calculées pour le rabattement du régime permanent sont légèrement plus élevées que les valeurs extrapolées du Tableau 8.

3.4.4 3ème méthode de Hantush

On doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes

- celles qui sont énumérées dans la méthode de Walton (Section 4.1) auxquelles on ajoute
- $q > 2 r/L$
- $t > 4 t_p$

L'équation (27) donne le rabattement

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L)$$

ce qu'on peut écrire, selon HANTUSH (1964)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \{2K_o(r/L - W(q))\} \quad (36)$$

où

$$q = \frac{r^2}{4L^2} \frac{1}{u} = \frac{kDt}{SL^2} \quad (37)$$

Si $q > 2r/L$, on peut remplacer l'équation (36) par

$$s_m - s = \frac{Q}{4\pi kD} W(q) \quad (38)$$

avec, suivant l'équation (20)

$$\begin{aligned} s_m &= (\text{rabattement maximal du régime permanent}) = \\ &= \frac{Q}{2\pi kD} K_o(r/L) \end{aligned}$$

Si l'on peut trouver s_m par extrapolation des courbes s fonction de $\log t$, on peut calculer le point d'inflexion p par l'équation (29)

$$s_p = 0,5 s_m$$

Puis on lit directement, sur la courbe de descente, le temps t_p correspondant à s_p . S'il y a un nombre suffisant de mesures qui tombe dans la période $t > 4 t_p$, on peut utiliser le mode opératoire suivant.

Mode opératoire

- Pour chaque piézomètre, porter le rabattement s en fonction du temps correspondant sur du papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique) et tracer les courbes qui s'ajustent le mieux à l'ensemble des points. Extrapoler ces courbes pour trouver la valeur de s_m de chaque piézomètre.

- Construire une courbe type $W(q)$ fonction de q sur du papier bi-logarithmique. Cette courbe est identique à celle de la méthode de Theis, $W(u)$ fonction de u . On utilisera donc l'Annexe I pour sa construction.

- Construire la courbe d'essai ($s_m - s$) en fonction de t sur une autre feuille de papier bi-logarithmique de même module, pour tous les piézomètres dont on dispose. Il faut noter que chaque piézomètre a sa propre valeur de s_m . Il est évident que l'on peut porter sur un seul graphe les données de tous les piézomètres, car q est indépendant de r (équation 37).

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes (Fig.29). Il faut noter que pour chaque piézomètre, les points correspondant à $t < 4 t_p$ tombent en dessous de la courbe type puisque dans cette période on ne peut appliquer l'équation (38).

- Choisir un point pivot A dans la zone de chevauchement des deux feuilles, et noter pour ce point A les valeurs de ($s_m - s$), t , q et $W(q)$.

- Porter les valeurs de ($s_m - s$) et de $W(q)$ ainsi que la valeur connue de Q dans l'équation (38), et résoudre par rapport à kD .

- Choisir une valeur de s_m et la porter, avec la valeur de kD , dans l'équation (20) pour calculer la valeur de $K_0(r/L)$ et trouver ainsi r/L à l'aide de l'Annexe III.

- Connaissant la valeur de r , qui correspond à la valeur de s_m , calculer L puis c d'après la relation $c = L^2/kD$.

- Porter les valeurs de kD , t , q et L dans l'équation (37) et résoudre par rapport à S .

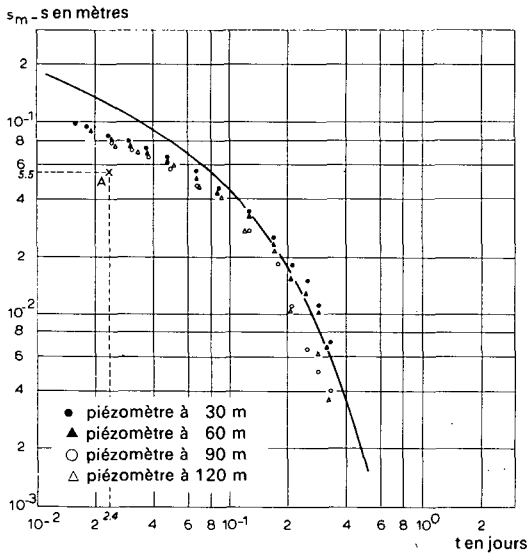


Fig. 29. - Interprétation de l'essai de "Dalem" suivant la 3ème méthode de Hantush.

Exemple

On utilise comme exemple numérique les données de l'essai de "Dalem". A partir du Tableau 10, on calcule les valeurs de $(s_m - s)$, que l'on porte en fonction de t (Fig. 29) sur du papier bi-logarithmique pour les piézomètres situés à 30, 60, 90 et 120 m (filtre à 14 m de profondeur).

On superpose ce diagramme à la courbe type $W(q)$ fonction de q , qui est aussi la courbe de Theis $W(u)$ fonction de u .

Comme on pouvait s'y attendre, lors des temps faibles ($t < 4t_p$) les mesures tombent en dessous de la courbe type. On choisit sur la feuille le point de coordonnées $W(q) = 1$ et $q = 0,1$ comme point pivot. Sur la feuille d'essai, ce point a comme coordonnées $(s_m - s) = 0,055$ m et $t = 2,4 \times 10^{-2}$ jours. En portant les valeurs numériques appropriées dans l'équation (38) on obtient

$$kD = \frac{Q}{4\pi(s_m - s)} W(q) = \frac{761}{4 \times 3,14 \times 0,055} \times 1 = 1100 \text{ m}^2/\text{jour}$$

Dans le piézomètre situé à 90 m, $s_m = 0,147$ m et l'équation (20) donne

$$K_o(r/L) = \frac{2\pi kD}{Q} s_m = \frac{2 \times 3,14 \times 1100}{761} \times 0,147 = 1,33$$

Ce qui entraîne (Annexé III) $r/L = 0,31$ et, avec $r = 90$ m, on obtient $L = 290$ m d'où $c = L^2/kD = 290^2/1100 = 77$ jours.

Si l'on introduit les valeurs numériques appropriées dans l'équation (37) on obtient

$$S = \frac{kDt}{L^2} \frac{1}{q} = \frac{1100 \times 2,4 \times 10^{-2}}{(290)^2} \times \frac{1}{10^{-1}} = 3,1 \times 10^{-3}$$

3.4.5 Critique de ces méthodes

Les méthodes d'interprétation en régime permanent ou transitoire d'un pompage d'essai en nappe semi-captive ont été illustrées par les exemples numériques des observations de l'essai de "Dalem" (Fig.21). Le Tableau 12 donne le résumé des caractéristiques hydrauliques obtenues.

TABLEAU 12. - CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DE L'AQUIFERE A DALEM, CALCULEES SELON DIFFERENTES METHODES.

Méthode	Piézomètre utilisé	kD (m ² /jour)	S	L (m)	c (jours)
De Glee	tous	2114	-	1100	572
Hantush-Jacob	tous	2018	-	980	478
Hantush I	90	1665	$1,7 \times 10^{-3}$	600	216
Hantush II	30-120	1883	$1,7 \times 10^{-3}$	1044	579
Hantush III	30-120	1100	$3,1 \times 10^{-3}$	290	77
Walton	90	1729	$1,9 \times 10^{-3}$	900	468
Ernst-Thiem	30-120	1500	-	-	-
	30-60	1180	-	-	-
	90-120	2300	-	-	-

A l'aide de ce tableau, on peut conclure que l'aquifère des environs de Dalem (Hollande) a les propriétés hydrauliques suivantes

$$kD = 1700 \text{ m}^2/\text{jour}$$

$$S = 2,0 \times 10^{-3}$$

$$L = 900 \text{ m}$$

$$c = 460 \text{ jours}$$

Il faut noter que les différentes méthodes donnent des résultats assez différents. Ceci est dû pour une grande part aux imprécisions inévitables des mesures, ainsi qu'à la recherche des solutions par des méthodes graphiques.

Par exemple, le rabattement du régime permanent utilisé dans la plupart des méthodes est une valeur extrapolée, et non mesurée. On peut vérifier ces extrapolations en utilisant la 2ème méthode de Hantush; mais dans cette méthode, il faut tracer un certain nombre de droites passant par des points observés ou calculés, qui, en fait, ne sont souvent qu'imparfaitement alignés. Par conséquent, il y a toujours un certain nombre de positions acceptables, qui donnent des valeurs différentes pour les propriétés hydrauliques. On rencontre les mêmes difficultés quand on doit superposer les courbes d'essai sur une courbe ou une famille de courbes types. Différentes positions de concordance sont possibles, auxquelles correspondent différents points pivots et différentes valeurs des caractéristiques hydrauliques.

De plus, il faut garder à l'esprit que l'on a fait l'hypothèse d'un aquifère homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme. Il est évident qu'un aquifère formé de sable et de gravier ne vérifie pas cette hypothèse, et d'un endroit à l'autre, il y a variation des propriétés hydrauliques.

Pour résumer, on peut établir que le résultat global indiquant une transmissivité moyenne de $1700 \text{ m}^2/\text{jour}$ est la réponse la plus précise possible, et que la recherche d'une plus grande précision n'est qu'*illusoire* et ne correspond pas avec la réalité des caractéristiques lithologiques de la nappe.

3.5 REGIME TRANSITOIRE EN NAPPE LIBRE AVEC DEBIT RETARDE ET EN NAPPE SEMI-LIBRE

Dans une nappe libre, l'eau pompée provient de la réserve par 1) écoulement gravitaire, 2) tassement de l'aquifère, et 3) expansion de l'eau due à la décompression de la nappe. Cependant, il arrive souvent que l'écoulement gravitaire ne soit pas immédiat, spécialement dans les sédiments de granulométrie fine. Dans ce cas, la condition posée dans les formules précédentes, à savoir que l'eau est libérée de l'emménagement au même instant que la baisse de la charge hydraulique, n'est plus satisfaite. La nappe présente alors le phénomène du débit retardé.

Il faut noter que ce débit retardé se rencontre non seulement dans les aquifères homogènes de granulométrie fine, mais aussi dans les aquifères stratifiés à nappe libre. Dans les matériaux à grain grossier peuvent s'intercaler une ou plusieurs couches de sable à grain fin. Le modèle le plus simple est d'imaginer un aquifère homogène à grain grossier, dont le mur est étanche et dont le toit est une couche à grain fin où le coefficient de perméabilité est bien inférieur à celui du matériau aquifère, mais pas assez faible pour qu'on puisse parler de couche semi-perméable. En fait, un tel schéma est intermédiaire entre les nappes semi-captives et les "vraies" nappes libres; on l'appellera donc une nappe semi-libre. Lorsqu'on pompe dans un tel aquifère, la surface libre de la couche de couverture réagit; elle s'abaisse mais d'une façon moindre, au début, que la charge hydraulique de la nappe sous-jacente où l'on pompe (Fig.30). Comme le rabattement de la surface libre n'est pas négligeable, il existe dans la couche à grain fin de couverture une composante horizontale de l'écoulement dont on doit tenir compte. Naturellement, on ne remplit pas ici la condition des nappes semi-captives qui supposait que la surface libre de la couche semi-perméable n'était pas affectée par le pompage. Par conséquent, on ne saurait appliquer les méthodes d'interprétation des pompages d'essai des nappes semi-captives.

BOULTON (1963) (voir également PRICKET, 1965) introduisit une méthode d'interprétation des pompages d'essai en nappe libre tenant compte du débit retardé provenant de la libération de l'eau gravitaire. En pratique, on peut aussi utiliser cette méthode pour interpréter les essais dans une nappe semi-libre, analogue à celle que l'on a décrite ci-dessus. On va maintenant donner cette méthode, en utilisant comme exemple numérique le pompage d'essai de "Vennebulten" dans la partie orientale de la Hollande. L'essai a été contrôlé par l'Institut des recherches du génie rural et de l'hydrologie agricole de Wageningen.

La Figure 31 montre une coupe géologique de la région de l'essai, obtenue à partir des coupes des sondages. Le mur étanche est représenté par les argiles

du Pleistocène moyen. L'aquifère est formé de sables fluvioglaciers très grossiers et de dépôts grossiers du Rhin, appartenant au Pleistocène récent et devenant de plus en plus fin vers le sommet, jusqu'à donner une couverture sableuse très fine, parfois limoneuse. La partie à granulométrie fine de l'aquifère a une épaisseur d'environ 10 m.

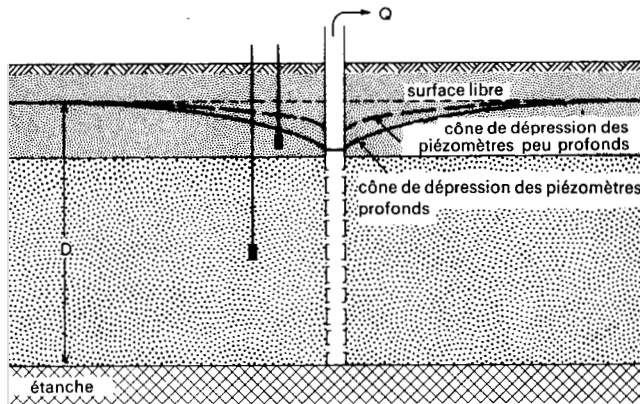


Fig. 30. - Coupe schématique d'un pompage en aquifère à nappe semi-libre.

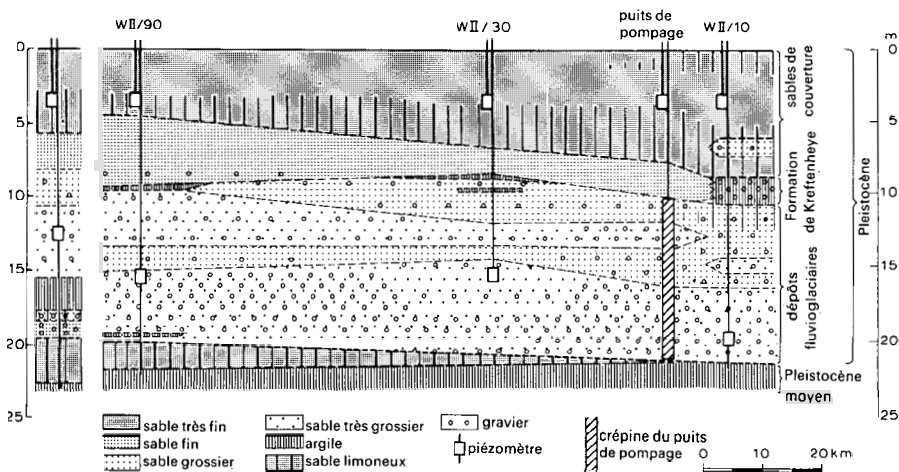


Fig. 31. - Coupe géologique de la région de l'essai de "Vennebulten".

La crépine fut installée entre 10 et 21 m de profondeur, tandis que les piézomètres furent placés à 10, 30, 90 et 280 m du puits de pompage, à des profondeurs allant de 12 à 19 m. Aux mêmes distances furent placés d'autres piézomètres qui ne descendaient qu'à 3 m de profondeur.

Le pompage dura 25 heures au débit de 873 m³/jour. Le Tableau 13 résume les résultats observés sur les rabattements d'un des piézomètres.

TABLEAU 13. - RESUME DES DONNEES DU PIEZOMETRE W11/90.
ESSAI DE "VENNEBULTEN".

Temps (min)	Rabattement au niveau du filtre profond (m)	Rabattement au niveau du filtre peu profond (m)	Temps (min)	Rabattement au niveau du filtre profond (m)	Rabattement au niveau du filtre peu profond (m)
0	0	0	41	0,128	0,018
1,17	0,004		51	0,133	0,022
1,34	0,009		65	0,141	0,026
1,7	0,015		85	0,146	0,028
2,5	0,030		115	0,161	0,033
4,0	0,047		175	0,161	0,044
5,0	0,054		260	0,172	0,050
6,0	0,061	0,005	300	0,173	0,055
7,5	0,068		370	0,173	
9	0,064	0,006	430	0,179	
14	0,090	0,008	485	0,183	0,061
18	0,098	0,010	665	0,182	0,071
21	0,103		1340	0,200	0,096
26	0,110	0,011	1490	0,203	0,099
31	0,115	0,014	1520	0,204	0,099

3.5.1 Méthode de Boulton

On peut utiliser la méthode d'interprétation des pompages d'essai de Boulton lorsque les conditions suivantes sont réunies.

- Les hypothèses énumérées à la page 36.
- La nappe est libre, mais présente un phénomène de débit retardé, ou encore la nappe est semi-libre.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- Le diamètre du puits est faible, c'est à dire que la quantité d'eau emmagasinée dans le puits est négligeable.

Dans un pompage en nappe libre à débit retardé, la courbe de descente d'un piézomètre peut se diviser en trois segments distincts (Fig.32):

Le premier segment, au tout début du pompage, montre que la nappe libre réagit au départ comme le ferait une nappe captive. L'eau est instantanément libérée de l'emmagasinement par le tassement de l'aquifère et par l'expansion de l'eau elle-même. L'écoulement gravitaire n'a pas encore commencé. Dans les conditions favorables, on peut calculer la transmissivité de la nappe en appliquant la méthode de Theis sur ce premier segment de la courbe de descente, s'il se poursuit après les premières minutes de pompage. On ne peut utiliser que les mesures des piézomètres proches du puits, car le rabattement durant les premières minutes de pompage est trop faible pour être mesuré dans les piézomètres lointains. En outre, le coefficient d'emmagasinement ainsi calculé ne peut s'utiliser pour prévoir les rabattements à long terme du niveau piézométrique.

Le second segment de la courbe de descente présente une pente plus faible, à cause de la recharge par l'eau gravitaire provenant des interstices situés au-dessus du cône de rabattement. Durant cette période, il y a un désaccord marqué entre la courbe d'essai et la courbe type de Theis de l'écoulement transitoire.

Le troisième segment peut commencer de quelques minutes à quelques jours après le début du pompage, et se superpose correctement à la courbe type de Theis.

Ce troisième segment traduit un équilibre entre l'apport d'eau gravitaire et la vitesse de baisse de la surface libre; par conséquent, l'erreur entre les résultats observés et les résultats théoriques de l'équation de Theis va peu à peu en diminuant.

On peut montrer que le coefficient d'emmagasinement total vaut

$$S_A + S_Y = \gamma S_A$$

avec

S_A = volume d'eau libérée instantanément de l'emmagasinement par unité de rabattement et par unité de surface horizontale (coefficient d'emmagasinement immédiat)

S_Y = volume d'eau libérée de l'emmagasinement avec retard par unité de rabattement et par unité de surface horizontale (coefficient d'emmagasinement retardé qui équivaut à la porosité efficace)

$$\gamma = 1 + \frac{S_Y}{S_A} \quad (39)$$

La solution générale de l'équation de l'écoulement est une équation différentielle assez compliquée, que l'on peut symboliser, par analogie avec l'équation de Theis, de la manière suivante

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_{AY}, r/B) \quad (40)$$

$W(u_{AY}, r/B)$ peut s'appeler *fonction de puits de Boulton*.

Lorsque le temps est faible, cette équation (40) est celle du premier segment de la courbe de descente et se réduit à

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_A, r/B) \quad (41)$$

où

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4kDt} \quad (42)$$

Pour les temps importants, l'équation (40) est celle du troisième segment de la courbe de descente et se réduit à

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_Y, r/B) \quad (43)$$

$$u_Y = \frac{r^2 S_Y}{4kDt} \quad (44)$$

Toutefois, les formules écrites ci-dessus ne sont valables que si γ tend vers l'infini; en pratique, cela signifie $\gamma > 100$. Si $10 < \gamma < 100$, le second segment de la courbe de descente n'est plus horizontal, comme il l'est lorsque $\gamma > 100$, mais la méthode de Boulton donne encore une bonne approximation.

Si γ tend vers l'infini, le second segment a pour équation

$$s = \frac{Q}{2\pi kD} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (45)$$

où $K_0(r/B)$ est la fonction modifiée de Bessel de seconde espèce et d'ordre zéro. Par analogie avec le facteur de drainance L des nappes semi-captives, on peut appeler B le facteur d'égouttement. Il est défini par

$$B = \sqrt{\frac{kD}{\alpha S_Y}} \quad (46)$$

et s'exprime en mètres.

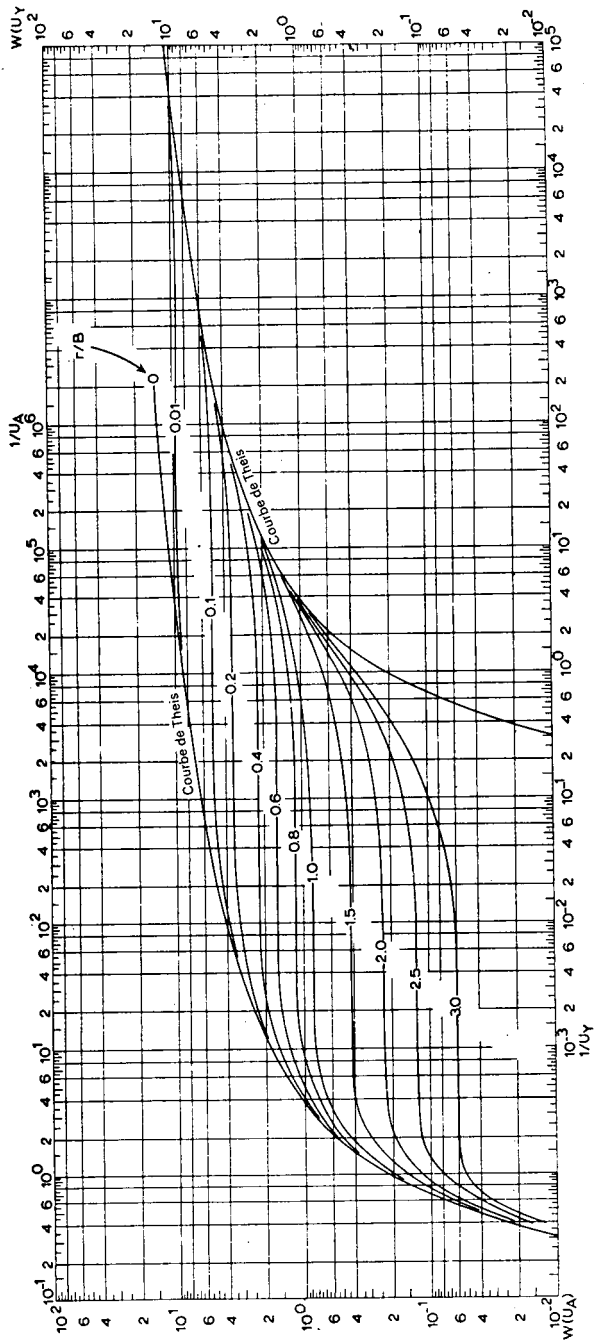


Fig. 32. - Famille de courbes types de Boulton: $W(u_A, r/B)$ fonction de $1/u_A$ et $W(u_y, r/B)$ fonction de $1/u_y$, pour différentes valeurs de r/B .

$1/\alpha$ s'appelle l'"indice de retard de Boulton"; c'est une constante empirique. On l'exprime en jours et on l'utilise en association avec la "courbe d'indices de retard de Boulton" (Fig.33) pour déterminer le temps t_{wt} à partir duquel l'égouttement retardé cesse d'influer sur les rabattements.

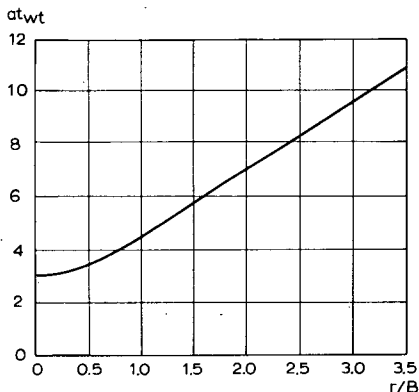


Fig.33. - Courbe des indices de retard de Boulton.

Mode opératoire

- Construire sur une feuille bi-logarithmique la famille de "courbes types de Boulton" en portant $W(u_{AY}, r/B)$ en fonction de $1/u_A$ et $1/u_Y$ pour diverses valeurs courantes de r/B , à l'aide de l'Annexe V. La partie gauche de la Fig.32 montre les courbes "type A" ($W(u_A, r/B)$) en fonction de $1/u_A$ tandis que la partie droite montre les courbes "type B" ($W(u_Y, r/B)$) en fonction de $1/u_Y$.

- Construire la courbe d'essai sur un autre papier bi-logarithmique de même module que celui des courbes types, en portant la valeur du rabattement s en fonction du temps correspondant t pour un seul piézomètre situé à une distance r du puits de pompage.

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type A puis, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, chercher la meilleure coïncidence possible entre la courbe type A et la première partie de la courbe d'essai. Relever la valeur de r/B de la courbe type A correspondante.

- Choisir un point arbitraire A dans la zone de chevauchement des deux feuilles de papier graphique et noter pour ce point A les valeurs de s , t , $1/u_A$ et $W(u_A, r/B)$.

- Porter ces valeurs dans les équations (41) et (42) puis avec la valeur connue de Q calculer kD et S_A .

- Déplacer la courbe d'essai jusqu'à ce que sa dernière partie coïncide aussi bien que possible avec la courbe type Y, courbe ayant la même valeur de r/B que la courbe type A.

- Choisir un point pivot dans la zone de chevauchement des deux feuilles et noter pour ce point les valeurs de s , t , $1/u_Y$ et $W(u_Y, r/B)$.

- Porter ces valeurs dans les équations (43) et (44) et connaissant la valeur de Q calculer kD et S_Y . Les deux calculs doivent donner à peu près la même valeur pour kD .

- Porter les valeurs de S_A et S_Y dans l'équation (39) et calculer γ .

- Calculer $1/\alpha$ en déterminant d'abord B à partir de la valeur de r/B et de la valeur correspondante de r , puis en portant les valeurs de B , S_Y et kD dans l'équation (46).

- Par la suite, les effets de l'égouttement gravitaire deviennent négligeables, et la courbe type Y se confond avec la courbe de Theis. Déterminer le point de raccordement de la courbe type Y pour une valeur particulière de r/B en mesurant la valeur de αt_{wt} correspondant à cette valeur de r/B sur l'axe vertical de la *courbe des indices de retard de Boulton* (Fig.33). Connaissant $1/\alpha$, calculer t_{wt} . Le facteur t_{wt} représente le temps correspondant au point de rencontre de la courbe de descente, égale à la courbe type pour la valeur particulière de r/B , et de la courbe de Theis tracée sur la partie droite de l'abaque.

- Recommencer ces opérations avec chaque piézomètre où l'on a pris des mesures. Les calculs de kD , S_A et S_Y obtenus à partir des différents piézomètres doivent donner des résultats approximativement égaux.

Remarques

- Il faut noter que pour les valeurs de $\gamma > 100$, la pente de la ligne joignant les courbes types A et Y est quasi nulle. Pour $10 < \gamma < 100$ la pente de cette ligne est faible, et pratiquement confondue avec la tangente aux deux courbes. Les points de la courbe d'essai qui ne se superposent ni avec la courbe type A, ni avec la courbe type Y doivent tomber le long de cette tangente (BOULTON, 1964).

- Si aucune influence du débit retardé ne se fait sentir, la courbe d'essai se confond avec la courbe type de Theis de la partie gauche.

- Si l'on dispose d'un temps suffisant d'observations après que l'égouttement retardé aie cessé d'influencer la courbe de descente, les données observées pour

$t > t_{wt}$ dans la partie de droite de la courbe de Theis peuvent s'utiliser pour calculer kD et S_y .

- Si l'on applique la méthode de Boulton aux pompages d'essai en nappe semi-libre, on n'obtient aucune information sur les propriétés de la couche de couverture, car B est défini en fonction des propriétés d'une nappe libre.

Exemple

On utilise comme exemple numérique les résultats obtenus dans le piézomètre situé à 90 m (Tableau 13) de l'essai de "Vennebulten". Les données d'observations de ce piézomètre sont portées sur une feuille de papier bi-logarithmique (Fig.34). Il est évident que la courbe d'essai ne va s'ajuster ni à une courbe type de Theis, ni à une courbe de Walton. D'un autre côté, la partie médiane presque horizontale suivie d'un nouvel accroissement des rabattements est typique des courbes types de Boulton. La stratigraphie, elle aussi, indique une nappe libre (avec écoulement retardé) ou une nappe semi-libre plutôt qu'une nappe semi-captive. Si l'on ajoute à cela la baisse continue du niveau d'eau dans les piézomètres peu profonds, on voit qu'il y a de nombreuses raisons pour interpréter cet essai selon la méthode de Boulton.

On superpose la partie gauche de la courbe de descente à la famille des courbes types de Boulton, et on cherche la meilleure coïncidence possible, en maintenant les axes de coordonnées bien parallèles entre eux. C'est ici le cas pour la partie gauche de la courbe avec $r/B = 0,6$. On choisit un point pivot (A), dont les coordonnées sont les suivantes: $1/u_A = 10$, $W(u_A, r/B) = 1$, $s = 0,070$ m et $t = 16$ min = $1,11 \times 10^{-2}$ jour.

En portant ces valeurs dans les équations (41) et (42) on obtient

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u_A, r/B) = \frac{873}{4 \times 3,14 \times 0,070} \times 1 = 990 \text{ m}^2/\text{jour}$$

$$S_A = \frac{u_A 4kDt}{r^2} = \frac{10^{-1} \times 4 \times 990 \times 1,11 \times 10^{-2}}{90^2} = 5,4 \times 10^{-4}$$

Maintenant, on superpose la partie de droite de la courbe d'essai à la partie de droite de la courbe type correspondant à $r/B = 0,6$. On choisit un autre point pivot Z, dont les coordonnées valent: $1/u_Y = 1$, $W(u_Y, r/B) = 1$, $s = 0,105$ m et $t = 250$ min = $1,74 \times 10^{-1}$ jour.

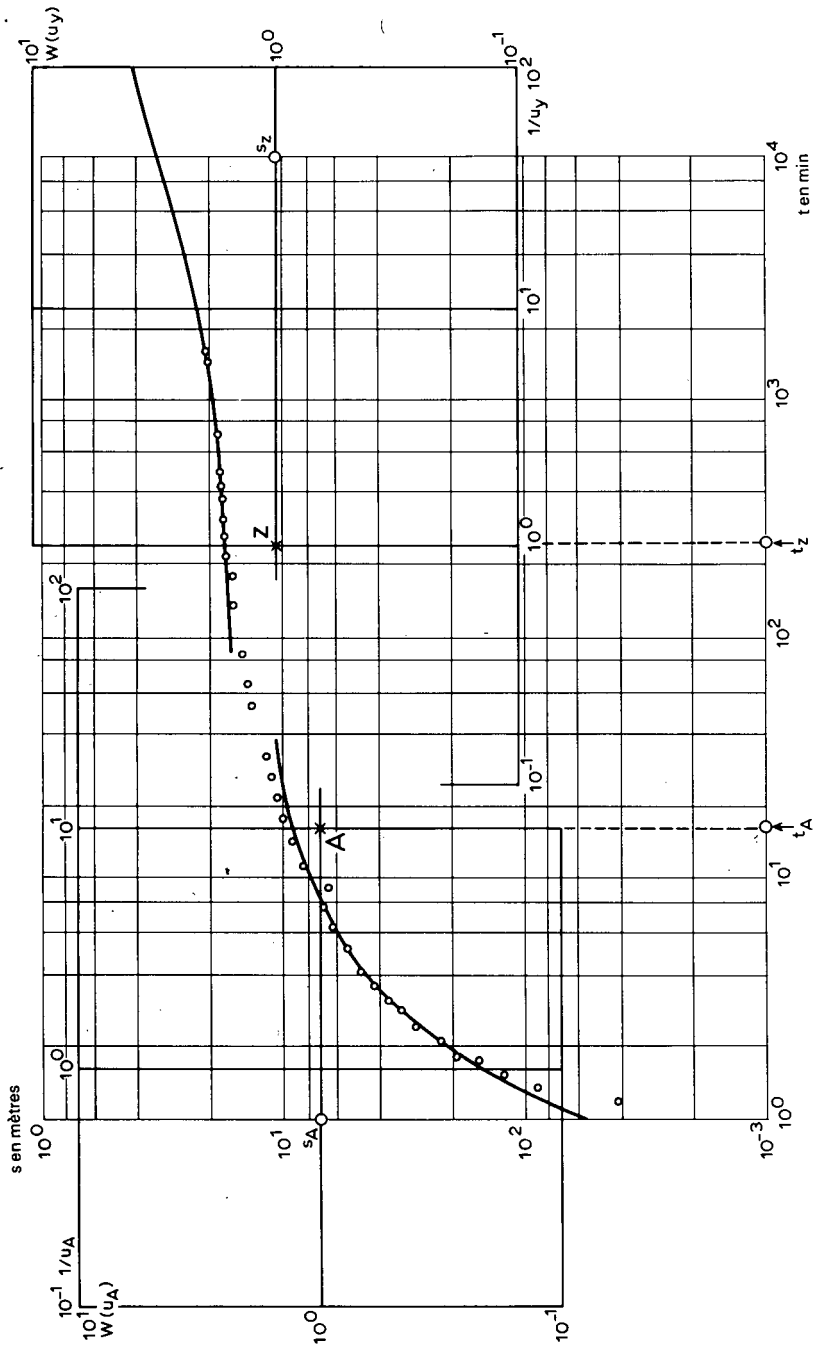


Fig. 34. - Interpretation de l'essai de "Vernebulten" ($r=90$ m) suivant la méthode de Boulton.

En portant ces valeurs dans les équations (43) et (44), on trouve

$$kD = \frac{Q}{4\pi s} W(u_Y, r/B) = \frac{873}{4 \times 3,14 \times 0,105} \times 1 = 660 \text{ m}^2/\text{jour}$$

$$S_Y = \frac{u_Y 4kDt}{r^2} = \frac{1 \times 4 \times 660 \times 1,74 \times 10^{-1}}{90^2} = 5,7 \times 10^{-2}$$

Comme $r = 90$ m, on a

$$B = \frac{r}{r/B} = \frac{90}{0,6} = 150 \text{ m}$$

Et l'on calcule α avec l'équation (46)

$$\alpha = \frac{kD}{S_Y B^2} = \frac{606}{5,7 \times 10^{-2} \times 150^2} = 0,51 \text{ jour}^{-1}$$

Pour $r/B = 0,6$, la courbe des indices de retard de Boulton (Fig.33) donne $\alpha t_{wt} = 3,6$ soit $t_{wt} = 3,6/\alpha = 3,6/0,51 = 7,0$ jours.

Finalement, on calcule γ avec l'équation (39)

$$\gamma = 1 + (S_Y/S_A) = 1 + \frac{5,7 \times 10^{-2}}{5,4 \times 10^{-4}} = 1 + 104 = 105$$

Si l'on répète cette opération pour les piézomètres situés à 10 m et à 30 m du puits de pompage, on obtient les résultats consignés dans le Tableau 14.

Critique

Les résultats du Tableau 14 permettent de conclure que les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère à "Vennebulten" valent

$$kD \approx 900 \text{ m}^2/\text{jour}$$

$$S_A \approx 7 \times 10^{-4}$$

$$S_Y \approx 0,10$$

$$t_{wt} \approx 5 \text{ jours}$$

TABLEAU 14. - DONNEES SUR LES POINTS PIVOTS ET CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES CALCULEES AVEC LA METHODE DE BOULTON (ESSAI DE VENNEBULTEN)

Puits no.	Point pivot	r/B	1/u _A	1/u _Y	W(u _A)	W(u _Y)	s (m)	t (jours)	kD (m ² /jour)	S _A	S _Y	α ⁻¹ (jours ⁻¹)	t _{wt} (jours)	γ
w II/10	A	0,1	10 ²		1		0,052	1,52×10 ⁻³	1339	8,13×10 ⁻⁴				288
	Z			10 ²		1	0,073	5,97×10 ⁻¹	950		22,8×10 ⁻²	0,42	6,9	
	A	10		1		0,074	1,91×10 ⁻³	940	7,97×10 ⁻⁴					
W II/30		0,316												72
	Z			10		1	0,095	1,76×10 ⁻¹	732		5,7×10 ⁻²	1,42	2,1	
W II/90	A	0,6	10		1		0,070	1,11×10 ⁻²	990	5,4×10 ⁻⁴				105
	Z			1		1	0,105	1,74×10 ⁻¹	660		5,7×10 ⁻²	0,51	7,0	

Si l'on n'avait pas tenu compte de la baisse du niveau libre dans les piézomètres peu profonds, on aurait pu penser avoir affaire à une nappe semi-captive, avec un niveau libre constant. On aurait donc utilisé la méthode de De Glee pour interpréter le pompage d'essai. On aurait alors trouvé une valeur peu différente pour la transmissivité, soit $1750 \text{ m}^2/\text{jour}$, et une résistance hydraulique verticale de la couche semi-perméable égale à 570 jours. Il va sans dire qu'une valeur de c aussi élevée contredit le rabattement appréciable de la surface libre. Ceci illustre clairement l'importance qu'il y a à corroborer les valeurs calculées avec les autres observations.

3.6 REGIME PERMANENT EN NAPPE LIBRE

Les méthodes d'interprétation des pompages d'essai dans les nappes libres sont relativement anciennes, et s'appuient sur les travaux de Dupuit. DUPUIT (1863) montra que pour trouver une solution à l'équation différentielle de l'écoulement permanent d'une nappe libre dans laquelle pompe un puits, il était nécessaire de faire les hypothèses suivantes:

- la vitesse de l'écoulement est proportionnelle à la tangente du gradient hydraulique, alors qu'en réalité, elle est proportionnelle au sinus

- l'écoulement est horizontal et uniforme en tout point d'une coupe verticale passant par l'axe du puits.

De plus, il a supposé qu'une surface cylindrique ayant pour axe le puits formait une limite à niveau constant sans laquelle le régime permanent ne pourrait pas être atteint. Cependant, même si une telle limite n'existe pas, il arrive un moment où, après un temps de pompage suffisant, les différences de rabattement deviennent négligeables dans le temps. Dans ces conditions, on peut appliquer les formules du régime permanent sans risque d'erreurs importantes.

3.6.1 Méthode de Thiem-Dupuit

Si les hypothèses de la page 36 ainsi que les hypothèses de Dupuit énumérées ci-dessus sont satisfaites, et qu'on y ajoute les conditions suivantes:

- la nappe est libre
- l'écoulement vers le puits est en régime permanent

alors on peut exprimer le débit d'un puits dans une telle nappe libre (Fig.35) par

$$Q = 2\pi r kh \frac{dh}{dr}$$

Après intégration de r_1 à r_2 ($r_2 > r_1$), l'équation devient

$$Q = \pi k \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2/r_1)} \quad (47)$$

que l'on appelle la formule de Dupuit. Cette équation manque de précision pour décrire la courbe du rabattement aux environs du puits, où la forte courbure de la surface libre contredit les hypothèses de Dupuit. En effet, on n'a tenu compte ni de l'influence de la zone de suintement au-dessus du niveau d'eau du puits, ni de l'influence des mouvements d'eau dans la frange capillaire, ni de l'influence des composantes verticales des vitesses, qui atteignent leur maximum au voisinage du puits.

Etant donné que $h = D - s$, on peut transformer l'équation (47) en

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi k \{(D - s_2)^2 - (D - s_1)^2\} 2D/2D}{\ln(r_2/r_1)} \\ &= \frac{2\pi k D \{(s_1 - s_1^2/2D) - (s_2 - s_2^2/2D)\}}{\ln(r_2/r_1)} \end{aligned}$$

En prenant le rabattement corrigé $s' = s - s^2/2D$, on obtient

$$Q = \frac{2\pi k D (s'_1 - s'_2)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (48)$$

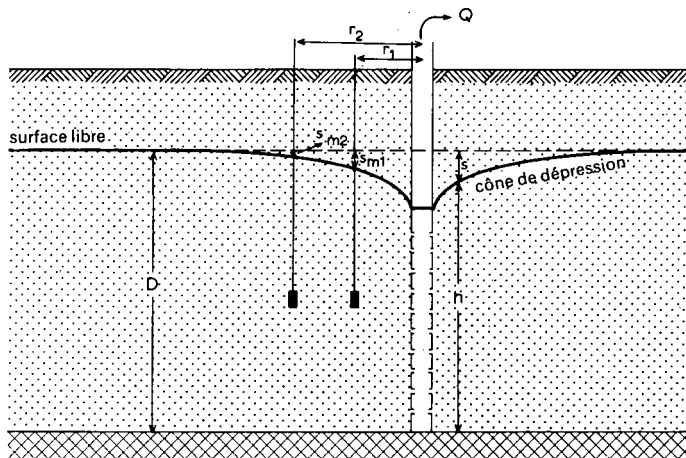


Fig. 35. - Coupe schématique d'un pompage en aquifère à nappe libre.

Cette formule est identique à celle de Thiem (équation 2) établie pour un puits en nappe captive, et l'on doit donc suivre les mêmes modes opératoires que ceux que l'on a décrits dans la Section 1.1, pour calculer la valeur de la transmissivité.

Remarque

- Le rabattement doit rester faible vis-à-vis de l'épaisseur de la zone saturée de la nappe, sans quoi l'hypothèse de l'épaisseur constante de l'aquifère n'est plus satisfaite.

3.7 REGIME TRANSITOIRE EN NAPPE LIBRE

Dans une nappe libre sans effet de débit retardé, le schéma de l'écoulement vers un puits en pompage est identique à celui de l'écoulement vers un puits en nappe captive. Par conséquent, on peut utiliser les méthodes décrites dans les Sections 2.1-2.4 pour interpréter les essais dans une nappe satisfaisant aux conditions énumérées à la page 36, aux hypothèses de Dupuit énumérées à la Section 6 et aux conditions supplémentaires suivantes:

- La nappe est libre.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

- L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la chute de la charge hydraulique, c'est à dire qu'il n'y a pas d'effet de débit retardé.

- Le rayon du puits est extrêmement faible, de façon qu'on puisse négliger la quantité d'eau emmagasinée dans le puits.

Il suffit alors de remplacer dans les équations s par $s' = s - s^2/2D$.

Remarques

- Le rabattement doit être faible vis-à-vis de l'épaisseur de la zone saturée de l'aquifère, sans quoi l'hypothèse de l'épaisseur constante n'est plus vérifiée.

- Le symbole S représente ici la porosité efficace de l'aquifère.

TABLEAU 15. - RECAPITULATION DES METHODES D'INTERPRETATION DU CHAPITRE 3.

HYPOTHESES DE BASE: 1. L'aquifère est d'extension latérale apparemment illimitée. 2. L'aquifère est homogène et d'épaisseur constante. 3. Avant le pompage, la surface piézométrique et la surface libre sont (presque) à l'horizontale. 4. Le débit d'exhaure est constant. 5. Le puits est complet. SEULEMENT DANS LE CAS DU REGIME TRANSITIONNEL: 6. L'emmagasinement de l'eau dans le puits est négligeable. 7. L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique (sauf dans le cas des nappes semi-libres et des nappes libres à débit retardé).

AQUIFERE	REGIME D'ECOULEMENT	EQUATION DE L'ECOULEMENT	METHODE D'INTERPRETATION	NOM	TYPE	REMARQUES	PARAM. CALCUL.	SECT.	REFERENCE
Capitive	permanent	$Q = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)}$	Thiem	calcul				1.1	THIEM, 1906
transitoire		$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int_0^u \frac{e^{-y}}{y} dy = \frac{4\pi kD}{Q} W(u)$	Theis	super-position		$u = \frac{r^2 S}{4kDt}$		2.1	JACOB, 1940
			Chow	abaque				2.2	CHOW, 1952
		$s = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{r^2 S}{2,25kDt}$	Jacob	ligne droite		$\frac{r^2 S}{4kDt} \leq 0,01$		2.3	COOPER et JACOB, 1946
		$s'' = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \log \frac{r^2}{t''}$	Remontée de Theis	ligne droite		$s'' = \text{rabatement résiduel}$ $t'' = \text{temps depuis l'arrêt de pompage}$		2.4	THEIS, 1935
semi-capitive	permanent	$s_m = \frac{Q}{4\pi K} K_0\left(\frac{r}{L}\right)$	De Glee	super-position		$L \geq 3D$		3.1	DE GLEE, 1930
		$s_m = \frac{2,30Q}{4\pi kD} \left(\log 1,12 \frac{r}{L} \right)$	Hantush	ligne droite		$r/L \leq 0,05$		3.2	HANTUSH et JACOB, 1955
		$Q - Q' = \frac{2\pi kD(s_1 - s_2)}{\ln(r_2/r_1)}$	modif. Thiem	calcul		$Q' = \text{débit apporté par la couverture}$		3.3	communication orale

transitoire	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4L^2 y}\right) dy =$	Walton	super- position	$u = \frac{r^2 S}{4kDt}$	kD, S et c 4.1	WALTON, 1962
	$= \frac{Q}{4\pi kD} W(u, r/L)$	Hantush I } Hantush II } d'inflexion	point d'inflexion		kD, S et c 4.2 kD, S et c 4.3	HANTUSH, 1956 HANTUSH, 1956
	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \{2K_0(r/L) - W(q, r/L)\}$	Hantush III	super- position	$q = \frac{kDt}{SL^2}; q > \frac{2r^2}{L}; \tau > 4\tau_p$	kD, S et c 4.4	HANTUSH, 1956
libre avec débit re- tardé	$s = \frac{Q}{4\pi kD} \int \frac{2J\left(\frac{r}{B} y\right) - y^2}{y^2 + 1} \times$	Boulton	super- position	y=variable d'intégration		
et semi- libre	$\times \left[1 - \exp(-\alpha y(y^2 + 1))\right] \frac{dy}{y} =$			$u_A = \frac{r^2 S_A}{4kDt}; u_Y = \frac{r^2 S_Y}{4kDt}$	kD, S _A , S _Y , B et 1/α	BOULTON, 1963
	$= \frac{Q}{4\pi kD} W(u_{AY}, r/B)$			$Y = (S_A + S_Y)/S_A; Y > 100$		
libre	$Q = \pi k \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2/r_1)} = \frac{2\pi kD(s' - s'_1)}{\ln(r_2/r_1)}$	Thiem- Dupuit	calcul	$s' = s - (s^2/2D)$	kD	6.1 THIEM, 1906
transitoire à nappe captive		s est remplacé par		$s' = s - (s^2/2D)$	kD et gé- nérale- ment S	7 et THIEM, 1906 2.1 à JACOB, 1940 2.4 CHOW, 1952 COOPER et JACOB, 1946

4. METHODES D'INTERPRETATION DES POMPAGES D'ESSAI (II)

On a décrit dans le Chapitre 3 un certain nombre de méthodes d'interprétation des pompages d'essai dans des conditions naturelles relativement simples, illustrées par quelques exemples. Cependant, il arrive fréquemment que l'on doive effectuer des essais dans des conditions plus complexes que celles qu'on a envisagées dans le chapitre précédent. Fort heureusement, les dernières décennies ont vu se développer des méthodes d'interprétation des pompages d'essai soumis à une grande variété de conditions particulières. Rappelons tout d'abord les hypothèses de base des méthodes du Chapitre 3.

1. La nappe est apparemment d'extension latérale illimitée.
2. L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone sollicitée par le pompage.
3. Avant le pompage, la surface piézométrique et/ou la surface libre sont (presque) à l'horizontale dans la zone sollicitée par le pompage.
4. On pompe dans la nappe à débit constant.
5. Le puits de pompage pénètre la totalité de l'aquifère, et l'eau arrive de ce fait sur toute la hauteur du puits et en écoulement horizontal.

Pour les méthodes du régime transitoire, il faut ajouter les hypothèses suivantes.

6. On peut négliger l'emmagasinement dans le puits, c'est à dire que le diamètre du puits est faible.
7. L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique (sauf dans les nappes semi-libres et dans les nappes libres avec débit retardé).

Dans ce chapitre, on va décrire des méthodes d'interprétation de pompages d'essai pour lesquels l'une au moins des hypothèses énumérées ci-dessus n'est pas satisfaite. On va également étudier le cas d'un aquifère bicouche, ainsi que les méthodes d'interprétation approximative des essais lorsqu'on ne dispose pas de piézomètre. Le Tableau 17 donne une liste de ces méthodes qui, à la différence du Chapitre 3, ne sont illustrées ici par aucun exemple, car cela aurait pris trop de place; néanmoins, ceux qui sont familiarisés avec les méthodes du chapitre précédent n'auront aucune difficulté pour utiliser celles qui s'appliquent à des conditions particulières de l'écoulement.

4.1 AQUIFERES LIMITES PAR AU MOINS UNE FRONTIERE

Supposons que l'on doive effectuer des pompages d'essai à proximité de la limite d'un aquifère. L'hypothèse de l'extension latérale illimitée de la nappe n'est donc plus satisfaite.

On doit distinguer deux types de limites

- a) Limites étanches (par ex. un mur imperméable).
- b) Limites d'alimentation (par ex. une rivière ou un canal).

Pour interpréter l'écoulement dans un tel aquifère, on utilise le principe de superposition. Selon ce principe, le rabattement causé par deux ou par plusieurs puits est égal à la somme des rabattements causés par chacun des puits. On suppose donc qu'une série de puits-images, ou puits virtuels, transforme un aquifère réel limité en un aquifère fictif d'extension latérale infinie, où les équations décrites précédemment peuvent s'appliquer. S'il y a une seule limite (Fig.36) le système fictif est réalisé à l'aide d'un seul puits-image. Le puits réel et le puits virtuel sont équidistants de la limite et situés de part et d'autre, sur une perpendiculaire à cette limite. Le puits virtuel est en quelque sorte le reflet du puits réel si l'on considère la limite comme un miroir plan. Si c'est une limite d'alimentation, le puits virtuel est un puits d'injection, puisque le rabattement le long de cette limite doit rester nul; le puits d'injection crée un relèvement (ou rabattement négatif) qui compense le rabattement du puits réel. Si par contre c'est une limite étanche, le puits virtuel est un puits de pompage, et dans ce cas, il crée un rabattement positif de façon que le rabattement résultant soit augmenté par la présence de la limite.

S'il y a plus d'une limite dans le voisinage du puits de pompage, il faut davantage d'images. La Figure 38 montre le système fictif de puits-virtuels dans le cas de deux limites situées à angle droit l'une par rapport à l'autre. On voit d'abord deux images primaires, qui sont le reflet du puits réel, puis une image secondaire qui est le reflet des images primaires. Il est aisé de voir que dans le cas où deux limites sont parallèles, il y a théoriquement un nombre infini de puits-images (voir Fig.39 et 40), mais dans la pratique, il existe une distance au-delà de laquelle ces puits-images n'ont plus qu'une influence négligeable.

4.1.1 Régime permanent dans les aquifères à nappe libre ou captive limités par au moins une frontière rectiligne d'alimentation

4.1.1.1 Méthode de Dietz

En 1943, Dietz publia une méthode d'interprétation des pompages d'essai effectués au voisinage de limites rectilignes d'alimentation, dans le cas de l'écoulement permanent.

Sa méthode, s'appuyant sur les travaux de MUSKAT (1937), utilise les fonctions de Green pour décrire l'influence des limites. Elle est basée sur les hypothèses et les conditions suivantes

- Les hypothèses de la page 106 à l'exception de l'hypothèse 1, remplacée par:
- Dans la zone influencée par le pompage, l'aquifère est traversé sur toute sa hauteur par au moins une limite rectiligne d'alimentation ayant un niveau d'eau constant.
- La zone de contact entre chaque limite et la nappe a la même perméabilité que celle de l'aquifère.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe peut être libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.

Une fois ces hypothèses et ces conditions satisfaites, le rabattement stabilisé dans un piézomètre de coordonnées x_1 et y_1 , causé par un puits de pompage de coordonnées x_w et y_w est donné par

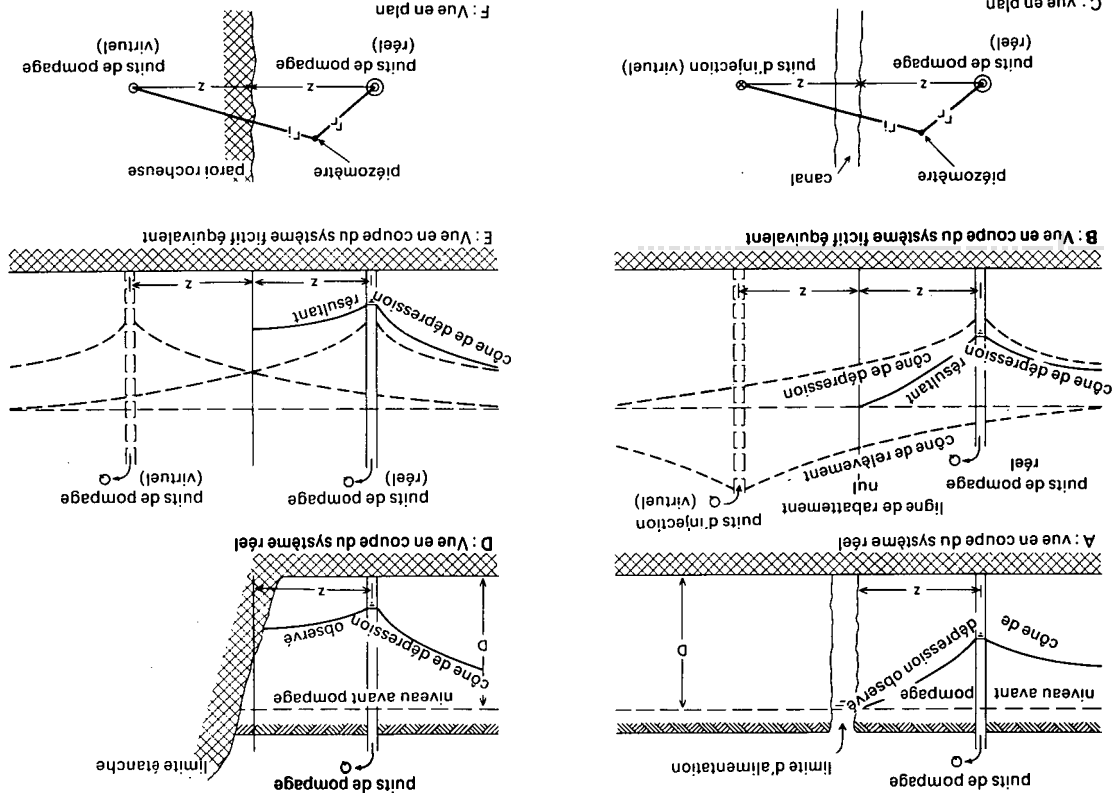
$$s_{1,m} = \frac{Q}{2\pi kD} G(x,y) \quad (49)$$

où $G(x,y)$ est la fonction de Green correspondant à une certaine configuration des limites.

Dans la configuration de la Fig.37A, avec une seule limite rectiligne d'alimentation, la fonction vaut

$$G(x,y) = \frac{1}{2} \ln \frac{(x_1 + x_w)^2 + (y_1 - y_w)^2}{(x_1 - x_w)^2 + (y_1 - y_w)^2} \quad (50)$$

Fig. 36. - Vues schématiques en coupe et en plan d'un aquifère traversé par une limite rectiligne. A et C : conditions réelles; B et D : système équivalent avec un puits image; E et F : vue en plan.



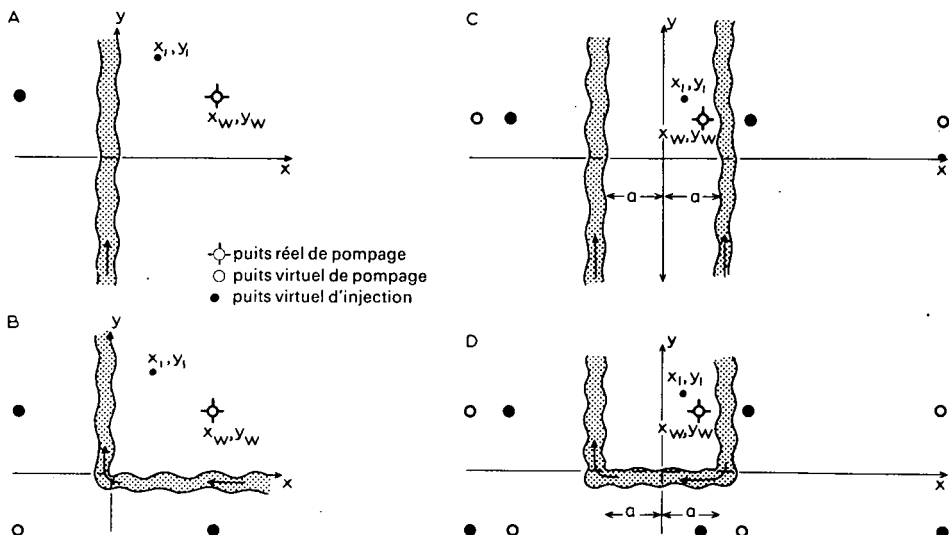


Fig. 37. - Illustration schématique de la localisation des axes de coordonnées de la méthode de Dietz. Schéma des systèmes de puits-images d'une nappe comportant des limites hydrauliques.

Dans la configuration de la Fig. 37B, avec deux limites rectilignes perpendiculaires d'alimentation, la fonction s'écrit

$$G(x, y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\{(x_1 - x_w)^2 + (y_1 + y_w)^2\} \{(x_1 + x_w)^2 + (y_1 - y_w)^2\}}{\{(x_1 - x_w)^2 + (y_1 - y_w)^2\} \{(x_1 + x_w)^2 + (y_1 + y_w)^2\}} \quad (51)$$

Dans la configuration de la Fig. 37C, avec deux limites rectilignes parallèles, la fonction devient

$$G(x, y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 - y_w)}{2a} + \cos \frac{\pi(x_1 + x_w)}{2a}}{\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 - y_w)}{2a} - \cos \frac{\pi(x_1 - x_w)}{2a}} \quad (52)$$

Dans la configuration de la Fig. 37D, la fonction s'écrit

$$G(x, y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\left[\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 - y_w)}{2a} + \cos \frac{\pi(x_1 + x_w)}{2a} \right] \left[\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 + y_w)}{2a} - \cos \frac{\pi(x_1 - x_w)}{2a} \right]}{\left[\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 - y_w)}{2a} - \cos \frac{\pi(x_1 - x_w)}{2a} \right] \left[\operatorname{ch} \frac{\pi(y_1 + y_w)}{2a} - \cos \frac{\pi(x_1 + x_w)}{2a} \right]} \quad (53)$$

Mode opératoire

- Déterminer la configuration des limites, et porter la valeur adéquate de la fonction Green dans l'équation (49).
- Mesurer sur la carte les valeurs de x_w , y_w , x_1 et y_1 .
- Porter les valeurs numériques de Q , x_w , y_w , x_1 , y_1 et $s_{1,m}$ dans l'équation (49) et calculer kD .
- Recommencer cette opération pour tous les piézomètres. Les résultats doivent être en bon accord entre eux.

Remarques

- Les angles des équations (52) et (53) sont exprimés en radians.
- On ne peut pas calculer la valeur de S par cette méthode.

Dans les nappes libres, il suffit de remplacer s_m par $s'_m = s_m - s_m^2/2D$.

4.1.2 Régime transitoire dans les aquifères à nappe libre et captive limités par au moins une frontière rectiligne

4.1.2.1 Méthode de Stallman

STALLMAN (cité par Ferris et coll., 1962) développa une méthode de superposition pour interpréter les pompages d'essai effectués au voisinage d'au moins une limite. On peut appliquer cette méthode dans la mesure où les hypothèses et conditions suivantes sont satisfaites

- Les hypothèses de la page 106, sauf l'hypothèse 1, remplacée par:
 - Dans la zone influencée par le pompage, l'aquifère est traversé sur toute sa hauteur par au moins une limite rectiligne étanche ou d'alimentation.
 - Les limites d'alimentation sont à niveau constant et leur zone de contact avec la nappe a la même perméabilité que celle de l'aquifère.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique.

Appelons r_r la distance entre un piézomètre et le puits de pompage, r_i la distance entre ce piézomètre et le puits-image et $\beta = r_i/r_r$ leur rapport.

$$\text{Si } u = \frac{r^2 S}{4kDt} \quad (54)$$

$$\text{et } u_i = \frac{r_i^2 S}{4kDt} = \frac{\beta^2 r^2 S}{4kDt} = \beta^2 u \quad (55)$$

alors, le rabattement dans le piézomètre est donné par la formule suivant

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left[W(u) \pm W(\beta_1^2 u) \pm W(\beta_2^2 u) \pm \dots \pm W(\beta_n^2 u) \right] \quad (56)$$

$$\text{ou } s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u, \beta_{1 \rightarrow n}) \quad (57)$$

Les valeurs numériques de $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$ sont données dans l'Annexe VI-A. Le nombre de termes entre les crochets de l'équation (56) est fixé par le nombre de puits virtuels. S'il n'y a qu'un puits virtuel qui s'ajoute au puits réel, dans le cas d'une seule limite rectiligne (Fig.36), il n'y a que deux termes: le terme $(Q/4\pi kD)W(u)$ qui représente l'influence du puits réel de pompage et le terme $(Q/4\pi kD)W(\beta^2 u)$ représentant l'influence du puits virtuel.

S'il y a deux limites rectilignes perpendiculaires, il y a trois puits virtuels qui s'ajoutent au puits réel, et le membre de droite de l'équation contient donc quatre termes. Avec des limites parallèles, le nombre de puits virtuel est infini. Mais pratiquement, lorsque, pour ces puits $\beta > 100$, l'influence sur le rabattement dans le piézomètre considéré est faible, et l'on peut négliger les termes qui s'y rapportent dans les calculs.

Les termes de l'équation (56) sont affectés du signe positif dans le cas d'un puits d'exhaure - réel ou virtuel - et du signe négatif dans le cas d'un puits d'injection.

Par conséquent, dans le cas d'un puits de pompage situé aux environs de certaines configurations de limites analogues à celles des Fig.36 et 38 à 41, le rabattement résultant dans un piézomètre peut s'exprimer par les formules suivantes (l'indice de β correspond aux numéros des puits images des figures, l'indice de W correspond au type de limite (B = étanche, R = alimentation, N.d.T.).

Une limite rectiligne

Une limite d'alimentation (Fig.36-C)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) - W(\beta^2 u)] \quad (58)$$

ou $s = \frac{Q}{4\pi kD} W_R(u, \beta)$ (59)

Une limite étanche (Fig.36-F)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) + W(\beta^2 u)] \quad (60)$$

ou $s = \frac{Q}{4\pi kD} W_B(u, \beta)$ (61)

Deux limites rectilignes à angle droit

Une limite étanche et une limite d'alimentation (Fig.38-A)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) + W(\beta_1^2 u) - W(\beta_2^2 u) - W(\beta_3^2 u)] \quad (62)$$

Deux limites étanches (Fig.38-B)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) + W(\beta_1^2 u) + W(\beta_2^2 u) + W(\beta_3^2 u)] \quad (63)$$

Deux limites d'alimentation (Fig.38-C)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) - W(\beta_1^2 u) - W(\beta_2^2 u) + W(\beta_3^2 u)] \quad (64)$$

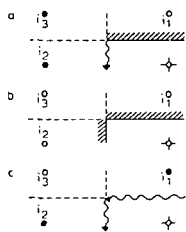


Fig.38. - Deux limites rectilignes à angle droit.

Deux limites parallèles

Une limite étanche et une limite d'alimentation (Fig.39-A)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) + W(\beta_1^2 u) - W(\beta_2^2 u) - W(\beta_3^2 u) + \dots \pm W(\beta_n^2 u)] \quad (65)$$

Deux limites étanches (Fig.39B)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) + W(\beta_1^2 u) + W(\beta_2^2 u) + W(\beta_3^2 u) + \dots + W(\beta_n^2 u)] \quad (66)$$

Deux limites d'alimentation (Fig.39C)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) - W(\beta_1^2 u) - W(\beta_2^2 u) + W(\beta_3^2 u) + \dots \pm W(\beta_n^2 u)] \quad (67)$$

Pour trois et quatre limites, les équations du rabattement s'établissent de la même façon (cf. Fig.40 et 41).

Mode opératoire

- Déterminer la configuration des limites et dresser un plan du système équivalent des puits virtuels.

- Déterminer pour l'un des piézomètres la valeur de r_r et la (les) valeur(s) de r_i . Calculer la (les) valeur(s) de $\beta = r_i/r_r$ correspondant à chacun des puits virtuels et déterminer le signe de chaque terme du membre de droite de l'équation du rabattement. A l'aide de l'Annexe VI-A, calculer les valeurs numériques de $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$ sous la forme adéquate de l'équation (56) en fonction des valeurs de u , et tracer la courbe type $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$ en fonction de u sur un papier bi-logarithmique.

(Dans le cas d'un système à une seule limite, on peut obtenir directement les valeurs de $W_R(u, \beta)$ et $W_B(u, \beta)$ à partir des Annexes VI-B et VI-C respectivement.)

- Tracer sur une autre feuille de papier bi-logarithmique le rabattement s du piézomètre en fonction de $1/t$; on obtient ainsi la courbe d'essai.

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes.

- Choisir un point quelconque A dans la zone de chevauchement des deux feuilles et noter pour A les valeurs de u , $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$, s et $1/t$.

- Porter les valeurs de s , $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$ ainsi que la valeur connue de Q dans l'équation (57) et calculer kD .

- Porter les valeurs de Q , r_r , u , kD et $1/t$ dans l'équation (54) et calculer S .

- Recommencer ces opérations sur tous les piézomètres disponibles. Il faut noter que chaque piézomètre a sa propre courbe type, car les valeurs de $W(u, \beta_{1 \rightarrow n})$ dépendent de la valeur du rapport $\beta = r_i/r_r$ qui est chaque fois différente.

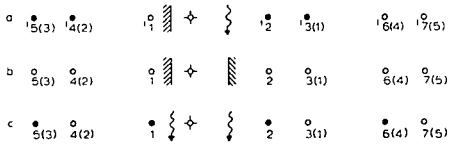


Fig. 39. - Deux limites rectilignes parallèles.

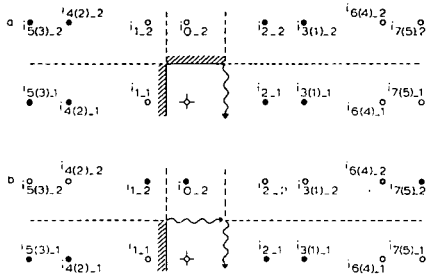


Fig. 40. - Deux limites rectilignes parallèles coupées à angle droit par une troisième limite.

- puits virtuel d'injection
 - puits virtuel de pompage
 - ⊕ puits réel de pompage
 - (3) numéro du puits réfléchi
- Les schémas se poursuivent jusqu'à l'infini

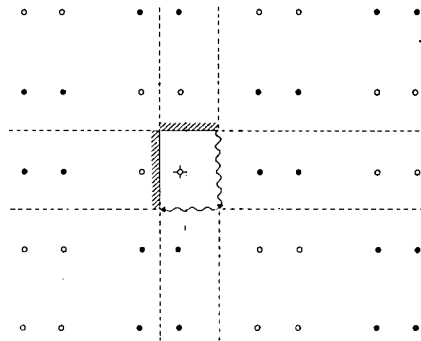


Fig. 41. - Quatre limites rectilignes, soit deux couples de limites rectilignes parallèles se coupant à angle droit.

Remarques

- Dans une nappe libre, on remplace s par $s' = s - s^2/2D$.
- Cette méthode est également valable si l'on veut interpréter le rabattement dans une nappe où pompent plusieurs puits, ou encore dans une nappe équipée d'un puits de pompage et d'un puits d'injection, à condition toutefois que le débit Q soit partout le même.

4.1.2.2 Méthode de l'image de Hantush (pour une seule limite d'alimentation)

La méthode de l'image de Hantush est utile lorsque la ligne réelle d'alimentation ne correspond pas avec la berge ou la ligne de courant de la rivière ou du canal. Ce phénomène peut être causé par la pente de la berge, par l'effet de pénétration partielle de la limite d'alimentation, ou encore par un colmatage au niveau de la limite, empêchant l'eau d'entrer normalement. Lorsque ces effets sont faibles, sans toutefois être négligeables, on peut les compenser en augmentant dans le domaine fictif la distance entre le puits réel et la limite hydraulique (ligne de rabattement nul dans la Fig.36-B) de façon qu'elle soit supérieure à la distance réelle (Fig.42).

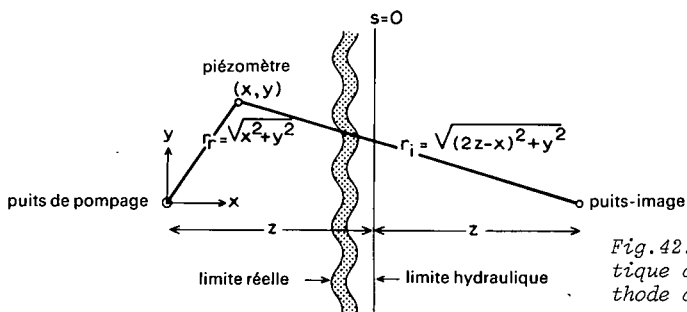


Fig.42. - Illustration schématique des paramètres de la méthode de l'image de Hantush.

Ainsi, la méthode de l'image de Hantush s'appuie sur les hypothèses et les conditions suivantes:

- Les hypothèses de la page 106 sauf l'hypothèse 1 remplacée ici par:
- L'aquifère est traversé par une limite rectiligne d'alimentation dans la zone influencée par le pompage.
- Cette limite est à niveau d'eau constant, mais la position de la ligne réelle d'alimentation n'a pas besoin d'être connue à l'avance. Cependant, les résistances d'entrée doivent être faibles, mais non négligeables.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

Comme on l'a vu pour la méthode de Stallman, le rabattement dans un aquifère avec une limite d'alimentation s'exprime par l'équation (58).

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} [W(u) - W(\beta^2 u)]$$

où, selon l'équation (54)

$$u = \frac{r_r^2 S}{4kDt}$$

et

$$\beta = \frac{r_i}{r_r}$$

$r_r = \sqrt{x^2 + y^2}$ représente la distance entre le piézomètre et le puits de pompage.

$r_i = \sqrt{(2z - x)^2 + y^2}$ est la distance entre le piézomètre et le puits virtuel d'injection.

x et y sont les coordonnées du piézomètre, dans le cas où le puits de pompage est centré sur l'origine (voir Fig.42).

$2z$ est la distance entre le puits réel de pompage et le puits virtuel. La limite d'injection hydraulique, c'est à dire la vraie ligne d'alimentation, est la médiatrice du segment joignant le puits réel et le puits virtuel, soit la perpendiculaire à ce segment en son milieu. On doit bien garder à l'esprit que, tout particulièrement dans le cas d'une limite d'alimentation, la limite hydraulique réelle ne coïncide pas toujours avec la berge de la rivière ou avec sa ligne de courant. Il n'est pas nécessaire de connaître z à l'avance, ni la position du puits virtuel, ni la distance qui en dépend; on n'a pas non plus besoin de connaître $\beta = r_i/r_r$.

La relation entre β , x , r_r et z est donnée par

$$4z^2 - 4xz - r_r^2(\beta^2 - 1) = 0 \quad (68)$$

HANTUSH (1959) observa qu'en portant le rabattement s en fonction de t sur un papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique), il y a sur la courbe un point d'inflexion P (Fig.43). En ce point, la valeur de u est donnée par

$$u_p = \frac{r_r^2 S}{4kDt_p} = \frac{2 \ln \beta}{\beta^2 - 1} \quad (69)$$

La pente de la courbe en ce point vaut

$$\Delta s_p = \frac{2,30Q}{4\pi kD} (e^{-u_p} - e^{-\beta^2 u_p}) \quad (70)$$

et le rabattement en ce point vaut

$$s_p = \frac{Q}{4\pi kD} W(u_p, \beta) \quad (71)$$

Si $t > 4 t_p$ le rabattement s se rapproche du rabattement maximum s_m

$$s_m = \frac{Q}{2\pi kD} \ln \beta \quad (72)$$

Il faut noter que le rapport de s_m donné par l'équation (72) et de Δs_p donné par l'équation (70) dépend seulement de la valeur de β , soit

$$\frac{s_m}{\Delta s_p} = \frac{2 \log \beta}{e^{-u_p} - e^{-\beta^2 u_p}} = f(\beta) \quad (73)$$

où u_p est donné par l'équation (69).

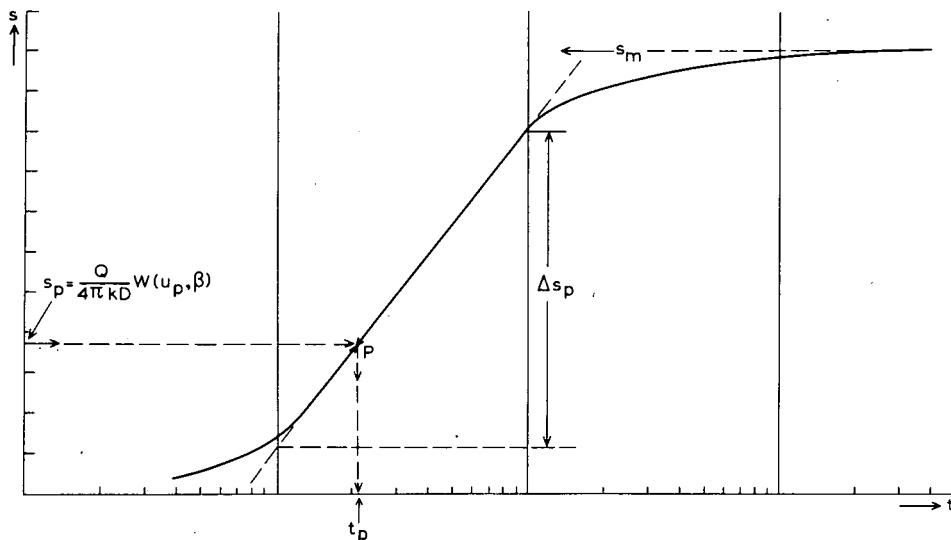


Fig.43. - Illustration schématique du 1er mode opératoire de la méthode de Hantush.

Si, pour les faibles valeurs de $1/t$ ($1/t < 0,01 \text{ min}^{-1}$), on porte le rabattement s en fonction de $1/t$ sur du papier arithmétique, la courbe obtenue coupe l'axe des s en un point égal au rabattement maximal s_m (Fig.44-B).

La pente de la courbe en ce point (Fig.44-B) vaut

$$\Delta s_{mt} = \frac{ds}{d(1/t)} = \frac{QSz}{4\pi(kD)^2} (z - x) \quad (74)$$

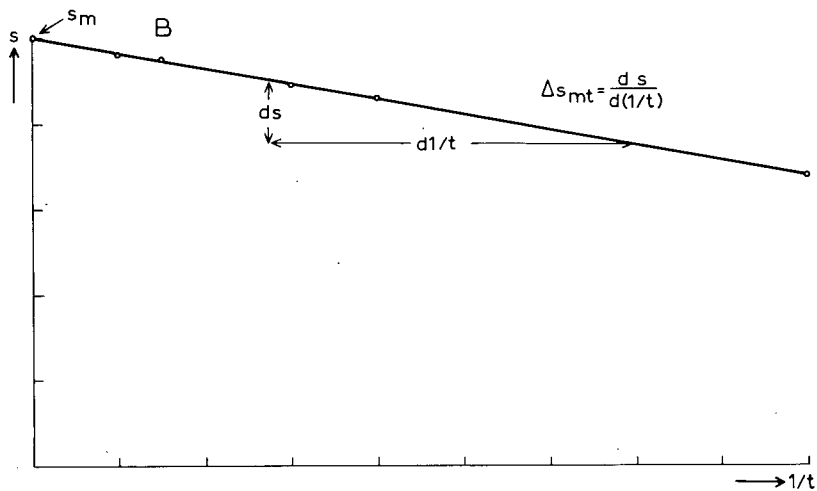
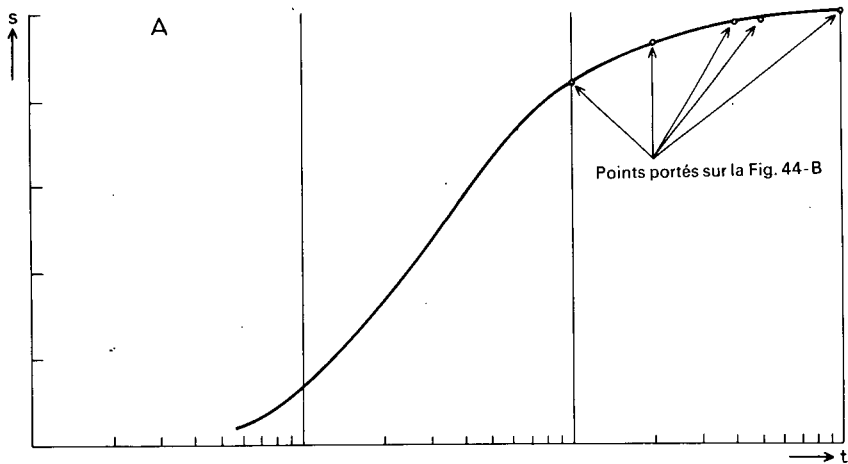


Fig.44. - Illustration schématique de l'application de la méthode de l'image de Hantush, 2ème mode opératoire. A: courbe de descente ($r=constante$), B: courbe s fonction de $1/t$ pour les grandes valeurs de t . Détermination de Δs_{mt} et de s_m .

Un diagramme sur papier arithmétique des valeurs de Δs_{mt} en fonction de x portées pour tous les piézomètres donne une droite qui coupe l'axe des x à l'abscisse $x = z$, et dont la pente vaut

$$\Delta s_{mx} = \frac{d(\Delta s_{mt})}{dx} = \frac{QSz}{4\pi(kD)^2} \quad (75)$$

Il faut remarquer qu'à partir de l'équation (72), un diagramme de s_m en fonction de β tracé sur un papier semi-logarithmique (β en échelle logarithmique) donne une droite dont la pente vaut

$$\Delta s_{m\beta} = \frac{2,30Q}{2\pi kD} \quad (76)$$

Premier mode opératoire: avec un seul piézomètre

- Porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement s en fonction de t (t en échelle logarithmique) et tracer la courbe de descente passant par l'ensemble des points (Fig.43).

- Extrapoler la valeur s_m du rabattement maximal.

- Calculer la pente Δs_p de la partie droite de la courbe; c'est une approximation de la pente au point d'inflexion P. La valeur de Δs_p est égale à la différence de rabattement par cycle log de temps.

- Calculer la valeur du rapport $s_m/\Delta s_p$, égal à $f(\beta)$. A partir de $f(\beta)$, calculer β en utilisant l'Annexe VII.

- Porter les valeurs numériques de s_m , Q et β dans l'équation (72) et calculer kD .

- Chercher dans l'Annexe VII les valeurs de u_p et de $W(u_p, \beta)$. Porter les valeurs de Q , kD et $W(u_p, \beta)$ dans l'équation (71) pour calculer s_p .

- Connaissant s_p , placer ce point sur la courbe et lire t_p .

- Porter les valeurs de kD , t_p , u_p et r_r dans l'équation (69) et calculer S . Calculer z à l'aide de l'équation (68).

- Calculer la courbe théorique de descente à l'aide des équations (54) et (58), de l'Annexe VI-B et des valeurs connues de β , kD et S . Cette courbe théorique doit être semblable à la courbe réelle de l'essai. Si ce n'est pas le cas, c'est qu'on a commis des erreurs dans l'approximation de s_m et de Δs_p . On corrige donc ces erreurs, et on recommence les opérations.

- Appliquer ce mode opératoire sur tous les piézomètres disponibles. Les valeurs ainsi calculées de kD et de S doivent être en bon accord entre elles.

Second mode opératoire: avec plusieurs piézomètres

- Tracer, pour chaque piézomètre, la courbe de descente en portant sur un papier arithmétique s en fonction de $1/t$ et en utilisant les valeurs obtenues

après que les effets de la réalimentation se soient faits sentir; on procède de la même façon que pour la courbe de descente en papier semi-logarithmique.

- Tracer une autre série de courbes s en fonction de $1/t$, en utilisant une plus grande échelle que précédemment pour les valeurs de $1/t$ mais en se limitant aux grandes valeurs de t . Construire pour chaque courbe la tangente, à l'intersection avec l'axe des s , dont on calcule la pente Δs_{mt} à l'aide de l'équation (74). Le point d'intersection avec l'axe des s correspond à la valeur de s_m (Fig.44-B).

- Porter sur un papier arithmétique les valeurs de Δs_{mt} en fonction de x (position du piézomètre, voir Fig.42) et tracer la droite passant par les points. L'équation de cette droite est donnée par la formule (75). Mesurer la pente de la droite, Δs_{mx} , et noter la valeur de son intersection avec l'axe des x . En ce point, x est égal à z , vraie distance de la ligne d'alimentation. Une fois z connu, calculer r_i puis β .

- Porter sur une feuille semi-logarithmique s_m en fonction de β (β en échelle logarithmique). Tracer la droite passant par le point: ($s_m = 0, \beta = 1$) et les points obtenus, puis mesurer sa pente $\Delta s_{m\beta}$.

- Porter les valeurs numériques de $\Delta s_{m\beta}$ et de Q dans l'équation (76) et calculer kD .

- Porter les valeurs numériques de Δs_{mx} , Q , kD et z dans l'équation (75) et calculer S .

4.2 AQUIFERES ANISOTROPES

4.2.1 Régime transitoire en nappe libre ou captive

Il arrive fréquemment que l'on puisse considérer que les aquifères sont homogènes mais non isotropes. Un aquifère est anisotrope si son coefficient de perméabilité n'est pas le même dans toutes les directions. C'est souvent le cas des dépôts sableux éoliens ou marins et des alluvions de rivières. Les transmissivités extrêmes sont suivant les directions principales d'anisotropie des terrains, et la valeur la plus forte de la transmissivité peut être de deux à dix fois supérieure à celle de la plus faible. Dans beaucoup de cas, cette anisotropie ne joue pas un rôle important, sauf quand il s'agit d'utiliser la transmissivité pour calculer l'écoulement régional d'une nappe souterraine.

Dans ce qui suit, x et y sont placés suivant les directions principales d'anisotropie, x étant l'axe de la plus grande transmissivité, y l'axe de la plus petite.

4.2.1.1 Méthode de Hantush

On doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes

- Les hypothèses de la page 106, sauf l'hypothèse 2 remplacée ici par:
- L'aquifère est homogène, anisotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage.

On ajoute les conditions suivantes

- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- La nappe est libre ou captive.

Le rabattement dans une nappe libre ou captive isotrope est donné par l'équation (5) de Theis

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u)$$

où

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt}$$

Dans un aquifère anisotrope, dont les axes principaux sont x et y , ces équations sont remplacées, selon HANTUSH (1966), par

$$s = \frac{Q}{4\pi (kD)_e} W(u') \quad (77)$$

où

$$u' = \frac{r^2 S}{4t (kD)_n} \quad (78)$$

$$(kD)_e = \sqrt{(kD)_x \times (kD)_y} = \text{transmissivité moyenne}$$

$(kD)_n = \text{transmissivité dans une direction faisant un angle } (\theta + \alpha) \text{ avec l'axe des } x \text{ (} \theta \text{ et } \alpha \text{ sont définis plus bas)}$

Si l'on applique la méthode courante des aquifères isotropes sur les données obtenues dans un piézomètre placé le long d'une ligne formant un angle $(\theta + \alpha)$ avec l'axe des x , on obtient les valeurs de $(kD)_e$ et de $S/(kD)_n$. Il faut donc plus d'une ligne de piézomètres pour calculer S et $(kD)_n$.

HANTUSH (1966) a montré que si l'on appelle θ l'angle entre la première ligne de piézomètres ($n = 1$) et l'axe des x , et α_n l'angle entre la n -ième ligne et la première ligne de piézomètres (Fig.45-A et -B), $(kD)_n$ est donnée par

$$(kD)_n = (kD)_x \left[\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n) \right] \quad (80)$$

avec

$$m = (kD)_x / (kD)_y = \left[(kD)_e / (kD)_y \right]^2 \quad (81)$$

Comme $\alpha_1 = 0$ pour la première ligne de piézomètres, l'équation (80) se réduit dans ce cas à

$$(kD)_1 = (kD)_x / (\cos^2 \theta + m \sin^2 \theta) \quad (82)$$

et par conséquent

$$a_n = \frac{(kD)_1}{(kD)_n} = \frac{\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n)}{\cos^2 \theta + m \sin^2 \theta} \quad (83)$$

Il va sans dire que $a_1 = 1$.

La combinaison des équations (81) et (83) donne

$$m = \frac{(kD)_e}{(kD)_y} = \frac{a_n \cos^2 \theta - \cos^2(\theta + \alpha_n)}{\sin^2(\theta + \alpha_n) - a_n \sin^2 \theta} \quad (84)$$

Si l'on dispose de trois lignes de piézomètres, l'équation (83) permet de calculer θ .

$$\operatorname{tg} (2\theta) = -2 \frac{(a_3 - 1) \sin^2 \alpha_2 - (a_2 - 1) \sin^2 \alpha_3}{(a_3 - 1) \sin 2\alpha_2 - (a_2 - 1) \sin 2\alpha_3} \quad (85)$$

L'équation (85) a deux solutions pour 2θ , comprises entre 0 et 2π dans le plan xy . Si l'une des solutions vaut δ , l'autre vaudra $\delta + \pi$. Ainsi θ a deux valeurs possibles, $\delta/2$ et $(\delta + \pi)/2$. L'une des deux valeurs correspond à $m > 1$, l'autre à $m < 1$. Puisqu'on a supposé que l'axe des x était celui de la plus grande transmissivité, la valeur de θ correspondant à $m = (kD)_x / (kD)_y > 1$ donne la position de la première ligne par rapport à l'axe des x , tandis que l'autre valeur la donne par rapport à l'axe des y , correspondant à la plus faible transmissivité.

Il faut noter qu'une valeur négative de θ indique que l'axe des x positifs se trouve à gauche de la première ligne de piézomètres.

Premier mode opératoire (on connaît les directions principales d'anisotropie)

Si la géologie montre clairement les directions principales d'anisotropie, il suffit de deux lignes différentes de piézomètres pour obtenir assez d'information pour calculer les propriétés hydrauliques (Fig.45-A).

- Appliquer les méthodes des aquifères isotropes (voir Chapitre 3, Sect.2.1-2.3 pour les nappes captives et Sect.7 pour les nappes libres) aux données de chaque ligne de piézomètre. On obtient ainsi $(kD)_e$, $S/(kD)_1$ et $S/(kD)_2$.

- Calculer a_2 à l'aide des deux dernières valeurs (cf.équation 83). Comme on connaît déjà θ et α_2 , porter les valeurs de θ , α , a et $(kD)_e$ dans l'équation (84) et calculer m . Calculer ensuite $(kD)_x$ et $(kD)_y$ à partir de l'équation (81).

- Porter les valeurs de $(kD)_x$, m , θ et α_2 dans les équations (82) et (83) et calculer $(kD)_1$ et $(kD)_2$.

- En combinant avec les valeurs de $S/(kD)_1$ et $S/(kD)_2$, on déduit deux valeurs de S , qui doivent être à peu près identiques.

Second mode opératoire (on ignore les directions principales d'anisotropie)

Si l'on ignore les directions principales d'anisotropie, il faut trois lignes différentes de piézomètres (Fig.45-B).

- Appliquer les méthodes des aquifères isotropes (cf.Chapitre 3, Sect.2.1-2.3 ou Sect.7) aux données de chaque ligne de piézomètres. On obtient ainsi $(kD)_e$, $S/(kD)_1$, $S/(kD)_2$ et $S/(kD)_3$.

- A l'aide de ces valeurs, calculer les rapports a_2 et a_3 . Connaissant α_2 et α_3 , on calcule θ avec l'équation (85).

- Porter les valeurs de θ , $(kD)_e$, α_2 et a_2 (ou α_3 et a_3) dans l'équation (84) et calculer m , puis, à l'aide de l'équation (81), $(kD)_x$ et $(kD)_y$.

- Porter les valeurs de $(kD)_x$, m , et θ ainsi que les valeurs de $\alpha_1 = 0$, α_2 et α_3 dans l'équation (80), ce qui permet de calculer $(kD)_1$, $(kD)_2$ et $(kD)_3$.

- En combinant ces résultats avec les valeurs de $S/(kD)_1$, $S/(kD)_2$ et $S/(kD)_3$, on déduit trois valeurs de S , qui doivent être à peu près identiques.

Remarques

- A l'aide des méthodes des aquifères isotropes, il faut calculer une valeur de $S/(kD)_n$. Par conséquent, on ne peut appliquer ni les méthodes du régime perma-

ment des aquifères isotropes (Chapitre 3, Section 1 et 6) ni la méthode de la remontée de Theis (Chapitre 3, Section 2.4).

- L'interprétation des données de chaque ligne de piézomètres donne plusieurs valeurs de $(kD)_e$, qui doivent être à peu près identiques.

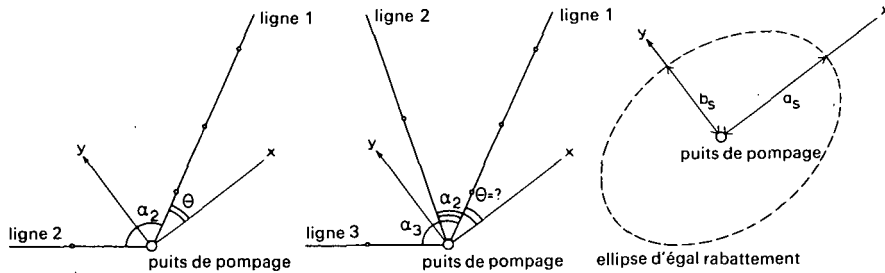


Fig. 45. - Illustration schématique des paramètres des méthodes de Hantush et de Hantush-Thomas pour un aquifère anisotrope. A: directions principales d'anisotropie connues. B: directions principales d'anisotropie inconnues. C: ellipse d'egal rabattement.

4.2.1.2 Méthode de Hantush-Thomas

Dans un aquifère isotrope, les lignes d'egal rabattement forment des cercles concentriques autour du puits de pompage. Par contre, dans un aquifère anisotrope, ces lignes sont des ellipses obéissant à l'équation

$$\frac{x^2}{a_s^2} + \frac{y^2}{b_s^2} = 1 \quad (86)$$

a_s et b_s sont les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'egal rabattement s au temps t_s . On peut montrer que

$$(kD)_n = (r_n^2 / a_s b_s) (kD)_e \quad (87)$$

$$(kD)_x = (a_s / b_s) (kD)_e \quad (88)$$

$$(kD)_y = (b_s / a_s) (kD)_e \quad (89)$$

$$\frac{4\pi s (kD)_e}{Q} = W(u') \quad (90)$$

où

$$u' = \frac{r^2 S}{4 (kD)_n t} = \frac{a_s b_s S}{4 (kD)_e t_s} \quad (91)$$

Si l'on arrête le pompage au bout du temps t_0 , l'équation du rabattement résiduel vaut

$$s'' = \frac{Q}{4\pi(kD)_e} W_*(\tau, u'_0) \quad (92)$$

où

$$W_*(\tau, u'_0) = W[u'_0/(1 + \tau)] - W(u'_0/\tau) \quad (93)$$

$$u_0 = \frac{r^2 S}{4(kD)_n t_0}$$

$$\tau = t''/t_0$$

t'' = temps depuis l'arrêt du pompage

La ligne d'égal rabattement résiduel au temps t'' depuis l'arrêt du pompage est donnée par

$$\frac{x^2}{a_{s''}^2} + \frac{y^2}{b_{s''}^2} = 1 \quad (94)$$

$a_{s''}$ et $b_{s''}$ sont les longueurs des axes principaux de l'ellipse d'égal rabattement résiduel. On peut montrer que

$$(kD)_n = (r_n^2/a_{s''}b_{s''})(kD)_e \quad (95)$$

$$(kD)_x = (a_{s''}/b_{s''})(kD)_e \quad (96)$$

$$(kD)_y = (b_{s''}/a_{s''})(kD)_e \quad (97)$$

$$\frac{4\pi s''(kD)_e}{Q} = W_*(\tau, u'_0) \quad (98)$$

où

$$u'_0 = \frac{a_{s''}b_{s''}S}{4(kD)_e t_0} \quad (99)$$

HANTUSH et THOMAS (1966) remarquèrent qu'il suffit de connaître $(kD)_e$, a_s et b_s pour calculer les autres propriétés hydrauliques.

Il n'est donc pas nécessaire d'avoir la valeur de $S/(kD)_n$ pourvu qu'il y est suffisamment de points d'observation pour tracer les ellipses d'égal rabattement. On peut utiliser la méthode de Hantush-Thomas si les hypothèses et les conditions suivantes sont satisfaites

- Les hypothèses de la page 106, sauf l'hypothèse 2, remplacée ici par:
- L'aquifère est homogène, anisotrope et d'épaisseur constante dans la zone influencée par le pompage.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

Si l'on utilise le rabattement résiduel, il faut ajouter la condition

$$\frac{r^2 S}{4(kD)_n t''} < 0,01$$

Premier mode opératoire (durant la période du pompage)

- Appliquer les méthodes des aquifères isotropes (cf. Chapitre 3, Sect. 1 et 2 pour les nappes captives et Sect. 6 et 7 pour les nappes libres) aux données obtenues dans chaque ligne de piézomètres; ceci donne $(kD)_e$ et parfois $S/(kD)_n$. Le facteur $(kD)_e$ est constant dans l'aquifère, tandis que $S/(kD)_n$ est constant sur une ligne donnée.

- Porter les valeurs de $(kD)_e$ et $S/(kD)_n$ dans les équations (77) et (78) et calculer le rabattement au temps et à la distance désirés le long de chaque ligne de piézomètres.

- Construire une ou plusieurs ellipses d'égal rabattement (Fig. 45-C) à l'aide des données observées (ou calculées) et déterminer pour chaque ellipse a_s et b_s .

- Calculer $(kD)_n$, $(kD)_x$ et $(kD)_y$ à partir des équations (87) à (89). Calculer la valeur de $W(u')$ à partir de l'équation (90) et trouver la valeur correspondante de u' dans l'Annexe I. Connaissant u' , calculer S avec l'équation (91).

- Recommencer ces opérations pour plusieurs valeurs de s . On doit chaque fois retrouver à peu près les mêmes valeurs pour $(kD)_n$, $(kD)_x$, $(kD)_y$ et S .

Deuxième mode opératoire

- Déterminer la valeur de $(kD)_e$ à l'aide des méthodes des nappes isotropes (cf. Chapitre 3, Section 1, 2, 6 et 7).

- Construire une ou plusieurs ellipses d'égal rabattement résiduel (cf. Fig. 45-C) et calculer pour chaque ellipse $a_{s''}$ et $b_{s''}$.

- Calculer $(kD)_n$, $(kD)_x$ et $(kD)_y$ à l'aide des équations (95) à (97).

- Préparer une table des valeurs de u'_0 correspondant aux valeurs de $W_*(\tau, u'_0)$ selon l'équation (93) en utilisant diverses valeurs de u'_0 et une valeur de $\tau = t''/t_0$ correspondant à la situation considérée. Il est évident qu'une fois calculés $u'_0/(1+\tau)$ et u'_0/τ , on trouve les valeurs de $W[u'_0/(1+\tau)]$ et $W(u'_0/\tau)$ dans l'Annexe I.

- Calculer la valeur de $W_*(\tau, u'_0)$ à l'aide de l'équation (98) et trouver la valeur correspondante de u'_0 sur la table déjà préparée. Connaissant u'_0 , calculer S par l'équation (99).

- Recommencer ces opérations pour plusieurs valeurs de s'' . On doit retrouver à peu près les mêmes résultats sur $(kD)_n$, $(kD)_x$, $(kD)_y$ et S .

4.2.2 Régime transitoire dans les aquifères anisotropes à nappe semi-captive

L'écoulement vers un puits dans un aquifère anisotrope à nappe semi-captive peut se traiter en appliquant la méthode de Hantush des aquifères anisotropes à nappe libre ou captive.

4.2.2.1 Méthode de Hantush

On doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes:

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf l'hypothèse 2, remplacée ici par:
- L'aquifère est homogène anisotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage.
- Les conditions énumérées dans le Chapitre 3, Sect.4.1 (méthode de Walton).

Dans un aquifère anisotrope à nappe semi-captive, on emploie les mêmes méthodes que celles de la Section 4.2.1.1, avec toutefois ici un paramètre supplémentaire inconnu, le facteur de drainance L , donné par

$$L_n = \sqrt{(kD)_n c} \quad (100)$$

Comme c est constant, l'équation (83) donne la relation entre L_n et L_1

$$a_n = \frac{(kD)_1}{(kD)_n} = \left[\frac{L_1}{L_n} \right]^2 = \frac{\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n)}{\cos^2\theta + m \sin^2\theta} \quad (101)$$

Mode opératoire

On applique la méthode de Hantush des aquifères anisotropes à nappe libre ou captive, à ceci près que l'on utilise ici les méthodes des aquifères isotropes à nappe semi-captive (Chapitre 3, Sect.4) ainsi que l'équation (101) à la place de l'équation (83).

4.3 AQUIFERES EN BISEAU

4.3.1 Régime transitoire dans les aquifères à nappe captive dont l'épaisseur varie exponentiellement dans la direction de l'écoulement

4.3.1.1 Méthode de Hantush

Si l'épaisseur de l'aquifère varie de façon exponentielle dans la direction de l'écoulement (axe des x) en restant constante dans la direction de l'axe des y (Fig.46), l'équation du rabattement selon Hantush (1964) est de la forme

$$s = \left[\frac{Q}{4\pi k D_0} \exp \left(\frac{r}{a} \cos \theta \right) \right] W(u, \left| \frac{r}{a} \right|) \quad (102)$$

où

D_0 = épaisseur de la nappe au droit du puits

θ = l'angle entre la droite joignant un piézomètre au puits de pompage et l'axe des x, en radians

a = une constante définissant la variation exponentielle de l'épaisseur de l'aquifère

$$u = \frac{r^2 S}{4kD_0 t}$$

Cette équation rappelle l'équation (27), qui donne le rabattement en régime transitoire dans un aquifère à nappe semi-captive d'épaisseur constante.

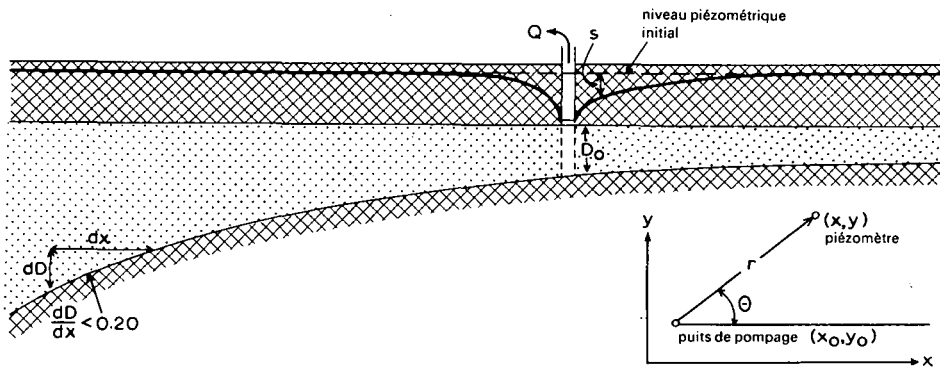


Fig. 46. - Coupe schématique d'un pompage dans un aquifère en biseau.

Ainsi, l'équation (102) peut encore s'écrire sous une forme analogue à l'équation (36)

$$s = \left[\frac{Q}{4\pi k D_0} \exp \left(\frac{r}{a} \cos \theta \right) \right] \left[2K_0 \left(\left| \frac{r}{a} \right| \right) - W(q, \left| \frac{r}{a} \right|) \right] \quad (103)$$

où

$$q = \frac{r^2}{4a^2} \frac{1}{u} = \frac{k D_0 t}{S a^2} \quad (104)$$

Si $q > 2 \left| \frac{r}{a} \right|$, on peut écrire une forme approximative de l'équation (103)

$$(s_m - s) = \left[\frac{Q}{4\pi k D_0} \exp \left(\frac{r}{a} \cos \theta \right) \right] W(q) \quad (105)$$

où s_m est le rabattement maximal du régime permanent

$$s_m = \frac{Q}{2\pi k D_0} \exp \left(\frac{r}{a} \cos \theta \right) K_0 \left(\left| \frac{r}{a} \right| \right) \quad (106)$$

On doit pouvoir extrapoler la valeur du rabattement maximal du régime permanent s_m dans un piézomètre situé à une distance r du puits de pompage. Pour cela, on porte s en fonction de t sur un papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique). On calcule le rabattement au point d'inflexion p ($s_p = 0,5 s_m$) et t_p , le temps correspondant à s_p , que l'on lit sur le graphe.

Si l'on dispose d'un nombre suffisant d'observations dans la période $t > 4t_p$, on peut utiliser une méthode analogue à la 3ème méthode de Hantush s'appliquant aux aquifères à nappe semi-captive d'épaisseur constante (voir Chapitre 3, Sect. 4.4). Cependant, on doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes:

- Les hypothèses énumérées p.106 à l'exception de l'hypothèse 2 remplacée ici par:

- L'aquifère est homogène et isotrope dans la zone influencée par le pompage.

- L'épaisseur de l'aquifère varie de façon exponentielle dans la direction de l'écoulement, mais $(dD/dx) < 0,20$.

A ceci, s'ajoutent les conditions suivantes:

- La nappe est captive.

- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

- L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique.

$$q > 2 \left| \frac{r}{a} \right|$$

$$t > 4t_p$$

Mode opératoire

- Porter pour un des piézomètres s en fonction de t sur un papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique) et déterminer par extrapolation le rabattement s_m .

- Préparer une courbe type $W(q)$ fonction de q sur un papier bi-logarithmique, à l'aide de l'Annexe I. Cette courbe est identique à celle de $W(u)$ fonction de $1/u$.

- Porter, sur une autre feuille de papier bi-logarithmique de même module, la courbe d'essai ($s_m - s$) fonction de t . Il est évident que l'on ne peut utiliser que les données d'un seul piézomètre à la fois, car si q est bien indépendant de r , ce n'est pas le cas de $(Q/4\pi kD_0) \exp\{(r/a) \cos \theta\}$.

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes. On verra que, lorsque $t < 4t_p$, la courbe d'essai se trouve en-dessous de la courbe type, et dans cette période on ne peut pas appliquer l'équation (105).

- Choisir un point pivot A dans la zone de superposition des deux feuilles et noter pour A les valeurs de ($s_m - s$), t , q et $W(q)$.

- Porter les valeurs de ($s_m - s$) et $W(q)$ dans l'équation (105) et calculer $(Q/4\pi kD_0) \exp\{(r/a) \cos \theta\}$.

- Multiplier ceci par 2, ce qui donne $\frac{Q}{2\pi kD_0} \exp\left(\frac{r}{a} \cos \theta\right)$.

Porter cette valeur et celle de s_m dans l'équation (106), qui donne la valeur de $K_0 \left(\frac{r}{a}\right)$.

A l'aide de l'Annexe III, on peut trouver la valeur de $\left(\frac{r}{a}\right)$ et comme r est connu, on peut calculer a .

Connaissant $\left(\frac{r}{a}\right)$ et θ , on trouve $(r/a) \cos \theta$ et finalement $\exp\{(r/a) \cos \theta\}$ à l'aide de l'Annexe III.

- Porter la valeur numérique de $\exp \{(r/a)\cos \theta\}$, Q et D_0 dans la relation $\frac{Q}{2\pi k D_0} \exp \left(\frac{r}{a} \cos \theta \right)$ et calculer k .
- Porter la valeur de t et de q du point A ainsi que celle de kD_0 et de a dans l'équation (104) et calculer S .
- Répéter ces opérations pour tous les piézomètres disponibles.

Remarques

A cause de l'analogie entre les équations (27) et (102), on peut aussi interpréter les données obtenues dans les conditions énumérées ci-dessus à l'aide de la 1ère méthode de Hantush s'appliquant à un aquifère horizontal à nappe semi-captive et d'épaisseur constante. Si tous les piézomètres et le puits de pompage sont alignés, c'est à dire si θ a la même valeur pour tous les piézomètres, on peut appliquer une méthode analogue à la 2ème méthode de Hantush pour les nappes semi-captives (voir Chapitre 3, Sect.2.2 et 2.3).

4.4 AQUIFERES INCLINES

4.4.1 Régime permanent dans les aquifères inclinés, à nappe libre et d'épaisseur constante

4.4.1.1 Méthode du point culminant

Si une nappe libre dont l'épaisseur saturée est constante a une pente uniforme dans la direction de l'écoulement (axe des x) (Fig.47), la pente i de la surface libre est alors égale à la pente α du mur étanche et le débit d'écoulement par unité de largeur vaut

$$q = \frac{Q}{F} = kD\alpha \quad (107)$$

ou

$$\alpha = \frac{q}{KD}$$

Si l'on pompe dans une telle nappe au débit constant Q , la pente du cône de dépression le long de l'axe des x vaut, en régime permanent

$$-\frac{dh}{dx} = \frac{Q}{2\pi r k D} \quad (108)$$

Sur l'axe des x , il existe un point où la pente α et la pente dh/dx sont numériquement égales mais de signe opposé, aussi leur somme est nulle. C'est ce que l'on

appelle le point culminant du cône de dépression, qui se trouve situé sur l'axe des x à une distance r égale à x_0 . Par conséquent, en combinant les équations (107) et (108) on obtient

$$\alpha = \frac{Q}{2\pi k D x_0} \quad (109)$$

On peut donc calculer la transmissivité, en respectant les hypothèses et les conditions suivantes:

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf l'hypothèse 3 remplacée ici par:
- Avant le pompage, la surface libre est parallèle au substratum.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est libre.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

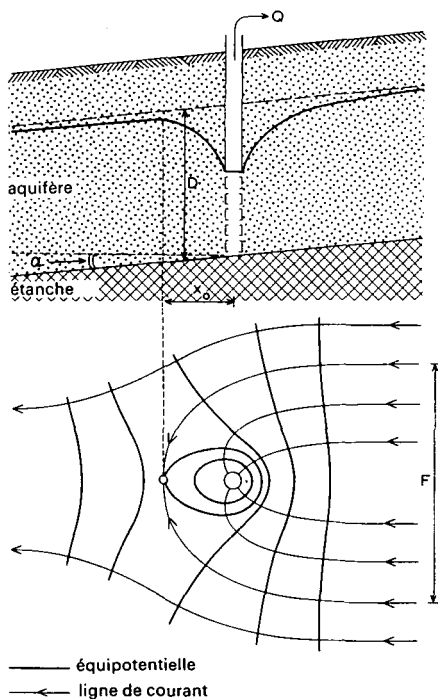


Fig.47. - Coupe schématique et vue en plan d'un pompage dans un aquifère à nappe libre inclinée.

Mode opératoire

- Porter sur un papier arithmétique non pas le rabattement, mais la hauteur d'eau par rapport à un plan horizontal, en fonction de r .

- Déterminer à quelle distance x_0 du puits de pompage la pente du cône de dépression est nulle.

- Introduire les valeurs de Q , α et x_0 dans l'équation (109) et calculer kD .

Remarque

La largeur de la zone d'où provient l'eau est donnée par $F = 2\pi x_0$.

4.4.2 Régime transitoire dans les aquifères à nappe libre, inclinés et d'épaisseur constante

4.4.2.1 Méthode de Hantush

Dans les nappes analogues à celle que l'on a décrites dans la Section 4.1, l'équation du rabattement en régime transitoire a, selon HANTUSH (1964), la forme suivante

$$s - \frac{s^2}{2D} = \left\{ \frac{Q}{4\pi kD} \exp - \left[\left(\frac{r}{\beta} \right) \cos \theta \right] \right\} W(u, \frac{r}{\beta}) \quad (110)$$

où

θ = l'angle que fait la ligne passant par le puits de pompage et un piézomètre avec la direction de l'écoulement, en radians

$$\beta = \frac{2D}{i}$$

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt}$$

i = pente de la surface libre

L'équation (110) est analogue à l'équation (27) donnant l'évolution du rabattement dans une nappe horizontale semi-captive et d'épaisseur constante.

Par conséquent, elle peut encore s'écrire sous une forme analogue à l'équation (36)

$$s - \frac{s^2}{2D} = \left[\frac{Q}{4\pi kD} \exp - \left(\frac{r}{\beta} \right) \cos \theta \right] \left[2K_0 \left(\frac{r}{\beta} \right) - W(q, \frac{r}{\beta}) \right] \quad (111)$$

où

$$q = \frac{r^2}{4\beta^2} \frac{1}{u} = \frac{kDt}{S\beta^2} \quad (112)$$

Les équations (111) et (103) sont identiques, et l'on peut donc utiliser la méthode de Hantush des aquifères en biseau (Section 3.1.1) dans la mesure où les hypothèses et conditions suivantes sont satisfaites

- Les hypothèses énumérées page 106 sauf l'hypothèse 3 qui est remplacée ici par:

- Avant le pompage, la surface libre est parallèle au substratum avec un gradient hydraulique $i < 0,20$.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est libre
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire
- L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique

$$q > 2\frac{r}{\beta}$$

$$t > 4t_p$$

Mode opératoire et remarques

Voir Section 3.1.1.

4.5 DEBIT DE POMPAGE VARIABLE

Il arrive parfois que l'on pompe suivant un débit variable dans une nappe. Ceci peut se produire lorsqu'on veut par exemple pomper suivant plusieurs paliers de débits. Mais il peut aussi arriver que les caractéristiques de la pompe changent, et que par exemple le débit diminue au fur et à mesure que le pompage se poursuit.

On peut disposer de méthodes d'interprétation de tels pompages d'essai lorsque les hypothèses et les conditions suivantes sont satisfaites

- Les hypothèses énumérées page 106, sauf l'hypothèse 4 remplacée ici par:
- On pompe suivant un débit variable dans la nappe.
- La nappe est libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.

Dans ce qui suit, nous allons distinguer les paliers et les variations continues de débit. Pour l'interprétation des puits jaillissant (rabattement constant), voir la Section 10.

4.5.1 Pompage par paliers

4.5.1.1 Méthode de Cooper-Jacob

Pour des raisons que nous ne discutons pas ici, il est parfois nécessaire de pomper en plusieurs paliers de débit dans un puits. Cela signifie que l'on pompe d'abord au débit Q_0 durant le temps $t_1 - t_0$, puis au débit Q_1 durant le temps $t_2 - t_1$ etc. Dans ces conditions, on peut appliquer la méthode de Jacob (Chapitre 3, Section 2.3) durant toute la période de pompage si l'on remplace le rabattement s par le rabattement spécifique s/Q , c'est à dire le rabattement créé par unité de débit (COOPER et JACOB, 1946), à condition de rester dans le domaine d'application de la méthode de Jacob. Dans ce cas, l'équation (11) devient

$$kD = \frac{2,30}{4\pi} \frac{1}{\Delta(s/Q)} \quad (113)$$

l'équation (13) devient

$$kD = \frac{2,30}{2\pi} \frac{1}{\Delta(s/Q)} \quad (114)$$

et l'équation (15)

$$kD = \frac{2,30}{4\pi} \frac{1}{\Delta(s/Q)} \quad (115)$$

où $\Delta(s/Q)$ est la différence de rabattement spécifique par cycle \log de \bar{t} , \bar{r} ou t/r^2 respectivement. Ces paramètres sont les moyennes logarithmiques pondérées de t , r et t/r^2 . La moyenne logarithmique pondérée \bar{t} représente le temps auquel se serait produit le rabattement dans un certain piézomètre si le débit de pompage était resté constant depuis le début et égal au débit réel au temps t . De la même façon, la moyenne logarithmique pondérée \bar{r} est la distance à laquelle se serait produit le rabattement observé au temps t si le débit de pompage était resté constant depuis le début et égal au débit réel au temps t . Les équations (10), (12) et (14) permettant le calcul de S ne changent pas, car dans ces formules S ne dépend pas de Q .

Mode opératoire et conditions particulières

Le mode opératoire et les conditions particulières sont les mêmes que pour la méthode de Jacob (voir Chapitre 3, Section 2.3), sauf pour t , r et t/r^2 qui sont remplacés par \bar{t} , \bar{r} et $\bar{t/r^2}$, et s remplacé par s/Q .

La moyenne logarithmique pondérée du temps \bar{t}_n pour un piézomètre, correspondant au temps réel t_n , se calcule de la façon suivante.

- Multiplier chaque accroissement de débit avant t_n ($\Delta Q_0, \Delta Q_1 \dots \Delta Q_{n-1}$) par le logarithme du temps écoulé depuis le début de chaque palier, soit $\log(t_n - t_0), \log(t_n - t_1) \dots \log(t_n - t_{n-1})$.

- Faire la somme algébrique de ces produits, $\Sigma\{\Delta Q_i \times \log(t_n - t_i)\}$.

- Diviser cette somme par la somme algébrique des accroissements de débit, c'est à dire par le débit réel de pompage au temps t_n , soit $\Sigma\{\Delta Q_i \times \log(t_n - t_i)\} / \Sigma \Delta Q_i$.

- Extraire l'antilogarithme de ce quotient, ce qui donne la valeur cherchée de \bar{t}_n .

De la même façon, on peut calculer \bar{r}_n ou $(\bar{t}/r^2)_n$. Voici maintenant un exemple numérique.

Exemple

A $t = 0$, le pompage démarre au débit $Q = 300 \text{ m}^3/\text{jour}$. Après une heure de pompage, le débit passe à $500 \text{ m}^3/\text{jour}$. Ce débit est maintenu durant trois heures, après quoi le pompage est réduit à $400 \text{ m}^3/\text{jour}$. Au bout d'une heure, on arrête le pompage. En exprimant les temps en minutes, on obtient les résultats suivants.

$t_n - t_i$	$\log(t_n - t_i)$	ΔQ_i	$\Delta Q_i \times \log(t_n - t_i)$	$\Sigma\{\Delta Q_i \log(t_n - t_i)\} / \Sigma \Delta Q_i$	\bar{t}
300	2,477	300	743,1		
240	2,380	200	476,0		
60	1,778	-100	-177,8		
		400	1041,3	2,603	400

Ainsi, le temps $\bar{t} = 400 \text{ min}$ remplace le temps réel $t_n = 300 \text{ min}$.

Remarques

- Il faut noter que l'on peut fort bien adapter les méthodes de Theis et de Chow à l'interprétation des pompages d'essai en plusieurs paliers de débit, à condition d'utiliser le rabattement spécifique s/Q au lieu du rabattement s ; voir plus haut, Chapitre 3, Sections 2.1 et 2.2.

- La méthode de la remontée de Theis peut s'appliquer si l'on utilise $Q'' = \Sigma Q_i t_i / \Sigma \Delta t_i$, c'est à dire la moyenne pondérée du débit.

- On peut encore appliquer la méthode de Cooper et Jacob pour interpréter l'écoulement dans les nappes où l'on pompe avec plusieurs puits, à condition de porter s/Q en fonction de t/r^2 .

4.5.2 Variation continue de débit

4.5.2.1 Méthode de Aron-Scott

Lorsque le niveau d'eau s'abaisse dans le puits, il est courant que le débit des pompes diminue au fur et à mesure du déroulement du pompage. En général, cette décroissance peut s'exprimer de façon mathématique et normalement, elle est la plus accentuée aussitôt après le démarrage du pompage.

ABU-ZIED et SCOTT (1963) puis HANTUSH (1964) développèrent des solutions analytiques permettant d'interpréter les pompages d'essai dans lesquels les variations de débit suivaient une certaine loi mathématique en fonction du temps. Mais ces méthodes qui font appel à beaucoup de calculs et de tableaux de paramètres ne sont pas très pratiques.

ARON et SCOTT (1965) proposèrent une méthode simplifiée, qui s'applique aux pompages d'essai des nappes libres ou captives dans lesquelles la décroissance la plus accentuée apparaît aussitôt après le début du pompage (Fig.48A).

Aron et Scott montrèrent que lorsque

$$\frac{r^2 S}{4kD(t_n - t)} < 0,01$$

où t_n est le temps total de pompage, le rabattement (s_t) au temps t vaut à peu près

$$s_t \approx \left[\frac{2,30Q_t}{4\pi kD} \log \frac{2,25kDt}{r^2 S} \right] + s_e \quad (116)$$

où Q_t est le débit Q au temps t et s_e l'excès de rabattement causé par le débit auparavant plus élevé.

Si $\overline{Q_t}$ est le débit moyen depuis le temps 0 à t , l'excès de débit ($\overline{Q_t} - Q_t$) est la cause de l'excès de rabattement s_e , soit

$$s_e = \frac{\overline{Q_t} - Q_t}{2,25\pi kD} \quad (117)$$

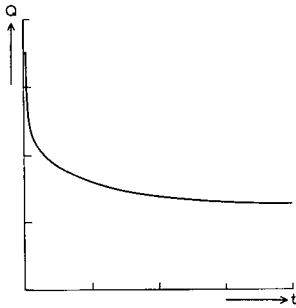


Fig. 48A. - Diagramme schématique de la décroissance du débit de pompage dans le temps.

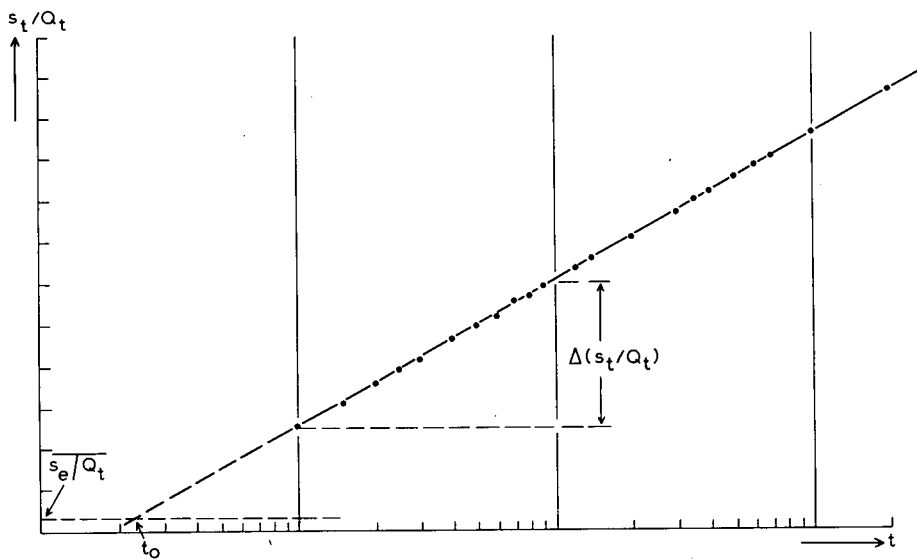


Fig. 48B. - Illustration schématique de l'application de la méthode de Aron-Scott.

$$\text{Si } \frac{r^2 S}{4kD(t_n - t)} < 0,01$$

s_e est alors faible vis à vis de s_t , et

$$kD \approx \frac{2,30}{4\pi \Delta(s_t/Q_t)} \quad (118)$$

où $\Delta(s_t/Q_t)$ est la différence de rabattement spécifique par cycle log de temps, et

$$S \approx \frac{2,25kDt_0}{r^2} \quad (119)$$

où t_0 est le point d'intersection de la droite s'ajustant le mieux avec les points s_t/Q_t fonction de t portés sur un papier semi-logarithmique (Fig.48B) d'une part, et de la droite d'ordonnée $s_t/Q_t = \overline{s_e/Q_t}$ d'autre part; $\overline{s_e/Q_t}$ est la moyenne de plusieurs valeurs de s_e/Q_t calculées à partir de l'équation.

$$\frac{s_e}{Q_t} = \frac{(\overline{Q_t}/Q_t) - 1}{2,25\pi kD} \quad (120)$$

Il est donc évident que l'on peut utiliser une démarche tout à fait analogue à la méthode de Jacob (Chapitre 3, Section 2.3) pour interpréter les pompages d'essai dans lesquels le débit subit une décroissance continue, dans la mesure où l'on respecte les hypothèses et conditions suivantes

- Les hypothèses énumérées page 135.
- Les conditions particulières de la méthode de Jacob (voir Chapitre 3, Sect. 2.3).
- Le débit décroît continuellement et peu à peu, de façon que la décroissance la plus accentuée se fasse aussitôt après le début du pompage afin que s_e soit faible devant le rabattement observé.

Mode opératoire

- Porter pour un des piézomètres s_t/Q_t en fonction de t sur un papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique). Tracer une droite passant par l'ensemble des points (Fig.48B).
- Déterminer la pente $\Delta(s_t/Q_t)$ de la droite, c'est à dire la différence de rabattement spécifique par cycle log de temps.
- Calculer kD avec l'équation (118).
- Calculer s_e/Q_t avec l'équation (120) pour diverses valeurs de t , et calculer ensuite la valeur moyenne $\overline{s_e/Q_t}$.
- Trouver le point d'intersection de la droite tracée avec la droite d'ordonnée $s_t/Q_t = \overline{s_e/Q_t}$. Ce point a pour abscisse $t = t_0$.
- Calculer S avec l'équation (119).
- Recommencer ces opérations pour tous les piézomètres. Les résultats doivent être en bon accord entre eux.

Remarques

Dans les conditions énumérées ci-dessus, l'application de cette méthode donnera une erreur inférieure de 5% à 10% pour le calcul de la transmissivité et de 20% à 30% pour le calcul du coefficient d'emménagement.

4.5.2.2 Méthode de Sternberg

En appliquant la méthode de Jacob (voir Chapitre 3, Section 2.3) en même temps que le principe de superposition, STERNBERG (1968) montra que le rabattement spécifique causé en pompant à débit décroissant dans un puits vaut, dans un piézomètre situé à la distance r

$$\frac{s_k}{Q_k} = \frac{1}{4\pi kD} \left[\sum_{j=0}^{k-1} \frac{Q_{j+1} - Q_j}{Q_k} \ln(t_k - t_j) + \ln \frac{2,25kD}{r^2 S} \right] \quad (121)$$

où

t_k = temps depuis le début du pompage

$t_k < t_n$

t_n = temps total de pompage

$Q_0 = 0$

Q_k = débit au temps t_k

s_k = rabattement au temps t_k

Si l'on porte s_k/Q_k en fonction de

$$\sum_{j=0}^{k-1} \frac{Q_{j+1} - Q_j}{Q_k} \ln(t_k - t_j)$$

sur un papier arithmétique, on obtient une droite dont la pente vaut (Fig.49)

$$\Delta(s_k/Q_k) = \frac{1}{4\pi kD} \quad (122)$$

Il faut noter que $\ln\left(\frac{2,25kD}{r^2 S}\right)$ est une constante donnée par

$$\ln\left(\frac{2,25kD}{r^2 S}\right) = \frac{s_k/Q_k}{\Delta(s_k/Q_k)} - \sum_{j=0}^{k-1} \frac{Q_{j+1} - Q_j}{Q_k} \ln(t_k - t_j) \quad (123)$$

- Les hypothèses et conditions de base de la méthode de Sternberg sont les mêmes que celles de la méthode de Aron-Scott (Section 5.2.1).

Mode opératoire

- Porter sur un papier arithmétique Q en fonction de t. Diviser l'axe des temps en plusieurs intervalles égaux ($t_{j+1} - t_j$) et calculer le débit moyen de chaque intervalle. Déterminer la valeur de s_k/Q_k pour diverses valeurs de t_k . Calculer alors la valeur correspondante de

$$\sum_{j=0}^{k-1} \frac{Q_{j+1} - Q_j}{Q_k} \ln(t_k - t_j)$$

- Porter sur un papier arithmétique s_k/Q_k fonction de

$$\sum_{j=0}^{k-1} \frac{Q_{j+1} - Q_j}{Q_k} \ln(t_k - t_j)$$

et calculer la pente $\Delta(s_k/Q_k)$ de la droite passant par l'ensemble des points (voir Fig.49).

- Calculer kD avec l'équation (122) et S avec l'équation (123).

Remarque

Etant donné que les paramètres du diagramme de la Fig.49 dépendent du temps, mieux vaut utiliser un système cohérent d'unités, par ex. Q en m³/jour et t en jours.

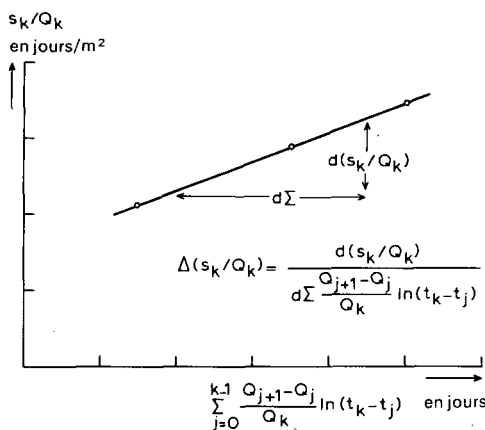


Fig.49. - Illustration schématique de l'application de la méthode de Sternberg.

4.5.2.3 Méthode de la remontée de Sternberg

Utilisant une technique qui s'applique aux gisements de pétrole, STERNBERG (1967) développa une modification de la méthode de la remontée de Theis (Chapitre 3, Section 2.4) permettant de calculer la transmissivité d'un aquifère à partir des données obtenues durant la remontée après un pompage d'essai de courte durée. On a cependant besoin de prendre des mesures de la remontée durant au moins une fois et demie le temps total de pompage t_n .

Le rabattement résiduel au temps t'' vaut approximativement

$$s'' = \frac{2,30\bar{Q}}{4\pi kD} \log \frac{\bar{t} + t''}{t''} \quad (124)$$

où

$$\bar{Q} = \text{débit corrigé} = V/\bar{t} \quad (125)$$

V = volume total pompé

t'' = temps depuis l'arrêt du pompage

$$\bar{t} \approx \text{temps total de pompage corrigé} = 2(t_n - \frac{\Delta t^*}{V}) \Sigma t^* Q_t \quad (126)$$

Les paramètres de l'équation (126) valent

$$t_n = \sum_1^n \Delta t = \text{temps total de pompage}$$

$$t^* = \frac{t_j + t_{j+1}}{2}$$

$$t_j = \sum_1^j \Delta t (j < n)$$

Δt = intervalle de temps

n = nombre d'intervalles de temps dans lesquels on a divisé le pompage.

Cette méthode s'appuie sur

- les hypothèses énumérées page 135
- les conditions de la remontée de Theis (voir Chapitre 3, Sect.2.4).

Mode opératoire

- Porter sur un papier arithmétique Q en fonction de t. Diviser l'axe des temps en intervalles égaux Δt et calculer dans chaque intervalle le débit moyen. Calculer \bar{t} avec l'équation (126) et \bar{Q} avec l'équation (125).

- Porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement résiduel s'' en fonction de $(\bar{t} + t'')/t''$, ce dernier en échelle logarithmique. On obtient une droite.

- Déterminer la pente $\Delta s''$ de cette droite, c'est à dire la différence de rabattement résiduel par cycle \log de $(\bar{t} + t'')/t''$.

- Introduire \bar{Q} et $\Delta s''$ dans

$$kD = \frac{2,30\bar{Q}}{4\pi\Delta s''} \quad (127)$$

et calculer kD.

4.6 PENETRATION PARTIELLE

Il n'est pas toujours possible d'installer un tube crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Dans ce cas, le puits est incomplet. Dans un rayon $r < 2D$ autour du puits, l'écoulement dans la nappe n'est plus horizontal, mais radial dans le sens vertical (Fig.3). Le rabattement mesuré à une distance $r < 2D$ est donc influencé par la composante verticale de l'écoulement. Par conséquent, on peut interpréter les données pour lesquelles $r > 2D$ suivant les méthodes du Chapitre 3, tandis que pour des distances $r < 2D$, on doit corriger l'influence de la composante verticale de l'écoulement.

La zone dans laquelle le rabattement est influencé par l'écoulement vertical peut souvent, en pratique, se réduire à $r < D$, car lorsque $D < r < 2D$ cette influence est fréquemment négligeable. Cependant, lorsque D est inconnu et que le puits n'est crépiné que sur une partie relativement faible de l'aquifère, il vaut mieux considérer que toute la zone de rayon $r < 2D$ est influencée par la pénétration partielle en appliquant des méthodes de correction sur les données obtenues dans la zone influencée. Ces données corrigées, on est ramené aux méthodes du Chapitre 3, valables pour les puits complets. En régime transitoire, HANTUSH (1962) a développé une modification des méthodes de Theis et de Jacob.

4.6.1 Régime permanent dans les aquifères à nappe captive à pénétration partielle

4.6.1.1 1ère méthode de Huisman de correction de pénétration partielle

On trouve dans ANONYME (1964, p.73 et 91) une formule développée par Huisman permettant le calcul de la correction du rabattement stabilisé à une distance r du puits de pompage, lorsque celui-ci est incomplet et $r < 2D$. Cette formule est

$$\begin{aligned} (s_m)_{\text{partiel}} - (s_m)_{\text{complet}} &= \\ &= \frac{Q}{2\pi kD} \frac{2D}{\pi d} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \left[\sin\left(\frac{n\pi b}{D}\right) - \sin\left(\frac{n\pi a}{D}\right) \right] \cos\left(\frac{n\pi z}{D}\right) K_0\left(\frac{n\pi r}{D}\right) \end{aligned} \quad (128)$$

où (voir Fig.50)

a = distance entre le fond de la crépine du puits et le mur étanche

b = distance entre le sommet de la crépine du puits et le mur étanche

z = distance entre le milieu de la crépine du piézomètre et le mur étanche

d = longueur de la crépine du puits

$(s_m)_{\text{partiel}}$ = rabattement observé en régime permanent

Les angles s'expriment en radians.

On peut utiliser cette formule si l'on satisfait aux hypothèses et conditions suivantes

- Les hypothèses énumérées page 106 sauf l'hypothèse 5 remplacée ici par:
- Le puits de pompage ne traverse pas la totalité de l'aquifère.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.
- $r > r_w$

Mode opératoire

- Calculer la valeur du rabattement $(s_m)_{\text{complet}}$ qui se serait produit si le puits avait été complet, en utilisant une valeur approchée de kD et la valeur observée de $(s_m)_{\text{partiel}}$.

- Calculer ensuite une valeur corrigée de kD en utilisant la méthode de Thiem (Chapitre 3, Section 1.1).

- S'il y a une grande différence entre les deux valeurs de kD , porter la valeur corrigée de kD dans l'équation (128) et recommencer ces opérations jusqu'à l'obtention d'un meilleur résultat.

Remarque

- Au voisinage immédiat du puits de pompage, on doit appliquer non pas cette méthode, mais la seconde méthode de Huisman de correction de pénétration partielle (Sect.6.1.2).

- Il suffit en général de calculer quelques termes de la série sous le signe Σ .

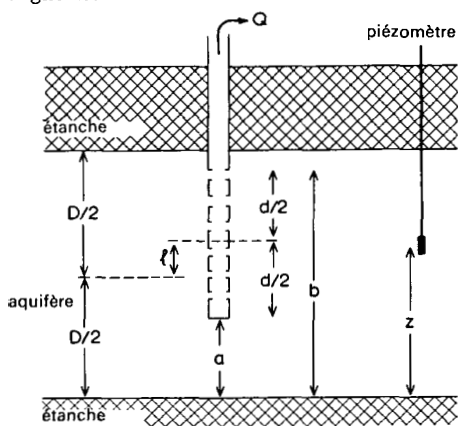


Fig.50. - Illustration schématique des paramètres de la 1ère méthode de correction de Huisman pour la pénétration partielle.

Exemple

Nous allons utiliser comme exemple numérique le pompage d'essai de "Dalem", car on verra dans la Section 6.2 que la méthode de correction de Huisman s'applique également aux pompages d'essai en nappe semi-captive.

On peut trouver les valeurs numériques des paramètres de la Fig.50 dans la coupe de la Fig.21). Pour le piézomètre situé à $r = 10$ m et à une profondeur de 36 m, on relève les données suivantes

$$D = 35 \text{ m}, d = 8 \text{ m}, a = 25 \text{ m}, b = 33 \text{ m}, r = 10 \text{ m et } z = 10 \text{ m}.$$

Si l'on porte ces données, ainsi que $Q = 761 \text{ m}^3/\text{jour}$ et $kD \approx 2000 \text{ m}^2/\text{jour}$ dans l'équation (128) on obtient

pour n = 1, le terme sous le signe $\Sigma = - 0,1831$

pour n = 2, le terme sous le signe $\Sigma = - 0,0101$

pour n = 3, le terme sous le signe $\Sigma = - 0,0012$

pour n = 4, le terme sous le signe $\Sigma = + 0,0044$

$$\frac{Q}{2\pi kD} \frac{2D}{\pi d} = \frac{761}{2 \times 3,14 \times 2000} \times \frac{2 \times 35}{3,14 \times 8} = \begin{array}{r} \text{-----} + \\ - 0,1900 \\ \text{-----} \times \\ 0,1687 \end{array}$$

$$(s_m)_{\text{partiel}} - (s_m)_{\text{complet}} = \text{-----} \rightarrow - 0,0320 \text{ m}$$

Cela signifie que l'on doit ajouter 0,032 m au rabattement observé pour connaître le rabattement que l'on aurait obtenu si le puits de pompage avait été complet. Pour le piézomètre situé à r = 10 m et à une profondeur de 14 m, les données sont identiques aux précédentes, à l'exception de z qui vaut 30 m. On obtient

pour n = 1, le terme sous le signe $\Sigma = + 0,2646$

pour n = 2, le terme sous le signe $\Sigma = + 0,0284$

pour n = 3, le terme sous le signe $\Sigma = + 0,0003$

pour n = 4, le terme sous le signe $\Sigma = + 0,0011$

$$\frac{Q}{2\pi kD} \frac{2D}{\pi d} = \text{-----} \rightarrow \begin{array}{r} \text{-----} + \\ + 0,2944 \\ \text{-----} \times \\ + 0,1687 \end{array}$$

$$(s_m)_{\text{partiel}} - (s_m)_{\text{complet}} = \text{-----} \rightarrow + 0,0495 \text{ m}$$

Cela signifie que l'on doit retrancher 0,050 m au rabattement observé.

4.6.1.2 2ème méthode de Huisman de correction de pénétration partielle

Selon HUISMAN (ANONYME, 1964, p.93), dans une nappe captive ou semi-captive, le rabattement supplémentaire sur la paroi du puits de pompage causé par la position excentrique de la partie crépiné du puits peut s'exprimer, en régime permanent, par

$$(s_m)_{\text{partiel}} - (s_m)_{\text{complet}} = \frac{Q}{2\pi kD} \left(\frac{1-P}{P} \right) \ln \frac{\epsilon D}{r_w} \quad (129)$$

où (voir Fig.50)

$P = \frac{d}{D}$ = le rapport de pénétration

d = longueur de la crépine du puits

l = distance entre le milieu de la crépine du puits et le milieu de l'aquifère

ϵ = fonction de P et de e (voir l'Annexe VIII)

$e = \frac{1}{D}$ = excentricité

r_w = rayon du puits de pompage

On peut utiliser cette formule en respectant les hypothèses et les conditions suivantes:

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf l'hypothèse 5 remplacée ici par:
- Le puits de pompage ne traverse pas la totalité de l'aquifère.

A ceci s'ajoutent les conditions suivantes:

- La nappe est captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.
- $r = r_w$

Mode opératoire

- Calculer la valeur du rabattement (s_m)_{complet} que l'on aurait obtenu si le puits avait été complet, en utilisant une valeur approximative de kD et la valeur observée de (s_m)_{partiel}.

- En déduire une valeur corrigée de kD en appliquant la méthode de Thiem (Chapitre 3, Section 1.1).

- S'il y a une grande différence entre les deux valeurs de kD , porter la valeur corrigée dans l'équation (129) et recommencer ces opérations jusqu'à l'obtention d'un meilleur résultat.

4.6.1.3 Méthode de Jacob de correction de pénétration partielle

On peut utiliser cette méthode lorsque les hypothèses et les conditions suivantes sont satisfaites:

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf l'hypothèse 5 remplacée ici par:
- Le puits de pompage ne traverse pas la totalité de l'aquifère, mais il

n'est crépiné que sur une partie et la crépine débute soit au toit, soit au mur de l'aquifère.

A ceci, il faut ajouter

- La nappe est captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.
- Les piézomètres sont à proximité du toit et/ou du mur de l'aquifère.

La méthode de correction de JACOB (1963) s'appuie sur des formules données par MUSKAT (1937).

L'écart entre le niveau réel et le niveau donné par une loi purement logarithmique vaut, à une distance r du puits de pompage

$$\delta = \frac{(2/\pi P) \sum_{n=1}^{\infty} \left[\left(\frac{+1}{-1}\right)^n K_0(n\pi r/D) \sin(n\pi P) \right]}{n} \quad (130)$$

où K_0 est la fonction modifiée de Bessel de seconde espèce et d'ordre zéro (fonction de Hankel).

Le signe positif s'applique à la répartition du rabattement au toit, tandis que le signe négatif s'applique à sa répartition au mur de l'aquifère.

$P = d/D =$ rapport de pénétration

$\delta =$ facteur de correction des rabattements

De là on tire

$$(s_m)_{\text{complet}} - (s_m)_{\text{partiel}} = \delta \frac{Q}{2\pi kD} \quad (131)$$

où $(s_m)_{\text{complet}} - (s_m)_{\text{partiel}}$ est la correction de rabattement, c'est à dire la différence entre le rabattement observé $(s_m)_{\text{partiel}}$ et le rabattement $(s_m)_{\text{complet}}$ que l'on aurait mesuré si le puits de pompage, toutes choses égales par ailleurs, avait traversé la totalité de la nappe.

Si le puits de pompage ne traverse qu'une partie de la nappe, le rabattement mesuré dans un piézomètre à proximité du toit de l'aquifère est trop grand, et en revanche le rabattement mesuré dans un piézomètre à proximité du mur est trop faible. Si le puits de pompage était crépiné dans la partie inférieure de la nappe, cette répartition du rabattement serait inversée, et les rabattements mesurés à proximité du mur seraient trop grands, tandis que ceux mesurés à proximité du toit seraient trop faibles.

Des abaques (Fig.51A et 51B) permettent d'obtenir la relation entre δ , $\pi r/D$ et P . On doit utiliser la Figure 51A lorsque la crépine du puits et celle des piézomètres sont toutes installées soit près du toit, soit près du mur de l'aquifère. On doit utiliser la Fig.51B lorsque la crépine du puits est installée près du toit et celle des piézomètres près du mur, ou vice versa.

Mode opératoire

- Porter sur un papier semi-logarithmique le rabattement maximal s_m mesuré dans chaque piézomètre en fonction de leur distance r au puits de pompage (r en échelle logarithmique).

- Tracer la droite passant par l'ensemble des points et mesurer sa pente Δs_m , c'est à dire la différence de rabattement par cycle log de r , puis calculer kD à l'aide de l'équation (4).

$$kD = \frac{2,30Q}{2\pi\Delta s_m}$$

(C'est le 2ème mode opératoire de la méthode de Thiem - Chapitre 3, Sect.1.1.)

- Calculer pour chaque piézomètre la valeur de $\pi r/D$ et la valeur de P , et lire δ sur la Fig.51A ou 51B suivant le cas.

- Calculer pour chaque piézomètre la correction de rabattement avec l'équation (131).

- Recalculer kD par le deuxième mode opératoire de la méthode de Thiem, en utilisant les valeurs corrigées des rabattements.

- Recommencer ces opérations en partant de la valeur corrigée de kD si la différence entre les deux valeurs trouvées est appréciable.

Remarque

Il faut garder à l'esprit qu'on ne peut utiliser les courbes 51A et 51B si la crépine du puits de pompage se trouve en position intermédiaire entre le toit et le mur de la nappe.

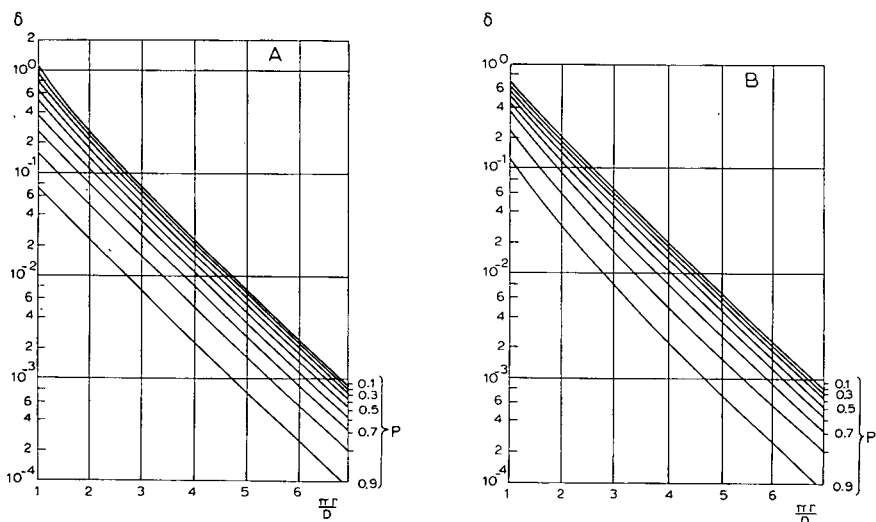


Fig.51. - Abaques de Jacob permettant le calcul du facteur de correction de la méthode de correction de Jacob pour la pénétration partielle. A: La crépine du puits et des piézomètres est installée soit à proximité du toit, soit à proximité du mur de la nappe. B: La crépine du puits est installée à proximité du toit, celle des piézomètres à proximité du mur de la nappe, ou vice versa.

4.6.2 Régime permanent dans les aquifères à nappe semi-captive à pénétration partielle

4.6.2.1 1ère et 2ème méthode de correction de Huisman

On peut montrer (ANONYME, 1964) qu'une des règles de l'effet de la pénétration partielle est d'être indépendante de la réalimentation verticale, qu'elle provienne des couches supérieures ou inférieures. On peut donc appliquer les deux méthodes de correction de Huisman aux nappes semi-captives, dans la mesure où toutes les autres hypothèses des Sections 6.1.1 ou 6.1.2 sont satisfaites.

On utilise alors les rabattements corrigés du régime permanent pour appliquer les méthodes du Chapitre 3, Section 3.

4.6.3 Régime permanent dans les aquifères à nappe libre à pénétration partielle

4.6.3.1 Méthode de correction de Hantush

HANTUSH (1964) remarqua que l'on pouvait utiliser les méthodes d'interprétation des pompages d'essai dans des puits complets (Chapitre 3, Sect.6) dans le cas d'une pénétration partielle, à condition que le temps de pompage soit relativement court

ou que la nappe soit relativement épaisse, et que l'on remplace le rabattement observé s par $s - s^2/2d$, où d est la profondeur de pénétration.

4.6.4 Régime transitoire dans les aquifères à nappe captive à pénétration partielle

Pour l'écoulement en régime transitoire, HANTUSH (1962) développa des modifications des méthodes de Theis et de Jacob. Elles présentent l'avantage qu'il n'est pas nécessaire de connaître à l'avance l'épaisseur de la nappe.

4.6.4.1 Modification de Hantush de la méthode de Theis pour la pénétration partielle

Pour des durées relativement courtes de pompage

$$t < \frac{(2D - b - z)^2 (S/D)}{20k}$$

le rabattement dans un piézomètre situé à une distance r ($r < 2D$) vaut, selon HANTUSH (1962)

$$s = \frac{Q}{8\pi k(b-d)} E \left[u, \frac{b}{r}, \frac{d}{r}, \frac{z}{r} \right] \quad (132)$$

où

$$E \left[u, \frac{b}{r}, \frac{d}{r}, \frac{z}{r} \right] = M(u, \beta_1) - M(u, \beta_2) + M(u, \beta_3) - M(u, \beta_4) \quad (133)$$

$$\beta_1 = (b+z)/r \quad (\text{pour les symboles } b, d \text{ et } z, \text{ voir Fig.52})$$

$$\beta_2 = (d+z)/r$$

$$\beta_3 = (b-z)/r$$

$$\beta_4 = (d-z)/r$$

$M(u, \beta)$ est une fonction dont les valeurs numériques sont données dans l'Annexe IX.

$$u = \frac{r^2 S/D}{4kt} \quad (134)$$

S/D = capacité d'emménagement, c'est à dire le volume d'eau libéré par unité de baisse de charge hydraulique (exprimé en m^{-1}).

La modification de Hantush de la méthode de Theis peut s'utiliser si l'on respecte les hypothèses et les conditions suivantes

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf l'hypothèse 5 remplacée ici par:

- Le puits de pompage ne traverse pas toute l'épaisseur de l'aquifère.

A ceci s'ajoutent les conditions suivantes

- La nappe est libre ou captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- Le temps de pompage est relativement court:

$$t < \{(2D - b - z)^2(S/D)\}/20k$$

Mode opératoire

- Déterminer pour l'un des piézomètres les valeurs de $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ et β_4 et calculer, avec l'équation (133), la fonction E pour différentes valeurs de u, grâce à la table de la fonction M(u, β) (voir l'Annexe IX).

- Porter sur un papier bi-logarithmique les valeurs de E en fonction de 1/u; ceci nous donne la courbe type.

- Sur une autre feuille de papier bi-logarithmique de même module, porter le rabattement s observé dans le piézomètre considéré en fonction de t; c'est la courbe d'essai.

- Superposer la courbe d'essai à la courbe type, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes. On verra que pour les valeurs assez importantes du temps, la courbe d'essai s'éloigne de la courbe type. Cette déviation est normale, puisque la courbe type est basée sur l'hypothèse que le temps est relativement court.

- Choisir un point arbitraire A dans la zone de superposition des deux courbes et noter pour A les valeurs de s, E, 1/u et t.

- Porter les valeurs de s et de E dans l'équation (132), et connaissant Q, b et d, calculer k.

- Porter les valeurs de 1/u et t dans l'équation (134) et connaissant r et k, calculer S/D.

- Si la courbe d'essai s'éloigne de la courbe type, noter la valeur de 1/u au point de séparation, soit $1/u_{dep}$.

- Calculer D avec la relation

$$D \approx 0,5 (b + z + r \sqrt{\frac{5}{u_{dep}}}) \quad (135)$$

On peut maintenant calculer la transmissivité kD . Si la courbe d'essai ne quitte pas la courbe type, noter la valeur de $1/u$ au voisinage du dernier point observé. En assimilant cette valeur à celle de $1/u_{dep}$, on obtient une valeur de l'épaisseur minimale de la nappe avec l'équation (135).

- Recommencer ces opérations pour tous les piézomètres, au voisinage du puits de pompage, qui satisfont à la condition $r < 2D$.

4.6.4.2 Modification de Hantush de la méthode de Jacob pour la pénétration partielle

Pour une durée relativement longue de pompage

$$t > \frac{D^2 (S/D)}{2k}$$

le rabattement vaut, selon HANTUSH (1962)

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} \left[W(u) + f_s \left(\frac{r}{D}, \frac{b}{D}, \frac{d}{D}, \frac{z}{D} \right) \right] \quad (136)$$

où $W(u)$ est la fonction de puits de Theis

et

$$f_s = \frac{4D^2}{\pi^2 (b-d)(b'-d')} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2} \right) K_0 \left(\frac{n\pi r}{D} \right) \times$$

$$\times \left[\sin \left(\frac{n\pi b}{D} \right) - \sin \left(\frac{n\pi d}{D} \right) \right] \left[\sin \left(\frac{n\pi b'}{D} \right) - \sin \left(\frac{n\pi d'}{D} \right) \right] \quad (137)$$

N.B.: Les angles s'expriment en radians. Pour l'explication des symboles, voir Fig. 52.

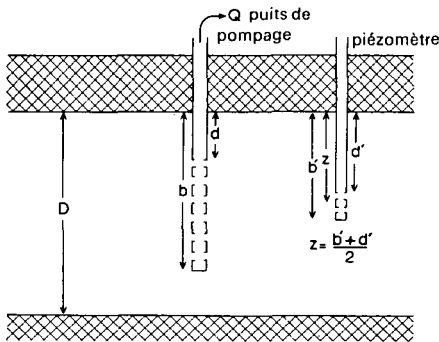


Fig. 52. - Illustration schématique des paramètres de la modification de Hantush de la méthode de Theis pour la pénétration partielle.

Si l'on porte sur un papier semi-logarithmique s en fonction de t (t en échelle logarithmique) on obtient, pour les grandes valeurs de t , une droite. Sa pente Δs , c'est à dire la différence de rabattement par cycle log de temps vaut

$$\Delta s = \frac{2,300}{4\pi kD} \quad (138)$$

Cette droite rencontre l'axe des abscisses ($s=0$) au point

$$t_0 = \frac{Sr^2}{2,25kDe f_s} \quad (139)$$

Quand la différence entre b' et d' est faible, $(b'-d') < 0,05D$, l'équation (137) peut se remplacer par

$$f_s = \frac{4D}{\pi(b-d)} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n}\right) K_0\left(\frac{n\pi r}{D}\right) \left[\cos\left(\frac{n\pi z}{D}\right)\right] \left[\sin\left(\frac{n\pi b}{D}\right) - \sin\left(\frac{n\pi d}{D}\right)\right] \quad (140)$$

Les hypothèses et les conditions de base de cette méthode sont les mêmes que celles de la modification de Hantush de la méthode de Theis, Section 6.4.1, sauf que le temps n'est pas ici relativement court, mais relativement long: $t > D^2(S/D)/2k$.

Mode opératoire

- Porter pour un des piézomètres s en fonction de t sur du papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique). Tracer la droite passant par l'ensemble des points et prolonger cette droite jusqu'à sa rencontre avec l'axe des abscisses où $s = 0$.

- Calculer la pente Δs de cette droite, c'est à dire la différence de rabattement par cycle log de temps, et son point d'intersection t_0 avec l'axe des abscisses.

- Calculer kD avec l'équation (138).

- Calculer la valeur de f_s avec l'équation (137) ou (140) suivant le cas; il suffit en général de calculer un petit nombre de termes dans les séries.

- Calculer $\exp(f_s)$ à l'aide de l'Annexe III puis le coefficient d'emménagement S avec l'équation (139).

- Recommencer ces opérations pour tous les piézomètres situés à une distance $r < 2D$.

4.7 PUIITS DE GRAND DIAMETRE

4.7.1 Régime transitoire en nappe captive

4.7.1.1 Méthode de Papadopulos-Cooper

A cause du manque de crédits ou d'équipements, il est parfois nécessaire d'effectuer un pompage d'essai dans un puits existant. Mais un tel puits a un grand diamètre, ce qui rend inapplicables les méthodes de Theis etc. décrites au Chapitre 3, Section 2.1-2.4, car l'une des hypothèses était que le rayon du puits est très faible. PAPADOPULOS et COOPER (1967) présentèrent une méthode d'interprétation des pompages d'essai dans les puits à grand diamètre (Fig.53), qui tient compte de l'eau emmagasinée dans le puits lui-même, chose négligée dans la méthode de Theis.

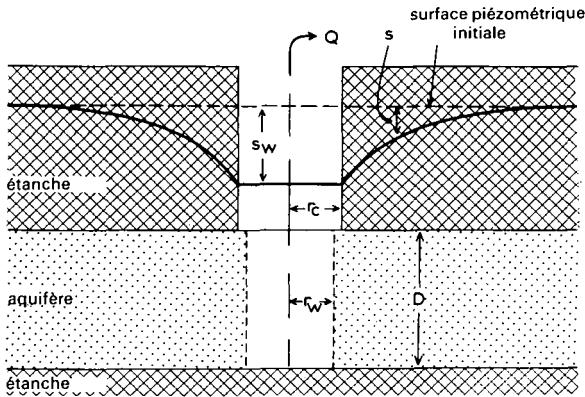


Fig.53. - Coupe schématique d'un pompage dans un puits à grand diamètre en nappe captive.

Les hypothèses et conditions sont donc

- Les hypothèses énumérées page 106 sauf l'hypothèse 6, remplacée ici par :
- On ne peut pas considérer que le diamètre du puits est très faible, aussi ne peut-on pas négliger l'emmagasinement dans le puits.

A ceci s'ajoutent les conditions suivantes

- La nappe est captive.
- L'écoulement vers le puits est en régime transitoire.
- Les pertes de charges du puits sont négligeables, c'est à dire la résistance d'entrée du puits est nulle.

L'équation générale de l'écoulement dans un puits de gros diamètre est

$$s_w = \frac{Q}{4\pi kD} F(u_w, \beta) \quad (141)$$

où $F(u_w, \beta)$ est une fonction dont les valeurs numériques sont données dans l'Annexe X.

$$u_w = \frac{r_w^2 S}{4kDt} \quad (142)$$

$$\beta = \frac{r_w^2 S}{r_c^2} \quad (143)$$

L'indice w signifie "dans le puits de pompage".

r_c = rayon de la portion non crépinée du puits.

Mode opératoire

- Tracer sur une feuille de papier bi-logarithmique la famille de courbes types $F(u_w, \beta)$ en fonction de $1/u_w$ pour différentes valeurs de β (Fig.54) à l'aide de l'Annexe X.

- Tracer sur une autre feuille de papier bi-logarithmique de même module la courbe d'essai s_w en fonction de t .

- Superposer les deux feuilles, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, et chercher la meilleure coïncidence possible entre les deux courbes.

- Choisir un point arbitraire A dans la zone de superposition des feuilles, et noter pour ce point A les valeurs de $F(u_w, \beta)$, $1/u_w$, s_w et t ; noter également la valeur de β correspondant à la courbe type qui coïncide avec la courbe d'essai.

- Porter les valeurs de $F(u_w, \beta)$ et de s_w ainsi que la valeur connue de Q dans l'équation (141) et calculer kD .

- Calculer S en introduisant les valeurs de r_w , $1/u_w$, t et kD dans l'équation (142) ou encore en introduisant les valeurs de r_c , r_w et β dans l'équation (143). Les deux valeurs de S doivent être en bon accord entre elles.

Remarques

- La partie presque droite de la courbe correspond à la période où la majorité de l'eau provient de l'emmagasinement dans le puits. La partie de la courbe

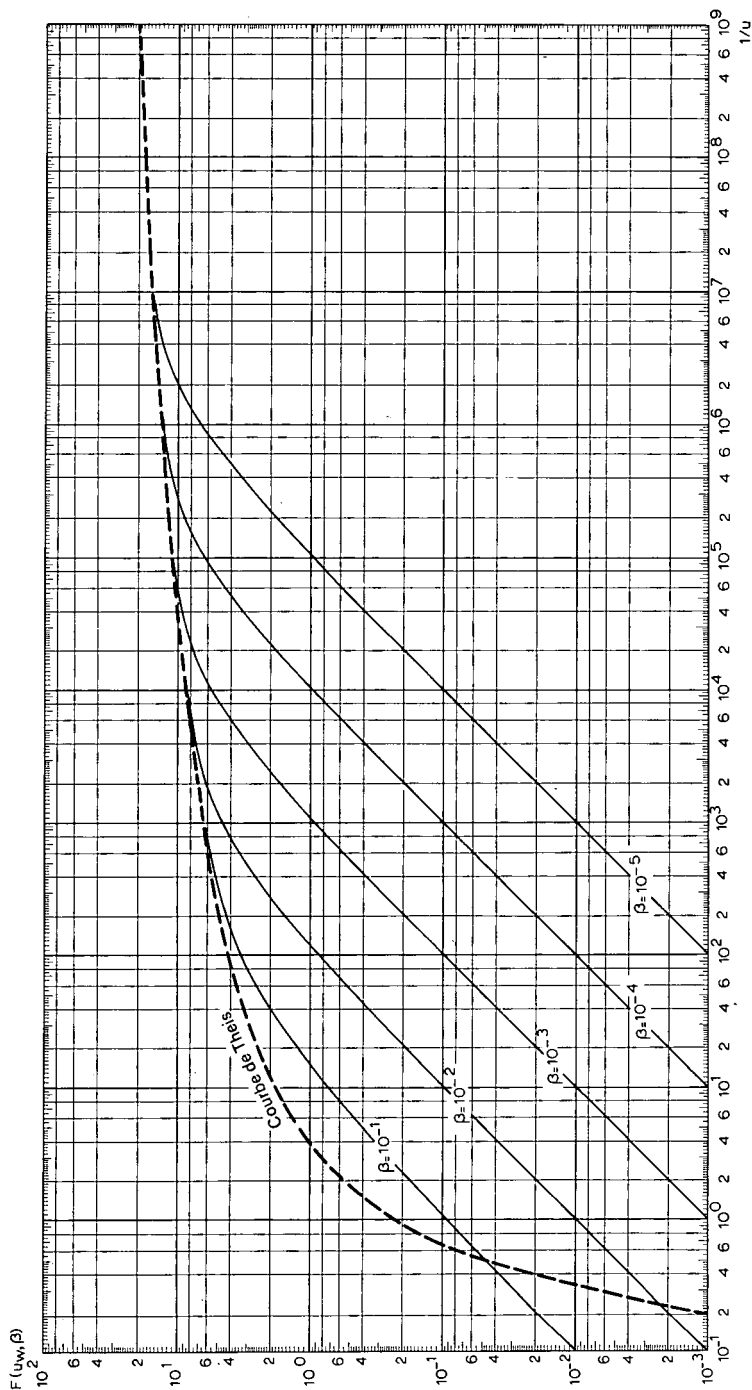


Fig. 54. - Famille de courbes types de Papadopoulos-Cooper: $F(u_w, \beta)$ fonction de $1/u$ pour différentes valeurs de β .

d'essai qui coïncide avec cette partie de la courbe type ne reflète évidemment pas bien les caractéristiques de la nappe.

- La forme des courbes types ne change que peu lorsque β varie beaucoup; la détermination de S par cette méthode est donc douteuse.

- Si possible, il faudrait installer un piézomètre très proche du puits de pompage afin de vérifier si les pertes de charges dans le puits sont bien négligeables.

4.8 AQUIFERES BICOUCHES A NAPPE SEMI-CAPTIVE

4.8.1 Régime permanent

HUISMAN et KEMPERMAN (1951) (voir aussi ANONYME, 1964, p.161-167) développèrent une méthode d'interprétation du régime permanent des pompages d'essai effectués dans un aquifère bicouche à drainance, c'est à dire un aquifère dont le mur est étanche ou semi-perméable et dont le toit est semi-perméable, mais au milieu duquel se trouve une couche semi-perméable qui le sépare en deux parties (Fig.55).

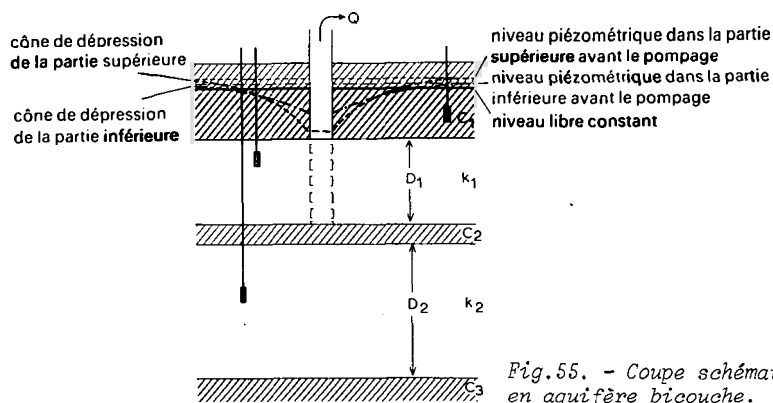


Fig.55. - Coupe schématique d'un pompage en aquifère bicouche.

Si la résistance hydraulique verticale de la couche médiane est élevée par rapport à celle de la couche semi-perméable du toit, et si le mur est étanche, alors la nappe peut être séparée en deux nappes semi-captives. Dans ce cas, des pompages d'essai effectués séparément dans chacune des deux nappes peuvent s'interpréter par les méthodes du Chapitre 3, Section 3.

En revanche, si la résistance hydraulique verticale de la couche semi-perméable du milieu est plus faible que celle de la couche semi-perméable du toit, les choses deviennent plus compliquées. Lorsqu'on pompe par exemple dans la partie supérieure de la nappe, l'eau provient

- de la partie supérieure de la nappe
- de la partie inférieure de la nappe (elle passe à travers la couche semi-perméable)
- de la couche semi-perméable du toit.

On peut employer la méthode de Huisman-Kemperman lorsqu'on pompe dans la partie supérieure de la nappe jusqu'à atteindre le régime permanent, et que l'on dispose d'un nombre suffisant de piézomètres installés à la fois dans les deux parties de la nappe. On peut alors déterminer les caractéristiques hydrauliques de la nappe, mais cette méthode est assez compliquée. Toutefois, l'interprétation est bien simplifiée lorsqu'on commence par pomper dans la partie inférieure de la nappe, puis, après la remontée complète du niveau, on pompe dans la partie supérieure. Dans ce cas, on peut utiliser la méthode de BRUGGEMAN (1966).

4.8.1.1 Méthode de Huisman-Kemperman

La méthode de Huisman-Kemperman s'appuie sur les hypothèses et conditions suivantes

- Les hypothèses énumérées p.106 sauf les hypothèses 2 et 5 remplacées ici par:
 - L'aquifère est séparé en deux par une couche semi-perméable. Chaque partie est homogène, isotrope et d'épaisseur constante dans la zone influencée par le pompage.
 - Le puits pénètre entièrement la partie supérieure de la nappe et l'eau arrive de ce fait sur toute la hauteur du puits en écoulement horizontal.
 - Le toit de la nappe est une couche semi-perméable.

A ceci s'ajoutent les conditions suivantes

- L'écoulement vers le puits est en régime permanent.
- r/L est faible ($r/L < 0,05$)
- $c_1 > c_2$
- $k_2 D_2 > k_1 D_1$
- $c_3 = \infty$

HUISMAN et KEMPERMAN (1951) exprimèrent le rabattement en différents points de la nappe, en supposant r/L faible.

Rabattement dans la partie supérieure de la nappe:

$$s_1 = a_1 - \frac{2,30Q}{2\pi k_1 D_1} \log r \quad (144)$$

Rabattement dans la partie inférieure de la nappe:

$$s_2 = \frac{2,30Q}{2\pi k_1 D_1} a_2 \quad (145)$$

où a_1 et a_2 sont des constantes dépendant de $k_1 D_1$, $k_2 D_2$, c_1 et c_2 .

Mode opératoire

- Il est indispensable d'utiliser dans les calculs un débit normalisé $Q' = 250 \text{ m}^3/\text{jour}$. La valeur du rabattement dans les piézomètres doit alors être corrigée suivant la formule

$$s' = \frac{Q'}{Q} s \quad (146)$$

où

s = le rabattement observé au débit réel de pompage Q

s' = le rabattement corrigé au débit fictif Q' ($250 \text{ m}^3/\text{jour}$)

- Porter les valeurs de s'_1 et s'_2 en fonction de r sur un papier semi-logarithmique (r en échelle logarithmique).

- Construire la tangente à la courbe s'_1 fonction de r , pour les faibles valeurs de r . L'équation (144) donne la formule de cette droite. La pente $\Delta s'_1$, c'est à dire la différence de rabattement par cycle \log de r vaut

$$\Delta s'_1 = \frac{2,30Q'}{2\pi k_1 D_1} \quad (147)$$

- Lire la valeur de $\Delta s'_1$ sur le graphe et calculer $k_1 D_1$ pour $Q' = 250 \text{ m}^3/\text{jour}$.

- Connaissant la valeur de $2,30Q'/2\pi k_1 D_1$, lire une des valeurs correspondantes de s'_1 et r sur le graphe, et calculer la constante a_1 (équation 144).

- A l'aide de l'abaque de Huisman-Kemperman (Fig.56), calculer les valeurs de c_2 correspondant à la valeur déjà connue de $k_1 D_1$ et à un certain nombre de valeurs hypothétiques de c_1 et de $k_2 D_2$. On procède de la façon suivante:

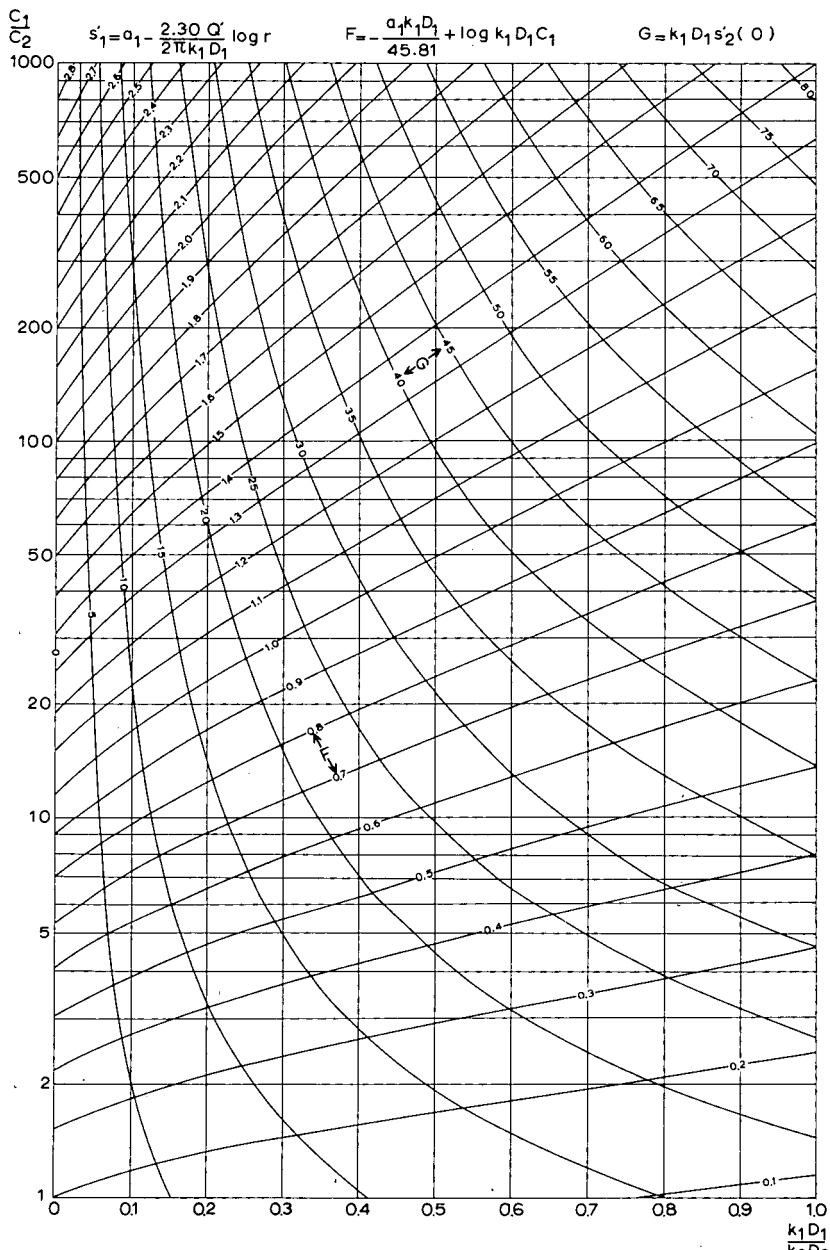


Fig. 56. - Abaque de Huisman-Kemperman montrant la relation entre c_1/c_2 et $k_1 D_1/k_2 D_2$ pour des nappes semi-captives séparées par une couche semi-perméable et dont le toit de la nappe supérieure est semi-perméable.

On prend pour c_1 les valeurs 1000, 2000, 5000 et 10 000 jours et pour k_2D_2 les valeurs de 1000, 2000, 3000 et 4000 m^2 /jour. Pour chaque combinaison, on calcule F et k_1D_1/k_2D_2 . F est donné par

$$F = \frac{a_1 k_1 D_1}{45,81} + \log k_1 D_1 c_1 \quad (148)$$

- A l'aide de l'abaque de la Fig.56, trouver pour chaque combinaison de c_1 et k_2D_2 la valeur de c_1/c_2 et calculer la valeur correspondante de c_2 .

- Etablir alors la liste des valeurs de c_2 de la façon suivante:

k_2D_2	$c_1 = 1000$	2000	5000	10.000 jours
1000 m^2 /jour	$c_2 =$			
2000				
3000				
4000				

- De la même façon, et pour les mêmes combinaisons de c_1 et k_2D_2 , calculer la valeur de c_2 à l'aide de l'abaque de Huisman-Kemperman (Fig.56), en utilisant maintenant les valeurs de G et k_1D_1/k_2D_2 . G est donné par

$$G = k_1 D_1 s_2' (0) \quad (149)$$

où $s_2' (0)$ est le rabattement dans la partie inférieure de la nappe, pour $r = 0$. On peut trouver cette valeur par extrapolation de la courbe d'essai, car $s_2' (0)$ est à peu près la valeur de s_2' au point d'intersection avec l'axe vertical principal de la courbe d'essai rabattement-distance (Fig.57).

- Faire un nouveau tableau des valeurs de k_2D_2 , c_1 et c_2 de la même façon que précédemment. Les relations exprimées dans ces deux tableaux ont chacune deux degrés de liberté. La combinaison de ces tableaux donne donc une relation à un seul degré de liberté. On opère ainsi. Pour $c_1 = 1000$, la différence entre les valeurs de c_2 dans chacun des deux tableaux est la plus faible pour $k_2D_2 = 1000$ par exemple. On calcule alors le rapport k_1D_1/k_2D_2 à l'aide de la valeur déjà connue de k_1D_1 et $k_2D_2 = 1000$. On voit sur la Fig.56 que l'axe vertical donne le rapport k_1D_1/k_2D_2 et les courbes des fonctions F et G forment un petit triangle pour $c_1 = 1000$. Noter au centre de ce triangle les valeurs c_1/c_2 et k_1D_1/k_2D_2 . Avec la valeur connue de k_1D_1 et la valeur hypothétique de $c_1 = 1000$, calculer c_2 et k_2D_2 .

- Recommencer ces opérations pour $c_1 = 2000, 5000$ et $10\ 000$ jours. Etablir la liste des résultats de la façon suivante:

c_1	=	1000	2000	5000	10 000
c_2	=				
k_2D_2	=				

Il y a encore un degré de liberté. La quatrième relation entre les constantes hydrauliques dépend de la forme de la courbe rabattement-distance pour les valeurs élevées de r , mais ne peut pas s'exprimer sous forme mathématique. Cependant, les Travaux municipaux de l'eau d'Amsterdam (Hollande) ont établi des courbes types de s' en fonction de r pour les valeurs de $c_1 = 1000, 2000, 5000$ et $10\ 000$ jours; $c_2 = 10, 100$ et 1000 jours; $k_1D_1 = 500, 1000$ et $1500\text{ m}^2/\text{jours}$ et $k_1D_1 + k_2D_2 = 3000, 4000, 5000$ et $6000\text{ m}^2/\text{jours}$ pour $Q' = 250\text{ m}^3/\text{jour}$. On choisit les courbes types à utiliser, en tenant compte de la liste établie dans le tableau ci-dessus. La courbe type qui s'ajuste le mieux à la courbe d'essai rabattement - distance permet d'obtenir les valeurs de c_1, c_2 et k_2D_2 . Ces valeurs sont assez précises pour k_1D_1, k_2D_2 et c_2 . La valeur de c_1 est plus incertaine.

Note: Nous exprimons notre reconnaissance au Directeur des Travaux municipaux de l'eau d'Amsterdam (Hollande), qui a construit les courbes types. Elles peuvent s'acheter au prix coûtant à l'Institut international pour l'amélioration et la mise en valeur des terres.

Remarques

- Il est nécessaire de disposer d'un nombre suffisant de mesures dans les deux parties de la nappe, car sans cela il n'est pas possible de tracer les courbes d'essai.

- La transformation du rabattement réel en un rabattement normalisé correspondant à $Q' = 250\text{ m}^3/\text{jour}$ est indispensable.

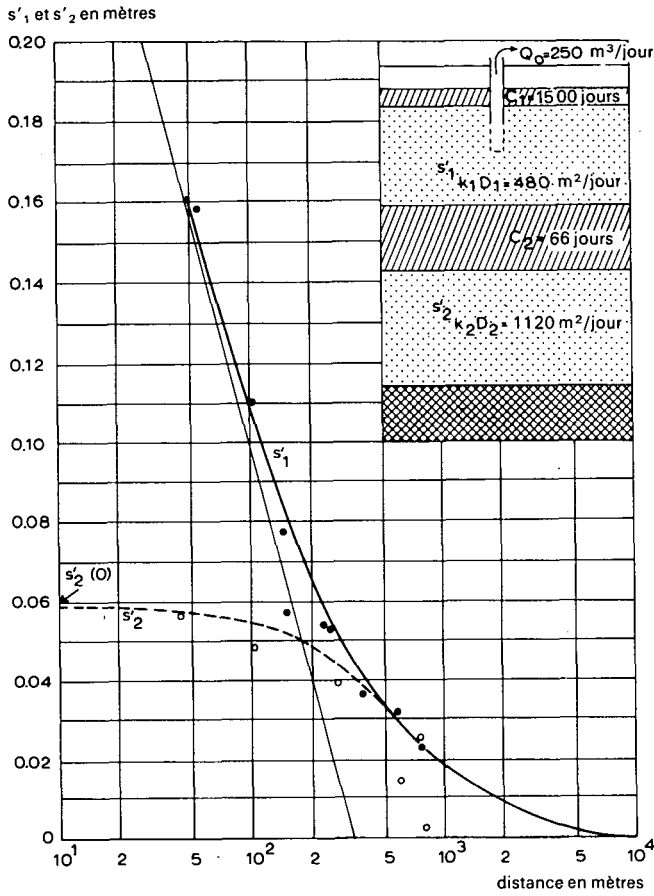


Fig. 57. - Illustration schématique de la superposition des courbes rabattement-distance sur les courbes types de Huisman-Kemperman (d'après Huisman et Kemperman, 1951).

4.8.1.2 Méthode de Bruggeman

BRUGGEMAN (1966) développa une méthode d'interprétation dans le cas où des pompes d'essai ont été effectués dans chaque partie de l'aquifère. Il n'est pas nécessaire de supposer que le mur de la partie inférieure de la nappe est étanche, et la méthode reste valable s'il s'agit d'une couche semi-perméable.

Bruggeman démontra les relations suivantes

$$s'_{1,1} + P_1 s'_{2,1} = \frac{Q'}{2\pi k_1 D_1} K_0(r/\lambda_1) \quad (150)$$

$$s'_{1,1} + P_2 s'_{2,1} = \frac{Q'}{2\pi k_1 D_1} K_0(r/\lambda_2) \quad (151)$$

$$s'_{1,2} + P_1 s'_{2,2} = P_1 \frac{Q'}{2\pi k_2 D_2} K_0(r/\lambda_1) \quad (152)$$

$$s'_{1,2} + P_2 s'_{2,2} = P_2 \frac{Q'}{2\pi k_2 D_2} K_0(r/\lambda_2) \quad (153)$$

où

$$s' = \frac{Q'}{Q} s \quad (154)$$

Q' = débit normalisé de pompage

Le premier indice de s montre dans quelle partie de la nappe se trouve installé le piézomètre. Le second indice montre dans quelle partie on est en train de pomper. Par exemple, $s'_{1,2}$ est le rabattement observé dans la partie supérieure de la nappe, durant le pompage dans la partie inférieure, au débit normalisé Q' .

D'autre part, on a

$$P_1 + P_2 = \frac{(k_2 D_2 / k_1 D_1) (s'_{2,2} - s'_{1,1})}{s'_{1,2}} \quad (155)$$

$$P_1 P_2 = - (k_2 D_2 / k_1 D_1) \quad (156)$$

où

P_1 , P_2 , λ_1 et λ_2 sont des constantes reliées entre elles par

$$\frac{1}{\lambda_1^2} = a_1 + b_1 - a_2 P_1 \quad (157)$$

$$\frac{1}{\lambda_2^2} = a_1 + b_1 - a_2 P_2 \quad (158)$$

$$\frac{P_1}{\lambda_1^2} = -b_1 + b_2 P_1 + a_2 P_1 \quad (159)$$

$$\frac{P_2}{\lambda_2^2} = -b_1 + b_2 P_2 + a_2 P_2 \quad (160)$$

où a_1 , a_2 , b_1 , et b_2 sont aussi des constantes dépendant de $k_1 D_1$, $k_2 D_2$, c_1 et c_2 selon les équations suivantes

$$a_1 = \frac{1}{k_1 D_1 c_1} \quad (161)$$

$$b_1 = \frac{1}{k_1 D_1 c_2} \quad (162)$$

$$a_2 = \frac{1}{k_2 D_2 c_2} \quad (163)$$

$$\text{et } b_2 = \frac{1}{k_2 D_2 c_3} \quad (164)$$

Les hypothèses et les conditions sont les mêmes que celles de la méthode de Huisman-Kemperman, sauf que le mur de la nappe n'est pas forcément étanche, et qu'ainsi $c_3 \leq \infty$.

Mode opératoire

- A l'aide de l'équation (154) transformer les rabattements observés en rabattements correspondant à un débit arbitraire Q' . Vérifier que $s'_{1,2} = s'_{2,1}$, car c'est une des conditions d'application de la méthode.

- Porter $s'_{1,1}$ en fonction de r sur un papier semi-logarithmique et calculer $k_1 D_1$ avec l'équation (147).

$$\Delta s'_{1,1} = \frac{2,30Q'}{2\pi k_1 D_1}$$

où

$\Delta s'_{1,1}$ est la différence de rabattement $s'_{1,1}$ par cycle log de r

- Calculer de la même façon $k_2 D_2$ avec un graphe $s'_{2,2}$ fonction de r

- Calculer $P_1 P_2$ avec l'équation (156).

Calculer $P_1 + P_2$ en introduisant dans l'équation (155) une valeur donnée de r et les valeurs correspondantes de $s'_{2,2}$ et $s'_{1,1}$, ainsi que les valeurs de $k_1 D_1$ et $k_2 D_2$. On peut vérifier les valeurs déjà calculées de $k_1 D_1$ et $k_2 D_2$ en recommençant cette opération pour différentes valeurs de r , car $P_1 + P_2$ est indépendant de r . Calculer P_1 et P_2 , connaissant leur somme et leur produit.

Si l'on compare les équations (150) à (153) avec l'équation (20), on comprend qu'il existe une analogie entre les équations de Bruggeman et celles de De Glee.

- Par conséquent, tracer les courbes $s'_{1,1} + P_1 s'_{2,1}$ en fonction de r sur du papier bi-logarithmique et calculer les valeurs de λ_1 en utilisant la méthode de De Glee (voir Chapitre 3, Sect.1). De la même façon, calculer λ_2 avec la courbe

$s'_{1,1} + P_2 s'_{2,1}$ en fonction de r . Vérifier les valeurs de λ_1 et λ_2 en traçant sur une feuille bi-logarithmique la courbe

$$\frac{1}{P_1} s'_{1,2} + s'_{2,2}$$

en fonction de r et la courbe

$$\frac{1}{P_2} s'_{1,2} + s'_{2,2}$$

en fonction de r , en utilisant ensuite la méthode de De Glee.

- Avec les équations (157) à (160) calculer les valeurs de a_1 , a_2 , b_1 et b_2 , connaissant celles de λ_1 , λ_2 , P_1 et P_2 .

- Enfin, calculer les valeurs de c_1 et c_2 , puis celles de $k_1 D_1$ et $k_2 D_2$ à partir des équations (161) à (164). Les nouvelles valeurs trouvées pour $k_1 D_1$ et $k_2 D_2$ doivent être en bon accord avec les premiers calculs.

4.8.1.3 Autres méthodes

Durant les dernières années, on a proposé de nombreuses solutions aux problèmes du régime transitoire dans les nappes séparées par une couche semi-perméable laissant passer l'eau d'une partie à l'autre de l'aquifère. Ces méthodes s'appuient sur l'hypothèse que le niveau d'une des nappes n'est pas influencé quand on pompe dans l'autre. Si une interaction se produit, ces formules du régime transitoire deviennent alors inapplicables, puisqu'elles n'en tiennent pas compte.

HANTUSH (1967) évita cette difficulté et développa des solutions pour 1. un système de deux nappes captives séparées par une couche semi-perméable, et 2. un système où la couche semi-perméable sépare une nappe captive inférieure d'une nappe libre supérieure. Le pompage dans la nappe inférieure produit un rabattement dans la nappe supérieure, et on suppose que ce rabattement y reste faible devant son épaisseur saturée.

Cependant, les formules obtenues sont passablement compliquées et ne peuvent s'utiliser de façon pratique que si l'on dispose d'un ordinateur. C'est particulièrement le cas du régime transitoire, où les calculs à faire sont fort longs. La solution du régime permanent présentée par Hantush est légèrement plus simple, car plusieurs termes disparaissent des équations si le temps croît vers l'infini. Tout récemment, NEUMAN et WITHERSPOON (1969a) développèrent une solution pour les problèmes de l'écoulement vers un puits dans un système captif, infini et à symétrie radiale, formé de deux nappes séparées par une couche semi-perméable.

Le puits pénètre entièrement une des nappes, et l'on tient compte à la fois des effets de l'emmagasinement dans la couche semi-perméable et du rabattement dans la nappe ne subissant pas le pompage. Les équations sont ici encore compliquées, et comportent plusieurs paramètres inconnus. Mais comme ces équations sont linéaires, on peut utiliser le principe de superposition pour obtenir les solutions correspondant à un certain nombre de puits de pompage dans chaque nappe.

Pour plus d'informations sur ces méthodes, le lecteur pourra consulter les articles originaux cités ci-dessus, ainsi que NEUMAN et WITHERSPOON (1969b) et JAVANDEL et WITHERSPOON (1969).

4.9 METHODES D'APPROXIMATION

Dans les campagnes de reconnaissance, il est souvent impossible d'effectuer des pompages d'essai convenables et pour obtenir un ordre de grandeur du coefficient de perméabilité, on doit utiliser des méthodes moins rigoureuses. C'est par exemple le cas lorsqu'on pompe dans un puits déjà existant, et que l'on utilise les données de ce puits pour calculer la transmissivité de la nappe. Nous allons décrire ici quelques unes de ces approximations.

4.9.1 Régime permanent en nappe captive

4.9.1.1 Méthode de Logan

On peut appliquer la méthode de Logan pour calculer un ordre de grandeur de la transmissivité, en pompant dans un puits en nappe captive satisfaisant aux hypothèses énumérées à la page 106, durant un temps assez long pour atteindre le régime permanent.

LOGAN (1964) raisonna avec la formule de Thiem pour une nappe captive, que l'on peut écrire

$$kD = \frac{2,30Q \log r_{\max}/r_w}{2\pi s_{mw}} \quad (165)$$

où

r_w = rayon du puits de pompage

r_{\max} = rayon d'influence (= rayon du cône de dépression)

s_{mw} = rabattement maximal dans le puits de pompage

La précision du calcul dépend de la précision de la mesure de s_{mw} (sur laquelle les pertes de charges du puits ont une influence importante) et de la précision du rapport r_{max}/r_w .

Ce rapport r_{max}/r_w ne peut être bien connu que si l'on utilise des piézomètres. Cependant, même si r_{max} et r_w subissent de grandes variations, le logarithme de leur rapport reste faible.

Par conséquent, considérant les valeurs moyennes de ces deux rayons, on peut admettre que la valeur de 3,33 constitue une bonne approximation du logarithme du rapport.

L'équation (165) devient alors

$$kD = \frac{1,22Q}{s_{mw}} \quad (166)$$

Mode opératoire

- Porter les valeurs de Q et de s_{mw} dans l'équation (166) et calculer kD.

Remarque

- Il faudrait noter que l'utilisation de cette équation simple peut conduire à des résultats ayant 50% d'erreur, ou même plus. La valeur de la transmissivité ainsi obtenue n'est donc qu'une première approximation, qui peut toutefois être utile au cours d'une étude préliminaire, en l'absence de meilleures données.

4.9.1.2 Méthode de Gosselin

Lorsqu'on pompe dans des nappes très profondes avec des débits élevés, une bonne part du rabattement dans le puits est due aux pertes de charge dans le tubage. Pour tenir compte de ce phénomène dans les interprétations, on effectue un essai à plusieurs paliers de rabattements, au cours duquel chaque palier est exécuté après avoir obtenu un semblant de régime permanent dans le palier précédent (GOSSELIN, 1951). Sur un papier bi-logarithmique, en portant Q en fonction de s_{mw} , on peut tracer une ligne droite. Lorsque les pertes de charges sont négligeables, cette droite est inclinée à 45° sur l'axe des s (Fig.58) car l'équation du rabattement du régime permanent d'une nappe captive (formule de Thiem) peut s'écrire

$$Q = Cs^{tg\alpha} \quad (167)$$

où C est une constante et $tg \alpha = 1$.

Si les pertes de charges dans le tubage sont élevées, l'équation du rabattement devient

$$Q = C's^{tg \alpha'} \quad (168)$$

où C' est une constante et $tg \alpha' \neq 1 (0,5 < tg \alpha' < 1)$.

Par conséquent, la droite passant par l'ensemble des points (Q fonction de s sur un papier bi-logarithmique) forme un angle $\alpha' < 45^\circ$ avec l'axe des s . Lorsque Q est faible, les pertes de charge dans le tubage sont très faibles, et l'expérience montre (GOSSELIN, 1951) que pour $Q < 400 \text{ m}^3/\text{jour}$ et $s \leq 1 \text{ m}$ on peut les négliger. Dans ce cas, $tg \alpha = 1$ et $C' = C = Q/s_{mw}$.

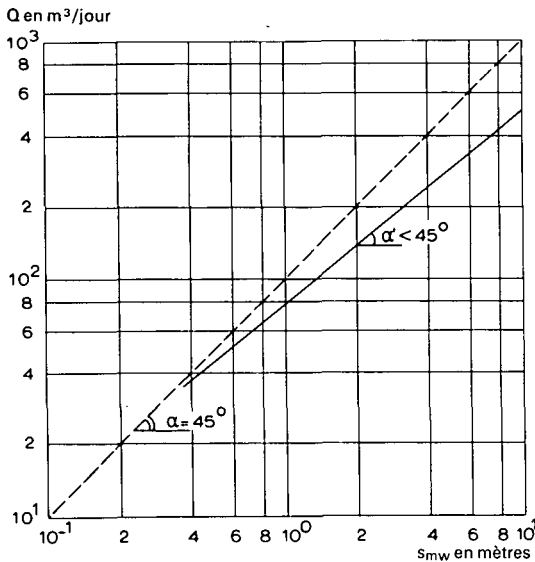


Fig.58. - Illustration schématique de la méthode de Gosselin.

Mode opératoire

- Porter les valeurs de Q en fonction de la valeur correspondante de s_{mw} sur du papier bi-logarithmique. Tracer une ligne droite passant par l'ensemble des points et mesurer son angle avec l'axe des s_{mw} .

- Si $\alpha < 45^\circ$, prolonger la droite dans la zone où Q et s sont faibles. Calculer Q/s_{mw} en un point où l'on peut penser que les pertes de charges sont faibles et porter cette valeur dans l'équation (166).

- Si $\alpha \approx 45^\circ$, on peut aussi calculer la valeur de Q/s_{mw} en utilisant deux valeurs correspondantes de Q et de s_{mw} .

4.9.2 Régime permanent en nappe libre

4.9.2.1 Méthode de Logan

Le même raisonnement que celui de la Section 9.1.1 conduit, pour les nappes libres, au résultat

$$kD = \frac{1,22Q}{s'_{mw}} \quad (169)$$

$$\text{où } s'_{mw} = s_{mw} - s_{mw}^2/2D$$

4.9.3 Régime permanent en nappe captive à pénétration partielle

4.9.3.1 Méthode de Zangar

Utilisant la théorie de l'écoulement tridimensionnel, ZANGAR (1953) développa une méthode permettant d'estimer le coefficient de perméabilité avec un puits de pompage pénétrant dans moins de 20 pour cent d'une nappe captive (Fig.59). Dans ce cas, on a

$$k = \frac{1}{C_s r_w} \frac{Q}{s_{mw}} \quad (170)$$

où C_s est le coefficient donnant le rayon hémisphérique équivalent d'un puits cylindrique. Le Tableau 16 donne les valeurs de C_s en fonction des valeurs de d/r_w , sachant que d est la longueur de la partie crépinée du puits.

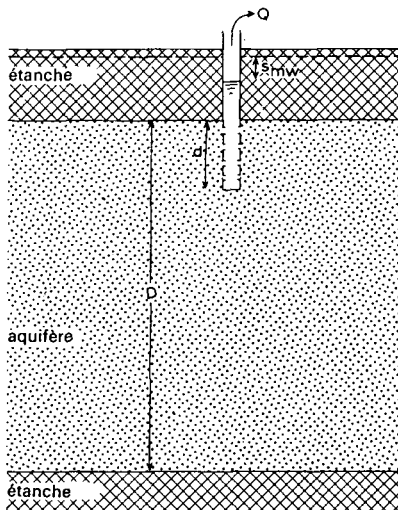


Fig.59. - Illustration schématique de la méthode de Zangar.

TABLEAU 16. - VALEURS DE C_s CORRESPONDANT AUX VALEURS DE d/r_w .

d/r_w	C_s	d/r_w	C_s	d/r_w	C_s
1	7,3	1×10	$2,52 \times 10$	1×10^2	$1,27 \times 10^2$
1,5	8,7	$1,5 \times 10$	$3,25 \times 10$	$1,5 \times 10^2$	$1,76 \times 10^2$
2	10,2	2×10	$3,90 \times 10$	2×10^2	$2,24 \times 10^2$
3	12,4	3×10	$5,20 \times 10$	3×10^2	$3,10 \times 10^2$
4	14,7	4×10	$6,30 \times 10$	4×10^2	$4,00 \times 10^2$
6	18,5	6×10	$8,60 \times 10$	6×10^2	$5,70 \times 10^2$
8	22,0	8×10	$10,90 \times 10$	8×10^2	$7,30 \times 10^2$

Mode opératoire

- Calculer la valeur de d/r_w et déterminer la valeur de C_s soit avec le Tableau 16, soit avec une courbe sur papier bi-logarithmique, basée sur le Tableau 16.

- Porter les valeurs numériques de Q , r_w , s_{mw} et C_s dans l'équation (170) et calculer k .

4.9.4 Régime transitoire en nappe captive

4.9.4.1 Méthode de Hurr

Suivant Theis (Chapitre 3, Section 2.1) l'écoulement en régime transitoire dans une nappe captive est donné par les équations (5) et (6).

$$s = \frac{Q}{4\pi kD} W(u) \tag{5}$$

où

$$u = \frac{r^2 S}{4kDt} \tag{6}$$

Un nouvel arrangement de l'équation (5) donne

$$W(u) = \frac{4\pi kDs}{Q} \tag{171}$$

HURR (1966) démontra qu'en multipliant les deux membres de l'équation (171) par u , le terme kD disparaît du membre de droite.

$$uW(u) = \frac{4\pi kDs}{Q} \times \frac{r^2 S}{4kDt} = \frac{\pi r^2 S}{t} \times \frac{s}{Q} \tag{172}$$

La table et le graphe de $uW(u)$ en fonction de u sont donnés en Annexe XI et dans la Fig.60.

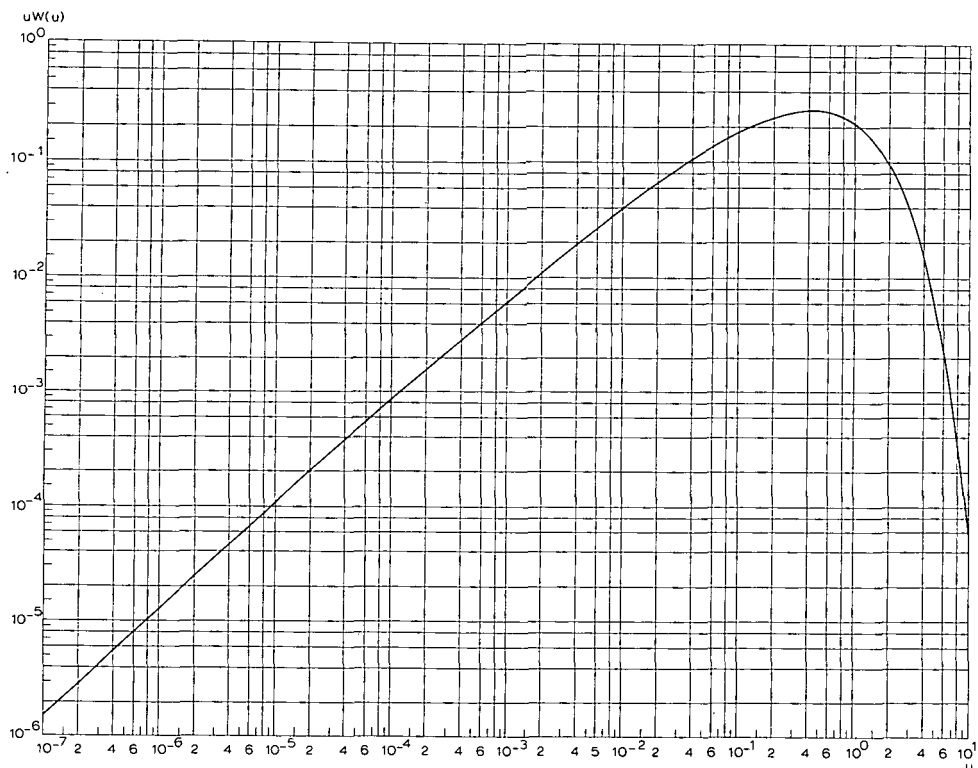


Fig.60. - Graphe des valeurs de $uW(u)$ en fonction de u .

Mode opératoire

- Calculer $uW(u)$ à l'aide de l'équation (172), en prenant une valeur approchée de S et à l'aide des valeurs mesurées de r , t , s et Q . L'Annexe XI ou la Fig.60 donnent la valeur correspondante de u .

- Porter les valeurs de u , r , t et S dans l'équation (6) et calculer kD .

Remarque

- La méthode de Hurr permet le calcul de la transmissivité avec une seule valeur de rabattement dans la mesure où le coefficient d'emmagasinement peut être approché avec une bonne précision. Cette précision diminue lorsque u décroît. Pour $u/S < 0,001$, l'influence de S sur la valeur de kD devient négligeable.

4.9.5 Régime transitoire en nappe libre

4.9.5.1 Méthode de Hurr

La méthode décrite dans la Section 9.4.1 peut également s'appliquer à l'interprétation des pompages d'essai en nappe libre, pourvu que l'eau emmagasinée soit instantanément libérée.

4.10 PUIITS JAILLISSANT

4.10.1 Régime transitoire en nappe captive

Bien qu'un puits jaillissant ne soit pas à proprement parler un puits de pompage, la méthode de calcul des propriétés hydrauliques d'une nappe à partir des observations faites dans un tel puits est si peu différente de l'interprétation des pompages d'essai que l'on a jugé utile d'inclure ici cette méthode.

4.10.1.1 Méthode de Jacob-Lohman

JACOB et LOHMAN (1952) montrèrent que le débit d'un puits jaillissant varie suivant l'équation

$$Q = \frac{4\pi k D s_w}{2,30 \log(2,25kDt/r_w^2)} \quad (173)$$

Il faudrait noter que s_w est une constante pour un puits jaillissant, elle est égale à la différence entre le niveau statique et le niveau de sortie de l'eau du puits.

Mode opératoire

Le puits est fermé durant le temps nécessaire pour que la pression devienne statique (mesurée avec un manomètre branché au sommet du puits). Le puits est alors ouvert et le débit mesuré à des intervalles allant de 30 à 60 secondes durant les premières minutes, puis à des intervalles de plus en plus grands. L'interprétation suit le schéma de la méthode de Jacob (voir Chapitre 3, Section 2.3).

- Porter les valeurs s_w/Q en fonction de t sur du papier semi-logarithmique (t en échelle logarithmique). Tracer la droite passant par l'ensemble des points. Prolonger cette ligne jusqu'à l'axe des temps où $s_w/Q = 0$ au point t_0 . Introduire dans l'équation (174) la valeur de la pente $\Delta(s_w/Q)$ de la droite, c'est à dire la différence de s_w/Q par cycle log de t , et calculer kD .

$$kD = \frac{2,30}{4\pi\Delta(s_w/Q)} \quad (174)$$

- Calculer le coefficient d'emmagasinement S avec

$$S = \frac{2,25kDt_0}{r_w^2} \quad (175)$$

TABLEAU 17. - RECAPITULATION DES METHODES D'INTERPRETATION DU CHAPITRE 4.

HYPOTHESES DE BASE (exceptées celles qui leur sont substituées dans la colonne 1): 1. L'aquifère est d'extension latérale apparemment illimitée. 2. L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur constante. 3. Avant le pompage, la surface piézométrique et/ou la surface libre sont (presque) à l'horizontale. 4. Le débit de pompage est constant. 5. Le puits est complet. SEULEMENT DANS LE CAS DU REGIME TRANSITOIRE: 6. L'emmagasinement de l'eau dans le puits est négligeable. 7. L'eau emmagasinée est libérée au même instant que la baisse de la charge hydraulique.

HYPOTHESE(S) SUBSTITUEE(S)	AQUIFERE A NAPPE	REGIME D' ECOULEMENT	METHODE D'INTERPRETATION		REMARQUES	PARAM. CALCUL.	SECT.	REFERENCE
			NOM	TYPE				
1. Aquifère traversé sur toute son épaisseur par au moins une frontière étanche ou d'alimentation	captive ou libre	perma- nent	Dietz	calcul	limites d'alimentation seulement	kD	1.1.1	DIETZ, 1943
			Stallman	super- position	limites étanches et/ou d'alimentation	kD et S	1.2.1	FERRIS et al., 1962
				image de Hantush	ligne droite	une seule limite d'alimentation	kD et S	1.2.2
2. Aquifère homogène, anisotrope et d'épaisseur constante	captive ou libre	transi- toire	Hantush	calcul		(kD) _x , (kD) _y et S	2.1.1	HANTUSH, 1966
			semi-captive	transi- toire	Hantush	calcul		(kD) _x , (kD) _y , S et c
2. Aquifère homogène et isotrope, mais dont l'épaisseur varie de façon exponentielle	captive	transi- toire	Hantush	super- position	dD/dx < 0,20	kD ₀ et S	3.1.1	HANTUSH, 1964

3. Avant le pompage, la surface libre est parallèle au substratum	libre	perma- nent	point culminant	calcul		kD	4.1.1	communica- tion orale
		transi- toire	Hantush	super- position	$i < 0,20$	kD et S	4.2.1	HANTUSH, 1964
4. Débit variable	captive ou libre	transi- toire	Cooper- Jacob	ligne droite	pompage par paliers	kD et S	5.1.1	COOPER et JACOB, 1946
			Aron-Scott	ligne droite	décroissance continue du débit	kD et S	5.2.1	ARON et SCOTT, 1965
			Sternberg	ligne droite	décroissance continue du débit	kD et S	5.2.2	STERNBERG, 1968
			remontée de Sternberg	ligne droite	décroissance continue du débit	kD	5.2.3	STERNBERG, 1967
5. Puits incomplet	captive	perma- nent	1ère corr. de Huisman	calcul	$r > r_w$	kD	6.1.1	ANONYME, 1964
			2ème corr. de Huisman	calcul	$r = r_w$	kD	6.1.2	ANONYME, 1964
			Correction de Jacob	calcul	partie crépinée près du toit ou du mur de la nappe	kD	6.1.3	JACOB, 1963
	semi- captive	perma- nent	1ère et 2ème correction de Huisman	calcul		kD	6.2.1	ANONYME, 1964
	libre	perma- nent	correction de Hantush	calcul		kD	6.3.1	HANTUSH, 1964

HYPOTHESE(S) SUBSTITUEE(S)	AQUIFERE A NAPPE	REGIME D' ECOULEMENT	METHODE D'INTERPRETATION		REMARQUES	PARAM. CALCUL.	SECT.	REFERENCE
			NOM	TYPE				
	captive	transitoire	modif. Hantush méthode Theis	superposition	pompage de courte durée	k, S et D	6.4.1	HANTUSH, 1962
			modif. Hantush méthode Jacob	ligne droite	pompage de longue durée	kD et S	6.4.2	HANTUSH, 1962
6. On ne néglige pas l'emmagsinement dans le puits	captive	transitoire	Papadopulos-Cooper	superposition	résistance d'entrée nulle	kD et S	7.1.1	PAPADOPULOS et COOPER, 1967
2.et 5. Aquifère bicouche séparé en deux parties par une couche semi-perméable	semi-captive	permanent	Huisman-Kemperman	abaque et superposition	on ne pompe que dans la partie supérieure	$k_1 D_1, k_2 D_2$ c ₁ et c ₂	8.1.1	HUISMAN et KEMPERMAN, 1951
			Bruggeman	ligne droite	on pompe séparément dans la partie sup. et inférieure	$k_1 D_1, k_2 D_2$ c ₁ et c ₂	8.1.2	BRUGGEMAN, 1966

Hypothèse ajoutée: la résistance d'entrée dans le puits est nulle	captive	permanent	Logan	calcul	méthode d'approximation sans piézomètres	kD	9.1.1	LOGAN, 1964
			Gosselin	calcul	méthode d'approx. sans piézomètres pour les nappes très profondes	kD	9.1.2	GOSELIN, 1951
	libre	permanent	Logan	calcul	méthode d'approximation sans piézomètres	kD	9.2.1	LOGAN, 1964
Hypothèses ajoutées: la précédente et 5. le puits de pompage est incomplet	captive	permanent	Zangar	calcul	méthode d'approximation sans piézomètres	k	9.3.1	ZANGAR, 1953
Hypothèses ajoutées: la résistance d'entrée dans le puits est nulle; la valeur de S est connue	captive	transitoire	Hurr	calcul	méthode d'approximation sans piézomètres	kD	9.4.1	HURR, 1966
	libre	transitoire	Hurr	calcul	méthode d'approximation sans piézomètres	kD	9.5.1	HURR, 1966
Puits jaillissant: rabattement constant, débit variable	captive	transitoire	Jacob-Lohman	ligne droite		kD et S	10.1.1	JACOB et LOHMANN, 1952

5. CORRECTIONS ET CONVERSIONS

On donne dans la première partie de ce chapitre des méthodes pour corriger le rabattement des influences extérieures, c'est à dire des influences indépendantes de celles du pompage d'essai. Dans la seconde partie sont présentés les calculs de conversion des différents systèmes d'unités, ainsi que des tables destinées à faciliter ces conversions.

5.1 CORRECTIONS DES INFLUENCES EXTERIEURES

Les rabattements observés peuvent être influencés par les facteurs dont on ne tient pas compte dans les méthodes d'interprétation, tels que la réalimentation ou le drainage de la nappe, les changements de pression atmosphérique, l'influence de la marée etc.

Pour savoir si la nappe est influencée par ces forces externes, il est conseillé de commencer les mesures dans les piézomètres quelques jours avant le démarrage de l'essai, et de les poursuivre durant quelques jours après la remontée. Pour la même raison on peut, durant l'essai, observer un piézomètre situé hors de la zone d'influence du pompage.

Lorsque le niveau des piézomètres reste constant aussi bien avant le pompage qu'après la remontée, on peut penser qu'aucune force externe n'a influencé la nappe durant le pompage. Si par contre le niveau d'eau est soumis à des variations dans un sens ou dans l'autre, il faut corriger les rabattements observés avant de les interpréter de quelque façon que ce soit.

5.1.1 Variations dans un seul sens

La nappe peut être influencée par une alimentation ou une vidange naturelle, qui produit une élévation ou une baisse continue du niveau piézométrique. Pour chaque piézomètre, on trace la courbe du niveau d'eau en fonction du temps sur du papier arithmétique; cette courbe commence quelques jours avant le pompage d'essai et doit se poursuivre jusqu'à la fin de la remontée, lorsqu'on atteint de nouveau la ligne de variation naturelle des niveaux d'eau.

L'interpolation des portions de cette courbe tracée avant le pompage et après la remontée permet de corriger le rabattement observé. Par exemple, supposons que la nappe est soumise à une variation dans un seul sens, et que le niveau d'eau dans un piézomètre au temps t_0 de démarrage de l'essai vaut h_0 .

A l'aide de la partie interpolée de la courbe, on peut lire qu'au temps t_1 , le niveau d'eau vaudrait h_1 s'il n'y avait pas de pompage. La valeur absolue du changement de niveau d'eau dû à la variation naturelle vaut, au temps t_1 :
 $h_0 - h_1 = \Delta h_1$. Si maintenant on observe au temps t_1 le rabattement s_1 , ce rabattement étant mesuré par rapport au niveau h_0 au temps $t = t_0$, le rabattement dû au pompage seul vaut

dans le cas du drainage naturel: $s'_1 = s_1 - \Delta h_1$

dans le cas de la réalimentation naturelle: $s'_1 = s_1 + \Delta h_1$

Le même phénomène peut se produire avec les changements dans un seul sens de la pression atmosphérique.

5.1.2 Fluctuations périodiques

Les fluctuations périodiques peuvent être dues à l'influence de la marée ou des variations de niveau des rivières, à la différence d'évapotranspiration entre le jour et la nuit, ou encore aux pulsations régulières de la pression atmosphérique. Une courbe du niveau d'eau des différents puits en fonction du temps, tracée sur un papier arithmétique, donnera les informations nécessaires à la correction des rabattements observés durant l'essai, à la condition qu'elle recouvre une période suffisamment longue avant le pompage et après la remontée.

Exemple

Comme exemple numérique, on a choisi l'essai de "Dalem" (voir Chapitre 3, Sect. 3 et 4 et Fig.21); les mesures corrigées sont celles du piézomètre situé à 400 m du puits de pompage. Ce piézomètre est à 1900 m de la Waal, qui subit l'influence de la marée de la Mer du Nord. Cette rivière est en relation hydraulique avec la nappe, et ses variations de niveau affectent donc les niveaux d'eau des piézomètres. En prenant dans le piézomètre des mesures durant quelques jours avant le pompage puis après la remontée, on a pu interpoler l'allure de la courbe de la marée souterraine. La partie supérieure de la Fig.61 montre cette courbe tracée par rapport à un niveau de référence, qui est le niveau juste au démarrage de l'essai. A 10 h 20, c'était la marée basse, et le niveau d'eau a chuté de 5 mm, compte non tenu du pompage. Cela signifie que le rabattement réel observé à ce moment-là était supérieur de 5 mm à ce qu'il aurait dû être si l'influence de la marée ne s'était pas faite sentir. On doit donc corriger ce rabattement en conséquence.

On lit pour cela le terme correctif à appliquer sur l'axe vertical de la courbe de la marée en fonction du temps. La partie inférieure de la Fig.61 montre la courbe de descente non corrigée et la courbe corrigée de l'influence de la marée. Il faut noter que l'on a utilisé des échelles verticales différentes dans les deux parties de la Fig.61. On emploie le même procédé pour corriger les données de chaque piézomètre avec, pour chacun d'eux, une courbe de la marée en fonction du temps, dont l'allure dépend de la distance du piézomètre à la rivière. Il est en effet évident que plus on s'approche de la rivière et plus l'influence de la marée sur les niveaux piézométriques est grande.

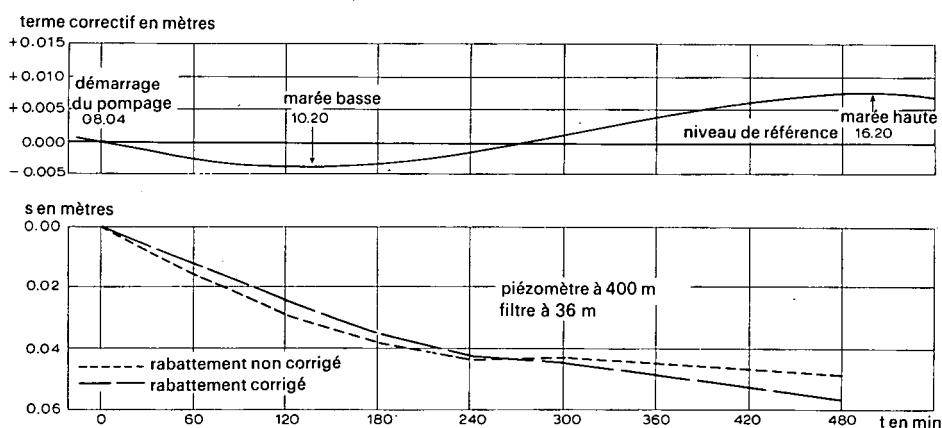


Fig.61. - Correction de la marée pour les mesures prises dans un piézomètre. La partie supérieure de la figure donne l'évolution de la marée dans la nappe au repos. Note: Les deux figures ont des échelles verticales différentes.

5.1.3 Fluctuations régulières non périodiques

Les fluctuations régulières non périodiques, dues par exemple aux changements de pression atmosphérique, peuvent aussi se détecter à l'aide d'un diagramme du niveau d'eau en fonction du temps, recouvrant la période avant le pompage. On prépare une courbe pression atmosphérique - niveau d'eau, qui permet la correction des rabattements observés.

L'influence du passage des trains entre également dans cette catégorie.

5.1.4 Fluctuation unique

En général, on ne peut pas corriger les rabattements mesurés durant un pompage d'essai lorsqu'ils sont perturbés par une fluctuation unique en son genre causée par exemple par un tremblement de terre, un train lourd ou la crue brutale d'une rivière en liaison hydraulique avec la nappe. Dans certains cas favorables, on peut tenir compte de telles fluctuations en extrapolant les mesures prises dans un piézomètre de contrôle situé hors de la zone d'influence du puits de pompage. Mais en général, les mesures prises au cours de l'essai sont alors sans valeur et l'essai doit être recommencé une fois la situation redevenue normale.

5.2 CONVERSION D'UNITES

Il n'existe, hélas, aucune règle sur les unités dans lesquelles on doit exprimer les propriétés hydrauliques et les caractéristiques d'un pompage d'essai. Par exemple, la transmissivité s'exprime en $1/\text{sec-m}$, m^2/jour , gallons U.S./jour-pied, gallons imp./jour-pied, etc. De plus, les observations de terrain sont souvent exprimées en unités différentes de celles du résultat final. Il est donc courant que l'on ait à convertir les unités entre elles durant l'interprétation d'un pompage d'essai.

On doit faire attention au fait qu'une valeur approximative ne doit pas devenir exacte. Par exemple: l'interprétation d'un pompage d'essai donne une transmissivité comprise entre 1 833 et 2 217 m^2/jour : on admet donc en conclusion que la transmissivité vaut à peu près 2 000 m^2/jour . Si l'on veut convertir cette unité en gallons U.S./jour-pied, on multiplie par 80,52 ($1 \text{ m}^2/\text{jour} = 80,52 \text{ gallons U.S./jour-pied}$) ce qui donne

$$2\,000 \text{ m}^2/\text{jour} = 161\,040 \text{ gal.U.S./jour-pied}$$

Mais,

$$2\,000 \text{ m}^2/\text{jour environ} = 160\,000 \text{ gal.U.S./jour-pied environ}$$

la valeur est comprise entre

$$147\,000 \text{ gal.U.S./jour-pied et } 178\,000 \text{ gal.U.S./jour-pied}$$

et non entre

$$147\,593,16 \text{ et } 178\,512,84 \text{ gal.U.S./jour-pied.}$$

Le Tableau 18 donne les coefficients de conversions correspondant à des unités fréquentes. Les coefficients qui ne sont pas donnés peuvent aisément se calculer. Par exemple:

Question: Combien vaut un coefficient de perméabilité de $230/1/\text{sec-m}^2$ exprimé en gal.U.S./jour-pied²?

Réponse:

$$1 \text{ l/sec-m}^2 = 1,000 \times 10^{-3} \text{ m/sec-m}^2 (=m/\text{sec})$$

$$1 \text{ m/sec} = 2,121 \times 10^{-3} \text{ gal.U.S./jour-pied}^2$$

où

$$1 \text{ l/sec-m}^2 = 1,000 \times 10^{-3} \times 2,121 \times 10^3 = 2,121 \text{ gal.U.S./jour-pied}^2$$

et

$$230 \text{ l/sec-m}^2 = 230 \times 2,121 = 487,8 \text{ gal.U.S./jour-pied}^2$$

TABLEAU 18. - COEFFICIENTS DE CONVERSION

Abbréviations: ft = pied; in = pouce; l = litre; Imp.gal. = gallon impérial;
U.S.gal. = gallon U.S.; h = heure

LONGUEUR	m	cm	ft	in
1 m	1,000	$1,000 \times 10^2$	3,281	39,37
1 cm	$1,000 \times 10^{-2}$	1,000	$3,281 \times 10^{-2}$	0,3937
1 ft	0,3048	30,48	1,000	12,00
1 in	$2,540 \times 10^{-2}$	2,540	$8,333 \times 10^{-2}$	1,000

INVERSE DES LONGUEURS	m^{-1}	cm^{-1}	ft^{-1}	in^{-1}
1 m^{-1}	1,000	$1,000 \times 10^{-2}$	0,3048	$2,540 \times 10^{-2}$
1 cm^{-1}	$1,0 \times 10^2$	1,000	30,48	2,540
1 ft^{-1}	3,281	$3,281 \times 10^{-2}$	1,000	$8,333 \times 10^{-2}$
1 in^{-1}	39,37	0,3937	12,00	1,000

AIRES	m^2	ft^2
1 m^2	1,000	10,76
1 ft^2	$9,290 \times 10^{-2}$	1,000

INVERSE DES AIRES	m^{-2}	ft^{-2}
1 m^{-2}	1,000	$9,290 \times 10^{-2}$
1 ft^{-2}	10,76	1,000

VOLUMES	m	l	Imp.gal.	U.S.gal.	ft^3
1 m^3	1,000	$1,000 \times 10^3$	$2,200 \times 10^2$	$2,642 \times 10^2$	35,32
1 l	$1,000 \times 10^{-3}$	1,000	0,2200	0,2642	$3,532 \times 10^{-2}$
1 Imp.gal.	$4,546 \times 10^{-3}$	4,546	1,000	1,200	0,1605
1 U.S.gal.	$3,785 \times 10^{-3}$	3,785	0,8326	1,000	0,1337
1 ft^3	$2,827 \times 10^{-2}$	28,27	6,229	7,480	1,000

TEMPS	jour	h	min	sec
1 jour	1,000	24,00	$1,440 \times 10^3$	$8,640 \times 10^4$
1 h	$4,167 \times 10^{-2}$	1,000	60,00	$3,600 \times 10^3$
1 min	$6,944 \times 10^{-4}$	$1,667 \times 10^{-2}$	1,000	60,00
1 sec	$1,157 \times 10^{-5}$	$2,777 \times 10^{-4}$	$1,667 \times 10^{-2}$	1,000

INVERSE DES TEMPS	$jour^{-1}$	h^{-1}	min^{-1}	sec^{-1}
1 $jour^{-1}$	1,000	$4,167 \times 10^{-2}$	$6,944 \times 10^{-4}$	$1,157 \times 10^{-5}$
1 h^{-1}	24,000	1,000	$1,667 \times 10^{-2}$	$2,777 \times 10^{-4}$
1 min^{-1}	$1,440 \times 10^3$	60,00	1,000	$1,667 \times 10^{-2}$
1 sec^{-1}	$8,640 \times 10^4$	$3,600 \times 10^3$	60,00	1,000

(Tableau 18. - Coefficients de conversion)

DEBITS	l/sec	m ³ /jour	m ³ /sec	Imp.gal./jour	U.S.gal./jour	ft ³ /jour
1 l/sec	1,000	86,40	$1,000 \times 10^{-3}$	$1,901 \times 10^4$	$2,282 \times 10^4$	$3,051 \times 10^3$
1 m ³ /h	0,2777	24,00	$2,777 \times 10^{-4}$	$5,279 \times 10^3$	$6,340 \times 10^3$	$8,476 \times 10^2$
1 m ³ /jour	$1,157 \times 10^{-2}$	1,000	$1,157 \times 10^{-5}$	$2,200 \times 10^2$	$2,642 \times 10^2$	35,32
1 m ³ /sec	$1,000 \times 10^3$	$8,640 \times 10^4$	1,000	$1,901 \times 10^7$	$2,282 \times 10^7$	$3,051 \times 10^6$
1 Imp.gal./jour	$5,262 \times 10^{-5}$	$4,546 \times 10^{-3}$	$5,262 \times 10^{-8}$	1,000	1,201	0,1605
1 U.S.gal./jour	$4,381 \times 10^{-5}$	$3,785 \times 10^{-3}$	$4,381 \times 10^{-8}$	0,8327	1,000	0,1337
1 ft ³ /jour	0,3277	$2,832 \times 10^{-2}$	$3,277 \times 10^{-7}$	6,229	7,481	1,000

COEFFICIENT DE PERMEABILITE	m/jour	m/sec	cm/h	Imp.gal./jour-ft ²	U.S.gal./jour-ft ²	Imp.gal./min-ft ²	U.S.gal./min-ft ²
1 m/jour	1,000	$1,157 \times 10^{-5}$	4,167	20,44	24,54	$1,419 \times 10^{-2}$	$1,704 \times 10^{-2}$
1 m/sec	$8,640 \times 10^4$	1,000	$3,600 \times 10^5$	$1,766 \times 10^6$	$2,121 \times 10^6$	$1,226 \times 10^3$	$1,472 \times 10^3$
1 cm/h	0,2400	$2,777 \times 10^{-6}$	1,000	4,905	5,890	$3,406 \times 10^{-3}$	$4,089 \times 10^{-3}$
1 Imp.g./j.-ft ²	$4,893 \times 10^{-2}$	$5,663 \times 10^{-7}$	0,2039	1,000	1,201	$6,944 \times 10^{-4}$	$8,339 \times 10^{-4}$
1 U.S.g./j.-ft ²	$4,075 \times 10^{-2}$	$4,716 \times 10^{-7}$	0,1698	0,8327	1,000	$5,783 \times 10^{-4}$	$6,944 \times 10^{-4}$
1 Imp.g./m.-ft ²	70,46	$8,155 \times 10^{-2}$	$2,936 \times 10^2$	$1,440 \times 10^3$	$1,729 \times 10^3$	1,000	1,201
1 U.S.g./m.-ft ²	58,67	$6,791 \times 10^{-2}$	$2,445 \times 10^2$	$1,195 \times 10^3$	$1,440 \times 10^3$	0,8326	1,000

TRANSMISSIVITE	m ² /jour	m ² /sec	Imp.gal./jour-ft	U.S.gal./jour-ft	Imp.gal./min-ft	U.S.gal./min-ft
1 m ² /jour	1,000	$1,157 \times 10^{-5}$	67,05	80,52	$4,656 \times 10^{-2}$	$5,592 \times 10^{-2}$
1 m ² /sec	$8,64 \times 10^4$	1,000	$5,793 \times 10^6$	$6,957 \times 10^6$	$4,023 \times 10^3$	$4,831 \times 10^3$
1 Imp.g./j.-ft	$1,491 \times 10^{-2}$	$1,726 \times 10^{-7}$	1,000	1,201	$6,944 \times 10^{-4}$	$8,339 \times 10^{-4}$
1 U.S.g./j.-ft	$1,242 \times 10^{-2}$	$1,437 \times 10^{-7}$	0,8326	1,000	$5,783 \times 10^{-4}$	$6,944 \times 10^{-4}$
1 Imp.g./m.-ft	21,48	$2,486 \times 10^{-4}$	$1,440 \times 10^3$	$1,729 \times 10^3$	1,000	1,201
1 U.S.g./m.-ft	17,88	$2,070 \times 10^{-4}$	$1,199 \times 10^3$	$1,440 \times 10^3$	0,8326	1,000

Abréviations: j. = jour; m. = min.

BIBLIOGRAPHIE

- ABU-ZIED, M.A. et V.H.SCOTT. 1963. Non-steady flow for wells with decreasing discharges. Proc.Am.Soc.Civ.Eng., vol.89, HY 3:119-132.
- ANONYME. 1964. Steady flow of groundwater towards wells. La Haye. 179 p. Proc. Comm.Hydrol.Res.TNO, 10.
- ARON, G. et V.H.SCOTT. 1965. Simplified solutions for decreasing flow in wells. Proc.Am.Soc.Civ.Eng., vol.91, HY 5:1-12.
- BOULTON, N.S. 1963. Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. Proc.Inst.Civ.Eng., vol.26:469-482.
- BOULTON, N.S. 1964. Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage: a discussion. Proc.Inst.Civ.Eng.28:603-610.
- BRUGGEMAN, G.A. 1966. Analyse van de bodemconstanten in een grondpakket, bestaande uit twee of meer watervoerende lagen gescheiden door semi-permeabele lagen. Rapport scientifique non publié.
- CHOW, V.T. 1952. On the determination of transmissivity and storage coefficients from pumping test data. Am.Geophys.Union Trans.33:397-404.
- COOPER, H.H. et C.E.JACOB. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. Am.Geophys.Union Trans.27:526-534.
- DARCY, H. 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dyon. V.Dalmont, Paris, 647 p.
- DAVIS, S.N. et R.J.M.DE WIEST. 1966. Hydrogeology. John Wiley and Sons, New York, 463 p.
- DE GLEE, G.J. 1930. Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten. Thèse. J.Waltman, Delft (Hollande). 175 p.
- DE GLEE, G.J. 1951. Berekeningsmethoden voor de winning van grondwater. Dans: Drinkwatervoorziening. 3e Vacantie cursus, p.38-80. Moorman's periodieke pers. La Haye (Hollande).
- DE RIDDER, N.A. et K.E.WIT. 1965. A comparative study on the hydraulic conductivity of unconsolidated sediments. J.Hydrology 3:180-206.
- DE WIEST, R.J.M. 1967. Geohydrology. John Wiley and Sons, New York, 366 p.
- DIETZ, D.N. 1943. De toepassing van invloedsfuncties bij het berekenen van de verlaging van het grondwater tengevolge van wateronttrekking. Water 27,6:51-54.

- DUPUIT, J. 1863. Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2ème édition. Dunod, Paris, 304 p.
- ERNST, L.F., N.A.DE RIDDER et J.J.DE VRIES. 1970. The geohydrology of East Gelderland (Netherlands). Geol.en Mijnbouw, 49(6):457-488.
- FERRIS, J.G. et al. 1962. Theory of aquifer tests. U.S.Geol.Survey, Water Supply Paper 1536-E, 174 p.
- GOSSELIN, M. 1951. L'inventaire des ressources hydrauliques de la Tunisie. Ann. Ponts Chaussées 121:665-763.
- HANTUSH, M.S. 1956. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. Am. Geophys.Union Trans. 37:702-714.
- HANTUSH, M.S. 1959. Analysis of data from pumping wells near a river. J.Geophys. Res.64:1921-1932.
- HANTUSH, M.S. 1960. Modification of the theory of leaky aquifers. J.Geophys.Res. 65:3713-3725.
- HANTUSH, M.S. 1962. Aquifer tests on partially penetrating wells. Am.Soc.Civ. Eng.Trans.127:284-308, part I.
- HANTUSH, M.S. 1962 a. Drawdown around a partially penetrating well. Am.Soc.Civ. Eng.Trans.127:268-283, part I.
- HANTUSH, M.S. 1964. Hydraulics of wells. In:V.T.Chow (ed.), Advances in Hydro-science I:281-432. Academic Press, New York, London.
- HANTUSH, M.S. 1964 a. Drawdown around wells of variable discharge. J.Geophys.Res. 69:4221-4235.
- HANTUSH, M.S. 1965. Wells near streams with semi-pervious beds. J.Geophys.Res. 70:2829-2838.
- HANTUSH, M.S. 1966. Analysis of data from pumping tests in anisotropic aquifers. J.Geophys.Res.71:421-426.
- HANTUSH, M.S. 1967. Flow to wells in aquifers separated by a semi-pervious layer. J.Geophys.Res.72:1709-1720.
- HANTUSH, M.S. et C.E.JACOB. 1955. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. Am.Geophys.Union Trans.36:95-100.
- HANTUSH, M.S. et R.G.THOMAS. 1966. A method for analyzing a drawdown test in anisotropic aquifers. Water Resources Res.2:281-285.

- HUISMAN, L. et J.KEMPERMAN. 1951. Bemaling van spanningsgrondwater. De Ingenieur 62:B.29-B.35.
- HURR, T.R. 1966. A new approach for estimating transmissivity from specific capacity. Water Resources Res.2:657-664.
- JACOB, C.E. 1940. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. Am.Geophys. Union Trans.72:574-586, part II.
- JACOB, C.E. 1963. Correction of drawdowns caused by a pumped well tapping less than the full thickness of an aquifer. In: Bentall, R. (ed.): Methods of determining permeability, transmissibility and drawdown. U.S.Geol.Survey, Water Supply Paper 1536-I:272-282.
- JACOB, C.E. et S.W.LOHMAN. 1952. Non-steady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer. Am.Geophys.Union Trans.33:559-569.
- JAHNKE, E. et F.EMBDE. 1945. Tables of functions with formulas and curves. Dover Publ., New York, 306 p.
- JAVANDEL, I. et P.A.WITHERSPOON. 1968. Application of the finite element method to transient flow in porous media. J.Soc.Pet.Eng.Sept: p.241.
- JAVANDEL, I. et P.A.WITHERSPOON. 1969. A method of analyzing transient flow in multilayered aquifers. Water Resources Res.5:856-869.
- JOHNSON, E.E. 1966. Groundwater and Wells. E.E.Johnson, Inc., Saint Paul, Minn., 440 p.
- LOGAN, J. 1964. Estimating transmissibility from routine production tests of waterwells. Groundwater 2, 1:35-37.
- MUSKAT, M. 1937. The flow of homogeneous fluids through porous media. McGraw Hill Book Co., New York, 763 p.
- NEUMAN, S.P. et P.A.WITHERSPOON. 1969 a. Theory of flow in a confined two-aquifer system. Water Resources Res.5:803-816.
- NEUMAN, S.P. et P.A.WITHERSPOON. 1969 b. Applicability of current theories of flow in leaky aquifers. Water Resources Res.5:817-829.
- PAPADOPULOS, I.S. et H.H.COOPER jr. 1967. Drawdown in a well of large diameter. Water Resources Res.3:241-244.
- PRICKET, T.A. 1965. Type-curve solution to aquifer tests under water-table conditions. Groundwater 3,3:5-14.

- SCHOELLER, H. 1962. Les eaux souterraines. Masson & Cie., Paris, 642 p. ,
- STERNBERG, Y.M. 1967. Transmissibility determination from variable discharge pumping tests. Groundwater 5, 4:27-29.
- STERNBERG, Y.M. 1968. Simplified solution for variable rate pumping test. Proc.Am. Soc.Civ.Eng.94:177-180, HY 1.
- THEIS, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Am.Geophys.Union Trans.16:519-524.
- THIEM, A. 1870. Die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergallerien. J.f.Gasbel.& Wasservers. 14:450-567.
- THIEM, G. 1906. Hydrologische Methoden. Gebhardt, Leipzig, 56 p.
- TODD, K. 1959. Groundwater Hydrology. John Wiley & Sons, New York, 336 p.
- WALTON, W.C. 1962. Selected analytical methods for well and aquifer evaluation. Illinois State Water Survey Bull.49. 81 p.
- ZANGAR, C.N. 1953. Theory and problems of water percolation. Engineering Monographs 8, U.S.Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 76 p.

BIBLIOGRAPHIE COMPLEMENTAIRE

PUBLICATIONS MODERNES EN LANGUE FRANÇAISE

Par Mme J. Forkasiewicz et J. Margat
B.R.G.M., Service Géologique national, France

- BERKALOFF, E. 1960. Essais de détermination des transmissivités hydrauliques de la nappe de la craie. Ann.Soc.Géol.Nord 80:241. C.R.colloque craie AIH.
- BERKALOFF, E. 1961. Note sur l'extension d'emploi des formules de Theis dites "de non équilibre pour nappes captives" au cas particulier des nappes libres dans la craie. Bull.B.R.G.M. 3:1-9.
- BERKALOFF, E. 1962. Exploitation des puits. Cas particulier des nappes libres dans la craie. Assoc.int.hydrogéol.Athènes. Mém.AIH 5(1964):23-28.
- BERKALOFF, E. 1970. Interprétation des pompages d'essai. Cas des nappes captives avec une strate conductrice d'eau privilégiée. Bull.B.R.G.M. III(Hydrogéologie) 1:33-54.
- BESBES, M. 1971. Les pertes de charge dans les forages. Application à la détermination des transmissivités par essais de pompage de courte durée. Ressources en eau de Tunisie, Div.ressources en eau (Tunis) 1:15-100.
- BONNET, M. 1970. Critique de la notion d'essai de puits. Bull.B.R.G.M. III(Hydrogéologie 1:9-16.
- BONNET, M., P.UNGEMACH, et P.SUZANNE. 1967. Interprétation des essais de pompage en régime transitoire. L'effet de puits et la post-production. C.R.86ème congrès Assoc.fr.avanc.sc.Bordeaux 1967, Chronique d'hydrogéologie 12:113-126. B.R.G.M.Paris 1969.
- BREMOND, R., I.CHERET, C.PARSY. 1961. Mesures piézométriques et essais de pompage dans les nappes souterraines. Publ.Serv.hydraulique A.D.F./F.I.D.E.S.
- BREMOND, R. 1965. Contribution à l'interprétation des mesures de débit et de rabattement dans les eaux souterraines. Paris, Gauthier-Villars.
- CASTANY, G. 1963. Traité pratique des eaux souterraines. Chap.16. Etude expérimentale des nappes par les essais de pompage dans les puits et forages, p.349-410. Paris, Dunod.
- DE CAZENOVE, E. 1973. Essais de réception des puits. T.S.M.-L'eau 4 et 5 (av.et mai 1973):125-137, 181-196.

- DE GELIS, E. 1956. Eléments d'hydraulique souterraine. Notes et mém.Serv.géol. Maroc. Rabat. 84 p.
- DEGALLIER, R. 1969. Application de la méthode de Dagan à une nappe libre anisotrope pénétrée partiellement. C.R.Congrès nat.hydrogéol., H.Schoeller, Bordeaux. Mém.B.R.G.M.76:241-256.
- DEMASSEUX, L. 1970. Tentative d'interprétation des essais de pompage en période transitoire et en régime influencé. Bull.B.R.G.M. III(Hydrogéologie) 1:29-32.
- EMSELLEM, Y. 1965. Interprétation des essais de débit par la méthode d'identification. Ann.des Mines, Paris, juin 1965.
- FORKASIEWICZ, J. 1970. Programmation des pompages d'essai appliqués à l'évaluation des paramètres des couches aquifères. Bull.B.R.G.M. III(Hydrogéologie) 1:59-66
- HOUPEURT, A. 1958. Eléments de mécanique des fluides dans les milieux poreux. Chap.XIV. Etude des remontées de pression. Paris, Technip.
- JAIN, C., A.LAGARDE, P.CHAUMET, et Y.EMSELLEM. 1967. Interprétation des essais de pompage dans les aquifères multistrates. C.R.86ème congrès Assoc.fr.avanc. sc.Bordeaux 1967. Chronique d'hydrogéologie 12:19-30. B.R.G.M., Paris 1969.
- POUCHAN, P. 1959. Etude de nappes à l'aide du régime transitoire. Trav.Lab.géol. Fac.Sc.Bordeaux, II, 85 p.
- ROGNON, P. 1965. Interprétation d'un essai de pompage dans un puits situé à proximité d'une rivière. L'eau, Paris, 52, 9:434-438.
- SCHNEEBELI, G. 1966. Hydraulique souterraine. Chap.IX. Mesures de perméabilité, p.329-354. Paris, Eyrolles.
- UNGEMACH, P., ROGNON, P. 1970. Remarques concernant l'exploitation des séquences cycliques de pompage. Bull.B.R.G.M. III(Hydrogéologie) 1:17-28.

INDEX ALPHABETIQUE

- A**
- Aquifères, classification 1.2
 - , stratification 2.1.6.2
 - anisotropes 4.2
 - bicouches 4.8
 - en biseau 4.3
 - inclinés 4.4
 - isotropes 3
 - limités 4.1
 - à nappe captive 1.2.2
 - - libre 1.2.1
 - - semi-captive 1.2.3
 - - semi-libre 1.2.4
 - pénétration partielle 4.6.1
- Aron voir Méthode*
- B**
- Bessel voir Fonction de Bessel*
- Boulton voir Indice de retard, Méthode*
- Bruggeman voir Méthode*
- C**
- Charge hydraulique 1.1
- Chow voir Méthode*
- Coefficient d'emmagasinement
- - immédiat 1.3.2; 3.5.1
 - - retardé 1.3.5; 3.5.1
- Coefficient de perméabilité 1.1
- - des aquifères anisotropes 4.2.1
- Cône de dépression, point culminant 4.4.1.1
- Cooper voir Méthode*
- Crépine, longueur 2.1.5.1; 2.1.6.2
- Cuve (méthode) 2.2.1.2
- D**
- Danaïde (méthode) 2.2.1.2
- Darcy voir Loi de Darcy, Vitesse de Darcy*
- De Glee voir Méthode*
- Débit de l'écoulement, définition 1.1
- - retardé 1.2.1; 3.5
- Débit de pompage
- - , variation continue 4.5.2
 - - d'un puits jaillissant 4.10.1.1
 - - variable 4.5
- Dietz voir Méthode*
- Drainance, facteur 4.2.2.1; 1.3.4
- , paramètre inverse 1.3.3
- Dupuit voir Méthode*
- E**
- Écoulement, équations 1.4
- , régime permanent 1.4.1; 3.1; 3.3
 - , régime transitoire 1.4.2; 3.2; 3.4
 - , vitesse 1.1
 - dans les aquifères limités 4.1
- Égouttement, facteur 1.3.5
- Ernst voir Méthode*
- Essai de nappe, choix du site 2.1.4
- - , considérations générales 2.1.1
- Essai de puits, considérations générales 2.1.1
- F**
- Facteur de drainance 1.3.4; 4.2.2.1
- d'égouttement 1.3.5
- Fluctuations, influence sur le rabattement 5.1

Fonction de Bessel	3.5.1
- - modifiée	4.6.1.3
- de Green	4.1.1.1
- de Hankel	4.6.1.3
- de puits de Theis	3.2; 3.4

Frontière rectiligne d'alimentation	4.1.1; 4.1.2
--	--------------

G

Gosselin voir Méthode

Gradient hydraulique	1.1
----------------------	-----

Green voir Fonction de Green

H

Hankel voir Fonction de Hankel

Hantush voir Méthode

I

Indice de retard de Boulton	1.3.5; 3.5.1
--------------------------------	--------------

J

Jacob voir Méthode

Jacob-Lohman voir Méthode

Jet d'eau (mesure du débit de pompage)	2.2.1.2
---	---------

K

Kemperman voir Méthode

L

Limite d'injection hydraulique	4.1.2.2
--------------------------------	---------

Limites d'alimentation	4.1
------------------------	-----

Logan voir Méthode

Loi de Darcy	1.1
--------------	-----

M

Marée, influence	3.3
------------------	-----

Mesure du débit de pompage	2.2.1.2
----------------------------	---------

- durant la descente	2.2.1.1
----------------------	---------

- des niveaux d'eau	2.2.1.1
---------------------	---------

Méthode Aron-Scott	4.5.2.1
--------------------	---------

- Boulton	3.5.1
-----------	-------

- Bruggeman	4.8.1.2
-------------	---------

- Chow	3.2.2
--------	-------

- Cooper-Jacob	4.5.1.1
----------------	---------

Méthode de correction de pénétration partielle	4.6
---	-----

Méthode De Glee	3.3.1
-----------------	-------

- Dietz	4.1.1.1
---------	---------

- Gosselin	4.9.1.2
------------	---------

Méthode Hantush pour les aquifères anisotropes	4.2.1; 4.2.2
---	--------------

- - - en biseau	4.3.1.1
-----------------	---------

- - - inclinés	4.4.2.1
----------------	---------

- - - isotropes	3.4.2; 3.4.3; 3.4.4
-----------------	---------------------

Méthode Hantush pour la pénétration partielle	4.6.3.1
--	---------

- - - , modifications	4.6.4
-----------------------	-------

Méthode Hantush-Jacob	3.3.2
-----------------------	-------

- Hantush-Thomas	4.2.1.2
------------------	---------

- Huisman	4.6.1.1; 4.6.1.2; 4.6.2.1
-----------	---------------------------

- Huisman-Kemperman	4.8.1.1
---------------------	---------

- Hurr	4.9.4.1; 4.9.5.1
--------	------------------

- de l'image de Hantush	4.1.2.2
-------------------------	---------

- Jacob	3.2.3; 4.6.1.3; 4.6.4.2
---------	-------------------------

- Jacob-Lohman	4.10.1.1
----------------	----------

- Logan	4.9.1.1; 4.9.2.1
---------	------------------

- Papadopulos-Cooper	4.7.1.1
----------------------	---------

- du point culminant	4.4.1.1
----------------------	---------

Méthode de la remontée de Sternberg	4.5.2.3
--	---------

- - de Theis	3.2.4
--------------	-------

Méthode Stallman	4.1.2.1	Piézomètres	2.1.6
- Sternberg	4.5.2.2	- , distance	2.1.6.2
- Theis	3.2.1; 3.5.1; 4.6.4.1	- , interprétation des données	2.3
- Thiem	3.1.1; 3.3.3	- , nombre	2.1.6.1
- Thiem-Dupuit	3.6.1	- , profondeur	2.1.6.3
- Walton	3.4.1	- , procédés de mesure	2.2.1
- Zangar	4.9.3.1	Point culminant, méthode	4.4.1.1
Méthodes d'approximation	4.9	- - du cône de dépression	4.4.1.1
Méthodes de calcul des propriétés hydrauliques	4.10.1	Point d'inflexion	4.1.2.2
Méthodes d'interprétation des pompages d'essai	3; 4	Pompages d'essai, but	2.1.1
- - - - , critique	3.2.5; 3.4.5	- - , durée de pompage	2.2.2
- - - - , récapitulation	3.7; 4.10	- - , études préalables	2.1.2
N		- - , interprétation des données	2.3
Nappe, catégories	1.2; 2.1.6.2	- - , méthodes d'interprétation	3
- , propriétés hydrauliques	1.3	- - , procédés de mesure	2.2.1
- , reconnaissance	2.3.1	- - , puits à grand diamètre	4.7
- à débit retardé	1.2.1	- - , rédaction du rapport	2.3.3
Niveau d'eau, mesure dans les piézomètres	2.2.1.1	Pompages par paliers	4.5.1
- libre	1.1; 1.2.1	Pompe, installation dans le puits d'essai	2.1.5.2
- phréatique	1.1; 1.2.1	Porosité efficace	1.3.2
- piézométrique	1.1; 1.2.1	Puits d'essai, construction	2.1.5
O		- - , mesure de niveau d'eau	2.2.1.1
Orifice en mince paroi	2.2.1.2	Puits de grand diamètre	4.7
P		- image	4.1
<i>Papadopulos voir Méthode</i>		- d'injection	4.1
Paramètre inverse de drainance	1.3.3	- jaillissant	4.10
Pénétration partielle	4.6	R	
Perméabilité de l'aquifère	2.1.6.2	Rabattement, équation	3.4
- - , coefficient	1.1	- , influences extérieures	5.1
		- constant	4.10
		- du piézomètre	2.3.1
		- résiduel	3.2.4
		- de la surface libre	3.3.3

Régime permanent, aquifères bicouches	4.8.1
- - , aquifères inclinés	4.4.1
- - , aquifères isotropes	3.1;3.3;3.6
- - , aquifères limités	4.1.1
- - , aquifères à pénétration partielle	4.6.1; 4.6.2; 4.6.3
- - , définition	1.4.1
Régime transitoire, aquifères anisotropes	4.2.1; 4.2.2
- - , aquifères en biseau	4.3.1
- - , aquifères inclinés	4.4.2
- - , aquifères isotropes	3.2; 3.4; 3.5; 3.7
- - , aquifères limités	4.1.2
- - , aquifères à pénétration partielle	4.6.4
- - , définition	1.4.2
- - , puits de grand diamètre	4.7.1
Remontée de l'eau, mesure	3.2.4
- - , méthode de Sternberg	4.5.2.3
- - , méthode de Theis	3.2.4
Résistance à l'écoulement vertical	1.3.3
- hydraulique verticale	1.3.3

S

Scott voir Méthode

Stallman voir Méthode

Sternberg voir Méthode, Remontée de l'eau

Surface libre voir Niveau libre

T

Theis voir Fonction de puits, Méthode, Remontée de l'eau

Thiem voir Méthode

Thomas voir Méthode

Transmissivité de la nappe, définition 1.3.1

- - , méthodes d'approximation 4.9

V

Vitesse de Darcy 1.1

- de l'écoulement 1.1

W

Walton voir Méthode

Z

Zangar voir Méthode

ANNEXES

INTRODUCTION

Les annexes suivantes sont les tables des fonctions mathématiques rencontrées au cours des méthodes d'interprétation décrites dans les Chapitres 3 et 4.

Toutes les tables n'ont pas le même degré de précision. Les tables des fonctions que l'on utilise sous forme de courbes types sont plus simples que celles avec lesquelles on doit faire des calculs en choisissant certaines valeurs.

Dans certaines tables, un nombre est suivi d'un chiffre entre parenthèses. Le chiffre est la puissance de dix par laquelle le nombre est multiplié; par. ex. $2.73 (-3) = 0.00273$.

Les nombres sont inscrits sous la forme anglo-saxonne. Pour les convertir, il faut remplacer les points par des virgules; par ex. 2.73 doit être remplacé par 2,73. (N.d.T.)

RAPPEL DE LA LISTE DES ANNEXES

PAGE	ANNEXE	TITRE	CHAPITRE	SECTION	AUTEUR	DATE
199	I	Table des valeurs de $W(u)$ correspondant aux valeurs de u et de $1/u$	3	2.1	Walton	1962
199	II	Tables des valeurs correspondantes de u , $W(u)$ et $F(u)$	3	2.2		
200	III	Table des fonctions e^x , e^{-x} , $K_0(x)$ et $e^{xK_0}(x)$			Hantush	1956
201	IV	Table des valeurs de $W(u, r/L)$. On peut trouver une table plus étendue chez Hantush (1956) et Walton (1962)	4			
202	V	Table des valeurs de $W(u_A, r/B)$ et $W(u_Y, r/B)$	3	5	Boulton	1963
203	VI A	Valeurs de $W(\beta^2 u)$	4	1.2.1		
204	VI B	Valeurs de $W_R(u, \beta) = W(u) - W(\beta^2 u)$	4	1.2.1		
204	VI C	Valeurs de $W_B(u, \beta) = W(u) + W(\beta^2 u)$	4	1.2.1		
205	VII	Table des valeurs correspondantes de β , u_p , $W(u, \beta)$ et $f(\beta)$	4	1.2.2	Hantush	1959
205	VIII	Table des valeurs de $\varepsilon = f(P, e)$	4	6.1.2	Anonyme	1964
206	IX	Table des valeurs de $M(u, \beta)$	4	6.4.1	Hantush	1962
208	X	Table des valeurs de $F(u_w, \beta)$	4	7.1.1	Papadopoulos Cooper	1967
208	XI	Table des valeurs de $uW(u)$	4	9.4		

ANNEXE I. TABLE DES VALEURS DE W(u) CORRESPONDANT AUX VALEURS DE u ET DE 1/u
(Voir Chapitre 3, Section 2.1; WALTON, 1962)

1/u =		n	n(1)	n(2)	n(3)	n(4)	n(5)	n(6)	n(7)	n(8)	n(9)	n(10)	
n	N	u =	N	N(-1)	N(-2)	N(-3)	N(-4)	N(-5)	N(-6)	N(-7)	N(-8)	N(-9)	N(-10)
1.000	1.0	W(u)=	2.194(-1)	1.823	4.038	6.332	8.633	1.094(1)	1.324(1)	1.554(1)	1.784(1)	2.015(1)	2.245(1)
0.833	1.2		1.584(-1)	1.660	3.858	6.149	8.451	1.075(1)	1.306(1)	1.536(1)	1.766(1)	1.996(1)	2.227(1)
0.666	1.5		1.000(-1)	1.465	3.637	5.927	8.228	1.053(1)	1.283(1)	1.514(1)	1.744(1)	1.974(1)	2.204(1)
0.500	2.0		4.890(-2)	1.223	3.355	5.639	7.940	1.024(1)	1.255(1)	1.485(1)	1.715(1)	1.945(1)	2.176(1)
0.400	2.5		2.491(-2)	1.044	3.137	5.417	7.717	1.002(1)	1.232(1)	1.462(1)	1.693(1)	1.923(1)	2.153(1)
0.333	3.0		1.305(-2)	9.057(-1)	2.959	5.235	7.535	9.837	1.214(1)	1.444(1)	1.674(1)	1.905(1)	2.135(1)
0.286	3.5		6.970(-3)	7.942(-1)	2.810	5.081	7.381	9.683	1.199(1)	1.429(1)	1.659(1)	1.889(1)	2.120(1)
0.250	4.0		3.779(-3)	7.024(-1)	2.681	4.948	7.247	9.550	1.185(1)	1.415(1)	1.646(1)	1.876(1)	2.106(1)
0.222	4.5		2.073(-3)	6.253(-1)	2.568	4.831	7.130	9.432	1.173(1)	1.404(1)	1.634(1)	1.864(1)	2.094(1)
0.200	5.0		1.148(-3)	5.598(-1)	2.468	4.726	7.024	9.326	1.163(1)	1.393(1)	1.623(1)	1.854(1)	2.084(1)
0.166	6.0		3.601(-4)	4.544(-1)	2.295	4.545	6.842	9.144	1.145(1)	1.375(1)	1.605(1)	1.835(1)	2.066(1)
0.142	7.0		1.155(-4)	3.738(-1)	2.151	4.392	6.688	8.990	1.129(1)	1.360(1)	1.590(1)	1.820(1)	2.050(1)
0.125	8.0		3.767(-5)	3.106(-1)	2.027	4.259	6.555	8.856	1.116(1)	1.346(1)	1.576(1)	1.807(1)	2.037(1)
0.111	9.0		1.245(-5)	2.602(-1)	1.919	4.142	6.437	8.739	1.104(1)	1.334(1)	1.565(1)	1.795(1)	2.025(1)

ANNEXE II. TABLES DES VALEURS CORRESPONDANTES DE u, W(u) ET F(u)
(Voir Chapitre 3, Section 2.2)

u	W(u)	F(u)	u	W(u)	F(u)	u	W(u)	F(u)
5	1.14(-3)	7.34(-2)	9(-2)	1.92	9.13(-1)	9(-4)	6.44	
4	3.78(-3)	8.98(-2)	8(-2)	2.03	9.56(-1)	8(-4)	6.55	
3	1.30(-2)	1.17(-1)	7(-2)	2.15	1.00	7(-4)	6.69	
2	4.89(-2)	1.57(-1)	6(-2)	2.30	1.06	6(-4)	6.84	
1	2.19(-1)	2.59(-1)	5(-2)	2.47	1.13	5(-4)	7.02	
			4(-2)	2.68	1.21	4(-4)	7.25	
9(-1)	2.60(-1)	2.76(-1)	3(-2)	2.96	1.33	3(-4)	7.53	
8(-1)	3.11(-1)	3.01(-1)	2(-2)	3.35	1.49	2(-4)	7.94	
7(-1)	3.74(-1)	3.27(-1)	1(-2)	4.04	1.77	1(-4)	8.63	F(u)=
6(-1)	4.54(-1)	3.60(-1)						
5(-1)	5.60(-1)	4.01(-1)	9(-3)	4.14	1.82	9(-5)	8.74	= $\frac{W(u)}{2.30}$
4(-1)	7.02(-1)	4.55(-1)	8(-3)	4.26	1.87	8(-5)	8.86	
3(-1)	9.06(-1)	5.32(-1)	7(-3)	4.39	1.92	7(-5)	8.99	
2(-1)	1.22	6.47(-1)	6(-3)	4.54	1.99	6(-5)	9.14	
1(-1)	1.82	8.74(-1)	5(-3)	4.73	2.07	5(-5)	9.33	
			4(-3)	4.95	2.16			
			3(-3)	5.23	2.28			
			2(-3)	5.64	2.46			
			1(-3)	6.33	2.75			

ANNEXE IV. TABLE DES VALEURS DE $W(u, r/L)$.
(Voir Chapitre 3, Section 4; HANTUSH, 1956)[†]

u	1/u	r/L	0	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0		∞	1.08(1)	9.44	8.06	7.25	6.67	6.23	5.87	5.56	5.29	5.06	
1(-6)	1.00(6)	1.32(1)											
2(-6)	5.00(5)	1.25(1)											
4(-6)	2.50(5)	1.18(1)	1.07(1)										
6(-6)	1.66(5)	1.14(1)	1.06(1)										
8(-6)	1.25(5)	1.12(1)	1.05(1)	9.43									
1(-5)	1.00(5)	1.09(1)	1.04(1)	9.42									
2(-5)	5.00(4)	1.02(1)	9.95	9.30									
4(-5)	2.50(4)	9.55	9.40	9.01	8.03								
6(-5)	1.66(4)	9.14	9.04	8.77	7.98	7.24							
8(-5)	1.25(4)	8.86	8.78	8.57	7.91	7.23							
1(-4)	1.00(4)	8.63	8.57	8.40	7.84	7.21							
2(-4)	5.00(3)	7.94	7.91	7.82	7.50	7.07	6.62	6.22	5.86				
4(-4)	2.50(3)	7.25	7.23	7.19	7.01	6.76	6.45	6.14	5.83	5.55			
6(-4)	1.66(3)	6.84	6.83	6.80	6.68	6.50	6.27	6.02	5.77	5.51	5.27	5.05	
8(-4)	1.25(3)	6.55		6.52	6.43	6.29	6.11	5.91	5.69	5.46	5.25	5.04	
1(-3)	1.00(3)	6.33		6.31	6.23	6.12	5.97	5.80	5.61	5.41	5.21	5.01	
2(-3)	5.00(2)	5.64		5.63	5.59	5.53	5.45	5.35	5.24	5.12	4.89	4.85	
4(-3)	2.50(2)	4.95		4.94	4.92	4.89	4.85	4.80	4.74	4.67	4.59	4.51	
6(-3)	1.66(2)	4.54			4.53	4.51	4.48	4.45	4.40	4.36	4.30	4.24	
8(-3)	1.25(2)	4.26			4.25	4.23	4.21	4.19	4.15	4.12	4.08	4.03	
1(-2)	1.00(2)	4.04			4.03	4.02	4.00	3.98	3.95	3.92	3.89	3.85	
2(-2)	5.00(1)	3.35				3.34	3.34	3.33	3.31	3.30	3.28	3.26	
4(-2)	2.50(1)	2.68					2.67	2.67	2.66	2.65	2.65	2.64	
6(-2)	1.66(1)	2.29							2.28	2.28	2.27	2.27	
8(-2)	1.25(1)	2.03							2.02	2.01	2.01	2.01	
1(-1)	1.00(1)	1.82								1.81	1.81	1.81	
2(-1)	5.00(1)	1.22										1.22	
4(-1)	2.50(1)	7.02(-1)											7.00(-1)
6(-1)	1.66(1)	4.54(-1)											
8(-1)	1.25(1)	3.11(-1)											

[†] On peut trouver une table plus étendue chez Hantush (1956) et Walton (1962)

(ANNEXE IV. (cont.))

u	1/u	r/L	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
0		∞		4.85	3.50	2.74	2.23	1.55	1.13
1(-4)	1.00(4)		8.63						
2(-4)	5.00(3)		7.94						
4(-4)	2.55(3)		7.25						
6(-4)	1.66(3)		6.84						
8(-4)	1.25(3)		6.55	4.84					
						W(u, r/L) = W(0, r/L)			
1(-3)	1.00(3)		6.33	4.83					
2(-3)	5.00(2)		5.64	4.71					
4(-3)	2.50(2)		4.95	4.42	3.48				
6(-3)	1.66(2)		4.54	4.18	3.43				
8(-3)	1.25(2)		4.26	3.98	3.36	2.73			
1(-2)	1.00(2)		4.04	3.81	3.29	2.71	2.22		
2(-2)	5.00(1)		3.35	3.24	2.95	2.57	2.18		
4(-2)	2.50(1)		2.68	2.63	2.48	2.27	2.02	1.52	
6(-2)	1.66(1)		2.29	2.26	2.17	2.02	1.84	1.46	1.11
8(-2)	1.25(1)		2.03	2.00	1.93	1.83	1.69	1.39	1.08
1(-1)	1.00(1)		1.82	1.80	1.75	1.67	1.56	1.31	1.05
2(-1)	5.00		1.22	1.21	1.19	1.16	1.11	9.96(-1)	8.58(-1)
4(-1)	2.50		7.02(-1)	7.00(-1)	6.93(-1)	6.81(-1)	6.65(-1)	6.21(-1)	5.65(-1)
6(-1)	1.66		4.54(-1)	4.53(-1)	4.50(-1)	4.44(-1)	4.36(-1)	4.15(-1)	3.87(-1)
8(-1)	1.25		3.11(-1)	3.10(-1)	3.08(-1)	3.05(-1)	3.01(-1)	2.89(-1)	2.73(-1)
1	1.00			2.19(-1)	2.18(-1)	2.16(-1)	2.14(-1)	2.07(-1)	1.97(-1)
2	5.00(-1)			4.88(-2)	4.87(-2)	4.85(-2)	4.82(-2)	4.73(-2)	4.60(-2)
4	2.50(-1)			3.77(-3)	3.77(-3)	3.77(-3)	3.76(-3)	3.74(-3)	3.73(-3)

u	1/u	r/L	0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
0		∞		8.42(-1)	2.28(-1)	6.95(-2)	2.23(-2)	7.4(-3)	2.5(-3)
1(-2)	1.00(2)		4.04						
2(-2)	5.00(1)		3.35						
4(-2)	2.50(1)		2.68						
6(-2)	1.66(1)		2.29	8.39(-1)		W(u, r/L) = W(0, r/L)			
8(-2)	1.25(1)		2.03	8.32(-1)					
1(-1)	1.00(1)		1.82	8.19(-1)					
2(-1)	5.00		1.22	7.15(-1)	2.27(-1)				
4(-1)	2.50		7.02(-1)	5.02(-1)	2.10(-1)	6.91(-2)			
6(-1)	1.66		4.54(-1)	3.54(-1)	1.77(-1)	6.64(-2)	2.22(-2)		
8(-1)	1.25		3.11(-1)	2.54(-1)	1.44(-1)	6.07(-2)	2.18(-2)		
1	1.00		2.19(-1)	1.85(-1)	1.14(-1)	5.34(-2)	2.07(-2)	7.3(-3)	
2	5.00(-1)		4.89(-2)	4.44(-2)	3.35(-2)	2.10(-2)	1.12(-2)	5.1(-3)	2.1(-3)
4	2.50(-1)		3.78(-3)	3.6(-3)	3.1(-3)	2.4(-3)	1.60(-3)	1.0(-3)	6.0(-4)

ANNEXE V. TABLE DES VALEURS DE $W(u_A, r/B)$ et $W(u_Y, r/B)$.
(Voir Chapitre 3, Section 5; BOULTON, 1963)

r/B = 0.01		r/B = 0.1		r/B = 0.2		r/B = 0.316		r/B = 0.01		r/B = 0.1		r/B = 0.2		r/B = 0.316	
$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$
1(1)	1.82	1(1)	1.80	5(0)	1.19	1(0)	2.16(-1)	4(2)	9.45	4(0)	4.86	4(-1)	3.51	4(-1)	2.66
1(2)	4.04	5(1)	3.24	1(1)	1.75	2(0)	5.44(-1)	4(3)	9.54	4(1)	4.95	4(0)	3.54	4(0)	2.74
1(3)	6.31	1(2)	3.81	5(1)	2.95	5(0)	1.15	4(4)	1.02(1)	4(2)	5.64	2(1)	3.69	4(1)	3.38
5(3)	7.82	2(2)	4.30	1(2)	3.29	1(1)	1.65	4(5)	1.23(1)	4(3)	7.72	4(1)	3.85	4(2)	5.42
1(4)	8.40	5(2)	4.71	5(2)	3.50	5(1)	2.50	4(6)	1.46(1)	4(4)	1.00(1)	1.5(2)	4.55	4(3)	7.72
1(5)	9.42	1(3)	4.83	1(3)	3.51	1(2)	2.62					4(2)	5.42		
1(6)	9.44	1(4)	4.85			1(3)	2.65								
r/B = 0.4		r/B = 0.6		r/B = 0.8		r/B = 1.0		r/B = 0.4		r/B = 0.6		r/B = 0.8		r/B = 1.0	
$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$
1(0)	2.13(-1)	1(0)	2.06(-1)	5(-1)	4.60(-2)	5(-1)	4.44(-2)	1(-1)	2.23	4.44(-1)	1.59	2.5(-2)	1.13	4(-2)	8.44(-1)
2(0)	5.34(-1)	2(0)	5.04(-1)	1	1.97(-1)	1(0)	1.85(-1)	1(0)	2.26	2.22(0)	1.71	2.5(-1)	1.16	4(-1)	9.01(-1)
5(0)	1.11	5(0)	9.96(-1)	2	4.66(-1)	2(0)	4.21(-1)	5(0)	2.40	4.44(0)	1.84	1.25(0)	1.26	4(0)	1.36
1(1)	1.56	1(1)	1.31	5	8.57(-1)	5(0)	7.15(-1)	1(1)	2.55	1.67(1)	2.45	2.5(0)	1.39	4(1)	3.14
5(1)	2.18	2(1)	1.49	1(1)	1.05	1(1)	8.19(-1)	3.75(1)	3.20	4.44(1)	3.26	9.37(0)	1.94		
1(2)	2.22	5(1)	1.55	2(1)	1.12	2(1)	8.41(-1)	1(2)	4.05			2.5(1)	2.70		
r/B = 1.5		r/B = 2.0		r/B = 2.5		r/B = 3.0		r/B = 1.5		r/B = 2.0		r/B = 2.5		r/B = 3.0	
$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_A$	$W(u_A, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$	$1/u_Y$	$W(u_Y, r/B)$
5(-1)	3.94(-2)	3.33(-1)	1.00(-2)	5(-1)	2.71(-2)	5(-1)	2.10(-2)	7.11(-2)	4.44(-1)	4(-2)	2.39(-1)	2.56(-2)	1.32(-1)	1.78(-2)	7.43(-2)
1(0)	1.51(-1)	5(-1)	3.35(-2)	1(0)	8.03(-2)	1(0)	5.34(-2)	3.55(-1)	5.09(-1)	2(-1)	2.83(-1)	1.28(-1)	1.62(-1)	8.89(-2)	9.39(-2)
1.25(0)	1.99(-1)	1(0)	1.14(-1)	1.25(0)	9.61(-2)	1.25(0)	6.07(-2)	7.11(-1)	5.87(-1)	4(-1)	3.37(-1)	2.56(-1)	1.99(-1)	1.78(-1)	1.19(-1)
2(0)	3.01(-1)	1.25(0)	1.44(-1)	2(0)	1.17(-1)	2(0)	6.81(-2)	2.67(0)	9.63(-1)	1.5(0)	6.14(-1)	9.6(-1)	3.99(-1)	6.67(-1)	2.62(-1)
5(0)	4.13(-1)	2(0)	1.94(-1)	5(0)	1.25(-1)	5(0)	6.95(-2)	7.11(0)	1.57	4(0)	1.11	2.56(0)	7.98(-1)	1.78(0)	5.77(-1)
1(1)	4.27(-1)	5(0)	2.27(-1)	1(1)	1.25(-1)	1(1)	6.95(-2)								
2(1)	4.19(-1)	1(1)	2.28(-1)												

n	W(2, n) = 0				
	1/n	1.2	1.1	1.0	4/5
1(6)	1.00(6)	13.22	13.05	12.70	12.54
2(6)	2.50(5)	12.54	12.17	11.86	11.67
3(6)	5.00(4)	11.86	11.46	11.22	11.04
4(6)	7.50(3)	11.46	11.08	10.80	10.67
5(6)	1.25(4)	10.80	10.64	10.47	10.35
6(6)	1.66(5)	10.64	10.47	10.35	10.22
1(5)	1.00(5)	10.35	10.24	10.12	9.98
2(5)	2.00(4)	10.24	10.12	9.98	9.87
3(5)	3.00(3)	9.98	9.71	9.57	9.47
4(5)	5.00(2)	9.71	9.57	9.47	9.30
5(5)	1.50(4)	9.57	9.30	9.17	9.06
6(5)	1.66(5)	9.30	9.17	9.06	8.96
1(4)	1.00(4)	8.96	8.82	8.75	8.65
2(4)	2.00(3)	8.82	8.75	8.65	8.55
3(4)	3.00(2)	8.65	8.55	8.46	8.37
4(4)	1.25(3)	8.46	8.37	8.28	8.19
5(4)	1.66(4)	8.37	8.28	8.19	8.11
6(4)	1.66(5)	8.11	8.03	7.95	7.85
1(3)	1.00(3)	7.85	7.78	7.70	7.65
2(3)	2.00(2)	7.70	7.65	7.57	7.52
3(3)	3.00(1)	7.57	7.52	7.44	7.40
4(3)	1.50(2)	7.44	7.40	7.33	7.27
5(3)	1.66(3)	7.33	7.27	7.20	7.15
6(3)	1.66(4)	7.20	7.15	7.07	7.02
7(3)	1.66(5)	7.07	7.02	6.94	6.89
8(3)	1.25(1)	6.94	6.89	6.82	6.77
9(3)	1.25(2)	6.82	6.77	6.70	6.65
10(3)	1.00(2)	6.70	6.65	6.58	6.53
11(3)	1.00(1)	6.58	6.53	6.46	6.41
12(3)	1.00(2)	6.46	6.41	6.34	6.29
13(3)	1.00(1)	6.34	6.29	6.22	6.17
14(3)	1.00(2)	6.22	6.17	6.10	6.05
15(3)	1.00(1)	6.10	6.05	5.98	5.93
16(3)	1.00(2)	5.98	5.93	5.86	5.81
17(3)	1.00(1)	5.86	5.81	5.74	5.69
18(3)	1.00(2)	5.74	5.69	5.62	5.57
19(3)	1.00(1)	5.62	5.57	5.50	5.45
20(3)	1.00(2)	5.50	5.45	5.38	5.33
21(3)	1.00(1)	5.38	5.33	5.26	5.21
22(3)	1.00(2)	5.26	5.21	5.14	5.09
23(3)	1.00(1)	5.14	5.09	5.02	4.97
24(3)	1.00(2)	5.02	4.97	4.90	4.85
25(3)	1.00(1)	4.90	4.85	4.78	4.73
26(3)	1.00(2)	4.78	4.73	4.66	4.61
27(3)	1.00(1)	4.66	4.61	4.54	4.49
28(3)	1.00(2)	4.54	4.49	4.42	4.37
29(3)	1.00(1)	4.42	4.37	4.30	4.25
30(3)	1.00(2)	4.30	4.25	4.18	4.13
31(3)	1.00(1)	4.18	4.13	4.06	4.01
32(3)	1.00(2)	4.06	4.01	3.94	3.89
33(3)	1.00(1)	3.94	3.89	3.82	3.77
34(3)	1.00(2)	3.82	3.77	3.70	3.65
35(3)	1.00(1)	3.70	3.65	3.58	3.53
36(3)	1.00(2)	3.58	3.53	3.46	3.41
37(3)	1.00(1)	3.46	3.41	3.34	3.29
38(3)	1.00(2)	3.34	3.29	3.22	3.17
39(3)	1.00(1)	3.22	3.17	3.10	3.05
40(3)	1.00(2)	3.10	3.05	2.98	2.93
41(3)	1.00(1)	2.98	2.93	2.86	2.81
42(3)	1.00(2)	2.86	2.81	2.74	2.69
43(3)	1.00(1)	2.74	2.69	2.62	2.57
44(3)	1.00(2)	2.62	2.57	2.50	2.45
45(3)	1.00(1)	2.50	2.45	2.38	2.33
46(3)	1.00(2)	2.38	2.33	2.26	2.21
47(3)	1.00(1)	2.26	2.21	2.14	2.09
48(3)	1.00(2)	2.14	2.09	2.02	1.97
49(3)	1.00(1)	2.02	1.97	1.90	1.85
50(3)	1.00(2)	1.90	1.85	1.78	1.73
51(3)	1.00(1)	1.78	1.73	1.66	1.61
52(3)	1.00(2)	1.66	1.61	1.54	1.49
53(3)	1.00(1)	1.54	1.49	1.42	1.37
54(3)	1.00(2)	1.42	1.37	1.30	1.25
55(3)	1.00(1)	1.30	1.25	1.18	1.13
56(3)	1.00(2)	1.18	1.13	1.06	1.01
57(3)	1.00(1)	1.06	1.01	0.94	0.89
58(3)	1.00(2)	0.94	0.89	0.82	0.77
59(3)	1.00(1)	0.82	0.77	0.70	0.65
60(3)	1.00(2)	0.70	0.65	0.58	0.53
61(3)	1.00(1)	0.58	0.53	0.46	0.41
62(3)	1.00(2)	0.46	0.41	0.34	0.29
63(3)	1.00(1)	0.34	0.29	0.22	0.17
64(3)	1.00(2)	0.22	0.17	0.10	0.05
65(3)	1.00(1)	0.10	0.05	0.02	0.00
66(3)	1.00(2)	0.02	0.00	0.00	0.00
67(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
68(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
69(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
70(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
71(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
72(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
73(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
74(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
75(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
76(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
77(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
78(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00
79(3)	1.00(1)	0.00	0.00	0.00	0.00
80(3)	1.00(2)	0.00	0.00	0.00	0.00

ANNEXE VI A. VALEURS DE W(2, n) [voir Chapitre 4, Section 1.2.1]

(ANNEXE VI A. cont.)

u	1/u	5.0	5.5	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
1(-6)	1.00(6)	10.02	9.84	9.65	9.34	9.08	8.86	8.63	7.82	7.25	6.80	6.44	6.15	5.86	5.64	5.42	5.23	5.05	4.75	4.48	4.26	4.04
2(-6)	5.00(5)	9.32	9.14	8.96	8.65	8.37	8.16	7.94	7.13	6.55	6.10	5.74	5.44	5.17	4.93	4.73	4.54	4.36	4.06	3.78	3.57	3.35
4(-6)	2.50(5)	8.63	8.45	8.26	7.96	7.68	7.45	7.25	6.43	5.86	5.42	5.05	4.75	4.48	4.13	4.04	3.86	3.67	3.38	3.10	2.88	2.68
6(-6)	1.66(5)	8.23	8.05	7.86	7.55	7.28	7.05	6.84	6.03	5.46	5.01	4.65	4.34	4.08	3.86	3.64	3.46	3.28	2.97	2.72	2.50	2.29
8(-6)	1.25(5)	7.94	7.75	7.55	7.27	7.00	6.76	6.55	5.74	5.17	4.73	4.36	4.05	3.78	3.57	3.35	3.18	2.99	2.70	2.45	2.22	2.03
1(-5)	1.00(5)	7.72	7.53	7.35	7.04	6.78	6.55	6.33	5.52	4.95	4.50	4.14	3.86	3.57	3.35	3.14	2.96	2.78	2.49	2.23	2.03	1.82
2(-5)	5.00(4)	7.02	6.83	6.66	6.35	6.07	5.86	5.64	4.83	4.26	3.82	3.46	3.16	2.90	2.67	2.47	2.29	2.12	1.84	1.59	1.41	1.22
4(-5)	2.50(4)	6.331	6.149	5.960	5.665	5.378	5.155	4.948	4.142	3.574	3.136	2.783	2.487	2.235	1.909	1.823	1.659	1.494	1.243	1.014	0.847	0.702
6(-5)	1.66(4)	5.927	5.745	5.567	5.251	4.986	4.756	4.545	3.742	3.176	2.743	2.395	2.105	1.860	1.659	1.464	1.309	1.168	0.917	0.728	0.578	0.454
8(-5)	1.25(4)	5.639	5.457	5.269	4.973	4.706	4.465	4.259	3.458	2.896	2.468	2.125	1.841	1.589	1.409	1.223	1.076	0.931	0.719	0.548	0.411	0.311
1(-4)	1.00(4)	5.417	5.235	5.053	4.746	4.481	4.259	4.038	3.239	2.681	2.251	1.919	1.659	1.409	1.223	1.044	0.906	0.774	0.572	0.419	0.311	0.219
2(-4)	5.00(3)	4.726	4.536	4.363	4.058	3.778	3.574	3.355	2.568	2.027	1.624	1.309	1.060	0.858	0.694	0.560	0.450	0.360	0.227	0.135	0.086	0.048
4(-4)	2.50(3)	4.038	3.858	3.671	3.379	3.098	2.881	2.681	1.919	1.409	1.044	0.774	0.572	0.420	0.256	0.219	0.158	0.108	0.052	0.022	0.009	0.004
6(-4)	1.66(3)	3.637	3.458	3.283	2.975	2.717	2.497	2.295	1.556	1.076	0.746	0.514	0.349	0.235	0.158	0.100	0.065	0.039	0.015	0.004	0.001	0.000
8(-4)	1.25(3)	3.355	3.176	2.992	2.705	2.449	2.220	2.027	1.309	0.858	0.560	0.360	0.227	0.135	0.086	0.049	0.028	0.015	0.004	0.001	0.000	0.000
1(-3)	1.00(3)	3.136	2.959	2.783	2.487	2.235	2.027	1.823	1.122	0.702	0.432	0.260	0.158	0.086	0.049	0.025	0.013	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000
2(-3)	5.00(2)	2.468	2.287	2.125	1.841	1.589	1.409	1.223	0.625	0.311	0.147	0.065	0.027	0.010	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4(-3)	2.50(2)	1.823	1.659	1.494	1.243	1.014	0.847	0.702	0.260	0.086	0.025	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6(-3)	1.66(2)	1.464	1.309	1.168	0.917	0.728	0.578	0.454	0.126	0.028	0.005	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8(-3)	1.25(2)	1.223	1.076	0.931	0.719	0.548	0.411	0.311	0.065	0.010	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1(-2)	1.00(2)	1.044	0.906	0.774	0.572	0.419	0.311	0.219	0.035	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2(-2)	5.00(1)	0.560	0.450	0.360	0.227	0.135	0.086	0.048	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4(-2)	2.50(1)	0.219	0.158	0.108	0.052	0.022	0.009	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6(-2)	1.66(1)	0.100	0.065	0.039	0.015	0.004	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8(-2)	1.25(1)	0.049	0.028	0.015	0.004	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1(-1)	1.00(1)	0.025	0.013	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2(-1)	5.00	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4(-1)	2.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

$$W(u^2) = 0$$

ANNEXE VI B. VALEURS DE $W(u, \beta) = W(u) - W(\beta^2 u)$
 (Voir Chapitre 4, Section 1.2.1)

u	1/u	1.	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	6.0	8.0	10	20	30	40	60	80	100
1(-6)	1.00(6)	0.0	0.18	0.37	0.53	0.67	0.81	0.92	1.18	1.38	1.83	2.19	2.77	3.58	4.15	4.60	5.99	6.80	7.37	8.18	8.77	9.19
2(-6)	5.00(5)																			8.18	8.77	9.19
4(-6)	2.50(5)																			8.18	8.75	9.17
6(-6)	1.66(5)																			8.17	8.73	9.16
8(-6)	1.25(5)																			8.17	8.71	9.13
1(-5)	1.00(5)	0.0	0.18	0.37	0.53	0.67	0.81	0.92	1.18	1.38	1.83	2.19	2.77	3.58	4.15	4.60	5.99	6.79	7.36	8.15	8.70	9.11
2(-5)	5.00(4)																5.99	6.79	7.36	8.15	8.70	9.11
4(-5)	2.50(4)																5.97	6.77	7.31	8.04	8.54	8.95
6(-5)	1.66(4)																5.97	6.75	7.28	7.97	8.41	8.69
8(-5)	1.25(4)																5.96	6.73	7.26	7.94	8.31	8.54
1(-4)	1.00(4)	0.0	0.18	0.37	0.53	0.67	0.81	0.92	1.18	1.38	1.83	2.19	2.77	3.58	4.15	4.60	5.95	6.71	7.22	7.86	8.21	8.41
2(-4)	5.00(3)																5.95	6.63	7.08	7.58	7.81	7.89
4(-4)	2.50(3)																5.97	6.77	7.31	7.84	8.14	8.24
6(-4)	1.66(3)																5.96	6.75	7.28	7.84	8.14	8.24
8(-4)	1.25(3)																5.96	6.73	7.26	7.94	8.31	8.54
1(-3)	1.00(3)	0.0	0.18	0.37	0.53	0.67	0.81	0.92	1.17	1.38	1.83	2.19	2.76	3.55	4.10	4.51	5.63	6.07	6.24	6.32		
2(-3)	5.00(2)				0.53	0.67	0.81	0.92	1.17	1.38	1.83	2.18	2.74	3.52	4.05	4.42	5.33	5.57	5.63			
4(-3)	2.50(2)				0.53	0.66	0.81	0.91	1.17	1.37	1.81	2.16	2.71	3.50	3.93	4.25	4.86	4.94				
6(-3)	1.66(2)				0.52	0.66	0.80	0.91	1.17	1.36	1.80	2.15	2.68	3.48	3.81	4.19	4.51					
8(-3)	1.25(2)				0.52	0.66	0.80	0.91	1.16	1.36	1.79	2.13	2.66	3.33	3.71	3.95						
1(-2)	1.00(2)	0.0	0.18	0.36	0.52	0.66	0.80	0.90	1.15	1.36	1.77	2.12	2.63	3.27	3.62	3.82						
2(-2)	5.00(1)		0.18	0.36	0.51	0.65	0.79	0.88	1.13	1.33	1.73	1.92	2.50	2.99	3.22	3.30						
4(-2)	2.50(1)		0.17	0.36	0.50	0.63	0.77	0.86	1.09	1.27	1.64	1.80	2.26	2.57	2.66							
6(-2)	1.66(1)		0.17	0.34	0.48	0.64	0.74	0.83	1.05	1.22	1.55	1.70	2.06	2.25	2.29							
8(-2)	1.25(1)		0.17	0.34	0.47	0.62	0.72	0.82	1.01	1.17	1.47	1.60	1.87	2.01								
1(-1)	1.00(1)	0.0	0.16	0.33	0.46	0.57	0.70	0.79	1.01	1.12	1.38	1.54	1.74									
2(-1)	5.00		0.14	0.29	0.41	0.50	0.60	0.67	0.81	0.91	1.07	1.16	1.21									
4(-1)	2.50		0.12	0.23	0.31	0.42	0.44	0.48	0.57	0.62	0.68	0.69										
6(-1)	1.66		0.098	0.17	0.23	0.30	0.33	0.35	0.40	0.43	0.45											
8(-1)	1.25		0.079	0.14	0.19	0.22	0.25	0.27	0.29	0.30												
1	1.00	0.0	0.061	0.11	0.14	0.17	0.18	0.20	0.21	0.22												
2	5.00(-1)		2.0(-2)	3.4(-2)	4.1(-2)	4.5(-2)	4.7(-2)	4.8(-2)	4.9(-2)													
4	2.50(-1)		2.3(-3)	3.3(-3)	3.6(-3)	3.7(-3)	3.8(-3)															
6	1.66(-1)		2.8(-4)	3.4(-4)	3.6(-4)																	
8	1.25(-1)		3.2(-5)																			

 $W(u, \beta) = W(u)$; voir Annexe I

ANNEXE VI C. VALEURS DE $W_0(u, \beta) = W(\beta^2 u)$
(Voir Chapitre 4, Section 1.2.1)

u	1/u	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10	15	20	30	40	60	80	100
1(-6)	1.00(6)	26.5	25.6	24.1	24.3	23.7	22.9	22.3	21.9	21.0	20.5	19.7	19.2	18.3	17.7	17.3
2(-6)	5.00(5)	25.1	24.3	23.7	22.9	22.3	21.5	20.9	20.5	19.7	19.1	18.3	17.7	16.9	16.3	15.9
4(-6)	2.50(5)	23.7	22.9	23.3	21.5	20.9	20.1	19.5	19.1	18.3	17.6	16.9	16.3	15.5	14.9	14.5
6(-6)	1.66(5)	22.9	22.1	21.5	20.7	20.1	19.3	18.7	18.3	17.5	16.9	16.1	15.5	14.7	14.2	13.7
8(-6)	1.25(5)	22.3	21.5	20.9	20.1	19.5	18.7	18.2	17.7	16.9	16.3	15.5	14.9	14.1	13.6	13.2
1(-5)	1.00(5)	21.9	21.0	20.5	19.7	19.1	18.3	17.7	17.3	16.4	15.9	15.1	14.5	13.7	13.2	12.7
2(-5)	5.00(4)	20.5	19.7	19.1	18.3	17.7	16.9	16.3	15.9	15.3	14.5	13.9	13.1	12.4	11.8	11.5
4(-5)	2.50(4)	19.1	18.3	17.7	16.9	16.3	15.5	14.9	14.5	13.7	13.1	12.3	11.8	11.0	10.6	10.3
6(-5)	1.66(4)	18.3	17.5	16.9	16.1	15.5	14.7	14.1	13.7	12.9	12.3	11.5	11.0	10.3	9.87	9.70
8(-5)	1.25(4)	17.7	16.9	16.3	15.5	14.9	14.1	13.6	13.1	12.3	11.8	11.0	10.4	9.70	9.40	9.17
1(-4)	1.00(4)	17.3	16.5	15.9	15.1	14.5	13.7	13.1	12.7	11.9	11.3	10.6	10.0	9.41	9.05	8.85
2(-4)	5.00(3)	15.9	15.1	14.5	13.7	13.1	12.3	11.7	11.3	10.5	9.97	9.25	8.80	8.30	8.07	7.99
4(-4)	2.50(3)	14.5	13.7	13.1	12.3	11.7	10.9	10.3	9.93	9.14	8.66	8.02	7.67	7.35	7.27	6.85
6(-4)	1.66(3)	13.7	12.9	12.3	11.5	10.9	10.1	9.56	9.14	8.40	7.92	7.36	7.08	6.86	6.84	
8(-4)	1.25(3)	13.1	12.3	11.7	10.9	10.3	9.55	8.00	8.58	7.86	7.41	6.91	6.69	6.57		
1(-3)	1.00(3)	12.7	11.8	11.3	10.5	9.90	9.11	8.57	8.15	7.45	7.03	6.59	6.42	6.34		
2(-3)	5.00(2)	11.3	10.6	9.90	9.09	8.53	7.76	7.23	6.86	6.26	5.95	5.70	5.65			
4(-3)	2.50(2)	9.90	9.09	8.52	7.73	7.18	6.44	5.96	5.65	5.21	5.03	4.55				
6(-3)	1.66(2)	9.09	8.29	7.72	6.94	6.40	5.71	5.27	5.08	4.67	4.57					
8(-3)	1.25(2)	8.52	7.72	7.15	6.38	5.85	5.19	4.81	4.57	4.27						
1(-2)	1.00(2)	8.08	7.28	6.72	5.96	5.45	4.81	4.46	4.26	4.32	4.27					
2(-2)	5.00(1)	6.71	5.92	5.38	4.66	4.21	3.71	3.49	3.40							
4(-2)	2.50(1)	5.36	4.60	4.09	3.45	3.10	2.79	2.70	2.68	4.07	4.04					
6(-2)	1.66(1)	4.59	4.24	3.76	2.81	2.53	2.33	3.30		3.36						
8(-2)	1.25(1)	4.05	3.34	2.88	2.31	2.16	2.04									
1(-1)	1.00(1)	3.64	2.94	2.52	2.08	1.91	1.83									
2(-1)	5.00	2.44	1.85	1.53	1.29	1.23										
4(-1)	2.50	1.40	0.962	0.788	0.718											
6(-1)	1.66	0.908	0.580	0.482	0.455											
8(-1)	1.25	0.622	0.376	0.321												
1	1.00	0.438	0.254	0.222												
2	5.00(-1)	9.78(-2)	5.10(-2)													
4	2.50(-1)	7.54(-3)	3.78(-3)													
6	1.66(-1)	7.20(-4)														
8	1.25(-1)	7.54(-5)														

$W_0(u, \beta) = W(u)$; voir Annexe I

ANNEXE VII. TABLE DES VALEURS CORRESPONDANTES DE δ , u_p , $W(u_p, \delta)$ et $f(\delta)$
(Voir Chapitre 4, Section 1.2.2; HANTUSH, 1959)

δ	u_p	$W(u_p, \delta)$	$f(\delta)$	δ	u_p	$W(u_p, \delta)$	$f(\delta)$	δ	u_p	$W(u_p, \delta)$	$f(\delta)$	δ	u_p	$W(u_p, \delta)$	$f(\delta)$
1.0	1.000	0.900	1.179	5.0	0.134	1.553	1.667	10	0.0466	2.534	2.115	35	0.00582	4.576	3.109
1.1	0.909	0.070	1.183	5.2	0.127	1.604	1.688	11	0.0400	2.680	2.188	36	0.00554	4.624	3.134
1.2	0.830	0.135	1.188	5.4	0.120	1.653	1.710	12	0.0348	2.815	2.251	37	0.00528	4.671	3.155
1.3	0.761	0.195	1.194	5.6	0.114	1.703	1.731	13	0.0306	2.940	2.312	38	0.00505	4.717	3.178
1.4	0.702	0.252	1.203	5.8	0.108	1.750	1.752	14	0.0271	3.057	2.367	39	0.00483	4.761	3.199
1.5	0.649	0.306	1.214	6.0	0.102	1.796	1.770	15	0.0241	3.172	2.423	40	0.00462	4.805	3.221
1.6	0.603	0.357	1.223	6.2	0.0976	1.840	1.794	16	0.0218	3.271	2.472	41	0.00443	4.847	3.242
1.7	0.562	0.407	1.235	6.4	0.0930	1.888	1.814	17	0.0203	3.342	2.520	42	0.00424	4.889	3.262
1.8	0.525	0.456	1.247	6.6	0.0888	1.927	1.833	18	0.0179	3.462	2.564	43	0.00407	4.930	3.282
1.9	0.492	0.502	1.262	6.8	0.0848	1.969	1.852	19	0.0164	3.551	2.609	44	0.00391	4.969	3.301
2.0	0.462	0.548	1.273	7.0	0.0812	2.010	1.871	20	0.0150	3.637	2.647	45	0.00376	5.008	3.321
2.2	0.411	0.635	1.301	7.2	0.0777	2.050	1.889	21	0.0138	3.716	2.687	46	0.00362	5.046	3.339
2.4	0.368	0.717	1.329	7.4	0.0745	2.089	1.908	22	0.0128	3.793	2.725	47	0.00349	5.084	3.357
2.6	0.332	0.796	1.357	7.6	0.0715	2.127	1.925	23	0.0119	3.867	2.761	48	0.00336	5.120	3.375
2.8	0.301	0.872	1.385	7.8	0.0687	2.165	1.943	24	0.0111	3.938	2.796	49	0.00325	5.156	3.393
3.0	0.275	0.945	1.413	8.0	0.0661	2.202	1.960	25	0.0103	4.007	2.837	50	0.00313	5.191	3.410
3.2	0.252	1.016	1.435	8.2	0.0636	2.238	1.977	26	0.00966	4.072	2.862	55	0.00265	5.358	3.491
3.4	0.232	1.083	1.467	8.4	0.0613	2.273	1.994	27	0.00906	4.135	2.893	60	0.00228	5.510	3.565
3.6	0.214	1.149	1.493	8.6	0.0590	2.308	2.010	28	0.00852	4.196	2.923	65	0.00198	5.650	3.634
3.8	0.199	1.212	1.500	8.8	0.0570	2.342	2.026	29	0.00803	4.256	2.952	70	0.00174	5.781	3.697
4.0	0.185	1.273	1.545	9.0	0.0550	2.376	2.041	30	0.00757	4.313	2.980	75	0.00154	5.903	3.757
4.2	0.173	1.333	1.571	9.2	0.0531	2.408	2.057	31	0.00716	4.369	3.008	80	0.00137	6.017	3.812
4.4	0.162	1.390	1.597	9.4	0.0513	2.441	2.072	32	0.00678	4.423	3.034	85	0.00123	6.124	3.864
4.6	0.152	1.447	1.619	9.6	0.0497	2.472	2.087	33	0.00643	4.475	3.059	90	0.00111	6.226	3.913
4.8	0.142	1.500	1.642	9.8	0.0481	2.503	2.102	34	0.00611	4.526	3.085	95	0.00102	6.311	3.960
5.0	0.134	1.553	1.667	10.0	0.0466	2.534	2.115	35	0.00582	4.576	3.109	100	0.00092	6.412	4.004

ANNEXE VIII. TABLE DES VALEURS DE $\epsilon = f(P, e)$.
(Voir Chapitre 4, Section 6.1.2; ANONYME, 1964)

p	$e = 0$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
0.1	$\epsilon = 0.54$	0.54	0.55	0.55	0.56	0.57	0.59	0.61	0.67	1.09
0.2	0.44	0.44	0.45	0.46	0.47	0.49	0.52	0.59	0.89	
0.3	0.37	0.37	0.38	0.39	0.41	0.43	0.50	0.74		
0.4	0.31	0.31	0.32	0.34	0.36	0.42	0.62			
0.5	0.25	0.26	0.27	0.29	0.34	0.51				
0.6	0.21	0.21	0.23	0.27	0.41					
0.7	0.16	0.17	0.20	0.32						
0.8	0.11	0.13	0.22							
0.9	0.06	0.12								

ANNEXE IX. TABLE DES VALEURS DE $M(u, \beta)$
(Voir Chapitre 4, Section 6.4.1; HANTUSH, 1962)

u	$1/u$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0		0.1997	0.3974	0.5913	0.7801	0.9624	1.1376	1.3053	1.4653	1.6177	1.7627	2.0319	2.2759	2.4979	2.7009	2.8872
1(-6)	1.00(6)	0.1994	0.3969	0.5907	0.7792	0.9613	1.1363	1.3037	1.4635	1.6157	1.7605	2.0292	2.2728	2.4943	2.6968	2.8827
2(-6)	5.00(5)	0.1993	0.3967	0.5904	0.7788	0.9608	1.1357	1.3031	1.4628	1.6148	1.7595	2.0281	2.2715	2.4929	2.6951	2.8809
4(-6)	2.50(5)	0.1992	0.3965	0.5900	0.7783	0.9602	1.1349	1.3022	1.4617	1.6137	1.7582	2.0265	2.2705	2.4920	2.6942	2.8782
6(-6)	1.66(5)	0.1991	0.3963	0.5897	0.7779	0.9596	1.1343	1.3014	1.4609	1.6127	1.7572	2.0253	2.2692	2.4891	2.6909	2.8762
8(-6)	1.25(5)	0.1990	0.3961	0.5894	0.7775	0.9592	1.1338	1.3009	1.4602	1.6120	1.7563	2.0243	2.2670	2.4877	2.6894	2.8745
1(-5)	1.00(5)	0.1989	0.3959	0.5892	0.7772	0.9588	1.1334	1.3003	1.4596	1.6113	1.7556	2.0234	2.2660	2.4865	2.6880	2.8730
2(-5)	5.00(4)	0.1987	0.3954	0.5883	0.7760	0.9574	1.1316	1.2983	1.4572	1.6086	1.7526	2.0198	2.2618	2.4818	2.6827	2.8671
4(-5)	2.50(4)	0.1982	0.3945	0.5871	0.7744	0.9553	1.1291	1.2953	1.4539	1.6049	1.7485	2.0110	2.2515	2.4751	2.6752	2.8587
6(-5)	1.66(4)	0.1979	0.3939	0.5861	0.7731	0.9537	1.1271	1.2931	1.4513	1.6020	1.7452	2.0100	2.2515	2.4700	2.6694	2.8523
8(-5)	1.25(4)	0.1976	0.3933	0.5853	0.7720	0.9523	1.1255	1.2912	1.4492	1.5996	1.7425	2.0077	2.2477	2.4657	2.6645	2.8469
1(-4)	1.00(4)	0.1974	0.3929	0.5846	0.7710	0.9511	1.1241	1.2895	1.4473	1.5974	1.7402	2.0049	2.2444	2.4619	2.6603	2.8421
2(-4)	5.00(3)	0.1965	0.3910	0.5818	0.7673	0.9465	1.1185	1.2830	1.4398	1.5890	1.7308	1.9936	2.2313	2.4469	2.6434	2.8234
4(-4)	2.50(3)	0.1952	0.3883	0.5778	0.7620	0.9398	1.1106	1.2737	1.4292	1.5771	1.7176	1.9778	2.2128	2.4258	2.6197	2.7970
6(-4)	1.66(3)	0.1941	0.3863	0.5748	0.7580	0.9348	1.1045	1.2666	1.4211	1.5680	1.7075	1.9656	2.1986	2.4095	2.6014	2.7768
8(-4)	1.25(3)	0.1933	0.3846	0.5722	0.7545	0.9305	1.0994	1.2607	1.4143	1.5603	1.6989	1.9554	2.1866	2.3959	2.5860	2.7597
1(-3)	1.00(3)	0.1925	0.3831	0.5699	0.7515	0.9267	1.0948	1.2554	1.4083	1.5535	1.6914	1.9463	2.1761	2.3838	2.5725	2.7446
2(-3)	5.00(2)	0.1896	0.3772	0.5611	0.7397	0.9120	1.0771	1.2347	1.3846	1.5270	1.6619	1.9109	2.1348	2.3367	2.5195	2.6857
4(-3)	2.50(2)	0.1854	0.3689	0.5486	0.7231	0.8912	1.0521	1.2056	1.3513	1.4895	1.6203	1.8610	2.0766	2.2702	2.4447	2.6027
6(-3)	1.66(2)	0.1822	0.3625	0.5390	0.7103	0.8752	1.0330	1.1832	1.3258	1.4608	1.5884	1.8228	2.0120	2.1933	2.3675	2.5393
8(-3)	1.25(2)	0.1795	0.3571	0.5310	0.6995	0.8618	1.0169	1.1645	1.3044	1.4367	1.5616	1.7907	1.9946	2.1766	2.3395	2.4951
1(-2)	1.00(2)	0.1772	0.3524	0.5239	0.6901	0.8500	1.0027	1.1480	1.2855	1.4155	1.5381	1.7625	1.9617	2.1391	2.2975	2.4394
2(-2)	5.00(1)	0.1680	0.3340	0.4962	0.6533	0.8040	0.9476	1.0836	1.2121	1.3329	1.4464	1.6527	1.8340	1.9935	2.1342	2.2587
4(-2)	2.50(1)	0.1551	0.3083	0.4578	0.6000	0.7400	0.8708	0.9942	1.1106	1.2183	1.3193	1.5008	1.6577	1.7932	1.9103	2.0117
6(-2)	1.66(1)	0.1455	0.2890	0.4289	0.5635	0.6919	0.8132	0.9272	1.0336	1.1326	1.2243	1.3877	1.5258	1.6450	1.7454	1.8307
8(-2)	1.25(1)	0.1375	0.2731	0.4050	0.5317	0.6522	0.7658	0.8720	0.9707	1.0621	1.1464	1.2951	1.4200	1.5246	1.6120	1.6848
1(-1)	1.00(1)	0.1306	0.2593	0.3844	0.5043	0.6181	0.7249	0.8245	0.9167	1.0016	1.0795	1.2159	1.3290	1.4223	1.4991	1.5619
2(-1)	5.00	0.1051	0.2084	0.3081	0.4030	0.4920	0.5744	0.6500	0.7186	0.7806	0.8362	0.9297	1.0029	1.0595	1.1026	1.1352
4(-1)	2.50	0.0739(-2)	0.1462	0.2153	0.2801	0.3397	0.3925	0.4415	0.4837	0.5203	0.5519	0.6015	0.6363	0.6662	0.6760	0.6863
6(-1)	1.66	5.44(-2)	0.1074	0.1575	0.2039	0.2458	0.2828	0.3149	0.3423	0.3652	0.3842	0.4122	0.4300	0.4408	0.4471	0.4506
8(-1)	1.25	4.10(-2)	8.06(-2)	0.1179	0.1519	0.1821	0.2082	0.2302	0.2484	0.2632	0.2750	0.2913	0.3007	0.3058	0.3094	0.3096
1	1.00	3.13(-2)	6.14(-2)	8.95(-2)	0.1148	0.1369	0.1555	0.1709	0.1833	0.1929	0.2004	0.2101	0.2151	0.2175	0.2186	0.2191
2	5.00(-1)	9.01(-3)	1.75(-2)	2.51(-2)	3.16(-2)	3.67(-2)	4.07(-2)	4.35(-2)	4.55(-2)	4.69(-2)	4.77(-2)	4.85(-2)	4.88(-2)			
4	2.50(-1)	9.20(-4)	1.76(-3)	2.44(-3)	2.96(-3)	3.31(-3)	3.52(-3)	3.66(-3)	3.72(-3)	3.76(-3)	3.77(-3)					
6	1.66(-1)	1.04(-4)	1.95(-4)	2.64(-4)	3.10(-4)	3.36(-4)	3.50(-4)	3.56(-4)	3.59(-4)	3.60(-4)						
8	1.25(-1)	1.23(-5)	2.26(-5)	2.99(-5)	3.42(-5)	3.63(-5)	3.72(-5)	3.75(-5)	3.76(-5)	3.77(-5)						

$M(u, \beta) = W(u)$: voir Annexe I

ANNEXE IX. (cont.)

u	1/u	β									
		52	54	56	58	60	62	64	66	68	70
0		9.2886	9.3641	9.4368	9.5069	9.5747	9.6403	9.7037	9.7653	9.8249	9.8829
1(-6)	1.00(6)	9.1716	9.2426	9.3108	9.3765	9.4398	9.5008	9.5598	9.6168	9.6720	9.7255
2(-6)	5.00(5)	9.1231	9.1922	9.2585	9.3223	9.3838	9.4430	9.5001	9.5553	9.6086	9.6602
4(-6)	2.50(5)	9.0545	9.1210	9.1847	9.2459	9.3047	9.3613	9.4158	9.4684	9.5191	9.5681
6(-6)	1.66(5)	9.0020	9.0665	9.1282	9.1874	9.2442	9.2988	9.3513	9.4019	9.4507	9.4977
8(-6)	1.25(5)	8.9578	9.0206	9.0807	9.1382	9.1933	9.2413	9.2971	9.3460	9.3931	9.4385
1(-5)	1.00(5)	8.9190	8.9803	9.0389	9.0949	9.1486	9.2001	9.2495	9.2970	9.3426	9.3865
2(-5)	5.00(4)	8.7673	8.8229	8.8759	8.9263	8.9743	9.0202	9.0640	9.1059	9.1461	9.1845
4(-5)	2.50(4)	8.5555	8.6035	8.6488	8.6916	8.7321	8.7705	8.8069	8.8414	8.8742	8.9053
6(-5)	1.66(4)	8.3959	8.4383	8.4780	8.5154	8.5505	8.5836	8.6147	8.6440	8.6716	8.6977
8(-5)	1.25(4)	8.2636	8.3016	8.3370	8.3700	8.4009	8.4297	8.4568	8.4821	8.5057	8.5279
1(-4)	1.00(4)	8.1491	8.1833	8.2151	8.2446	8.2720	8.2974	8.3211	8.3431	8.3636	8.3827
2(-4)	5.00(3)	7.7203	7.7421	7.7618	7.7797	7.7958	7.8104	7.8236	7.8355	7.8463	7.8560
4(-4)	2.50(3)	7.1780	7.1881	7.1968	7.2043	7.2108	7.2163	7.2211	7.2251	7.2286	7.2315
6(-4)	1.66(3)	6.8151	6.8201	6.8242	6.8276	6.8304	6.8327	6.8345	6.8360	6.8372	6.8382
8(-4)	1.25(3)	6.5430	6.5456	6.5476	6.5492	6.5504	6.5514	6.5521	6.5527	6.5531	6.5535
1(-3)	1.00(3)	6.3263	6.3277	6.3287	6.3294	6.3300	6.3304	6.3307	6.3310	6.3311	6.3312
2(-3)	5.00(2)	5.6392	5.6393								

$M(u, \beta) = W(u)$: see Annex I

u	1/u	β									
		72	74	76	78	80	82	84	86	88	90
0		9.9392	9.9940	10.0473	10.0992	10.1498	10.1992	10.2474	10.2944	10.3404	10.3853
1(-6)	1.00(6)	9.7773	9.8276	9.8764	9.9239	9.9700	10.0148	10.0585	10.1011	10.1425	10.1830
2(-6)	5.00(5)	9.7102	9.7586	9.8056	9.8512	9.8955	9.9385	9.9803	10.0210	10.0606	10.0992
4(-6)	2.50(5)	9.6155	9.6613	9.7057	9.7487	9.7904	9.8308	9.8700	9.9081	9.9452	9.9812
6(-6)	1.66(5)	9.5431	9.5869	9.6293	9.6703	9.7101	9.7485	9.7858	9.8220	9.8571	9.8911
8(-6)	1.25(5)	9.4822	9.5244	9.5652	9.6046	9.6426	9.6795	9.7151	9.7497	9.7831	9.8156
1(-5)	1.00(5)	9.4288	9.4696	9.5089	9.5469	9.5835	9.6189	9.6532	9.6863	9.7183	9.7494
2(-5)	5.00(4)	9.2213	9.2566	9.2905	9.3230	9.3542	9.3843	9.4132	9.4410	9.4677	9.4935
4(-5)	2.50(4)	8.9349	8.9630	8.9898	9.0153	9.0396	9.0628	9.0848	9.1059	9.1260	9.1451
6(-5)	1.66(4)	8.7223	8.7455	8.7675	8.7882	8.8076	8.8263	8.8438	8.8603	8.8760	8.8908
8(-5)	1.25(4)	8.5487	8.5682	8.5865	8.6036	8.6197	8.6348	8.6490	8.6623	8.6747	8.6864
1(-4)	1.00(4)	8.4005	8.4170	8.4324	8.4468	8.4601	8.4726	8.4842	8.4949	8.5050	8.5143
2(-4)	5.00(3)	7.8648	7.8727	7.8798	7.8862	7.8920	7.8972	7.9019	7.9061	7.9098	7.9132
4(-4)	2.50(3)	7.2341	7.2362	7.2380	7.2395	7.2408	7.2419	7.2428	7.2436	7.2442	7.2447
6(-4)	1.66(3)	6.8390	6.8396	6.8401	6.8405	6.8408	6.8411	6.8413	6.8414	6.8416	6.8417
8(-4)	1.25(3)	6.5537	6.5539	6.5541	6.5542	6.5543	6.5543	6.5544	6.5544	6.5544	6.5544
1(-3)	1.00(3)	6.3313	6.3314	6.3314	6.3315						

ANNEXE XI. TABLE DES VALEURS DE $u(u)$.
(Voir Chapitre 4, Section 9.4)

u	$u(u)$
8	3.014(-4)
6	2.161(-3)
4	1.512(-2)
2	9.780(-1)
1	2.194(-1)
8(-1)	2.485(-1)
6(-1)	2.726(-1)
4(-1)	2.810(-1)
2(-1)	2.446(-1)
1(-1)	1.823(-1)
8(-2)	1.622(-1)
6(-2)	1.377(-1)
4(-2)	1.072(-1)
2(-2)	6.710(-2)
1(-2)	4.038(-2)
8(-3)	3.407(-2)
6(-3)	2.727(-2)
4(-3)	1.979(-2)
2(-3)	1.128(-2)
1(-3)	6.332(-3)
8(-4)	5.244(-3)
6(-4)	4.105(-3)
4(-4)	2.899(-3)
2(-4)	1.588(-3)
1(-4)	8.633(-4)
8(-5)	7.085(-4)
6(-5)	5.486(-4)
4(-5)	3.820(-4)
2(-5)	2.048(-4)
1(-5)	1.094(-4)
8(-6)	3.014(-4)
6(-6)	2.161(-3)
4(-6)	1.512(-2)
2(-6)	9.780(-1)
1(-6)	2.194(-1)
8(-7)	1.077(-5)
6(-7)	8.250(-6)
4(-7)	5.660(-6)
2(-7)	2.970(-6)
1(-7)	1.554(-6)
8(-8)	1.261(-6)
6(-8)	9.630(-7)
4(-8)	6.584(-7)
2(-8)	3.430(-7)
1(-8)	1.784(-7)
8(-9)	1.446(-7)
6(-9)	1.101(-7)
4(-9)	7.504(-8)
2(-9)	3.890(-8)
1(-9)	2.015(-8)
8(-10)	1.630(-8)
6(-10)	1.240(-8)
4(-10)	8.424(-9)
2(-10)	4.352(-9)
1(-10)	2.245(-9)
8(-11)	1.824(-9)
6(-11)	1.378(-9)
4(-11)	9.344(-10)
2(-11)	4.812(-10)
1(-11)	2.475(-10)

$1/u^m$	$F(u, \beta)$	$\beta = 10^{-1}$	$\beta = 10^{-2}$	$\beta = 10^{-3}$	$\beta = 10^{-4}$	$\beta = 10^{-5}$
1(-1)	9.75(-3)	9.98(-4)	1.00(-4)	1.00(-4)	1.00(-5)	1.00(-6)
1(0)	9.19(-2)	9.91(-3)	9.99(-4)	1.00(-4)	1.00(-5)	1.00(-6)
2(0)	1.77(-1)	1.97(-2)	2.00(-3)	2.00(-4)	2.00(-5)	2.00(-6)
5(0)	4.06(-1)	4.89(-2)	4.99(-3)	5.00(-4)	5.00(-5)	5.00(-6)
1(1)	7.34(-1)	9.66(-2)	9.97(-3)	1.00(-3)	1.00(-4)	1.00(-5)
2(1)	1.90(-1)	1.99(-2)	2.00(-3)	2.00(-4)	2.00(-5)	2.00(-6)
5(1)	2.30	4.53(-1)	4.95(-2)	4.99(-3)	5.00(-4)	5.00(-5)
1(2)	3.28	8.52(-1)	9.83(-2)	9.98(-3)	1.00(-3)	1.00(-4)
2(2)	1.54	1.94(-1)	1.99(-2)	2.00(-3)	2.00(-4)	2.00(-5)
5(2)	5.42	3.04	4.72(-1)	4.97(-2)	5.00(-3)	5.00(-4)
1(3)	6.21	4.54	9.07(-1)	9.90(-2)	9.99(-3)	1.00(-4)
2(3)	6.96	6.03	1.69	1.96(-1)	2.00(-2)	2.00(-3)
5(3)	7.87	7.56	3.52	4.81(-1)	4.98(-2)	5.00(-3)
1(4)	8.57	8.44	5.53	9.34(-1)	9.93(-2)	1.00(-3)
2(4)	9.23	7.63	1.77	1.97(-1)	1.97(-2)	2.00(-3)
5(4)	1.02(1)	1.02(1)	3.83	4.86(-1)	4.86(-2)	4.86(-3)
1(5)	1.09(1)	1.09(1)	6.24	9.49(-1)	9.49(-2)	9.49(-3)
2(5)	1.16(1)	1.16(1)	8.99	1.82	1.82	1.82
5(5)	1.25(1)	1.25(1)	1.17(1)	1.17(1)	1.17(1)	1.17(1)
1(6)	1.32(1)	1.32(1)	1.32(1)	1.29(1)	6.78	6.78
2(6)	1.39(1)	1.39(1)	1.39(1)	1.38(1)	1.01(1)	1.01(1)
5(6)	1.48(1)	1.48(1)	1.48(1)	1.48(1)	1.37(1)	1.37(1)
1(7)	1.55(1)	1.55(1)	1.55(1)	1.55(1)	1.51(1)	1.51(1)
2(7)	1.62(1)	1.62(1)	1.62(1)	1.62(1)	1.60(1)	1.60(1)
5(7)	1.70(1)	1.70(1)	1.70(1)	1.71(1)	1.71(1)	1.71(1)
1(8)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)	1.78(1)
2(8)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)	1.85(1)
5(8)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)	1.94(1)
1(9)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)	2.01(1)

ANNEXE X. TABLE DES VALEURS DE $F(u, \beta)$. (Voir Chapitre 4, Section 7.1.1; PAPPADOPULOS et COOPER, 1967)

