



Titre: Interprétation des essais de pompage dans les aquifères à nappe captive en cas d'interférences
Title:

Auteur: Simon Weber
Author:

Date: 2014

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Weber, S. (2014). Interprétation des essais de pompage dans les aquifères à nappe captive en cas d'interférences [Ph.D. thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1351/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1351/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert P. Chapuis
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE POMPAGE DANS LES AQUIFÈRES À
NAPPE CAPTIVE EN CAS D'INTERFÉRENCES

SIMON WEBER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR

(GÉNIE MINÉRAL)

FÉVRIER 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE POMPAGE DANS LES AQUIFÈRES À NAPPE
CAPTIVE EN CAS D'INTERFÉRENCES

présentée par : WEBER Simon

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. MARCOTTE Denis, Ph.D., président

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A, membre et directeur de recherche

M. SAUCIER Antoine, Ph.D., membre

M. ROULEAU Alain, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier M. Chapuis pour l'opportunité qu'il m'a offerte de venir étudier au Québec. Merci à lui pour son accueil, sa disponibilité, sa bonne humeur contagieuse et tout ce qu'il m'a permis de découvrir en marge de mes travaux de recherche. Je pense tout particulièrement à la confiance qu'il m'a accordée en tant que chargé de cours, mais aussi à ce que j'ai pu apprendre au laboratoire grâce aux différents projets auxquels il m'a permis de participer. Ses anecdotes sur la pêche vont me manquer.

Merci également aux professeurs, techniciens et au personnel de l'école qui m'ont apporté leur aide toutes ces années, notamment Noura et Nicolas au laboratoire et sur le terrain, mais aussi Etienne pour ses conseils et sa disponibilité, sans oublier Dominique.

Citer tous les étudiants que j'ai rencontrés au cours de ces 5 années serait bien trop long, mais merci tout particulièrement à François, pour tout le temps qu'il a pris pour répondre à mes questions, que ce soit sur COMSOL ou sur d'autres sujets. Merci également à Lincar, pour tous ces après-midi passés au salon étudiant à bavarder, et sans qui je n'aurais jamais visité la Péninsule Valdès en Argentine pour assister à un des plus beaux spectacles que j'ai jamais vu. Merci aussi à Richard, Monica, Faustin, Vincent, Mustafa, Abtin, Frédéric, Nadège, Anna, Audrey et à tous les autres que j'oublie, pour tous ces excellents moments que je ne suis pas prêt d'oublier. Merci enfin aux stagiaires qui ont animé la vie du laboratoire tous ces étés.

Ma vie au Québec n'aurait pas été la même sans les enfants de Monica : Loïc, Esteban, Mariane et Sabrina, auprès desquels j'ai passé bien des soirées.

Je n'oublie pas non plus les personnes qui se trouvaient loin de moi tout ce temps : Jan, Roland, et surtout Claude sans qui je n'aurais sûrement pas voyagé aux 4 coins du monde. De nombreuses longues semaines d'hiver se sont écoulées dans la perspective de nos trop brèves mais ô combien appréciées retrouvailles au ski, même si je ne skiais pas.

Enfin, merci à ma famille, pour son soutien toutes ces années, et qui s'est bien agrandie depuis le début de ma thèse. Une pensée toute particulière pour ma filleule Anaïs et sa petite sœur Valentine.

Finalement, ce projet a bénéficié du support financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada.

RÉSUMÉ

L'influence de l'activité d'un puits situé dans le voisinage du puits testé sur le rabattement enregistré dans un piézomètre est souvent négligée à tort lors de l'interprétation d'un essai de pompage. Ceci peut conduire à des résultats erronés, que ce soit pour les paramètres hydrauliques de l'aquifère ou pour ses dimensions, la présence d'interférences influençant le rabattement de façon similaire à une frontière. Lorsque les interférences dues à un autre puits ne sont pas négligées, l'interprétation se fait dans la majorité des cas à l'aide de modèles numériques.

Cette thèse présente des méthodes analytiques permettant de déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère poreux à nappe captive en présence d'interférences dues à un ou plusieurs puits voisins. Ces méthodes sont simples d'utilisation puisqu'elles sont similaires aux méthodes les plus couramment utilisées en l'absence d'interférence. Elles nécessitent de connaître le débit du puits interférent et le temps auquel il est mis en marche. Le niveau de la nappe au repos n'a toutefois pas besoin d'être connu et seul son niveau dans chaque piézomètre au début de l'essai de pompage doit avoir été enregistré.

L'étude de l'interprétation des données d'un essai de pompage en cas d'interférence d'un puits voisin a d'abord été faite dans un cas simple de pompage dans un aquifère à nappe captive homogène, isotrope et de dimension infinie. Les méthodes proposées ont par la suite été combinées à des méthodes existantes en l'absence d'interférence afin de prendre en compte d'autres phénomènes tels que la phase de remontée, l'anisotropie, ou la présence de deux zones de paramètres hydrauliques différents mais de diffusivité similaire séparées par une frontière partielle, chacun des puits se trouvant dans l'une des zones.

Un des avantages de ces méthodes est qu'elles peuvent être très facilement adaptées aux cas où plus d'un puits interférent aurait une influence sur le rabattement mesuré. Des solutions ont également été proposées pour déterminer le débit du puits interférent si celui-ci est inconnu.

L'ensemble des méthodes présentées dans cette thèse a été testé sur des données de rabattement obtenues numériquement à l'aide des logiciels Seep/W et COMSOL. En revanche, seules quelques données de terrain tirées de la littérature ont pu être utilisées pour valider les méthodes dans le cas d'un aquifère homogène et isotrope avec 2 puis 6 puits interférents en raison des difficultés rencontrées lors de la mise en place de nos propres essais de terrain ou de laboratoire.

Malgré la simplicité des méthodes proposées, la prise en compte de façon analytique d'un puits interférent est en revanche plus problématique lorsque l'essai de pompage a lieu à proximité d'une des frontières de l'aquifère, principalement en raison du chevauchement des nombreuses zones de transition, qui empêche les parties linéaires des courbes de se développer.

Le rabattement induit par le puits interférent dépendant de nombreux paramètres, incluant ceux recherchés, il n'a pas été possible de déterminer un critère simple d'utilisation permettant de savoir a priori si un puits interférent va pouvoir être négligé ou non. La meilleure façon de déterminer ceci reste donc de tracer les courbes du rabattement en fonction du temps, durant l'essai ou a posteriori, et de vérifier que la droite de Cooper-Jacob est suffisamment bien développée pour pouvoir obtenir des estimations fiables des paramètres hydrauliques recherchés.

Une équation a toutefois été proposée comme critère permettant de négliger un puits interférent dans chacun des deux cas où celui-ci commence à pomper avant ou après le début de l'essai de pompage. La transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère pouvant généralement être approximés avant que le test ne soit réalisé à l'aide d'autres données, de forage ou géophysiques par exemple, il ne reste qu'à réussir à déterminer le temps à partir duquel l'effet de l'emménagement du puits devient négligeable pour pouvoir utiliser cette équation comme critère a priori.

L'effet de l'emménagement du puits s'observe en effet sur les premiers temps de la courbe de rabattement, alors que l'influence du puits interférent n'est plus négligeable qu'au bout d'un certain temps après le début du test. C'est donc principalement l'intervalle de temps séparant ces deux phénomènes qui va déterminer si un puits interférent va pouvoir être négligé. Les deux cas avec et sans emménagement du puits ont par conséquent été modélisés dans cette étude.

D'autres résultats non reliés à la problématique d'interférences entre puits mais tout de même pertinents dans le cadre de cette étude sont finalement présentés : il s'agit d'une part de l'influence sur les résultats de la position des trois piézomètres servant à interpréter les données de pompage dans un aquifère anisotrope; et d'autre part, de l'influence du non respect de l'hypothèse d'égalité des diffusivités pour un aquifère composé de deux zones de paramètres hydrauliques différents séparées par une frontière partielle. Ces études ont été menées numériquement, d'abord pour des aquifères exploités par un unique puits, avant que les résultats obtenus ne soient transposés aux cas où un second puits est ajouté au problème.

ABSTRACT

The influence of an active well located in the neighbourhood of the tested well on the drawdown recorded in a monitoring well is often mistakenly neglected when interpreting pumping test data. This can yield erroneous estimates of the aquifer hydraulic parameters or of its dimensions, the interferences having a similar impact on the drawdown data as a boundary. When the interfering well is not neglected, pumping test data are mostly interpreted through numerical models.

This thesis presents analytical methods to determine the hydraulic parameters of a porous confined aquifer from data monitored during a pumping test influenced by the interferences of one or several neighbouring wells. These methods are easy to use, since they are similar to the most commonly used methods in absence of interference. They require knowing the pumping rate of the interfering well and the time at which it started pumping. However, the piezometric level before any pumping does not have to be known, the important parameter being the water level in each monitoring well at the beginning of the test.

The interpretation of pumping test data in case of interferences from a neighbouring well has first been studied in the simple case of a pumping in a confined, homogeneous and isotropic aquifer of infinite extension, before combining the proposed methods to other existing methods in the absence of interference to take into account other phenomena, such as recovery, anisotropy or a partial boundary dividing two areas of different hydraulic parameters but with a similar diffusivity, each well being located in one of the areas.

One of the advantages of these methods is that they can easily be adapted if more than one interfering well has influence on the monitored drawdown. Some solutions have also been given to determine the pumping rate of the interfering well if this parameter is unknown.

All the methods presented in this thesis have been tested on numerical drawdown data obtained from Seep/W and COMSOL software. However, only a few field data found in the literature could have been used to confirm the applicability of the methods in the case of a homogeneous and isotropic aquifer with 2 and 6 interfering wells. Some technical difficulties have in fact prevented us to conduct our own tests on the field or in the laboratory.

Despite the simple proposed methods, interfering wells remain difficult to take into account analytically if the pumping test is conducted in the vicinity of the aquifer boundaries, mainly

because many transition zones overlap on the plot, preventing the straight parts of the curves to be developed.

The drawdown resulting from the interfering well being dependant on many parameters including the ones that have to be determined thanks to the test, it has not been possible to determine an easy criterion to know a priori whether an interfering well will be negligible. The easiest way to take this decision thus remains to draw the drawdown vs. time plot during the test or a posteriori, and to check if the Cooper-Jacob straight line is well enough developed to yield reliable estimates of the sought hydraulic parameters.

An equation has however been proposed as a criterion to neglect an interfering well for each case where the interfering well starts pumping before or after the beginning of the test. The aquifer transmissivity and storativity values can in fact generally be approximated thanks to other data, such as drilling data or geophysics, and the only unknown parameter that has to be determine for this equation to be usable as a criterion before the beginning of the test is the time from which the well storage effect can be neglected.

The well storage effect impacts in fact only the early times of the drawdown curve, whereas the interfering well influence only starts being significant after a certain amount of time after the beginning of the test. As a consequence, the time gap between these two phenomena is the prevailing factor to determine whether an interfering well will be negligible. Both configurations, with and without well storage have thus been used in the numerical models of this study.

Other results, not related to the well interference problematic but still relevant for this study, are finally presented: first the influence on the estimates of the position of the three monitoring wells that have been used in the interpretation of the pumping test data in an anisotropic aquifer; and then the influence of the deviation from the diffusivity equality hypothesis in an aquifer divided in two areas of different hydraulic parameters by a partial boundary. Both these studies have been conducted numerically, first on a model with only one pumping well, before the results were transposed in the case of multiple pumping wells.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XX
LISTE DES ANNEXES.....	XXVI
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE	3
1.1 Généralités.....	3
1.1.1 Aquifères	3
1.1.2 Propriétés.....	4
1.1.3 Essais de pompage	6
1.1.4 Interférences	6
1.2 Méthodes usuelles d'interprétation d'un essai de pompage.....	7
1.2.1 Méthode de Theis (1935)	7
1.2.2 Méthode de Cooper & Jacob (1946)	9
1.3 Méthodes d'interprétation courantes pour les cas particuliers d'interférence.....	11
1.3.1 Phase de remontée	11
1.3.2 Aquifères limités par une frontière.....	14
1.3.3 Pompages par paliers.....	18
1.4 Anisotropie et zones de paramètres hydrauliques différents.....	20

1.4.1	Anisotropie horizontale	20
1.4.2	Frontières partielles	22
1.5	Méthodes actuelles d'interprétation des essais influencés par un puits interférent.....	23
1.5.1	Méthodes graphiques.....	24
1.5.2	Méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946)	27
1.5.3	Méthode de Rushton (1985).....	28
CHAPITRE 2 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU DOCUMENT		32
2.1	Évaluation critique des besoins de recherche.....	32
2.2	Objectifs de recherche	34
2.3	Hypothèses	34
2.4	Cohérence des articles par rapport aux objectifs de recherche	35
CHAPITRE 3 ASPECTS MÉTHODOLOGIQUES.....		37
3.1	Simulations numériques	37
3.1.1	Seep/W	37
3.1.2	COMSOL	39
3.1.3	Travaux numériques réalisés	40
3.2	Essais de laboratoire et de terrain.....	42
3.2.1	Essais de laboratoire.....	42
3.2.2	Essais sur le terrain.....	45
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INTERPRETATION OF A PUMPING TEST WITH INTERFERENCE FROM A NEIGHBORING WELL		49
Abstract		49
4.1	Introduction	49
4.2	Theoretical aspects	51

4.2.1	During the pumping phase	51
4.2.2	During the recovery phase.....	55
4.3	Numerical example	57
4.3.1	Model description.....	57
4.3.2	Results with one MW	60
4.3.3	Results for many MWs at a given time	64
4.3.4	Results with many MWs at all times.....	65
4.3.5	Results with the residual drawdown.....	67
4.3.6	Results with the projected drawdown method	68
4.4	Discussion	68
4.5	Conclusion.....	69
	Acknowledgments.....	70
	References	70
CHAPITRE 5 ARTICLE 2: INTERPRETING A PUMPING TEST INFLUENCED BY ANOTHER WELL IN AN ANISOTROPIC AQUIFER.....		72
	Abstract	72
5.1	Introduction	73
5.2	Theoretical aspects	74
5.2.1	Interfering well in operation before the pumping well	75
5.2.2	Pumping well in operation before the interfering well	78
5.3	Application on numerical data sets	80
5.3.1	Interfering well in operation before the pumping well	85
5.3.2	Pumping well in operation before the interfering well	89
5.4	Discussion	93
5.5	Conclusion.....	94

Acknowledgments	95
Supporting Information	95
References	95
Supporting Material.....	97
CHAPITRE 6 ARTICLE 3 : INTERPRETING PUMPING TEST DATA INFLUENCED BY AN INTERFERING WELL IN AN AREA OF DIFFERENT HYDRAULIC PROPERTIES ..	102
Abstract	102
Résumé	102
6.1 Introduction	103
6.2 Theoretical aspects	105
6.2.1 Interfering well in operation before tested well	108
6.2.2 Tested well in operation before interfering well	113
6.3 Numerical application	116
6.4 Discussion on the hydraulic diffusivity equality	121
6.5 Conclusion.....	127
Acknowledgments	128
References	129
CHAPITRE 7 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES	131
7.1 Puits interférent démarré après le début de l'essai de pompage	131
7.2 Débit du puits interférent inconnu.....	132
7.2.1 Théorie	132
7.2.2 Exemple d'application.....	134
7.3 Présence de frontières.....	135
7.3.1 Frontière de recharge.....	137
7.3.2 Frontière imperméable	138

7.3.3	Discussion	140
7.4	Frontière partielle si le puits interférent est le premier à pomper	144
7.5	Interprétation des données fournies par Cooper & Jacob (1946) et Bentley (1979)....	148
7.5.1	Données de Cooper & Jacob (1946)	148
7.5.2	Données de Bentley	152
7.6	Conditions pour négliger l'effet d'un puits interférent	157
7.6.1	Puits interférent actif avant le début de l'essai de pompage	158
7.6.2	Puits interférent actif après le début de l'essai de pompage	165
CHAPITRE 8	DISCUSSION GÉNÉRALE	167
8.1	Contribution des méthodes proposées	167
8.2	Limites des méthodes proposées	169
8.2.1	Hypothèses de Theis.....	169
8.2.2	Critère de Cooper-Jacob.....	169
8.2.3	Caractéristiques du puits interférent.....	169
8.2.4	Frontières.....	170
8.2.5	Emmagasinement du puits	171
8.2.6	Autres limitations	171
8.3	Critère permettant de négliger un puits voisin	172
8.4	Méthodologie	173
8.4.1	Analogie avec la méthode de Cooper-Jacob (1946).....	173
8.4.2	Données utilisées.....	174
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	175
RÉFÉRENCES	178
ANNEXES	184

LISTE DES TABLEAUX

Table 4-1 : Position of the monitoring wells (MWs).	58
Table 4-2 : Pumping sequence.	58
Table 4-3: Parameters obtained with one monitoring well (MW1).	64
Table 4-4 : Parameters obtained with many MWs at a given time. NM stands for the s vs. $\log(r_p)$ new method and CJ for the Cooper-Jacob s vs. $\log(r_p)$ method.	64
Table 4-5 : Parameters obtained with many MWs at all times.	66
Table 4-6 : Comparison of the parameters obtained by neglecting or taking the interfering well into account during the recovery (MW1).	68
Table 5-1 : Position of the MWs.	84
Table 5-2 : Parameters obtained with each MW.	86
Table 5-3 : Parameters obtained with both configurations of three MWs.	87
Table 5-4 : Parameters obtained with each MW with the Papadopoulos (1965) method.	88
Table 5-5 : Parameters obtained with both configurations when the interfering well is neglected.	89
Table 5-6 : Parameters obtained with each MW.	90
Table 5-7 : Parameters obtained with both configurations of three MWs.	91
Table 6-1 : Pumping sequence.	116
Table 6-2 : MWs and their distance to the wells.	117
Table 6-3 : Estimates obtained with the presented method from the numerical application data.	117
Table 6-4 : Percentage errors obtained on the estimates.	120
Tableau 7-1: Différentes situations pouvant être rencontrées en cas de pompage avec interférences près d'une frontière.	136
Tableau 7-2 : Séquence de pompage.	144

Tableau 7-3 : Distances des piézomètres aux puits testé et interférent.	145
Tableau 7-4 : Résultats.	147
Tableau 7-5 : Données du pompage réalisé à Houston en 1939 pour le cas où le puits n° 3 est le puits testé.	149
Tableau 7-6 : Données du pompage réalisé à Houston en 1939 pour le cas où le puits n° 1 est le puits testé.	151
Tableau 7-7 : Données de l'essai de pompage réalisé à Fernandina Beach en 1977.	154
Tableau 7-8 : Données fournies par Bentley pour chacun des puits.	154
Tableau 7-9 : Vérification du respect du critère de Cooper-Jacob pour chaque puits.	156
Tableau 7-10 : Erreur commise sur T en fonction de la distance r_p pour les piézomètres utilisés au chapitre 4.	164

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Theis (tiré de Chapuis, 1999).....	8
Figure 1-2 : Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Cooper-Jacob avec la distance en abscisse (tiré de Chapuis, 1999).	10
Figure 1-3 : Interprétation des données de remontée avec la méthode de Theis (adapté de Chapuis, 1999).	12
Figure 1-4 : Interprétation des données de remontée par la méthode du rabattement prolongé (tiré de Chapuis, 1999).....	13
Figure 1-5 : Schéma expliquant la prise en compte d'une frontière de recharge par la superposition du rabattement d'un puits image (tiré de Chapuis, 1999).	14
Figure 1-6 : Comportement du rabattement si l'aquifère est limité par une frontière de recharge (tiré de Chapuis, 1999).	16
Figure 1-7 : Évolution du débit et du rabattement au puits lors d'un essai de pompage par paliers (tiré de Birsoy & Summers, 1980).	18
Figure 1-8 : (a) Débit et (b) rabattement lors d'un essai de pompage avec interférences (adapté de Rushton, 1985).	29
Figure 3-1 : Vue en coupe schématique du modèle réduit.	43
Figure 3-2 : Essai de pompage avec interférences réalisé dans le modèle réduit d'aquifère au laboratoire.....	44
Figure 3-3 : Essai de pompage sur le site de Sorel (Photo prise au cours du projet d'hydrogéophysique 2012).	46
Figure 4-1 : Real and apparent drawdown (Adapted from Rushton 1985). Solid line: Drawdown with both wells pumping; Dashed line: Drawdown with only the interfering well pumping.	53

- Figure 4-2 : Relative error on the calculated drawdown using a very fine mesh solution as reference (300 000 elements) and a coarser mesh (55 000 elements) in the other simulations.59
- Figure 4-3 : Comparison of the two methods with either infinitesimal or finite diameter pumping and interfering wells. The black data were used for the regressions.....61
- Figure 4-4 : Comparison of the new method with the Cooper-Jacob method with a MW far from the pumping well (MW4). The black data were used for the regression.62
- Figure 4-5 : New method and Cooper-Jacob method plots with all MWs at given times.65
- Figure 4-6 : Comparison of the new method with the Cooper-Jacob method for all MWs at all times and with infinitesimal diameter wells. The black data were used for the regression. The asymptotic line has been drawn manually for the Cooper-Jacob method.....66
- Figure 4-7 : Comparison of the new method with the Theis method for the residual drawdown data during recovery. The black data were used for the regressions.....67
- Figure 5-1 : Real and apparent drawdown (after Rushton 1985; Weber and Chapuis 2013). The origin of time and drawdown considered if the interfering well operates before the beginning of the test is located in O. Solid line: drawdown monitored with the interfering well active continuously and the pumping well active from time t_b ; Dashed line: Drawdown that would have been monitored with only the interfering well pumping.76
- Figure 5-2 : Influence of the angle between three MWs located at different distances from the pumping well on the error developed on TX and θ . Two of the MWs are located 120° from each other (respectively at 45° and 165° with respect to the x direction) and the third one is rotated incrementally by 1 degree. Two MWs are aligned at $45, 165, 225$ and 345° and a negative S^2 value is obtained for those angles.....82
- Figure 5-3 : Drawdown vs. $\ln(A)$ for the MWs of configuration 2 if the interfering well was in operation before the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.86
- Figure 5-4 : Drawdown vs. time for the MWs of configuration 2 if the interfering well was in operation before the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.88

Figure 5-5 : Drawdown vs. $\ln(D)$ for the MWs of configuration 2 if the interfering well starts pumping after the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.	90
Figure 5-6 : Drawdown vs. time for the MWs of configuration 2 if the interfering well starts pumping after the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.	92
Figure 6-1 : Real and apparent drawdowns; time and drawdown origins when the interfering well starts pumping before the beginning of the test (adapted from Weber and Chapuis 2013).	107
Figure 6-2 : Schematic of the problem with areas I and P	108
Figure 6-3 : Drawdown monitored for a MW located in area P (MW1) before the beginning of the pumping in the interfering well (t as x -axis) and once the interfering well is active ($\ln(F)$ as x -axis). The black data have been used for the regressions.	118
Figure 6-4 : Drawdown monitored for a MW located in area I (MW5) before the beginning of the pumping in the interfering well (t as x -axis) and once the interfering well is active ($\ln(F)$ as x -axis). The black data have been used for the regressions.	119
Figure 6-5 : Estimated partial boundary position with the MWs in areas P and I	119
Figure 6-6 : Estimated partial boundary position with three more MWs in each area.	121
Figure 6-7 : Influence of the diffusivity ratio on the estimates for the reference case with one pumping well. The error on the S_I value for $D_I / D_P = 10$ is over 300% and do not appear on the graph.	123
Figure 6-8 : Influence of the transmissivity ratio on the estimates for a diffusivity ratio of 0.1 with one pumping well. Note that the y -axis corresponds to the supplemental error that would have been measured if there was no error when the diffusivities are equal in both areas. The error on r_{pi} for MW1 at a T_I / T_P ratio of 0.65 was over 1000% and is thus not represented on the plot.	124
Figure 6-9 : Influence of the diffusivity ratio on the estimates for the reference case with two pumping wells. The error on the S_I value for $D_I / D_P = 10$ is over 200% and do not appear on the graph.	126

Figure 6-10 : Influence of the transmissivity ratio on the estimates for a diffusivity ratio of 0.1 with two pumping wells. The y-axis is the same as in Figure 6-8. The errors on r_{pi} for MW1 at a T_I / T_P ratio of 0.65 and on T_I (MWs in area I) and S_I (one of the two cases for this T_I / T_P ratio) for $T_I / T_P = 0.046$ are too large to appear on the plot.	127
Figure 7-1 : Graphique permettant de déterminer le débit du puits interférent à l'aide de la méthode présentée au paragraphe 7.2.1 avec $k = 2$	134
Figure 7-2 : Différentes situations permettant d'illustrer le fait que la première droite n'apparaît pas toujours sur le graphique (Le temps t_b a été imposé pour que l'on se trouve dans le cas 1).....	141
Figure 7-3 : Exemple de courbes de rabattement obtenues pour différentes abscisses lorsqu'une frontière imperméable se trouve à proximité d'un essai de pompage avec interférences (A et G étant utilisés en abscisse dans le cas 1 et A ou H dans les cas 2 et 3, cas pour lesquels le doublement de la pente n'est qu'approximatif avec A).	143
Figure 7-4 : Graphique semi-log de s vs. r_p pour les piézomètres 1 à 4 au temps $t = 61s$	146
Figure 7-5 : Graphique de s vs. $\ln(E)$ pour Pz2 (Région P) et Pz6 (Région I).	146
Figure 7-6 : Estimation de la position de la frontière partielle.	147
Figure 7-7 : Graphique de s_a vs. $\ln(M)$ ou s vs. $\ln(N)$ pour les données de Cooper & Jacob (1946) suivant qu'on considère un test dans le puits n° 3 ou dans le puits n° 1 (§7.5.1.2).	150
Figure 7-8 : Localisation des puits 1 à 8 et du piézomètre A pour l'essai réalisé dans l'aquifère de Floride (tiré de Bentley, 1979)	153
Figure 7-9 : Graphique de s_a vs. $\ln(M)$ pour les 7 dernières mesures de rabattement du Tableau 3 de Bentley (1979).	155
Figure 7-10: Relation entre le temps t_{wse} et le rapport r_w^2 / T pour les piézomètres proches du puits.	160
Figure 7-11 : Relation entre le temps t_{wse} et la distance entre le puits de pompage et le piézomètre.	160
Figure 7-12 : Relation entre le coefficient multiplicateur de r_w^2 / T et la distance r_p	161

Figure 7-13 : Relation entre le temps t_{wse} pour un piézomètre situé à une distance $r_p = 50$ m du puits et r_w^2	162
Figure 7-14 : Prépondérance de l'influence de l'emmagasinement du puits ou du critère de Cooper-Jacob sur le temps t_d selon la distance r_p	163

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Notes :

- Les symboles usuels ayant été utilisés, notamment dans les articles, il se peut que certains d'entre eux aient deux significations différentes. Ces deux significations sont présentées dans la liste ci-dessous, le contexte permettant de choisir la bonne lors de la lecture.

- Il est également possible que la même grandeur soit désignée par 2 symboles différents, comme par exemple le paramètre D qui n'a pas pu être utilisé dans l'article où la diffusivité est désignée par cette lettre; ou les distances qui sont désignées par la lettre r suivie d'un indice qui va dépendre du nombre de puits impliqués dans le problème.

- Différents symboles (généralement variant par leurs indices) ont été utilisés pour figurer les pentes, abscisses à l'origine et ordonnées à l'origine des différentes droites tout au long de la thèse. Ceux-ci étant généralement spécifiques à une unique équation et explicités dans le texte au niveau de celle-ci, à l'exception des symboles usuels, ils ne sont pas présentés dans cette liste.

a	Rapport des différences de transmissivité sur leur somme pour deux régions séparées par une frontière partielle
A	Section d'écoulement ou rapport défini par l'équation 4.9
b	Épaisseur de l'aquifère
b_o	Ordonnée à l'origine pour le piézomètre O
B	Rapport défini par l'équation 4.16
$cste$	Constante
C	Coefficient de pertes de charge quadratiques ou rapport défini par l'équation 4.20
D	Diffusivité hydraulique ou produit défini par l'équation 5.15
D_I	Diffusivité de la région I
D_P	Diffusivité de la région P
E	Rapport défini par l'équation 6.15

F	Coefficient utilisé lors de l'interprétation de la remontée d'un essai de pompage par paliers défini à l'équation 1.23 ou produit défini par l'équation 6.30
g	Accélération de la pesanteur
G	Rapport défini en abscisse de la Figure 7.3
h	Charge hydraulique
h_0	Charge hydraulique initiale
H	Produit défini en abscisse de la Figure 7.3
i	Gradient hydraulique
I	Région séparée du puits testé par une frontière partielle
k	Nombre quelconque
K	Conductivité hydraulique
\mathbf{K}	Tenseur de conductivité hydraulique
m	Nombre de paliers
m_w	Pente de la courbe de rétention d'eau pour des pressions positives
M	Grandeur définie par l'équation 7.28
MW	Monitoring well (Puits d'observation)
n	Numéro du palier
N	Grandeur définie par l'équation 7.29
p	Pression interstitielle
P	Région contenant le puits testé délimitée par une frontière partielle
q	Vecteur vitesse de Darcy ou rapport Q_i / Q_p
Q	Débit
Q_i	Débit du puits interférent
Q_m	Plus faible débit parmi tous les puits testé et interférents
Q_{masse}	Terme de variation de masse

Q_n	Débit au palier n
Q_p	Débit du puits testé
Q_{vol}	Terme de variation de volume
r	Distance du puits d'observation au puits
r'	Distance du puits d'observation au puits image
r_{ew}	Rayon efficace du puits
r_i	Distance du puits d'observation au puits interférent ou au puits image
r_{ii}	Distance du puits d'observation au puits interférent image
r_{ir}	Distance du puits d'observation au puits interférent réel
r_k	Distance du puits d'observation au puits k
r_p	Distance du puits d'observation au puits testé
r_{pi}	Distance du puits d'observation au puits testé image
r_{pr}	Distance du puits d'observation au puits testé réel
r_r	Distance du puits d'observation au puits réel
r_w	Rayon du puits de pompage
R	Rayon d'action du puits de pompage
R^2	Coefficient de régression
s	Rabatement
s'	Rabatement résiduel
s_0	Rabatement dû au puits interférent au début de l'essai de pompage
s_1	Rabatement de la première partie du graphique de s
s_2	Rabatement de la seconde partie du graphique de s
s_3	Rabatement de la troisième partie du graphique de s
s_a	Rabatement apparent (pouvant également être noté s)

s_a'	Rabattement apparent (pouvant également être noté s')
s_e	Erreur commise sur le rabattement lorsque le puits interférent est négligé
s_i	Rabattement dû au puits image au temps t_i
s_{ii}	Rabattement dû au puits interférent image
s_{ir}	Rabattement dû au puits interférent réel
s_n	Rabattement au palier n
s_p	Rabattement prolongé
s_{pi}	Rabattement dû au puits testé image
s_{pr}	Rabattement dû au puits testé réel
s_r	Rabattement au temps t_r
S	Coefficient d'emmagasinement
S_I	Coefficient d'emmagasinement de la région I
S_P	Coefficient d'emmagasinement de la région P
S_s	Coefficient d'emmagasinement spécifique
t	Temps
t'	Temps compté depuis l'arrêt de la pompe
t_0	Abscisse à l'origine de la droite de Cooper-Jacob
t_0^*	Abscisse à l'origine de la seconde droite du graphique influencé par une frontière imperméable
t_A	Temps d'arrêt de la pompe
t_b	Temps (compté positivement) entre le début du pompage dans les puits testé et interférent
t_{CJ}	Temps à partir duquel le critère de Cooper-Jacob est respecté
t_d	Temps auquel débute la droite de Cooper-Jacob

t_i	Temps pris sur la droite montrant l'influence de la frontière ou temps auquel le puits interférent est mis en marche
t_I	Temps à l'intersection de la droite de Cooper-Jacob et de celle influencée par une frontière
t_k	Temps depuis le début du pompage dans le puits k
t_n	Temps auquel le palier n a commencé
t_p	Temps auquel le puits testé est mis en marche
t_r	Temps pris sur la droite de Cooper-Jacob
t_{wse}	Temps à partir duquel l'emmagasinement du puits devient négligeable
T	Transmissivité
T_P	Transmissivité de la zone P
T_{pipe}	Transmissivité à l'intérieur du puits
T_I	Transmissivité de la zone I
T_{xx}	Composante du tenseur de transmissivité
T_{yy}	Composante du tenseur de transmissivité
T_{xy}	Composante du tenseur de transmissivité
T_X	Transmissivité suivant la direction principale d'anisotropie X
T_Y	Transmissivité suivant la direction principale d'anisotropie Y
u	Argument de la fonction de puits défini à l'équation 1.8
u_i	Argument de la fonction de puits vis-à-vis du puits interférent
u_k	Argument de la fonction de puits vis-à-vis du puits k
u_p	Argument de la fonction de puits vis-à-vis du puits testé
u_{xy}	Argument de la fonction de puits pour un aquifère anisotrope défini à l'équation 1.26
v	Vitesse

w	Exposant du débit associé aux pertes de charge quadratiques
$W(u)$	Fonction de puits
x	Direction
x_i	Abscisse du puits interférent
x_o	Abscisse du piézomètre O
x_p	Abscisse du puits testé
y	Direction perpendiculaire à x
y_i	Ordonnée du puits interférent
y_o	Ordonnée du piézomètre O
y_p	Ordonnée du puits testé
X	Direction principale d'anisotropie
z	Élévation
β	Rapport des distances r_i sur r_r
β_n	Coefficient défini à l'équation 1.22
γ_w	Poids volumique de l'eau
Δs	Pente d'une droite sur papier semi-log avec le rabattement en ordonnée
$\Delta s'$	Pente d'une droite sur papier semi-log avec le rabattement résiduel en ordonnée
Δs_a	Pente d'une droite sur papier semi-log avec le rabattement apparent en ordonnée
$\Delta(s_p-s_a')$	Pente d'une droite sur papier semi-log avec s_p-s_a' en ordonnée
θ	Teneur en eau volumique ou angle d'anisotropie
ρ	Masse volumique de l'eau
∇D	Vecteur unitaire orienté dans le sens de la gravité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – Vérification des méthodes de la littérature	184
A.1 Méthode de Corapcioğlu (1977).....	185
A.2 Méthode de Wenzel & Greenlee (1943).....	187
A.3 Méthode de Cooper & Jacob généralisée (1946)	189
A.4 Méthode de Rushton (1985)	190
ANNEXE 2 – Compléments sur les essais de laboratoire et de terrain	192
B.1 Résultats obtenus dans la cuve	192
B.2 Problèmes rencontrés sur le site de Sorel	195
ANNEXE 3 – Scripts MATLAB utilisés	202
C.1 Étude du maillage	202
C.2 Influence de la position des piézomètres en cas d'anisotropie	207
C.3 Influence du ratio de diffusivité sur les estimations obtenues par la méthode de Nind (1965)	217
C.4 Détermination du temps t_{wse}	227
ANNEXE 4 – Données de pompage fournies par Cooper & Jacob (1946)	233
ANNEXE 5 – Données de pompage fournies par Bentley (1979).....	234

INTRODUCTION

La caractérisation des paramètres hydrauliques (transmissivité et coefficient d'emmagasinement) d'un aquifère constitue l'un des principaux objectifs d'un essai de pompage. Ces essais constituent ainsi une source de données importante dans la gestion des ressources en eau souterraine. Plusieurs méthodes permettent actuellement d'interpréter les données de rabattement obtenues au travers de tels essais suivant le type d'aquifère dans lequel le test est conduit.

Cependant, bien que ce phénomène soit connu depuis le tout début de l'étude des essais de pompage en régime transitoire (années 1930), très peu de ces méthodes permettent de prendre en compte le rabattement supplémentaire induit par un puits interférent exploitant simultanément le même aquifère dans le voisinage du puits testé. Les interférences dues à un puits voisin sont donc généralement soit négligées aux motifs que le puits interférent se situe suffisamment loin du puits testé et/ou que son débit est maintenu constant, soit prises en compte dans l'interprétation de l'essai de pompage à l'aide de méthodes numériques.

Toutefois, l'effet du puits interférent ne peut pas, dans la grande majorité des cas, être négligé pour les raisons évoquées ci-dessus, à moins que le régime permanent ne soit atteint. L'influence du puits interférent se mesure en effet sur le rabattement observé dans un piézomètre. Pour pouvoir la négliger, il faut donc que le rabattement induit par le puits interférent soit négligeable, ce que ne peut ni garantir la distance entre le puits interférent et le puits d'observation prise indépendamment d'autres paramètres, ni la constance du débit. Le phénomène d'interférences entre puits de pompage étant relativement courant, notamment en région urbaine où l'alimentation en eau potable des habitants ne peut bien évidemment pas être suspendue le temps de réaliser un essai de pompage dans le voisinage du puits de captage, il arrive donc fréquemment que les paramètres hydrauliques de l'aquifère soient erronés ou que la présence d'une frontière soit soupçonnée à tort en raison de la présence d'un puits actif dans le voisinage du puits testé.

Pour les aquifères à nappe captive, l'application du principe de superposition grâce à la linéarité des équations donne une solution très simple pour le problème direct en cas d'interférences entre puits. Toutefois, la détermination des caractéristiques hydrauliques de l'aquifère relève du problème inverse. Si le cas général n'a fait l'objet que de peu d'études, plusieurs cas particuliers de ce problème ont été largement étudiés :

- Lorsque le puits de pompage et le puits interférent commencent à pomper en même temps et au même débit ou avec un débit opposé : c'est le cas des aquifères limités respectivement par une frontière imperméable ou une frontière de recharge.

- Lorsque le puits interférent est situé au même emplacement que le puits de pompage et injecte de l'eau à un débit opposé à ce dernier à partir d'un temps arbitraire : c'est le cas des données de remontée.

- Lorsque le puits interférent est situé au même emplacement que le puits de pompage et pompe à un débit arbitraire à partir d'un temps arbitraire : c'est le cas des pompages par paliers.

Dans le cas général, ces grandeurs (débit, temps et distance) ne sont toutefois pas égales vis-à-vis de chaque puits. Quelques méthodes analytiques permettent de déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère à nappe captive en cas d'interférences, mais uniquement si le niveau piézométrique initial est connu, ce qui n'est généralement pas le cas si le puits interférent est le premier mis en marche. Seule une étude sur l'erreur commise en négligeant les puits interférents a pris en compte le niveau initial apparent de la nappe au début de l'essai de pompage.

On se propose ici de développer de nouvelles méthodes analytiques simples d'utilisation permettant de déterminer la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement d'un aquifère poreux à nappe captive lorsque des puits situés aux alentours du puits testé créent des interférences. Ces nouvelles méthodes devraient idéalement permettre d'améliorer la détermination des paramètres hydrauliques des aquifères ainsi que l'interprétation faite de la variation du rabattement pour des temps élevés; et par là même, améliorer la gestion des ressources en eau souterraine.

Après un rappel des connaissances sur le sujet et quelques aspects méthodologiques relatifs à cette étude, les publications exposant les méthodes développées dans un cas simple d'aquifère homogène et isotrope, puis l'adaptation de celles-ci pour les cas d'un aquifère anisotrope et d'un aquifère séparé par une frontière partielle en deux régions de paramètres hydrauliques différents seront présentées. Quelques résultats complémentaires seront ensuite fournis, incluant notamment une réflexion sur la détermination d'un critère permettant de négliger l'interférence due à un puits voisin lors de l'interprétation des données d'un essai de pompage. Enfin, avant de conclure, une brève discussion générale sur l'ensemble de ce travail sera présentée.

CHAPITRE 1 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, après quelques généralités sur les aquifères et les équations régissant l'écoulement des eaux souterraines, nous nous intéresserons aux méthodes d'interprétation des essais de pompage qui seront utilisées dans la suite de cette étude, ainsi qu'aux méthodes couramment utilisées pour interpréter les cas particuliers d'interférence. Les méthodes permettant actuellement d'interpréter un essai de pompage en cas d'interférences entre puits, ainsi que leurs limitations, seront finalement présentées.

1.1 Généralités

1.1.1 Aquifères

Un aquifère est une unité géologique saturée totalement ou en partie en eau, et susceptible d'être exploitée de façon économique (Chapuis, 1999).

Un aquitard est une unité géologique saturée totalement ou en partie en eau, non susceptible d'être exploitée de façon économique, mais laissant toutefois percoler d'importantes quantités d'eau à grande échelle.

Il existe plusieurs types d'aquifères :

- L'aquifère à nappe captive est confiné entre 2 formations très peu perméables ne laissant percoler que des quantités d'eau négligeables.
- L'aquifère à nappe libre possède une surface au niveau de laquelle les pressions de l'eau et de l'atmosphère sont égales. Le plancher de l'aquifère ne lui fournit également qu'une quantité d'eau négligeable.
- L'aquifère à nappe semi-captive est confiné entre 2 formations semi-perméables, fournissant une quantité d'eau non négligeable à cet aquifère.
- L'aquifère à nappe semi-libre possède une surface au niveau de laquelle les pressions de l'eau et de l'atmosphère sont égales. Son plancher laisse percoler une quantité d'eau non négligeable.

La présente étude ne concerne que les aquifères à nappe captive.

1.1.2 Propriétés

1.1.2.1 Charge hydraulique

La charge hydraulique h (m) représente l'énergie par unité de poids de l'eau. Elle est constante sur une équipotentielle. Celle-ci est calculée par le théorème de Bernoulli :

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (1.1)$$

Dans cette équation, z (m) correspond à l'élévation de la goutte d'eau dans un repère vertical, dont l'origine est, dans un aquifère à nappe captive, généralement choisie de façon arbitraire, mais suffisamment basse pour que les élévations restent positives. La pression interstitielle de l'eau p (kPa) est comptée relativement à la pression atmosphérique, et la vitesse v (m/s) est mesurée par rapport au solide dans lequel l'eau s'écoule. γ_w (kN/m³) est le poids volumique de l'eau et g (m/s²) l'accélération de la pesanteur. Dans un aquifère non fissuré, les vitesses sont suffisamment faibles (quelques centimètres par seconde au maximum à proximité des puits) pour que le dernier terme puisse être négligé.

L'eau se déplace des zones où la charge est élevée vers les zones où la charge est plus faible. L'ensemble des points où la charge de l'eau est constante est appelé équipotentielle. Lors d'un essai de pompage ou d'injection, la charge autour du puits va varier. En cas de pompage, on parlera de rabattement correspondant à la différence entre la charge hydraulique initiale h_0 (m) et la charge hydraulique au temps considéré. Lors d'une injection, cette grandeur est négative et on parlera alors d'impression.

1.1.2.2 Loi de Darcy

La loi de Darcy (1856) permet de déterminer le débit d'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux. Dans un problème à une dimension, elle s'exprime de la façon suivante :

$$Q = -K A i \quad (1.2)$$

Q (m³/s) représente le débit, K (m/s) est la conductivité hydraulique, A (m²) l'aire de la section d'écoulement et i (m/m) le gradient hydraulique le long de la ligne de courant considérée.

En 3 dimensions, l'équation devient (Ferrandon, 1948) :

$$q = -\mathbf{K} \text{grad}(h) \quad (1.3)$$

\mathbf{K} est le tenseur de conductivité hydraulique, q le vecteur vitesse de Darcy, et $\text{grad}(h)$ le vecteur gradient hydraulique.

La conductivité hydraulique caractérise l'aptitude d'un milieu poreux à laisser circuler l'eau pour un environnement donné. La température peut par exemple faire varier la conductivité hydraulique d'un milieu en raison de son influence sur la viscosité de l'eau.

1.1.2.3 Caractéristiques d'un aquifère

Un aquifère est défini par plusieurs grandeurs :

- Son épaisseur b (m), mesurée perpendiculairement à sa base;
- Sa transmissivité T (m^2/s), égale au produit de la conductivité hydraulique K par l'épaisseur de l'aquifère b . Dans le cas où la conductivité hydraulique varie avec la profondeur, la transmissivité est égale à l'intégrale de la conductivité hydraulique sur la hauteur entre le plancher et le toit de l'aquifère;
- Son coefficient d'emmagasinement S (-), correspondant à la quantité d'eau relâchée par unité de surface pour une variation de charge d'une unité. Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, le coefficient d'emmagasinement est faible (de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3});
- Sa diffusivité D (m^2/s), correspondant au rapport T / S ;
- Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, on parlera aussi du coefficient d'emmagasinement spécifique S_s (m^{-1}), égal au quotient du coefficient d'emmagasinement S par l'épaisseur de l'aquifère b .

1.1.2.4 Loi de conservation

La loi de conservation de la masse stipule que dans un volume élémentaire, la quantité d'eau sortante pendant un intervalle de temps dt (s) est égale à la somme de la quantité d'eau entrant et de la quantité d'eau stockée ou relâchée pendant ce même intervalle de temps (Richards, 1931). Dans l'équation suivante, θ est la teneur en eau volumique (m^3/m^3) :

$$\text{div}(\mathbf{K} \text{grad}(h)) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1.4)$$

Dans le cas particulier d'une nappe captive, où la conductivité hydraulique est isotrope, cette loi se simplifie en :

$$\text{div}(\text{grad}(h)) = \frac{1}{K} \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.5)$$

Lors d'un pompage en nappe captive, on considère généralement un écoulement radial vers le puits. On utilise alors cette équation en coordonnées polaires, où r (m) est la distance entre le point considéré et le centre du puits de pompage :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.6)$$

1.1.3 Essais de pompage

Un essai de pompage est une opération dont l'objectif principal est de déterminer les paramètres hydrauliques (transmissivité T et coefficient d'emmagasinement S) d'un aquifère. Pour cela, pour un débit connu, les rabattements sont relevés dans le puits et dans un ou plusieurs piézomètres situés à des distances connues du puits. Les essais de pompage peuvent être interprétés en régime transitoire ou permanent. Dans le cadre de cette étude, nous nous intéresserons seulement au régime transitoire, puisqu'en régime permanent, le rabattement est constant et les interférences sont alors aisées à prendre en compte. Les méthodes usuelles permettant d'interpréter les résultats d'un essai de pompage en régime transitoire sont décrites au paragraphe 1.2.

1.1.4 Interférences

Lors d'un essai de pompage, le terme « interférence » correspond à l'ensemble des perturbations enregistrées sur le rabattement, dues à d'autres phénomènes que le pompage dans le puits testé.

En hydrogéologie, il existe de nombreux facteurs pouvant créer des interférences avec un essai de pompage : les marées, la variation de pression atmosphérique, le prélèvement d'eau par la végétation... Dans la présente étude, nous nous intéresserons uniquement aux interférences engendrées par d'autres puits de pompage (ou d'injection), et le terme « interférence » ne se rapportera ainsi qu'à ce phénomène dans la suite de cette thèse. Si les cônes de rabattement de tels puits, voisins du puits testé, s'étendent jusqu'au piézomètre dans lequel le rabattement est mesuré, ce dernier résultera en effet non seulement de l'essai de pompage, mais aussi du

pompage dans ces puits voisins. Les équations étant linéaires en nappe captive, le rabattement total correspondra à la somme des rabattements dû à chaque puits en activité.

Ce phénomène est déjà utilisé au travers de puits image afin d'interpréter les données de la phase de remontée d'un essai de pompage, les résultats d'un essai réalisé à proximité d'une frontière, ou les données d'un essai par paliers. Ces trois situations peuvent ainsi être considérées comme des cas particuliers d'interférence entre puits, pour lesquels certaines grandeurs sont constantes entre le puits interfèrent et le puits testé, permettant l'obtention d'équations facilement interprétables :

- Remontée : Les 2 puits sont situés au même point, donc la distance entre chacun des puits et le puits d'observation est la même. Le débit des 2 puits est également le même au signe près;
- Frontières : Le débit des 2 puits est constant au signe près et les 2 puits commencent à pomper simultanément;
- Pompage par paliers : La distance entre le puits d'observation et chacun des puits de pompage est constante.

Les méthodes d'interprétation usuelles de ces phénomènes sont présentées au paragraphe 1.3.

1.2 Méthodes usuelles d'interprétation d'un essai de pompage

1.2.1 Méthode de Theis (1935)

La solution analytique donnant le rabattement de la surface d'une nappe captive lors d'un pompage à débit constant en régime transitoire a été développée par Theis (1935) par analogie avec les problèmes de conduction de la chaleur. Lors d'un essai de pompage dans un puits de diamètre infinitésimal pénétrant totalement un aquifère poreux à nappe captive, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie, le rabattement s (m) est donné par la formule suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} dy = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (1.7)$$

avec :

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (1.8)$$

$W(u)$ (-) est appelée fonction de puits. Elle est tabulée dans de nombreuses références, par exemple Domenico & Schwartz (1990, p. 106). Dans l'équation 1.8, r (m) est la distance entre le puits de pompage et le puits d'observation dans lequel le rabattement est mesuré, S (-) est le coefficient d'emménagement de l'aquifère, T (m^2/s) sa transmissivité et t (s) le temps écoulé entre le début de l'essai de pompage et la prise de mesure du rabattement.

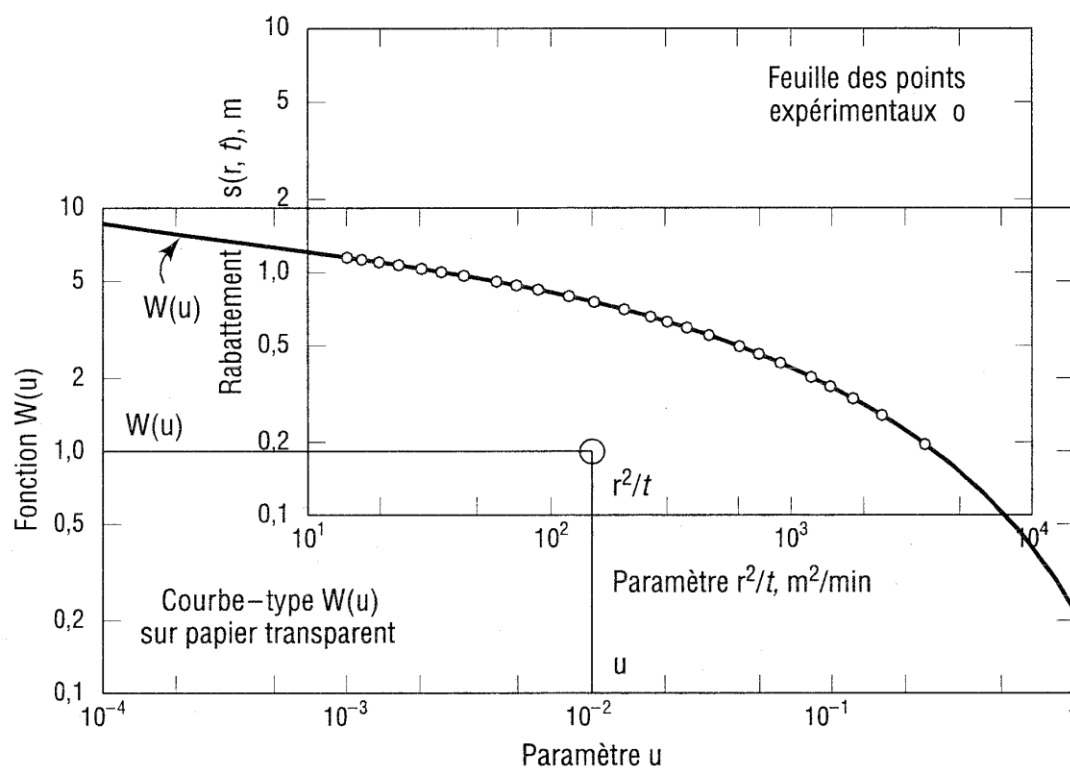


Figure 1-1 : Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Theis (tiré de Chapuis, 1999).

En prenant le logarithme des équations 1.7 et 1.8, on remarque que les graphiques log-log donnant s en fonction de r^2/t et $W(u)$ en fonction de u sont identiques à 2 translations près, la première suivant l'axe des abscisses et la seconde selon l'axe des ordonnées (Figure 1-1). Par superposition de la courbe expérimentale sur la courbe type $W(u)$ en fonction de u , il est possible, à l'aide d'un point de correspondance, de déterminer ces 2 translations, et donc de déterminer les

valeurs de T et S . Si l'on assigne l'indice c aux coordonnées du point de correspondance, on obtient :

$$T = \frac{Q}{4\pi s_c} W(u)_c \quad (1.9)$$

$$S = \left(\frac{t}{r^2} \right)_c 4T u_c \quad (1.10)$$

1.2.2 Méthode de Cooper & Jacob (1946)

Cooper & Jacob (1946) ont proposé une méthode permettant de déterminer, sous les mêmes conditions que précédemment, les paramètres hydrauliques de l'aquifère par développement de la fonction de puits $W(u)$ de Theis. Cette fonction est en effet égale à :

$$W(u) = -0.5772 - \ln(u) - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n u^n}{n!n} \quad (1.11)$$

Lorsque u est inférieur à 0.02 (Cooper & Jacob, 1946), la somme de l'équation 1.11 est négligeable devant la valeur de $\ln(u)$, et donc la fonction $W(u)$ peut être approximée par $-0.5772 - \ln(u)$. En injectant cette valeur dans l'équation 1.7 et après quelques réarrangements mathématiques, on obtient :

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log \left(\frac{2.25Tt}{r^2 S} \right) \quad (1.12)$$

Notons que la valeur originale de 0.02 donnée par Cooper & Jacob (1946) n'est pas la valeur la plus couramment utilisée pour vérifier la validité du critère de Cooper-Jacob. Le critère usuel est en effet $u < 0.01$, pour lequel l'erreur relative avec l'équation de Theis est de 0.25%, et un critère plus pratique est $u < 0.1$, pour lequel l'erreur relative est de 5.4% (Chapuis, 1999).

D'après l'équation 1.12, les graphiques semi-logarithmiques donnant le rabattement en fonction du temps t , de la distance r ou du quotient r^2/t donnent des droites dès que le critère de Cooper-Jacob est respecté. La pente de ces droites (égale à la variation de rabattement par cycle logarithmique, notée Δs , en m) permet de déterminer la valeur de T et l'intersection entre celles-ci et l'axe des abscisses permet d'expliciter la valeur de S . Par exemple, pour la droite déterminée à partir des valeurs de s en fonction de $\log(r)$ (Figure 1-2) :

$$T = \frac{2.3Q}{2\pi \Delta s} \quad (1.13)$$

$$S = \frac{2.25Tt}{R^2} \quad (1.14)$$

R (m), appelé rayon d'action du puits, correspond à l'intersection entre la droite expérimentale et l'axe des abscisses.

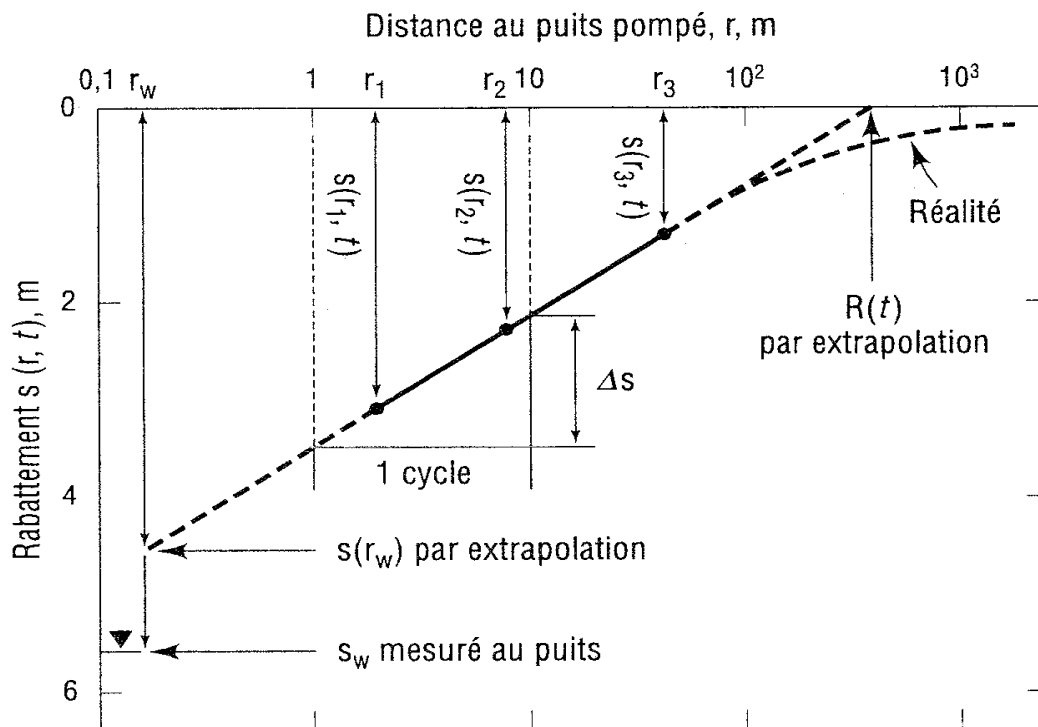


Figure 1-2 : Interprétation d'un essai de pompage par la méthode de Cooper-Jacob avec la distance en abscisse (tiré de Chapuis, 1999).

Après avoir déterminé les valeurs de T et S , on veillera à vérifier que les valeurs de u des points utilisés pour tracer les droites respectent effectivement le critère de Cooper-Jacob ($u < 0.1$).

1.3 Méthodes d'interprétation courantes pour les cas particuliers d'interférence

Comme mentionné au paragraphe 1.1.4, la phase de remontée, la présence de frontières ainsi que les essais de pompage par paliers constituent des cas particuliers d'interférence faisant intervenir des puits image, pour lesquels certains paramètres restent constants par rapport au puits réel, simplifiant ainsi les équations. Ce paragraphe présente les méthodes d'interprétation usuelles de tels phénomènes. Les équations régissant le rabattement lors d'un essai de pompage étant linéaires en nappe captive, le principe de superposition est utilisé pour prendre en compte les différents puits pompant ou injectant de l'eau.

1.3.1 Phase de remontée

La phase de remontée d'un essai de pompage, en considérant un puits image situé au même emplacement que le puits de pompage, et injectant de l'eau au même débit que celui-ci à partir du temps d'arrêt de la pompe (Theis, 1935), peut être considérée comme un cas particulier d'interférence, pour lequel la distance r et le débit Q sont identiques pour le puits de pompage et le puits image interfèrent au signe près. Ceci permet de réduire le nombre d'inconnues, et ainsi, de simplifier les équations. Les méthodes énoncées ci-dessous ayant l'équation de Theis pour point de départ, elles ne s'appliquent que dans les conditions énoncées par cet auteur, à savoir pour un aquifère à nappe captive, homogène, isotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie, et pour un puits de pompage totalement pénétrant et de diamètre infinitésimal.

1.3.1.1 Méthode de Theis (1935)

Theis (1935) a proposé une approximation similaire à celle de Cooper & Jacob (1946) pour le développement de la fonction de puits, sans toutefois expliciter son critère de validité. Le premier terme de la somme dans l'équation suivante correspond au rabattement dû au pompage, et le second terme à l'impression due au puits image interfèrent injectant de l'eau au même point et au même débit à partir du temps d'arrêt de la pompe. Comme mentionné précédemment, l'égalité des distances et des débits permet de grandement simplifier cette somme :

$$s' = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2 S}\right) + \frac{2.3 \times (-Q)}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt'}{r^2 S}\right) = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (1.15)$$

Dans l'équation 1.15, s' (m) correspond au rabattement lors de la phase de remontée, aussi appelé rabattement résiduel. En traçant le graphique semi-logarithmique de s' en fonction du quotient t/t' (Figure 1-3), t et t' (s) étant les temps écoulés respectivement depuis le début du pompage et depuis le temps t_A (s) où le pompage a été arrêté, on obtient une droite de pente $\Delta s'$ (m) et d'intersection avec l'axe des abscisses devant être égale à 1 d'après l'équation 1.15.

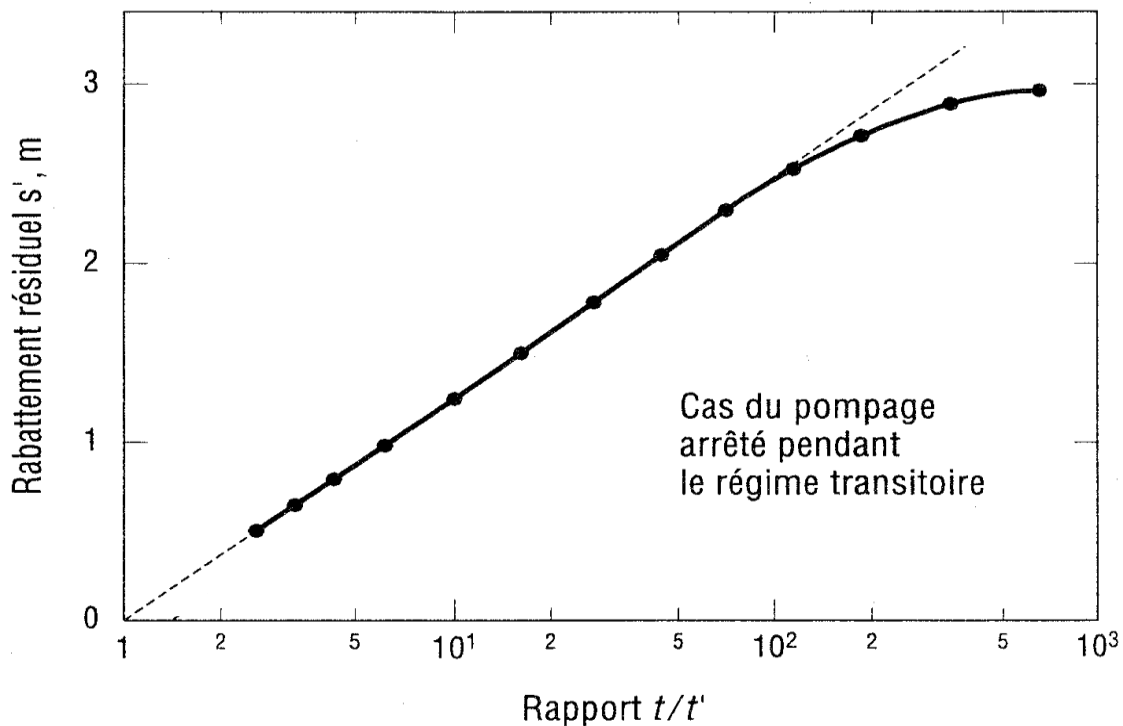


Figure 1-3 : Interprétation des données de remontée avec la méthode de Theis (adapté de Chapuis, 1999).

La transmissivité est égale à :

$$T = \frac{2.3Q}{4\pi \Delta s'} \quad (1.16)$$

Il n'est pas possible de déterminer le coefficient d'emmagasinement par cette méthode. Les points non alignés pour les grandes valeurs du rapport t/t' sur la Figure 1-3 correspondent aux premiers temps de la phase de remontée, pour lesquels le critère de Cooper-Jacob $u < 0.1$ n'est pas encore respecté vis-à-vis du puits image.

1.3.1.2 Méthode du rabattement prolongé

La valeur de S peut être explicitée en traçant le graphique (Figure 1-4) semi-logarithmique de la différence entre le rabattement prolongé s_p (m) et le rabattement résiduel s' en fonction de t' (Johnson, 1966; Chapuis, 1992a).

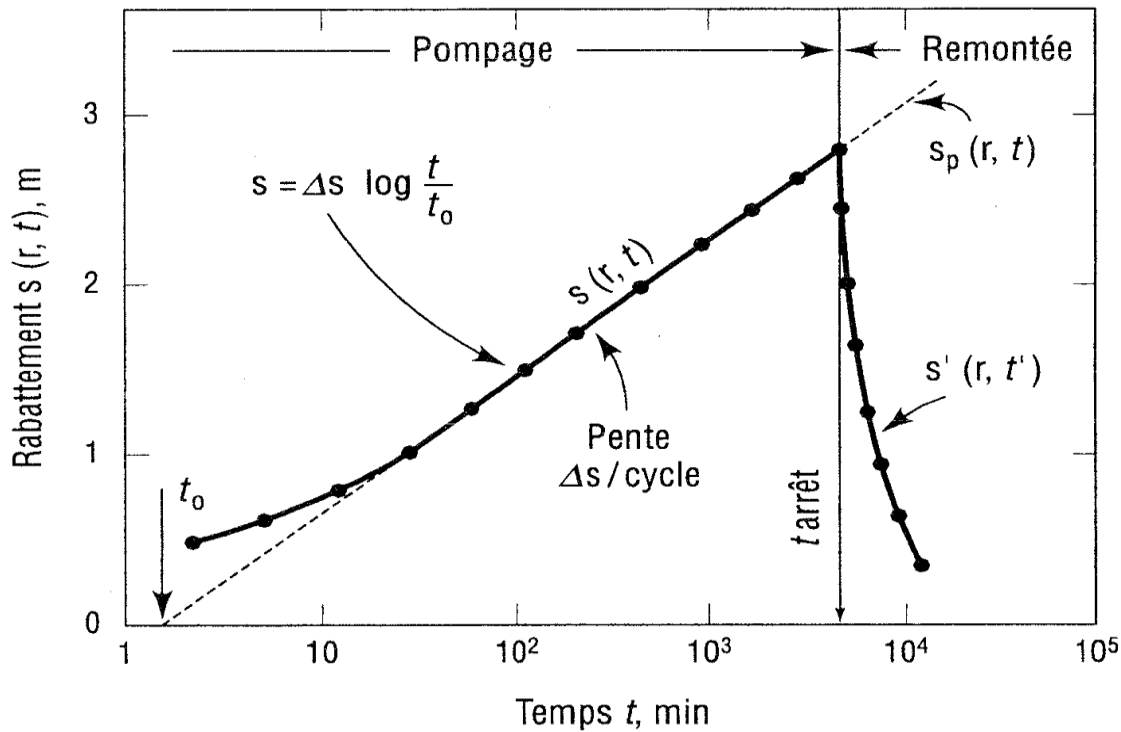


Figure 1-4 : Interprétation des données de remontée par la méthode du rabattement prolongé (tiré de Chapuis, 1999).

Le rabattement prolongé est donné par l'équation de Cooper-Jacob 1.12, et le rabattement résiduel par l'équation 1.15. On en déduit :

$$s_p - s' = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r^2 S}\right) - \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{t}{t'}\right) = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt'}{r^2 S}\right) \quad (1.17)$$

De façon similaire à la méthode de Cooper-Jacob, on obtient ainsi une droite dont la pente et l'intersection avec l'axe des abscisses permettent de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère.

On préfère utiliser l'équation 1.16 pour déterminer la valeur de T car la droite donnant les rabattements prolongés dépend de la qualité des paramètres hydrauliques calculés à partir des données de pompage. La détermination de la valeur de S lors de la phase de remontée est également moins précise que celle obtenue à l'aide des données de pompage pour la même raison.

1.3.2 Aquifères limités par une frontière

Les premières méthodes développées afin de déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère à nappe captive l'ont été dans le cas d'aquifères d'extension infinie. Plusieurs méthodes permettant de déterminer ces paramètres dans le cas d'aquifères limités par une ou plusieurs frontières, ainsi que la distance effective entre le puits et cette (ces) frontière(s), ont depuis été développées. Les frontières rencontrées sont de deux types : les frontières imperméables, parfois appelées barrières, et les frontières de recharge. On parle généralement de frontière lorsque le rapport de perméabilité entre la formation aquifère et la formation adjacente est supérieur à 100 (frontière imperméable) ou inférieur à 0.01 (frontière de recharge).

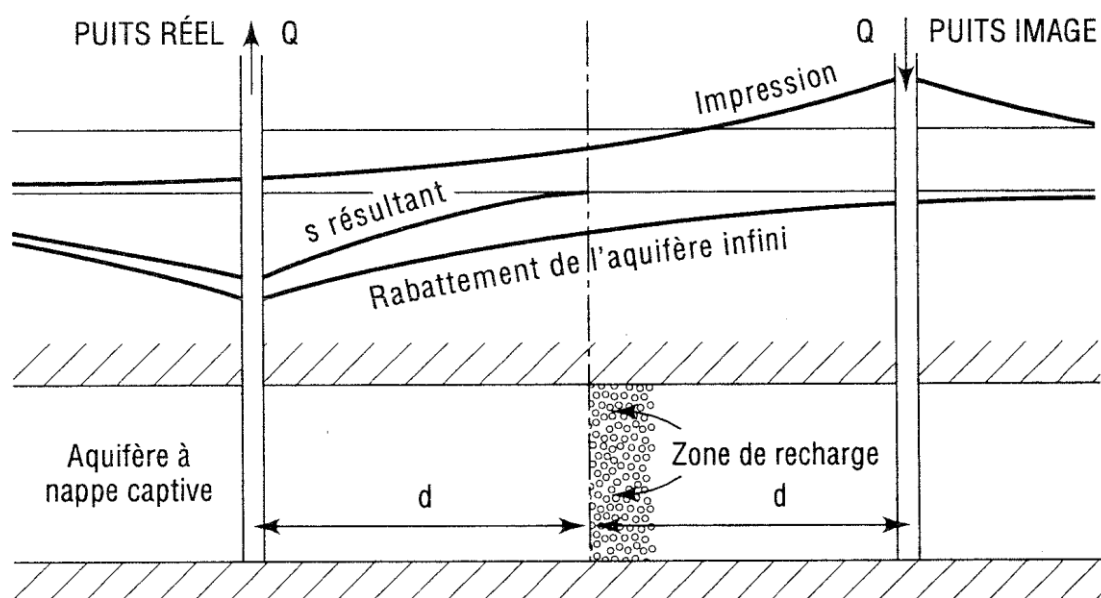


Figure 1-5 : Schéma expliquant la prise en compte d'une frontière de recharge par la superposition du rabattement d'un puits image (tiré de Chapuis, 1999).

L'ensemble des méthodes proposées pour déterminer les paramètres hydrauliques d'un aquifère et la position de la frontière à partir des données d'un essai de pompage soumis à l'influence de cette frontière repose sur l'intervention d'un puits image. Une frontière de recharge rectiligne peut en effet être modélisée par un puits image situé en un point symétrique au puits de pompage par rapport à la frontière, et injectant de l'eau au même débit que celui appliqué au puits de pompage (Figure 1-5). En ce qui concerne les frontières imperméables, le même raisonnement est appliqué, mais le puits image pompe au même débit que le puits réel au lieu d'injecter de l'eau comme dans le cas d'une frontière de recharge.

Il conviendra toutefois d'être prudent lors des interprétations, car d'autres phénomènes peuvent avoir des effets relativement similaires à ceux d'une frontière sur la courbe de rabattement (del Mar Gonzalez & Rushton, 1981), notamment la présence d'un puits de pompage en activité à proximité de l'essai de pompage.

A partir des équations mathématiques obtenues par application du principe de superposition, plusieurs méthodes ont été développées afin d'interpréter les données d'essais de pompage réalisés à proximité d'une frontière rectiligne d'un aquifère. Le principe de superposition sert toutefois essentiellement à localiser la frontière, la transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère étant généralement déterminés par la méthode de Cooper-Jacob (1946) à partir des données non encore influencées par la frontière.

En traçant les rabattements observés en fonction du temps sur un graphique semi-logarithmique, on observe en effet 2 droites. La première droite est la droite de Cooper-Jacob (équation 1.12), l'influence de la frontière ne se faisant pas encore sentir au puits d'observation. La seconde droite est influencée à la fois par le pompage et la frontière. Elle a une pente double de la première dans le cas d'une frontière imperméable et une pente nulle dans le cas d'une frontière de recharge (Figure 1-6) :

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r_r^2 S}\right) \pm \frac{2.3Q}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r_i^2 S}\right) = \begin{cases} \frac{2.3Q}{2\pi T} \log\left(\frac{r_i}{r_r}\right) = cste & \text{(recharge)} \\ \frac{2.3Q}{2\pi T} \log\left(\frac{2.25Tt}{r_r r_i S}\right) & \text{(barrière)} \end{cases} \quad (1.18)$$

où r_i (m) est la distance entre le puits d'observation et le puits image et r_r (m) celle entre le puits d'observation et le puits de pompage.

Même si les paramètres hydrauliques de la nappe sont déterminés sur la droite de Cooper-Jacob, avant que la frontière n'ait d'influence sur le rabattement (au travers de l'interférence du puits image), l'équation 1.18 montre que l'égalité des débits permet à nouveau de simplifier les équations, et ainsi, de facilement pouvoir localiser le puits image grâce aux méthodes présentées ci-dessous.

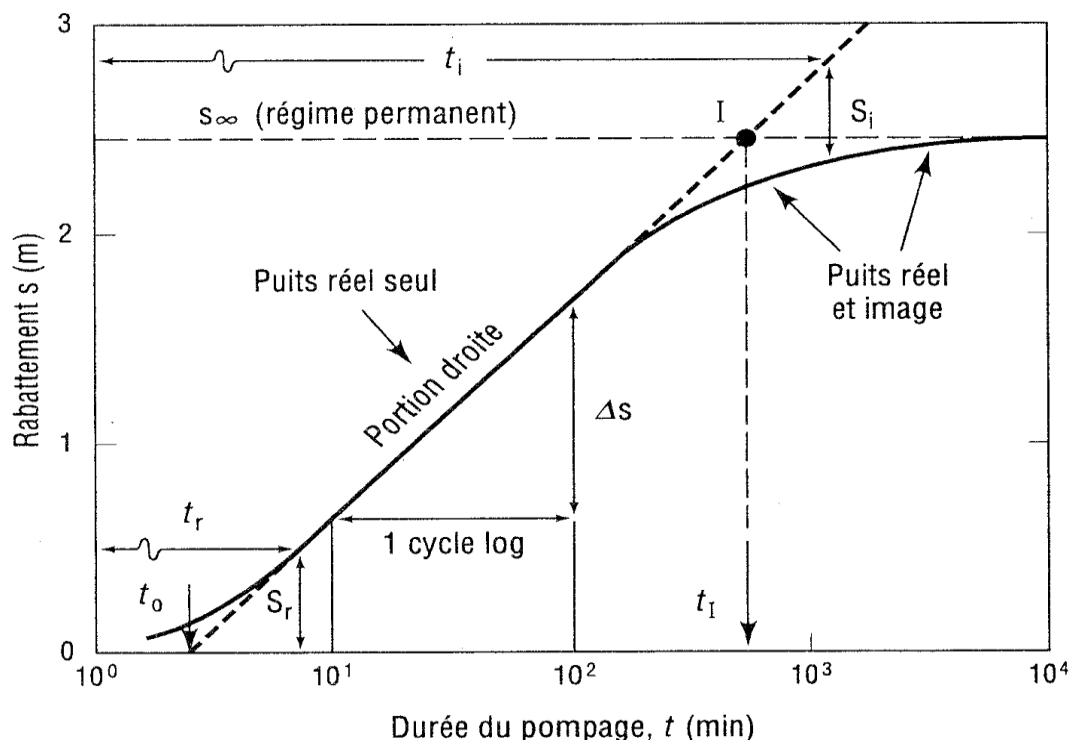


Figure 1-6 : Comportement du rabattement si l'aquifère est limité par une frontière de recharge (tiré de Chapuis, 1999).

1.3.2.1 Loi des temps

En prenant le temps t_r (s) correspondant à un rabattement s_r (m) sur la droite de Cooper-Jacob (indice r pour le puits réel), et si t_i (s) est le temps nécessaire au puits image (indice i) pour produire ce même rabattement $s_i = \pm s_r$ (m) dépendamment du type de frontière, alors, on a la relation suivante, appelée loi des temps. Le rabattement s_i se calcule par différence entre le

rabattement total (lu sur la seconde droite où la frontière a de l'influence) et le rabattement dû au puits réel (s_r) trouvé en prolongeant le droite de Cooper-Jacob.

$$\frac{t_r}{r_r^2} = \frac{t_i}{r_i^2} \quad (1.19)$$

Un cas particulier de cette équation, présenté par Raghunath (1982, cité dans Chapuis, 1994a, b), consiste à prendre l'intersection des 2 droites et l'intersection de la droite de Cooper-Jacob avec l'axe des abscisses. Le rabattement $s_r = s_i$ est alors nul.

1.3.2.2 Méthode de Chapuis (1994a)

Chapuis (1994a) propose une autre méthode pour déterminer r_i , également basée sur les 2 droites, valable uniquement dans le cas d'une frontière imperméable. Par application du principe de superposition, si le critère de Cooper-Jacob est valide pour le puits image et pour le puits de pompage (2^{ème} droite), on peut montrer que le rapport des distances est relié au rapport entre les interceptes des 2 droites avec l'axe des abscisses (t_0 (s) pour la première et t_0^* (s) pour la seconde) :

$$\beta = \frac{r_i}{r_r} = \frac{t_0^*}{t_0} \quad (1.20)$$

La pente de la seconde droite étant le double de celle de la première, on peut montrer que t_0^* est situé à mi-distance entre t_0 et le temps t_I (s) à l'intersection entre les 2 droites.

1.3.2.3 Critère d'application des méthodes utilisant les 2 droites

Pour pouvoir utiliser ces méthodes en présence d'une frontière imperméable, les 2 droites doivent être développées. Ceci implique que la distance entre le piézomètre et le puits de pompage doit être inférieure au dixième de la distance entre le piézomètre et le puits image ($\beta > 10$). Dans le cas où $\beta < 5$ pour l'ensemble des piézomètres, la frontière n'est pas détectée, et la transmissivité calculée est égale à la moitié de la transmissivité réelle dans le cas d'une frontière imperméable. Si β est compris entre 5 et 10, la frontière peut être détectée, mais la première droite ne sera pas suffisamment développée pour pouvoir déterminer son intersection avec l'axe des abscisses, et donc la valeur de r_i , avec précision (Chapuis, 1994a).

Par ailleurs, ces méthodes ne permettant d'obtenir que la distance et non la direction entre le puits d'observation et le puits image, au moins 3 puits d'observation sont nécessaires pour localiser la frontière.

1.3.3 Pompages par paliers

Les pompages par paliers (Figure 1-7) peuvent, tout comme les frontières et la remontée, être considérés comme des cas particuliers d'interférence. Chaque palier peut en effet être assimilé à la mise en marche d'un puits interférent situé au même emplacement que le puits de pompage.

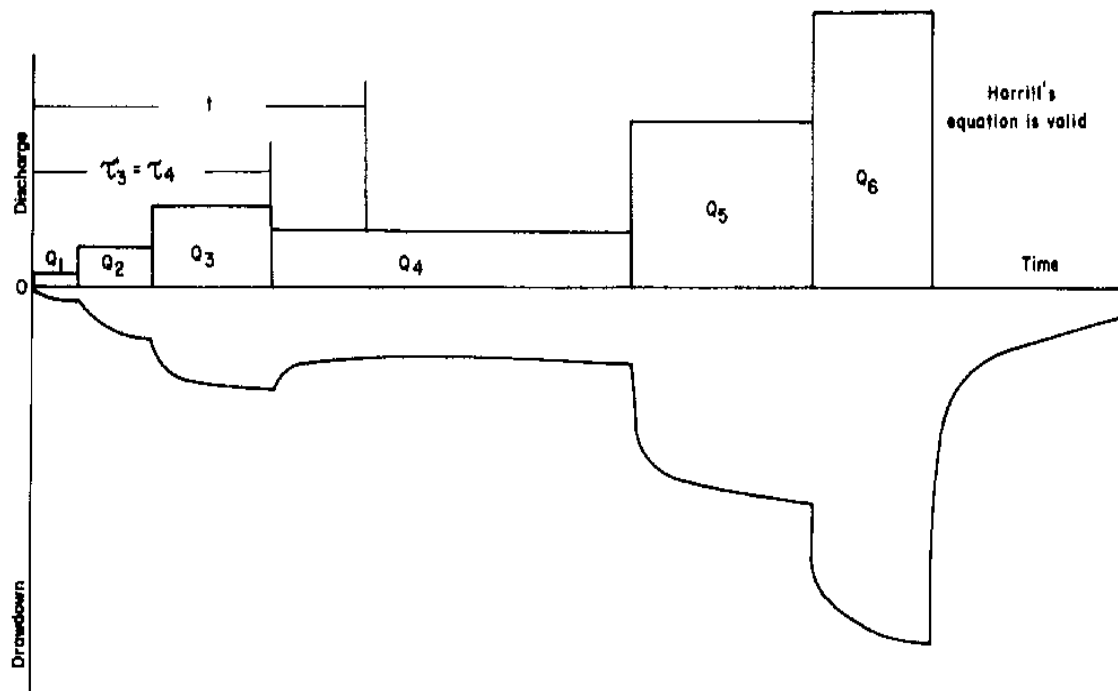


Figure 1-7 : Évolution du débit et du rabattement au puits lors d'un essai de pompage par paliers (tiré de Birsoy & Summers, 1980).

Les pompages par paliers ont avant tout été étudiés pour la détermination de l'efficacité des puits. On peut par exemple citer les études de Labadie & Helweg (1975) ou de Yeh (1989). D'autres études ont été réalisées dans le but de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère à

partir de tels essais. L'équation de base régissant les essais de pompage par paliers est la suivante (Birsoy & Summers, 1980; révisée par Gupta, 1989) :

$$\frac{s_n}{Q_n} = \frac{1}{4\pi T} \ln \left[\frac{2.25T}{r_{ew}^2 S} \beta_n(t)(t-t_n) \right] + C Q_n^{w-1} \quad (1.21)$$

où s_n est le rabattement (m) au temps t pendant le palier n , Q_n le débit (m³/s) du puits pendant le palier n , t_n le temps (s) auquel le palier n a commencé, r_{ew} le rayon efficace du puits (m) et β_n est défini comme suit :

$$\beta_n(t) = \begin{cases} \prod_{i=1}^{n-1} \left[\frac{t-t_i}{t-t_{i+1}} \right]^{\frac{Q_i}{Q_n}} & n = 2, m \\ 1 & n = 1 \end{cases} \quad (1.22)$$

avec m le nombre total de paliers et n le palier à analyser. C (s²/m⁵) et w (-) sont 2 paramètres qui permettent de prendre en compte les pertes de charge au puits.

D'après l'équation 1.21, si l'on trace pour chaque palier la droite de $s_n(t) / Q_n$ en fonction du produit $\beta_n(t)(t-t_n)$, on obtient une série de droites dont la pente permet de déterminer T (Gupta, 1989). Le coefficient d'emménagement ne peut être déterminé sans puits d'observation, à moins de connaître précisément les pertes de charge au puits et le rayon efficace de celui-ci, auquel cas, S reste la seule inconnue de l'équation 1.21 (Kawecki, 1995). Si l'on dispose d'un puits d'observation, le deuxième terme de la somme de l'équation 1.21 disparaît, et en remplaçant r_{ew} par r , la distance entre le puits de pompage et le puits d'observation, on obtient le coefficient d'emménagement à partir de l'intersection entre les droites obtenues et l'axe des abscisses.

La plupart des études concernant les pompes par paliers étant réalisées dans le puits de pompage, Kawecki (1993) a également étudié la phase de remontée d'un essai par paliers, au cours de laquelle la détermination de la transmissivité peut se faire de manière plus précise, puisque les pertes de charge sont négligeables durant la plus grande partie de la remontée et que l'analyse est indépendante de la distance. La méthode consiste à tracer le rabattement résiduel en fonction de la fonction $F(t)$ définie comme suit (équation 1.23) et l'interprétation se fait de façon similaire à la méthode de Theis en remontée (§ 1.3.1.1), $F(t)$ remplaçant t/t' .

$$F(t) = \prod_{i=1}^{n-1} \left[\frac{t - t_i}{t - t_{i+1}} \right]^{Q_i} \quad (1.23)$$

1.4 Anisotropie et zones de paramètres hydrauliques différents

Seules les méthodes utilisées par la suite sont présentées ici; une revue de littérature plus complète étant présentée au sein des articles correspondant à ces phénomènes dans les chapitres suivants.

1.4.1 Anisotropie horizontale

L'équation donnant le rabattement autour d'un puits de diamètre infinitésimal, totalement pénétrant, et pompant à débit constant dans un aquifère captif, homogène, anisotrope, d'épaisseur constante et d'extension infinie est la suivante (Papadopoulos, 1965) :

$$T_{xx} \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} + 2T_{xy} \frac{\partial^2 s}{\partial x \partial y} + T_{yy} \frac{\partial^2 s}{\partial y^2} + Q \delta(x) \delta(y) = S \frac{\partial s}{\partial t} \quad (1.24)$$

Par transformation de Laplace puis transformation de Fourier selon x et y de l'équation 1.24, Papadopoulos a obtenu l'équation suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi \sqrt{T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2}} W(u_{xy}) \quad (1.25)$$

avec :

$$u_{xy} = \frac{S}{4t} \frac{T_{xx} y^2 + T_{yy} x^2 - 2T_{xy} x y}{T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2} \quad (1.26)$$

Dans ces équations, le puits de pompage est situé à l'origine du repère choisi. T_{xx} , T_{yy} et T_{xy} (m^2/s) sont les composantes du tenseur de transmissivité.

L'équation 1.25 est similaire à celle développée par Theis (1935) dans le cas d'un aquifère isotrope. La présence de 4 inconnues (T_{xx} , T_{yy} , T_{xy} et S) entraîne toutefois la nécessité d'interpréter la courbe de rabattement en fonction du temps dans un minimum de 3 piézomètres situés dans différentes directions par rapport au puits de pompage pour pouvoir expliciter ces paramètres.

Pour chaque courbe analysée, la superposition peut se faire de façon similaire à la méthode de Theis (1935) ou, si $u < 0.1$, une méthode analogue à celle de Cooper-Jacob (1946) avec le temps en abscisse peut être utilisée. Cette seconde alternative est présentée ci-dessous. Dans les 2 cas, la distance entre le puits de pompage et le puits d'observation ne pourra pas intervenir en abscisse des graphiques (r ou r^2/t), contrairement à certaines méthodes d'interprétation pouvant être utilisées dans les aquifères isotropes.

Le développement des équations pour $u < 0.1$ est le suivant :

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left(\frac{2.25t}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}y^2+T_{yy}x^2-2T_{xy}xy}\right) \quad (1.27)$$

- Comme pour la méthode de Cooper-Jacob (1946), le rabattement est tracé en fonction du temps sur du papier semi-logarithmique pour chaque puits d'observation. Pour $u < 0.1$, on obtient ainsi 3 droites dont les pentes Δs_i (m), en théorie identiques, permettent de calculer la valeur de $T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ (m^4/s^2), et dont les intersections avec l'axe des abscisses $t_{0,i}$ (s) donnent un système de 3 équations à 3 inconnues.

- $T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ est calculé par la formule suivante :

$$T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2 = \frac{2.3Q}{4\pi\Delta s_i} \quad (1.28)$$

- Le système d'équation est, pour i allant de 1 à 3 :

$$t_{0,i} = \frac{S}{2.25} \frac{T_{xx}y_i^2+T_{yy}x_i^2-2T_{xy}x_iy_i}{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2} \quad (1.29)$$

- En résolvant ce système, on obtient les valeurs des produits ST_{xx} , ST_{yy} et ST_{xy} .

- $T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ étant connu, on peut déduire la valeur de S des produits obtenus au point précédent :

$$S = \sqrt{\frac{ST_{xx} \times ST_{yy} - (ST_{xy})^2}{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \quad (1.30)$$

- Les valeurs de T_{xx} , T_{yy} et T_{xy} peuvent alors être déterminées en divisant par S les produits obtenus suite à la résolution du système.

Si les directions principales d'anisotropie X et Y ne sont pas connues a priori, elles peuvent alors être déterminées, de même que les valeurs maximales T_X et minimales T_Y de la transmissivité (m^2/s) :

$$T_X = \frac{1}{2} \left[(T_{xx} + T_{yy}) + \sqrt{(T_{xx} - T_{yy})^2 + 4T_{xy}^2} \right] \quad (1.31)$$

$$T_Y = \frac{1}{2} \left[(T_{xx} + T_{yy}) - \sqrt{(T_{xx} - T_{yy})^2 + 4T_{xy}^2} \right] \quad (1.32)$$

L'angle θ entre l'axe des x et l'axe des X , compté dans le sens trigonométrique ($0 \leq \theta < \pi$) est donné par :

$$\theta = \arctan \frac{T_X - T_{xx}}{T_{xy}} \quad (1.33)$$

1.4.2 Frontières partielles

Peu de recherches ont été effectuées pour interpréter un essai de pompage réalisé à proximité d'une frontière partielle (c'est-à-dire une frontière séparant 2 régions dont le rapport de transmissivité est compris entre 0.01 et 100).

Nind (1965) a établi les équations donnant le rabattement en régime transitoire dans le cas particulier où la diffusivité est égale dans les deux zones séparées par la frontière (la zone de transmissivité T_P étant celle dans laquelle se situe le puits de pompage dans les équations suivantes) :

$$s_P = \frac{Q}{4\pi T_P} \left[\int_{\frac{r^2 S_P}{4T_P t}}^{\infty} \frac{e^{-x}}{x} dx + a \int_{\frac{r^2 S_P}{4T_P t}}^{\infty} \frac{e^{-x}}{x} dx \right] \text{ dans la zone de transmissivité } T_P \quad (1.34)$$

$$s_I = \frac{Q}{4\pi T_I} (1-a) \int_{\frac{r^2 S_I}{4T_I t}}^{\infty} \frac{e^{-x}}{x} dx \text{ dans la zone de transmissivité } T_I \quad (1.35)$$

avec :

$$a = \frac{T_P - T_I}{T_P + T_I} \quad (1.36)$$

Ces équations, tout comme dans le cas de frontières « totales », ne donnent lieu à des courbes de rabattement interprétables en tant que frontières partielles que lorsque la distance entre les puits de pompage et d'observation est petite par rapport à celle entre ce dernier et la frontière.

En pratique, lorsque le puits d'observation est situé près du puits de pompage par rapport à la frontière partielle, on observe 2 droites sur le graphique donnant s_p en fonction de $\log(t)$, de la même façon que pour une frontière totale. La pente de la première droite Δs_p (m) permet de déterminer T_p et la pente de la seconde Δs_l (m), d'évaluer le facteur a , et donc la valeur de T_l :

$$\Delta s_p = \frac{2.3Q}{4\pi T_p} \quad (1.37)$$

$$\Delta s_l = (1 + a) \frac{2.3Q}{4\pi T_p} \quad (1.38)$$

Si le piézomètre se situe trop près de la frontière, la première droite ne sera pas visible et l'essai de pompage sera généralement interprété comme un aquifère infini dont la transmissivité serait la moyenne arithmétique des 2 transmissivités présentes.

Il en va de même si le puits d'observation se situe au-delà de la frontière partielle, où le graphique ne présente qu'une seule droite de pente Δs_l .

1.5 Méthodes actuelles d'interprétation des essais influencés par un puits interférent

Le phénomène d'interférences entre puits lors d'un essai de pompage est un problème important soulevé par Theis dès 1935 en conclusion de son article présentant la fonction de puits. Dans le cas des aquifères à nappe captive, la solution du problème direct est connue (e.g, Domenico & Schwartz, 1990) et est couramment utilisée en géotechnique pour rabattre des nappes à un niveau donné en un lieu donné (par exemple, pour assécher une excavation). La linéarité des équations en nappe captive réduit en effet la solution du problème direct à une simple application du principe de superposition, à savoir que le rabattement total observé correspond à la somme des rabattements induits par chacune des composantes du système, à condition que les conditions aux frontières soient également linéaires (e.g. Bear, 1979; Lee, 1999), ce qui est le cas pour les configurations étudiées dans la suite de cette étude. Le problème inverse n'a quant à lui été que

très peu étudié en dehors des cas particuliers présentés précédemment. Les interférences dues aux puits voisins sont en effet généralement ignorées, soit parce que ces puits sont considérés comme trop éloignés, soit parce que leur débit est maintenu constant (Rushton, 1985). Seules quatre méthodes permettant de déterminer les paramètres hydrauliques d'un aquifère lors d'un essai de pompage effectué à proximité de puits interférents ont été trouvées dans la littérature. L'une d'entre elles quantifie également l'erreur commise en négligeant les puits interférents.

Dans le domaine pétrolier, où les puits restent en activité sur des périodes de temps très longues, la considération des interférences entre puits se fait à un état quasi-permanent, où la variation de pression observe une tendance pouvant être considérée comme linéaire (e.g, Slider, 1966; Lin & Yang, 2005; Lin & Yang, 2007). Cette approximation ne peut toutefois pas être appliquée pour l'alimentation en eau potable, où les puits s'arrêtent régulièrement de pomper lorsque les réservoirs sont pleins.

1.5.1 Méthodes graphiques

Les 2 méthodes graphiques présentées ci-après sont basées sur l'équation de Theis (1935) et ne sont donc applicables que sous les mêmes hypothèses.

1.5.1.1 Méthode de Corapcioglu (1977)

Corapcioglu (1977) propose une méthode graphique pour déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un aquifère lorsque plusieurs puits sont en opération dans une nappe captive. Cette méthode est basée sur l'équation de Theis couplée au principe de superposition :

$$s = \frac{1}{4\pi T} \sum_i Q_i W(u_i) \quad (1.39)$$

$$u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt} \quad (1.40)$$

Le temps étant indépendant du puits de pompage dans l'article, l'auteur ne semble considérer que le cas où les puits se mettent en marche simultanément.

La méthode consiste à construire une famille de courbes $\sum_i Q_i W(u_i)$ en fonction de $\frac{l}{t}$ pour différentes valeurs du quotient $\frac{S}{T}$ sur papier logarithmique. Ces courbes ne pourront donc être utilisées que pour un problème donné, puisqu'elles dépendent des différentes distances r .

Comme pour la méthode de Theis, on cherchera ensuite à superposer la courbe de s en fonction de $\frac{l}{t}$, également construite sur papier logarithmique, sur l'une des courbes théoriques. Les axes des abscisses des deux graphiques étant identiques, on veillera à ce que les axes des ordonnées coïncident parfaitement lors de la superposition.

En prenant un point de correspondance (indice c dans les équations 1.41 et 1.42) sur la portion coïncidente des 2 courbes, on peut déterminer T et S :

$$T = \frac{1}{4\pi s_c} \left(\sum_i Q_i W(u_i) \right)_c \quad (1.41)$$

$$S = T \left(\frac{S}{T} \right)_c \quad (1.42)$$

Si les puits ont le même débit, il est possible de sortir le terme de débit de la somme avant la construction des courbes.

1.5.1.2 Méthode de Wenzel & Greenlee (1943)

Wenzel & Greenlee (1943) ont proposé une seconde méthode d'interprétation graphique. Cette méthode consiste à superposer plusieurs rabattements obtenus sur un unique piézomètre à différents temps ou en différents points d'observation à un temps donné sur une famille de courbes types.

Les abaques sont construits de la façon suivante : pour plusieurs valeurs de u_p , p étant l'indice du puits où l'essai de pompage a lieu, on calcule dans un premier temps la valeur de u_i pour chaque puits interférent (indice i) à l'aide de l'équation 1.43 :

$$u_i = \frac{r_i^2 t_p}{r_p^2 t_i} u_p \quad (1.43)$$

On place ensuite le point d'abscisse $u_p + \sum_i u_i$ et d'ordonnée $\frac{Q_p}{Q_m} W(u_p) + \sum_i \frac{Q_i}{Q_m} W(u_i)$ sur un graphique logarithmique, Q_m (m³/s) étant le plus faible débit rencontré sur l'ensemble des puits. L'opération est répétée en faisant varier soit r_i et r_p , soit t_i et t_p en fonction du nombre de puits d'observation disponibles, afin d'obtenir la famille de courbes types voulue sur un même graphique.

Les rabattements s , pour les temps où les distances considérées, sont alors reportés sur un graphique à la même échelle en fonction de la somme des r^2/t vis-à-vis des puits interférents et du puits de pompage. La superposition de chaque point sur son abaque respectif permet, par l'intermédiaire d'un point de correspondance (indice c dans les équations 1.44 et 1.45), de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère :

$$T = \frac{Q_m}{4\pi s_c} \left[\frac{Q_p}{Q_m} W(u_p) + \sum_i \frac{Q_i}{Q_m} W(u_i) \right]_c \quad (1.44)$$

$$S = \frac{4T \left[u_p + \sum_i u_i \right]_c}{\left[\sum \frac{r^2}{t} \right]_c} \quad (1.45)$$

1.5.1.3 Discussion sur l'utilisation de ces méthodes graphiques

Les 2 méthodes présentées ci-dessus sont peu adaptées aux problèmes de pompage en cas d'interférences car les rabattements utilisés dans ces méthodes sont les rabattements réels et non les rabattements apparents; c'est-à-dire que l'origine des rabattements considérée est le niveau d'équilibre de la nappe et non le niveau de la nappe au début de l'essai de pompage. Pour pouvoir les utiliser, il faut donc que les puits interférents commencent à pomper après le début de l'essai de pompage. De plus, les méthodes de superposition graphique sont généralement très subjectives, et par conséquent peu précises (voir un exemple d'application de ces méthodes en Annexe 1).

La méthode de Corapcioğlu, bien que présentée uniquement dans le cas où le début du pompage est simultané pour l'ensemble des puits, peut s'appliquer également dans le cas contraire sous réserve de considérer une unique origine des temps pour l'ensemble des graphiques.

Même si les 2 méthodes peuvent paraître longues à mettre en œuvre à première vue, d'autant plus que les courbes types sont spécifiques à chaque problème, la programmation de la fonction de puits sous Excel les rend assez rapides à utiliser.

1.5.2 Méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946)

Cooper & Jacob (1946) ont présenté une généralisation de leurs méthodes présentées au paragraphe 1.2.2. Ils obtiennent ainsi un graphique généralisé permettant de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère pour un ou plusieurs puits de pompage pompant par paliers. La méthode a été utilisée avec succès par Bentley (1979) suite à l'arrêt et la remise en marche de plusieurs puits dans un champ captant industriel de l'aquifère de Floride. Une application de cette méthode sur des résultats numériques est également présentée en Annexe 1.

Pour chaque temps auquel on relève une valeur de rabattement dans le puits d'observation, on connaît : les valeurs de t pour chaque puits, l'origine des temps étant le démarrage ou l'arrêt du pompage dans le puits considéré; la distance entre le puits d'observation et les puits de pompage; ainsi que le débit de ces puits. Le débit est compté positivement en cas d'arrêt du pompage dans la phase de remontée et en cas de reprise du pompage dans la phase de descente. A partir de ces données, les auteurs calculent la moyenne logarithmique pondérée par les débits du quotient r^2/t :

$$\log\left(\frac{\overline{r^2}}{t}\right) = \frac{\sum_i \left[Q_i \times \log\left(\frac{r_i^2}{t_i}\right) \right]}{\sum_i Q_i} \quad (1.46)$$

L'équation suivante permet alors de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère :

$$\frac{s}{\sum_i Q_i} = \frac{2.3}{4\pi T} \log\left(\frac{2.25T}{S} \sqrt{\frac{r^2}{t}}\right) \quad (1.47)$$

Pour cela, il suffit de tracer sur papier semi-logarithmique la droite donnant $\frac{s}{\sum_i Q_i}$ en fonction de

$\frac{\overline{r^2}}{t}$ pour des valeurs de $u = \frac{\overline{r^2}}{t} \frac{S}{4T} < 0.1$. On obtient alors :

$$T = - \frac{2.3}{4 \pi \Delta \left(s / \sum_i Q_i \right)} \quad (1.48)$$

$$S = \frac{2.25 T}{(\overline{r^2/t})_0} \quad (1.49)$$

où $\Delta \left(s / \sum_i Q_i \right)$ (s/m²) est la pente de la droite sur un cycle logarithmique et $(\overline{r^2/t})_0$ (m²/s) est la moyenne logarithmique pondérée à l'intersection de la droite avec l'axe des abscisses.

Tout comme pour la méthode de Cooper-Jacob sans interférence, il est également possible de déterminer les caractéristiques de l'aquifère par un graphique à un temps t donné pour une moyenne pondérée de la distance entre les puits de pompage et d'observation. Le troisième cas où r est fixé n'est par contre pas applicable en cas d'interférences entre puits.

La nécessité de connaître le niveau piézométrique initial de la nappe rend à nouveau cette méthode peu pratique dans le cas d'un essai réel si l'un des puits interfèrent commence à pomper avant le début de l'essai, puisque ce puits interfèrent aura rabattu le niveau de la nappe d'une certaine hauteur a priori inconnue entre sa mise en marche et le début de l'essai de pompage.

1.5.3 Méthode de Rushton (1985)

Rushton (1985) a montré que les effets d'un pompage sur un essai réalisé dans un puits voisin peuvent être importants même si les deux puits sont distants de plusieurs kilomètres. Son étude porte uniquement sur le cas où un puits interfèrent commence à pomper avant le début de l'essai de pompage. Le principal paramètre qui influe sur les résultats est la durée pendant laquelle le puits interfèrent a pompé avant le début de l'essai de pompage. La distance entre les deux puits n'a en revanche qu'un impact limité sur les résultats. La méthode de correction des résultats en cas d'interférences développée par Rushton est présentée ci-dessous.

L'auteur considère les trois premiers termes du développement de la fonction de puits $W(u)$ pour calculer le rabattement. Le critère d'application de cette approximation n'est pas explicité par l'auteur, mais il est moins restrictif que celui de Cooper-Jacob. La dernière étape de la méthode revient toutefois à négliger le troisième terme, et c'est l'équation 1.54 qui sera ainsi utilisée comme critère limitant pour l'ensemble de la méthode.

Par application du principe de superposition, le rabattement dû au pompage des deux puits testé et interférent est donné par :

$$s = \frac{Q_i}{4\pi T} \left(\ln \frac{2.246 T t}{r_i^2 S} + \frac{r_i^2 S}{4 T t} \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \left(\ln \frac{2.246 T (t - t_b)}{r_p^2 S} + \frac{r_p^2 S}{4 T (t - t_b)} \right) \quad (1.50)$$

L'origine des temps dans cette équation est le début du pompage dans le puits interférent; t_b (s) étant le temps écoulé entre le début du pompage dans le puits interférent et le début de l'essai de pompage. Les rabattements sont calculés par rapport au niveau piézométrique réel de la nappe. Les indices i et p correspondent respectivement au puits interférent et au puits de pompage dans lequel l'essai est conduit.

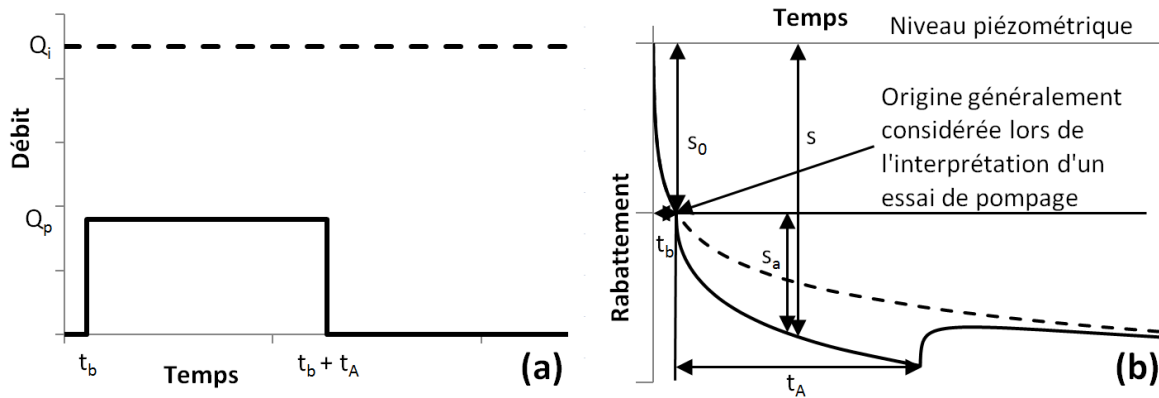


Figure 1-8 : (a) Débit et (b) rabattement lors d'un essai de pompage avec interférences (adapté de Rushton, 1985).

Le niveau de la nappe au début de l'essai de pompage, qui est généralement le niveau de référence considéré lors de l'interprétation d'un tel essai, est le niveau s_0 (m) correspondant au rabattement dû au puits interférent dans le piézomètre d'observation au temps t_b (Figure 1-8) :

$$s_0 = \frac{Q_i}{4\pi T} \left(\ln \frac{2.246 T t_b}{r_i^2 S} + \frac{r_i^2 S}{4 T t_b} \right) \quad (1.51)$$

En soustrayant cette grandeur du rabattement s de l'équation 1.50, on peut obtenir le rabattement apparent s_a (m) enregistré lors de l'essai :

$$s_a = \frac{Q_i}{4\pi T} \left(\ln\left(\frac{t}{t_b}\right) + \frac{r_i^2 S}{4T} \left(\frac{t_b - t}{t_b t}\right) \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \left(\ln \frac{2.246T(t - t_b)}{r_p^2 S} + \frac{r_p^2 S}{4T(t - t_b)} \right) \quad (1.52)$$

Le deuxième terme de cette équation correspondant au rabattement dû au puits testé, le premier terme correspond à l'erreur s_e (m) commise lorsque l'influence du puits interférent est négligée.

$$s_e = \frac{Q_i}{4\pi T} \left(\ln\left(\frac{t}{t_b}\right) + \frac{r_i^2 S}{4T} \left(\frac{t_b - t}{t_b t}\right) \right) \quad (1.53)$$

Rushton (1985) considère que le second terme de l'équation 1.53 est négligeable si sa valeur absolue est inférieure à 0.01, soit, dans le cas où $t = 2t_b$, pour le rayon suivant :

$$r_i \leq \sqrt{\frac{0.08T t_b}{S}} \quad (1.54)$$

Le terme d'erreur devient alors indépendant de la distance entre le puits interférent et le piézomètre :

$$s_e = \frac{Q_i}{4\pi T} \ln\left(\frac{t}{t_b}\right) \quad (1.55)$$

L'expression de l'erreur est la même lors de la phase de remontée.

Ceci montre l'importance prépondérante de la durée séparant le lancement des deux pompes par rapport à la distance entre le piézomètre et le puits interférent, qui n'intervient plus dans la formule.

A partir de la formule d'erreur (équation 1.55), et sous réserve que le deuxième terme de l'équation 1.53 soit inférieur à 0.01 (critère à vérifier une fois les valeurs de T et S déterminées), Rushton (1985) a proposé une méthode pour déterminer la transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère. Il s'agit tout d'abord d'estimer la transmissivité selon la méthode de Cooper-Jacob (§ 1.2.2) en négligeant l'interaction du puits interférent (la longueur de la partie linéaire de la courbe étant alors plus ou moins réduite suivant les cas). A partir de cette première valeur de T , pour chaque temps auquel un rabattement a été enregistré, l'erreur s_e sur le rabattement est calculée suivant l'équation 1.55 et soustraite au rabattement mesuré. Une nouvelle droite est alors obtenue, sur laquelle la méthode de Cooper-Jacob est à nouveau appliquée. Des itérations successives peuvent alors être effectuées (la valeur de s_e étant à chaque

étape retranchée au rabattement mesuré lors de l'essai et non au rabattement corrigé obtenu à l'itération précédente), jusqu'à obtenir des valeurs de T similaires pour 2 itérations successives. Le coefficient d'emmagasinement peut être déterminé par la méthode de Cooper-Jacob sur la courbe obtenue lors de la dernière itération. Un exemple d'application de cette méthode est présenté en Annexe 1.

Rushton (1985) a finalement considéré un exemple où $T = 500 \text{ m}^2/\text{j}$, $S = 0.0002$, $Q_i = 2000\pi \text{ m}^3/\text{j}$ et $r_i = 100 \text{ m}$ comme référence pour visualiser l'influence des différents paramètres pouvant faire varier l'erreur due à l'interférence. Dans l'exemple, le puits de pompage a un débit de $1000\pi \text{ m}^3/\text{j}$ pendant un jour, il est situé à 10 m du puits d'observation et est mis en marche un jour après le début du pompage dans le puits interférent.

La variation de r_i montre que l'influence du puits interférent est encore significative lorsque celui-ci se situe à 3 km du puits de pompage. L'auteur préconise d'examiner les puits dans un rayon de 5 km pour un aquifère à nappe captive.

Les variations de la transmissivité d'un facteur 4 et du coefficient d'emmagasinement d'un facteur 10 n'entraînent pas de variation importante du pourcentage d'erreur commis en négligeant le puits interférent.

La variation de débit du puits interférent a en revanche une grande influence sur l'erreur commise. Le puits interférent ne peut être négligé que lorsque son débit est faible ($Q_i = 100\pi$ entraîne par exemple une erreur de 12% lors de la phase de remontée, contre 244% dans l'essai de référence).

CHAPITRE 2 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU DOCUMENT

2.1 Évaluation critique des besoins de recherche

L'interprétation classique des essais de pompage suppose un aquifère préalablement à l'équilibre. La détermination des caractéristiques hydrauliques des aquifères à nappe captive en régime transitoire a commencé à être étudiée, pour les cas les plus simples, lors de la première moitié du 20^{ème} siècle. La méthode graphique de Theis (1935), ainsi qu'une simplification de cette méthode par Cooper & Jacob (1946), restent encore aujourd'hui les méthodes d'interprétation analytiques les plus utilisées.

Les interférences dues aux puits voisins sont généralement ignorées, soit parce que ces puits sont considérés comme trop éloignés, soit parce que leur débit est maintenu constant (Rushton, 1985). Ces raisonnements sont toutefois erronés (del Mar Gonzalez & Rushton, 1981; Rushton, 1985) et la condition d'équilibre du niveau piézométrique de l'aquifère en cas de pompage dans l'un des puits situés aux alentours du puits testé est rarement satisfaite.

Les équations donnant le rabattement étant linéaires en nappe captive, la solution du problème direct pour les phénomènes d'interférences est connue et obtenue par application du principe de superposition. Toutefois, la détermination des paramètres hydrauliques de l'aquifère (transmissivité et coefficient d'emménagement) à partir des données de rabattement relève du problème inverse. Même si Theis (1935) a conclu son article, qui fait partie des références incontournables de l'étude des essais de pompage, sur la nécessité de prendre en compte les puits avoisinants, dont l'importance est loin d'être négligeable lors de l'interprétation d'un essai de pompage, ce problème inverse n'a été que très peu étudié.

Wenzel & Greenlee (1943) ont développé une méthode graphique applicable sous les mêmes conditions que la solution de Theis, mais pour laquelle les courbes de référence sont à construire pour chaque problème, celles-ci dépendant de la disposition des puits de pompage et d'observation. Un autre développement de l'équation de Theis par Corapcioglu (1977) a conduit à une seconde méthode graphique, également spécifique au problème considéré, et ne s'appliquant que dans le cas d'un démarrage simultané des puits, bien que la méthode puisse facilement être modifiée pour prendre un compte un démarrage différé du pompage dans les puits

testé et interfèrent. Ces 2 méthodes nécessitent par ailleurs de connaître le niveau d'équilibre de l'aquifère, ce qui n'est pas toujours le cas pour un essai de pompage avec interférences. De plus, les méthodes analogues à celles de Theis, impliquant la superposition de données expérimentales sur des courbes théoriques, restent très subjectives et peuvent ainsi mener à des résultats relativement différents selon les utilisateurs.

Les solutions n'impliquant pas de superposition graphique sont également peu nombreuses en cas d'interférences. Une généralisation des équations de Cooper-Jacob en l'absence d'interférence a été réalisée par ces mêmes auteurs (Cooper & Jacob, 1946) et appliquée avec succès sur un cas réel (Bentley, 1979). Toutefois, comme pour les méthodes graphiques, la nécessité de connaître le niveau de l'aquifère à l'équilibre ne permet généralement pas d'appliquer directement cette méthode si le puits interférent commence à pomper avant le début de l'essai de pompage. Rushton (1985) a quant à lui présenté une méthode itérative qui permet, en quantifiant l'erreur sur le rabattement due au puits interférent, d'évaluer T et S si le puits interférent est mis en marche avant le début de l'essai de pompage. Cette dernière méthode est la seule à pouvoir être appliquée si le rabattement mesuré par rapport au niveau de la nappe au repos est inconnu au début de l'essai de pompage. La méthode est toutefois soumise à un critère dépendant à la fois de la position du puits interférent et du temps écoulé entre le début du pompage dans les puits interférent et testé, ce qui la rend inapplicable dans certains cas car le coefficient d'emménagement interviendrait alors dans le calcul d'erreur. Notons que pour la même raison, la méthode de Rushton est inutilisable dans tous les cas si le puits interférent commence à pomper après le début de l'essai de pompage (l'erreur est alors donnée par l'équation de Cooper-Jacob (1946), qui fait également intervenir le coefficient d'emménagement).

L'objet de la présente étude est de proposer de nouvelles méthodes permettant de déterminer les paramètres hydrauliques d'un aquifère à nappe captive en cas d'interférences entre puits de pompage, qui puissent être appliquées que le puits interférent soit mis en marche avant ou après le début de l'essai de pompage. Le problème sera d'abord étudié dans des cas simples, puis en essayant de le combiner à d'autres paramètres ayant une influence sur l'écoulement des eaux souterraines. Ces phénomènes sont, entre autres, l'anisotropie, l'hétérogénéité, la présence de frontières, etc. Ils ont également fait l'objet d'études en l'absence d'interférence, à l'origine d'équations que l'on cherchera à combiner aux méthodes développées dans les cas simples pour prendre en compte les puits interférents.

2.2 Objectifs de recherche

L'objectif général de ce projet de recherche est de développer une méthode, permettant d'interpréter les données obtenues lors d'un essai de pompage soumis à des interférences, qui ne nécessite pas de connaître le niveau d'équilibre de l'aquifère, ce qui la rendra applicable si le puits interférent a été mis en marche avant le début de l'essai de pompage, et qui puisse également être utilisée si le puits interférent commence à pomper après le début de l'essai de pompage.

On cherchera successivement à :

1. Développer une méthode dans le cas d'un seul puits interférent, pour un aquifère homogène et isotrope, pour des valeurs connues du débit du puits interférent et du temps écoulé entre la mise en marche des pompes dans les puits interférent et testé.
2. Déterminer le débit du puits interférent, le temps depuis lequel il pompe ou ces deux grandeurs s'il(s) est (sont) inconnu(s) dans le même cas que précédemment.
3. Généraliser la méthode pour plusieurs puits interférents. Cette généralisation devrait ainsi permettre de prendre en compte l'effet des frontières et/ou d'interpréter la phase de remontée d'un essai, puisqu'il s'agit de 2 cas particuliers d'interférence.
4. Généraliser la méthode ou en développer une autre dans le cas d'un seul puits interférent pour un aquifère homogène et anisotrope.
5. Développer une méthode dans le cas d'un aquifère hétérogène (comprenant deux zones de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement différents).
6. Déterminer sous quelles conditions un puits voisin actif peut être négligé.

2.3 Hypothèses

Hypothèse 1 : La prise en compte des interférences lors de l'interprétation d'un essai de pompage réduit significativement l'erreur sur la détermination des caractéristiques hydrauliques de l'aquifère et permet donc d'améliorer la gestion des ressources en eau souterraine.

Originalité : L'hypothèse présentée ci-dessus, bien qu'ayant été formulée à plusieurs reprises (Theis, 1935; Rushton, 1985), n'a fait l'objet que de peu de recherches, l'effet des puits interférents étant la plupart du temps négligé. La quantification de l'erreur commise a été étudiée par Rushton, mais ce dernier n'a donné qu'un critère unique (distance supérieure à 5 km) pour

pouvoir négliger un puits interférent, malgré le nombre important de paramètres pouvant varier lors d'un essai de pompage.

Réfutabilité : L'hypothèse sera réfutée si les résultats obtenus en tenant compte des interférences ne diffèrent pas significativement de ceux obtenus lorsque l'influence des puits voisins est négligée.

Hypothèse 2 : Il n'est pas nécessaire de connaître le niveau de la nappe à l'équilibre pour pouvoir interpréter un essai de pompage influencé par l'activité de puits voisins.

Originalité : Si les méthodes d'interprétation actuellement utilisées ne prennent pas en compte les puits voisins, c'est principalement à cause de l'idée reçue, mais erronée, que leur effet devient rapidement négligeable avec la distance, ou parce que leur débit est maintenu constant. Hormis la méthode par itération de Rushton, qui n'est pas applicable dans tous les cas, les rares méthodes qui ont été développées nécessitent de connaître le niveau d'équilibre de la nappe. Celui-ci n'est cependant pas toujours connu compte tenu de la nécessité de maintenir l'alimentation en eau potable de la population, ce qui interdit de pouvoir arrêter certains puits sur des périodes suffisamment longues pour que la nappe puisse revenir à l'équilibre. Cet aspect ne joue donc pas en faveur de l'utilisation des méthodes existantes pour la prise en compte des puits interférents lors de l'interprétation d'un essai de pompage.

Réfutabilité : L'hypothèse sera réfutée si les nouvelles méthodes développées ne permettent pas de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère lorsque le niveau de la nappe à l'équilibre est inconnu.

2.4 Cohérence des articles par rapport aux objectifs de recherche

Tel que mentionné précédemment dans ce chapitre, le présent travail de recherche peut être subdivisé en 6 objectifs spécifiques.

Le premier article présenté dans cette thèse (chapitre 4) expose de nouvelles méthodes permettant de prendre en compte l'influence d'un puits interférent lors de l'interprétation d'un essai de pompage, sans connaître le niveau de la nappe à l'équilibre. Une comparaison avec les résultats qui auraient été obtenus si l'influence du puits interférent avait été négligée est également

présentée dans cet article. Il répond ainsi au premier objectif de la présente étude. Par ailleurs, il valide les 2 hypothèses formulées, légitimant la suite des travaux de recherche effectués. Notons également que cet article répond partiellement aux deuxième et troisième objectifs, puisqu'une méthode y est proposée pour déterminer le débit du puits interférent si celui-ci est inconnu (méthode toutefois limitée par quelques conditions), et que les méthodes présentées sont facilement adaptables s'il existe plus d'un puits interférent, permettant notamment d'interpréter la phase de remontée de l'essai de pompage. D'autres éléments relatifs à ces objectifs sont présentés au chapitre 7. Notons que cet article s'intéresse exclusivement au cas où le puits interférent commence à pomper avant le début de l'essai de pompage (cas pour lequel le niveau d'équilibre de la nappe n'est pas toujours connu). Toutefois, les méthodes proposées ici peuvent facilement s'adapter au cas où le puits interférent démarre alors que l'essai de pompage est en cours (§7.1). Cette adaptation a d'ailleurs été utilisée dans les deuxième et troisième articles, où les deux cas (puits interférent mis en marche avant et après le début de l'essai de pompage) ont été étudiés.

Le deuxième article (chapitre 5) combine la méthode développée dans le premier article avec l'une des méthodes usuelles d'interprétation d'un essai de pompage dans un aquifère anisotrope (Papadopoulos, 1965), répondant ainsi au quatrième objectif. Il est complété par une étude numérique sur l'influence de la disposition des piézomètres sur les résultats obtenus lors de l'interprétation d'un essai de pompage réalisé en milieu anisotrope, que ce soit avec ou sans interférence entre puits de pompage.

Le troisième article (chapitre 6) combine quant à lui la méthode développée dans le premier article avec celle permettant d'interpréter les résultats d'un essai de pompage lorsqu'une frontière partielle se trouve à proximité du puits testé (Nind, 1965). Il répond ainsi au cinquième objectif. La méthode présentée par Nind étant limitée aux cas où la diffusivité est égale dans les deux zones de paramètres hydrauliques différents, une étude paramétrique est également présentée à la fin de l'article afin de déterminer jusqu'à quel point cette hypothèse doit être vérifiée pour obtenir de bonnes estimations des paramètres hydrauliques de l'aquifère.

Enfin, le sixième et dernier objectif n'a pas fait l'objet d'un article. Il ne semble en effet pas possible, au vu du nombre de variables, de définir un critère qui soit facilement utilisable pour savoir a priori si un puits interférent peut être négligé ou non. Ceci est discuté plus en détails au paragraphe 7.6.

CHAPITRE 3 ASPECTS MÉTHODOLOGIQUES

En vue de réaliser les objectifs énoncés au chapitre précédent, il avait été initialement proposé de combiner les résultats de simulations numériques à des données de laboratoire (modèle réduit d'aquifère dans une cuve) et de terrain (essai de pompage avec interférences et/ou données fournies par le Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs). Malheureusement, seules des données numériques ont finalement pu être utilisées, et ce pour diverses raisons. Ce chapitre présente tout d'abord les logiciels utilisés, avant d'expliquer brièvement les travaux réalisés au laboratoire et sur le terrain, les problèmes rencontrés et pour quelles raisons ceux-ci ont été abandonnés.

3.1 Simulations numériques

Deux logiciels capables de modéliser les écoulements dans un aquifère ont successivement été utilisés au cours de cette étude : Seep/W (Geo-Slope, 2007) et COMSOL 4.2 (2011), ce dernier ayant essentiellement été utilisé conjointement avec MATLAB.

3.1.1 Seep/W

Le logiciel Seep/W a été développé par la compagnie Geo-Slope International. Il fait partie de la suite GeoStudio 2007 rassemblant 8 logiciels interconnectés. Les problèmes étudiés ici ne requièrent toutefois que l'utilisation de la partie concernant les écoulements en milieu poreux, soit le logiciel Seep/W.

Le logiciel Seep/W modélise les écoulements d'eau souterrains par éléments finis. Le modèle numérique est basé sur les lois de Darcy et de conservation (équations 1.2 et 1.4), et suppose qu'il n'y a pas de variation des contraintes totales et que la pression atmosphérique reste constante. La teneur en eau θ varie donc uniquement avec la pression interstitielle p , elle-même seule variable dans le temps de la charge hydraulique h . On obtient donc :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.1)$$

où m_w (kPa^{-1}) est la pente de la courbe de θ en fonction de p pour les pressions positives.

L'équation utilisée par Seep/W en 2 dimensions est donc la suivante, avec Q_{vol} le terme de variation de volume ($m^3/s.m^3$) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q_{vol} = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.2)$$

La version 2007 du logiciel Seep/W étant récente, elle n'avait à notre connaissance pas encore fait l'objet de publications au moment où elle a été utilisée dans le cadre de ce projet. Les méthodes de Theis (1935), Cooper-Jacob (1946), ainsi que le principe de superposition, ont donc été testés au préalable sur un modèle simple d'aquifère à nappe captive homogène, isotrope et avec un unique puits de pompage, afin de déterminer si le logiciel Seep/W était adapté au problème que l'on se proposait de résoudre.

Les anciennes versions de Seep/W ont en revanche été utilisées avec succès dans de nombreuses études sur les aquifères, ce qui explique le choix de ce logiciel. On peut entre autres citer leur utilisation :

- Pour la détection des frontières à partir des données de remontée (Chenaf, 1997);
- Pour la modélisation des marées (Belanger, 2000);
- Pour l'étude des nappes semi-captives (Gauthier, 2003);
- Pour l'étude de l'influence de l'emménagement des puits et des piézomètres au cours d'un essai de pompage (Chapuis & Chenaf, 2003);
- Pour la modélisation des écoulements au cours d'un pompage dans un aquifère à nappe libre (Chapuis et al., 2005).

Une des anciennes versions du logiciel Seep/W a par ailleurs également fait l'objet d'une étude détaillée (Chapuis et al., 2001) afin de déterminer son aptitude à résoudre correctement les problèmes courants rencontrés en hydrogéologie. Les résultats obtenus dans différentes configurations ont été comparés aux solutions analytiques existantes et la résolution effectuée par Seep/W était bonne pour l'ensemble des cas étudiés.

Depuis, quelques études sur les aquifères ont également été publiées avec la version 2007 du logiciel, entre autres :

- Pour l'étude de l'influence du maillage sur les résultats numériques dans différents problèmes (Chapuis, 2012a, b, c), pour laquelle les 2 versions 2003 et 2007 du logiciel ont été utilisées;

- Pour l'étude de l'écoulement naturel de l'eau dans un aquifère semi-captif situé sous un aquitard (Chapuis & Saucier, 2013).

Le logiciel Seep/W a été par la suite remplacé par le logiciel COMSOL, qui s'est révélé être simple d'utilisation, tout aussi précis, beaucoup plus rapide, et extrêmement pratique pour la répétition de simulations ne différant que de quelques paramètres, grâce à son lien avec MATLAB.

3.1.2 COMSOL

Le logiciel COMSOL (2011) est un logiciel de calculs par éléments finis ayant des applications dans de nombreux domaines, incluant l'hydrogéologie, bien qu'il reste encore assez peu utilisé dans celui-ci. Seule une très petite partie du logiciel a été utilisée pour le présent problème d'écoulements en milieu poreux : le module « Loi de Darcy ».

Tout comme Seep/W, le module « Loi de Darcy » de COMSOL combine les équations de Darcy 1.2 et de conservation 1.4 pour arriver à l'équation suivante, résolue pour les pressions :

$$\rho S \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot \left[\rho \left(-\frac{\mathbf{K}}{\rho g} (\nabla p + \rho g \nabla D) \right) \right] = Q_{masse} \quad (3.3)$$

où ρ est la masse volumique de l'eau (kg/m^3), S est un coefficient d'emménagement en Pa^{-1} , p est la pression, \mathbf{K} le tenseur de conductivité hydraulique, g l'accélération de la pesanteur (m/s^2), ∇D un vecteur unitaire orienté dans le sens de la gravité et Q_{masse} le terme de variation de masse (kg/s.m^3).

Le logiciel COMSOL a d'abord été utilisé sur un cas simple d'aquifère à nappe captive homogène et isotrope afin de tester les méthodes de Theis (1935) et de Cooper-Jacob (1946) sans interférence. Le maillage a par ailleurs également été étudié avec beaucoup de soins lors de ces premiers essais suivant les méthodes recommandées dans les articles de Chapuis (2010, 2012a), afin d'assurer la convergence des modèles vers la bonne solution (voir aussi au Chapitre 4).

COMSOL a ensuite été couplé avec MATLAB, toujours en l'absence d'interférence, afin de se familiariser avec la programmation de tels problèmes avant l'introduction d'un second puits. Ces résultats préliminaires, non présentés ici, ont permis de valider le choix du logiciel COMSOL et de remarquer une vitesse de résolution très nettement supérieure à celle de Seep/W, menant à l'abandon de ce dernier logiciel. Les exemples présentés dans les trois articles utilisent des données de rabattement obtenues à l'aide de COMSOL.

3.1.3 Travaux numériques réalisés

Les problèmes étudiés ici sont très simples du point de vue numérique, puisque l'on se place dans un aquifère à nappe captive, impliquant des équations linéaires en conditions saturées. La conductivité hydraulique est ainsi constante et indépendante de la pression. La convergence est par conséquent rapide, même pour un grand nombre de mailles.

Une fois les méthodes d'interprétation des essais de pompage avec interférences existantes testées à l'aide du logiciel Seep/W (Annexe 1) et les simulations sans interférence effectuées afin de tester les logiciels utilisés, un second puits de pompage a été introduit dans le modèle, ceci afin d'obtenir des données de rabattement sur lesquelles appliquer et valider les théories développées aux chapitres suivants. Sauf mention contraire, les problèmes suivants ont été résolus à l'aide du logiciel COMSOL :

- Un aquifère homogène et isotrope avec 2 puits de pompage pompant à des débits différents, le puits interférent étant le premier à pomper (Chapitre 4). Ce modèle a également été utilisé pour étudier le maillage sur COMSOL. Le script MATLAB ayant servi à cette étude est présenté en Annexe 3. Notons que ce modèle avait dans un premier temps était résolu à l'aide du logiciel Seep/W (Weber & Chapuis, 2010), avant que COMSOL ne soit utilisé avec d'autres paramètres d'entrée pour l'article présenté au chapitre 4. Les résultats obtenus avec Seep/W ont également servi à illustrer la méthode permettant d'évaluer le débit du puits interférent si celui-ci est inconnu (§7.2).

- Un aquifère homogène et isotrope avec 2 puits de pompage pompant à des débits différents, le puits interférent étant mis en marche après le début de l'essai de pompage (§7.1).

- Un aquifère homogène et anisotrope avec un seul puits de pompage, afin de vérifier l'applicabilité de la méthode de Papadopoulos (1965). Ce modèle a également servi à étudier

l'influence de la localisation des piézomètres sur les résultats (§5.3). Le script utilisé sous MATLAB pour ce faire est présenté en Annexe 3.

- Un aquifère homogène et anisotrope avec deux puits de pompage. Deux séquences de pompage ont été utilisées sur ce modèle afin de simuler un puits interférent mis en marche avant et après le début de l'essai de pompage (Chapitre 5).

- Un aquifère isotrope contenant deux zones de même diffusivité, mais de transmissivités différentes et avec un seul puits de pompage, afin de vérifier l'applicabilité de la méthode de Nind (1965). Ce modèle a également servi à étudier l'influence de la non-égalité des diffusivités des deux zones sur les résultats obtenus (§6.4). Le script utilisé sous MATLAB pour cette étude est présenté en Annexe 3.

- Un aquifère isotrope contenant deux zones de même diffusivité, mais de transmissivités différentes, les puits de pompage et interférent étant situés de part et d'autre de la frontière partielle. Deux séquences ont à nouveau été étudiées : l'essai de pompage commence avant (Chapitre 6) ou après (§7.4) la mise en marche du puits interférent.

- En se replaçant dans un aquifère homogène et isotrope, les deux puits ont été placés dans un premier temps proches d'une frontière de recharge, puis d'une frontière imperméable (§7.3). Seep/W et COMSOL ont tous deux été utilisés pour illustrer ces cas.

- Enfin, peu de données numériques ont été utilisées pour tenter de déterminer un critère permettant de savoir si un puits interférent pouvait être négligé ou non. Le premier modèle COMSOL a bien été réutilisé en faisant varier successivement les différentes variables à l'aide de MATLAB, mais les graphiques de rabattement obtenus présentaient trop d'allures différentes pour que l'interprétation des résultats puisse être automatisée. Ces graphiques ont toutefois soulevé le problème de savoir à partir de quel temps l'effet de l'emmagasinement du puits devenait négligeable dans un piézomètre et une étude paramétrique a été réalisée à l'aide de ces deux logiciels pour essayer de déterminer une relation liant le temps auquel commence la droite de Cooper-Jacob avec les différentes variables du problème. Le script utilisé pour réaliser et interpréter les résultats de cette étude paramétrique est présenté en Annexe 3.

Les différents modèles sont présentés plus en détail (position des puits et des piézomètres, maillage, valeurs de T et S ...) dans les chapitres suivants. Le renvoi à l'Annexe 3 pour les scripts MATLAB n'est toutefois pas rappelé dans les articles (Chapitres 4, 5 et 6).

Notons finalement que les scripts MATLAB présentés en Annexe 3 sont fonctionnels mais n'ont pas été optimisés, la vitesse de calcul pour les problèmes testés étant largement suffisante. Pour les premiers scripts réalisés, le fichier COMSOL correspondant était en particulier beaucoup plus développé avec de nombreuses données entrées directement sous ce logiciel, alors que les opérations sur MATLAB se limitaient à faire tourner le modèle et à récupérer les rabattements avant de les exporter vers Excel, où ils étaient interprétés manuellement (scripts non présentés ici, correspondant approximativement à la première partie de ceux apparaissant en Annexe 3). Par la suite, beaucoup plus de données ont été entrées sur COMSOL depuis MATLAB, ce qui est beaucoup plus pratique pour les études paramétriques notamment, et les données de rabattement obtenues ont été traitées directement sous MATLAB, enlevant du même coup les erreurs dues à la subjectivité de l'utilisateur pour le choix des droites obtenues au cours de l'interprétation des résultats.

3.2 Essais de laboratoire et de terrain

Les nouvelles méthodes proposées dans cette étude pour interpréter des essais de pompage soumis à des interférences devaient initialement être validées à la fois par des données numériques et par des données provenant d'essais réalisés en laboratoire et/ou sur le terrain. Ces essais n'ont toutefois pas été concluants, non pas dans leur interprétation, et donc dans la validation des théories proposées, mais concernant leur réalisation face aux contraintes spécifiques aux sites disponibles qui ont été utilisés. Les essais in situ ont ainsi finalement été abandonnés et les théories proposées n'ont pu être validées, à l'exception de quelques mesures de rabattement tirées des articles de Cooper & Jacob (1946) et Bentley (1979), que sur des données numériques. Les circonstances ayant mené à l'abandon de ces essais de laboratoire et de terrain sont brièvement résumées ici.

3.2.1 Essais de laboratoire

Un modèle réduit d'aquifère (Figure 3-1) construit dans une cuve en acier inoxydable a été utilisé au laboratoire. Le modèle fait environ 1.22 m de profondeur pour 2.44 m de largeur et 3.05 m de longueur. Il est constitué d'un aquifère à nappe libre (sable), d'un aquitard (mélange sable-bentonite) et d'un aquifère à nappe captive (sable) de 38 cm d'épaisseur, dans lequel l'essai de pompage aurait dû être réalisé. Cet aquifère a été mis en place de telle sorte que le sable soit

homogène. Il est instrumenté par un puits et 24 piézomètres. Les charges en entrée et en sortie sont maintenues constantes à l'aide de réservoirs connectés à des zones de sable plus grossier réparties sur toute la largeur de la cuve, et d'une épaisseur de 25 cm. Les frontières latérales sont imperméables. Un essai de pompage y est réalisé chaque année par des étudiants dans le cadre du cours d'hydrogéologie appliquée (GLQ2601) donné à l'Ecole Polytechnique de Montréal.

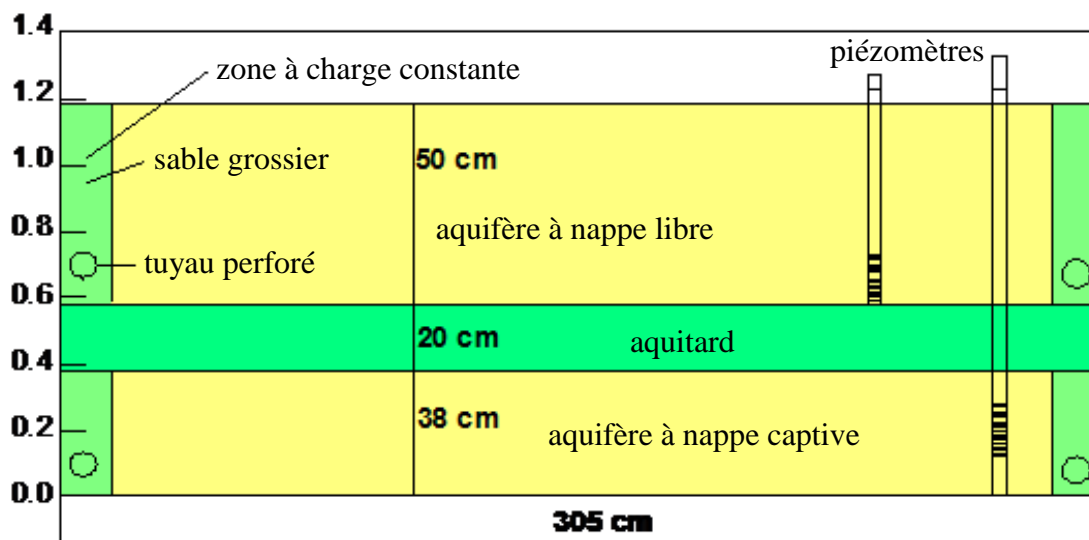


Figure 3-1 : Vue en coupe schématique du modèle réduit.

Quatre principaux problèmes ont été rencontrés lors de l'utilisation de ce modèle.

- Le premier est le grand nombre de puits d'observation, qui augmente artificiellement le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère (Chapuis & Chenaf, 2003). Ce problème a été résolu en plaçant des obturateurs dans chaque puits d'observation, comme on peut le voir sur la Figure 3-2 (les tuyaux sortant des piézomètres permettant de gonfler les obturateurs installés juste au-dessus des crépines).

- Le second problème est la pénétration partielle des piézomètres (15 cm crépinés pour un aquifère de 38 cm d'épaisseur, voir Figure 3-1). Pour réaliser un essai de pompage avec interférences alors que la cuve ne dispose que d'un seul puits, il est en effet nécessaire de pomper également dans un des piézomètres. Celui-ci n'étant que partiellement pénétrant, les écoulements

ne sont plus horizontaux jusqu'à une distance égale à 1.5 fois l'épaisseur de l'aquifère (Hantush, 1961). Les équations de Theis (1935) et de Cooper-Jacob (1946), sur lesquelles se basent les méthodes présentées dans cette thèse, ne sont donc plus applicables dans un rayon de 57 cm autour du piézomètre exploité.

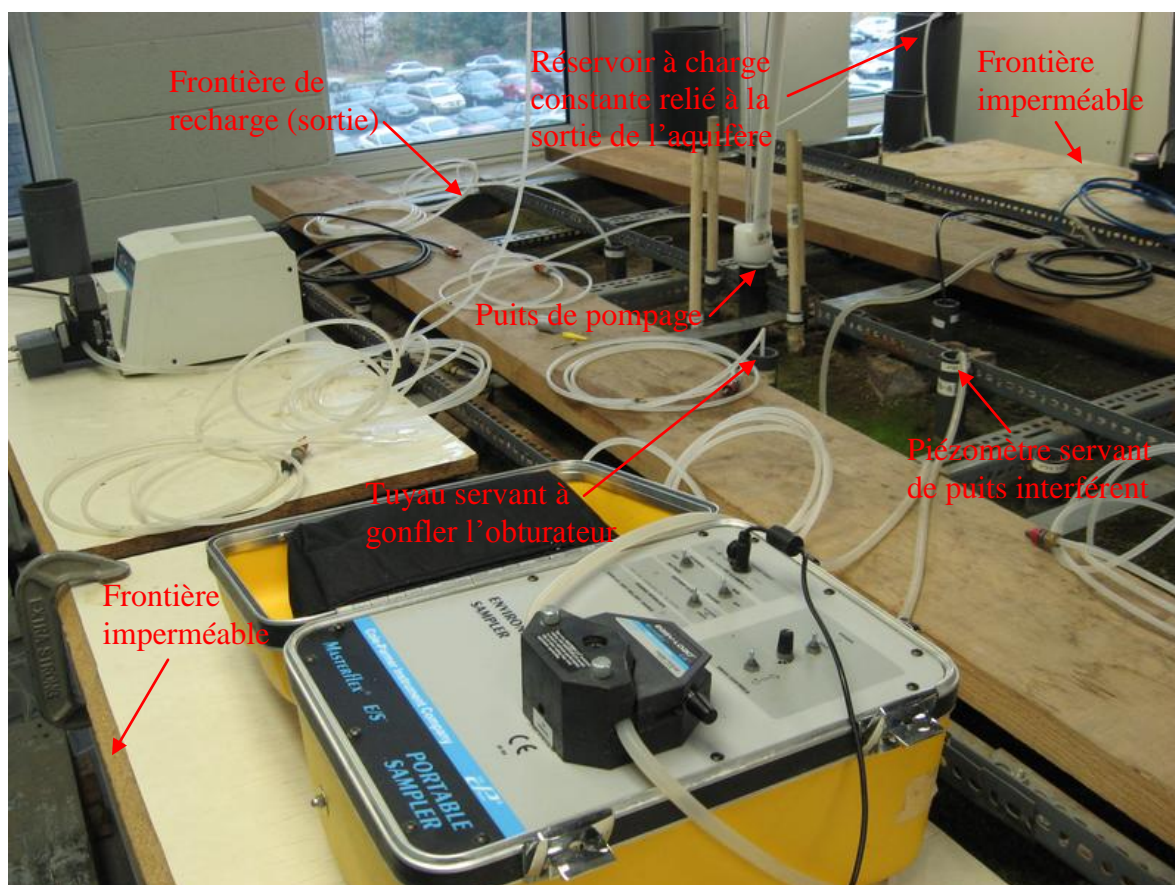


Figure 3-2 : Essai de pompage avec interférences réalisé dans le modèle réduit d'aquifère au laboratoire.

- Le troisième problème (voir aussi en Annexe 2) est la non-concordance, même en l'absence d'interférence, entre les données de pompage et les rabattements numériques obtenus après avoir modélisé la cuve sur le logiciel Seep/W. Si le début des courbes se superpose relativement bien, pour les temps élevés, le rabattement numérique est en revanche systématiquement plus faible que celui mesuré dans la réalité. Des essais de perméabilité in situ ont été réalisés dans chaque piézomètre et une carte de conductivité hydraulique a été dressée à partir des résultats obtenus

afin d'affiner le modèle numérique, sans parvenir à de meilleurs résultats. Il est possible que la différence observée sur les rabattements puisse être expliquée par une petite baisse de charge due au pompage dans la zone de sable grossier en sortie de l'aquifère, le réservoir maintenant une charge constante à la sortie n'étant alimenté que par la cuve. Cette hypothèse n'a toutefois pas été vérifiée en raison du point suivant qui a mené à l'abandon des essais dans la cuve.

- Le dernier problème est la taille limitée de la cuve, et donc, la présence de ses frontières. Comme on le verra par la suite (§7.3), les théories développées au cours de cette étude ont de la difficulté à prendre en compte les frontières car celles-ci font intervenir deux puits image, l'un pour le puits interférent, l'autre pour le puits testé. Si la présence de plusieurs puits ne constitue en soi pas un problème dans l'utilisation du principe de superposition, il est toutefois quasiment impossible, au cours de la résolution du problème inverse, de savoir dans quel ordre l'influence des différents puits va se faire sentir dans le piézomètre. La signification physique des portions de droite observées (si par chance elles sont visibles entre les différentes zones de transition) et leur équation ne peuvent par conséquent être explicitées qu'à l'aide de données supplémentaires, dont on ne dispose généralement pas. Pour la cuve qui possède 4 frontières (soit une infinité de puits images) dont la proximité influence le rabattement après quelques secondes seulement, une succession de zones de transition est observée sur le graphique donnant le rabattement en fonction du temps, ne permettant pas l'application des méthodes présentées dans les chapitres suivants. Ce modèle a donc été abandonné dans le cadre de ce projet de recherche.

3.2.2 Essais sur le terrain

Le site initialement choisi pour réaliser un essai de pompage avec interférences sur le terrain se trouve à Sorel. Il est constitué d'un aquifère à nappe captive stratifié qui a été instrumenté au début des années 2000. Ce site est très bien documenté puisque sa mise en place a fait l'objet d'un mémoire de maîtrise (Dallaire, 2004), incluant entre autres des levés géophysiques, des données de forage et des résultats d'essais de pompage. Il est de plus utilisé dans le cadre du projet d'hydrogéophysique (GLQ3700) donné chaque été à l'Ecole Polytechnique de Montréal.

L'aquifère est principalement composé de sable fin avec un peu de silt et des traces d'argile, et confiné sous une couche de sable silteux et argileux (Dallaire, 2004). Des strates moins perméables, continues d'après Dallaire (2004), et d'épaisseur variable sont intercalées entre les couches de sable fin au sein de l'aquifère (Annexe 2, Figure B-3).

Comme pour le modèle réduit au laboratoire, plusieurs problèmes ont toutefois été mis en évidence dans l'application d'un essai de pompage avec interférences à Sorel. Le site ayant été abandonné dans le cadre de cette étude et aucun résultat subséquent ne provenant de données qui y ont été obtenues, ces problèmes ne sont que présentés sommairement ici, plus de détails pouvant être trouvés en Annexe 2.

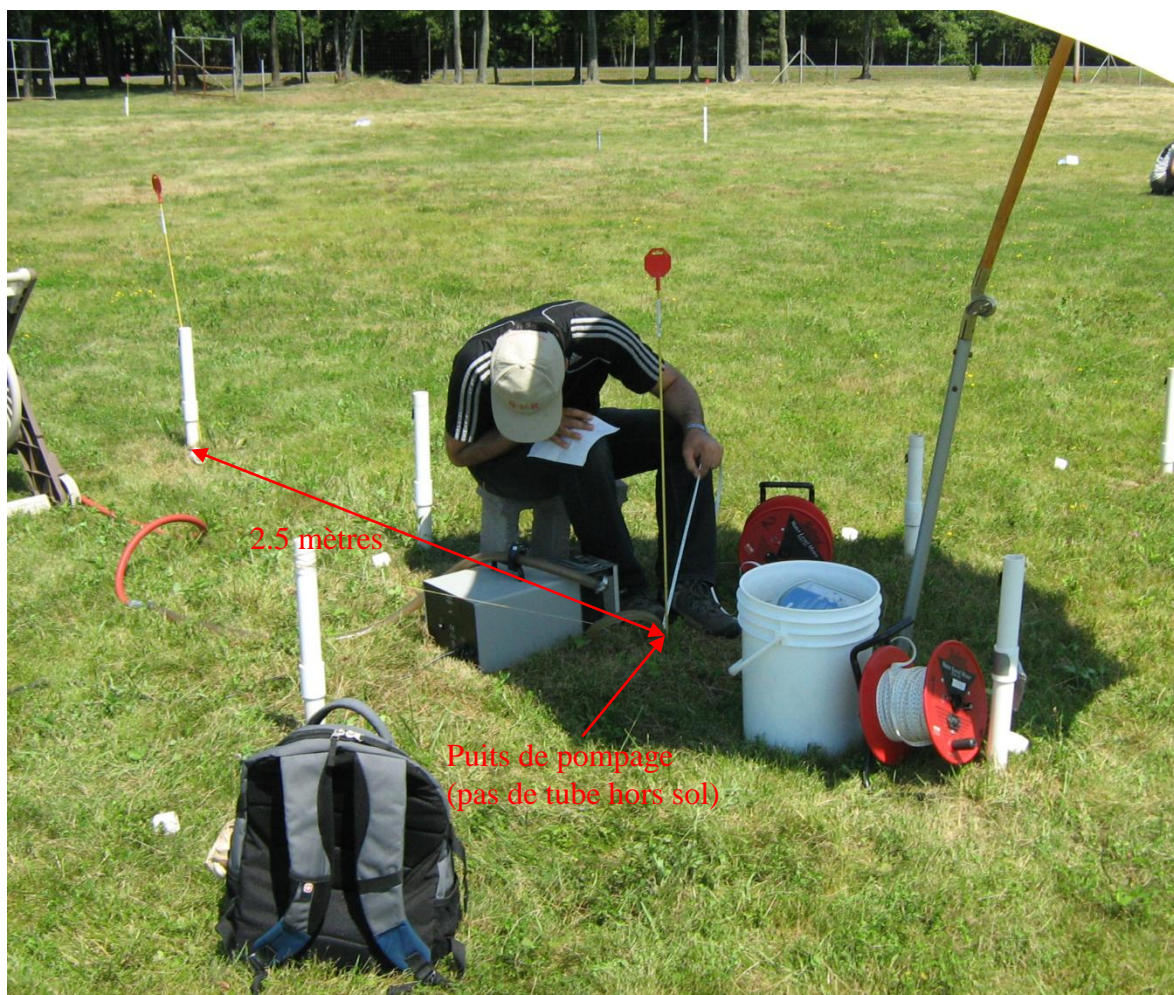


Figure 3-3 : Essai de pompage sur le site de Sorel (Photo prise au cours du projet d'hydrogéophysique 2012).

- Le premier problème a été observé lors d'un essai de pompage sans interférence réalisé dans le puits. Il s'agit à nouveau du nombre important de piézomètres aux abords immédiats du puits (Figure 3-3 et Annexe 2, Figure B-4), qui augmente artificiellement le coefficient

d'emmagasinement de l'aquifère. Comme pour la cuve, ce problème peut facilement être résolu en mettant en place des obturateurs (aucun obturateur n'a cependant pu être placé dans le piézomètre servant de puits interférent en raison de la présence du tuyau de pompage).

- Les autres problèmes ont été rencontrés lorsque le pompage dans un des piézomètres a été mis en place pour simuler des interférences. L'aquifère ne dispose en effet que d'un unique puits, le pompage interférent doit par conséquent être appliqué dans un des piézomètres. Les piézomètres du site de Sorel ont été installés avec une crépine d'une quarantaine de centimètres de hauteur située à la base du tubage, entourée par un massif filtrant de hauteur variable, mais généralement voisine de 1 mètre (Annexe 2, Figure B-6). L'aquifère étant stratifié, la crépine se trouve vis-à-vis d'une couche de sable fin peu épaisse, surmontée par une couche de sable silteux, et le massif filtrant englobe la partie basse de l'aquifère, également située sous une couche constituée d'un matériau plus fin séparant les 2 zones sableuses plus perméables fournissant l'essentiel de l'eau lors d'un pompage dans le puits. Au fil des ans, un soulèvement des piézomètres suite aux cycles de gel – dégel a par ailleurs été observé, laissant du sable se déposer dans la partie crépinée, sable qui a été retiré par pompage préalablement à tout essai.

Le pompage dans un tel piézomètre pose différents problèmes :

- Premièrement et comme dans la cuve au laboratoire, du fait de la pénétration partielle des piézomètres, les écoulements à proximité de celui servant de puits interférent ne sont pas horizontaux (jusqu'à une distance égale à 1.5 fois l'épaisseur de l'aquifère, soit environ 4 mètres), limitant l'applicabilité des méthodes de Theis (1935) et de Cooper-Jacob (1946) à la base des théories développées dans cette thèse. Notons que seuls les piézomètres très proches du puits de pompage peuvent être considérés pour réaliser des interférences sur le site de Sorel (voir le troisième point et en Annexe 2), ce qui rend ce problème somme toute important.

- Deuxièmement, la stratification combinée à la pénétration partielle des piézomètres rend les écoulements très difficiles à prédire en cas de pompage dans un piézomètre. Dépendamment de la continuité des couches et des contrastes de conductivité hydraulique, il est fort probable d'observer des écoulements ayant une composante verticale à travers les couches constituées de matériaux plus fins, avec possiblement un décalage temporel sur la réponse au pompage des zones situées vis-à-vis du massif filtrant et des strates supérieures. Il est en tous cas très vraisemblable que les hypothèses sur lesquelles reposent les théories de Theis, Cooper-Jacob, et

par conséquent les méthodes présentées dans cette thèse ne seront plus respectées, au moins localement, dès que l'un des deux pompages sera mis en place dans un des piézomètres.

- Troisièmement, la faible transmissivité de l'aquifère entraîne la nécessité de limiter les débits de pompage. Pour un pompage à 16 L/min dans le puits, Dallaire (2004) a par exemple dénoyé l'aquifère sur un rayon de 50 centimètres (Annexe 2, Figure B-7). Dans un piézomètre partiellement pénétrant, ayant un diamètre deux fois plus petit que celui du puits, le débit doit alors être beaucoup plus faible, limitant du même coup le rayon d'action du pompage (qui était de 35 mètres pour l'essai de Dallaire), ce qui explique pourquoi seuls les piézomètres situés à proximité immédiate du puits ont été initialement considérés pour simuler des interférences. Un exemple de rabattement obtenu par pompage dans un des piézomètres à un débit de 4 L/min est présenté en Annexe 2 (Figure B-8). Ce débit était encore beaucoup trop important par rapport à ce que l'aquifère pouvait fournir au piézomètre. Un débit plus faible n'a toutefois pas été envisagé, car le rabattement dans les piézomètres voisins aurait alors été trop faible pour être interprété avec suffisamment de précision.

L'installation d'un autre puits aurait pu répondre à certains de ces problèmes, mais en raison du coût de ces travaux, le site de Sorel a lui aussi été abandonné, et un nouvel emplacement pour réaliser un essai de pompage avec interférences a été recherché, en contactant plus de trente municipalités sur la Rive Nord de Montréal, municipalités sous lesquelles se trouve un aquifère à nappe captive dans le roc. Les quelques réponses reçues ont toutefois été pour la plupart négatives, soit en raison de l'absence de puits municipaux (alimentation par de l'eau de surface), soit parce que ce n'était pas cet aquifère qui étaient exploités (anciennes sablières présentant une nappe libre par exemple). Un site a toutefois retenu notre attention et un essai y a été planifié avec l'accord de l'exploitant : il s'agit de l'usine de production d'eau potable de Terrebonne située à La Plaine, pour laquelle 6 puits sont en activité dans l'aquifère à nappe captive. Malheureusement, une fuite d'ozone dans cette usine a entraîné l'arrêt des puits quelques semaines seulement avant la réalisation de l'essai, et ils n'ont toujours pas été remis en activité depuis.

Les seules données de terrain qui ont ainsi pu être exploitées dans cette thèse sont les quelques valeurs fournies par Cooper & Jacob (1946) et Bentley (1979) dans leurs articles. Les résultats obtenus à l'aide de ces données sont présentés au paragraphe 7.5.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INTERPRETATION OF A PUMPING TEST WITH INTERFERENCE FROM A NEIGHBORING WELL

Simon Weber^{1*} and Robert P. Chapuis¹

Published in *Groundwater*, vol.51, no. 6, 935-944. doi: 10.1111/gwat.12014.

¹ Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique, P.O. Box 6079, Stn CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7

* Corresponding author – Phone: (514) 340 4711 ext. 4938 – Fax: (514) 340 4477 – Email: simon.weber@polymtl.ca

Abstract

In confined aquifers, the influence of neighboring active wells is often neglected when interpreting a pumping test. This can, however, lead to an erroneous interpretation of the pumping test data. This paper presents simple methods to evaluate the transmissivity (T) and storativity (S) of a confined aquifer under Theis conditions, when an interfering well starts pumping in the neighborhood of the tested well before the beginning of the test. These new methods yield better estimates of the T and especially S values than when the interfering well influence is neglected. They also permit to distinguish between interfering wells and other deviations from the Cooper-Jacob straight line, such as impermeable boundaries. The new methods were then applied on data obtained from a numerical model. The new methods require knowing the pumping rate of the interfering well and the time elapsed since the pumping started in each well, but contrary to previous methods, they do not require the aquifer natural level at the beginning of the test, which is often unknown if the interfering well has started pumping before the tested well.

Key words: pumping test, confined aquifer, well interference, monitoring well

4.1 Introduction

The phenomenon of interference between pumping wells is an acknowledged problem, already mentioned by Theis (1935) in the conclusion of his well-known paper. Although good practice would be to monitor the aquifer water level a certain amount of time before the beginning of a

pumping test, not all the pumping tests are conducted this way. This preliminary step permits indeed to predict the evolution of the water level without pumping (called natural level hereafter) during the test, and thus, among others, the influence of a neighboring well that had started pumping before the beginning of the pumping test. In this paper, other factors of interference such as recharge, barometric pressure changes, tidal effects, etc. are neglected, and a correction for each of these factors will thus have to be applied to field data to obtain the drawdown only induced by the pumping.

The influence of an interfering well on the results of a pumping test is generally neglected for two reasons (Rushton 1985) if this preliminary step is not respected, and if the influence of the interfering well alone is thus not observed. First, the interfering well is often considered to be far enough from the tested well (called “pumping well” hereafter) to have no significant influence on it. Second, if the interfering well is relatively close to the pumping well, its influence is deemed to be negligible if it is pumped at a constant rate.

However, these assertions are not good reasons to neglect the interference of another active well. Del Mar Gonzalez and Rushton (1981) showed that the influence of an interfering well can be significant even if the interfering well pumps at a constant rate. Rushton (1985) demonstrated that, if the interfering well has started pumping before the beginning of the pumping test, the distance between the interfering well and the observation or monitoring well has little influence on the error that is committed when the interfering well is neglected, in comparison with the pumping rate of the interfering well and the time elapsed between the beginning of the pumping in each well.

The direct problem of interfering wells in a confined aquifer can be solved using the superposition principle, which has been done with image wells when studying recovery (Theis 1935) or linear boundaries (Ferris et al. 1962).

The inverse problem, however, has not been studied in detail. Wenzel and Greenlee (1943) and Corapcioğlu (1977) presented graphical methods based on the Theis curve to interpret a pumping test influenced by an interfering well. Cooper and Jacob (1946) presented a generalization of their well-known method that can be used for many wells. This last method has successfully been used by Bentley (1979) in the Floridian aquifer. These three methods assume that the aquifer natural

level is known, which is often not the case if the interfering well has started pumping before the pumping well.

Rushton (1985) proposed to first calculate a T (transmissivity) value from the data graph obtained with the pumping test, then to correct each data set using his error formula (Equation 4.1) and the previously determined T value, and then iteratively recalculate the T and S (storativity) values from the new curves until the T value remains constant:

$$\left. \begin{aligned} s_e &= \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{t}{t_b} \quad \text{if } r_i \leq \sqrt{\frac{0.08 T t_b}{S}} \\ s_e &= \frac{Q_i}{4\pi T} \left[\ln \frac{t}{t_b} + \frac{r_i^2 S}{4T} \left(\frac{t_b - t}{t_b t} \right) \right] \quad \text{otherwise} \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

In Equation 4.1, s_e [m] is the error on the drawdown due to the interfering well; Q_i [m³/s] is the pumping rate of the interfering well; T [m²/s] is the aquifer transmissivity; t [s] is the time elapsed since the beginning of the pumping test; t_b [s] is the time elapsed between the beginning of the pumping in the interfering well and the beginning of the pumping test, $t_b > 0$ if the interfering well started before the pumping well, as in the present study; r_i [m] is the distance between the interfering well and the observation well; and S [-] is the aquifer storativity.

This paper presents several new methods, based on the Cooper-Jacob equation, to interpret pumping test data influenced by one or several interfering wells if the natural level of the aquifer is unknown. However, the pumping rate of the interfering well Q_i and the time t_b elapsed between the start of the pumping in the interfering well and the beginning of the pumping test are both assumed to be known.

4.2 Theoretical aspects

4.2.1 During the pumping phase

In a homogeneous, isotropic, horizontal and infinite confined aquifer, provided that the vertical well is fully penetrating and of infinitesimal diameter, the drawdown in an observation well can be determined by the Cooper-Jacob equation (Equation 4.2) if the term u defined by Equation 4.3 is smaller than 0.02 (Cooper and Jacob 1946) or, in practice, 0.1 (Chapuis 1999). This condition is hereafter called the Cooper-Jacob approximation:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{r_p^2 S} \quad (4.2)$$

$$u_k = \frac{r_k^2 S}{4 T t} \quad (4.3)$$

The drawdown s [m] in the Cooper-Jacob equation is the drawdown measured from the aquifer natural level, that is the level that would have been measured without the pumping, but influenced by recharge, atmospheric pressure variations, tidal effects, etc.; Q_p [m³/s] is the pumping rate of the pumping well and r_k [m] the distance between this well and the observation well. Index k is replaced by p for the pumping well or i for the interfering well.

Rushton (1985) distinguished the real drawdown from the apparent drawdown, that is to say the drawdown calculated from the aquifer level recorded at the beginning of the pumping test. Using the Cooper-Jacob equation and the superposition principle, he then developed an equation giving the drawdown in case of interference from another well, including two terms ($\ln(u)$ and u) from the development of the Theis well function. This development is quickly reminded here (Equations 4.4 to 4.7) with only the logarithm term as a starting point to the new methods presented in this paper.

Using the superposition principle, the drawdown in an observation well due to the interfering pumping well is given by Equation 4.4 if both u_i and u_p are small enough to respect the Cooper-Jacob approximation:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{r_p^2 S} + \frac{2.3 Q_i}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T (t + t_b)}{r_i^2 S} \quad (4.4)$$

In Equation 4.4, time t starts with the pumping test and the drawdown is calculated below the aquifer natural level (real drawdown). This natural level is unknown when the interfering well has started pumping before the pumping well ($t_b > 0$) if the aquifer level has not been monitored before the beginning of the test. Thus, the data obtained from a pumping test are apparent drawdowns calculated below the aquifer level at time $t = 0$ s. Let's call s_0 [m] the real drawdown in the observation well at time $t = 0$ s. Using Equation 4.2, s_0 can be determined as follows:

$$s_0 = \frac{2.3 Q_i}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t_b}{r_i^2 S} \quad (4.5)$$

The apparent drawdown s_a [m] is the difference between the real drawdown s and s_0 (Equation 4.6). The new origin, corresponding to what is generally measured during a pumping test, is presented in Figure 4-1. The dashed line in this figure represents the drawdown that would have been measured if the interfering well had been the only one to extract water from the aquifer:

$$s_a = s - s_0 = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_p^2 S} + \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{2.25T(t+t_b)}{r_i^2 S} - \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt_b}{r_i^2 S} \quad (4.6)$$

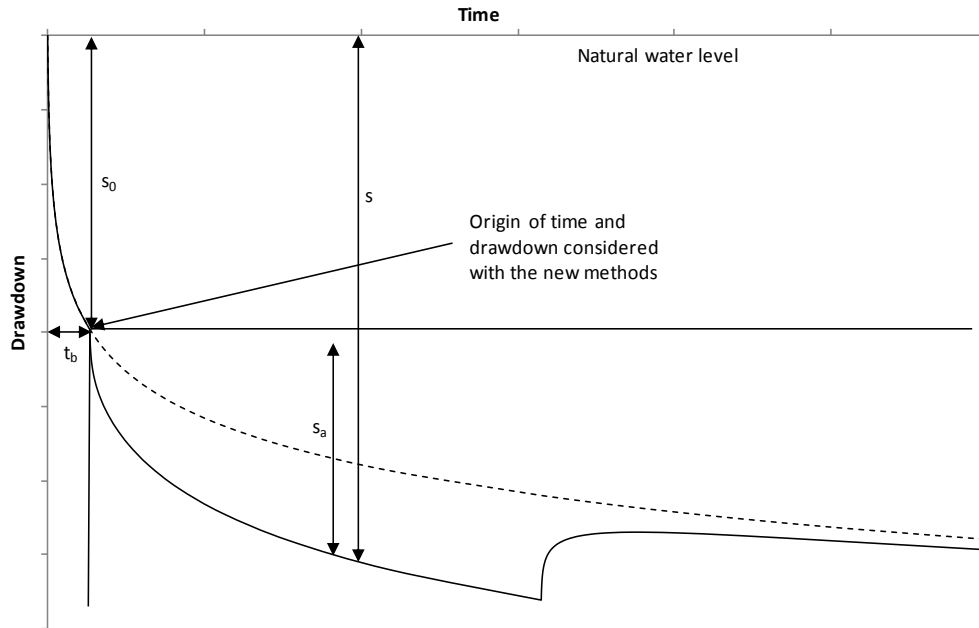


Figure 4-1 : Real and apparent drawdown (Adapted from Rushton 1985). Solid line: Drawdown with both wells pumping; Dashed line: Drawdown with only the interfering well pumping.

Using the logarithm properties, Equation 4.6 can be written as follows:

$$s_a = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_p^2 S} + \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{(t+t_b)}{t_b} \quad (4.7)$$

This last equation, obtained by Rushton (1985), is also equivalent to:

$$s_a = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25T}{r_p^2 S} + \frac{2.3}{4\pi T} \log \frac{t^{Q_p} (t+t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \quad (4.8)$$

As Cooper and Jacob (1946) did in their well-known paper, Equation 4.8 can be used in three different ways, described in the following points.

4.2.1.1 With one observation well

Let A be the term defined in Equation 4.9:

$$A = \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \quad (4.9)$$

If the apparent drawdown is considered in only one observation well, r_p is a constant and the plot of apparent drawdown s_a versus $\log(A)$ is a straight line whose slope $\Delta s_a / \text{cycle}$ [m] is related to T and y-intercept $s_{a,A=1}$ [m] to both T and S through Equations 4.10 and 4.11 respectively:

$$T = \frac{2.3}{4\pi \Delta s_a / \text{cycle}} \quad (4.10)$$

$$S = \frac{2.25T}{r_p^2} \exp \left[-\frac{4\pi T s_{a,A=1}}{Q_p} \right] \quad (4.11)$$

4.2.1.2 With several observation wells at a given time

Equation 4.8 can be written as follows:

$$s_a = -\frac{2.3Q_p}{2\pi T} \log r_p + \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{S} + \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{t+t_b}{t_b} \quad (4.12)$$

In this case, the plot is the same as with the Cooper-Jacob method: the plot of apparent drawdown s_a vs. $\log(r_p)$ is a straight line whose slope $\Delta s_a / \text{cycle}$ [m] is related to T and y-intercept $s_{a,rp=1}$ [m] to both T and S through Equations 4.13 and 4.14 respectively:

$$T = -\frac{2.3Q_p}{2\pi \Delta s_a / \text{cycle}} \quad (4.13)$$

$$S = 2.25Tt \exp \left[-\frac{4\pi T s_{a,rp=1} - Q_i \ln \left(\frac{t+t_b}{t_b} \right)}{Q_p} \right] \quad (4.14)$$

Note that the T value obtained with this method is the same as the one obtained with the Cooper-Jacob method if the interfering well is neglected. The S value, however, is incorrect if the interfering well is neglected.

4.2.1.3 With several observation wells at several times

If both t and r_p vary, Equation 4.8 can be written as follows:

$$s_a = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T}{S} + \frac{2.3}{4 \pi T} \log \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{r_p^{2Q_p} t_b^{Q_i}} \quad (4.15)$$

Let B represent the term defined in Equation 4.16:

$$B = \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{r_p^{2Q_p} t_b^{Q_i}} \quad (4.16)$$

The plot of apparent drawdown s_a vs. $\log(B)$ is a straight line whose slope $\Delta s_a / cycle$ [m] is related to T and y-intercept $s_{a,B=1}$ [m] to both T and S through Equations 4.17 and 4.18 respectively:

$$T = \frac{2.3}{4 \pi \Delta s_a / cycle} \quad (4.17)$$

$$S = 2.25 T \exp \left[- \frac{4 \pi T s_{a,B=1}}{Q_p} \right] \quad (4.18)$$

The previous equations are all presented for only one interfering well, but can be developed for as many interfering wells as wanted, using the same reasoning.

4.2.2 During the recovery phase

If the interfering well continues extracting water after the pumping well has stopped, the apparent residual drawdown s_a' [m] can be seen as the sum of three effects: pumping at a rate Q_i in the interfering well; pumping at a rate Q_p in the pumping well; and injection of water at a rate Q_p in the pumping well from the time t_A [s] at which the pumping stopped. The sum of the last two terms represents the end of water extraction in the pumping well, similar to the case without interference (Theis 1935). The storativity is assumed to remain the same during the pumping and recovery phases.

4.2.2.1 Residual drawdown method

Using the same procedure as for the pumping phase, the following equation is obtained:

$$s_a' = \frac{2.3}{4\pi T} \log \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i} (t - t_A)^{Q_p}} \quad (4.19)$$

The origins of time and drawdown are still respectively the beginning of the pumping test and the water level in the considered observation well at that time (Figure 4-1).

Let C be defined as in Equation 4.20:

$$C = \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i} (t - t_A)^{Q_p}} \quad (4.20)$$

The plot of apparent residual drawdown s_a' versus $\log(C)$ is a straight line whose slope $\Delta s_a' / \text{cycle}$ [m] is related to the T value through Equation 4.21:

$$T = \frac{2.3}{4\pi \Delta s_a' / \text{cycle}} \quad (4.21)$$

The aquifer storativity cannot be determined with this method.

4.2.2.2 Projected drawdown method

As for the case without interference (Johnson 1966), it is possible to determine the aquifer storativity thanks to the recovery data by using the projected drawdown method. The projected drawdown s_p [m] is the drawdown that would have been measured if the pumping test had not stopped and if the drawdown had continued following the Cooper-Jacob equation. For a pumping test without interference, this method can only be used if the pumping has stopped while the drawdown was still following the Cooper-Jacob straight line or if steady-state has been reached (in this last case, the duration of the steady state is neglected). The projected drawdown is then obtained by extension of the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ straight line. For a pumping test with interference, it can only be used if the pumping has stopped while the drawdown was still following the s_a vs. $\log(A)$ straight line. The projected drawdown is then obtained by extension of the s_a vs. $\log(A)$ straight line previously described, and the projected drawdown has therefore the same expression as the apparent drawdown in Equation 4.8:

$$s_p = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25T}{r_p^2 S} + \frac{2.3}{4\pi T} \log \frac{t^{Q_p} (t+t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \quad (4.22)$$

By subtracting Equation 4.19 from Equation 4.22, the following expression is obtained:

$$s_p - s_a' = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25T t'}{r_p^2 S} \quad (4.23)$$

$$t' = (t - t_A) \quad (4.24)$$

This expression is identical to that without interference and can therefore be interpreted in the same way. The plot of $(s_p - s_a')$ vs. $\log(t')$ becomes a straight line as soon as the Cooper-Jacob approximation is verified. Its slope $\Delta(s_p - s_a')/\text{cycle}$ [m] is related to the T value and y-intercept $s_{a,t'=1}$ [m] to both the T and S values through Equations 4.25 and 4.26 respectively:

$$T = \frac{2.3Q_p}{4\pi \Delta(s_p - s_a')/\text{cycle}} \quad (4.25)$$

$$S = \frac{2.25T}{r_p^2} \exp \left[-\frac{4\pi T s_{a,t'=1}}{Q_p} \right] \quad (4.26)$$

4.3 Numerical example

4.3.1 Model description

A numerical example has been conducted to obtain drawdown data to be used to test the new methods. These data could have been obtained by combining the superposition principle with drawdowns calculated from the Cooper-Jacob equation, but as the methods presented in this paper are based on those, for the sake of independence between the developed theory and its application, numerical data have been preferred for the latter. The obtained parameters are compared with those that would have been determined if the interfering well influence had been neglected. The numerical example was solved using the finite element code COMSOL (2011).

The model is a rectangular aquifer 6 kilometers long by 4 kilometers wide with the origin at the center of the model, so that the boundaries are far enough to have no influence on the pumping test data. The aquifer material is homogeneous isotropic sand. The transmissivity of the aquifer is

$2.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ and its storativity $4.5 \cdot 10^{-4}$. The interfering well is located at the origin ($x = y = 0 \text{ m}$), and the pumping well at $x = 100 \text{ m}$; $y = 0 \text{ m}$. Both wells have a diameter of 40 cm. As the line of equation $y = 0$ is a symmetry axis to the problem, only half of the aquifer has been represented in COMSOL. Six monitoring wells have been used. Their position and distances to the pumping and interfering wells are given in Table 4-1. The monitoring wells (MWs) are ideal, as they correspond to a node of the mesh (infinitesimal diameter).

Table 4-1 : Position of the monitoring wells (MWs).

MW	$x \text{ (m)}$	$y \text{ (m)}$	$r_p \text{ (m)}$	$r_i \text{ (m)}$
MW1	105	5	7.07	105.12
MW2	102	3	3.61	102.04
MW3	98	0	2.00	98.00
MW4	-45	3	145.03	45.10
MW5	100	10	10.00	100.50
MW6	75	0	25.00	75.00

Recharge boundaries are located at the left and right sides of the model (head of 30 meters) and impermeable boundaries constitute its top and the symmetry axis.

The interfering well has a pumping rate of $90 \text{ m}^3/\text{h}$ and starts pumping 25 000 s before the pumping well, which has a pumping rate of $36 \text{ m}^3/\text{h}$. The pumping test duration is 24 h and the recovery is followed over the next 24 hours. The interfering well still extracts water at the same rate during the recovery (Table 4-2).

Table 4-2 : Pumping sequence.

Time (s)	Interfering well rate (m^3/h)	Pumping well rate (m^3/h)
0 – 25 000	90	0
25 000 – 111 400	90	36
111 400 – 197 800	90	0

In Table 4-2, the origin of time is when pumping starts in the interfering well. For interpreting the pumping test data, the first part of the sequence (from 0 to 25 000 s) is ignored and the origin of time is the beginning of the second part of the sequence, when the pumping well starts pumping. The real drawdown which is numerically obtained is transformed into an apparent drawdown by subtracting the head at the considered time from the head in the same MW at time $t = 25\,000$ s (beginning of the pumping test).

From this point and in order to simplify notations, the apparent drawdown s_a and the apparent residual drawdown s_a' will respectively be noted s and s' .

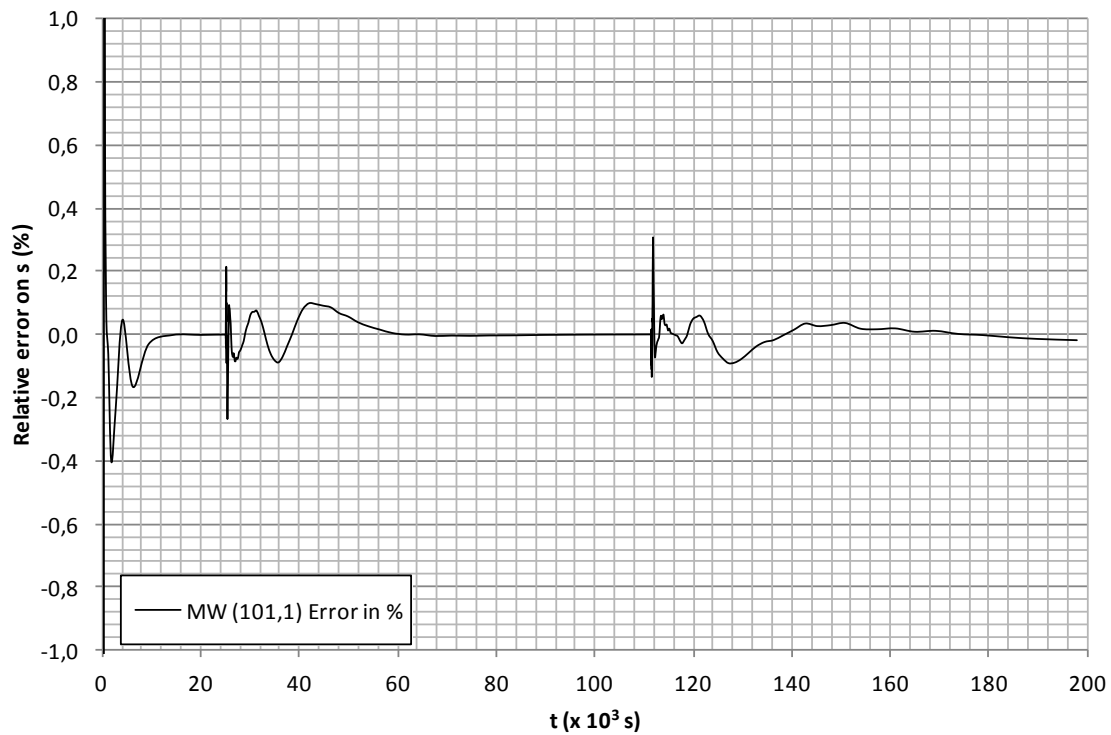


Figure 4-2 : Relative error on the calculated drawdown using a very fine mesh solution as reference (300 000 elements) and a coarser mesh (55 000 elements) in the other simulations.

Different meshes were tested in order to ally accurate results with acceptable calculation times. The retained mesh is composed of triangles of dimension 250-m near the boundaries and is refined to 5 cm around the wells. The maximum growth factor is 1.1. The drawdown obtained with this mesh of 55 231 elements has been compared to that obtained with a much refined case of almost 300 000 elements (25-m length near the boundaries, 2 cm near the wells and a maximum growth factor of 1.05): the difference is, except for the first values of each sequence, less than 0.1% (Figure 4-2).

This very small error does not have any noticeable influence on the regression results and thus, on the T and S values determination, and provides shorter calculation times. The error is greater at the beginning of each sequence and can reach 1% in a MW located at 1.5 m from the pumping well. This error at the beginning of the sequences decreases with the distance from the well to the MW. However, these early values, also affected by the well storage effect, are not used when interpreting the pumping test data.

Although the theory has been developed under the Theis conditions, the numerical simulations have in fact been done using wells with a hydraulic conductivity 1000 times greater than in the aquifer and a unitary storage coefficient, as this aspect has a great influence on the results. Comparisons have been made with numerical simulations respecting Theis conditions (infinitesimal diameter well).

4.3.2 Results with one MW

Figure 4-3 presents the results for one monitoring well (MW1) at different times with the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ method and with the previously described s vs. $\log(A)$ method for wells of infinitesimal and finite diameter. Note that it is easier to determine the straight line with $\log(A)$ or $\ln(A)$ on a regular scale for the x -axis than with A on a logarithm scale due to the small variation of A during the pumping test.

For the case of finite diameter wells, with the new method, a straight line is observed as soon as the well storage effect vanishes, whereas a curve is obtained with the Cooper-Jacob method. For this last method, the data of MWs near the pumping well present a straight line at the beginning of the test, but only on few points, which is more difficult to interpret. For small times, the

quotient of $(t + t_b)$ by t_b is close to 1 and its logarithm close to 0 if t_b is high enough, so the interfering well has much less influence than the pumping well at those early times.

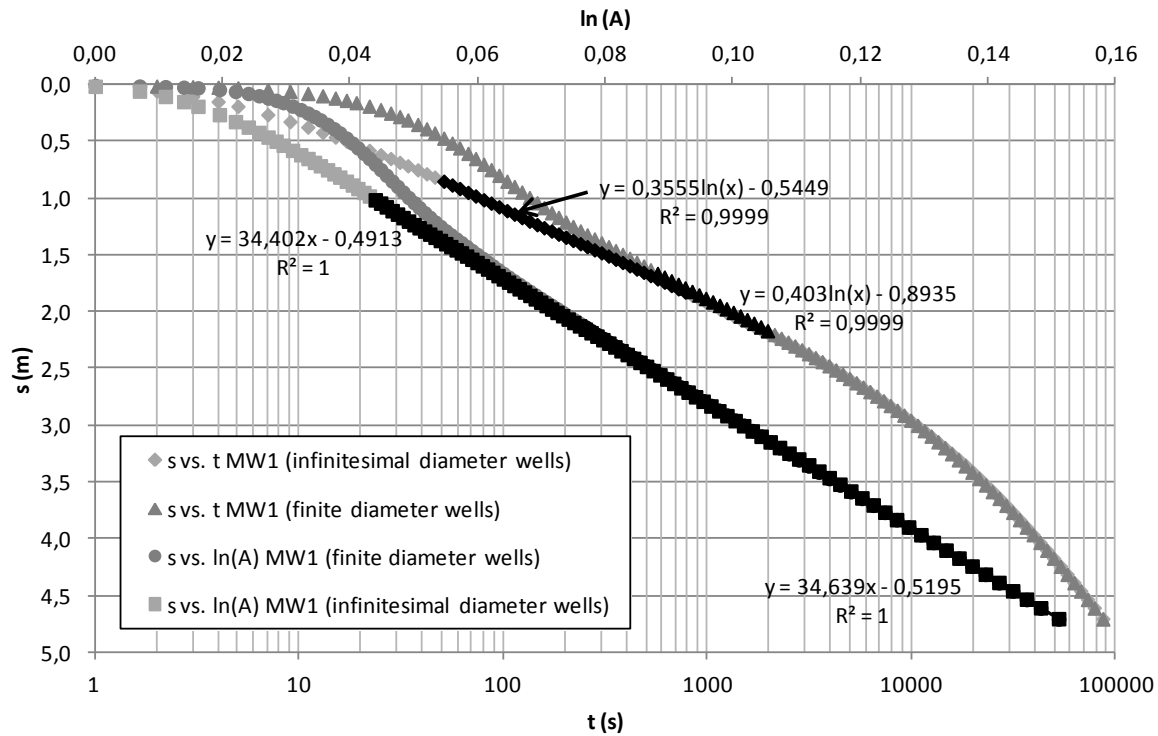


Figure 4-3 : Comparison of the two methods with either infinitesimal or finite diameter pumping and interfering wells. The black data were used for the regressions.

The presence or absence of well storage effect is important if the interfering well is neglected, especially on the S value calculation (Table 4-3). The slopes and y-intercepts are indeed very similar for infinitesimal and finite diameter wells with the new method, whereas the choice of the straight part of the curve makes them differ a lot with the Cooper-Jacob method (Figure 4-3).

For MWs far from the pumping well, the well storage effect does not appear on the plot, but neither does the straight line with the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ method (Figure 4-4).

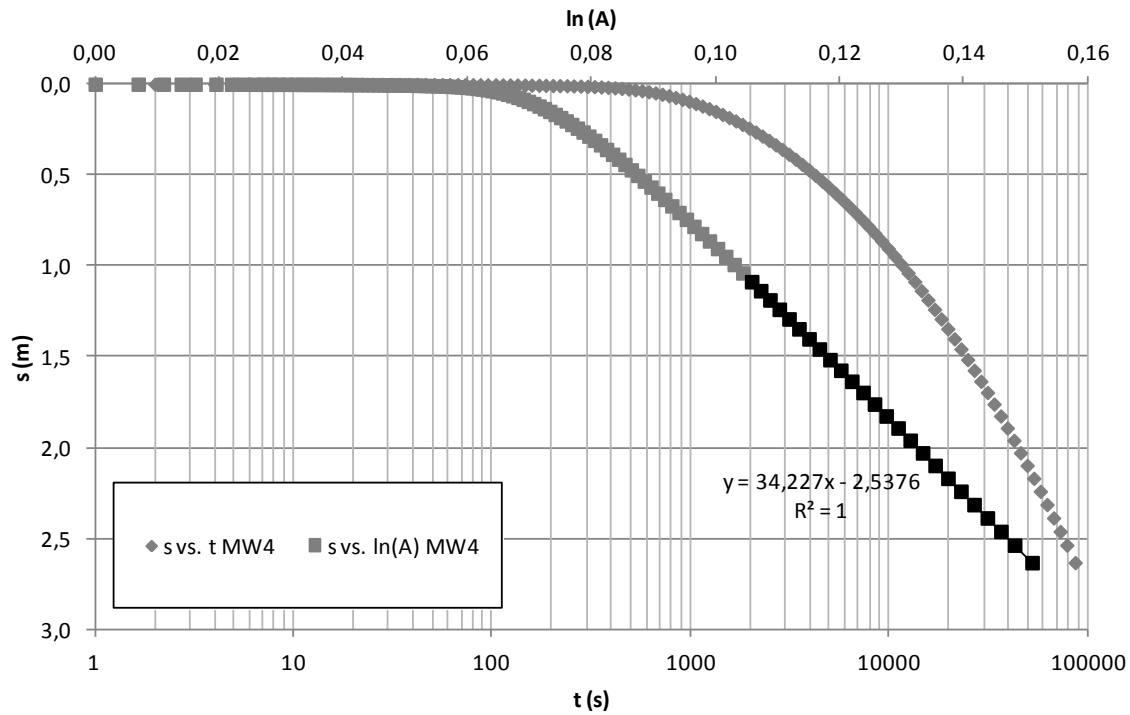


Figure 4-4 : Comparison of the new method with the Cooper-Jacob method with a MW far from the pumping well (MW4). The black data were used for the regression.

The end of the curve in Figure 4-3 with the Cooper-Jacob method shows an increase of the drawdown, which could indicate impermeable boundaries if the interfering well is neglected. In that case, the plot in Figure 4-3 could in fact be interpreted as two impermeable boundaries with an angle of 144° , because the slope at the end of the plot is approximately 2.5 times greater than the Cooper-Jacob straight line slope (Chapuis 1994).

This second straight line at the end of the Cooper-Jacob plot is not obvious in Figure 4-3, where only 6 points are taken into account. However, if the numerical simulation is conducted with a much larger aquifer over a longer period of time, the end of the curve will be a straight line with a slope equal to $(1 + q)$ times the slope of the first straight line, where q is the quotient of the pumping rate in the interfering well Q_i by the pumping rate in the pumping well Q_p . This can be explained by the following equation, which is a rearrangement of Equation 4.8 using the logarithm properties:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log(t(t + t_b)^q) + \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log\left(\frac{2.25 T}{r_p^2 S t_b^q}\right) \quad (4.27)$$

If time t becomes much larger than t_b , Equation 4.27 tends towards Equation 4.28:

$$s = \frac{2.3 Q_p (1 + q)}{4 \pi T} \log(t) + \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T} \log\left(\frac{2.25 T}{r_p^2 S t_b^q}\right) \quad (4.28)$$

If the second straight line appears on the s vs. $\log(t)$ plot, it can thus be used as another alternative to take into account the interfering well in the interpretation of the pumping test. The T and S values are in fact related to the slope $\Delta s / \text{cycle}$ and the y-intercept $s_{t=1}$ of the second straight line through Equations 4.29 and 4.30 respectively:

$$T = \frac{2.3 Q_p (1 + q)}{4 \pi \Delta s / \text{cycle}} = \frac{2.3 (Q_i + Q_p)}{4 \pi \Delta s / \text{cycle}} \quad (4.29)$$

$$S = \frac{2.25 T}{r_p^2 t_b^q} \exp\left[-\frac{4 \pi T s_{t=1}}{Q_p}\right] \quad (4.30)$$

It also yields a good estimate of the Q_i value if it is unknown, using the ratio of the slopes of the two straight lines.

The second straight line has yet to develop on at least one logarithm cycle to use this method successfully, which means conducting very long pumping tests, provided that no boundaries would interfere. It is thus not likely to be observed in the field and the methods described in the theoretical section will be preferred to determine the T and S values. For example, in Figure 4-3 where the numerical simulation has been stopped after 24 h, assuming that the last few points correspond to the second straight line leads to a 19.2% error on the slope, which will eventually influence both the T and S values.

The determination of the S value is also less accurate with this last method because the y-intercept is much more sensitive to the approximation made in Equation 4.28 than the slope of the straight line, which is used to determine either the T value or the pumping rate of the interfering well Q_i .

The T and S values obtained with each method for MW1 data are presented in Table 4-3.

Table 4-3: Parameters obtained with one monitoring well (MW1).

	s vs. $\log(A)$	s vs. $\log(t)$ (second straight line)	s vs. $\log(t)$ (Cooper-Jacob, infinitesimal diameter well)	s vs. $\log(t)$ (Cooper-Jacob, finite diameter well)
T (m ² /s)	2.30E-03	2.31E-03	2.24E-03	1.97E-03
S (-)	4.63E-04	4.00E-05	4.66E-04	8.16E-05
Error on T (%)	0.12	0.48	2.68	14.15
Error on S (%)	2.93	11.05	3.66	81.29

Note that the data used for the second straight line have been obtained using a numerical model similar to the one previously described, but over a pumping period of ten days and an aquifer extension of 30 km x 15 km to avoid boundary interferences.

4.3.3 Results for many MWs at a given time

With many MWs at a given time, the plot is the same with the Cooper-Jacob and the new method: s vs. $\log(r_p)$ (Figure 4-5). For both methods, straight lines are observed, giving the same T value as the formula is identical for each method. The S value is, however, calculated differently, leading to erroneous estimates with the Cooper-Jacob method (Table 4-4). With this method, the error on the S value increases indeed greatly with time, as the S value decreases.

Table 4-4 : Parameters obtained with many MWs at a given time. NM stands for the s vs. $\log(r_p)$ new method and CJ for the Cooper-Jacob s vs. $\log(r_p)$ method.

	$t = 8 \text{ min } 45 \text{ s}$		$t = 3 \text{ h } 44 \text{ min}$		$t = 1 \text{ d}$	
	NM	CJ	NM	CJ	NM	CJ
T (m ² /s)	2.35E-03		2.32E-03		2.31E-03	
S (-)	4.69E-04	4.45E-04	4.19E-04	1.43E-04	4.36E-04	1.04E-05
Error on T (%)	2.21		1.02		0.43	
Error on S (%)	4.22	1.06	6.92	68.25	3.13	97.69

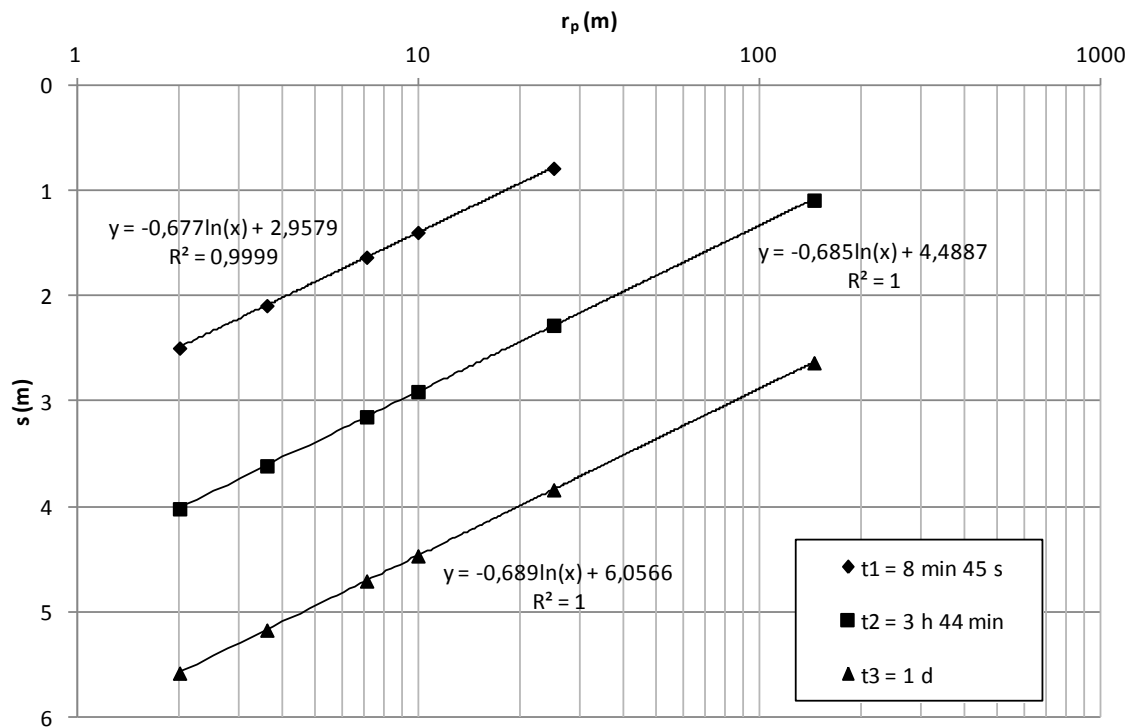


Figure 4-5 : New method and Cooper-Jacob method plots with all MWs at given times.

4.3.4 Results with many MWs at all times

With all the data (many MWs at many times), the plot in Figure 4-6 is obtained. The new method gives a straight line, even if well storage effect occurs, whereas the Cooper-Jacob method shows a scatter plot. If the well storage effect is taken into account, this scatter plot is not interpretable. If the Theis conditions are respected (infinitesimal diameter well), it is possible to interpret this scatter plot by using an asymptotic line (the slope and y-intercept were determined visually, so no equation appears in Figure 4-6 for this asymptotic line).

In Figure 4-6, the problem of using the Cooper-Jacob method with a MW far from the pumping well (MW4) is obvious. None of the data for this MW meet the asymptotic line.

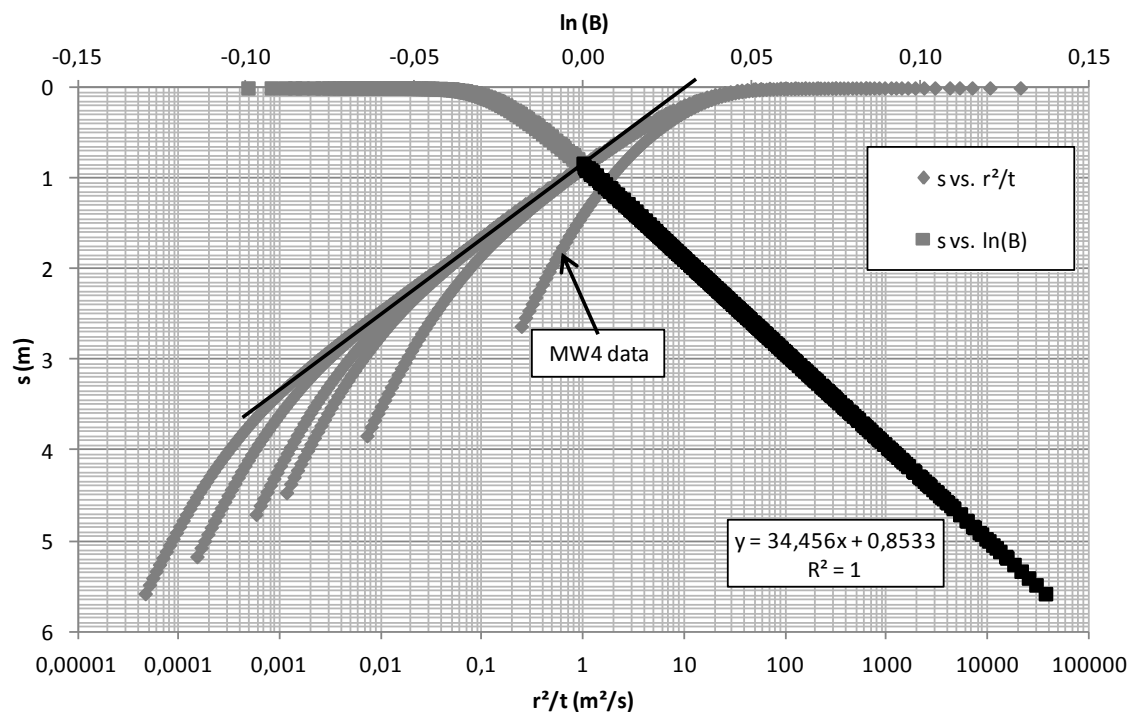


Figure 4-6 : Comparison of the new method with the Cooper-Jacob method for all MWs at all times and with infinitesimal diameter wells. The black data were used for the regression. The asymptotic line has been drawn manually for the Cooper-Jacob method.

The hydraulic parameters determined with all MWs at all times are presented in Table 4-5.

Table 4-5 : Parameters obtained with many MWs at all times.

	s vs. $\log(B)$, finite diameter wells	s vs. $\log(B)$, Theis conditions	s vs. $\log(r^2/t)$, Theis conditions
T (m ² /s)	2.30E-03	2.31E-03	2.23E-03
S (-)	4.61E-04	4.37E-04	4.83E-04
Error on T (%)	0.08	0.41	2.95
Error on S (%)	2.40	2.96	7.28

4.3.5 Results with the residual drawdown

The residual drawdown presents a straight line with the new method for all MWs (Figure 4-7). As expected from Equation 4.19, the straight line is independent from the MW position and passes through the origin. The straight line is only accurate for the MWs close to the pumping well with the classic method (50% error on T for MW4).

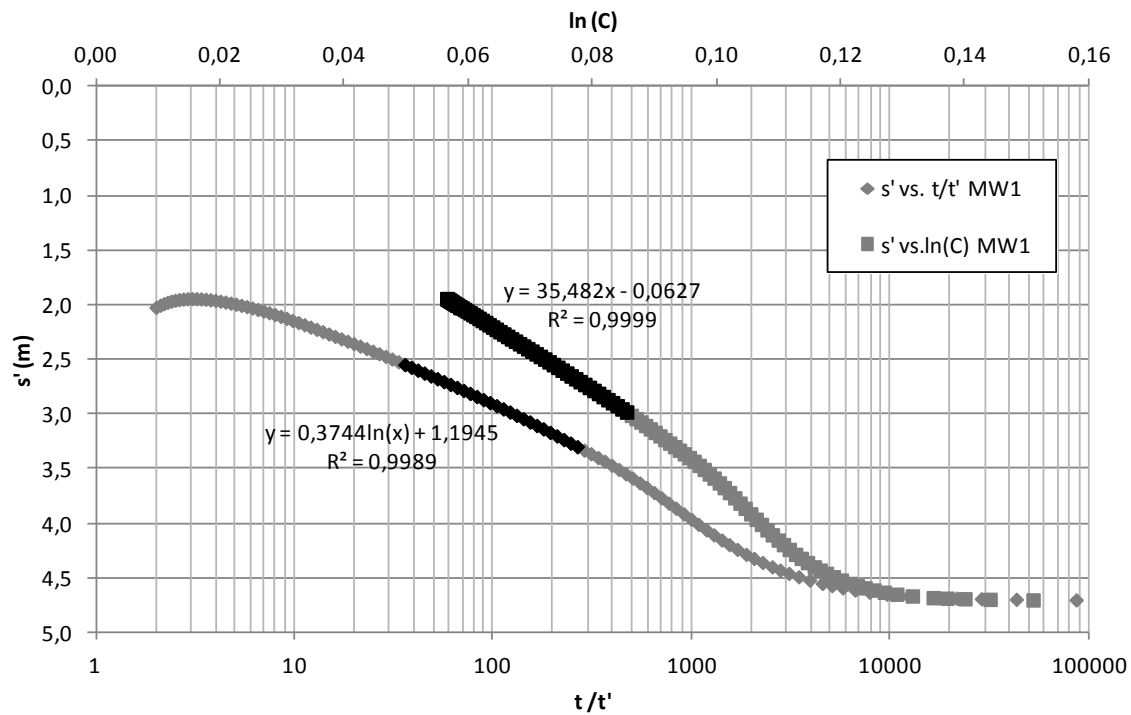


Figure 4-7 : Comparison of the new method with the Theis method for the residual drawdown data during recovery. The black data were used for the regressions.

The drawdown increases at the end of the recovery phase of the test. In fact, the interfering well still influences the water level in the MW. This increase is a sign leading to suspect the presence of an interfering well, since a boundary, for example, would not increase the drawdown during the recovery phase. It also appears on the plot with the new method, but the points still fall on the straight line and, as a consequence, it is more difficult to detect this influence of the interfering well at the end of the recovery.

The hydraulic parameters obtained with the residual drawdown are presented in Table 4-6.

Table 4-6 : Comparison of the parameters obtained by neglecting or taking the interfering well into account during the recovery (MW1).

	s' vs. $\log(C)$	s' vs. $\log(t/t')$	$sp-s'$ vs. $\log(t')$
T (m ² /s)	2.24E-03	2.13E-03	2.29E-03
S (-)	X	X	4.63E-04
Error on T (%)	2.49	7.59	0.55
Error on S (%)	X	X	2.85

4.3.6 Results with the projected drawdown method

The projected drawdown method cannot be applied with the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ method. The Cooper-Jacob plot is indeed not a straight line until the end of the pumping phase (Figure 4-3). If steady state is reached, the projected drawdown can be determined by neglecting its duration, but other deviations from the Cooper-Jacob straight line during the pumping phase makes the projected drawdown method impossible to use.

As the plot of s vs. $\log(A)$ is a straight line until the beginning of the recovery (Figure 4-3), the new projected drawdown method can be applied. The hydraulic parameters obtained with this method are presented in Table 4-6.

4.4 Discussion

The results presented in Tables 4.3 to 4.6 indicate that the proposed methods yield very good estimates for the T (error less than 2.5%) and S (maximum error of 7%) values. The estimated T values are quite good for the methods that neglect the interfering well too (error less than 15%), but the greatest error for the classic methods has been obtained with the most-used Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ method.

The S value calculated when the interfering well is neglected depends on the interpretation method but is generally not accurate (more than 65% error in most cases), and would even

become non-physical with r_p on the x -axis for longer times. For theoretical cases with infinitesimal diameter wells, the determination of the S value would, however, be better (s vs. $\log(t)$ and asymptotic line methods), but perturbations on the drawdown at short times are too common to use these methods with confidence on field data. The plot with r_p on the x -axis at small times gives quite good results for S too, but again, in a real aquifer, the perturbations at the beginning of the test would give quite erroneous results for the S value with this method.

Apart from the determination of the hydraulic parameters of the aquifer, plots with the new methods have another benefit: their shape makes them easy to interpret. The straight lines are in fact much longer than those obtained with the Cooper-Jacob methods, yielding better estimates of the T value. Moreover, the last points stay on the straight line when the interfering well is the only cause of interferences, which permits differentiating the influence of a neighboring well from the effects of one or many impermeable boundaries.

The second straight line on the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ plot is another good method to determine the T and S values. It can also be a good method to evaluate the pumping rate of the interfering well if the Q_i value is not known. However, it implies conditions that make it difficult to apply with field data: long duration of the pumping test and no boundary influence.

The distance between the pumping and interfering wells has little importance in the interference phenomenon once the Cooper-Jacob approximation is respected (however, the time at which this criterion is reached does depend on r_i), but t_b and Q_i are important parameters. It will then be important to find criteria depending on these parameters in order to know if the interfering wells can be neglected in the interpretation of the pumping test or not. This aspect will be the object of further investigations.

4.5 Conclusion

New methods based on the Cooper-Jacob equation coupled with the superposition principle have been presented in order to interpret a pumping test influenced by a neighboring active well in a confined aquifer.

The developed equations look similar to the Cooper-Jacob equations. The interpretation of the pumping test can as a consequence be conducted with semi-log plots as well. The resulting straight lines can be used to determine both the aquifer transmissivity and storativity.

Even if neglecting the interfering well can yield quite good T values with the classic methods, the new methods give better results, as the straight part of the curve is much longer, and, as a consequence, easier to determine. The calculation of the S values is greatly improved with these new methods in case of interferences between wells, especially if a well storage effect is observed.

The shape of the curve is another improvement of these methods as it permits to distinguish the effects of the interfering well from the presence of impermeable boundaries.

The new methods do not require knowing the aquifer natural level at time $t = 0$ s or the position of the interfering well, but the pumping rate of the interfering well and the time elapsed between the beginning of pumping in each well have to be known.

These methods can easily be transposed to interpret a pumping test influenced by more than one interfering well if the Cooper-Jacob approximation is respected for each interfering well at the time when the pumping test begins.

Acknowledgments

This research program was sponsored by the Natural Sciences and Engineering Council of Canada. The authors thank three anonymous reviewers for their comments and suggestions.

References

- Bentley, C.B. 1979. Aquifer coefficients determined from multiple well effects, Fernandina Beach, Florida. *Ground Water* 17, no 6: 525–531.
- Chapuis, R.P. 1994. Assessment of methods and conditions to locate boundaries: I. One or two straight impervious boundaries. *Ground Water* 32, no 4: 576–582.
- Chapuis, R.P. 1999. *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Québec: Les publications du Québec. Accessed September 15, 2011. http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/souterraines/guide_pompage/index.htm.
- COMSOL AB. 2011. *COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2*. Stockholm, Suède : COMSOL AB.

Cooper, H.H., Jr. and C.E. Jacob. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Transactions, American Geophysical Union* 27, no 4: 526–534.

Corapcioğlu, Y. 1977. Determination of aquifer parameters for a multiple well system. *Hydrological Sciences Bulletin* 22, no 4: 483–486.

del Mar Gonzalez, M., and K.R. Rushton. 1981. Deviations from classical behaviour in pumping test analysis. *Ground Water* 19, no 5: 510–516.

Ferris, J.G., D.B. Knowles, R.H. Brown and R.W. Stallman. 1962. Theory of aquifer tests. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E: 144–167.

Johnson, E.E. 1966. *Ground water and wells*. Johnson Division, St. Paul, Mn, USA.

Rushton, K.R. 1985. Interference due to neighboring wells during pumping tests. *Ground Water* 23, no 3: 361–366.

Theis, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *Transactions, American Geophysical Union* 16: 519–524.

Wenzel, L.K. and A.L. Greenlee. 1943. A method for determining transmissibility and storage coefficients by tests of multiple well systems. *Transactions, American Geophysical Union* 24: 547–564.

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: INTERPRETING A PUMPING TEST INFLUENCED BY ANOTHER WELL IN AN ANISOTROPIC AQUIFER

Simon Weber^{1*}, Robert P. Chapuis¹ and François Duhaime¹

Accepted in *Groundwater*, August 2013. Early view published online. doi: 10.1111/gwat.12122.

¹ Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique, P.O. Box 6079, Stn CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7

* Corresponding author – Phone: (514) 340 4711 ext. 4938 – Fax: (514) 340 4477 – Email: simon.weber@polymtl.ca

Abstract

In confined aquifers the influence of neighboring active wells is often neglected when interpreting a pumping test. This can, however, lead to an erroneous interpretation of the pumping test data. This article presents simple methods to evaluate the transmissivity tensor and storativity of an anisotropic confined aquifer when there is an interfering well in the neighborhood of the tested well. Two methods have been developed depending on whether the tested well or the interfering well is the first in operation. These new methods yield better estimates of the hydraulic parameters than when the influence of the interfering well is neglected. These methods have then been used on data obtained from numerical models with an interfering well and the results have been compared to an analytical method that neglects the influence of the interfering well. The methods require knowledge of the pumping rate of the interfering well and the time elapsed since the pumping started in each well. If the interfering well started pumping before the tested well, the method does not require knowledge of the aquifer piezometric level at the beginning of the test, which is often unknown in this case. As for the method without interference, at least three monitoring wells are needed, the position of which influences the accuracy of the estimated parameters. Some recommendations concerning monitoring wells position have been given to get more accurate results according to the sought parameter.

Key words: pumping test, confined aquifer, well interference, 2D anisotropy

5.1 Introduction

Interference between active wells is a widely recognized problem presented by Theis (1935) in the conclusion of his well-known article. Although good practice would be to monitor the water level for a long time before the beginning of the test, which would permit identification of the interference of a neighboring well, this is not always done in practice.

If the phenomenon is detected after the test it is often neglected for two reasons (Rushton 1985). First, the interfering well is often supposed to be far enough away to be neglected, and second, the influence of the interfering well is supposed to remain the same throughout the pumping test because of the constant pumping rate in the interfering well. Del Mar Gonzalez and Rushton (1981) and Rushton (1985) proved that these conditions are neither necessary nor sufficient to neglect the influence of the interfering well. If the interfering well has started pumping before the beginning of the pumping test, these conditions are in fact of little importance on the error that is committed by neglecting the interfering well in comparison with the time elapsed between the beginning of pumping in each well and the pumping rate of the interfering well (Rushton 1985).

Several methods are available to interpret pumping test data when they are influenced by a neighboring active well in a confined aquifer under Theis (1935) conditions.

If the aquifer piezometric level is known, Wenzel and Greenlee (1943) and Corapcioğlu (1977) have proposed graphical methods based on the Theis (1935) curve to interpret such data. Cooper and Jacob (1946) also generalized their method for many pumping wells. This last method was successfully used by Bentley (1979) in the Floridian aquifer.

In most cases when the interfering well has started pumping before the well in which the test is conducted (called “pumping well” hereafter), the aquifer piezometric level is unknown. In this case, Rushton (1985) presented a method in which the transmissivity (T) value is first calculated by neglecting the interfering well and then each drawdown is corrected using an error formula. The transmissivity (T) and storativity (S) values are then deduced from the new curve. More iteration steps may be used if the difference between two successive T values is not small enough. Weber and Chapuis (2013) proposed new methods based on the Cooper and Jacob (1946) equation and the superposition principle to interpret pumping test data under the influence of an interfering well that was in operation before the tested well.

The previously mentioned methods are all meant to be used in an aquifer respecting the Theis (1935) conditions, that is to say a homogeneous, isotropic, horizontal and infinite confined aquifer of constant thickness with fully penetrating vertical wells of infinitesimal diameter.

For a pumping test not influenced by another active well, several authors proposed methods to take into account horizontal anisotropy, provided that many monitoring wells (MWs) are available, their number and position depending on the method. Hantush and Thomas (1966) suggested placing several MWs along several different radial directions to draw an ellipse of equal drawdown and thus determine the principal directions of anisotropy. Papadopoulos (1965) presented a method using the data of three monitoring wells; or only two if the principal directions of anisotropy are known, for example in a fractured aquifer (Heilweil and Hsieh 2006) to determine the unknown parameters. Neuman et al. (1984) adapted this method to use it with only two MWs, but by conducting two distinct pumping tests, one in the pumping well, the other in one of the MWs. They also presented a least squares method if the number of MWs and the number of pumping tests conducted yield more equations than unknown parameters. Kern and Dobson (1998) modified this last method to allow the determination of the uncertainty in the estimates. Sato and Ueshita (1985) proposed another method based on the Papadopoulos (1965) equation, but using polar coordinates. Mutch (2005) gave the scalar transformation to convert the anisotropic aquifer in an equivalent isotropic one, permitting the application of the distance-drawdown method (Cooper and Jacob 1946), requiring again at least three MWs.

This article presents two methods, developed similarly to the Weber and Chapuis (2013) method and based on the Papadopoulos (1965) equation, to interpret pumping test data influenced by an interfering well in a confined anisotropic aquifer. The first method applies if the interfering well has been in operation before the tested well, and the second one if the pumping test has started before the pumping in the interfering well.

5.2 Theoretical aspects

The methods presented in this article are based on two existing methods: Papadopoulos (1965) for the anisotropy; and Weber and Chapuis (2013) for the interferences between wells. Both of these methods apply to confined, horizontal and homogenous aquifers of infinite extent. The vertical wells must be fully penetrating and of infinitesimal diameter. Moreover, the Cooper-Jacob

approximation $u_k < 0.02$ (Cooper and Jacob 1946), or $u_k < 0.1$ as used in practice (Chapuis 1999) must be valid for both wells in all directions:

$$u_k = \frac{r_k^2 S}{4T(\theta)t_k} \quad (5.1)$$

The parameter r_k (m) is the distance between the active well k and the MW; S (-) is the aquifer storativity; T (m²/s) its transmissivity, which depends on the direction given by the angle θ ; and t_k (s) is the time elapsed since the beginning of the pumping in well k . The subscript k will be replaced by p for the pumping well and i for the interfering well hereafter.

5.2.1 Interfering well in operation before the pumping well

Papadopoulos (1965) presented the equation for drawdown in an anisotropic confined aquifer respecting the other Theis (1935) conditions. Equation 5.2 is valid as soon as the MW respects the criterion of the Cooper-Jacob approximation and for a pumping well located at the origin of the coordinate system.

$$s = \frac{2.3Q}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log \left(\frac{2.25t}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}y^2 + T_{yy}x^2 - 2T_{xy}xy} \right) \quad (5.2)$$

Using the superposition principle, the drawdown when two active wells are interfering is as follows:

$$s = \frac{2.3Q_p}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log \left(\frac{2.25t}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}(y-y_p)^2 + T_{yy}(x-x_p)^2 - 2T_{xy}(x-x_p)(y-y_p)} \right) + \frac{2.3Q_i}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log \left(\frac{2.25(t+t_b)}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}(y-y_i)^2 + T_{yy}(x-x_i)^2 - 2T_{xy}(x-x_i)(y-y_i)} \right) \quad (5.3)$$

In Equations 5.2 and 5.3, s (m) is the drawdown measured from the aquifer piezometric level. Other phenomena such as recharge, tidal effects, etc. are not taken into account in this article. Thus, the aquifer piezometric level is a constant value hereafter, which may not be the case with field data where corrections will have to be applied to consider such phenomena. The components of the transmissivity tensor are given by T_{xx} , T_{yy} and T_{xy} (m²/s), S (-) is the aquifer storativity, t (s) the time elapsed since the beginning of the pumping test, t_b (s) the time elapsed

between the beginning of the pumping in the interfering well and the pumping well, Q (m³/s) the pumping rate, and x and y (m) the coordinates of the wells (subscript p stands for the tested well or pumping well, i for the interfering well, and no subscript for the considered MW). Note that since there are two active wells, the origin of the coordinates system in Equation 5.3 is arbitrary.

Equation 5.3 has been developed for a drawdown measured with respect to the aquifer piezometric level. However, if the interfering well has started pumping before the beginning of the pumping test, this piezometric level is generally unknown. The collected data are then apparent drawdowns, that were measured from the aquifer piezometric level at the beginning of the pumping test (time $t = 0$ s). The drawdown s_0 (m) which relates the aquifer piezometric level and its head at the beginning of the pumping test can be deduced from Equation 5.2:

$$s_0 = \frac{2.3Q_i}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy} - T_{xy}^2}} \log\left(\frac{2.25t_b}{S} \frac{T_{xx}T_{yy} - T_{xy}^2}{T_{xx}(y - y_i)^2 + T_{yy}(x - x_i)^2 - 2T_{xy}(x - x_i)(y - y_i)}\right) \quad (5.4)$$

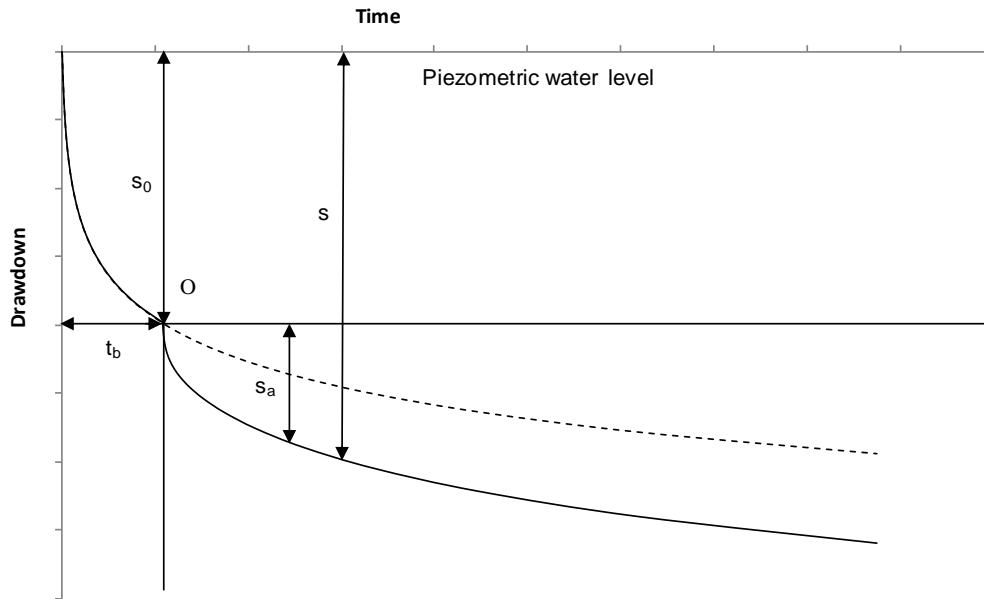


Figure 5-1 : Real and apparent drawdown (after Rushton 1985; Weber and Chapuis 2013). The origin of time and drawdown considered if the interfering well operates before the beginning of the test is located in O. Solid line: drawdown monitored with the interfering well active continuously and the pumping well active from time t_b ; Dashed line: Drawdown that would have been monitored with only the interfering well pumping.

The apparent drawdown s_a (m) measured during the test is equal to the real drawdown s minus s_0 (Figure 5-1). By subtracting Equation 5.4 from Equation 5.3 and by rearranging the terms, the apparent drawdown can be written as follows when the interfering well starts pumping before the beginning of the test and remains active throughout it:

$$s_a = \frac{2.3Q_p}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left(\frac{2.25t}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}(y-y_p)^2 + T_{yy}(x-x_p)^2 - 2T_{xy}(x-x_p)(y-y_p)}\right) + \frac{2.3Q_i}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left(\frac{t+t_b}{t_b}\right) \quad (5.5)$$

The interfering well coordinates do not appear in Equation 5.5. As a consequence, from now on and to simplify the following equations, the pumping well will again be considered to be at the origin of the coordinate system. Similarly to Weber and Chapuis (2013), Equation 5.5 can be written as follows:

$$s_a = \frac{2.3}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left(\frac{t^{Q_p}(t+t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}}\right) + \frac{2.3Q_p}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left(\frac{2.25}{S} \frac{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}{T_{xx}y^2 + T_{yy}x^2 - 2T_{xy}xy}\right) \quad (5.6)$$

Equation 5.6 can be used in the same way as the Papadopoulos (1965) equation to determine the four unknown parameters T_{xx} , T_{yy} , T_{xy} and S using the data of three MWs:

1. For three MWs, draw the plot of apparent drawdown s_a vs. $\log(A)$, where:

$$A = \frac{t^{Q_p}(t+t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \quad (5.7)$$

2. Deduce from the straight lines slope $\Delta s_a/\text{cycle}$ (m) the $T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ value through Equation 5.8. The slope should be the same for each MW:

$$T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2 = \left(\frac{2.3}{4\pi\Delta s_a/\text{cycle}}\right)^2 \quad (5.8)$$

3. The intersections of the straight lines with the y -axis, called b_o for MW_O located in (x_o, y_o) ; o from 1 to 3, are equal to the second term of the sum in Equation 5.6. They are used in the following system of three equations in three variables to deduce the ST_{xx} , ST_{yy} and ST_{xy} products:

$$ST_{xx} y_o^2 + ST_{yy} x_o^2 - 2ST_{xy} x_o y_o = 2.25(T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2) \exp\left(-\frac{4\pi b_o \sqrt{T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2}}{Q_p}\right) \quad (5.9)$$

4. Deduce S from Equation 5.10, and then the T_{xx} , T_{yy} and T_{xy} values from the products determined in point 3. The mean value for the three considered MWs is used for $T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$:

$$S = \sqrt{\frac{ST_{xx} \times ST_{yy} - (ST_{xy})^2}{T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2}} \quad (5.10)$$

5. The T_X and T_Y (m^2/s) values in the anisotropy principal directions are deduced from the values of T_{xx} , T_{yy} and T_{xy} through Equations 5.11 and 5.12:

$$T_X = \frac{1}{2} \left(T_{xx} + T_{yy} + \sqrt{(T_{xx} - T_{yy})^2 + 4T_{xy}^2} \right) \quad (5.11)$$

$$T_Y = \frac{1}{2} \left(T_{xx} + T_{yy} - \sqrt{(T_{xx} - T_{yy})^2 + 4T_{xy}^2} \right) \quad (5.12)$$

6. Finally, the angle θ between the x direction of the coordinate system and the X direction in which the transmissivity is at its maximum is found through Equation 5.13:

$$\theta = \arctan\left(\frac{T_X - T_{xx}}{T_{xy}}\right) \quad (5.13)$$

Note that the positions of the three MWs are important for good estimates of the unknown parameters. This can also be observed in the original Papadopoulos (1965) method without interference and will be discussed below.

5.2.2 Pumping well in operation before the interfering well

If the pumping test has started without interferences from another active well, the drawdown is then measured in comparison with the aquifer piezometric level. Two cases can be distinguished.

In the first one, a straight line can be observed on the s vs. $\log(t)$ plot before the effect of the interfering well appears in the MWs. The criterion for the Cooper-Jacob approximation is thus respected for the pumping well and the straight line can be observed on one to two logarithm cycles before the interfering well begins influencing the MWs. In that case, the Papadopoulos (1965) method can be applied on this first straight line to determine the transmissivity tensor, the aquifer storativity and the anisotropy direction. The method described in the following paragraphs (second case) can then be applied on the subsequent data influenced by the interfering well to confirm the values found for these hydraulic parameters.

In the second case, the interfering well influences the test results before a first straight line can be clearly determined on the s vs. $\log(t)$ plot. Using the superposition principle and once the Cooper-Jacob approximation is respected for the pumping and interfering wells, the drawdown is given by Equation 5.14. As the location of both wells is required, the origin of the coordinate system is arbitrary in this case:

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{2.3}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left[t^{Q_p}(t-t_b)^{Q_i}\right] + \frac{2.3(Q_p+Q_i)}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left[2.25(T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2)\right] - \\
 & \frac{2.3Q_p}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left[S T_{xx}(y-y_p)^2 + S T_{yy}(x-x_p)^2 - 2S T_{xy}(x-x_p)(y-y_p)\right] - \\
 & \frac{2.3Q_i}{4\pi\sqrt{T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2}} \log\left[S T_{xx}(y-y_i)^2 + S T_{yy}(x-x_i)^2 - 2S T_{xy}(x-x_i)(y-y_i)\right] \quad (5.14)
 \end{aligned}$$

Let's call D the term in the first logarithm:

$$D = t^{Q_p}(t-t_b)^{Q_i} \quad (5.15)$$

For the times greater than t_b , that is to say when the tested and interfering wells are active, the plots of the drawdown s vs. $\log(D)$ can be drawn for three MWs. As soon as the Cooper-Jacob approximation is verified, those plots are straight lines which slopes $\Delta s/cycle_o$ (m) and y -intercepts b_o (m) (subscript o is for MW_O) are used in the following procedure to determine the transmissivity tensor, the aquifer storativity and the anisotropy direction. Except for the system to solve (Equation 5.16 instead of Equation 5.9), the procedure is the same as in the previous case, when the interfering well started pumping before the beginning of the test. The Newton method

(Burden and Faires 2005) can be used to solve this new system (see supporting material for an example of MATLAB code that allows this system to be solved):

$$\left. \begin{aligned} & \left[S T_{xx} (y_o - y_p)^2 + S T_{yy} (x_o - x_p)^2 - 2 S T_{xy} (x_o - x_p)(y_o - y_p) \right]^{p_p} \times \\ & \left[S T_{xx} (y_o - y_i)^2 + S T_{yy} (x_o - x_i)^2 - 2 S T_{xy} (x_o - x_i)(y_o - y_i) \right]^{q_i} = \\ & \exp \left\{ (Q_p + Q_i) \ln \left[2.25 (T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2) \right] - 4 \pi b_o \sqrt{T_{xx} T_{yy} - T_{xy}^2} \right\} \end{aligned} \right\} o = 1, 2, 3 \quad (5.16)$$

5.3 Application on numerical data sets

The previously described methods will be applied to numerical data obtained with the finite element code COMSOL (2011). The results will be compared with the values obtained with the Papadopoulos (1965) method which neglects the effect of the interfering well.

The finite element code COMSOL has already been used by Weber and Chapuis (2013) to study interference between neighboring wells in an aquifer respecting the Theis (1935) conditions. It has also been tested in a case of anisotropy without interference using the Papadopoulos (1965) method as a preliminary to the present study. Though the results for the transmissivity tensor and aquifer storativity were in good agreement with the input values, this anisotropic model without interference proved, however, that the position of the three MWs has a great importance in the resolution of the Papadopoulos (1965) method.

Some rules that have been deduced from a parametric study of a case without interferences are given below. The reference model that has been used for this parametric study is the same as the one used afterwards with interferences, but without pumping in the interfering well. Errors smaller than 1% on the slope and y-intercept of the straight lines were found when the mesh size was divided by two. The interpretation was entirely made using MATLAB, reducing user-induced errors on the choice of the straight lines. At least ten of the last points had to be aligned with a regression coefficient greater than 0.99995 for the MW to be considered. This also excluded the cases in which boundaries interferences could have occurred, depending on the input values. MWs were placed every 60 degrees at 1, 5, 10, 50 and 100 meters from the pumping well. The parameters (pumping rate; T_X ; ratio of T_X/T_Y ; S ; and anisotropy angle) were then varied in turns. Four values were specified for each parameter. Finally two more totally

different sets of parameters were used in the model. The following conclusions were observed with all the tested sets of parameters.

1. The greater the differences in distance between the pumping well and the three MWs, the larger the error in the anisotropy angle. Using three MWs located the same distance from the pumping well yield an absolute error far smaller than 1 degree on the anisotropy angle, no matter what the distance to the pumping well, whereas the angle can take any value with three MWs located at three different distances from the pumping well. For example, values from -80 to +90 degrees have been obtained for an input value of 0 degree, whereas using only triplets of MWs at the same distance from the pumping well yield values between -0.005 to +0.015 degrees.
2. If the MWs are located at the same distance from the pumping well, the angle between them or with the anisotropy direction does not influence the results (transmissivity tensor, storativity and anisotropy angle), as long as two of them are not aligned with the pumping well, which would lead to a singular matrix and no unique solution to the linear system.
3. To obtain the best estimate of the S value, the distances between the pumping well and the three MWs have to be different. However, the error remains acceptable with MWs located at the same distance from the pumping well. For example, a maximum calculated S value of 5.18×10^{-4} was obtained for a reference value of 4.5×10^{-4} and MWs located at the same distance from the pumping well. Estimates can be much improved with three MWs located at different distances). This may be explained by a better contrast between the y-intercept of the three straight lines if the distances vary. The results being slightly dependent on the angle values (see points 4 and 5 hereafter), it is however not possible to give specific configurations that will minimize the error. Using at least 2 MWs far from the pumping well is recommended if a well storage effect is observed, this phenomenon affecting the y-intercept of the straight lines obtained for the MWs located near the pumping well.
4. If the three MWs are located at different distances from the pumping well, 120° apart from each other, their angle with respect to the anisotropy principal direction influences the results in a complex way. The S value is the least affected by this parameter. The T values reach their maximum error (which depends on the distances) for the same angle,

but their minimum error is reached for slightly different angles. When the error on the T values is at its maximum, the error on the anisotropy angle is at its minimum and vice versa.

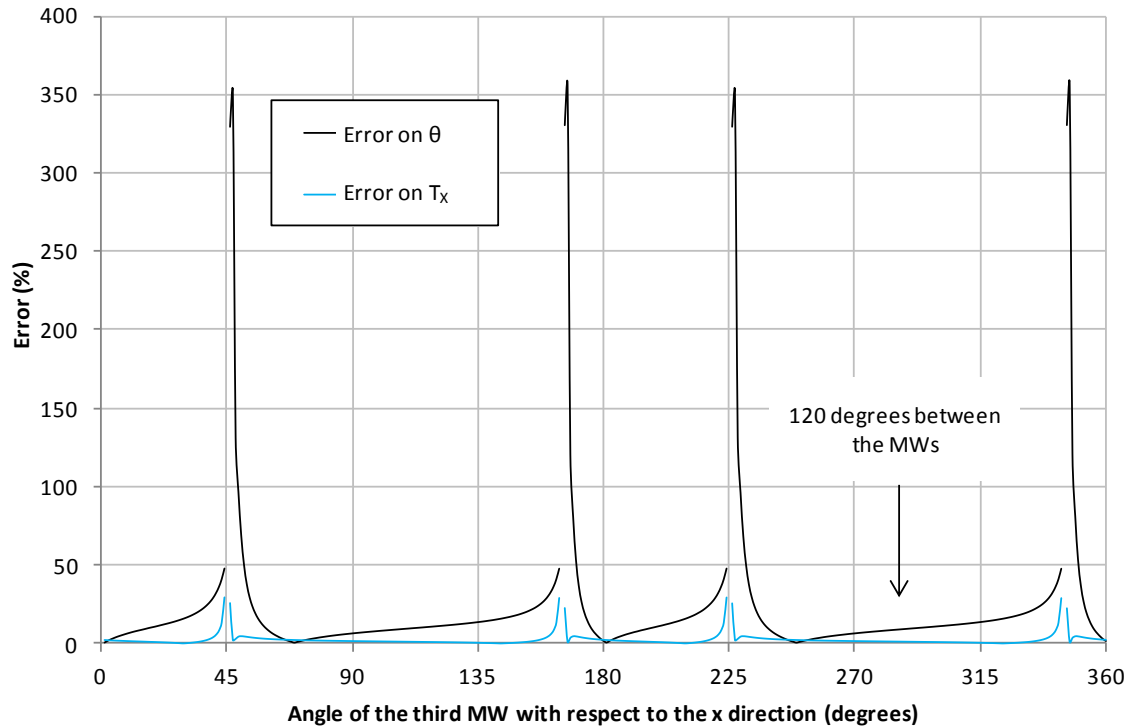


Figure 5-2 : Influence of the angle between three MWs located at different distances from the pumping well on the error developed on T_x and θ . Two of the MWs are located 120° from each other (respectively at 45° and 165° with respect to the x direction) and the third one is rotated incrementally by 1 degree. Two MWs are aligned at $45, 165, 225$ and 345° and a negative S^2 value is obtained for those angles.

5. The last studied parameter is the angle between the MWs themselves when the distances from the pumping well to the MWs are different. Two MWs were fixed (1 m from the pumping well, 45° with respect to the x direction; 5 m, 165°), and the third one was moved every degree at two different distances (2 and 100 m). The results are complex and have not been studied in detail for this article. The shape of the curve is not the same

depending on the distance of the third MW. Figure 5-2 presents the errors on T_X and θ according to the angle for a MW located 2 m from the pumping well. The errors are larger when the angle between two MWs is close to 0 or 180° but they are not symmetric around those values because of the influences of the third MW and of the anisotropy principal direction, so that a configuration with 120° between the three MWs does not necessarily yield the best estimates. For the S and T (T_X and T_Y) values, the errors can even be at their maximum with an angle of 170° and at their minimum with an angle of 190° between two MWs. Note that using angles of 120° yields excellent estimates, though not the best, for the S value if the distances are very different between the pumping well and the three MWs.

6. The accuracy of the T estimates depends on many parameters and there does not seem to be clear configurations where their errors will be minimized, as for the S and θ values. The errors on T_X and T_Y are however quite small for all the studied cases and using MWs located at the same distance near the pumping well yields very accurate estimations, even if other configurations may yield better results.
7. The pumping rate does not affect the previous points and has only a very small influence on the estimates, explained by the different lengths of the straight part of the plots.

As shown in the previous points, it is difficult to obtain good estimates of all the parameters with only one set of three MWs. If possible, at least two triplets will have to be used, one for the S value with three MWs at different distances from the pumping well, and the other for the anisotropy angle with three MWs at the same distance from the pumping well. This second configuration can also be used to determine the transmissivity tensor. The best tradeoff if only three MWs are going to be installed would be to place them at the same distance from the pumping well (as said in the second point, the angle between them is thus not important), and far from the pumping well, as long as the boundaries have no influence during the test and the drawdown is sufficient to be measured precisely, because the error on the S value decreases with the distance when three MWs at the same distance from the pumping well are used.

Note that adding a fourth MW and solving the resulting over-determined system will not necessarily yield better estimates, because the angle between the MWs and their angle with the anisotropy principal direction influence the results (points 4 and 5). In most configurations, worse

estimates will even be determined from numerical simulations. On field data, for which other parameters will have an influence on the drawdown, using more than three MWs could however be useful to get better estimates, but their position should be carefully chosen, for example with the help of numerical simulations, to avoid inducing a non desired additional error.

The MWs used in the following numerical simulations, with the influence of a neighboring active well, have been chosen in accordance with those observations. Although many configurations have been studied, including some that did not respect those observations, only two will be presented in this article: three MWs 120 degrees apart located 5 meters from the pumping well (MW1, MW2 and MW3; configuration 1) for the values of T_X , T_Y and θ , and three MWs 120 degrees apart, respectively located at 5, 25 and 100 meters from the pumping well (MW1, MW4, MW5; configuration 2) for the S value (Table 5-1).

Table 5-1 : Position of the MWs.

Monitoring well	x (m)	y (m)	r_p (m)	θ (°)	r_i (m)
MW1	103.54	3.54	5	45	103.60
MW2	95.17	1.29	5	165	95.18
MW3	101.29	-4.83	5	285	101.41
MW4	75.85	6.47	25	165	76.13
MW5	125.88	-96.59	100	285	158.67

Both methods are illustrated with the same numerical model. A homogenous sandy aquifer of $6 \times 4 \text{ km}^2$ has been used. The T_X and T_Y values are 2.30×10^{-3} and $1.92 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ respectively (ratio of 1.2). The anisotropy angle θ is 35° . The aquifer storativity is 4.5×10^{-4} .

The east and west aquifer boundaries are 30 m constant heads and its north and south limits are impermeable boundaries. The limits of the model have however been chosen so that these boundaries do not have any influence on the pumping test results.

The mesh is composed of triangles of dimension 250 m near the boundaries and is refined to 5 cm around the wells. The maximum growth factor is 1.1. These parameters are the same as the one used by Weber and Chapuis (2013) in a similar study for isotropic aquifers.

The interfering well is located at $x = 0$ m; $y = 0$ m, and the pumping well at $x = 100$ m; $y = 0$ m. Both wells have a diameter of 40 cm. The MWs are ideal (infinitesimal diameter), since they correspond to nodes of the mesh.

For the two cases, a well storage effect has been added in the numerical simulations compared to the theoretical developments previously presented (simulations with 40 cm diameter pumping and interfering wells, T_{pipe} 1000 times greater than T_X and a unit storativity for the borehole). Weber and Chapuis (2013) showed in fact that in an isotropic aquifer, the difference on the T and S values with either infinitesimal or finite diameter wells is small when the interfering well is taken into account, but can be important when it is neglected.

The difference between the two cases presented below is the pumping sequence. In the first case, the interfering well is in operation before the beginning of the pumping test; in the second case, the pumping test starts before pumping in the interfering well.

5.3.1 Interfering well in operation before the pumping well

The interfering well has a pumping rate of $90 \text{ m}^3/\text{h}$ and starts pumping 25 000 seconds (approximately 7 hours) before the beginning of the test, which is conducted at a rate of $36 \text{ m}^3/\text{h}$. The pumping test duration is 1 day and the interfering well is still active during the pumping test. In the interpretation of the pumping test, the first part of the sequence (from 0 to 25 000 s) is ignored and the beginning of the pumping test is considered as the origin of time.

The drawdown which is numerically obtained is the real drawdown s below the aquifer piezometric level. It has to be transformed into the apparent drawdown s_a by subtracting the head at the considered time from the head in the same MW at the beginning of the pumping test.

Figure 5-3 presents the plot of the apparent drawdown s_a vs. $\log(A)$ for MW1, MW4 and MW5 (configuration 2). The straight lines obtained once the Cooper-Jacob approximation is verified are parallel, as expected in a homogeneous aquifer. The results obtained from the MW data are presented in Table 5-2. The system presented in Equation 5.9 has been solved in its matrix form with Excel. The parameters deduced thanks to Equations 5.9 to 5.13 are presented in Table 5-3 for both configurations (MW1, MW2 and MW3: configuration 1; MW1, MW4 and MW5: configuration 2), with the error developed compared to the input values of the model.

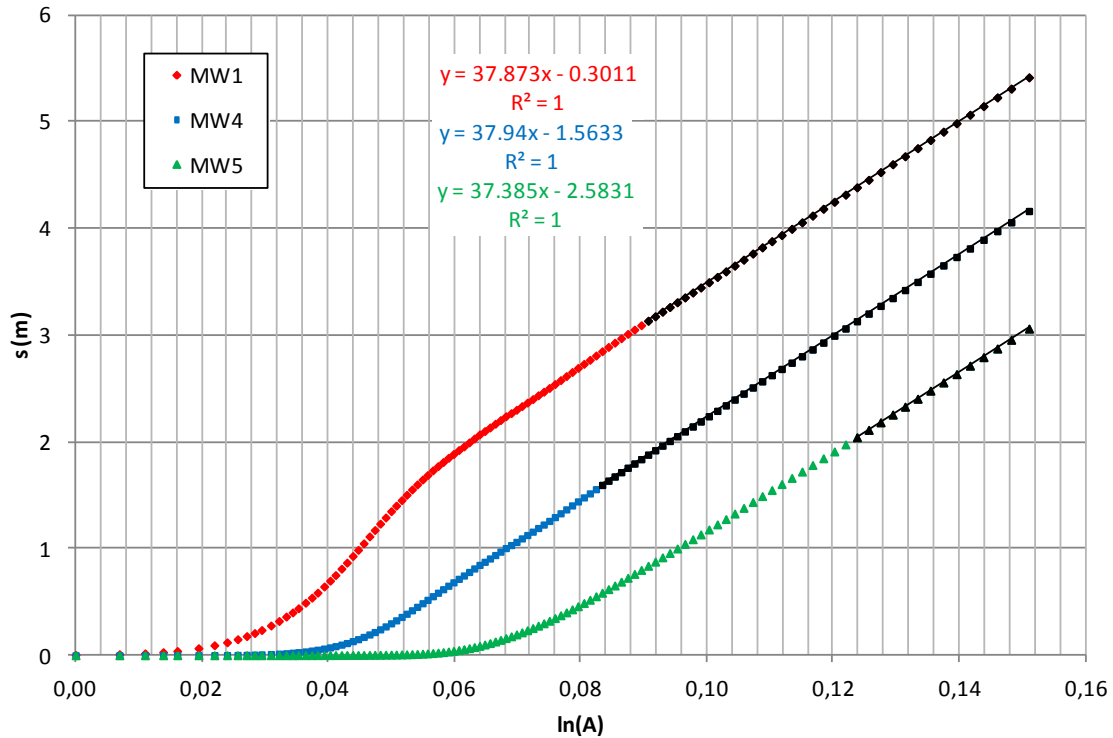


Figure 5-3 : Drawdown vs. $\ln(A)$ for the MWs of configuration 2 if the interfering well was in operation before the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.

In the following tables, the errors correspond to the difference between the input values and the deduced values, divided by the input values; error 1 stands for configuration 1 and error 2 for configuration 2.

Table 5-2 : Parameters obtained with each MW.

	$T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ (m ⁴ /s ²)	$ST_{xx}y^2+ST_{yy}x^2-2ST_{xy}xy$ (m ⁴ /s)
MW1	4.41E-06	2.20E-05
MW2	4.41E-06	2.45E-05
MW3	4.41E-06	2.58E-05
MW4	4.40E-06	6.10E-04
MW5	4.53E-06	1.02E-02

Table 5-3 : Parameters obtained with both configurations of three MWs.

	S	T_{xx}	T_{yy}	T_{xy}	T_X	T_Y	θ
	(-)	(m ² /s)	(m ² /s)	(m ² /s)	(m ² /s)	(m ² /s)	(°)
Config. 1	4.57E-04	2.17E-03	2.04E-03	1.84E-04	2.30E-03	1.91E-03	35.34
Config. 2	4.55E-04	2.17E-03	2.05E-03	1.73E-04	2.29E-03	1.92E-03	35.74
Error 1 (%)	1.57	-	-	-	0.20	0.13	0.97
Error 2 (%)	1.12	-	-	-	0.42	0.40	2.11

The errors developed on the four unknown parameters are very small for both configurations. As a reminder, configuration 1 has been chosen to determine the T_X , T_Y and θ values and configuration 2 for the S value calculation. Note also that the error developed on the θ value depends on this angle value itself. If θ is close to 0° , calculating the error as it has been done in this article will artificially increase it. The choice of a θ value of 35° in this example permits reasonable error values for small absolute errors, and as θ remains constant, the errors can be compared with each other.

Even if the results are excellent for all the parameters with each presented configuration, other MWs positions can lead to errors of up to 300% for the anisotropy angle. It is therefore important to keep in mind the importance of the position of the three MWs and the rules previously stated regarding the accuracy of the results.

The straight lines in Figure 5-3 can be compared to the s_a vs. $\log(t)$ plots in Figure 5-4, which are the plots that would have been drawn if the interfering well had been neglected for the same MWs. Figure 5-4 shows that the straight lines are much shorter when the interfering well is neglected, even more if the MW is located far from the pumping well, so that the straight line had to be selected based on the slope of the MWs that are closer to the pumping well. The slopes for the closer wells are in return influenced by the well storage effect.

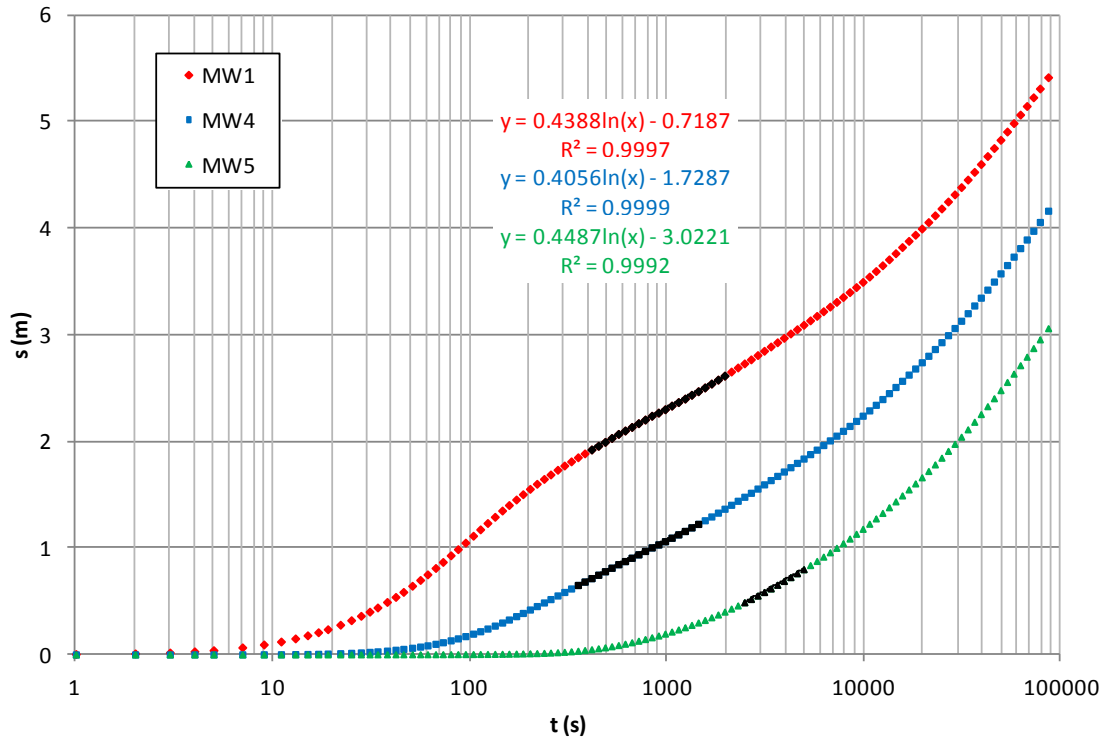


Figure 5-4 : Drawdown vs. time for the MWs of configuration 2 if the interfering well was in operation before the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.

Tables 5.4 and 5.5 present the results that would have been obtained if the interfering well had been neglected, using the same drawdown than before, but interpreted with the Papadopoulos (1965) method and the s_a vs. $\log(t)$ plots (Figure 5-4).

Table 5-4 : Parameters obtained with each MW with the Papadopoulos (1965) method.

	$T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ (m ⁴ /s ²)	$ST_{xx}y^2+ST_{yy}x^2-2ST_{xy}xy$ (m ⁴ /s)
MW1	3.29E-06	3.81E-05
MW2	3.35E-06	4.07E-05
MW3	3.35E-06	4.24E-05
MW4	3.85E-06	6.15E-04
MW5	3.15E-06	5.96E-03

Table 5-5 : Parameters obtained with both configurations when the interfering well is neglected.

	S (-)	T_{xx} (m ² /s)	T_{yy} (m ² /s)	T_{xy} (m ² /s)	T_X (m ² /s)	T_Y (m ² /s)	θ (°)
Config. 1	8.84E-04	1.87E-03	1.78E-03	1.05E-04	1.94E-03	1.71E-03	33.07
Config. 2	4.72E-04	1.72E-03	2.67E-03	-1.04E-03	3.33E-03	1.05E-03	-57.30
Error 1 (%)	96.41	-	-	-	15.52	10.63	5.52
Error 2 (%)	4.83	-	-	-	44.83	45.12	263.72

The results presented in Tables 5.4 and 5.5 are far less accurate than those obtained with the new method: 5% error on the S and θ values; 10 to 15% error on the T values. Note that the straight line of the plot of MW5, located 100 m from the pumping well, has been deduced from the slopes of the four other MWs, which is not a good solution because the slope equality should be used to confirm the aquifer homogeneity, and not the contrary.

In this case, the importance of the position of the MWs is very well highlighted by the anisotropy angle, which is found, with configuration 2, at 90° from the real angle. In practice, this would lead to a totally different flow system.

5.3.2 Pumping well in operation before the interfering well

The only difference with the previous example is the pumping schedule. The pumping rates of both wells are the same as before, but the pumping well starts pumping 25 000 seconds before the interfering well. The pumping test lasts two days. The same MW configurations are used.

For this case, time is measured from the beginning of the pumping test. The first sequence (before the interfering well starts pumping) is however ignored on the plots because the time has to be greater than t_b to calculate $\log(D)$. The first sequence can be used to interpret the pumping test with the Papadopoulos (1965) method.

The drawdown which is numerically obtained is the real drawdown s below the aquifer piezometric level. It can then be directly used if the pumping well has started pumping before the interfering well.

Figure 5-5 presents the plot of the drawdown s vs. $\log(D)$ for MW1, MW4 and MW5 (configuration 2). The plot represents only the drawdown monitored once the two wells are operating, that is to say when $t > t_b$, so that D is a positive value. Straight lines are observed once the Cooper-Jacob approximation criterion is verified for the interfering well.

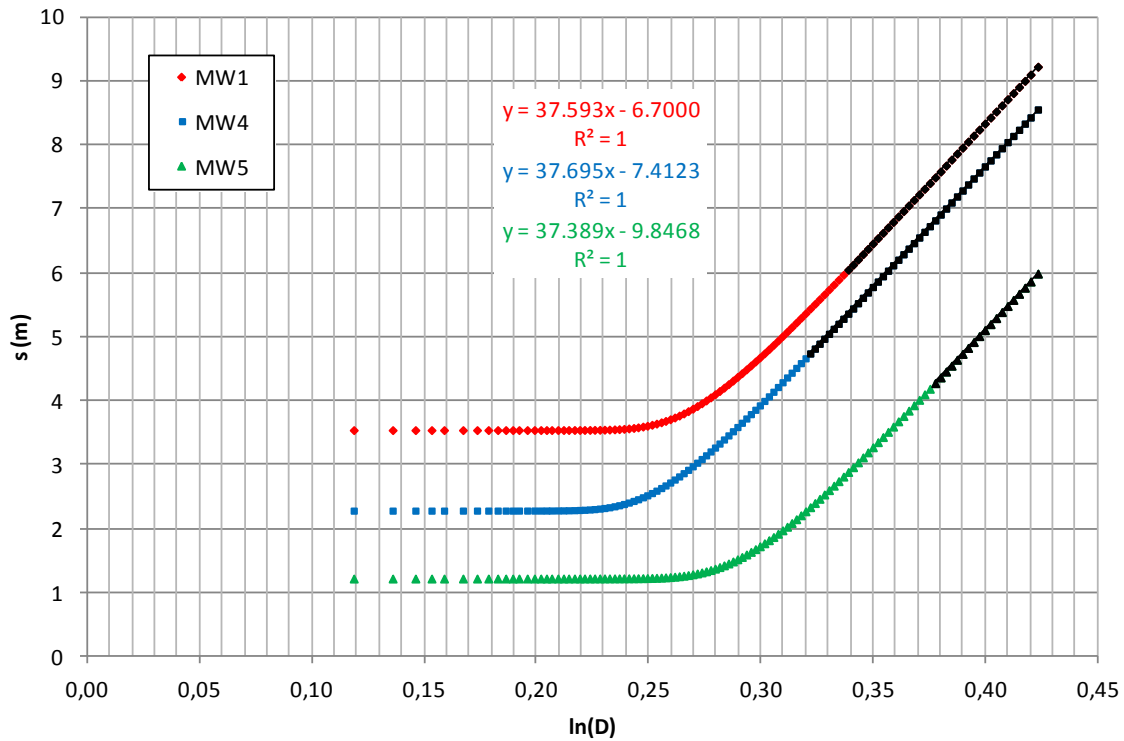


Figure 5-5 : Drawdown vs. $\ln(D)$ for the MWs of configuration 2 if the interfering well starts pumping after the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.

Table 5-6 : Parameters obtained with each MW.

	$T_{xx}T_{yy}-T_{xy}^2$ (m ⁴ /s ²)	Exponential term in Equation 5.16
MW1	4.48E-06	0.7990
MW2	4.46E-06	0.7967
MW3	4.48E-06	0.7997
MW4	4.46E-06	0.8137
MW5	4.53E-06	0.8703

The results of the data interpretation are presented in Tables 5.6 and 5.7. The system in Equation 5.16 has been solved with the Newton method in MATLAB and the script is given in supporting material.

Table 5-7 : Parameters obtained with both configurations of three MWs.

	S (-)	T_{xx} (m ² /s)	T_{yy} (m ² /s)	T_{xy} (m ² /s)	T_X (m ² /s)	T_Y (m ² /s)	θ (°)
Config. 1	4.25E-04	2.16E-03	2.09E-03	2.01E-04	2.33E-03	1.92E-03	40.17
Config. 2	4.21E-04	2.12E-03	2.13E-03	2.33E-04	2.36E-03	1.89E-03	45.97
Error 1 (%)	5.51	-	-	-	1.28	0.22	14.77
Error 2 (%)	6.42	-	-	-	2.58	1.18	31.34

The results are still excellent for the T values (1.28 and 0.22% errors), and good for the S (6.42% error) and θ (14.77% error) values. The larger error obtained in comparison with the previous case for θ may be explained by the greater influence of the interfering well when it starts operating after the beginning of the pumping test. The positions of the MWs have in fact been determined with the rules previously established in accordance with the pumping well only, whereas the rules should ideally have been respected for both the pumping and interfering wells. For example, using three MWs at the same distance (5 m) from the pumping well and 10° apart from each other (to minimize the difference of distance towards the interfering well) leads to a much smaller 4.45% error on θ .

The data that would have been used if the interfering well had been neglected correspond to the first part of the plot s vs. $\log(t)$, before the beginning of the pumping in the interfering well (Figure 5-6). As a consequence, the Papadopoulos (1965) method can be successfully applied on those data. The results are somewhat less accurate (20% error on θ) because the straight lines are slightly shorter. If the cases where the straight lines are well developed lead to accurate θ values, this parameter should in fact be considered with more precaution if a doubt persists on the choice of the straight line for at least one of the three monitoring wells. An exception may be made for the S value, which is more accurate using the Papadopoulos (1965) method (2.08% error) than

before, because the MWs position has not to be chosen with respect to both the pumping and interfering wells in the first part of the curve, where the drawdown is not yet influenced by the interfering well.

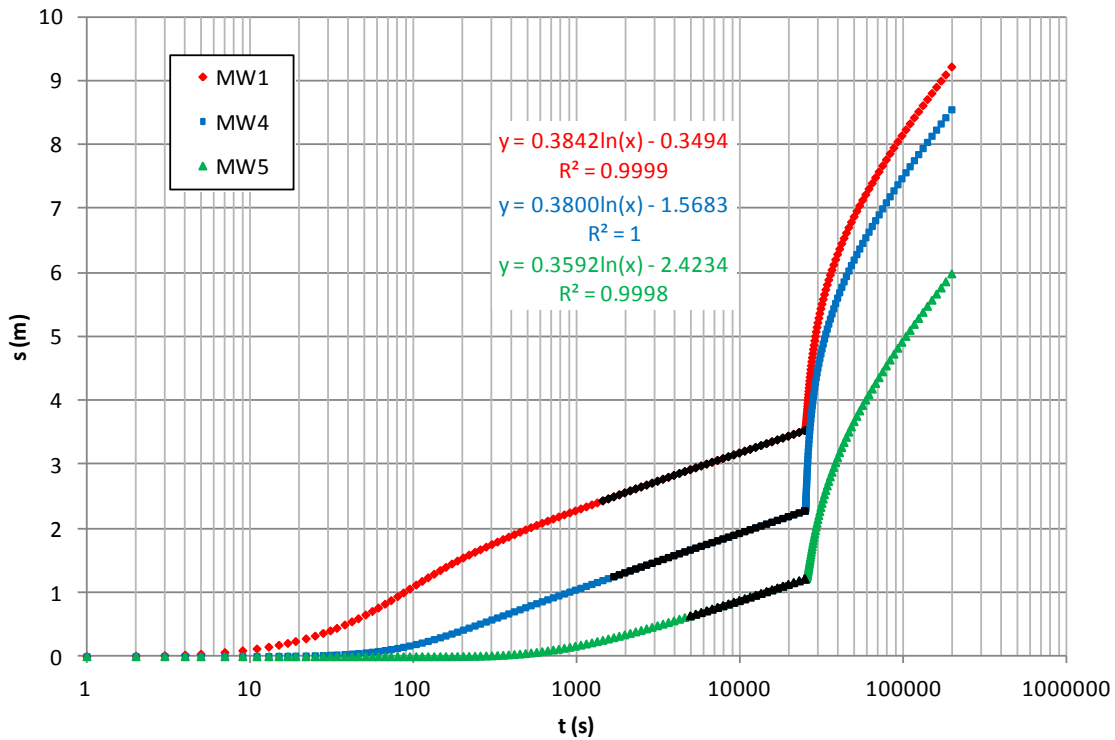


Figure 5-6 : Drawdown vs. time for the MWs of configuration 2 if the interfering well starts pumping after the beginning of the test. The black data points have been used for the regressions.

Note that in the model that has been used, the straight lines are approximately developed over one logarithm cycle (with the borehole storage effect taken into account), but if the pumping test had started earlier, the Papadopoulos (1965) method could not have been used and the pumping test should have been interpreted with the new method only, based on the data of the second part of the plots in Figure 5-6.

As the effect of the interfering well is clearly identifiable if the pumping test has started before the pumping in the interfering well, the detailed study of the second part of those plots using the Papadopoulos (1965) method is not relevant. The errors found if this method is used with the last

10 drawdown data (that seem to be more or less aligned for each MW) are as follows: 75% error for the T_X and T_Y values (underestimated) and more than 2000% error for the S value (overestimated). Note that this part of the s vs. $\log(t)$ plot is not a perfect straight line, but is very slightly curved, which is a second good hint that those data should not be used with the Papadopoulos (1965) method.

5.4 Discussion

The determination of the hydraulic parameters of the aquifer with the presented methods is excellent, provided that the position of the MWs respects some simple rules, whether the interfering or the pumping well starts operating first. The results are better than those obtained with the Papadopoulos (1965) method (interfering well neglected) when the data that are used are influenced by both the interfering and pumping wells, especially when at least one of the MWs is located far from the pumping well, in which case, the straight line may become too short to be accurately chosen. However, if the pumping test data before the beginning of the pumping in the interfering well can be interpreted (straight line extended on more than one logarithm cycle), this method may be preferred as it will yield better results. The second part of the curve may, in that case, be used with the new method to verify the results.

The influence of the MWs position has not been studied in detail since it is not the purpose of this article, but it is important to remember that, whether interferences from another well are present or not, using three MWs at the same distance from the pumping well yields excellent values for T_X , T_Y and θ , whereas using three different distances increases the accuracy of the S value. In case of interference, the determination of the anisotropy angle will be even more accurate if the distances are also as similar as possible towards the interfering well when this latter starts pumping after the beginning of the test. If a test is conducted with existing MWs that do not respect those rules, the results will have to be taken with caution and confirmed by other means, especially for the anisotropy angle value.

The methods require knowing the pumping rate of the interfering well and the time at which the interfering well starts pumping whether it operates before the test or not. If the interfering well starts pumping first, its position is not important (x_i and y_i do not appear in the equations, except

for the calculation of the Cooper-Jacob approximation criterion), whereas it is an important parameter if the pumping test has already begun when the interfering well starts pumping.

5.5 Conclusion

New analytical methods based on the Papadopoulos (1965) and Weber and Chapuis (2013) equations have been presented to interpret a pumping test influenced by a neighboring active well in a homogeneous, anisotropic and confined aquifer of infinite extents and constant thickness.

The interpretation of the pumping test data is done through a method similar to the Papadopoulos (1965) method, using semi-log plots for three MWs. The resulting straight lines can be used to determine the transmissivity tensor, the storativity and the anisotropy angle of the aquifer. The solution is different whether the pumping well or the interfering well is the first to operate. If the pumping test starts first, the system has to be solved numerically.

Even if neglecting the interfering well can yield quite good estimates for T_X , T_Y , S and θ (except when the part of the curve where both wells have an influence on the drawdown is used for pumping tests that begin before the interfering well is in operation), the new methods are more accurate thanks to the much longer straight part of the curves that makes them easier to determine.

If the interfering well starts pumping after the beginning of the test and if the straight line of the first part of the curve extends on more than one logarithm cycle, using the Papadopoulos (1965) method on this first part of the curve should however be recommended because it simplifies the problem of the position of the MWs towards the active wells.

The accuracy of the results depends in fact, as in the case without interferences, on the position of the three MWs: reducing the difference of distance between the MWs and each active well is important in the determination of the anisotropy angle, and using different distances improves greatly the accuracy of the S value. Respecting the rules regarding the distance of the MWs with respect to the pumping well yields very good estimates of the unknown parameters, but their accuracy can be further improved, especially for the case where the interfering well starts pumping after the beginning of the test, by respecting the MW location rules for both the pumping and interfering wells.

Acknowledgments

This research program was sponsored by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada. The authors thank three anonymous reviewers for their comments and suggestions.

Supporting Information

Additional supporting information may be found in the online version of this article and after the references in the present thesis:

MATLAB code used to solve the system of Equation 5.16.

Please note: Wiley-Blackwell is not responsible for the content or functionality of any supporting information supplied by the authors. Any queries (other than missing materials) should be directed to the corresponding author for the author.

References

- Bentley, C.B. 1979. Aquifer coefficients determined from multiple well effects, Fernandina Beach, Florida. *Ground Water* 17, no 6: 525-531.
- Burden, R.L. and J.D. Faires. 2005. *Numerical analysis, 8th edition*. Belmont, California: Thomson Brooks/Cole.
- Chapuis, R.P. 1999. *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Québec: Les publications du Québec. Accessed April 17, 2013.
- http://www.mddefp.gouv.qc.ca/eau/souterraines/guide_pompage/index.htm
- COMSOL AB. 2011. *COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2*. Stockholm, Sweden : COMSOL AB.
- Cooper, H.H., Jr. and C.E. Jacob. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Transactions, American Geophysical Union* 27, no 4: 526-534.
- Corapcioglu, Y. 1977. Determination of aquifer parameters for a multiple well system. *Hydrological Sciences Bulletin* 22, no 4: 483-486.

- del Mar Gonzalez, M. and K.R. Rushton. 1981. Deviations from classical behaviour in pumping test analysis. *Ground Water* 19, no 5: 510-516.
- Hantush, M.S. and R.G. Thomas. 1966. A method for analyzing a drawdown test in anisotropic aquifers. *Water Resources Research* 2, no 2: 281-285.
- Heilweil, V.M. and P.A. Hsieh. 2006. Determining anisotropic transmissivity using a simplified Papadopoulos method. *Ground Water* 44, no 5: 749-753.
- Kern, J.W. and C.W. Dobson. 1998. Determination of variances for maximum and minimum transmissivities of anisotropic aquifers from multiple well pumping test data. *Ground Water* 36, no 3: 457-464.
- Mutch, R.D., Jr. 2005. A distance-drawdown aquifer test method for aquifers with areal anisotropy. *Ground Water* 43, no 6: 935-938.
- Neuman, S.P., G.R. Walter, H.W. Bentley, J.J. Ward and D.D. Gonzalez. 1984. Determination of horizontal aquifer anisotropy with three wells. *Ground Water* 22, no 1: 66-72.
- Papadopoulos, I.S. 1965. Nonsteady flow to a well in an infinite anisotropic aquifer. *Proceedings of Dubrovnik Symposium on the Hydrology of Fractured Rocks*, vol. 73, 21–31. Dubrovnik, Yugoslavia: International Association of Scientific Hydrology Publications.
- Rushton, K.R. 1985. Interference due to neighboring wells during pumping tests. *Ground Water* 23, no 3: 361-366.
- Sato, T. and K. Ueshita. 1985. Transmissivity tensor identification from pumping test data. *Soils and Foundations* 25, no 3: 127-132.
- Theis, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *Transactions, American Geophysical Union* 16: 519–524.
- Weber, S. and R.P. Chapuis. 2013. Interpretation of a pumping test with interference from a neighboring well. *Ground Water*, doi: 10.1111/gwat.12014.
- Wenzel, L.K. and A.L. Greenlee. 1943. A method for determining transmissibility and storage coefficients by tests of multiple well systems. *Transactions, American Geophysical Union* 24: 547–564.

Supporting Material

NO WARRANTY : this code is provided on an "as is" basis and the authors disclaim all other warranties, representations, and conditions, express, implied, statutory or otherwise, including without limitation, any warranty or condition of merchantability, merchantable quality, or fitness for a particular purpose, or arising from a course of dealing, usage or trade practice. In particular, the authors do not warrant or represent that the code will operate uninterrupted or error free or that defects in the code are correctable or will be corrected. In no event will the authors be liable for any punitive, aggravated, exemplary, special, consequential, incidental, direct or indirect damages, or any loss of profits, loss of business or goodwill, or for loss of data or use of data of any kind however caused, whether for tort, negligence, or otherwise, even if the authors have been advised of the possibility of such loss.

% This script shows how Newton's method can be used to solve the system of Equation 16.

% With Newton's method, the following matricial equation is solved for each iteration:

% $J(x) \cdot \text{correction} = -\text{residual}$, where $J(x)$ is the Jacobian matrix for the current solution x

% (the partial derivatives of the three equations with respect to ST_{xx} , ST_{yy} and ST_{xy}), the

% residual is the difference between the left-hand and right-hand sides of each equation.

% The correction is applied to the current solution vector $[ST_{xx}; ST_{yy}; ST_{xy}]$

% For Equation 16, the Jacobian matrix can be calculated analytically. The parameters and

% the termination criteria for Newton's method are defined in the "parameters and

% initialization" section. Newton's method can be terminated based on the iteration number

% and the Euclidean norm of the residual vector. For the first 14 iterations, a damping factor

% is automatically applied to the correction determined from Newton's method.

% These damping factors avoid oscillations in the solution.

```

% Parameters and initialization

% The example is taken from the paper (Configuration 2: MW1, MW4, MW5).

% The Q values are given in cubic meters per second.

% The coordinates of the MWs (variables x and y) are given in meters.

% The first rows of each vector correspond to the first MW.

% The components of the Tproduct vector are defined by Equation 8.

% They have units of m4/s2.


% Parameters to be changed

Qp = 36/3600; Qi = 90/3600; xi = 0; yi = 0; xp = 100; yp = 0;

x = [103.54; 75.85; 125.88]; y= [3.54; 6.47; -96.59]; %Table 1

Tproduct = [4.48e-6; 4.46e-6; 4.53e-6]; % Table 6

b = [-6.7000;-7.4123;-9.8468]; % Figure 5


% The coordinatesI and coordinatesP matrices allow the ST(x-xi) and ST(x-xp) products of

% Equation 16 to be written in matrix form.

coordinatesP = [(y-yp).^2 (x-xp).^2 -2*(x-xp).*(y-yp)];

coordinatesI = [(y-yi).^2 (x-xi).^2 -2*(x-xi).*(y-yi)];


% Initial solution and residual. The initial solution [STxx; STyy; STxy] cannot be [0;0;0] as

% the components of the Jacobian matrix are then equal to 0.

damping = 0.1;

currentSol = [0.01;0.01;0];

lastSol = currentSol;

```

```

residual = ((coordinatesP*currentSol).^Qp).*((coordinatesI*currentSol).^Qi)...
    -exp((Qp+Qi)*log(2.25*Tproduct)-4*pi*b.*sqrt(Tproduct));
previousResidual = residual;

% For loop

jacobian = zeros(3);
correction = zeros(3,1);
iteration = 1;

% Termination criteria
while norm(residual,2)>1e-9 && iteration<100
    fprintf('Iteration %d \n', iteration)

    % A greater damping is applied for the first 14 iterations.
    if iteration < 15
        damping = 0.1;
    else
        damping = 1;
    end

    % Calculation of the Jacobian matrix
    jacobian = coordinatesP.*repmat((Qp*(coordinatesP*currentSol).^(Qp-1).*...
        (coordinatesI*currentSol).^Qi),1,3)+coordinatesI.*repmat((Qi*(coordinatesP*...
        currentSol).^Qp.*(coordinatesI*currentSol).^(Qi-1)),1,3);

```

% A correction is calculated from the Jacobian matrix and the residual vector. The correction
% is applied to the current solution.

```
correction = -jacobian\residual;
currentSol = currentSol + damping*correction;
```

% Calculation of the residual vector.

```
residual = ((coordinatesP*currentSol).^Qp).*((coordinatesI*currentSol).^Qi)...
-exp((Qp+Qi)*log(2.25*Tproduct)-4*pi*b.*sqrt(Tproduct));
```

% If a negative STxx or STyy product is obtained, or if the residual norm increases, the
% damping factor is increased.

```
if any([currentSol(1:2)<=0;norm(residual,2)>norm(previousResidual,2)])
    damping = damping/10 ;
    currentSol = lastSol + damping*correction;
end
```

% Calculation of the final residual vector for the iteration.

```
residual = ((coordinatesP*currentSol).^Qp).*((coordinatesI*currentSol).^Qi)...
-exp((Qp+Qi)*log(2.25*Tproduct)-4*pi*b.*sqrt(Tproduct));
```

% Some useful information is passed to the MATLAB command window.

```
fprintf(' Damping factor : %.1e\n',damping);
fprintf(' Norm of the residual : %.2e\n',norm(residual,2));
fprintf(' STxx : %.3e m2/s\n',currentSol(1));
```

```

fprintf(' STyy : %.3e m2/s\n',currentSol(2));
fprintf(' STxy : %.3e m2/s\n',currentSol(3));

% Moving on to the next iteration.

iteration = iteration+1;

lastSol = currentSol;

previousResidual = residual;

end

% The final results are passed to the command window (steps 3 to 5 in the paper).

S = sqrt((currentSol(1)*currentSol(2)-currentSol(3)^2)/mean(Tproduct));

disp('Final results :')

fprintf(' S : %.3e\n',S);

fprintf(' Txx : %.3e m2/s\n',currentSol(1)/S);

fprintf(' Tyy : %.3e m2/s\n',currentSol(2)/S);

fprintf(' Txy : %.3e m2/s\n',currentSol(3)/S);

TX = 0.5/S*(currentSol(1)+currentSol(2)+...
    sqrt((currentSol(1)-currentSol(2))^2+4*currentSol(3)^2));

TY = 0.5/S*(currentSol(1)+currentSol(2)-...
    sqrt((currentSol(1)-currentSol(2))^2+4*currentSol(3)^2));

fprintf(' TX : %.3e m2/s\n',TX);

fprintf(' TY : %.3e m2/s\n',TY);

fprintf(' Theta: %4.1f degrees \n',180/pi*atan((TX-currentSol(1)/S)/(currentSol(3)/S)));

```


CHAPITRE 6 ARTICLE 3 : INTERPRETING PUMPING TEST DATA INFLUENCED BY AN INTERFERING WELL IN AN AREA OF DIFFERENT HYDRAULIC PROPERTIES

Simon Weber^{1*} and Robert P. Chapuis¹

Submitted to the *Canadian Geotechnical Journal*, December 2013.

¹ Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique, P.O. Box 6079, Stn CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7

* Corresponding author – Phone: (514) 340 4711 ext. 4938 – Fax: (514) 340 4477 – Email: simon.weber@polymtl.ca

Abstract

When interpreting pumping test data, interfering wells are often neglected which can lead to erroneous interpretations. Presently, a few methods allow taking into account these interfering wells under ideally homogenous conditions, but the tested and interfering wells can be located in two areas of different hydraulic properties. This paper introduces two methods to interpret a pumping test influenced by an interfering neighbouring well if the wells are located in two areas of different hydraulic properties separated by a linear partial boundary. An application of one of these methods using numerical drawdown data is also presented. The first method applies if the interfering well is already pumping before starting the pumping test and the second method applies if this order is reversed. The determination of the hydraulic parameters of both areas and of the boundary position depends on the monitoring well positions. The new equations are valid only if both areas have the same hydraulic diffusivity. If they have different diffusivities, the errors committed on the sought parameters are quantified by a parametric study, first with only one pumping well and then with the addition of an interfering well in the model.

Key words: pumping test, confined aquifer, well interference, partial boundary

Résumé

Lors de l'interprétation d'un essai de pompage, les puits interférents sont souvent négligés, ce qui peut conduire à des erreurs d'interprétation. S'il existe quelques méthodes permettant de prendre en compte ces puits sous des conditions idéales d'homogénéité, il arrive que les puits testé et

interfèrent se trouvent dans des zones de paramètres hydrauliques différents. Cet article présente deux méthodes permettant d'interpréter un essai de pompage influencé par un puits interférent si les puits se trouvent dans deux zones de paramètres hydrauliques différents séparées par une frontière partielle linéaire. Un exemple d'application d'une des méthodes sur des données de rabattement obtenues numériquement est également présenté. La première méthode s'applique dans le cas où le puits interférent est actif avant le début de l'essai, et la seconde dans le cas contraire. La détermination des paramètres hydrauliques des deux régions et la localisation de la frontière sont dépendantes de la position des puits d'observation. Les nouvelles équations ne sont valides que si les deux régions ont la même diffusivité hydraulique. Si les diffusivités sont différentes, les erreurs commises sur les paramètres recherchés sont quantifiées à l'aide d'une étude paramétrique, d'abord avec un unique puits de pompage, puis en ajoutant un puits interférent au modèle.

Mots clés : essai de pompage, aquifère captif, interférences entre puits, frontière partielle

6.1 Introduction

The phenomenon of interference between active wells when performing a pumping test is an important issue already mentioned by Theis (1935) in the conclusion of his well-known paper.

Two cases of interference can be distinguished. In the first case, the interfering well starts pumping before the beginning of the test. The interference phenomenon can then easily be detected and quantified if the water levels have been monitored a certain time before the beginning of the pumping test, which is good practice. However, this water level monitoring before the test is not systematically done. In the second case, the pumping test starts before the beginning of the pumping in the interfering well.

In this paper, the theory is developed to interpret a pumping test influenced by an active neighboring well in a confined aquifer composed of two areas of different hydraulic properties separated by a linear partial boundary if its influence has not been monitored before the beginning of the test, whether the interfering well starts pumping before or after the beginning of the test. The tested and interfering well are each located in a different area. Such configurations may for example be encountered in sedimentary zones where sandstone and limestone formations are juxtaposed provided those formations are fractured enough to be considered as porous media.

The influence of other parameters such as recharge, tidal effects, etc. is not considered hereafter and the piezometric level is then assumed to be influenced only by the pumping in the wells.

The direct problem of interference between wells in a confined aquifer can be solved with the superposition principle since the equations are linear. Two application examples, frequently employed when interpreting a pumping test in a confined aquifer, are the use of image wells to study the recovery phase of a test (Theis 1935) or the boundaries of an aquifer (Ferris et al. 1962).

The inverse problem has been far less studied. According to Rushton (1985), if the influence of the interfering well has not been detected by monitoring the water level before the beginning of the test, its influence is generally neglected, either because the interfering well is considered to be far enough to have no significant influence on the test, or because its pumping rate is constant. However, del Mar Gonzalez and Rushton (1981) showed that this second assertion is not a valid reason to neglect the influence of one or many interfering wells. Rushton (1985) further proved that the distance is not an important parameter to decide whether a neighboring active well has an influence on the water level in the tested well in comparison with the time elapsed between the beginning of the pumping in each well and the pumping rate of the interfering well if the interfering well starts pumping before the beginning of the test.

Some methods have, however, been developed to interpret the data of a pumping test influenced by an interfering well. Wenzel and Greenlee (1943) and Corapcioglu (1977) presented graphical methods based on the Theis (1935) method to interpret a pumping test influenced by an interfering well. Cooper and Jacob (1946) generalized their well-known method to take into account pumping of many wells. Bentley (1979) successfully used this last method in the Floridian aquifer. These three methods assume, however, that the water level without any pumping is known. Given that the aquifer level is, in general, not monitored before the beginning of a pumping test, they can therefore be used only if the pumping test has begun before the interfering well has started extracting water.

Rushton (1985) studied the case where the interfering well is in operation before the beginning of the test and proposed to calculate an initial T (transmissivity) value by neglecting the interfering well, then to correct each drawdown data using an error formula and iteratively recalculate the T and S (storativity) values until the T value remains constant. Weber and Chapuis (2013)

developed equations that can be used similarly to the Cooper-Jacob (1946) method without interference in the same configuration. The superposition principle combined with the logarithm properties is used to obtain straight lines on semi-log paper, which give the T and S values through their slope and y-intercept. The aquifer piezometric level is not needed to interpret the test data in these last two methods. However, the time elapsed between the beginning of the pumping in the two wells must be known, as well as the pumping rate of the interfering well.

Nind (1965) studied the influence of a linear partial boundary in the interpretation of pumping test data, that is to say a linear boundary that separates two areas of different hydraulic properties, but with a transmissivity contrast too small to consider it as a recharge or impermeable boundary (ratio < 100). Nind's mathematical development assumes, however, that the hydraulic diffusivity D , that is to say the ratio T / S of the transmissivity to the storativity is equal in both areas. This condition ensures that the shape of the two drawdown curves will be the same considering the set of parameters (T and S) of each area. Nind (1965) concluded his paper by mentioning that a small deviation from this hypothesis will not have a significant influence on the results.

In this paper, a method combining the results of Weber and Chapuis (2013) for the interference between wells and those of Nind (1965) for the linear partial boundary will be presented to interpret the data of a pumping test conducted in a confined aquifer containing two areas of different hydraulic properties, in which the pumping well and the interfering well are each located in a different area. Therefore, the equations that have been used in this study imply that the hydraulic diffusivities in each area must be equal. A parametric study will be presented at the end of this paper to discuss this assumption.

6.2 Theoretical aspects

The following theoretical development was presented at the 65th Canadian Geotechnical Conference GeoManitoba 2012 (Weber and Chapuis 2012) and the next sections of the present paper have been written following the comments and recommendations of the audience during the authors' presentation.

A brief reminder of the equations developed by Nind (1965) and Weber and Chapuis (2013) is given here, before combining them in the following sections.

Nind (1965) indicated that in the presence of a linear boundary separating two areas P and I of similar diffusivity, if the monitoring well (MW) is located in the same area as the pumping well, the plot of drawdown s vs. time t on semi-log paper includes two parts (except for the transition zones) governed by the following equations:

$$s_1 = \frac{2.3Q}{4\pi T_p} \log \frac{2.25T_p t}{r^2 S_p} \quad (6.1)$$

$$s_2 = \frac{2.3Q}{4\pi T_p} \log \left(\left(\frac{2.25T_p t}{S_p} \right)^{1+a} \frac{1}{r'^2 r'^{2a}} \right) \quad (6.2)$$

Where:

$$a = \frac{T_p - T_I}{T_p + T_I} \quad (6.3)$$

In eqs. 6.1 - 6.3, s (m) is the drawdown (subscript 1 stands for the first part and subscript 2 for the second part of the plot), Q (m³/s) the pumping rate, T_p and T_I (m²/s) the transmissivities of areas P and I respectively, P being the area in which the pumping and MWs are located and I the other area, t (s) the time elapsed since the beginning of the pumping test, r (m) the distance between the pumping well and the monitoring well, S_p (-) the storativity of area P , and r' (m) the distance between the image well and the monitoring well (m). The image well is symmetric with respect to the pumping well in comparison with the partial boundary.

The equation of s_I is similar to the Cooper-Jacob equation. At the beginning of the test, the boundary has indeed no influence on the drawdown in the MWs. If the MW is located close to the partial boundary in comparison to the active well, this first part may however not appear on the plot (Nind 1965).

If the MW is located in area I and the pumping well in area P , Nind (1965) showed that the plot of s vs. t has only one part with the following equation:

$$s = \frac{2.3Q(1-a)}{4\pi T_I} \log \left(\frac{2.25T_I t}{r^2 S_I} \right) \quad (6.4)$$

Weber and Chapuis (2013) gave the equation of the apparent drawdown s_a (m), which is the drawdown measured from the aquifer level recorded at the beginning of the test (Figure 6-1),

whatever the piezometric level is, for a pumping test in an homogeneous aquifer influenced by the interference of an active neighbouring well (the interfering well) that has started pumping before the beginning of the test:

$$s_a = \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{t+t_b}{t_b} + \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_p^2 S} \quad (6.5)$$

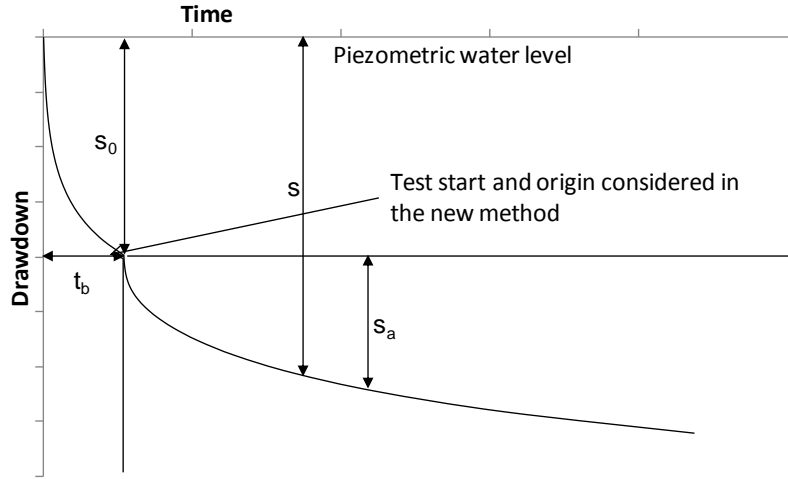


Figure 6-1 : Real and apparent drawdowns; time and drawdown origins when the interfering well starts pumping before the beginning of the test (adapted from Weber and Chapuis 2013).

Subscripts i and p stand for the interfering and pumping (or tested) wells, respectively. The time elapsed between the beginning of the pumping in the interfering well and the beginning of the test is t_b (s) (Figure 6-1). Since eq. 6.5 has been developed for the case of an interfering well that was pumping before the start of the test, t_b is always positive.

The time origin is the beginning of the pumping test. To simplify the further equations, the apparent drawdown s_a will be noted s . The drawdown origin is, as a consequence, the water level measured at the beginning of the test (Figure 6-1).

Two main cases are studied here in which the interfering well starts pumping either before or after the tested well begins pumping. For consistency in notations, the areas in which the

interfering and pumping wells are located are known as area I and area P respectively, as shown on Figure 6-2. The same letters will be used as subscripts for the T and S values in each area.

The superposition principle applies in the studied configuration (Lee, 1999) since the flow equations are linear in both areas of the confined aquifer, as well as the boundary conditions stated by Nind (1965, his Appendix).

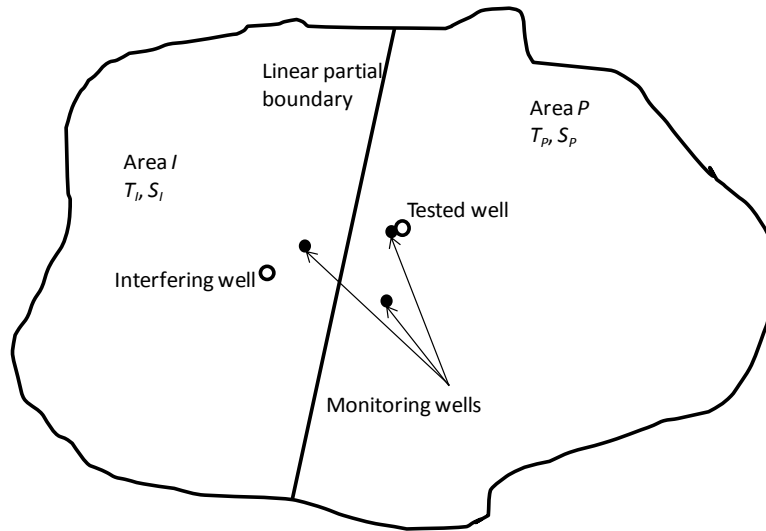


Figure 6-2 : Schematic of the problem with areas I and P .

6.2.1 Interfering well in operation before tested well

6.2.1.1 Monitoring well in area I

If the MW is in area I , two cases must be examined:

1. The MW drawdown is only influenced by the interfering well when the test begins: eq. 6.1 is used to evaluate s_0 , the drawdown from the aquifer piezometric level due to the interfering well at the start of the pumping test (Figure 6-1);
2. The MW drawdown is influenced by the interfering well and the partial boundary when the test begins: eq. 6.2 is used to evaluate s_0 .

Transition zones must be considered between the different mentioned parts, in which the Cooper-Jacob approximation, $u < 0.02$ (Cooper and Jacob 1946), or, in practice, $u < 0.1$ (Chapuis 1999), is not respected for one of the wells (interfering or pumping, real or image):

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (6.6)$$

To simplify the description, these transition zones are not mentioned hereafter.

For the first case, the plot of s vs. t on semi-log paper should theoretically present three parts:

- The first part is the Cooper-Jacob straight line, governed by eq. 6.7, when the MW drawdown is only influenced by the interfering well:

$$s = \frac{2.3Q_i}{4\pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} \quad (6.7)$$

- The second part is governed by eq. 6.8, when both the interfering well and the partial boundary affect the MW drawdown. In eq. 6.8, r_{ii} (m) is the distance between the MW and the image interfering well:

$$s = \frac{2.3Q_i}{4\pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} - \frac{2.3Q_i a}{4\pi T_I} \log \frac{2.25T_I(t+t_b)}{r_{ii}^2 S_I} \quad (6.8)$$

- The last part is when the interfering well, the partial boundary and the pumping well have influence and the Cooper-Jacob approximation is respected for the three elements (the partial boundary being represented by the image interfering well). Using the superposition principle, this last part equation is as follows:

$$s = \frac{2.3Q_i}{4\pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} - \frac{2.3Q_i a}{4\pi T_I} \log \frac{2.25T_I(t+t_b)}{r_{ii}^2 S_I} + \frac{2.3Q_p(1-a)}{4\pi T_I} \log \frac{2.25T_I t}{r_p^2 S_I} \quad (6.9)$$

Note that depending on the position of the different wells (interfering, pumping and monitoring) and that of the partial boundary, the first part and, even more, the second part of the plot, may not be observed, since the transition zones will overlap.

For the second case, two parts will be observed on the plot, representing respectively the same phenomena as the second and third parts of the first case plot, but differing from eqs. 6.8 - 6.9

through the value of s_0 (calculated with eq. 6.2 in this case instead of with eq. 6.1 in the first case). The equations governing the two parts of the curve are:

$$s = \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} \quad (6.10)$$

$$s = \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} + \frac{2.3 Q_p (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{2.25 T_I t}{r_p^2 S_I} \quad (6.11)$$

Again, the first part of this second case, governed by eq. 6.10, may not be observed on the plot, depending on the position of the different elements.

6.2.1.2 Monitoring well in area P

If the MW is located in area P , the real drawdown s_0 at $t = 0$ s, that is, the drawdown measured from the aquifer piezometric level at the beginning of the pumping test (Figure 6-1), can be determined with eq. 6.4.

Back in the apparent drawdown system of reference, provided that the influence of the interfering well is already in its semi-log phase (eq. 6.4) at the MW, the plot on semi-log paper of s vs. t is divided in two parts (excluding the transition zones):

- The first part is governed by eq. 6.12, and represents the time when the pumping and interfering wells influence the MW drawdown;
- The second part (eq. 6.13) appears when the image well respects the Cooper-Jacob approximation; r_p and r_{pi} (m) are the respective distances between the MW and the pumping and image pumping wells:

$$s = \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} + \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_p^2 S_p} \quad (6.12)$$

$$s = \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{t+t_b}{t_b} + \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \left[\left(\frac{2.25 T_p t}{S_p} \right)^{1+a} \frac{1}{r_p^2 r_{pi}^{2a}} \right] \quad (6.13)$$

As in the previous section, the first part, governed by eq. 6.12, may not appear on the plot if the MW is too close to the partial boundary in comparison with the tested well.

6.2.1.3 Determination of the unknown parameters

The key to identify all the unknown parameters is to have data from at least three MWs in area P located close to the tested well in comparison with the partial boundary ($r_{pi} / r_p > 10$, Chapuis 1994), so that a plot of s vs. r_p can be drawn on semi-log paper at a time when the boundary has still no effect but the Cooper-Jacob approximation is respected for each MW. From eq. 6.12, it is obvious that the slope $\Delta s_{(12)}$ of the straight line obtained gives the T_P value:

$$T_P = -\frac{2.3 Q_p}{2 \pi \Delta s_{(12)}} \quad (6.14)$$

Once the T_P value is known, the data from the same monitoring wells at larger times can be used to determine the T_I value. The slope $\Delta s_{(13)}$ of the straight line s vs. $\ln(E)$ for the part of the graph governed by eq. 6.13 is related to the T_I value through eq. 6.16:

$$E = \frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \quad (6.15)$$

$$T_I = \frac{1}{2 \pi \Delta s_{(13)}} - T_P \quad (6.16)$$

Knowing the T_I value, the a value can be deduced from eq. 6.3; S_P becomes thus the only unknown parameter in eq. 6.12 and can be determined from the y-intercept $s_{(12, r_p=1)}$ of the plot drawn to determine T_P :

$$S_P = 2.25 T_P t \exp \left[\frac{Q_i T_P (1-a)}{Q_p T_I} \ln \frac{t + t_b}{t_b} - \frac{4 \pi T_P s_{(12, r_p=1)}}{Q_p} \right] \quad (6.17)$$

The assumed hydraulic diffusivity equality can be used to determine the S_I value.

Finally, r_{pi} is the last unknown in eq. 6.13 and can be determined with the s vs. $\ln(E)$ graph previously drawn for the part governed by eq. 6.13. The y-intercept $s_{(13, E=1)}$ of this straight line is related to the distance r_{pi} between the image pumping well and the MW through eq. 6.18:

$$r_{pi}^{2a} = \left[\left(\frac{2.25 T_P}{S_P} \right)^{1+a} \frac{1}{r_p^2} \right] \exp \left[-\frac{4 \pi T_P s_{(13, E=1)}}{Q_p} \right] \quad (6.18)$$

Using the data of three MWs, three circles can be drawn to determine the location of the image pumping well, and thus, the location of the partial boundary.

Three MWs located near the pumping well are thus sufficient to determine the unknown parameters. Additional data from MWs located in area *I* can, however, be interpreted once the T_p value is known.

For the first case previously described, the T_I value can obviously be deduced from eq. 6.7, but as the first part of the graph is not always fully developed depending on the geometry and t_b value, using at least three MWs located near the interfering well in comparison to the boundary seems to be a more reliable option.

The a value can be determined from the slope $\Delta s_{(9)}$ of the s vs. r_p straight line on semi-log paper, at a time when every MW respects eq. 6.9:

$$a = -\frac{2\pi T_p \Delta s_{(9)}}{2.3 Q_p} - 1 \quad (6.19)$$

For the second case previously described, the plot of s vs. $\ln(E)$ for a drawdown governed by eq. 6.11 is a straight line, the slope $\Delta s_{(11)}$ of which is related to the T_I value in the same way as a well located in area *P* (eq. 6.16) in which $\Delta s_{(13)}$ is replaced by $\Delta s_{(11)}$.

Moreover, the y-intercept $s_{(11,E=1)}$ of this plot is related to the S_I value through the following equation:

$$S_I = \frac{2.25 T_I}{r_p^2} \exp \left[-\frac{2\pi (T_p + T_I) s_{(11,E=1)}}{Q_p} \right] \quad (6.20)$$

If a MW is located in area *I*, it is important to determine this last value to verify the assumption that the hydraulic diffusivities are similar.

Note that eqs. 6.7, 6.8 and 6.10, which correspond to parts that do not always appear on the plots, have not been used. Using the last points of the graphs can, however, be a problem if other boundaries are located close to the wells.

The interfering well position (r_i value) does not appear in the equations, and is therefore of small importance if the interfering well has started pumping before the beginning of the test.

All the previous equations will yield erroneous results, especially for storativities, if the drawdown due to the interfering well is in a transition zone for the MW at the beginning of the test.

6.2.2 Tested well in operation before interfering well

If the tested well has started pumping before the interfering well, the drawdown is measured from the aquifer piezometric level, and thus, is the real drawdown. The time t_b in this section is still a positive value, and corresponds to the time elapsed between the start of the test and the start of pumping in the interfering well.

6.2.2.1 Monitoring well in area *I*

If the interfering well starts pumping during the pumping test, the drawdown in a MW located in area *I* can be dissociated into three parts, excluding the transition zones:

- The first part is governed by eq. 6.21: it corresponds to the influence of the tested well only:

$$s = \frac{2.3 Q_p (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{2.25 T_I t}{r_p^2 S_I} \quad (6.21)$$

- The second part, which does not always appear on the plot, is governed by eq. 6.22: it corresponds to the influence of both the pumping and interfering wells, but at those times, the influence of the image interfering well is not yet observed:

$$s = \frac{2.3 Q_p (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{2.25 T_I t}{r_p^2 S_I} + \frac{2.3 Q_i}{4 \pi T_I} \log \frac{2.25 T_I (t - t_b)}{r_i^2 S_I} \quad (6.22)$$

- The last part, when all the real and image wells influence the drawdown, is governed by eq. 6.23:

$$s = \frac{2.3 Q_p (1-a)}{4 \pi T_I} \log \frac{2.25 T_I t}{r_p^2 S_I} + \frac{2.3 Q_i}{4 \pi T_I} \log \left[\left(\frac{2.25 T_I (t - t_b)}{S_I} \right)^{1-a} \frac{r_{ii}^{2a}}{r_i^2} \right] \quad (6.23)$$

6.2.2.2 Monitoring well in area *P*

Two cases should be examined if the MW is in area *P*:

1. The interfering well influences the MW before the image pumping well;

2. The image pumping well influences the MW before the interfering well.

For the first case, three parts may be observed for the drawdown:

- The first part is governed by eq. 6.24: it corresponds to the influence of the tested well only:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_p^2 S_p} \quad (6.24)$$

- The second part is governed by eq. 6.25 and corresponds to the influence of both the pumping and interfering wells, but at those times, the influence of the image interfering well is not yet observed:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_p^2 S_p} + \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_i} \log \frac{2.25 T_p (t-t_b)}{r_i^2 S_p} \quad (6.25)$$

- The last part, when all the wells influence the MW drawdown, is governed by eq. 6.26:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_p^2 S_p} + \frac{2.3 Q_p a}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_{pi}^2 S_p} + \frac{2.3 Q_i (1-a)}{4 \pi T_i} \log \frac{2.25 T_p (t-t_b)}{r_i^2 S_p} \quad (6.26)$$

Note that the first and second parts may not be observed depending on the time t_b and the position of the different wells.

In the second case, the drawdown is still formed of three parts excluding the transition zones:

- As in the first case, the first and last parts are governed by eqs. 6.24 and 6.26 respectively;

- The second part is governed by eq. 6.27 and corresponds to the influence of both the pumping and image pumping wells. The interfering well has no influence yet at those times. This part may not appear in the plot:

$$s = \frac{2.3 Q_p}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_p^2 S_p} + \frac{2.3 Q_p a}{4 \pi T_p} \log \frac{2.25 T_p t}{r_{pi}^2 S_p} \quad (6.27)$$

6.2.2.3 Determination of the unknown parameters

If the pumping test started before the pumping in the interfering well, the determination of the unknown parameters depends on time t_b . If t_b is long enough for the straight line of eq. 6.24, s vs. t on semi-log paper, to be developed in a MW near the tested well in area P , the following method can be applied. Otherwise, the unknown parameters cannot be determined.

If the previous condition is respected, the plot of s vs. t on semi-log paper for a MW located in area P near the pumping well will show a straight line (eq. 6.24) for early times. Equation 6.24 being the well-known Cooper-Jacob (1946) equation, the T_p and S_p values can easily be determined. The Cooper-Jacob (1946) s vs. r_p semi-log plot is another alternative to determine these values, with at least three MWs located near the pumping well.

The plot of s vs. $\ln(F)$ for the part governed by eq. 6.26 is a straight line, the slope $\Delta s_{(26)}$ of which is related to the a value, and thus, to the T_I value through eq. 6.3, and the y-intercept $s_{(26,F=1)}$ of which is related to the distance r_{pi} between the image pumping well and the MW:

$$a = 4\pi T_p \Delta s_{(26)} - 1 \quad (6.28)$$

$$r_{pi}^{2a} = \left(\frac{2.25 T_p}{S_p} \right)^{1+a} \frac{1}{r_p^2} \exp \left[\frac{Q_i (1+a)}{Q_p} \ln \frac{2.25 T_p}{r_i^2 S_p} - \frac{4\pi T_p s_{(26,F=1)}}{Q_p} \right] \quad (6.29)$$

$$F = t^{Q_p} (t - t_b)^{Q_i} \quad (6.30)$$

The distance r_{ii} becomes the last unknown in eq. 6.23 for the data of MWs in area I . The plot of s vs. $\ln(F)$ for the part governed by eq. 6.23 is a straight line, the y-intercept $s_{(23,F=1)}$ of which is related to the distance r_{ii} of the image interfering well to the MW through eq. 6.31:

$$r_{ii}^{2a} = \left(\frac{2.25 T_I}{S_I} \right)^{a-1} r_i^2 \exp \left[\frac{4\pi T_I s_{(23,F=1)}}{Q_i} - \frac{Q_p (1-a)}{Q_i} \ln \frac{2.25 T_I}{r_p^2 S_I} \right] \quad (6.31)$$

With three MWs in area P or one MW in area P and three in area I , the unknown parameters can be determined and the partial boundary located, provided that the t_b value respects the previously mentioned condition.

If t_b is long enough for the semi-log straight line s vs. t (eq. 6.21) to be developed in a MW located in area I , this straight line can also be used to determine the a and T_I values. The semi-log plot of s vs. t for a MW in area I is a straight line, whose slope $\Delta s_{(21)}$ is related to the a parameter through eq. 6.32. The T_I value is then found using eq. 6.3. The S_I value can also be verified with the y-intercept $s_{(21,t=1)}$ of this straight line (eq. 6.33).

$$a = 1 - 4\pi T_p \Delta s_{(21)} \quad (6.32)$$

$$S_I = \frac{2.25T_I}{r_p^2} \exp \left[-\frac{4\pi T_I s_{(21,t=1)}}{Q_p (1-a)} \right] \quad (6.33)$$

6.3 Numerical application

An application of the proposed method is given for the case where the pumping well has started pumping before the interfering well, using version 4.2 of the finite element code COMSOL (2011). An application example for the opposite configuration can be found in the GeoManitoba 2012 Conference paper (Weber and Chapuis 2012).

The model consists, in a plan view, of a 6 by 4 km aquifer, that is sufficiently large to avoid boundary interferences. The aquifer T and S values are respectively $2.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ and 2×10^{-4} for area I , and $9.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ and 8×10^{-5} for area P . The line at the center of the model ($x = 0$) represents the linear partial boundary. A negative x corresponds to area I and a positive x to area P . The interfering well, with coordinates $(-50, 0)$, and the tested well, $(50, 50)$, each have a diameter of 40 cm, and are located 111.80 m apart. The effects of well pipe storage have not been taken into account. The left and right sides of the model are recharge boundaries, the top and bottom sides are impermeable boundaries.

The mesh consists of triangles that vary from 0.05 m in length around the wells to 250 m in length near the boundaries. Using element dimensions twice as small (Chapuis 2010) induces less than 0.2% error on the slopes and less than 1% on the y-intercepts, yielding negligible errors on the estimates.

The pumping sequence is presented in Table 6-1. The test starts 25 000 seconds (approximately 7 hours) before the interfering well is turned on. Once the interfering well is active, the drawdown is monitored over one full day at the nodes listed in Table 6-2, representing ideal piezometers.

Table 6-1 : Pumping sequence.

Duration	Interfering well	Tested well
25 000 s	X	36 m ³ /h
86 400 s	90 m ³ /h	36 m ³ /h

Table 6-2 : MWs and their distance to the wells.

Monitoring well	Area	r_p (m)	r_i (m)	r_{pi} (m)	r_{ii} (m)
MW1	P	3	109.13	97	50.09
MW2	P	2.83	114.49	102.02	52.04
MW3	P	4.12	110.98	101.08	46.01
MW4	P	8.49	103.79	94.19	44.41
MW5	I	110.02	2	50.04	98
MW6	I	85.44	28.28	36.06	82.46
MW7	I	112.36	11.18	40.31	105.48

Following the steps presented in the last section, the values of the different unknown parameters have been determined and compared to the input values (Table 6-3).

Table 6-3 : Estimates obtained with the presented method from the numerical application data.

MW	x -axis	Eq.	T_P (m ² /s)	S_P	T_I (m ² /s)	S_I	r_{pi} (m)	r_{ii} (m)
MW1	t	6.24	9.32×10^{-4}	7.54×10^{-5}				
MW2	t	6.24	9.29×10^{-4}	7.63×10^{-5}				
MW3	t	6.24	9.37×10^{-4}	7.44×10^{-5}				
MW4	t	6.24	9.56×10^{-4}	7.15×10^{-5}				
MW1	$\ln(F)$	6.26			2.30×10^{-3}	$1.86 \times 10^{-4*}$	95.69	
MW2	$\ln(F)$	6.26			2.30×10^{-3}	$1.89 \times 10^{-4*}$	102.39	
MW3	$\ln(F)$	6.26			2.29×10^{-3}	$1.82 \times 10^{-4*}$	98.34	
MW4	$\ln(F)$	6.26			2.27×10^{-3}	$1.70 \times 10^{-4*}$	84.79	
MW5	t	6.21			2.34×10^{-3}	1.88×10^{-4}		
MW6	t	6.21			2.33×10^{-3}	1.90×10^{-4}		
MW7	t	6.21			2.37×10^{-3}	1.84×10^{-4}		
MW5	$\ln(F)$	6.23						113.69
MW6	$\ln(F)$	6.23						100.65
MW7	$\ln(F)$	6.23						150.84

*Results obtained assuming diffusivity equality between areas I and P . Values not taken into account in the error calculation.

The semi-log plot of s vs. t for the data before the beginning of the pumping in the interfering well and the plot of s vs. $\ln(F)$ for the data once both wells were active ($t_b > 0$) were first drawn for each MW. Examples of those plots are presented in Figure 6-3 for MW1, located in area P , and Figure 6-4 for MW5, located in area I . The condition that a straight line has to be developed for the MWs located in area P before the interfering well starts pumping is respected (Figure 6-3).

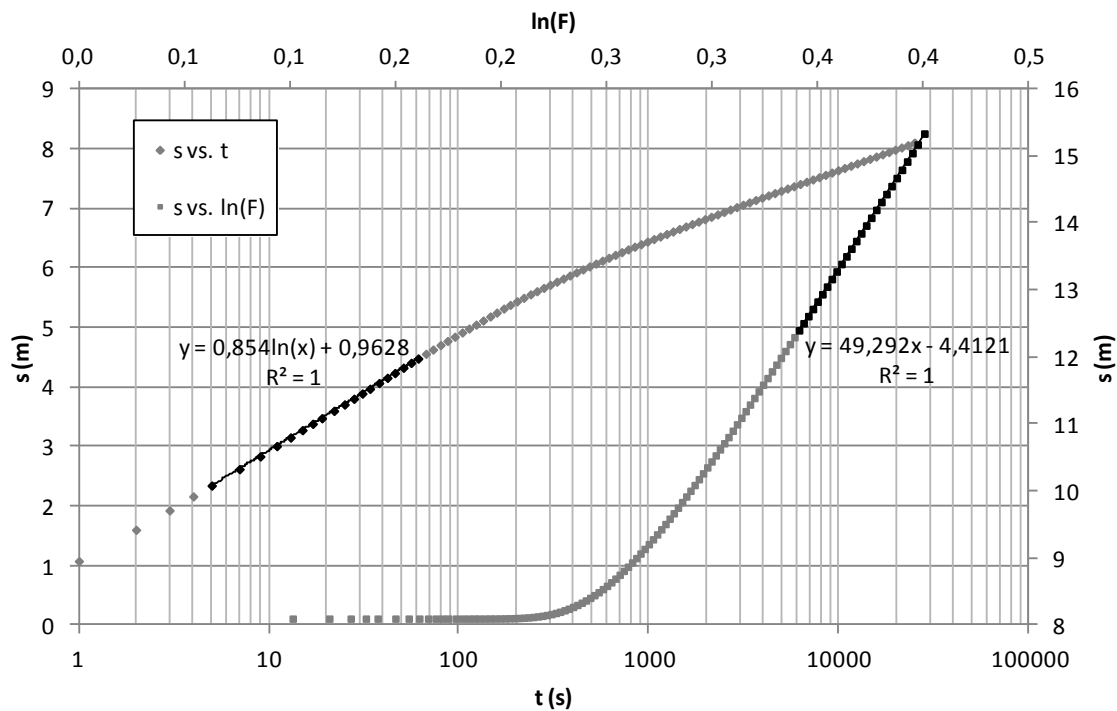


Figure 6-3 : Drawdown monitored for a MW located in area P (MW1) before the beginning of the pumping in the interfering well (t as x -axis) and once the interfering well is active ($\ln(F)$ as x -axis). The black data have been used for the regressions.

The MWs in area P were first used to determine the T_P and S_P values with time on the x -axis, and then the T_I and r_{pi} values with $\ln(F)$ on the x -axis. With more than three MWs in area P , these calculations were sufficient to determine the partial linear boundary position (Figure 6-5, dark-gray line).

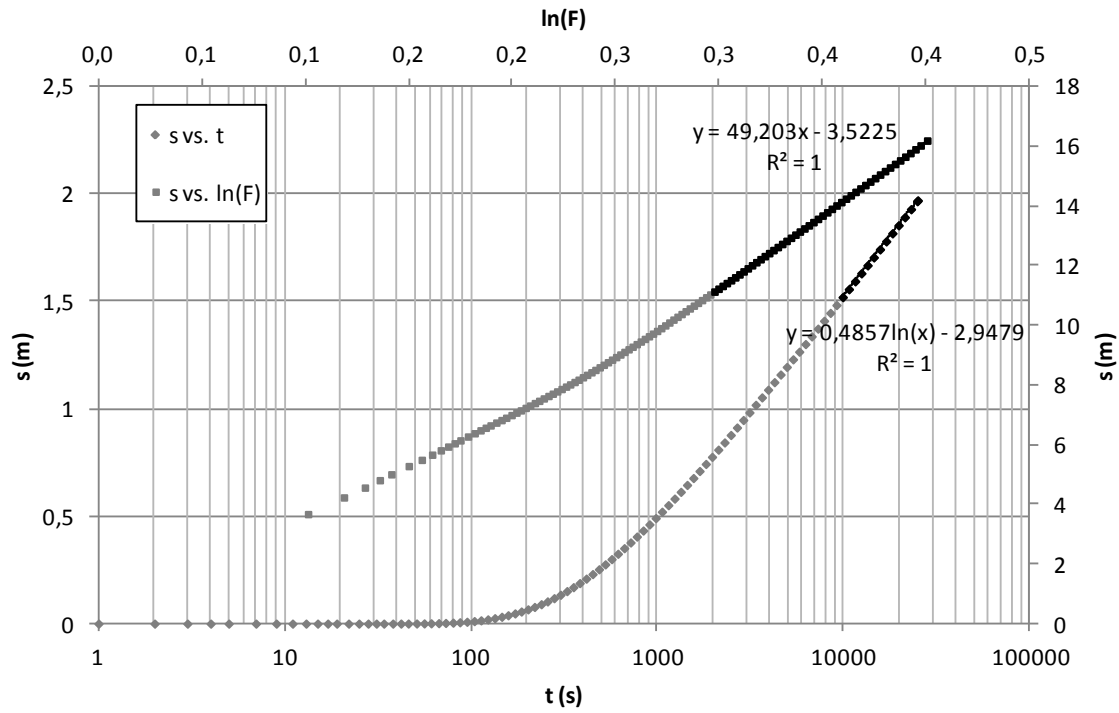


Figure 6-4 : Drawdown monitored for a MW located in area *I* (MW5) before the beginning of the pumping in the interfering well (t as x -axis) and once the interfering well is active ($\ln(F)$ as x -axis). The black data have been used for the regressions.

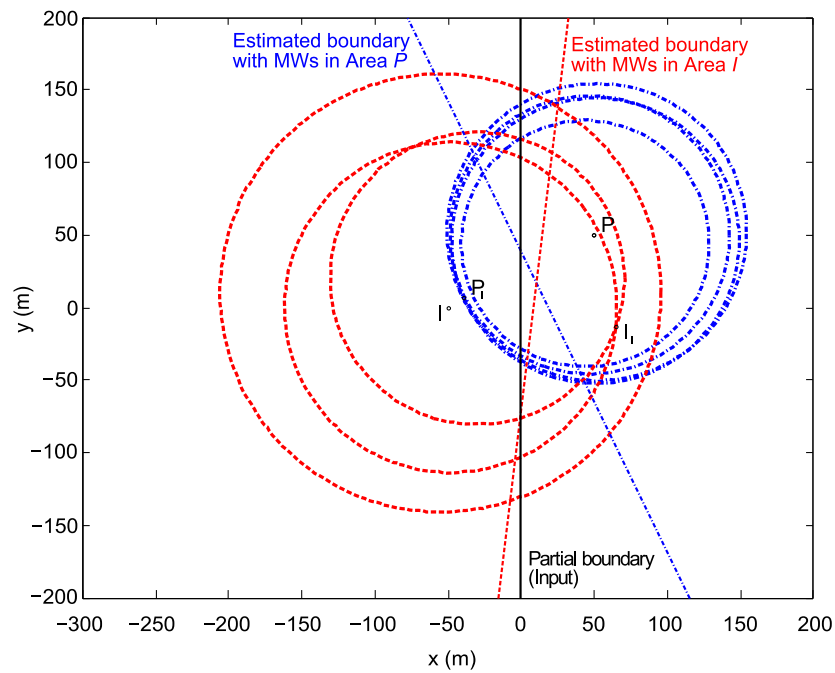


Figure 6-5 : Estimated partial boundary position with the MWs in areas *P* and *I*.

The MWs in area *I* have, however, also been used to confirm the results by estimating three r_{ii} values and determine a second position for the linear partial boundary (Figure 6-5, light-gray line). Moreover, as t_b is long enough for a straight line to be observed on the semi-log plots of s vs. t for the MWs in area *I* as well, it has been possible to determine the S_I value through another method than only assuming the diffusivity equality.

The errors (Table 6-4) have been calculated by dividing the difference between the estimate and the input value by the input value. They show that the methods proposed in this paper correctly estimate the T and S values in both areas.

Table 6-4 : Percentage errors obtained on the estimates.

T_P	S_P	T_I	S_I	r_{pi}	r_{ii}
2.01*	7.01*	0.58*	6.34*	1.36 (MW1)	16.01 (MW5)
				0.36 (MW2)	22.06 (MW6)
				2.71 (MW3)	43.01 (MW7)
				9.98 (MW4)	

*Errors determined with the mean value of the estimates in Table 6-3.

The boundary position is, however, less accurate but still good whether determined with the MWs in area *P* or *I* considering that the errors on each of the previously determined parameters influence the r_{pi} and r_{ii} values. Note that if it is possible to use more MWs, the estimation of the linear partial boundary position can be greatly improved by doing so, even if some circles do not come near the chosen image pumping and interfering wells. The greater error on those circles may come from the position of the corresponding MWs, which are located too far from the pumping or interfering wells in comparison with the respective distance between the partial boundary and those active wells. This is obvious in Figure 6-6, which has been obtained with the same numerical model, but with three more MWs in each area, where the dark-gray line, that is the estimated partial boundary obtained with the MWs in area *P*, is almost perfectly superimposed with the input partial boundary.

The methods proposed here are applicable whether T is higher or lower in area P than in area I , as long as the hydraulic diffusivities are similar for both areas.

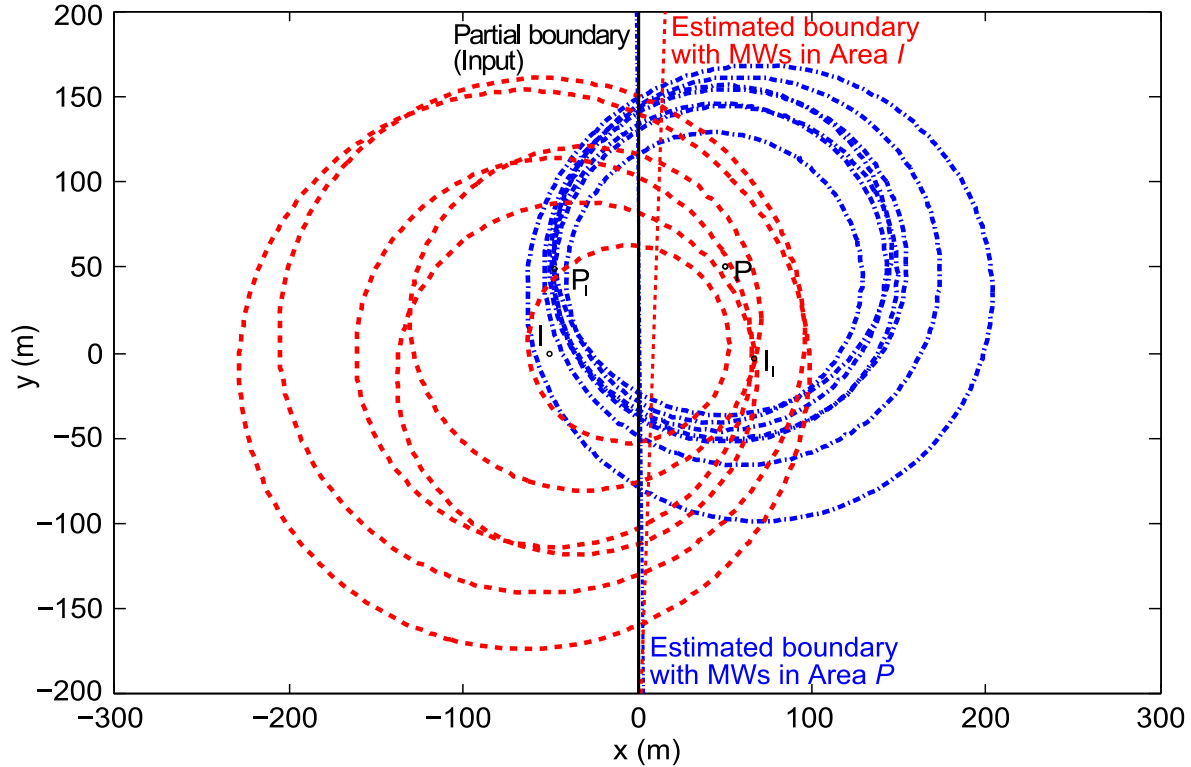


Figure 6-6 : Estimated partial boundary position with three more MWs in each area.

Once the T_P value has been determined, the alternative plots using MWs in area I can be useful, first to verify the diffusivity equality, and second, if the tested well storage has a significant influence on the data of MWs located near the pumping well.

6.4 Discussion on the hydraulic diffusivity equality

In his paper, Nind (1965) indicates that the equations he developed “may remain approximately valid provided that the value of S_1T_2 / S_2T_1 is not too different from unity”. In the Appendix of the same article, where he explains the mathematical development of his equations, he states that the conditions under which his theory was developed are “satisfied to a good degree of

approximation even though S_I / T_I differ somewhat from S_2 / T_2 , provided that r^2/t is not excessively large”.

The hydraulic diffusivity equality condition strongly limits the applicability of his method, and thus, also the applicability of the methods described in the present paper. Since Nind’s previous assertions are relatively vague, a numerical parametric study has been conducted to observe the variation of the error that is committed when the two areas have different diffusivities.

In order to limit user-dependent errors, the interpretation has been automated on MATLAB. The study has initially been conducted with only one pumping well.

The first reference model is the same as the one used in the previous section of this paper without the interfering well pumping. Different values are assigned to the S_I value to get a diffusivity D_I in area I from 0.1 to 10 times the diffusivity D_P in area P . A parameter of area I was chosen to be the one that varies because the variation of the diffusivity equality should not have any impact on the T_P and S_P estimates, these values being deduced from the first straight line, before the second area has any influence on the drawdown in the MW. This will not be the case if the hydraulic parameters in area P vary (different straight lines, possibly different times so that all MWs are governed by eq. 6.1) and the errors will then mainly be due to the variations of the T_P estimates instead of being caused by the diffusivity difference.

A MATLAB script has been written to determine the slope and y-intercept of the straight lines of s vs. $\ln(t)$ governed by eq. 6.2 for each MW. The regression coefficient R^2 has been determined on all the data and, iteratively, until this coefficient reached 0.99995, the first data point was removed until considering only the final straight line. The number of data points finally used to determine the slope and y-intercept of the straight line was also checked to be sure that the external boundaries of the model had no influence on the drawdown.

The results are presented in Figure 6-7. The errors that were committed on the T_P and S_P values remain quite constant as expected and are thus not presented on the graph (0.43 to 0.74% for T_P and -1.5 to -4.25% for S_I). These minor differences can be explained by an earlier influence of the boundary due to the S_I parameter variation, but this influence remains negligible. The variation of the errors on the other parameters is more important and does not only depend on the diffusivity ratio. Thirteen different models in which the hydraulic parameters of both areas varied were thus used to understand the impact of these parameters on the T_I , S_I and r_{pi} estimates (Figure 6-8).

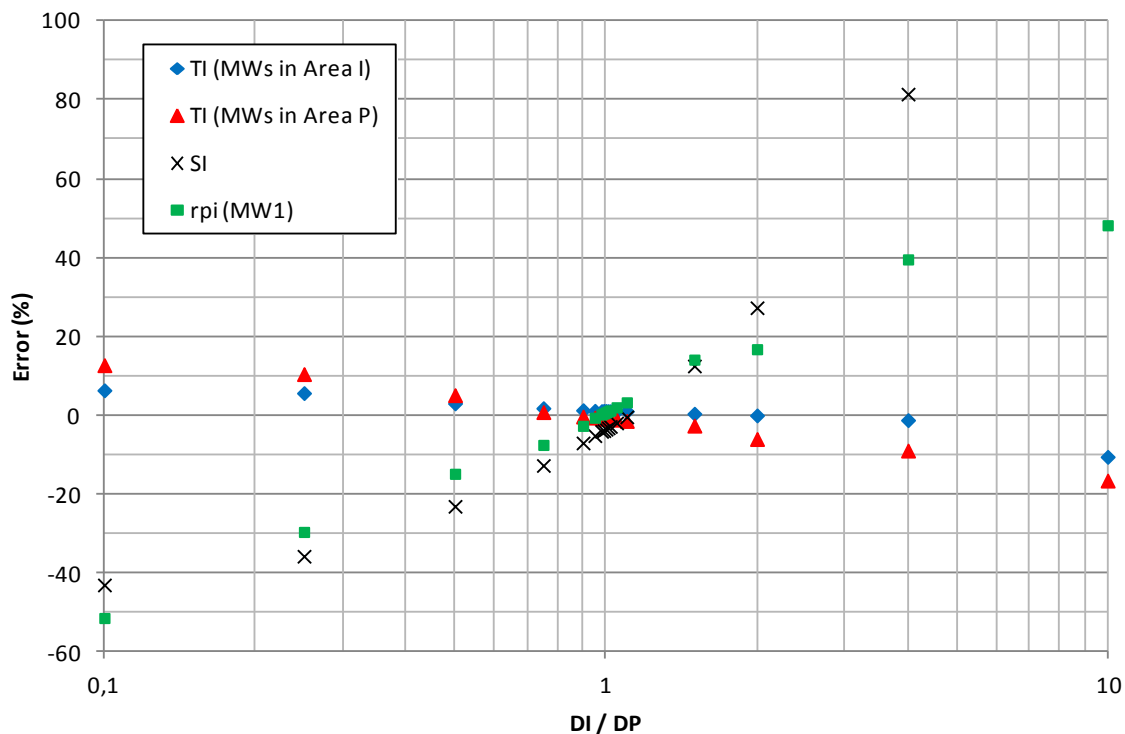


Figure 6-7 : Influence of the diffusivity ratio on the estimates for the reference case with one pumping well. The error on the S_I value for $D_I / D_P = 10$ is over 300% and do not appear on the graph.

The error on the distances r_{pi} does not only depend on the hydraulic diffusivity ratio, but also on the transmissivity ratio. The closer to unity the transmissivity ratio is, the bigger the error on the r_{pi} value is. The distance is underestimated if $T_I > T_P$ and $D_I < D_P$ or $T_I < T_P$ and $D_I > D_P$. Otherwise, it is overestimated. Note that other parameters may also influence this error, but much less than the diffusivity and transmissivity ratios (see the dots with the same x -value on Figure 6-8). For the four MWs located close to the well, their distance to the pumping well had no significant influence on the error.

The error committed on the T_I value will differ whether it has been determined with a MW in area P or I (Figure 6-8). If the MW is in area P , the error amplitude does not seem to be related with the transmissivity ratio. A small variation is yet observed on the error between the transmissivity ratios under and over unity, especially if the diffusivity ratio is important. The error is smaller when one of the ratios D_I / D_P or T_I / T_P is over unity and the other under unity.

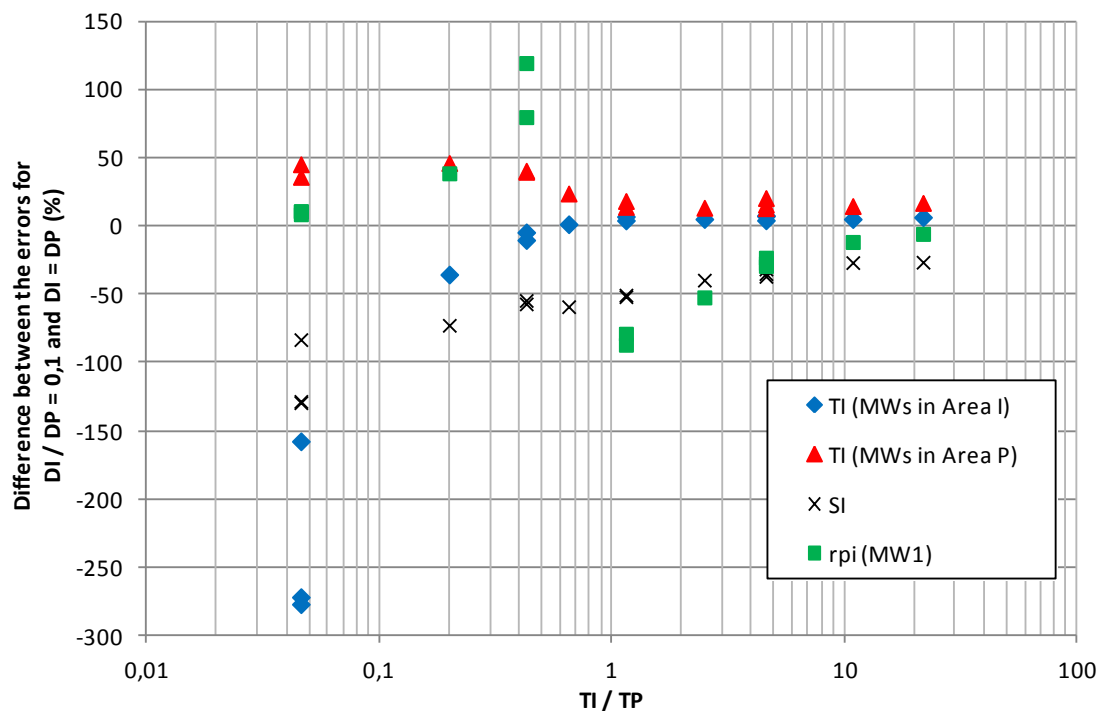


Figure 6-8 : Influence of the transmissivity ratio on the estimates for a diffusivity ratio of 0.1 with one pumping well. Note that the y-axis corresponds to the supplemental error that would have been measured if there was no error when the diffusivities are equal in both areas. The error on r_{pi} for MW1 at a T_I / T_P ratio of 0.65 was over 1000% and is thus not represented on the plot.

The T_I value is overestimated if $D_I < D_P$ and inversely, no matter the value of the transmissivity ratio. If the MW is in area I , the error on the T_I estimate depends on the transmissivity ratio. The T_I value is underestimated if $T_I > T_P$ and $D_I > D_P$ or $T_I < T_P$ and $D_I < D_P$ and inversely. The closer to unity the transmissivity ratio is, the smaller the error on the T_I estimate will be. The plot is, however, not symmetric and the errors remain small if $T_I > T_P$ (smaller than the error recorded with a MW in area P). For ratios T_I / T_P much smaller than unity, the errors can however be very important, much more than with MWs of area P . This increase of the error when $T_I < T_P$ may be at least partially explained by the T_I calculation which is a difference between a parameter and T_P . The relative error committed on the T_I estimate when the T_I / T_P ratio is much less than unity is thus mainly due to the relative error on the T_P value which is divided by this ratio. From the above observations, it is advised to determine the T_I value with a MW located in the area of higher transmissivity if both the diffusivity and transmissivity ratios differ from unity. The T_I

estimate must, however, be considered with caution if D_I and T_I are respectively smaller than D_P and T_P .

The S_I parameter, which is used to modify the diffusivity ratio, is underestimated if $D_I < D_P$ and overestimated otherwise. The error quickly increases when the diffusivity ratio deviates from unity. The S_I estimate also depends on the transmissivity ratio (Figure 6-8). The higher the transmissivity ratio T_I / T_P is, the better the S_I estimate will be. Note that the S_I value has been deduced from MWs in area I , using the T_I value obtained from the same MWs and, as explained in the previous paragraph, already presenting an important relative error when the T_I / T_P ratio is much smaller than unity. It is thus normal that the important errors already observed on the T_I values for transmissivity ratios T_I / T_P far smaller than unity are also present for the S_I estimates.

To sum up, the results of Nind's method will be good if the diffusivities are equal in both areas. If this condition is not respected, the T_P and S_P values can still be accurately determined with MWs close to the well with the drawdowns obtained before the partial boundary has an influence in the MW. The T_I value will be quite accurately determined (less than 25% error for each tested configuration) except if D_I is much smaller than D_P and $T_I < T_P$. The T_I estimate reached twice the input value with $T_I / T_P < 0.5$ and $D_I / D_P = 0.1$. The S_I value will be determined within a factor of two if the hydraulic diffusivity ratio D_I / D_P is in the 0.1 to 2 range, and if the transmissivity ratio T_I / T_P is greater than 1. If the diffusivity ratio is closer to unity, smaller transmissivity ratios can also yield S_I estimates in the same range. If the hydraulic parameters do not respect these conditions, the S_I value cannot be accurately determined. Negative S_I estimates have even been obtained with very small T_I / T_P ratios. Finally, the distance r_{pi} between the MW and the image well will be accurately determined if the transmissivity ratios (T_I / T_P or T_P / T_I) are above 1.5 and 10 when the diffusivity ratios (D_I / D_P or D_P / D_I) are respectively 1.1 and 10.

Note that for these observations (and for Figures 6-8 and 6-10) the error obtained with the reference case of unitary diffusivity ratio has been subtracted from the errors when this ratio differed from unity. If the reference case already yielded estimates that were not accurate, for example because the straight lines were not long enough or if the time at which the s vs. r_p semi-log plot was drawn had been poorly chosen, the errors would be greater than the values given in the previous paragraph with areas of different diffusivity.

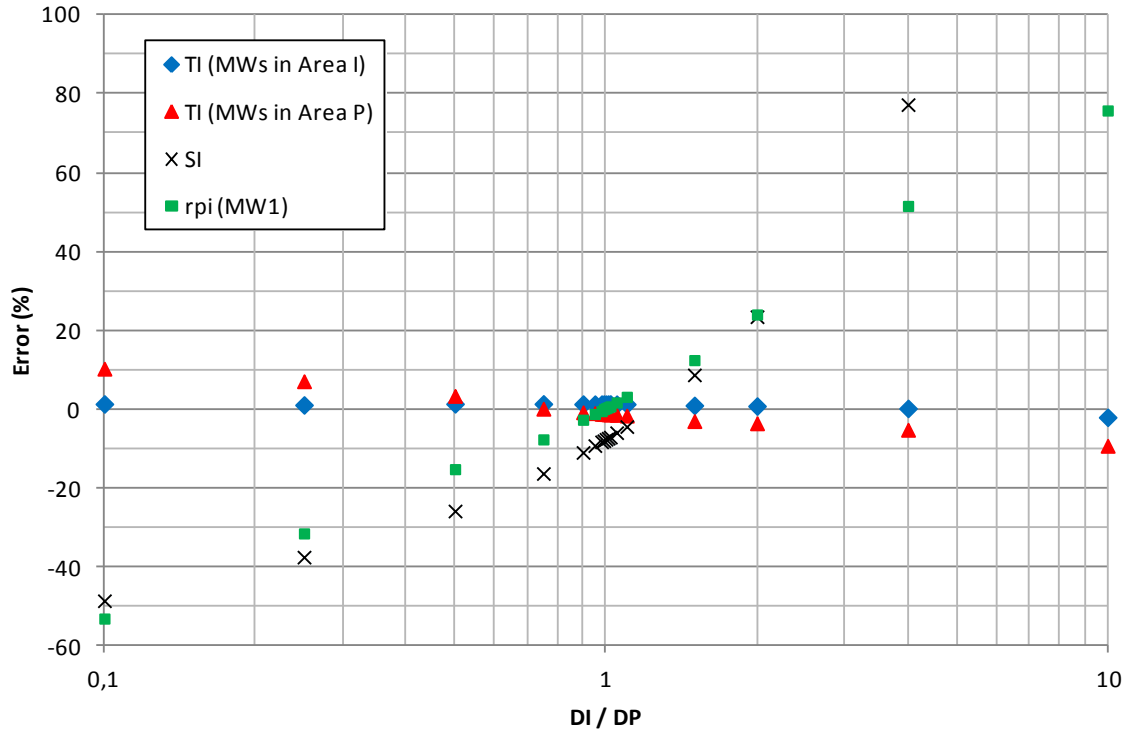


Figure 6-9 : Influence of the diffusivity ratio on the estimates for the reference case with two pumping wells. The error on the S_I value for $D_I / D_P = 10$ is over 200% and do not appear on the graph.

These results, obtained with only one pumping well, can be partially transposed with the addition of an interfering well (Figures 6-9 and 6-10). The results for T_P , S_P and the distances r_{pi} are in fact quite independent from the absolute value of the diffusivity or transmissivity ratios; only r_{pi} depends on their deviation from unity. The presence of the interfering well will thus not have a significant influence on the behaviour of those parameters.

The error on the T_I and S_I estimates does not follow the same behavior whether or not the MW is in the same area as the pumping well. Since the pumping well and the interfering well are each located in a different area, all the MWs will be in the same area as one of the active wells and in a different area from the other active well. As can be seen on Figure 6-10, if $T_I > T_P$, the determination of the T_I value will remain accurate, whereas if $T_I < T_P$, MWs of both areas will yield erroneous T_I estimates (errors much larger than with only one pumping well) if the diffusivity ratio significantly differs from unity. The S_I value seems to have a similar behaviour

with one or two active wells, but exceptions can be observed, maybe because the straight lines are much shorter between the transition zones with the addition of a second active well.

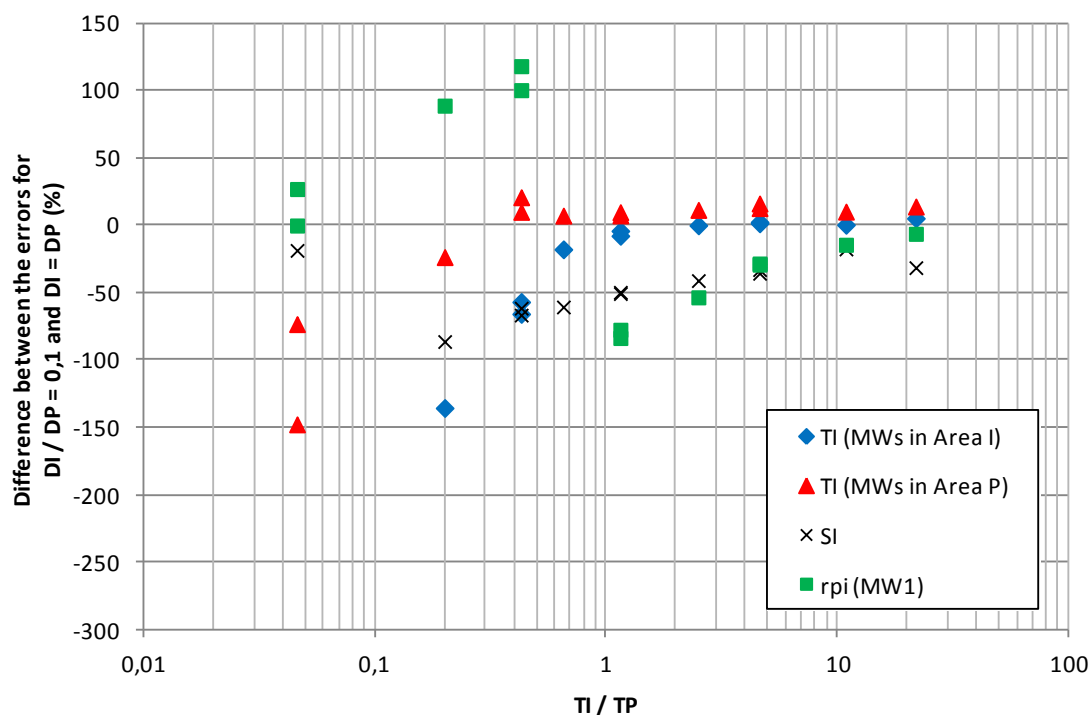


Figure 6-10 : Influence of the transmissivity ratio on the estimates for a diffusivity ratio of 0.1 with two pumping wells. The y-axis is the same as in Figure 6-8. The errors on r_{pi} for MW1 at a T_I / T_P ratio of 0.65 and on T_I (MWs in area I) and S_I (one of the two cases for this T_I / T_P ratio) for $T_I / T_P = 0.046$ are too large to appear on the plot.

6.5 Conclusion

New methods have been proposed to interpret pumping test data affected by the interference from another active well located in an area of different hydraulic properties, but of similar hydraulic diffusivity.

Two cases have been studied: the pumping test begins either before or after the interfering well has started pumping. The developed equations provide straight line plots on semi-log paper,

whose slopes and y-intercepts are related to the unknown parameters. The position of the linear partial boundary can also be determined with good precision.

Having straight line graphs helps to interpret the pumping test data and yields more accurate results.

To use these methods, the pumping time and pumping rate of the interfering well must be known. However, the aquifer piezometric water level is not an important parameter if the interfering well is the first to become active.

Some restrictions, however, apply for the use of these methods. The aquifer boundaries must have no influence on the data. Three MWs located near the tested well are required if the interfering well has started pumping before the beginning of the test. Otherwise, one MW located near the pumping well is enough, but the Cooper-Jacob s vs. $\log(t)$ straight line has to be visible before the interfering well starts influencing the MW drawdown. Other MWs data can also be used, but since the existence and position of the partial boundary are unknown a priori, except if geophysical surveys have been done before, using MWs near the pumping well seems to be the most reliable configuration since it will increase the likelihood that they are located in area P . If there is no MW near the well, the presence of the partial boundary may not be detected, and erroneous conclusions may be deduced from the interpretation of such a test. However, attention must be paid to MWs too close to the pumping well in which the well storage effect may hide the first straight line.

The diffusivity equality condition is another important restriction, but good estimates for the hydraulic parameters of both areas and the partial boundary position, or at least some of those unknowns, can yet be obtained if this condition is not strictly respected depending on the transmissivity ratio.

Acknowledgments

This research program was sponsored by the Natural Sciences and Engineering Council of Canada. The authors thank those who made comments and suggestions during the presentation of the preliminary version of this paper at the GeoManitoba 2012 CGS conference.

References

- Bentley, C.B. 1979. Aquifer coefficients determined from multiple well effects, Fernandina Beach, Florida. *Ground Water*, **17**(6): 525-531. doi: 10.1111/j.1745-6584.1979.tb03351.x.
- Chapuis, R.P. 1994. Assessment of methods and conditions to locate boundaries: I. One or two straight impervious boundaries. *Ground Water*, **32**(4): 576-582. doi: 10.1111/j.1745-6584.1994.tb00893.x
- Chapuis, R.P. 1999. Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les publications du Québec, Québec.
- Available from http://www.mddefp.gouv.qc.ca/eau/souterraines/guide_pompage/index.htm. [accessed 15 November 2013].
- Chapuis, R.P. 2010. Influence of element size in numerical studies of seepage: Large-scale or regional studies. *Geotechnical news*, **28**(4): 34-37.
- COMSOL AB. 2011. COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2. COMSOL AB, Stockholm, Sweden.
- Cooper, H.H., Jr., and Jacob, C.E. 1946. A generalised graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Transactions, American Geophysical Union*, **27**(4): 526-534.
- Corapcioglu, Y. 1977. Determination of aquifer parameters for a multiple well system. *Hydrological Sciences Bulletin*, **22**(4): 483-486.
- del Mar Gonzalez, M., and Rushton, K.R. 1981. Deviations from classical behaviour in pumping test analysis. *Ground Water*, **19**(5): 510–516. doi: 10.1111/j.1745-6584.1981.tb03502.x.
- Ferris, J.G., Knowles, D.B., Brown, R.H., and Stallman, R.W. 1962. Theory of aquifer tests. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E: 144–167.
- Lee, T.C. 1999. Applied mathematics in hydrogeology. Lewis Publishers, Boca Raton, FL.
- Nind, T. 1965. Influences of absolute and partial hydrologic barriers on pump test results. *Canadian Journal of Earth Sciences*, **2**(4): 309-323. doi: 10.1139/e65-025.

Rushton, K.R. 1985. Interference due to neighboring wells during pumping tests. *Ground Water*, **23**(3): 361-366. doi: 10.1111/j.1745-6584.1985.tb00781.x.

Theis, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *Transactions, American Geophysical Union*, **16**: 519-524.

Weber, S. and Chapuis, R.P. 2012. Consideration of the influence of neighbouring wells when interpreting pumping test data in a confined aquifer with two areas of similar diffusivity. *In Proceedings of the 65th Canadian Geotechnical Conference*, Winnipeg, MB, September 30 – October 3, 2012. Paper 186. 8 p.

Weber, S. and Chapuis, R.P. 2013. Interpretation of a pumping test with interference from a neighboring well. *Ground Water*, **51**(6): 935–944. doi: 10.1111/gwat.12014.

Wenzel, L.K., and Greenlee, A.L. 1943. A method for determining transmissibility and storage coefficients by tests of multiple well systems. *Transactions, American Geophysical Union*, **24**: 547-564.

CHAPITRE 7 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Dans ce chapitre, les résultats obtenus qui n'ont pas fait l'objet d'une publication dans une revue sont présentés.

7.1 Puits interférent démarré après le début de l'essai de pompage

Cette section explique l'adaptation de la méthode présentée au chapitre 4 au cas où le puits interférent commence à pomper après le début de l'essai de pompage. Il est à noter que les méthodes de Wenzel & Greenlee (1943), Corapcioğlu (1977) et Cooper-Jacob généralisée (1946) permettent déjà d'interpréter de tels essais puisque les rabattements réels et apparents sont alors identiques. Cette méthode n'est utile que si le puits interférent a une influence rapidement après le début de l'essai de pompage, et donc s'il est situé proche du puits testé. Dans le cas contraire, les données de rabattement avant que le puits interférent ne commence à pomper peuvent être interprétées directement avec les méthodes classiques sans interférence (Theis, 1935; Cooper & Jacob, 1946).

L'adaptation présentée dans ce paragraphe a déjà été implicitement utilisée dans les chapitres 5 et 6, combinée à d'autres méthodes pour tenir compte de l'anisotropie ou de la présence d'une frontière partielle. Pour cette raison, seule la théorie apparaît ici, les exemples d'application des chapitres 5 et 6 sur des données numériques dans des cas plus complexes indiquant déjà que cette méthode permet d'obtenir de bonnes estimations des paramètres hydrauliques de l'aquifère.

Dans le cas où l'essai interférent est mis en marche après le début de l'essai de pompage, les rabattements réels et apparents sont identiques, puisqu'aucun rabattement dû au puits interférent n'est mesuré au début de l'essai. Par application du principe de superposition, une fois que le pompage dans le puits interférent se fait sentir dans le piézomètre, le rabattement est donné par l'équation suivante :

$$s = \frac{2.3Q_p}{4\pi T} \log \frac{2.25Tt}{r_p^2 S} + \frac{2.3Q_i}{4\pi T} \log \frac{2.25T(t-t_b)}{r_i^2 S} \quad (7.1)$$

Contrairement à la méthode présentée au chapitre 4, si le puits interférent commence à pomper après le début de l'essai de pompage, on peut voir ici que sa distance au puits d'observation

devient importante dans l'erreur commise (constituée par le 2^{ème} terme de la somme de l'équation 7.1).

Notons que le temps t_b , soit le temps écoulé entre les débuts de chaque pompage, est toujours compté positivement quelque soit le premier puits à être mis en marche.

En appliquant le même raisonnement qu'au chapitre 4, l'équation 7.1 peut également s'écrire :

$$s = \frac{1}{4\pi T} \ln(D) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_p^2 S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_i^2 S} \quad (7.2)$$

$$D = t^{Q_p} (t - t_b)^{Q_i} \quad (7.3)$$

En traçant le graphique du rabattement en fonction de $\ln(D)$, il est donc possible de déduire la valeur de T de la pente Δs_I et la valeur de S de l'ordonnée à l'origine b_I de la droite obtenue, les distances entre le piézomètre et les puits de pompage et interférent étant connues :

$$T = \frac{1}{4\pi \Delta s_I} \quad (7.4)$$

$$S = \exp \left[\frac{4\pi T}{Q_p + Q_i} \left(-b_I + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \left(\frac{2.25T}{r_p^2} \right) + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \left(\frac{2.25T}{r_i^2} \right) \right) \right] \quad (7.5)$$

Comme pour le chapitre 4, cette méthode ne peut être appliquée que si le débit du puits interférent et le moment auquel il est mis en marche sont connus.

7.2 Débit du puits interférent inconnu

7.2.1 Théorie

Toutes les méthodes présentées jusqu'ici supposent qu'en plus des données relevées lors de tout essai de pompage, le débit du puits interférent ainsi que le temps écoulé entre le début du pompage dans chacun des puits sont également connus. Une première méthode permettant de déterminer le débit du puits interférent si celui-ci est inconnu est présentée au paragraphe 4.3.2, mais celle-ci est soumise à des conditions relativement strictes qui la rendent généralement inutilisable (durée importante du test combinée à l'absence d'interférence de la part des frontières).

Une seconde méthode, non soumise à de telles conditions, est présentée ici. Il est en effet possible d'évaluer le débit du puits interférent en traçant le graphique semi-logarithmique donnant $s(kt) - s(t)$ en fonction du rapport $(kt + t_b) / (t + t_b)$, où k est un nombre quelconque, dans le cas où le puits interférent est le premier à pomper. Dans le cas contraire, le même raisonnement peut être tenu avec $(kt - t_b) / (t - t_b)$ en abscisse afin de conserver une valeur positive du paramètre t_b . En calculant la différence de 2 rabattements, on obtient en effet le même résultat que l'on travaille en rabattement apparent ou en rabattement réel. Ainsi, par application du principe de superposition, on a :

$$s(kt) - s(t) = \frac{Q_i}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25T(kt \pm t_b)}{r_i^2 S}\right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tkt}{r_p^2 S}\right) - \frac{Q_i}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25T(t \pm t_b)}{r_i^2 S}\right) - \frac{Q_p}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{r_p^2 S}\right) \quad (7.6)$$

Ce qui peut encore s'écrire :

$$s(kt) - s(t) = \frac{Q_i}{4\pi T} \ln\left(\frac{kt \pm t_b}{t \pm t_b}\right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln(k) \quad (7.7)$$

Si t_b est connu et Q_i inconnu, on peut ainsi déterminer T par l'ordonnée à l'origine b_2 (m) de la droite obtenue, puis la valeur de Q_i grâce à sa pente a_2 (m) :

$$T = \frac{Q_p}{4\pi b_2} \ln(k) \quad (7.8)$$

$$Q_i = 4\pi T a_2 \quad (7.9)$$

Connaissant T , on peut en déduire le débit du puits interférent. Une fois ce débit connu, on peut repasser à la méthode décrite au chapitre 4 ou au paragraphe 7.1 lorsque Q_i et t_b sont tous deux connus afin de déterminer la valeur de S . Notons qu'une nouvelle valeur de T va ainsi être obtenue, théoriquement proche de celle déterminée à l'aide de l'équation 7.8.

Le temps t_b écoulé entre le début du pompage dans chaque puits faisant partie d'une somme au sein d'un logarithme, ce paramètre est en revanche impossible à extraire des équations et il semble donc qu'il soit absolument nécessaire de le connaître pour pouvoir interpréter un essai de pompage influencé par des interférences provenant d'un autre puits.

7.2.2 Exemple d'application

Les rabattements ont été obtenus à l'aide du logiciel Seep/W. Il s'agit du même modèle que celui utilisé dans l'article de Weber & Chapuis (2010) : un aquifère de 20 km par 20 km pour que les frontières n'aient pas d'influence, une transmissivité de $8.7.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ et un coefficient d'emmagasinement de $4.2.10^{-5}$. Le débit de l'essai de pompage est de $36 \text{ m}^3/\text{h}$ et il commence 1 h 30 après le début du pompage dans le puits interférent, pour une durée de 16 h. La seule différence entre cet exemple et celui de l'article de conférence précédemment cité est le choix des temps auxquels le rabattement a été enregistré afin de pouvoir utiliser la méthode présentée dans le paragraphe précédent pour $k = 2$.

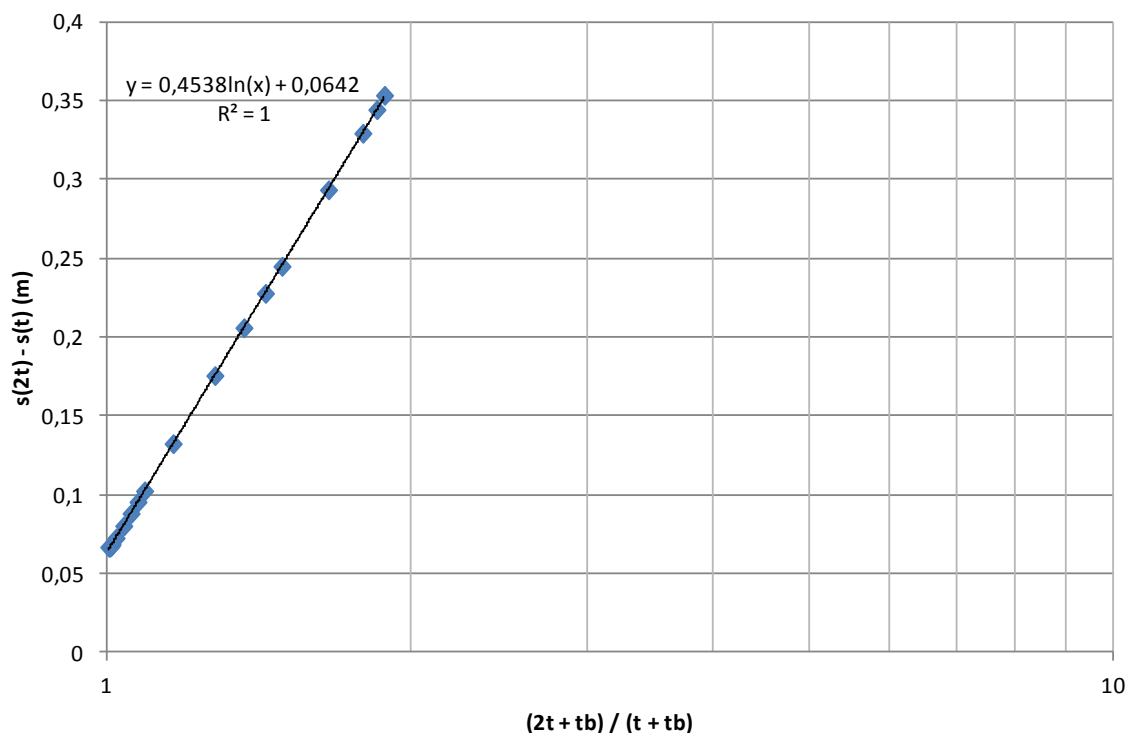


Figure 7-1 : Graphique permettant de déterminer le débit du puits interférent à l'aide de la méthode présentée au paragraphe 7.2.1 avec $k = 2$.

La Figure 7-1 présente le graphique semi-logarithmique donnant $s(2t) - s(t)$ en fonction du rapport $(2t + t_b) / (t + t_b)$. A l'aide de l'ordonnée à l'origine et de la pente du graphique, on obtient

$T = 8.65.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, soit 0.62% d'erreur, et $Qi = 4.93.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$, soit 1.38% d'erreur par rapport à la valeur de $5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ entrée dans le modèle.

En appliquant la méthode présentée au chapitre 4 avec le débit ainsi obtenu sur les données numérique de rabattement, on a $T = 8.65.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ également, et $S = 4.76.10^{-5}$, soit 13% d'erreur par rapport à la valeur entrée dans le modèle, ce qui reste une très bonne estimation pour ce paramètre.

7.3 Présence de frontières

La présence simultanée d'une frontière rectiligne et d'un puits interférent à proximité d'un essai de pompage entraîne la superposition de 4 rabattements aux puits d'observation :

- Le rabattement s_{pr} (m) dû au puits de pompage (Pr) situé à une distance r_{pr} (m);
- Le rabattement s_{ir} (m) dû au puits interférent (Ir) situé à une distance r_{ir} (m);
- Le rabattement s_{pi} (m) dû au puits de pompage image (Pi) situé à une distance r_{pi} (m);
- Le rabattement s_{ii} (m) dû au puits interférent image (Ii) situé à une distance r_{ii} (m).

Comme pour le cas d'un puits unique en présence de frontières, l'approximation de Cooper-Jacob devient effective à des temps différents vis-à-vis de chacun des puits, entraînant l'apparition de plusieurs cas suivant la localisation des puits de pompage, du puits d'observation et de la frontière.

Si l'on suppose que le premier puits qui a de l'influence au puits d'observation est le puits interférent réel, on peut distinguer les 3 cas suivants :

- Le puits interférent image atteint l'approximation de Cooper-Jacob au puits d'observation avant le puits utilisé pour l'essai de pompage;
- Le puits testé atteint l'approximation de Cooper-Jacob avant le puits interférent image, qui lui-même atteint celle-ci avant le puits testé image;
- Le puits testé atteint l'approximation de Cooper-Jacob avant le puits testé image, qui lui-même atteint celle-ci avant le puits interférent image.

Dans le cas contraire où le puits testé est le premier à être mis en marche, le même raisonnement peut être tenu :

- Le puits testé image atteint l'approximation de Cooper-Jacob au puits d'observation avant le puits interférent. Ce cas peut être écarté immédiatement car il signifie que l'essai de pompage est terminé avant que le puits interférent n'ait d'influence au puits d'observation et il peut donc être interprété par les méthodes présentées au paragraphe 1.3.2.

- Le puits interférent atteint l'approximation de Cooper-Jacob avant le puits testé image, qui lui-même atteint celle-ci avant le puits interférent image.

- Le puits interférent atteint l'approximation de Cooper-Jacob avant le puits interférent image, qui lui-même atteint celle-ci avant le puits testé image.

Le Tableau 7-1 suivant résume ces possibilités :

Tableau 7-1: Différentes situations pouvant être rencontrées en cas de pompage avec interférences près d'une frontière.

	1 ^{er} puits	2 ^{ème} puits	3 ^{ème} puits	4 ^{ème} puits
Cas 1	Ir	Ii	Pr	Pi
Cas 2	Ir	Pr	Ii	Pi
Cas 3	Ir	Pr	Pi	Ii
Cas 4	Pr	Ir	Pi	Ii
Cas 5	Pr	Ir	Ii	Pi

Ces cas seront discutés dans les paragraphes suivants, d'abord pour une frontière de recharge, puis pour une frontière imperméable. Il est à noter que les équations données ci-dessous pour les cas 2 et 3 supposent que le puits interférent vérifie le critère de Cooper-Jacob au moment où l'essai de pompage commence. Pour le cas 1, les puits interférent réel et image doivent vérifier ce critère. Le temps t_b est toujours compté positivement, que le puits interférent commence à pomper avant ou après le début de l'essai de pompage.

7.3.1 Frontière de recharge

7.3.1.1 Cas 1

Dans le cas d'une frontière de recharge, si les puits interférents réel et image vérifient le critère de Cooper-Jacob au puits d'observation avant la mise en marche du puits testé, le niveau d'eau ne variera plus dans le puits d'observation, et l'essai de pompage pourra être interprété comme si le puits interférent n'existait pas. On observera ainsi 2 droites sur le graphique de Cooper-Jacob (s vs. $\log t$), la première donnant les valeurs de la transmissivité et du coefficient d'emménagement, et la seconde horizontale. L'intersection des 2 droites permettra de déterminer la distance entre le puits d'observation et le puits image du puits testé.

7.3.1.2 Cas 2 et 3

Pour les cas 2 et 3, on distinguera en théorie 3 parties sur le graphique : la première reflète l'influence des 2 puits réels et la dernière celle des 4 puits. La signification de la deuxième dépendra du cas dans lequel on se trouve. Comme au chapitre 4, les origines considérées pour le temps et le rabattement sont prises au moment où le pompage démarre dans le puits testé réel. Les équations des première et troisième parties de la courbe sont les suivantes :

$$s_1 = \frac{1}{4\pi T} \ln \left(\frac{t^{Q_p} (t + t_b)^{Q_i}}{t_b^{Q_i}} \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr}^2 S} \quad (7.10)$$

$$s_3 = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{r_{pi}}{r_{pr}} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{r_{ii}^2 S}{2.25T t_b} = cste \quad (7.11)$$

L'équation de la deuxième partie est, suivant le cas :

$$s_{2, cas\ 2} = \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T t}{r_{pr}^2 S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{r_{ii}^2 S}{2.25T t_b} \quad (7.12)$$

$$s_{2, cas\ 3} = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{r_{pi}}{r_{pr}} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{t + t_b}{t_b} \quad (7.13)$$

Il est donc théoriquement possible à l'aide de 2 graphiques de déterminer successivement les paramètres T et S (1^{ère} droite, même méthode que celle présentée au chapitre 4); puis r_{ii} ou r_{pi} suivant le cas à l'aide de l'ordonnée à l'origine de la deuxième droite sur un graphique s vs.

$\log(t)$, et finalement l'autre distance (r_{pi} ou r_{ii} suivant le cas), seule inconnue restante dans l'équation 7.11 de la dernière droite. Toutefois, si la troisième droite apparaît pour tous les puits d'observation, il n'en est pas de même pour les première et deuxième droites, dont l'apparition va dépendre des positions respectives des piézomètres, des puits de pompage et interférent et de la frontière. Les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère ne pourront ainsi pas toujours être déterminées (voir §7.3.3).

7.3.1.3 Cas 4 et 5

Dans les quatrième et cinquième cas, 3 parties sont à nouveau présentes sur le graphique : la première reflète l'influence des 2 puits réels, la dernière reflète l'influence des 4 puits et la deuxième dépendra du cas. Les équations des première et troisième parties de la courbe sont toutefois différentes de celles du point précédent car il n'y a pas de rabattement dû au puits interférent au début de l'essai de pompage :

$$s_1 = \frac{1}{4\pi T} \ln(t^{Q_p} (t-t_b)^{Q_i}) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr}^2 S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{ir}^2 S} \quad (7.14)$$

$$s_{2, cas 4} = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{r_{pi}}{r_{pr}} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T(t-t_b)}{r_{ir}^2 S} \quad (7.15)$$

$$s_{2, cas 5} = \frac{Q_i}{2\pi T} \ln \frac{r_{ii}}{r_{ir}} + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T t}{r_{pr}^2 S} \quad (7.16)$$

$$s_3 = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{r_{pi}}{r_{pr}} + \frac{Q_i}{2\pi T} \ln \frac{r_{ii}}{r_{ir}} = cste \quad (7.17)$$

Quelque soit le cas, une frontière de recharge pourra donc être détectée grâce à la stabilisation du rabattement, comme dans le cas d'un essai sans interférence.

7.3.2 Frontière imperméable

7.3.2.1 Cas 1

Dans le cas d'une frontière imperméable, le rabattement ne sera pas stable lorsque l'influence des puits interférents réel et image sera ressentie au puits d'observation. On distinguera 2 parties sur la courbe de l'essai de pompage : la première représentant l'influence des puits interférents réel et

image ainsi que du puits de pompage réel, et la seconde montrant le rabattement dû aux quatre puits. Par application du principe de superposition, les origines du temps et des rabattements étant à nouveau prises au début de l'essai de pompage, les équations de ces 2 droites sont les suivantes :

$$s_1 = \frac{1}{4\pi T} \ln \left(t^{Q_p} \left(\frac{t+t_b}{t_b} \right)^{2Q_i} \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr}^2 S} \quad (7.18)$$

$$s_2 = \frac{1}{2\pi T} \ln \left(t^{Q_p} \left(\frac{t+t_b}{t_b} \right)^{Q_i} \right) + \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr} r_{pi} S} \quad (7.19)$$

L'équation 7.18 est équivalente à l'équation 4.8 avec un débit de pompage doublé dans le puits interférent. Dans ce cas, tout se passe donc comme si les puits interférent réel et image ne formaient qu'un seul puits d'interférence avec un débit doublé, peu importe leur position du moment qu'ils respectent tous deux le critère de Cooper-Jacob au début de l'essai de pompage. L'équation 7.18 permet donc de déterminer la transmissivité et le coefficient d'emménagement de l'aquifère, si au moins un des puits d'observation est situé suffisamment proche du puits par rapport à la frontière pour que cette droite apparaisse sur les graphiques. L'équation 7.19 permet d'estimer les distances r_{pi} entre les puits d'observation et le puits testé image, et donc de localiser la frontière du moment que 3 piézomètres au moins sont présents.

7.3.2.2 Cas 2 et 3

Comme pour une frontière de recharge, la courbe sera théoriquement composée de 3 parties, représentant la prise en compte successive des puits. Leurs équations sont les suivantes :

$$s_1 = \frac{1}{4\pi T} \ln \left(t^{Q_p} (t+t_b)^{Q_i} \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr}^2 S} - \frac{Q_i}{4\pi T} \ln t_b \quad (7.20)$$

Notons que cette équation est identique à l'équation 4.8, mais le terme $t_b^{Q_i}$ a été sorti du dénominateur du premier logarithme, qui constitue l'axe des abscisses des graphiques à tracer, afin que la pente double entre les équations 7.20 et 7.23 (Figure 7-3).

$$s_{2, cas 2} = \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T t}{r_{pr}^2 S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T (t+t_b)^2}{r_{ii}^2 S t_b} \quad (7.21)$$

$$s_{2, cas\ 3} = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r_{pr} r_{pi} S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{(t+t_b)}{t_b} \quad (7.22)$$

$$s_3 = \frac{1}{2\pi T} \ln \left(t^{Q_p} (t+t_b)^{Q_i} \right) + \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr} r_{pi} S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{ii}^2 S t_b} \quad (7.23)$$

7.3.2.3 Cas 4 et 5

Les équations des 3 parties de la courbe sont les suivantes :

$$s_1 = \frac{1}{4\pi T} \ln \left(t^{Q_p} (t-t_b)^{Q_i} \right) + \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr}^2 S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{ir}^2 S} \quad (7.24)$$

$$s_{2, cas\ 4} = \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r_{pr} r_{pi} S} + \frac{Q_i}{4\pi T} \ln \frac{2.25T(t-t_b)}{r_{ii}^2 S} \quad (7.25)$$

$$s_{2, cas\ 5} = \frac{Q_p}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r_{pr}^2 S} + \frac{Q_i}{2\pi T} \ln \frac{2.25T(t-t_b)}{r_{ir} r_{ii} S} \quad (7.26)$$

$$s_3 = \frac{1}{2\pi T} \ln \left(t^{Q_p} (t-t_b)^{Q_i} \right) + \frac{Q_p}{2\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{pr} r_{pi} S} + \frac{Q_i}{2\pi T} \ln \frac{2.25T}{r_{ir} r_{ii} S} \quad (7.27)$$

Une frontière imperméable entraîne donc le doublement de la pente (entre s_1 et s_3) sur le même graphique (s vs. $t^{Q_p} (t \pm t_b)^{Q_i}$) sauf dans le cas 1. Le doublement de la pente dans ce cas particulier peut être observé à condition de tracer deux graphiques du rabattement avec des abscisses différentes.

7.3.3 Discussion

Les figures présentées dans ce paragraphe proviennent de deux modèles numériques, proches de ceux présentés dans les paragraphes précédents, mais avec une des frontières qui a été rapprochée à une distance comprise entre 200 et 500 mètres des puits. Les deux logiciels Seep/W (Figure 7-3) et COMSOL (Figure 7-2) ont été utilisés. Mis à part pour la courbe illustrant ce problème, l'emménagement des puits a été négligé afin de faire apparaître la première droite sur les graphiques. Les différents modèles ne sont pas plus détaillés ici car ils ne servent qu'à illustrer les différentes remarques suivantes.

Bien que les équations des différentes parties de courbe soient connues, l'interprétation d'un essai de pompage à proximité d'une frontière en cas d'interférences est très difficile.

- Le premier problème rencontré est que la première droite n'est pas toujours visible sur les graphiques (Figure 7-2), alors qu'elle est nécessaire pour déterminer les valeurs de T et S .

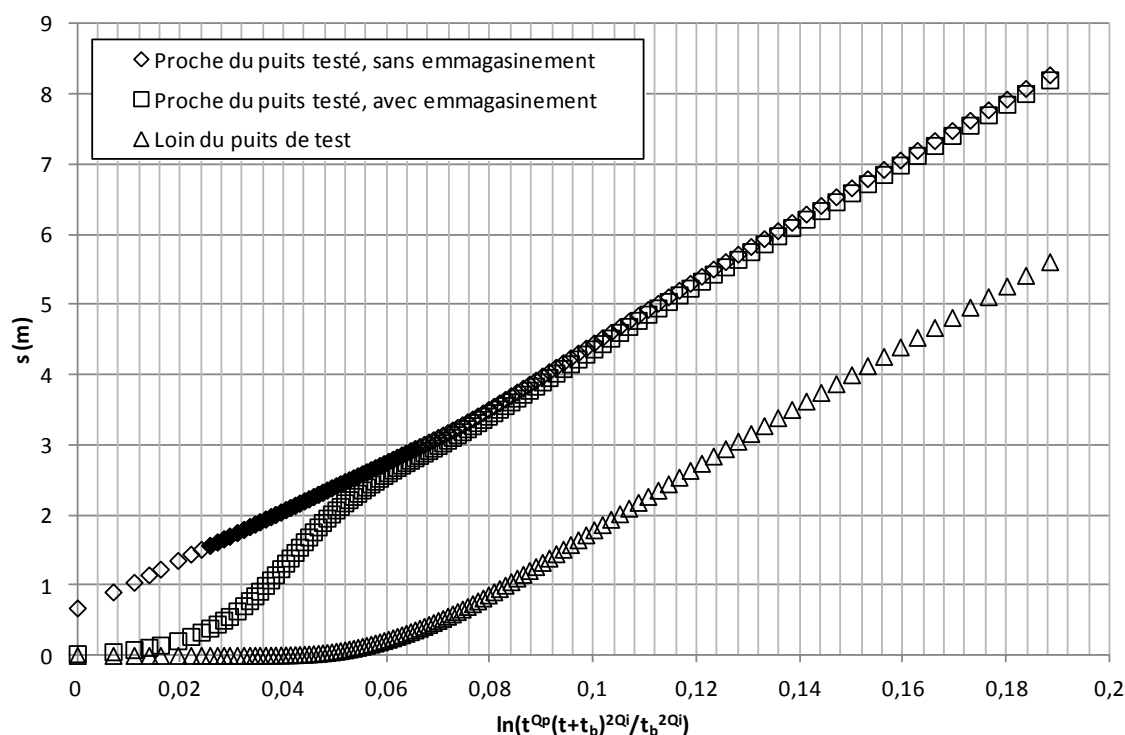


Figure 7-2 : Différentes situations permettant d'illustrer le fait que la première droite n'apparaît pas toujours sur le graphique (Le temps t_b a été imposé pour que l'on se trouve dans le cas 1).

En utilisant un piézomètre situé à une distance du puits testé réel inférieure au dixième de sa distance au puits testé image (Chapuis, 1994a, voir aussi §1.3.2.3), la première droite devrait être développée pour les cas 1 et 3; il en sera de même pour le cas 5 si ce critère est respecté vis-à-vis des puits interférents réel et image. Les méthodes présentées au chapitre 4 (cas 1 et 3) ou au paragraphe 7.1 (cas 5) peuvent alors être utilisées pour déterminer les valeurs de T et S .

L'apparition de la première droite pour les cas 2 et 4 dépendra d'un grand nombre de paramètres (position des puits, des piézomètres et de la frontière; temps écoulé entre le début du pompage

dans chacun des puits réel; débit des puits) et il est donc impossible de savoir a priori si celle-ci va être visible.

Notons qu'en plus de ces contraintes, l'effet de l'emmagasinement des puits de pompage peut également influencer les courbes de rabattement pour les premiers temps si les piézomètres sont situés trop proches de ceux-ci, et ainsi empêcher l'apparition de la première droite sur le graphique quelque soit le cas rencontré (Figure 7-2).

Enfin, une des suppositions qui a été faite est que lorsque l'essai de pompage débute, le rabattement se trouve sur une partie linéaire dont l'équation est connue : rabattement nul si l'essai de pompage commence le premier (cas 4 et 5), droite de Cooper-Jacob dans les cas 2 et 3, droite de pente double dans le cas 1. Il n'est toutefois pas possible de savoir si cette condition est respectée pour les cas 1 à 3, ce qui peut entraîner une erreur sur le rabattement s_0 et donc une erreur systématique sur tous les rabattements considérés. La valeur de T sera alors toujours correctement estimée si la première droite est visible, mais pas la valeur de S , ni les distances qui servent à localiser la frontière, et dont le calcul dépend de la valeur du coefficient d'emmagasinement.

- A supposer que la première droite apparaisse sur le graphique et permette de déterminer les bonnes valeurs de T et S , la suite de la courbe va généralement être constituée d'une succession de zones de transition jusqu'à la dernière droite, puisque pour que la deuxième droite se développe bien sur 2 cycles logarithmiques, sa durée doit être environ 100 fois supérieure à celle de la première. La partie intermédiaire n'apparaîtra donc qu'exceptionnellement sur le graphique. Dans ces conditions, seul le cas 1, constitué uniquement de 2 parties, permet de déterminer la position de la frontière. Pour les cas 2 à 5, la position des puits image ne peut en effet être déterminée que si la deuxième droite est visible, et seul le produit $r_{pi}^{Qp} r_{ii}^{Qi}$ pourra être évalué dans le cas contraire.

- Il est simple de séparer les cas 4 et 5 des autres cas, puisqu'on sait si le puits interfère commence à pomper avant ou après le début de l'essai de pompage. De plus, d'après les points précédents et au vu des équations identiques pour les première et dernière parties des courbes, il n'est pas nécessaire de faire la distinction entre les cas 2 et 3 ainsi qu'entre les cas 4 et 5. En revanche, il est important de pouvoir différencier les cas 2 et 3 du cas 1 pour tracer les bons graphiques et pouvoir déterminer correctement les paramètres recherchés.

Il a été dit précédemment que la détection de la frontière imperméable pouvait se faire grâce au doublement de la pente du graphique de s vs. $t^{Qp} (t + t_b)^{Qi}$ pour les cas 2 et 3 (Figure 7-3, triangles). Il est toutefois conseillé au moment du calcul des paramètres T et S de revenir à un graphique incluant le dénominateur t_b^{Qi} à l'intérieur du logarithme (comme au chapitre 4) si le cas dans lequel on se trouve n'est pas connu. Si le temps t_b est suffisamment grand par rapport aux temps pour lesquels la première droite est bien développée, les premières droites des cas 1 à 3 vont en effet alors être confondues, ce qui peut facilement être vérifié en traçant les graphiques avec les deux abscisses correspondant aux trois cas (Figure 7-3, losanges et carrés), et les valeurs de T et S pourront être estimées correctement même avec l'abscisse du mauvais cas. La connaissance de l'ordre dans lequel les différents puits ont une influence dans le piézomètre est en revanche absolument nécessaire pour déterminer adéquatement la valeur de r_i .

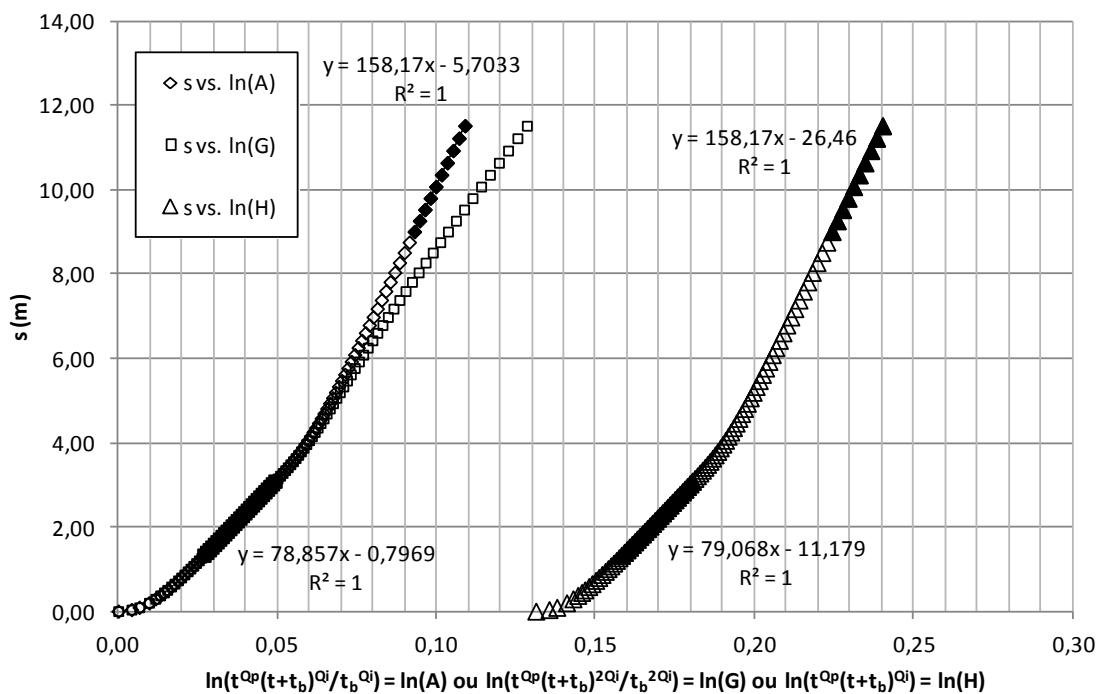


Figure 7-3 : Exemple de courbes de rabattement obtenues pour différentes abscisses lorsqu'une frontière imperméable se trouve à proximité d'un essai de pompage avec interférences (A et G étant utilisés en abscisse dans le cas 1 et A ou H dans les cas 2 et 3, cas pour lesquels le doublement de la pente n'est qu'approximatif avec A).

Pour toutes les raisons évoquées ci-dessus, et bien que les équations pour un tel essai soient connues et relativement simples, un essai de pompage influencé par un autre puits à proximité d'une frontière devrait préférentiellement être interprété par des méthodes numériques, à moins d'avoir des données supplémentaires, provenant éventuellement de tests réalisés par le passé dans le puits interférent, et qui permettraient de limiter le nombre de cas à étudier et/ou de vérifier que certaines hypothèses sont valides. Dans tous les cas, une vérification numérique et une confirmation de la position de la frontière par d'autres méthodes (géophysique, forage...) sont fortement conseillées.

Si un test doit être réalisé dans un puits que l'on sait situé à la fois à proximité d'une frontière et d'un puits interférent, il peut également être préférable d'attendre le plus longtemps possible après le début du pompage dans le puits interférent avant de commencer l'essai, tout en mesurant le rabattement dans les piézomètres qui seront utilisés pendant ce délai. Le suivi du rabattement avant le début de l'essai de pompage permettra alors de déterminer à quel moment on se trouvera dans le cas 1 (en plus de confirmer les résultats de l'essai de pompage au travers des données de rabattement du puits interférent pompant seul).

7.4 Frontière partielle si le puits interférent est le premier à pomper

Le chapitre 6 présente les méthodes pour interpréter un essai de pompage avec interférences si les puits testé et interférent sont situés dans deux zones adjacentes de même diffusivité mais de transmissivités différentes séparées par une frontière partielle, que le puits interférent ait été mis en activité avant ou après le début de l'essai de pompage. Une application sur des données numériques y est présentée pour le second cas. Un exemple pour la première situation, tiré d'un article de conférence (Weber & Chapuis, 2012), est repris ici.

Tableau 7-2 : Séquence de pompage.

Durée	Puits interférent	Puits testé
25 000 s	90 m ³ /h	x
86 400 s	90 m ³ /h	36 m ³ /h

Le modèle est le même que celui présenté au chapitre 6, à l'exception des valeurs de T et S pour la région P : $5.75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ et $5 \cdot 10^{-4}$ respectivement, et de la séquence de pompage (Tableau 7-2).

La première partie (de 0 à 25 000 s) a été ignorée lors de l'interprétation de l'essai, et les origines du temps et des rabattements sont respectivement le début de l'essai de pompage et le niveau d'eau mesuré dans chaque piézomètre à ce temps, conformément à ce qui a été présenté au chapitre 4. Le rabattement a été obtenu pour 7 piézomètres, dont les positions sont données dans le Tableau 7-3.

Tableau 7-3 : Distances des piézomètres aux puits testé et interférent.

Piézo­mètre	Région	r_p (m)	r_i (m)
Pz1	P	3	109.13
Pz2	P	2.83	114.49
Pz3	P	4.12	110.98
Pz4	P	8.49	103.79
Pz5	I	110.02	2
Pz6	I	85.44	28.28
Pz7	I	112.36	11.18

En suivant les étapes présentées au paragraphe 6.2.1.3, les valeurs des différents paramètres ont été déterminées et comparées aux valeurs entrées dans le modèle (Tableau 7-4).

Le graphique du rabattement en fonction de la distance au puits testé (s vs. r_p) pour les 4 piézomètres situés dans la région P et à proximité du puits testé est présenté sur la Figure 7-4. La pente de la droite a été utilisée pour déterminer la valeur de T_P .

Les piézomètres des deux régions P et I ont ensuite été utilisés pour évaluer a et T_I . Les graphiques de s vs. $\ln(E)$, dont les pentes ont permis de déterminer ces valeurs, sont présentés sur la Figure 7-5 pour un piézomètre de chaque région (Pz2 et Pz6). La valeur de S_I a également été déterminée à l'aide de ces graphiques pour les piézomètres situés dans la région I , au travers de leur ordonnée à l'origine.

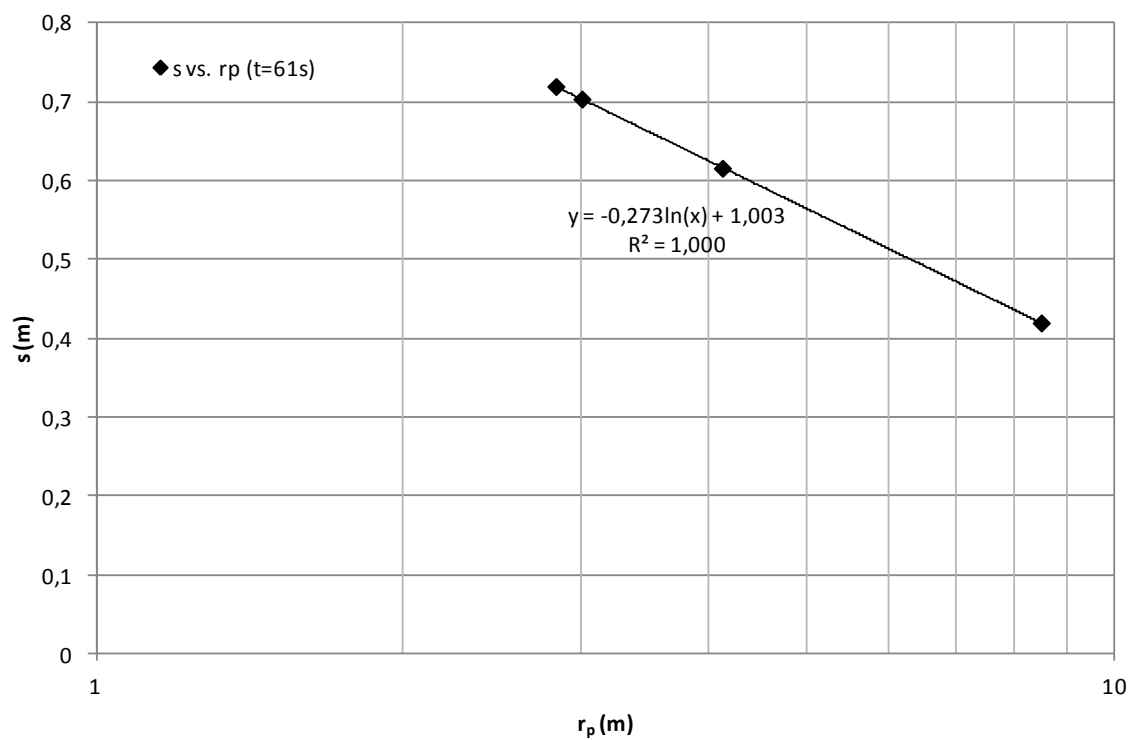


Figure 7-4 : Graphique semi-log de s vs. r_p pour les piézomètres 1 à 4 au temps $t = 61$ s.

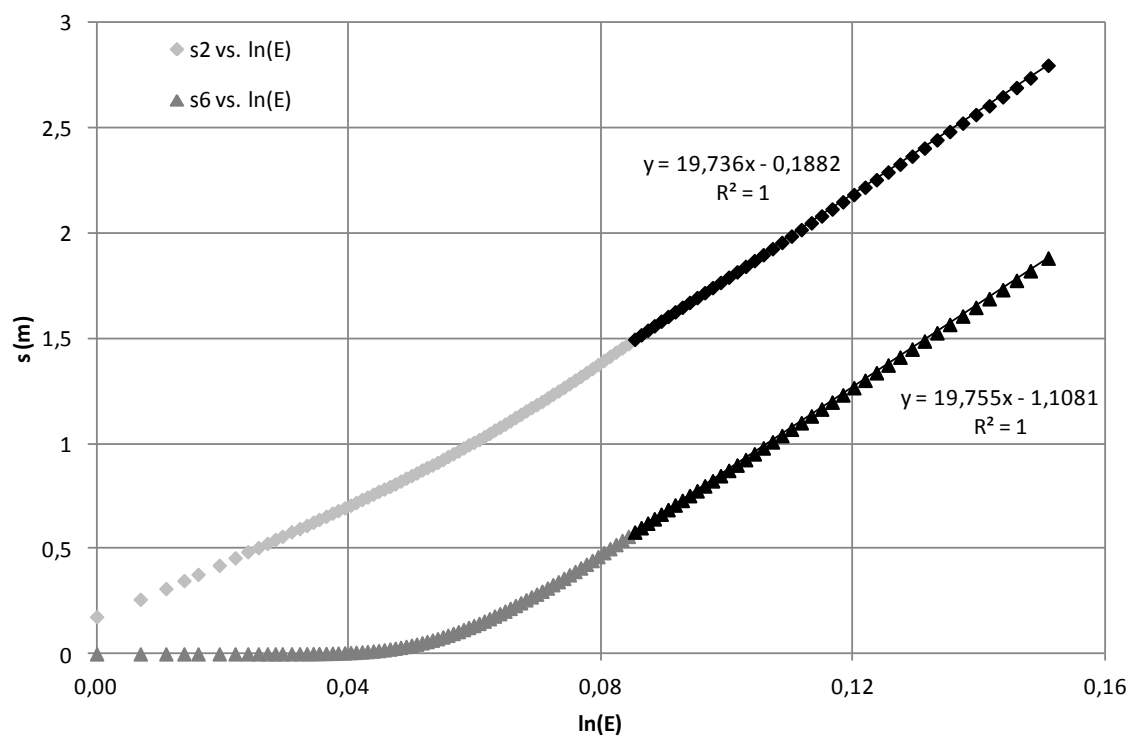


Figure 7-5 : Graphique de s vs. $\ln(E)$ pour Pz2 (Région P) et Pz6 (Région I).

Tableau 7-4 : Résultats.

Pz	Abscisse	Équation	T_P (m ² /s)	S_P	T_I (m ² /s)	S_I	a	r_{pi} (m)
1-4	r_p	6.12	5.83E-03	5.20E-04		1.99E-04		
1	$\ln(E)$	6.13			2.22E-03		4.49E-01	83.38
2	$\ln(E)$	6.13			2.23E-03		4.46E-01	85.51
3	$\ln(E)$	6.13			2.23E-03		4.47E-01	86.49
4	$\ln(E)$	6.13			2.23E-03		4.47E-01	82.46
5	$\ln(E)$	6.11			2.23E-03	1.86E-04	4.47E-01	
6	$\ln(E)$	6.11			2.23E-03	1.87E-04	4.47E-01	
7	$\ln(E)$	6.11			2.23E-03	1.85E-04	4.47E-01	
Erreur (%)	-	-	1.39	3.95	3.14	5.36	4.31	12.46 à 16.18

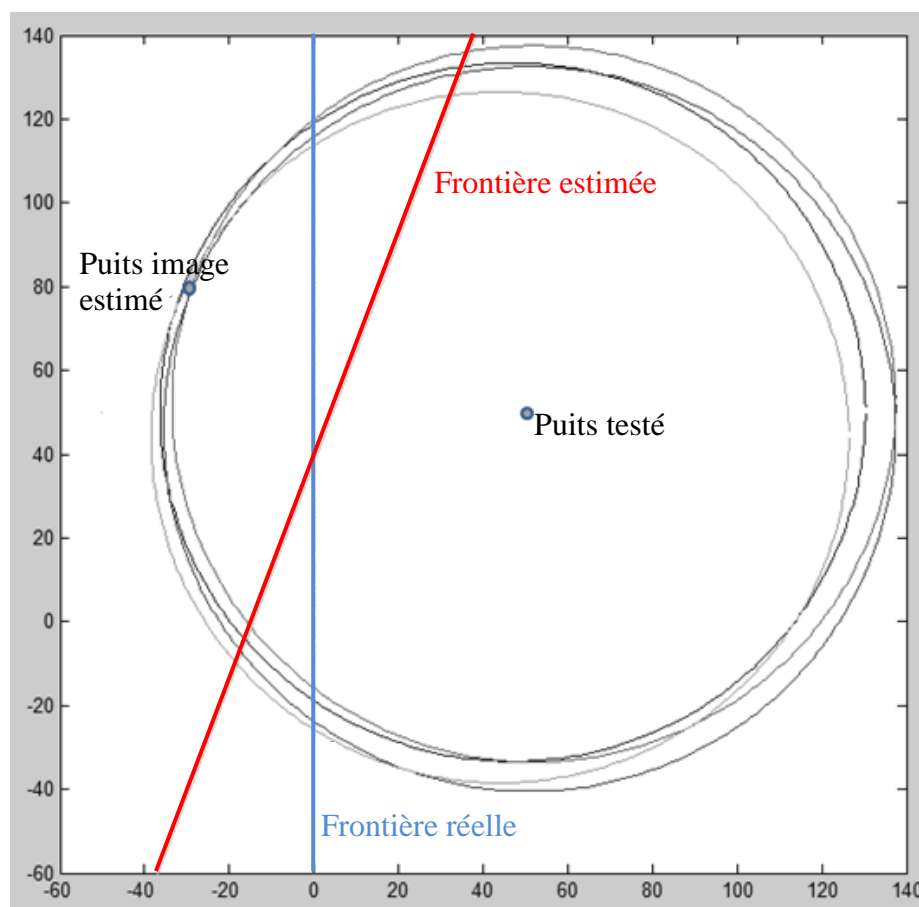


Figure 7-6 : Estimation de la position de la frontière partielle.

La valeur de S_P a, quant à elle, été obtenue au travers de l'ordonnée à l'origine de la droite présentée sur la Figure 7-4, permettant ainsi de vérifier l'hypothèse de l'égalité des diffusivités.

Finalement, les valeurs de r_{pi} pour les piézomètres 1 à 4 ont été déduites des ordonnées à l'origine des graphiques de s vs. $\ln(E)$ pour les piézomètres de la région P . De ces 4 dernières valeurs, la position du puits testé image a pu être déterminée, ainsi que la position de la frontière partielle (Figure 7-6).

Les erreurs présentées au Tableau 7-4 montrent que la méthode proposée au chapitre 6 pour interpréter un essai de pompage avec interférences si le puits interférent commence à pomper avant le début de l'essai permet d'obtenir de très bonnes estimations des valeurs de T et S . La localisation de la frontière est en revanche moins précise, mais toujours bonne compte tenu que les erreurs commises sur chacun des autres paramètres se répercutent sur le calcul des valeurs de r_{pi} . On peut supposer que, comme c'est le cas si l'essai de pompage démarre avant le puits interférent (Chapitre 6), l'utilisation de piézomètres supplémentaires dans la région P peut permettre d'affiner cette position.

Notons que même si les données des piézomètres situés dans la région I ne sont pas nécessaires (voir paragraphe 6.2.1.3), celles-ci peuvent se révéler utiles une fois la valeur de T_P déterminée, d'une part pour vérifier la condition d'égalité des diffusivités en offrant une alternative au calcul de S_I , et d'autre part si l'emmagasinement du puits testé a une influence non négligeable sur le rabattement dans les piézomètres situés à proximité de celui-ci.

7.5 Interprétation des données fournies par Cooper & Jacob (1946) et Bentley (1979)

Les essais de laboratoire et de terrain n'ayant pas pu être exploités, une partie des données fournies dans les articles de Cooper & Jacob (1946) et de Bentley (1979) a été utilisée pour tester les méthodes présentées au chapitre 4 et au paragraphe 7.1 sur des valeurs de rabattement réelles.

7.5.1 Données de Cooper & Jacob (1946)

Afin d'illustrer leur méthode généralisée, Cooper & Jacob (1946) ont fourni un tableau de données (Annexe 4) provenant du pompage de 3 puits à Houston (Texas) le 10 octobre 1939, le quatrième et dernier puits étant à l'arrêt et servant de puits d'observation. Ces données ont été

utilisées de deux manières différentes afin d'illustrer les méthodes présentées au chapitre 4 d'une part et au paragraphe 7.1 d'autre part. Le puits d'observation se situe respectivement à 259, 238 et 323 mètres des puits de pompage n° 1, 2 et 3 pompant à des débits de 231, 284 et 363 m³/h. L'arrêt des puits n° 1 et 2 n'a pas été considéré ici en raison du manque de données de rabattement y faisant suite.

7.5.1.1 Puits interférent actifs avant le début de l'essai de pompage

Dans un premier temps, on va supposer que le puits testé est le puits n°3. Les puits n° 1 et 2 ont été mis en marche respectivement 1 heure et 30 minutes avant le début du pompage dans le puits n° 3. Le début du test a lieu à 11 h et le rabattement dans le puits d'observation est de 98 cm. Afin de respecter les conditions énoncées au chapitre 4, on va supposer que cette valeur n'est pas connue et considérer les rabattements apparents en soustrayant cette valeur aux rabattements réels. Les données sont présentées dans le Tableau 7-5 où :

$$M = t^{Q_p} \prod_j \left(\frac{t + t_{b,j}}{t_{b,j}} \right)^{Q_{i,j}} \quad (7.28)$$

L'indice p désigne ici le puits testé (n°3), et j les puits interférents (n° 1 et 2)

Tableau 7-5 : Données du pompage réalisé à Houston en 1939 pour le cas où le puits n° 3 est le puits testé.

t (s)	$\ln(M)$	s (m)	s_a (m)
0	-	0,98	0,00
3600	0,96	1,89	0,92
7200	1,09	2,37	1,39
10 800	1,18	2,67	1,69
14 700	1,25	2,90	1,92
18 300	1,30	3,05	2,07
21 900	1,34	3,16	2,19
25 680	1,37	3,25	2,28
27 900	1,39	3,30	2,33

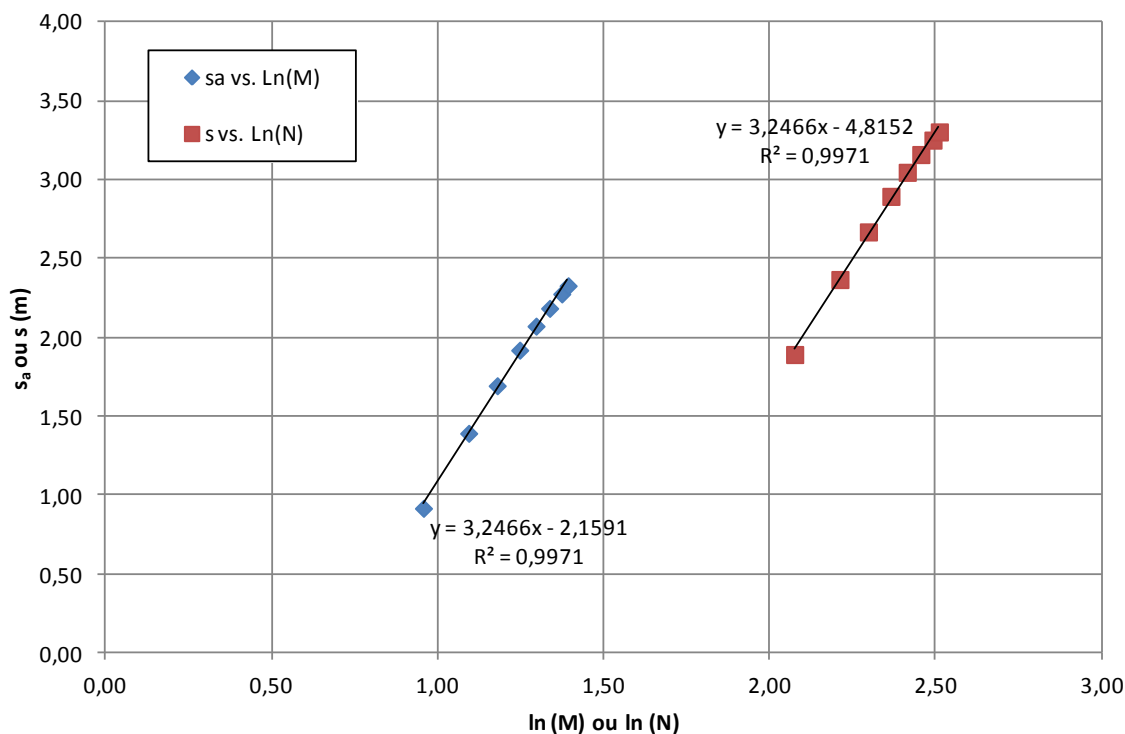


Figure 7-7 : Graphique de s_a vs. $\ln(M)$ ou s vs. $\ln(N)$ pour les données de Cooper & Jacob (1946) suivant qu'on considère un test dans le puits n° 3 ou dans le puits n° 1 (§7.5.1.2).

Le graphique de s_a vs. $\ln(M)$ présente bien une droite (Figure 7-7) dont la pente et le coefficient d'emménagement permettent de déduire les valeurs de T : $2.45 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et S : $3.87 \cdot 10^{-4}$ suivant les équations présentées au chapitre 4. Ces valeurs correspondent respectivement à des écarts de 1.5 et 10% par rapport aux valeurs estimées par Cooper & Jacob (1946) grâce à leur méthode généralisée ($T = 2.42 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et $S = 3.5 \cdot 10^{-4}$), ce qui est excellent, d'autant plus que Cooper & Jacob ont utilisé quelques données supplémentaires dans leur interprétation.

Toutefois, le calcul du critère de Cooper-Jacob $u < 0.1$ indique que celui-ci n'est pas tout à fait respecté pour le puits n°2 au moment du début de l'essai de pompage supposé (critère valide au bout de 37 minutes alors que l'essai commence seulement 30 minutes après le démarrage de la pompe dans le puits n°2), ce qui entraîne une erreur sur le rabattement s_0 , et donc sur S (en utilisant les valeurs de T et S estimées, s_0 serait de 81 cm avec la formule de Cooper-Jacob combinée au principe de superposition au lieu des 98 cm mesurés). Cooper & Jacob n'ont toutefois pas non plus écarté les premières valeurs de leur graphique, ce qui peut expliquer la

concordance des résultats dans les 2 cas. De la même façon, le premier point de la droite devrait être écarté car il ne respecte pas le critère de Cooper-Jacob vis-à-vis du puits testé, mais celui-ci aussi intervient dans les calculs présentés dans l'article de Cooper & Jacob et a donc été conservé ici.

7.5.1.2 Puits interférent actifs après le début de l'essai de pompage

Les données présentées par Cooper & Jacob (1946) peuvent également être interprétées comme un essai de pompage réalisé dans le puits n° 1 influencé par les interférences des puits n° 2 et 3 commençant à pomper respectivement 30 minutes et 1 h après le début de l'essai de pompage. Le Tableau 7-6 suivant, où N est calculé par l'équation 7.29 dès que les trois puits sont actifs, présente les données utilisées lors de l'interprétation. Le rabattement dans ce cas correspond au rabattement réel puisque le puits n° 1 est le premier à pomper.

$$N = t^{Q_p} \prod_j (t - t_{b,j})^{Q_{i,j}} \quad (7.29)$$

Tableau 7-6 : Données du pompage réalisé à Houston en 1939 pour le cas où le puits n° 1 est le puits testé.

t (s)	ln(N)	s (m)
0	-	0,00
1800	-	0,29
3600	-	0,98
7200	2,08	1,89
10 800	2,21	2,37
14 400	2,30	2,67
18 300	2,37	2,90
21 900	2,41	3,05
25 500	2,46	3,16
29 280	2,49	3,25
31 500	2,51	3,30

Comme on pouvait s'y attendre, les valeurs déduites dans ce cas à l'aide de la méthode présentée au paragraphe 7.1 sont très proches de celles obtenues au paragraphe précédent puisque les données de temps et de rabattement de départ sont identiques.

La transmissivité est d'ailleurs exactement la même (Figure 7-7), alors que la valeur du coefficient d'emmagasinement est légèrement plus faible ($3.15 \cdot 10^{-4}$, soit 22.8% d'écart par rapport à la valeur estimée au paragraphe précédent), sans doute en raison de la disparition de l'erreur commise dans le cas précédent sur s_0 provenant du critère de Cooper-Jacob non respecté au début de l'essai. Le critère de Cooper-Jacob n'est toutefois à nouveau pas respecté pour les premiers points, erreur qui a volontairement été conservée lors de l'interprétation afin d'étudier le problème de façon similaire aux travaux de Cooper & Jacob (1946).

7.5.2 Données de Bentley

Le champ de captage est composé de 8 puits de pompage et d'un unique piézomètre (Figure 7-8).

Les puits de pompage sont situés de 200 m à 2.5 km du puits d'observation. Les données ne proviennent pas à proprement parler de réels essais de pompage, mais plutôt du suivi du rabattement suite à l'arrêt puis au redémarrage 2 mois plus tard de plusieurs puits à vocation industrielle dans la partie supérieure de l'aquifère confiné de Floride. Une correction faite par Bentley et reprise ici a été appliquée sur le débit des deux puits exploitant également la partie inférieure de cet aquifère.

Bentley fournit les données pour l'arrêt des puits, puis pour leur remise en marche, mais les premières donnent clairement de mauvais résultats (sa Figure 5).

Seuls les rabattements obtenus lors de la remise en marche des puits ont donc été utilisés ici. Bentley indique également qu'il ne tient pas compte des rabattements ne respectant pas le critère de Cooper-Jacob dans son interprétation à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946), à l'exception des puits les plus éloignés, pour lesquels le critère n'est pas respecté pendant plusieurs jours, mais dont l'influence sur le rabattement est suffisamment faible par rapport aux puits proches du piézomètre pour que cette erreur soit négligeable.

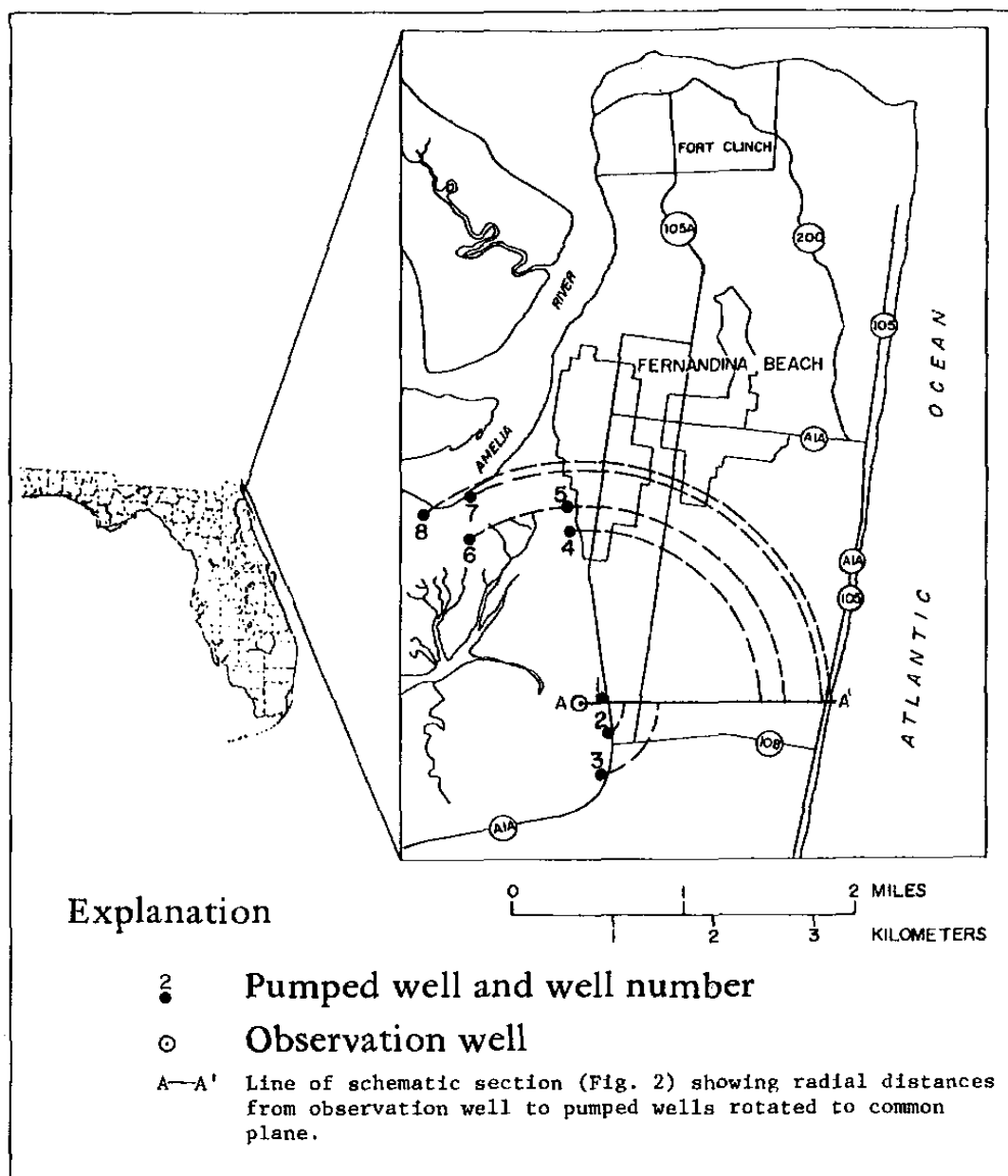


Figure 7-8 : Localisation des puits 1 à 8 et du piézomètre A pour l'essai réalisé dans l'aquifère de Floride (tiré de Bentley, 1979)

En prenant les remarques précédentes en considération, dans cette section, nous considérerons un essai de pompage réalisé dans le puits 2 à partir de 20 h 30 le 22 novembre 1977, et pour lequel 8 rabattements ont été mesurés dans le temps, incluant le rabattement initial. Ces données ont été converties dans le système métrique et sont présentées dans le Tableau 7-7.

Tableau 7-7 : Données de l'essai de pompage réalisé à Fernandina Beach en 1977.

t (s)	$\ln(M)^*$	s (m)	s_a (m)
0	-	4,15	0
3600	1,151	4,55	0,40
7200	1,282	4,85	0,70
14 400	1,443	5,34	1,19
21 600	1,557	5,64	1,49
43 200	1,797	6,13	1,98
64 800	1,967	6,56	2,41
90 040	2,122	7,08	2,93

* voir équation 7.28 avec p le puits testé (2), et i les puits interférents (1, 4, 5, 6, 7 et 8)

Les données sur les puits (débit, distance et temps de démarrage) sont également présentées dans le système métrique dans le Tableau 7-8. Le puits 5 a été arrêté au moment où les rabattements ont commencé à être enregistrés. Bentley a uniquement donné un débit négatif pour ce puits, sans plus de précision, notamment depuis combien de temps ce puits était en marche ou si le régime permanent était atteint au moment où il a été arrêté. Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus ici avec ceux de Bentley, le même débit négatif a toutefois été utilisé dans les graphiques et calculs suivants pour le puits 5.

Tableau 7-8 : Données fournies par Bentley pour chacun des puits.

Puits	Q (m ³ /s)	r (m)	t_b (s)
5	-0,0728	1864	176 109
8	0,157	2414	176 109
6	0,131	1864	86 253
7	0,136	2285	86 253
4	0,0950	1627	32 425
1	0,166	201	32 425
2 (Puits testé)	0,136	567	-

L'ensemble des données de rabattement obtenues lors de la remise en marche des puits (du 20 au 23 novembre 1977), telles que fournies par Bentley (1979), peut être trouvé à l'Annexe 5.

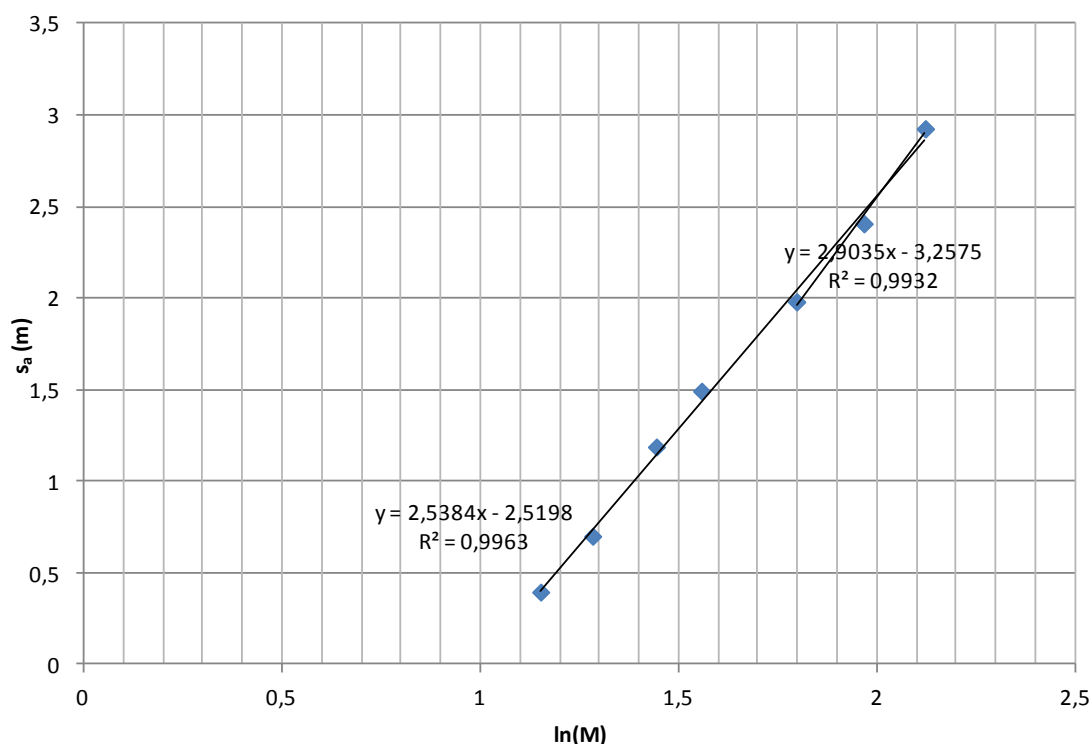


Figure 7-9 : Graphique de s_a vs. $\ln(M)$ pour les 7 dernières mesures de rabattement du Tableau 3 de Bentley (1979).

En utilisant la méthode décrite au paragraphe 4.2.1.1 adaptée pour 6 puits interférents ($\ln(M)$ en abscisse, voir équation 7.28), la pente et l'ordonnée à l'origine de la droite présentée sur la Figure 7-9 permettent de déterminer les valeurs des paramètres hydrauliques de l'aquifère. Le rabattement apparent s_a a été calculé par différence entre le rabattement fourni par Bentley aux différents temps considérés et celui mesuré dans le piézomètre à 20 h 30, heure considérée comme le début du pompage dans le puits 2 (temps 0 du Tableau 7-7).

La transmissivité ainsi estimée à l'aide des 7 données de rabattement est égale à $3.13 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ et le coefficient d'emmagasinement à $3.30 \cdot 10^{-4}$. Bentley avait obtenu des valeurs similaires à l'aide

de la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946) : $3.28.10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ pour la transmissivité, soit un écart inférieur à 5%, et $2.5.10^{-4}$ pour le coefficient d'emmagasinement, soit un écart de 32%.

Le critère de Cooper-Jacob a ensuite été vérifié à l'aide de ces valeurs de T et S pour chaque puits (Tableau 7-9). Le premier point aurait pu être écarté car le critère de Cooper-Jacob n'est pas vérifié vis-à-vis du puits 2 dans lequel le test est mené, mais comme ce point est aligné avec les autres, les résultats restent les mêmes qu'il soit écarté ou non.

Tableau 7-9 : Vérification du respect du critère de Cooper-Jacob pour chaque puits.

Puits	Temps à partir duquel $u < 0.1$ par rapport au début du pompage dans le puits considéré (s)	Critère de Cooper-Jacob vérifié
5	81 435	oui
8	136 524	oui
6	81 435	oui
7	122 371	uniquement pour les 3 derniers points
4	62 056	uniquement pour les 3 derniers points
1	949	oui
2	7534	oui sauf pour le premier point

Les puits 4 et 7 ne vérifient le critère de Cooper-Jacob que pour les 3 derniers points, et ne le respectaient par conséquent pas au moment où l'essai de pompage a commencé. Bentley ayant remarqué que ce critère n'était pas respecté mais ayant négligé son impact, il peut sembler légitime de comparer les valeurs de T et S déterminées ici avec celles de Bentley sous les mêmes hypothèses. Toutefois, d'après les paramètres hydrauliques obtenus, ces puits contribuent conjointement à environ 15 à 20% du rabattement total, ce qui n'est pas négligeable comme le prétend Bentley. Comme pour les données de Cooper & Jacob au paragraphe 7.5.1.1, le fait que le critère de Cooper-Jacob ne soit pas respecté vis-à-vis de ces puits interfèrent au moment du début de l'essai de pompage induit une erreur importante sur le paramètre s_0 , sans doute à l'origine de l'écart obtenu sur la valeur de S . En ne considérant lors de l'interprétation de l'essai de pompage que les 3 derniers points de la Figure 7-9, le coefficient d'emmagasinement est par

ailleurs multiplié par un facteur 3 par rapport à celui obtenu par Bentley, confirmant que le non-respect du critère de Cooper-Jacob vis-à-vis de ces puits ne peut pas être négligé.

Ces courtes applications sur les données de Cooper & Jacob (1946) et de Bentley (1979) sont loin d'être idéales compte tenu des approximations effectuées, du peu de valeurs de rabattement disponibles, et du fait que le contexte dans lequel ont été réalisées ces études n'est pas connu, mais elles permettent, à défaut de mieux, d'illustrer les méthodes présentées dans cette thèse sur des données de terrain et de montrer que les résultats qu'elles fournissent sont conformes à ceux attendus.

7.6 Conditions pour négliger l'effet d'un puits interférent

Le dernier objectif de ces travaux de recherche (voir Chapitre 2) était d'essayer de présenter un critère qui soit facilement utilisable par un opérateur pour savoir si un puits voisin peut être négligé ou non a priori.

Toutefois, le rabattement dans un puits d'observation dépend de 5 paramètres d'après la formule de Cooper-Jacob (équation 1.12) : le débit Q_p , la transmissivité T , le temps t , la distance entre le puits de pompage et le puits d'observation r_p et le coefficient d'emménagement S . Lorsqu'un puits interférent est ajouté au problème, 2 ou 3 paramètres supplémentaires interviennent : le débit Q_i du puits interférent et le temps t_b écoulé entre le début du pompage dans chaque puits dans tous les cas (équations 4.8 et 7.1); mais également la distance r_i entre le puits interférent et le puits d'observation dans le cas où l'essai de pompage commence avant la mise en marche de la pompe dans le puits interférent (équation 7.1).

Devant ce nombre élevé de paramètres, il n'est pas facile d'établir un critère permettant de dire a priori quand un puits interférent peut-être négligé ou non, d'autant plus que les paramètres T et S ne sont pas connus avant le test, et que d'autres phénomènes plus difficilement quantifiables vont également intervenir lors d'essais réalisés sur le terrain, comme par exemple l'effet de l'emménagement du puits sur les premiers points de la courbe.

Comme on a pu le voir précédemment, deux cas sont à distinguer :

- Si le puits interférent commence à pomper avant l'essai de pompage, Rushton (1985) indique que les paramètres principaux à prendre en compte pour savoir si un puits interférent peut être

négligé sont les temps t_b et le débit Q_i , ce qui semble être confirmé par les équations présentées au chapitre 4;

- Si le puits interférent commence à pomper après le début de l'essai de pompage, il faut que la droite de Cooper-Jacob soit développée avant le début de l'influence du puits interférent sur le rabattement dans le piézomètre pour pouvoir négliger l'effet de celui-ci. Intuitivement, les paramètres t_b , Q_i et r_i semblent donc être les plus importants dans ce cas précis.

Dans les deux cas, il conviendra toutefois, même si T et S peuvent être déterminés adéquatement grâce à la droite de Cooper-Jacob en négligeant le puits interférent, de ne pas interpréter à tort l'effet du puits interférent observé sur le rabattement pour les temps élevés par la présence d'une ou de plusieurs frontières.

7.6.1 Puits interférent actif avant le début de l'essai de pompage

Pour déterminer adéquatement les paramètres hydrauliques de la nappe en négligeant le puits interférent, la droite de Cooper-Jacob doit être idéalement développée sur 2 cycles logarithmiques (notons que ceci n'a pas été respecté dans les chapitres précédents puisque les valeurs d'entrée étaient connues a priori, permettant de confirmer que des portions de droite plus courtes correspondaient bien à la droite de Cooper-Jacob), et il faut donc que le rabattement dû au puits interférent varie très peu entre le début de l'essai de pompage et la fin de la droite de Cooper-Jacob.

On peut choisir par exemple comme critère que le rabattement induit par le puits interférent à la fin des 2 cycles logarithmiques est inférieur à 5% de la valeur absolue du rabattement dû au puits de pompage seul :

$$Q_i \log \frac{100t_d + t_b}{t_b} < 0.05 Q_p \log \frac{225T t_d}{r_p^2 S} \quad (7.30)$$

Le temps t_d (s) auquel la droite de Cooper-Jacob va débiter reste toutefois problématique à déterminer. Ce temps correspond en effet au plus élevé des deux temps t_{CJ} (s) pour lequel le critère de Cooper-Jacob est respecté et t_{wse} (s) pour lequel l'effet de l'emménagement du puits devient négligeable dans le piézomètre.

Le temps t_{wse} dépend de la distance r_p , du rayon du puits r_w (m) et de la transmissivité T (voir ci-dessous), ajoutant ainsi une variable supplémentaire au problème. Une relation donnant ce temps pour les données de rabattement dans le puits (équation 7.31) a été proposée par Papadopoulos & Cooper (1967), mais Chapuis (1992b) et Chapuis & Chenaf (2003) ont montré que le temps t_{wse} est largement surestimé par cette formule.

$$t_{wse} < 250 \frac{r_w^2}{T} \quad (7.31)$$

De plus, puisqu'il s'agit d'une formule utilisée exclusivement pour le puits de pompage, la distance r_p n'y intervient pas. A notre connaissance, il n'existe pas dans la littérature d'équation donnant le temps t_{wse} pour un piézomètre.

En utilisant un modèle COMSOL avec un coefficient d'emménagement de 1 dans le puits et une transmissivité 1000 fois plus élevée dans le puits que dans l'aquifère, une étude paramétrique simple a été réalisée sur le même modèle que celles présentées aux chapitres précédents : une régression linéaire est appliquée à l'aide du logiciel MATLAB sur les données de rabattement en fonction du temps, et le premier point est retiré de la régression jusqu'à ce que le coefficient R^2 atteigne 0.99995 (voir script en Annexe 3). Le temps t_{wse} est alors le premier temps du vecteur restant.

Une attention particulière a été portée aux cas où l'effet des frontières du modèle se fait sentir sur les derniers points et lorsque l'effet de l'emménagement du puits est négligeable et que le temps t_d est alors dicté par le critère de Cooper-Jacob.

Les valeurs de t_{wse} obtenues ont été vérifiées visuellement sur les graphiques pour valider les résultats obtenus par cette méthode automatisée. Une dizaine de valeurs ont été successivement utilisées pour les paramètres T , S , Q , r_w et r_p pour étudier leur influence sur le temps t_{wse} .

Cette étude a permis de déterminer que le débit et le coefficient d'emménagement de l'aquifère n'ont pas d'influence sur le temps t_d (sauf si l'effet de l'emménagement du puits est négligeable, S intervient alors dans le calcul du critère de Cooper-Jacob). De plus, la relation linéaire entre le temps t_{wse} et le quotient r_w^2 / T proposée par Papadopoulos & Cooper (1967) au puits de pompage existe également pour les piézomètres proches du puits (Figure 7-10).

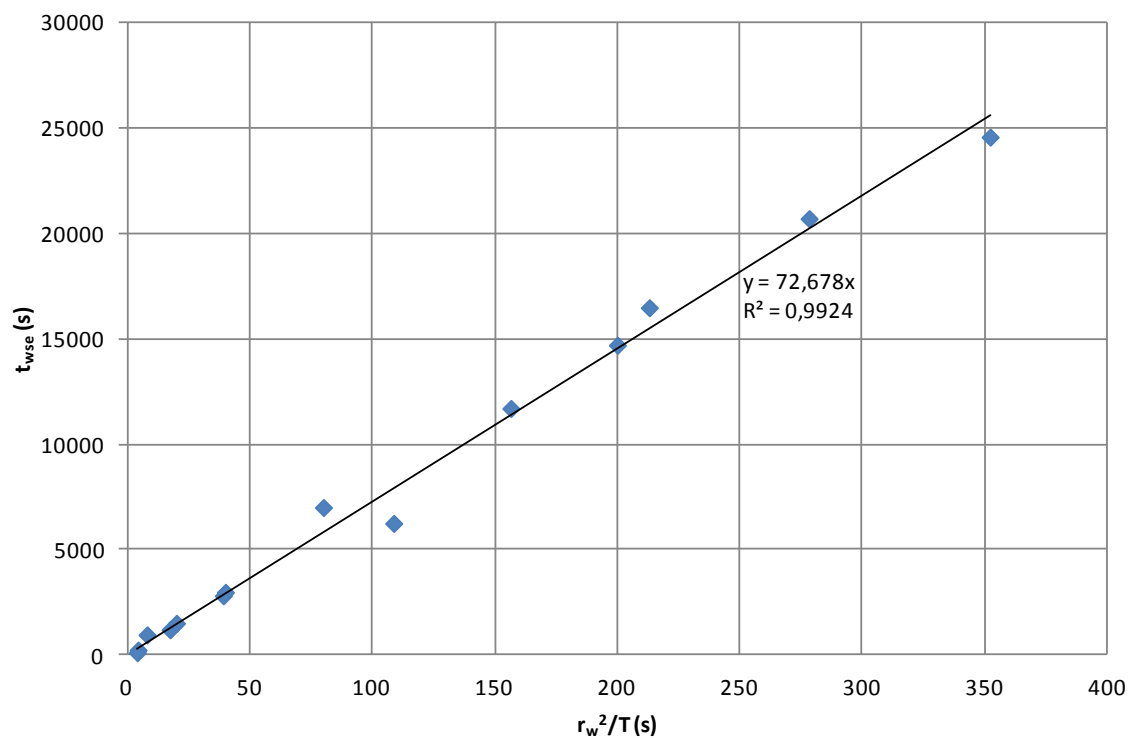


Figure 7-10: Relation entre le temps t_{wse} et le rapport r_w^2/T pour les piézomètres proches du puits.

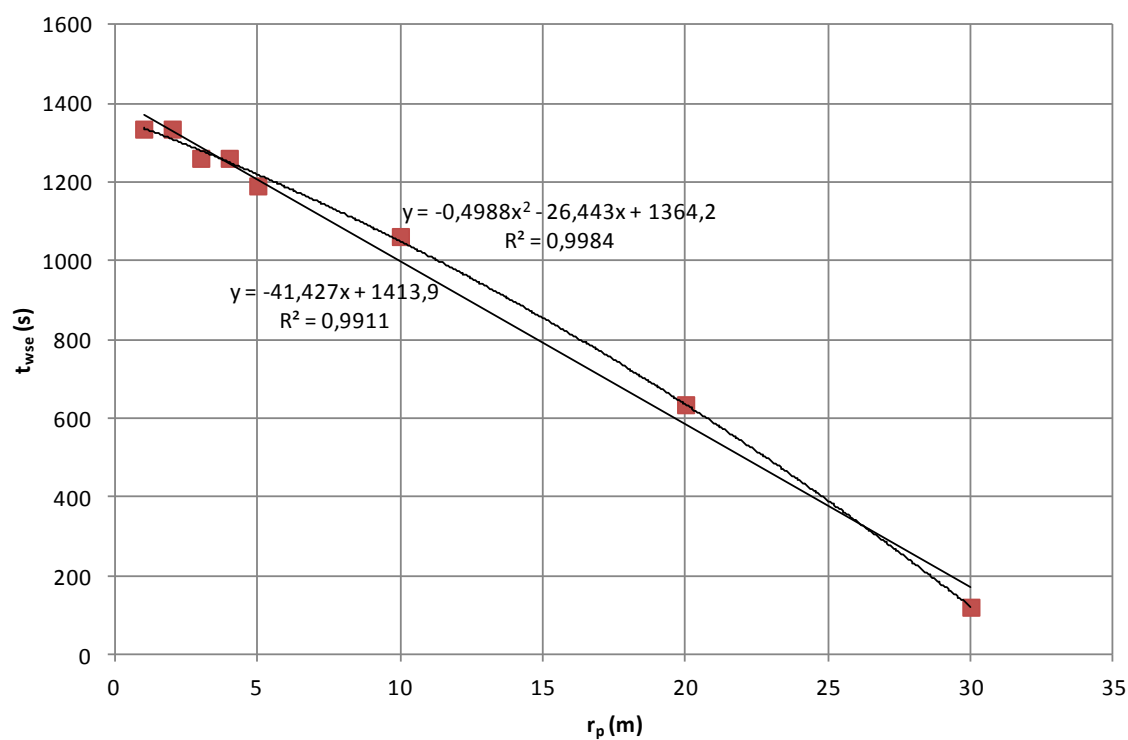


Figure 7-11 : Relation entre le temps t_{wse} et la distance entre le puits de pompage et le piézomètre.

Le coefficient liant le temps t_{wse} au rapport r_w^2 / T dépend toutefois de la distance r_p . Si tous les autres paramètres sont maintenus constants, une relation linéaire (ou peut-être quadratique) semble également exister entre le temps t_{wse} au bout duquel l'effet de l'emménagement du puits ne se fait plus ressentir et la distance r_p (Figure 7-11). La relation entre le multiplicateur du rapport r_w^2 / T et la distance r_p s'approche toutefois plus d'une relation logarithmique (ici aussi, une approximation quadratique pourrait être envisagée, mais les coefficients ne correspondent pas à la courbe de tendance précédente) pour les piézomètres proches du puits (Figure 7-12).

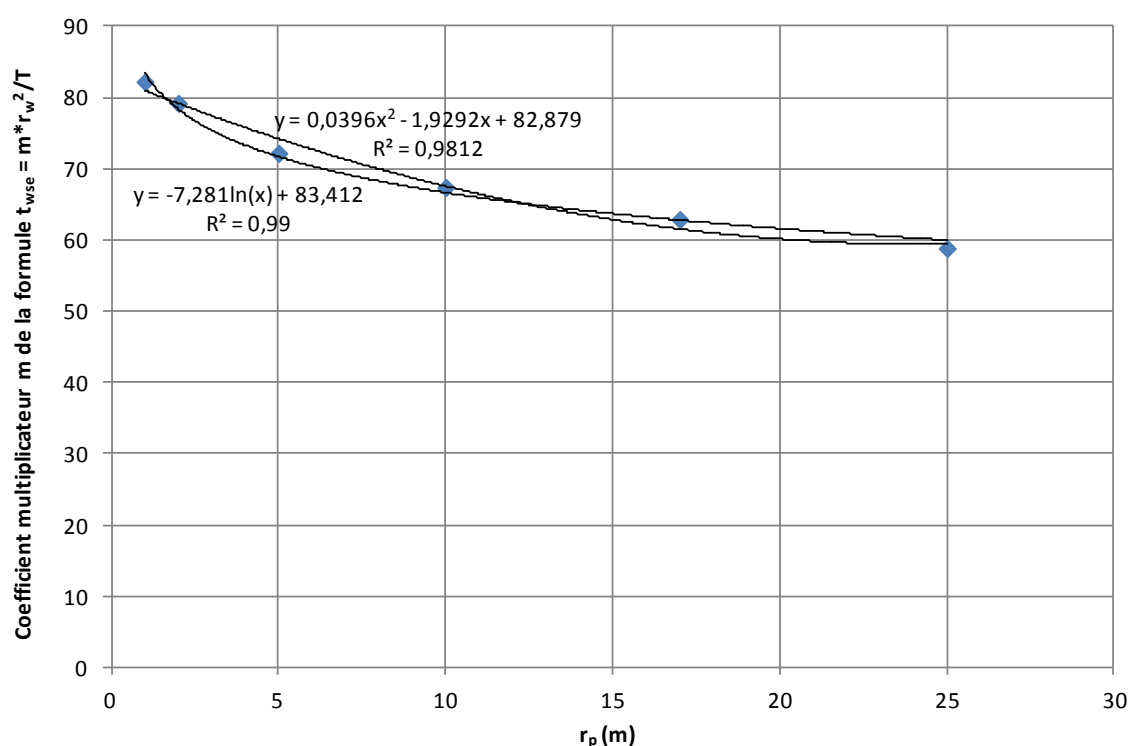


Figure 7-12 : Relation entre le coefficient multiplicateur de r_w^2 / T et la distance r_p .

Pour le modèle de référence utilisé ($T = 2.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$; $S = 4.5 \cdot 10^{-4}$; $Q_p = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$), la relation entre t_{wse} et r_w^2 pour des piézomètres plus éloignés ($r_p = 50 \text{ m}$ sur la Figure 7-13) présente d'abord un palier si r_w est petit (t_d provenant alors du critère de Cooper-Jacob avec un effet de l'emménagement du puits négligeable dans le piézomètre; la petite augmentation de la valeur de t_d quand r_w est petit pouvant être expliquée par les modifications du maillage dont la taille minimale est fixée sur le pourtour du puits), avant de devenir linéaire.

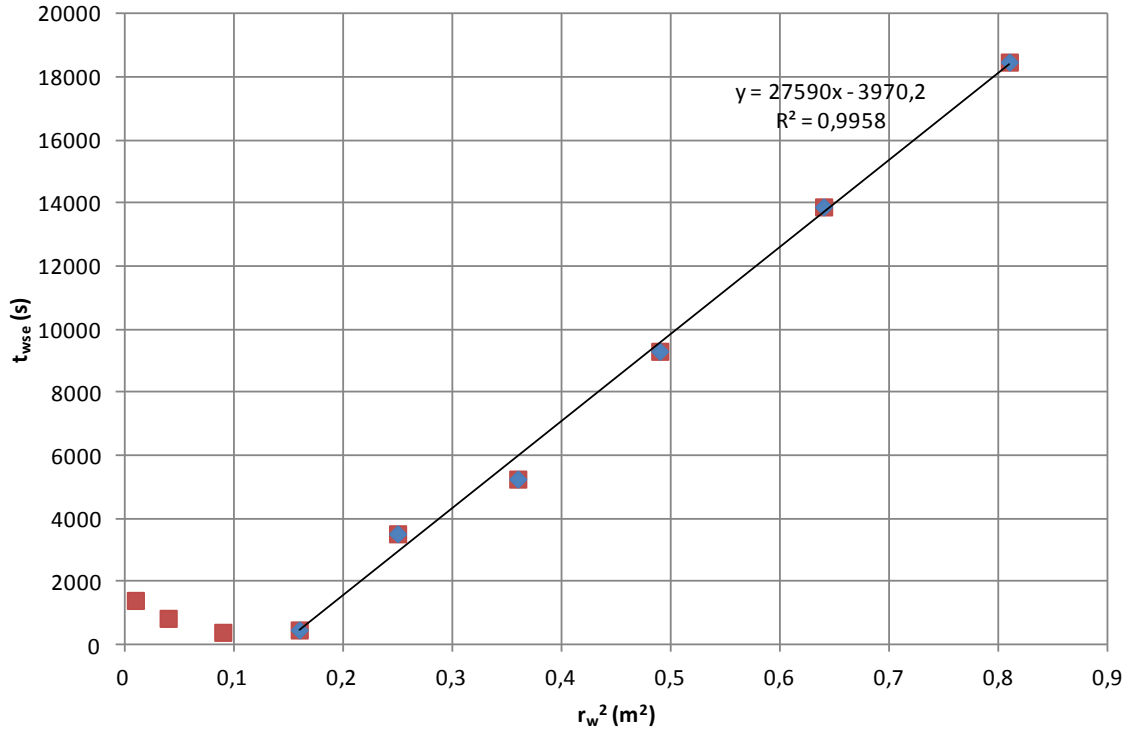


Figure 7-13 : Relation entre le temps t_{wse} pour un piézomètre situé à une distance $r_p = 50$ m du puits et r_w^2 .

Cette étude paramétrique sommaire donne quelques tendances mais n'a toutefois pas permis d'expliciter la relation donnant t_{wse} en fonction des différentes variables pour n'importe quel piézomètre, ce problème complexe nécessitant une étude bien plus poussée.

Si l'on revient à la détermination du critère à respecter pour pouvoir négliger le puits interférent lors de l'interprétation d'un essai de pompage, l'équation 7.30 peut également s'écrire :

$$r_p < \sqrt{\frac{225T t_d}{S} \times \left(\frac{t_b}{100t_d + t_b} \right)^{\frac{Q_i}{0,05Q_p}}} \quad (7.32)$$

Il est à noter que la localisation du puits interférent n'intervient pas dans cette formule, conformément aux résultats de Rushton (1985).

L'équation 7.32 confirme, comme vu au chapitre 4, que quand on se rapproche suffisamment du puits de pompage, il peut être possible d'observer la droite de Cooper-Jacob malgré la présence

du puits interfèrent, puisque le rabattement dû au puits de pompage va être plus important. Le temps t_d augmente toutefois lorsque r_p diminue, ce qui fait que lorsque l'influence de l'emménagement du puits n'est plus négligeable, le puits interfèrent ne peut être négligé même avec un piézomètre proche du puits pour déterminer adéquatement les paramètres hydrauliques de l'aquifère, et notamment son coefficient d'emménagement. Pour que la pente, et donc la transmissivité, soient correctement estimées, il suffit en effet que le rabattement dû au puits interfèrent varie peu sur 2 cycles logarithmiques par rapport à la variation due au puits testé (équation 7.33, avec t_d qui dépend de r_p), critère qui peut être plus facilement atteint que le précédent (variation faible depuis le début de l'essai de pompage pour que la valeur de S soit correctement estimée également) :

$$t_d < \frac{t_b \left[\exp \left(0.23 \frac{Q_p}{Q_i} \right) - 1 \right]}{100} \quad (7.33)$$

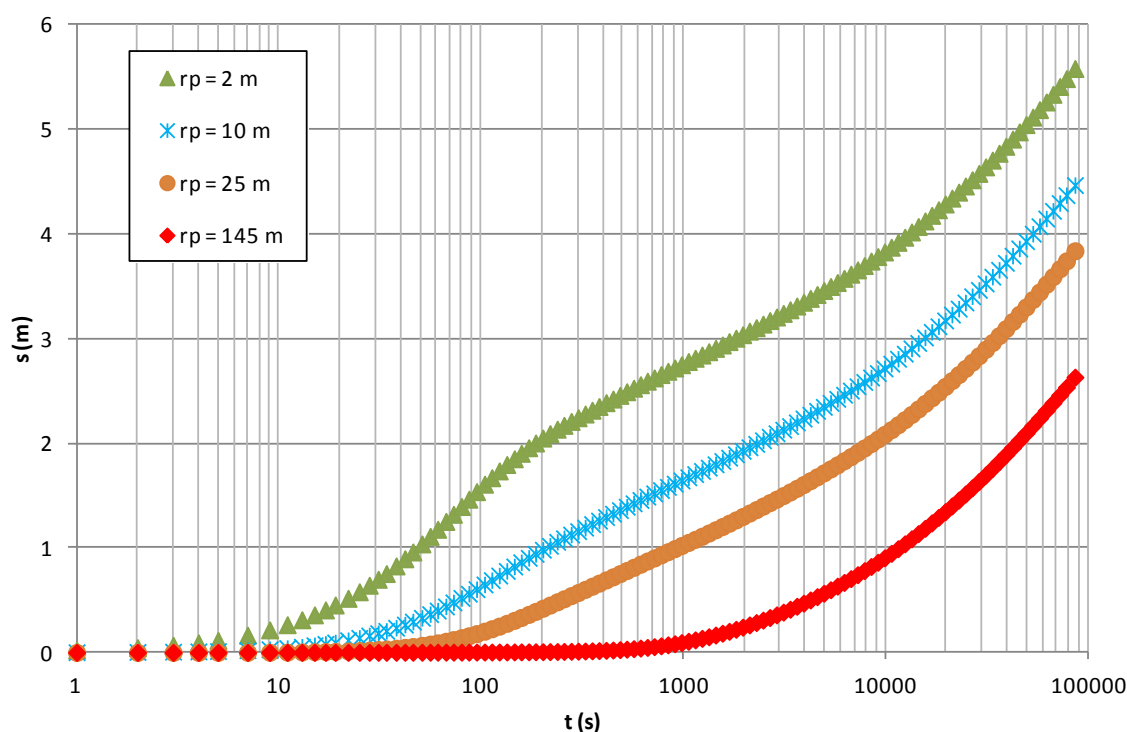


Figure 7-14 : Prépondérance de l'influence de l'emménagement du puits ou du critère de Cooper-Jacob sur le temps t_d selon la distance r_p .

Notons que proche du puits de pompage, la valeur de t_d augmente avec l'effet de l'emmagasinement du puits, alors que loin de ce puits, elle augmente avec le critère de Cooper-Jacob. Un puits situé à une distance intermédiaire devrait donc donner une meilleure estimation de la transmissivité. Ceci peut être observé sur la Figure 7-14 qui présente les courbes de s vs. t pour les piézomètres MW3, MW4, MW5 et MW6 utilisés au chapitre 4. L'effet de l'emmagasinement diminue jusqu'à une distance r_p comprise entre 10 et 25 m du puits pour ce modèle, diminuant légèrement la valeur du temps t_d auquel la droite de Cooper-Jacob débute, alors que plus loin du puits, t_d augmente car le critère $u < 0.1$ n'est respecté qu'au bout d'un temps bien plus long. A partir d'une certaine distance, le critère de Cooper-Jacob devient même trop restrictif et la droite de Cooper-Jacob n'apparaît plus sur le graphique. Bien que la subjectivité du choix des bornes de la droite de Cooper-Jacob rende ces résultats discutables, d'autant plus que les écarts sont faibles, ce phénomène a pu être quantifié lors de l'interprétation faite sur les données de la simulation numérique réalisée au chapitre 4 pour chacun des 6 piézomètres, si l'on suppose que l'erreur commise sur la valeur de T diminue lorsque la droite de Cooper-Jacob est développée sur une période de temps plus longue (Tableau 7-10).

Tableau 7-10 : Erreur commise sur T en fonction de la distance r_p pour les piézomètres utilisés au chapitre 4.

Piézomètre	r_p (m)	Erreur sur T (%)
MW3	2	14,86
MW2	3,61	14,78
MW1	7,07	14,14
MW5	10	13,72
MW6	25	11,03
MW4	145	Non interprétable

L'erreur diminue bien lorsqu'on s'éloigne du puits de pompage car la droite de Cooper-Jacob est un peu mieux développée, mais si on s'éloigne trop, le critère de Cooper-Jacob devient trop restrictif et le graphique n'est plus interprétable par la méthode de Cooper-Jacob. Selon la Figure 7-14, la droite de Cooper-Jacob serait développée de manière optimum pour une distance r_p

comprise entre 10 et 25 mètres, ce qui est en accord avec les erreurs sur T obtenues présentées ci-dessus.

Rushton (1985) a également réalisé une étude paramétrique partielle dans le cas où le puits interférent commence à pomper avant le début de l'essai de pompage. En faisant varier successivement les paramètres T , S et Q_i par rapport à un cas de référence, il a déduit qu'une variation de la transmissivité d'un facteur 4 ou du coefficient d'emmagasinement d'un facteur 10 était négligeable sur les erreurs commises sur les rabattements, l'erreur n'étant toutefois pas nulle dans le cas de référence.

Ceci peut se vérifier au travers de l'équation 7.30 : T et S étant sous le logarithme, leur variation n'aura qu'un faible impact sur le critère permettant de négliger le puits interférent par rapport au rapport des débits notamment. La variation de la transmissivité peut toutefois faire varier le facteur t_d de façon importante lorsqu'on considère l'effet de l'emmagasinement du puits de pompage.

Rushton a également conclu que le puits interférent ne peut être négligé que si son débit est faible. Toutefois, d'après les équations précédentes, c'est le rapport entre les deux débits qui va avoir une influence sur le critère plutôt que la valeur absolue du débit du puits interférent.

Enfin, de l'équation 7.32 on peut conclure que plus le temps écoulé entre le début du pompage dans les deux puits t_b est grand, plus il peut être légitime de négliger le puits interférent. Ceci est également logique puisque le rabattement dû à un seul puits varie linéairement en fonction du logarithme du temps. La variation du rabattement sur un même intervalle de temps sera donc plus faible si le pompage a commencé plus tôt.

7.6.2 Puits interférent actif après le début de l'essai de pompage

En suivant le même raisonnement que précédemment, on obtient le critère suivant pour négliger l'influence du puits interférent si celui-ci commence à pomper alors que l'essai de pompage est déjà en cours :

$$r_i > \sqrt{\frac{2.25T(100t_d - t_b)}{S} \times \left(\frac{r_p^2 S}{225T t_d} \right)^{\frac{0.05Q_p}{Q_i}}} \quad (7.34)$$

La distance r_i semble être le paramètre le plus approprié pour établir un critère puisque les puits interférents sont souvent négligés en raison de leur distance importante par rapport au puits de pompage.

L'équation 7.34 indique que plus la distance r_i entre le puits d'observation et le puits interférent est grande, plus le critère est facile à respecter et donc plus il peut être légitime de négliger le puits interférent. De même, plus le temps t_b est important et plus le débit Q_i est faible par rapport à Q_p , moins le critère est restrictif (le terme ayant le rapport des débits pour exposant étant inférieur à 1 lorsque le critère de Cooper-Jacob est respecté). Ces trois observations concordent avec la réalité puisque chacune d'elles retarde l'apparition de l'influence du puits interférent au puits d'observation, permettant à la droite de Cooper-Jacob, influencée par le puits testé uniquement, de se développer plus longuement.

Dans ce cas également, le fait de ne connaître ni t_d , ni T , ni S a priori empêche toutefois de calculer cette distance avant le début de l'essai de pompage.

Que le puits interférent soit mis en marche avant ou après le début de l'essai de pompage, le meilleur moyen de déterminer si un puits interférent peut être négligé ou non reste donc d'examiner l'allure de la courbe donnant le rabattement en fonction du temps une fois l'essai terminé, ou mieux, au fur et à mesure de l'avancement de l'essai si des mesures de rabattement sont compilées et mises en graphique (que ce soit manuellement ou à l'aide d'un capteur de pression lisible à distance). Trouver les renseignements sur la distance r_i , le débit Q_i et le temps t_b peut en effet se révéler être une tâche bien plus complexe au bout d'un certain temps après la réalisation de l'essai.

CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE

8.1 Contribution des méthodes proposées

En 1985, Rushton affirmait que les interférences dues à un puits voisin sont généralement négligées lors de l'interprétation d'un essai de pompage, et ce pour deux raisons principales : la première étant une distance importante entre le puits interférent et le puits testé; et la seconde la constance du débit du puits interférent. Il a également indiqué que ces deux raisons ne permettent pas de conclure que l'activité d'un puits voisin peut être négligée.

Ceci a été illustré tout au long de cette thèse, où il a été possible de voir que l'influence d'un puits interférent peut en effet être négligée dans certains cas, mais que ce ne sont pas les conditions énoncées ci-dessus qui permettent de justifier ce choix. De nombreux paramètres entrent en effet en compte pour expliquer l'amplitude de l'influence du puits interférent, mais la constance du débit du puits interférent n'en fait pas partie. Sa position n'intervient quant à elle qu'au travers du calcul du critère de Cooper-Jacob dans le cas où le puits interférent est le premier à être mis en marche.

Notons ici que l'ensemble des travaux de recherche présentés dans cette thèse a été effectué en régime transitoire avec une interférence pouvant être négligeable, mais non nulle. Il convient toutefois de signaler que si la distance entre le puits interférent et le puits d'observation est plus grande que le rayon d'action du puits interférent, le rabattement dû au puits interférent est nul au puits d'observation, auquel cas la distance devient en effet un critère permettant de négliger le puits interférent. Ce rayon d'action doit toutefois être explicité et comparé à la distance entre le puits d'observation et le puits interférent avant de pouvoir conclure que l'influence du puits interférent peut être négligée.

Actuellement, la prise en compte de l'influence des puits interférents se fait plus régulièrement grâce notamment au développement des méthodes d'interprétation numériques. Les méthodes analytiques existantes sont en revanche peu connues, et présentent chacune certains désavantages. Celles de Wenzel & Greenlee (1943) et Corapcioglu (1977) consistent en des superpositions de familles de courbes et les résultats obtenus sont donc subjectifs. De même que la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946), elles nécessitent également de connaître le niveau piézométrique de la nappe au repos. Si le test est réalisé dans les règles de l'art, celui-ci peut être

connu puisque le niveau de la nappe est alors suivi un certain temps avant le début du test proprement dit. Ce suivi requiert toutefois du temps et de l'argent, et il est ainsi malheureusement bien trop souvent négligé. Notons que la méthode de Cooper-Jacob généralisée semble également peu connue malgré l'utilisation massive des méthodes présentées dans le même article pour un unique puits de pompage.

La méthode itérative de Rushton (1985), qui ne nécessite pas de connaître le niveau de la nappe au repos, est également très peu connue et ne s'applique que si le puits interfèrent a commencé à pomper avant le début de l'essai de pompage. De plus, elle n'est applicable que si le coefficient d'emménagement n'intervient pas dans le calcul de l'erreur commise sur le rabattement, condition qui est soumise à un critère dépendant entre autres du temps auquel le puits interfèrent a été mis en marche et de sa position.

Une demande pour le développement de méthodes analytiques simples d'utilisation afin de prendre en compte le pompage d'un puits voisin lors de l'interprétation d'un essai de pompage existe toutefois. C'est d'ailleurs une demande émanant du Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs qui a conduit à la réalisation du présent projet de recherche. En milieu urbanisé, il est en effet courant de ne pas pouvoir arrêter certains puits de pompage afin de maintenir l'alimentation en eau potable de la population, de même qu'au sein de champs captant industriels où certains procédés peuvent nécessiter de l'eau en grande quantité. Lorsque de nouveaux puits sont implantés dans de telles zones, les tests qui y sont menés sont alors soumis à des interférences. Notons que même si le puits interfèrent pourrait dans certains cas être utilisé pour mener le test afin de déterminer les paramètres hydrauliques de l'aquifère, la législation impose la réalisation d'un essai de pompage dans tout nouveau puits installé.

C'est dans ce contexte que les méthodes développées tout au long de cette thèse ont été proposées. Celles-ci devraient répondre à la demande exprimée puisque leur utilisation est rendue aisée grâce à leur similarité avec la méthode de Cooper & Jacob (1946) en l'absence d'interférence. La déclinaison de ces méthodes est également très simple que le puits interfèrent ait commencé à pomper avant ou après le début de l'essai de pompage et quelque soit le nombre de puits interférents. De plus, elles peuvent être appliquées même si le suivi du niveau de la nappe n'est pas réalisé avant le début de l'essai de pompage (ce qui ne veut toutefois pas dire que ce suivi n'est pas nécessaire).

8.2 Limites des méthodes proposées

8.2.1 Hypothèses de Theis

Les méthodes proposées sont basées sur la méthode de Cooper-Jacob (1946), elle-même découlant de la méthode de Theis (1935). S'il est possible d'adapter les méthodes pour s'affranchir de certaines des hypothèses de Theis de la même manière qu'en l'absence d'interférence, comme cela a été montré pour le cas d'un aquifère anisotrope par exemple, les nouvelles méthodes ne pourront toutefois pas être utilisées pour des aquifères dans lesquels les méthodes de Theis et de Cooper-Jacob ou leurs adaptations ne pourraient être appliquées en l'absence d'interférence. C'est le cas par exemple des aquifères poreux à nappe libre, dans lesquels l'eau stockée n'est pas relâchée instantanément (Chapuis, 1999), ou des aquifères fracturés ou faillés, pour lesquels les modèles de l'écoulement radial généralisé (Barker, 1988) et de la détermination de la dimension des écoulements (Beauheim et al., 2004) sont fréquemment utilisés.

8.2.2 Critère de Cooper-Jacob

Il est nécessaire que le critère de Cooper-Jacob soit bien respecté vis-à-vis de chacun des puits interférents déjà actif au moment où l'essai de pompage débute (condition à vérifier une fois les valeurs de T et S estimées). Si celui-ci n'est pas respecté, une droite de même pente sera en effet observée à l'aide des nouvelles méthodes, donnant une bonne estimation de la transmissivité, mais une erreur systématique s'appliquera sur chaque valeur de rabattement apparent et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère sera erroné.

8.2.3 Caractéristiques du puits interférent

Une autre limite des méthodes proposées est la nécessité de connaître le temps auquel le puits interférent a commencé à pomper. Ce temps peut généralement être obtenu auprès de l'opérateur du puits interférent, de même que le débit du puits interférent (même si une méthode a été proposée ici pour estimer ce dernier s'il est inconnu, à condition que le temps soit connu), mais dans certains cas, ces données ne seront pas disponibles. Des méthodes numériques d'optimisation devront alors être utilisées afin de déterminer ces paramètres.

La sensibilité des estimés à des erreurs sur ces valeurs de temps et de débit n'a pas été étudiée ici. Cette sensibilité dépend en effet de nombreux paramètres et son étude nécessite des méthodes d'optimisation qui sortent du cadre de cette thèse. Pour un essai de pompage donné où les valeurs de t_b et Q_i sont connues à un intervalle de confiance près, une telle étude pourrait toutefois être menée conjointement aux méthodes proposées précédemment au lieu de passer par des méthodes d'optimisation.

Dans le cas où le débit du puits interférent n'est pas constant, son influence pourra être prise en compte au travers d'un ou plusieurs puits interférent supplémentaire(s), de la même façon que pour les pompages par paliers en l'absence d'interférence. Toutefois, pour que les méthodes proposées soient applicables, il faut que plusieurs mesures de rabattement respectant le critère de Cooper-Jacob vis-à-vis de chaque puits soient disponibles entre deux variations de débit. Dans le cas contraire, la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946) donnera de meilleurs résultats. Si le niveau de la nappe au repos n'est pas connu, des méthodes numériques d'optimisation devront à nouveau être utilisées.

8.2.4 Frontières

L'application des méthodes analytiques présentées est par ailleurs problématique lorsque l'on se trouve à proximité d'une frontière de l'aquifère. Déjà dans le cas sans interférence, l'influence d'une frontière n'est visible et interprétable que lorsque la position du puits d'observation vérifie certains critères (Chapuis, 1994a, b). L'addition d'un second puits va donc tout naturellement entraîner de nouvelles contraintes sur cette position afin de déterminer les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère. La position de la frontière ne sera quand à elle déterminable qu'aux conditions que les puits d'observation respectent le critère de Cooper-Jacob vis-à-vis des composantes réelle et image du premier puits mis en marche avant que le second ne devienne actif, mais également que la première droite apparaisse sur au moins l'un des graphiques afin de déterminer au préalable les paramètres hydrauliques de l'aquifère. La première de ces deux hypothèses ne pouvant être vérifiée que si l'évolution du rabattement a été suivie pendant un certain temps avant le début de l'essai de pompage, dans la majorité des cas, la position de la frontière ne pourra pas être déterminée par un essai de pompage sous l'influence d'un puits interférent. D'autres méthodes comme la géophysique par exemple devront alors être utilisées.

8.2.5 Emmagasinement du puits

Enfin, une attention particulière a été portée tout au long de cette thèse à l'effet de l'emmagasinement du puits. S'il est vrai que cet effet joue un rôle important dans la perspective de choisir si un puits interférent va pouvoir être négligé ou non puisqu'il affecte les premières données de rabattement, où l'interférence peut être négligeable, son influence sur les nouvelles méthodes n'est toutefois pas plus importante que celle qu'il a sur les méthodes traditionnelles similaires en l'absence d'interférence. Dans les deux cas, l'emmagasinement du puits pose généralement problème si l'on se trouve à proximité d'une frontière, qu'elle soit partielle ou totale, cas pour lequel il est préférable d'installer au moins un piézomètre à proximité du puits d'observation pour pouvoir interpréter correctement l'essai de pompage. La proximité du piézomètre avec le puits de pompage augmente alors le temps que met l'effet de l'emmagasinement du puits à devenir négligeable, alors que l'influence de la frontière affecte les valeurs de rabattement pour les temps élevés. L'intervalle de temps pendant lequel la droite de Cooper-Jacob dans le cas sans interférence, ou les nouvelles droites proposées ici en cas d'interférences, peuvent se développer peut alors être significativement réduit, jusqu'à les rendre ininterprétables.

8.2.6 Autres limitations

Si plusieurs puits interférents peuvent facilement être pris en compte à l'aide des méthodes proposées, il faut toutefois qu'une période suffisamment longue existe à un moment donné sans que le nombre de puits actifs ne change afin qu'une droite puisse être tracée (comme mentionné précédemment, ceci est également valable si le débit du puits interférent varie). Dans le cas contraire où peu de données de rabattement sont disponibles pour chaque phase de la séquence de pompage, on préférera la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946) si le niveau de la nappe au repos est connu. Il conviendra de vérifier le critère de Cooper-Jacob vis-à-vis de chaque puits et pour chaque temps où une valeur de rabattement a été mesurée pour s'assurer de la fiabilité des résultats quelque soit la méthode utilisée.

D'autres limites, plus spécifiques aux différents cas étudiés, sont également présentées au sein des différents articles.

8.3 Critère permettant de négliger un puits voisin

Mis à part Rushton (1985), qui a proposé de prendre en compte l'ensemble des puits actifs dans un rayon de 5 km autour du puits testé, aucun critère n'a été proposé à notre connaissance afin de savoir si un puits interférent va pouvoir être négligé ou non.

Le choix de ce critère n'est toutefois pas expliqué, et semble un peu contradictoire avec le reste de son article où il montre que la distance n'est pas le facteur prépondérant sur l'erreur commise. Cette hypothèse pourrait peut-être découler de l'expérience de l'auteur quant aux dimensions du rayon d'action des puits. L'influence du puits interférent dépendant de nombreux paramètres, ce critère va donc inclure de nombreux puits interférent pouvant être négligés, notamment ceux dont le débit est très inférieur à celui du puits testé, et possiblement négliger à tort certains puits ayant un débit très important situés au-delà de cette distance.

Les critères que nous avons proposés pour chacun des cas où le puits interférent est mis en marche avant ou après le début de l'essai de pompage semblent donc plus fiables, puisqu'ils dépendent de paramètres spécifiques à chaque puits interférent. Ces critères ne sont toutefois pas utilisables en l'état tant qu'il ne sera pas possible d'explicitier le temps auquel l'effet de l'emménagement du puits de pompage devient négligeable dans un piézomètre donné, à moins que le rayon du puits de pompage ne soit faible, la transmissivité de l'aquifère élevée et/ou le piézomètre considéré situé loin du puits, auxquels cas le critère de Cooper-Jacob peut devenir prépondérant sur l'effet de l'emménagement du puits de pompage. Sous cette condition, les critères proposés peuvent alors être explicités à partir d'estimations a priori des paramètres hydrauliques de l'aquifère. Suivant la précision des résultats recherchée, les critères peuvent également être facilement adaptés (rabattement dû au puits interférent inférieur à 10% de celui induit par le test ou droite de Cooper-Jacob développée sur un seul cycle logarithmique par exemple).

Tant que le temps auquel l'effet de l'emménagement des puits devient négligeable n'aura pas fait l'objet d'une étude permettant de l'explicitier, rendant du même coup les équations proposées comme critère utilisables a priori, le meilleur critère reste toutefois d'observer a posteriori sur les graphiques du rabattement en fonction du temps si la droite de Cooper-Jacob est suffisamment bien développée pour obtenir des estimations fiables de la transmissivité et du coefficient d'emménagement.

Notons que les critères proposés correspondent au cas où l'interférence atteint le puits d'observation, mais ils devraient être utilisés conjointement à un autre critère correspondant au rayon d'action du puits interférent afin d'exclure les cas où le puits d'observation n'est pas du tout influencé par le puits interférent.

8.4 Méthodologie

8.4.1 Analogie avec la méthode de Cooper-Jacob (1946)

L'ensemble des méthodes proposées au cours de cette thèse découle des travaux de Cooper & Jacob (1946) et sont similaires aux méthodes présentées par ces auteurs en l'absence d'interférence. Celles-ci étant sans doute à l'heure actuelle les méthodes analytiques les plus utilisées en génie conseil, ceci constitue un avantage très important quant à l'utilisation future de ces travaux de recherche.

En revanche, les équations de Cooper-Jacob sont mathématiquement approximatives et une solution plus exacte aurait pu être obtenue grâce à la méthode de Theis. Celle-ci présenterait également l'avantage de s'affranchir du critère de Cooper-Jacob qui limite le nombre de points utilisés, les premiers points étant écartés de l'interprétation avec la méthode de Cooper-Jacob. Grâce au développement des ordinateurs, plusieurs méthodes d'optimisation de la formule de Theis (1935) ont en effet été proposées en l'absence d'interférence afin de prendre en compte l'ensemble des points et de diminuer la subjectivité des résultats (e.g., McElwee, 1980; Chander et al., 1981; Das Gupta & Joshi, 1984; Yeh, 1987; Singh, 2006). Un raisonnement similaire aurait pu être utilisé afin d'étudier le cas d'un essai de pompage influencé par des interférences. Les méthodes d'optimisation permettraient également de déterminer le temps t_b et éventuellement Q_i et r_i si ces paramètres sont inconnus.

Ces méthodes ont toutefois leurs propres limitations. D'une part, toutes les méthodes d'optimisation proposées en l'absence d'interférence supposent que les rabattements ne sont pas perturbés pour les premiers temps par l'effet de l'emmagasinement du puits ou les effets pariétaux par exemple, et que les frontières n'influencent pas non plus les derniers temps. En cas de doute sur la présence de ces perturbations, il est nécessaire de visualiser les courbes et de déterminer à quels temps elles n'ont pas d'effet, réintroduisant du même coup une partie de la subjectivité que l'on cherchait à éliminer. D'autre part, l'introduction d'inconnues

supplémentaires dues à la présence du puits interfèrent et éventuellement à des phénomènes tels que les effets pariétaux augmente le nombre de variables et donc le nombre de solutions possibles au problème inverse. Bien que pouvant être plus précises, de telles méthodes perdent donc la simplicité obtenue en utilisant l'approximation de Cooper-Jacob.

8.4.2 Données utilisées

Très peu de données de terrain ont malheureusement pu être utilisées au cours de cette thèse. Si les données tirées des articles de Cooper & Jacob (1946) ou Bentley (1979) semblent fournir de très bon résultats, tout au moins en comparaison avec les résultats de la méthode de Cooper-Jacob généralisée, très peu de données sont disponibles sur ces tests, notamment si des puits plus lointains auraient pu avoir une influence sur le rabattement, si le test a été réalisé proche d'une frontière, si d'autres puits auraient été arrêtés juste avant le début du suivi du rabattement disponible dans ces publications, etc., laissant une grande part d'incertitude sur l'interprétation effectuée.

Les données numériques fournissent quant à elles une bonne indication que les méthodes présentées dans cette thèse permettent effectivement de déterminer correctement les paramètres hydrauliques d'un aquifère à nappe captive à l'aide de données d'un essai de pompage soumis à des interférences. Les conditions idéales, sous réserve que le maillage ait été choisi de façon adéquate, fournies par ces modèles ne permettent toutefois pas d'apprécier l'ensemble des aléas pouvant survenir lors d'un essai sur le terrain, et donc de voir l'impact de ces aléas sur les méthodes proposées. C'est par exemple ce qui a pu être mis en évidence par l'intégration au modèle numérique d'un emmagasinement dans le puits de pompage, mais bien d'autres phénomènes peuvent se présenter sur le terrain, et éventuellement être amplifiés par la présence d'un second puits actif lors de l'interprétation des données de pompage.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Des méthodes analytiques ont été développées afin de prendre en compte l'influence de puits actifs situés au voisinage d'un essai de pompage lors de l'interprétation des données de ce dernier dans un aquifère poreux à nappe captive. Celles-ci sont simples d'utilisation, puisque similaires à la méthode de Cooper-Jacob (1946) en l'absence d'interférence. Le raisonnement utilisé peut s'appliquer que le puits interférent soit mis en marche avant ou après le début de l'essai de pompage, et que le niveau de la nappe au repos soit connu ou non. En cela, la seconde hypothèse formulée au début de cette thèse est validée.

Ces nouvelles méthodes améliorent la détermination des paramètres hydrauliques de l'aquifère. Dans certains cas, la droite de Cooper-Jacob va être suffisamment développée pour pouvoir négliger le puits interférent, mais en général, ce ne sera pas le cas. L'effet de l'emménagement du puits et le critère de Cooper-Jacob vont en effet restreindre le développement de cette droite pour les premiers temps respectivement pour les piézomètres proches et éloignés du puits de pompage, alors que les données de rabattement vont dévier de la droite de Cooper-Jacob lorsque l'effet de l'interférence va devenir significatif au bout d'un certain temps. Grâce aux méthodes proposées dans cette thèse qui ne négligent plus l'influence du puits interférent, cette déviation pour les temps élevés disparaît, et une droite bien plus longue que la droite de Cooper-Jacob va se développer, améliorant ainsi la détermination des paramètres hydrauliques de l'aquifère. La première hypothèse est donc également validée. Les effets observés pour les premiers temps restent toutefois les mêmes que le puits interférent soit négligé ou non.

Les méthodes proposées dans le cas simple d'un aquifère à nappe captive homogène, isotrope et d'extension infinie ont ensuite été combinées à d'autres méthodes usuelles en cas de pompage non influencé par un puits voisin pour prendre en compte l'anisotropie de l'aquifère puis une séparation de celui-ci en deux zones de paramètres hydrauliques différents, chacun des puits se trouvant dans l'une de ces zones. Certaines indications, qui peuvent également s'appliquer aux cas sans interférence, ont également été proposées pour ces méthodes afin d'obtenir des estimations fiables des paramètres recherchés. Il s'agit de la position des 3 piézomètres utilisés pour interpréter les données d'un essai réalisé dans un aquifère anisotrope, et de la variation de l'hypothèse de l'égalité des diffusivités dans le cas d'un aquifère séparé en deux zones de paramètres hydrauliques différents.

L'utilisation des méthodes proposées nécessite de connaître le débit du puits interférent et le temps auquel il est mis en marche. Toutefois, si le débit est inconnu, il peut être estimé grâce à une autre méthode mise en œuvre au préalable. Le temps auquel le puits interférent est mis en marche n'a en revanche pas pu être déterminé à partir des données recueillies lors d'un essai de pompage et il sera ainsi nécessaire de le connaître afin d'appliquer ces méthodes.

Elles permettent également d'interpréter les données d'un essai réalisé en présence de plusieurs puits interférents, mais aussi la phase de remontée d'un essai de pompage soumis à l'interférence d'un puits voisin. En revanche, bien que la présence de frontières constitue un cas particulier d'interférence et que les théories développées peuvent donc s'appliquer dans ce cas, les nombreuses zones de transition dues au nombre élevé de puits considérés lorsque frontière et puits interférent sont combinés rendent celle-ci difficile voire impossible à localiser suivant l'ordre dans lequel l'influence des différents puits se fait sentir au puits d'observation. Comme dans le cas sans interférence, la détermination des paramètres hydrauliques de l'aquifère lorsqu'un test soumis à l'interférence d'un puits voisin est réalisé à proximité d'une frontière va dépendre de la position du piézomètre et de l'effet de l'emménagement du puits de pompage.

Malgré ces quelques limitations, les méthodes présentées tout au long de cette étude devraient permettre d'améliorer la gestion des ressources en eau souterraine en proposant une alternative simple d'utilisation aux méthodes numériques actuellement utilisées lors de l'interprétation d'essais de pompage influencés par l'activité d'un puits voisin, lorsque ce dernier n'est pas tout simplement négligé.

Le dernier objectif présenté au début de cette thèse était la détermination d'un critère afin de savoir, avant même le début de l'essai de pompage, si un puits voisin actif allait devoir être pris en compte ou non lors de l'interprétation des données de cet essai. Si un critère a bien été proposé, la réponse apportée à ce problème n'est que partielle et va nécessiter une étude supplémentaire sur l'effet de l'emménagement du puits de pompage, et plus particulièrement sur le temps à partir duquel celui-ci devient négligeable. En attendant, c'est a posteriori et en observant la courbe du rabattement en fonction du temps que ce choix va devoir se faire. Une attention toute particulière devra être apportée aux données de rabattement obtenues pour les temps élevés afin de ne pas confondre l'influence de l'interférence due à un autre puits et l'effet d'une frontière.

Il serait également souhaitable de réaliser un ou plusieurs essai(s) de pompage avec interférences sur le terrain dans des conditions connues, afin de confirmer l'applicabilité des méthodes proposées ou au contraire d'y apporter des nuances suivant les aléas rencontrés.

Enfin, les méthodes proposées ici pour intégrer l'influence d'un puits voisin à l'interprétation des données d'un essai de pompage ont été combinées à d'autres méthodes développées en l'absence d'interférence dans certains cas, mais de nombreuses autres déclinaisons pourraient être réalisées afin d'élargir leur applicabilité sur des cas réels. La pénétration partielle des puits ou la localisation du puits interférent dans un aquifère séparé de l'aquifère testé par un aquitard seraient notamment des configurations particulièrement intéressantes à étudier.

RÉFÉRENCES

- Barker, J. A. (1988). A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock. *Water Resources Research*, 24(10), 1796-1804.
- Bear, J. (1979). *Hydraulics of groundwater*. London, NY: McGraw-Hill International Book Co.
- Beauheim, R. L., Roberts, R. M., & Avis, J. D. (2004). Well testing in fractured media: flow dimensions and diagnostics plots. *Journal of Hydraulic Research*, 42(Extra Issue), 69-76.
- Belanger, C. (2000). *Modélisation numérique d'un essai d'aquifère à nappe captive soumis à l'effet de marée*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Bentley, C. B. (1979). Aquifer coefficients determined from multiple well effects, Fernandina Beach, Florida. *Ground Water*, 17(6), 525-531.
- Birsoy, Y. K., & Summers, W. K. (1980). Determination of aquifer parameters from step tests and intermittent pumping data. *Ground Water*, 18(2), 137-146.
- Burden, R. L., & Faires, J. D. (2005). *Numerical analysis* (8^e éd.). Belmont, CA: Thomson Brooks / Cole.
- Chander, S., Kapoor, P. N., & Goyal, S. K. (1981). Analysis of pumping test data using Marquardt algorithm. *Ground Water*, 19(3), 275-278.
- Chapuis, R. P. (1992a). Discussion of "Estimation of storativity from recovery data," by PN Ballukraya and KK Sharma, 1991. *Ground Water*, 30(2), 269-272.
- Chapuis, R. P. (1992b). Using Cooper-Jacob approximation to take account of pumping well pipe storage effects in early drawdown data of a confined aquifer. *Ground Water*, 30(3), 331-337.
- Chapuis, R. P. (1994a). Assessment of methods and conditions to locate boundaries: I. One or two straight impervious boundaries. *Ground Water*, 32(4), 576-582.
- Chapuis, R. P. (1994b). Assessment of methods and conditions to locate boundaries: II. One straight recharge boundary. *Ground Water*, 32(4), 583-590.
- Chapuis, R. P. (1999). *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Québec, Canada: Les publications du Québec.

- Chapuis, R. P. (2010). Influence of element size in numerical studies of seepage: Large-scale or regional studies. *Geotechnical news*, 28(4), 34-37.
- Chapuis, R. P. (2012a). Influence of element size in numerical studies of seepage: Small-scale details. *Geotechnical news*, 30(1), 32-35.
- Chapuis, R. P. (2012b). Influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30-33.
- Chapuis, R. P. (2012c). Influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, transient conditions. *Geotechnical news*, 30(4), 15-18.
- Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2003). Effects of monitoring and pumping well pipe capacities during pumping tests in confined aquifers. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1093-1103.
- Chapuis, R. P., & Saucier, A. (2013). A leaky aquifer below Champlain Sea clay: Closed-form solutions for natural seepage. *Ground Water*, 51(6), 960-967.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D., Acevedo, N., Marcotte, D., & Chouteau, M. (2005). Unusual drawdown curves for a pumping test in an unconfined aquifer at Lachenaie, Quebec: Field data and numerical modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1133-1144.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1113-1126.
- Chenaf, D. (1997). *Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifères*. Ph.D., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- COMSOL AB. (2011). *COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2*. Stockholm, Suède: COMSOL AB.
- Cooper, H. H., Jr., & Jacob, C. E. (1946). A generalised graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *Transactions, American Geophysical Union*, 27(4), 526-534.

- Corapcioğlu, Y. (1977). Determination of aquifer parameters for a multiple well system. *Hydrological Sciences Bulletin*, 22(4), 483-486.
- Dallaire, V. (2004). *Étude des effets d'échelle dans un aquifère alluvionnaire*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris, France: Dalmont.
- Das Gupta, A., & Joshi, S. G. (1984). Algorithm for Theis solution. *Ground Water*, 22(2), 199-206.
- Del Mar Gonzalez, M., & Rushton, K. R. (1981). Deviations from classical behaviour in pumping test analysis. *Ground Water*, 19(5), 510-516.
- Domenico, P. A., & Schwartz, F. W. (1990). *Physical and chemical hydrogeology*. New York, NY: John Wiley.
- Ferrandon, J. (1948). Les lois de l'écoulement de filtration. *Le Génie Civil*, 125(2), 24-28.
- Ferris, J. G., Knowles, D. B., Brown, R. H., & Stallman, R. W. (1962). *Theory of aquifer tests*. US Geological Survey Water-Supply Paper 1536-E, 69-174.
- Gauthier, J. (2003). *Vérification numérique des méthodes d'interprétation d'essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Geo-Slope. (2007). *Seepage Modeling with Seep/W 2007*. Calgary, Canada: Geo-Slope International.
- Gupta, A. D. (1989). On analysis of step-drawdown data. *Ground Water*, 27(6), 874-881.
- Hantush, M. S. (1961). Aquifer tests on partially penetrating wells. *ASCE Proceedings - Journal of the Hydraulics Division*, 87(HY5), 171-195.
- Hantush, M. S., & Thomas, R. G. (1966). A method for analyzing a drawdown test in anisotropic aquifers. *Water Resources Research*, 2(2), 281-285.
- Heilweil, V. M., & Hsieh, P. A. (2006). Determining anisotropic transmissivity using a simplified Papadopoulos method. *Ground Water*, 44(5), 749-753.
- Johnson, E. E. (1966). *Ground water and wells*. St. Paul, MN: Johnson Division.

- Kawecki, M. W. (1993). Recovery analysis from pumping tests with stepped discharge. *Ground Water*, 31(4), 585-592.
- Kawecki, M. W. (1995). Meaningful interpretation of step-drawdown tests. *Ground Water*, 33(1), 23-32.
- Kern, J. W., & Dobson, C. W. (1998). Determination of variances for maximum and minimum transmissivities of anisotropic aquifers from multiple well pumping test data. *Ground Water*, 36(3), 457-464.
- Labadie, J. W., & Helweg, O. J. (1975). Step-drawdown test analysis by computer. *Ground Water*, 13(5), 438-444.
- Lee, T. C. (1999). *Applied mathematics in hydrogeology*. Boca Raton, FL: Lewis Publishers.
- Lin, J., & Yang, H. (2005). Pressure buildup analysis for a well in a closed, bounded multiwell reservoir. *Chinese Journal of Chemical Engineering*, 13(4), 441-450.
- Lin, J., & Yang, H. (2007). Analysis of well-test data in a multiwell reservoir with water injection. *Proceedings of the SPE Annual Technical Conference and Exhibition (Paper SPE 110349)*. Anaheim, CA.
- McElwee, C. D. (1980). Theis parameter evaluation from pumping tests by sensitivity analysis. *Ground Water*, 18(1), 56-60.
- Mutch, R. D., Jr. (2005). A distance-drawdown aquifer test method for aquifers with areal anisotropy. *Ground Water*, 43(6), 935-938.
- Neuman, S. P., Walter, G. R., Bentley, H. W., Ward, J. J., & Gonzalez, D. D. (1984). Determination of horizontal aquifer anisotropy with three wells. *Ground Water*, 22(1), 66-72.
- Nind, T. E. W. (1965). Influences of absolute and partial hydrologic barriers on pump test results. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 2(4), 309-323.
- Papadopoulos, I. S. (1965). Nonsteady flow to a well in an infinite anisotropic aquifer. *Proceedings of Dubrovnik Symposium on the Hydrology of Fractured Rocks*, vol. 73, 21-31. Dubrovnik, Yugoslavia: IASH Publications.

- Papadopoulos, I. S., & Cooper, H. H., Jr. (1967). Drawdown in a well of large diameter. *Water Resources Research*, 3(1), 241-244.
- Raghunath, H. M. (1982). *Ground Water*. New Delhi, India: Wiley Eastern Limited.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), 318-333.
- Rushton, K. R. (1985). Interference due to neighboring wells during pumping tests. *Ground Water*, 23(3), 361-366.
- Sato, T., & Ueshita, K. (1985). Transmissivity tensor identification from pumping test data. *Soils and Foundations*, 25(3), 127-132.
- Singh, S. K. (2006). Identification of aquifer parameters from residual drawdowns: an optimization approach. *Hydrological Sciences Journal*, 51(6), 1139-1148.
- Slider, H. C. (1966). Application of pseudosteady state flow to pressure-buildup analysis. *Proceedings of the Regional Symposium of the SPE-AIME* (Paper SPE 1403). Amarillo, TX.
- Theis, C. V. (1935). The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *Transactions, American Geophysical Union*, 16, 519-524.
- Weber, S., & Chapuis, R. P. (2010). Considering the influence of neighbouring wells when interpreting a pumping test in a confined aquifer. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference* (pp. 1039-1047). Calgary, Canada.
- Weber, S., & Chapuis, R. P. (2012). Consideration of the influence of neighbouring wells when interpreting pumping test data in a confined aquifer with two areas of similar diffusivity. *Proceedings of the 65th Canadian Geotechnical Conference* (Paper 186, 8 p.). Winnipeg, Canada.
- Weber, S., & Chapuis, R. P. (2013). Interpretation of a pumping test with interference from a neighboring well. *Ground Water*, 51(6), 935-944.

- Weber, S., & Chapuis, R. P. (2014). Interpreting pumping test data influenced by an interfering well in an area of different hydraulic parameters. *Canadian Geotechnical Journal*, article soumis.
- Weber, S., Chapuis, R. P., & Duhaime, F. (2014). Interpreting a pumping test influenced by another well in an anisotropic aquifer. *Ground Water*, sous presse. doi: 10.1111/gwat.12122.
- Wenzel, L. K., & Greenlee, A. L. (1943). A method for determining transmissibility and storage coefficients by tests of multiple well systems. *Transactions, American Geophysical Union*, 24, 547-564.
- Yeh, H. D. (1987). Theis' solution by nonlinear least-squares and finite-difference Newton's method. *Ground Water*, 25(6), 710-715.
- Yeh, H. D. (1989). Step-drawdown data analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(10), 1426-1432.

ANNEXE 1 – Vérification des méthodes de la littérature

Le logiciel Seep/W a été utilisé afin de modéliser un aquifère homogène et isotrope vu en plan.

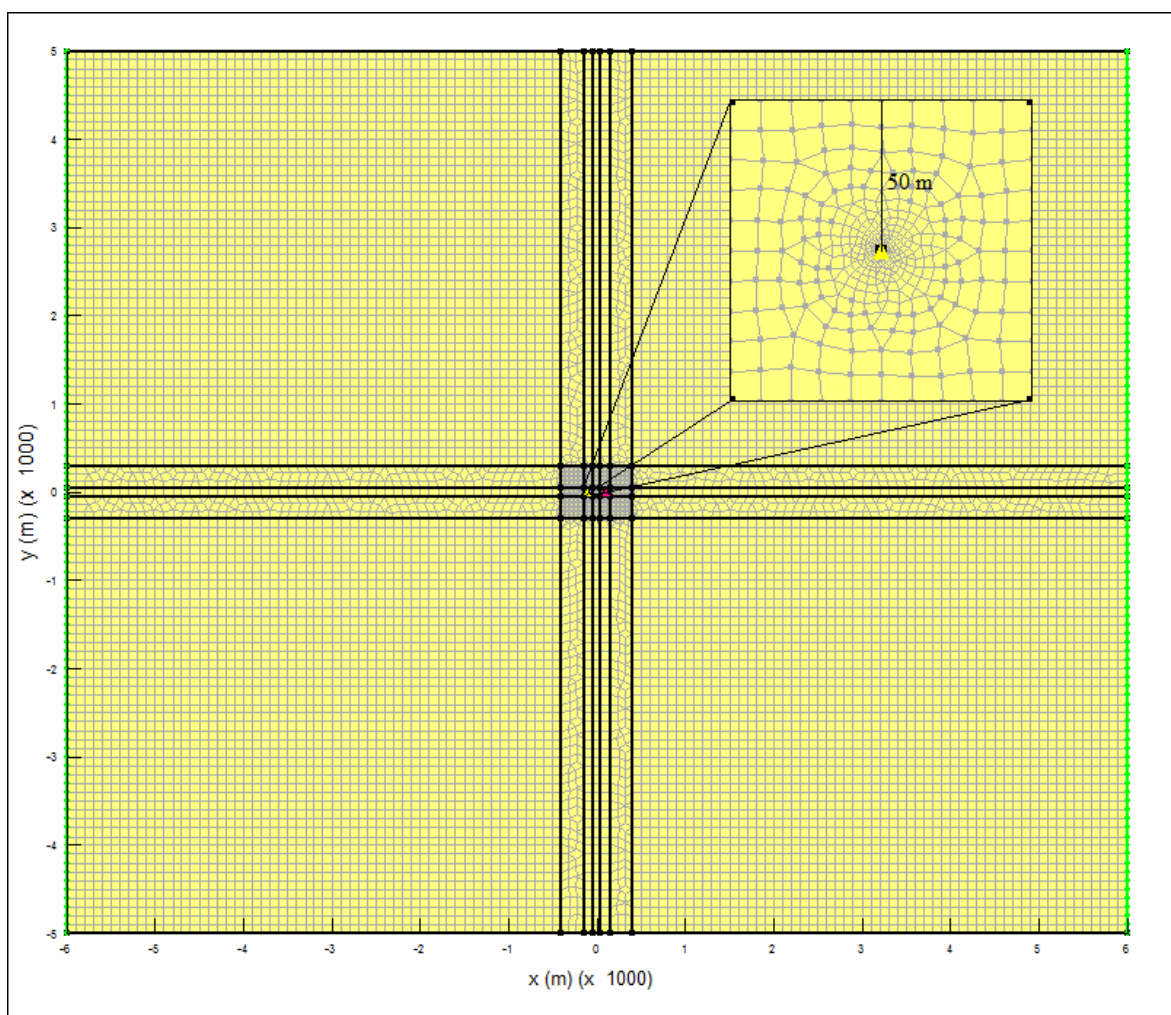


Figure A-1 : Maillage du modèle utilisé.

Le modèle est constitué d'un aquifère rectangulaire de 12 km de long par 10 km de large afin que l'effet des frontières puisse être négligé dans les simulations numériques effectuées. Le problème étant résolu en nappe captive, l'ensemble des calculs se fait en conditions saturées et les équations de résolution sont linéaires. Par conséquent, les calculs restent rapides malgré le grand nombre de mailles. La taille du maillage est de 100 m près des frontières, et celui-ci est raffiné

progressivement vers le centre de l'aquifère : 25 m à 300 m des puits, 8 m à 50 m et 5 cm autour des puits. Les puits sont situés aux coordonnées (-100, 0) pour le puits interférent et (100, 0) pour le puits de pompage. Ils sont modélisés par un matériau de transmissivité 100 fois plus élevée que l'aquifère alentour sur un rayon de 5 cm (Figure A-1).

Les données entrées dans le modèle sont les suivantes :

- Conductivité hydraulique à saturation (= transmissivité pour une épaisseur b de 1 m) : 6.10^{-3} m/s (m^2/s);
- Teneur en eau volumique à saturation (= porosité) : $0.3 \text{ m}^3/\text{m}^3$;
- m_w ($= S_s/\gamma_w$, ou S/γ_w pour une épaisseur b de 1 m) : $1.01968.10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ (soit $S = 1.10^{-3}$);
- Q_p (débit du puits de pompage) : $2000 \text{ m}^3/\text{j}$;
- Q_i (débit du puits interférent) : $1000 \text{ m}^3/\text{j}$;
- Frontière imperméable en $y = \pm 5 \text{ km}$;
- Charge constante $h_0 = 50 \text{ m}$ en $x = \pm 6 \text{ km}$;

Notons que les conditions aux frontières ont été définies de façon arbitraire, celles-ci étant suffisamment éloignées des puits de pompage et d'observation pour n'avoir aucune influence sur le rabattement tout au long de la durée de l'essai de pompage.

Les différentes méthodes présentées au paragraphe 1.5 pour interpréter un essai de pompage influencé par l'exploitation d'un puits voisin ont été testées sur les rabattements obtenus par ce modèle.

A.1 Méthode de Corapcioğlu (1977)

Contrairement aux méthodes suivantes, pour lesquelles le début du pompage dans les puits testé et interférent a été décalé, une première simulation a été réalisée en lançant les 2 puits simultanément, afin de rester dans le cas énoncé par Corapcioğlu dans son article. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure A-2 et dans le Tableau A-1. Ils sont en apparence très bons, car la valeur du quotient T / S était connue a priori.

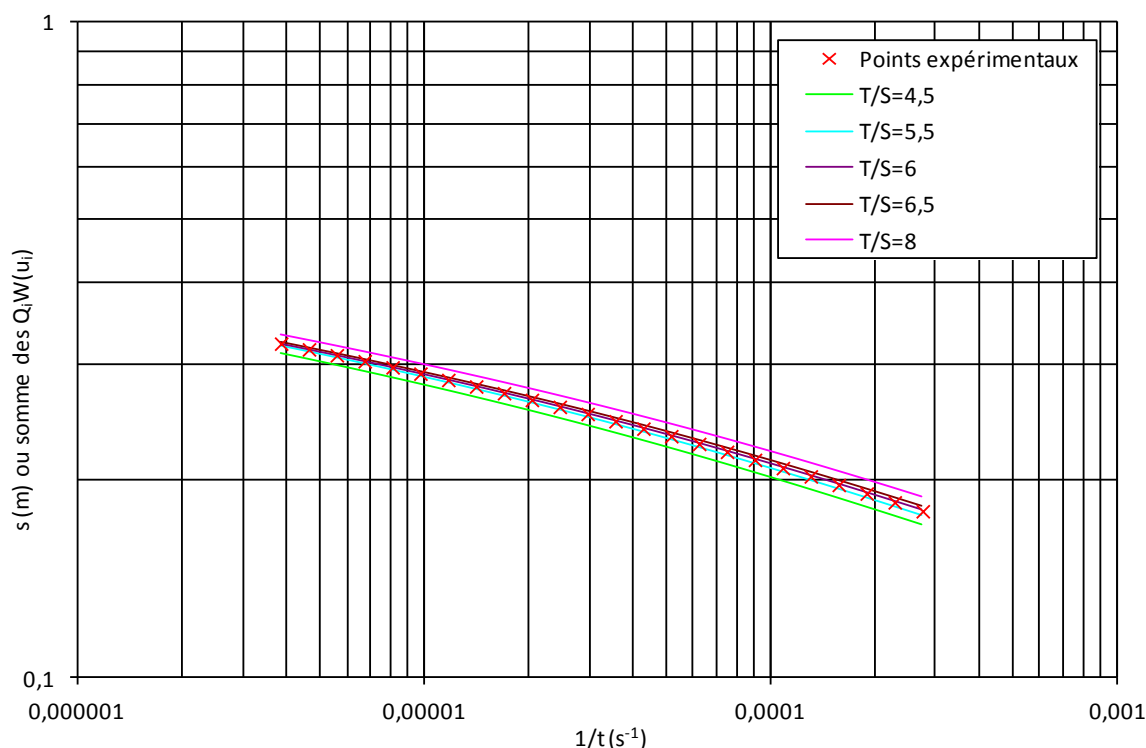


Figure A-2 : Interprétation des résultats de la simulation numérique par la méthode de Corapcioğlu.

Tableau A-1 : Paramètres hydrauliques déterminés par la méthode de Corapcioğlu.

T (m ² /s)	S	Erreur sur T (%)	Erreur sur S (%)
6,05E-03	1,01E-03	0,80	0,80

Toutefois, la courbe expérimentale pourrait être superposée sur chacune des courbes types ayant un rapport T / S compris entre 5 et 7. L'erreur sur T reste alors faible (de l'ordre de 2%), mais l'erreur sur S peut aller jusqu'à 20%. L'utilisation de données réelles au lieu de rabattements obtenus par un modèle numérique aura également tendance à augmenter la subjectivité de la superposition, et donc l'erreur sur les valeurs de T et S obtenues par cette méthode.

Rappelons que la simulation a été réalisée strictement suivant l'article de Corapcioğlu, à savoir pour des pompages démarrant en même temps dans les puits testé et interférent. La méthode

pourrait également être appliquée dans le cas d'un démarrage différé des puits, à condition de choisir la même origine des temps pour l'ensemble des courbes.

A.2 Méthode de Wenzel & Greenlee (1943)

Pour cette méthode, ainsi que pour les suivantes, le début du pompage dans les puits testé et interférent est décalé d'un temps choisi arbitrairement, $t_b = 152\,356$ s, le puits interférent étant le premier à être mis en marche. Les rabattements ont dans un premier temps été mesurés dans un piézomètre situé à 1.05 m du puits de pompage aux temps $t = 1178$, 13 348 et 215 358 s après le début de l'essai de pompage (Figure A-3), puis, dans 5 piézomètres situés respectivement à 0.51, 1.05, 2.75, 5.25 et 8.85 m du puits de pompage au temps $t = 215\,358$ s après le début de l'essai de pompage (Figure A-4). Les valeurs obtenues pour la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement sont présentées dans le Tableau A-2.

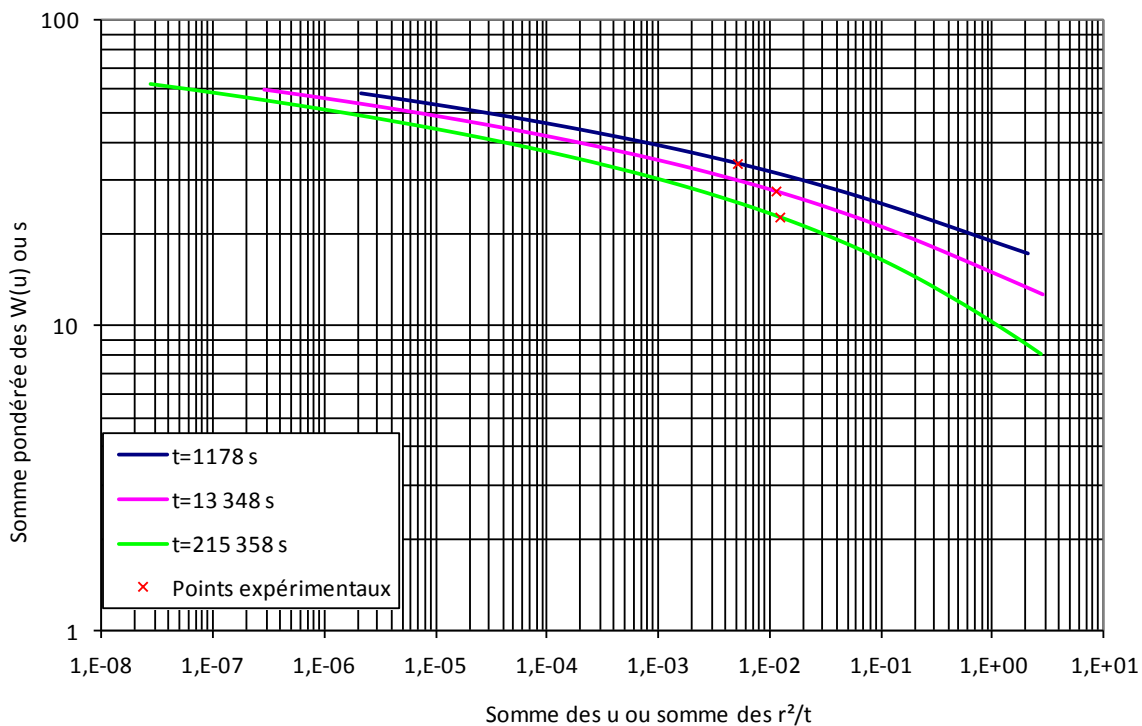


Figure A-3 : Interprétation des résultats de la simulation numérique par la méthode de Wenzel & Greenlee pour un seul puits d'observation ($r = 1.05$ m).

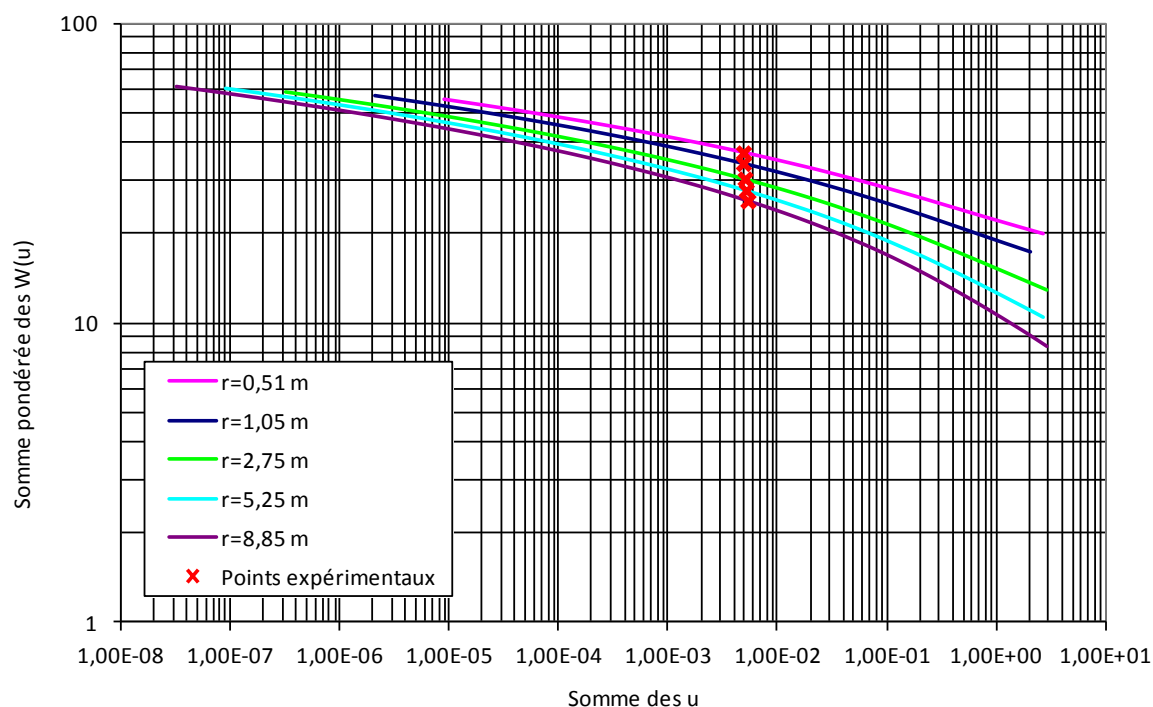


Figure A-4 : Interprétation des résultats de la simulation numérique par la méthode de Wenzel & Greenlee pour plusieurs puits d'observation à un temps donné ($t = 215\,358$ s).

Tableau A-2 : Paramètres hydrauliques déterminés par la méthode de Wenzel & Greenlee.

	T (m ² /s)	S	Erreur sur T (%)	Erreur sur S (%)
r constant	5,99E-03	1,13E-03	0,22	12,55
t constant	6,00E-03	1,08E-03	0,07	7,93

Les résultats obtenus par la méthode de Wenzel & Greenlee sont donc très bons, malgré la subjectivité de la superposition. Dans un cas réel, il conviendra toutefois de considérer un nombre de points suffisamment grand pour minimiser les erreurs lors de la superposition.

Notons que l'utilisation des rabattements apparents (mesurés par rapport au niveau de la nappe au début de l'essai de pompage) à la place des rabattements réels (mesurés par rapport au niveau d'équilibre de la nappe) permet de déterminer la valeur de la transmissivité avec la même précision. La valeur du coefficient d'emménagement ne peut en revanche être estimée si le niveau piézométrique de la nappe au repos est inconnu.

A.3 Méthode de Cooper & Jacob généralisée (1946)

La méthode développée par Cooper & Jacob a été testée sur le même modèle que précédemment, dans un piézomètre situé à 1.05 m du puits de pompage pour les phases de pompage (Figure A-5) et de remontée (Figure A-6). Les valeurs obtenues pour la transmissivité et le coefficient d'emménagement à l'aide de la méthode de Cooper-Jacob généralisée sont présentées dans le Tableau A-3.

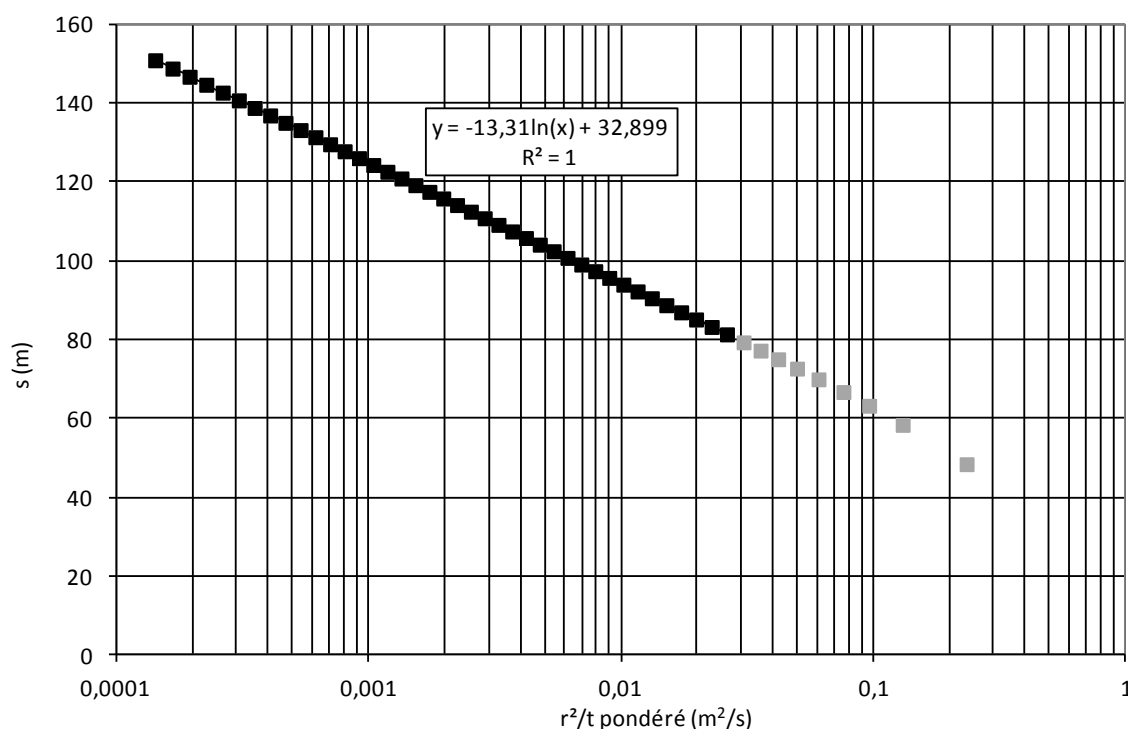


Figure A-5 : Interprétation des résultats de la simulation numérique par la méthode de Cooper-Jacob pour la phase de pompage.

Tableau A-3 : Paramètres hydrauliques déterminés par la méthode de Cooper-Jacob généralisée.

	T (m ² /s)	S	Erreur sur T (%)	Erreur sur S (%)
Pompage	5,98E-03	1,14E-03	0,36	13,60
Remontée	6,01E-03	9,19E-04	0,24	8,09

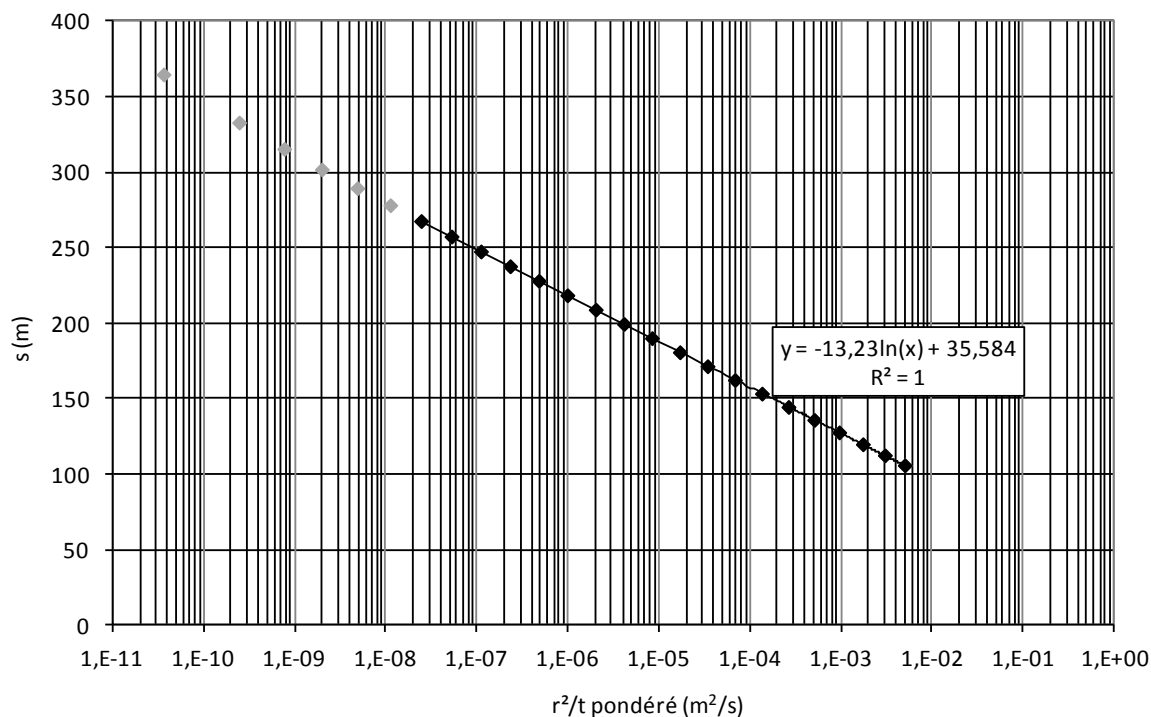


Figure A-6 : Interprétation des résultats de la simulation numérique par la méthode de Cooper-Jacob pour la phase de remontée.

La méthode proposée par Cooper & Jacob permet donc de déterminer la transmissivité avec une excellente précision. La détermination du coefficient d'emmagasinement est également très bonne. Comme mentionné lors de la présentation de cette méthode (§ 1.5.2), son plus gros défaut est la nécessité de connaître le rabattement de la nappe par rapport au niveau piézométrique de l'aquifère au repos lors du démarrage de l'essai de pompage, ce qui la rend généralement inapplicable si le puits interférent commence à pomper avant le début de l'essai.

A.4 Méthode de Rushton (1985)

Les données numériques de rabattement (s) utilisées dans les méthodes précédentes ont été ramenées à des rabattements apparents (s_a) en soustrayant à chaque donnée le rabattement s_0 mesuré dans le même piézomètre au temps t_b (les résultats suivant concernent toujours le piézomètre situé à 1.05 m du puits testé, afin de pouvoir comparer les méthodes entre elles).

Les données de rabattement apparent ont ensuite été interprétées par la méthode itérative de Rushton. La méthode a été automatisée sous Excel et appliquée sur l'ensemble des temps

supérieurs à 1000 secondes après le début de l'essai de pompage (choix arbitraire destiné à écarter les points non alignés en raison du non respect du critère de Cooper-Jacob $u < 0.1$). La validité de ce choix a été vérifiée de façon visuelle sur les droites obtenues, montrant qu'il était un peu trop restrictif. Cependant, les valeurs de T et S déterminées par cette méthode étant suffisamment proches des valeurs entrées dans le modèle pour confirmer le bon fonctionnement de la méthode de Rushton, le temps à partir duquel les données respectaient effectivement le critère de Cooper-Jacob n'a pas été déterminé avec plus de précision pour chaque itération.

La méthode converge rapidement (3 chiffres significatifs identiques en 4 itérations). A partir des valeurs de T et S estimées par cette méthode, il est possible de calculer le temps à partir duquel le deuxième terme de l'équation 1.53 n'est plus négligeable, et donc à partir duquel la méthode de Rushton n'est plus applicable pour le piézomètre considéré :

$$t > \frac{t_b}{1 - \frac{0.01 \times 4Tt_b}{r_i^2 S}} = 8 \text{ j } 7 \text{ h après le début du pompage dans le puits interférent.}$$

La simulation numérique finissant environ 4 j 17 h après le début du pompage dans le puits interférent, le deuxième terme de l'équation 1.53 pouvait donc bien être négligé.

Les paramètres hydrauliques déterminés par cette méthode (Tableau A-4) sont semblables à ceux obtenus en utilisant la méthode de Cooper-Jacob généralisée (1946).

Rappelons que la méthode de Rushton a pour principal avantage qu'elle peut être appliquée même si le niveau de l'aquifère à l'équilibre est inconnu, ce qui est généralement le cas si le puits interférent est mis en marche avant le début de l'essai de pompage. Dans ce cas, elle est toutefois limitée par la condition de pouvoir négliger le deuxième terme de l'équation 1.53, condition dépendant de l'ensemble des paramètres suivants : r_i , T , S , t_b et t . Cette méthode est inapplicable si le puits interférent est mis en marche après le début de l'essai de pompage.

Tableau A-4 : Paramètres hydrauliques déterminés par la méthode de Rushton.

	Itération 1	Itération 2	Itération 3	Itération 4	Erreur (%)
$T \text{ (m}^2\text{/s)}$	5,54E-03	6,01E-03	5,97E-03	5,97E-03	0,43
S	-	-	-	1,16E-03	16,35

ANNEXE 2 – Compléments sur les essais de laboratoire et de terrain

Les travaux qui auraient dû être réalisés au laboratoire et sur le terrain et les raisons pour lesquelles ces travaux ont été abandonnés sont présentés au paragraphe 3.2. Certains des résultats obtenus lors de ces tests, n'ayant pu être exploités ou étant quelque peu hors sujet dans le cadre de cette étude sur les interférences entre puits de pompage, sont présentés ici.

B.1 Résultats obtenus dans la cuve

L'utilisation de la cuve au laboratoire a été abandonnée en raison des quatre frontières, situées trop près des pompages et faisant intervenir une infinité de puits images et autant de zones de transition, ne laissant pas de droite interprétable se développer. Notons que la droite de Cooper-Jacob (de 8 à 20 s sur la courbe bleue de la Figure B-1) n'est déjà pas évidente à identifier en l'absence d'interférence en raison de la manifestation rapide de l'effet des frontières.

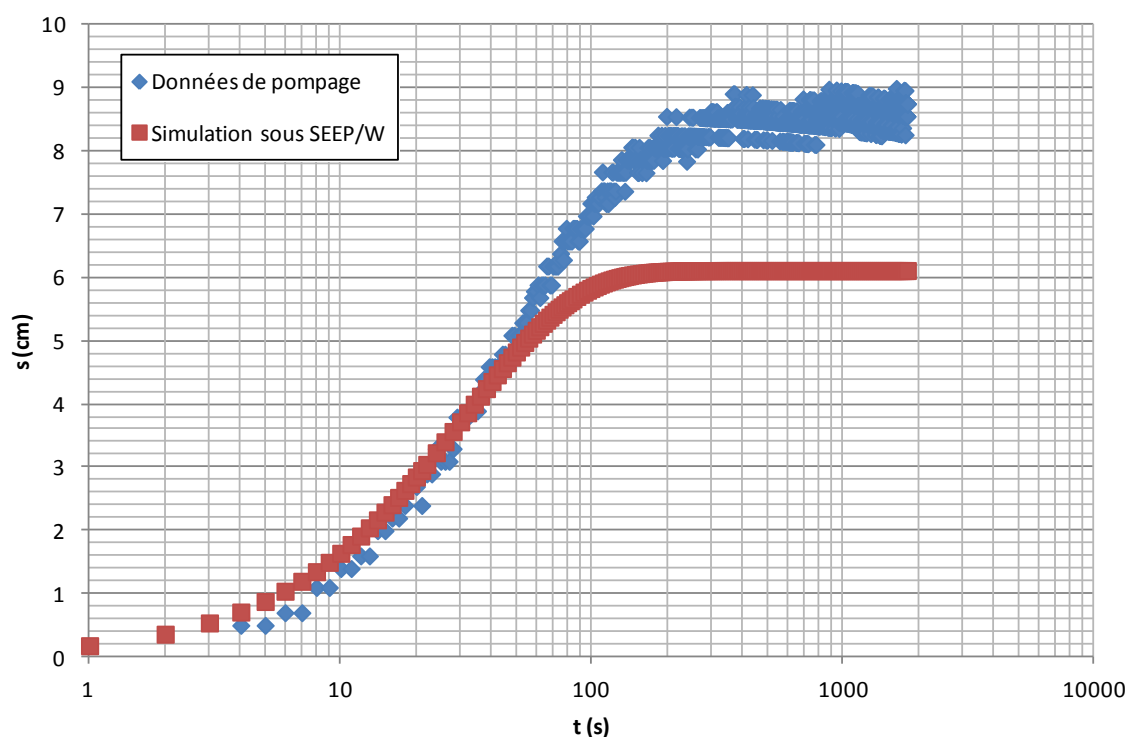


Figure B-1 : Comparaison des rabattements obtenus dans le piézomètre PB13 par essai de pompage sans interférence dans la cuve et par simulation de celle-ci avec le logiciel Seep/W.

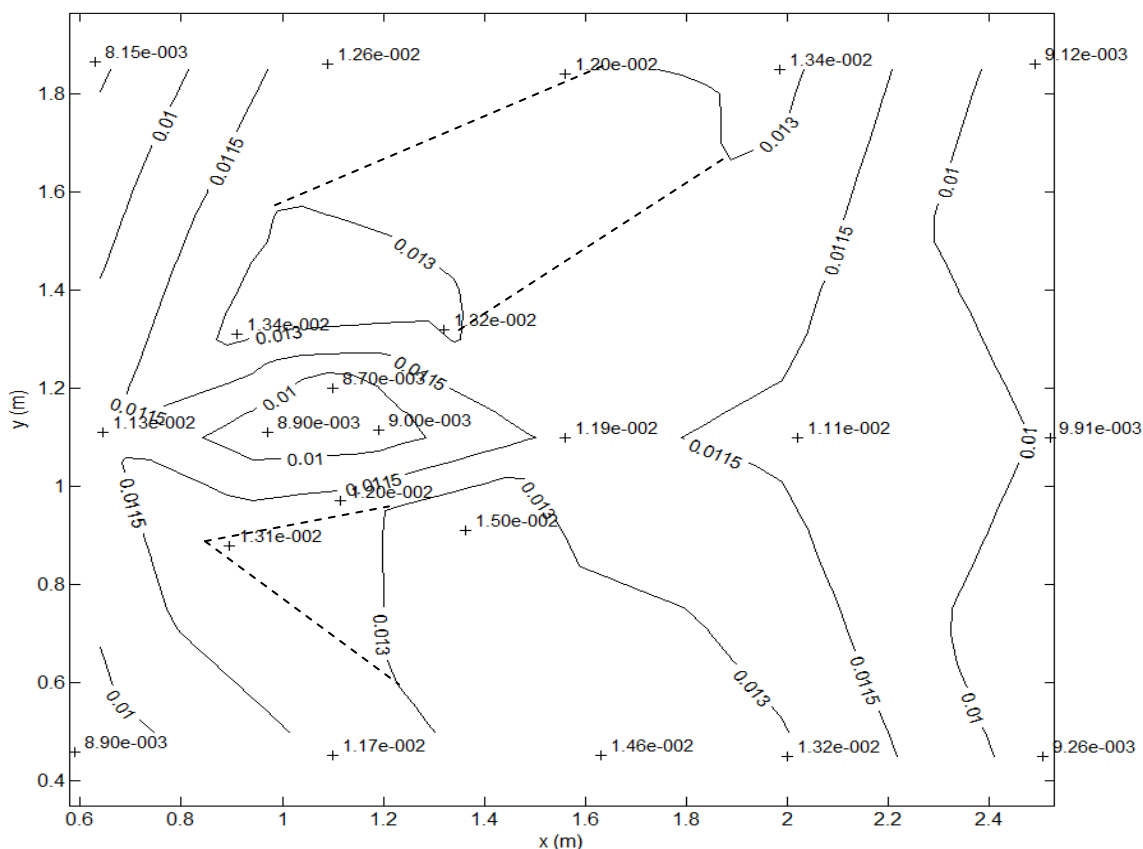
D'autres problèmes ont toutefois été rencontrés avant d'abandonner ce modèle réduit, et notamment la non-superposition des rabattements obtenus par essai de pompage et lors des simulations des écoulements dans le modèle réduit effectuées sur Seep/W, notamment pour ce qui est du rabattement en régime permanent (Figure B-1).

La cuve ayant été mise en place il y a une vingtaine d'années et ayant été souvent sollicitée depuis, des essais de perméabilité ont été réalisés dans chacun des piézomètres de la nappe captive afin de vérifier l'homogénéité de l'aquifère, du sable ayant par ailleurs été pompé au fond de certains piézomètres. Ces essais de perméabilité ont donné les valeurs de conductivité hydraulique présentées dans le Tableau B-1 en utilisant des coefficients de forme obtenus à l'aide du logiciel COMSOL afin de tenir compte de la géométrie particulière de la cuve.

Tableau B-1 : Conductivités hydrauliques obtenues pour les piézomètres de la nappe captive.

Piézomètre	K (cm/s)	Piézomètre	K (cm/s)	Piézomètre	K (cm/s)
Pb1	8,90E-03	Pb10	9,91E-03	Pb18	1,34E-02
Pb2	1,17E-02	Pb11	8,87E-03	Pb19	8,15E-03
Pb3	1,46E-02	Pb12	8,68E-03	Pb20	1,27E-02
Pb4	1,32E-02	Pb13	8,97E-03	Pb21	1,20E-02
Pb5	9,26E-03	Pb14	1,20E-02	Pb22	1,34E-02
Pb7	1,13E-02	Pb15	1,31E-02	Pb23	9,13E-03
Pb8	1,19E-02	Pb16	1,50E-02		
Pb9	1,12E-02	Pb17	1,32E-02		

Les valeurs sont homogènes, bien qu'on puisse distinguer une zone de conductivité hydraulique légèrement plus faible autour du puits de pompage (Figure B-2), sans doute due au déplacement des particules les plus fines vers le puits au cours des pompages successifs ayant eu lieu dans la cuve. On observe également une certaine symétrie des résultats, en considérant que les zones de conductivité hydraulique $1.30.10^{-2}$ pourraient être étendues aux 2 zones en pointillés. La Figure B-2 a été obtenue à l'aide des valeurs de conductivité hydraulique du Tableau B-2 et de MATLAB.



B.2 Problèmes rencontrés sur le site de Sorel

Le site de Sorel a été étudié en détail lors de son instrumentation au début des années 2000 (Dallaire, 2004). La stratification de l'aquifère et la pénétration partielle des piézomètres, dont l'un doit servir de puits de pompage pour simuler un essai de pompage avec interférences, en plus de la faible transmissivité de l'aquifère, constituent autant de problèmes ayant conduit à l'abandon de ce site dans le cadre de la présente étude. Ces problèmes ont été listés au paragraphe 3.2.2. Les problèmes induits par la pénétration partielle des piézomètres et par la faible transmissivité limitant les débits de pompage sont expliqués plus en détails dans cette section, et illustrés à l'aide de figures tirées du mémoire de maîtrise de Dallaire (2004) et de quelques résultats obtenus lors d'essais préliminaires réalisés sur le site.

Deux coupes de l'aquifère sont présentées sur la Figure B-3. Ces coupes suivent les deux axes perpendiculaires sur lesquels les piézomètres ont été placés (Figure B-4). Les sols 1 à 6 sont décrits dans le Tableau B-2.

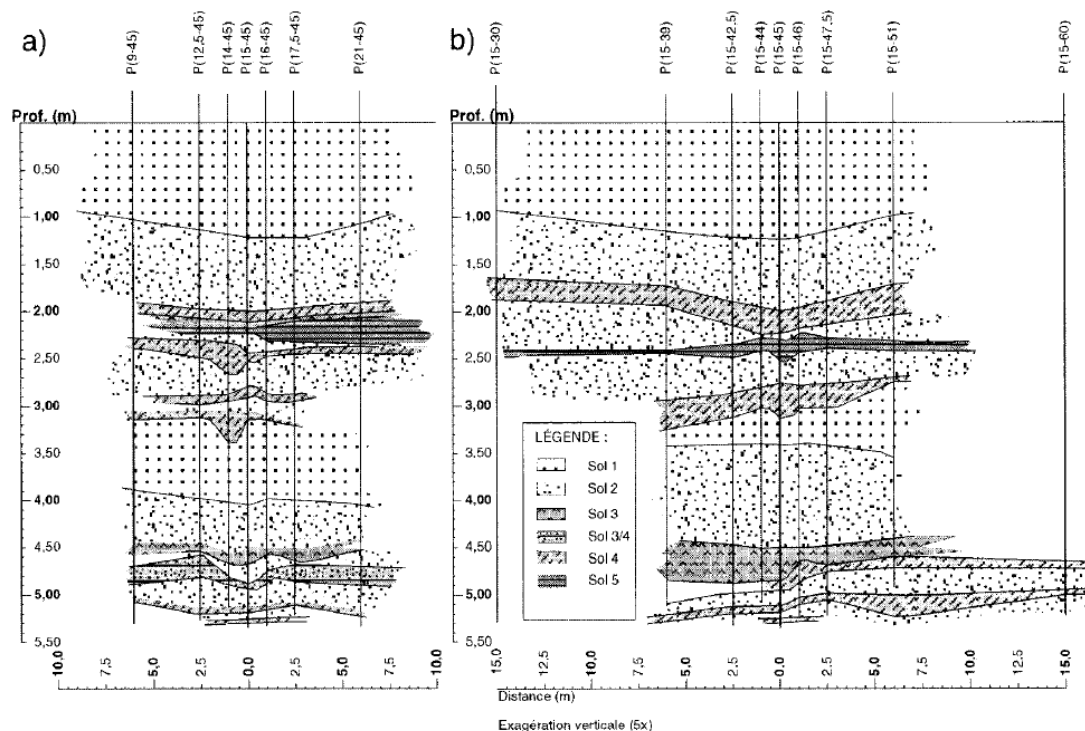


Figure B-3 : Coupes de l'aquifère de Sorel au voisinage du puits de pompage, a) suivant l'axe 2-4 et b) suivant l'axe 1-3 (tiré de Dallaire, 2004).

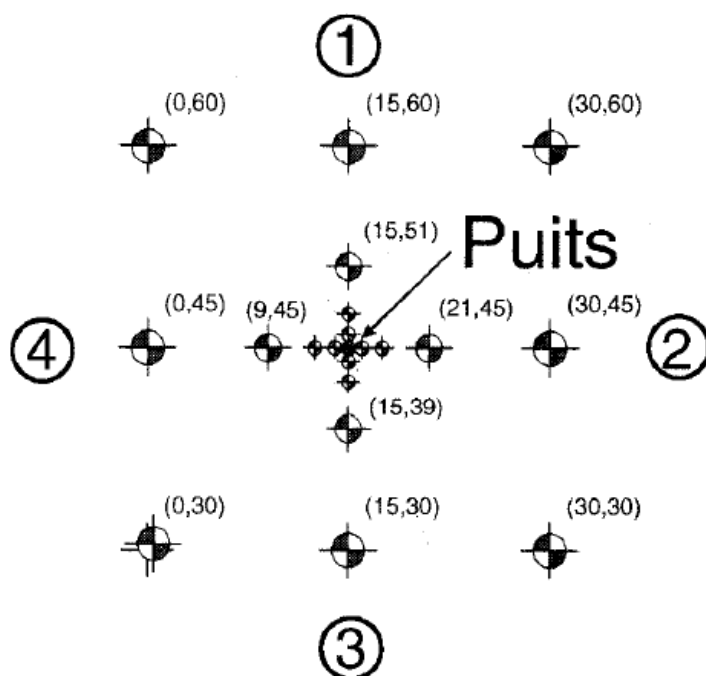


Figure B-4 : Localisation du puits de pompage et des piézomètres (tiré de Dallaire, 2004).

Tableau B-2 : Granulométrie des sols rencontrés sur le site de Sorel (adapté de Dallaire, 2004).

Sol	% Sable	% Silt	% Argile	Type de sol
1	84	13	3	Sable avec un peu de silt et traces d'argile
2	76	18	6	Sable avec un peu de silt et traces d'argile
3	58	31	11	Sable silteux avec un peu d'argile
4	40	42	18	Sable et silt avec un peu d'argile
5	40	32	28	Sable silteux et argileux
6	60	28	12	Sable silteux avec un peu d'argile

D'après la Figure B-3, la couche de perméabilité plus faible considérée comme le toit de l'aquifère est peu épaisse, continue, et constituée par le sol 5 (sable silteux et argileux). Elle se trouve à une profondeur d'environ 2 à 2.5 mètres aux alentours du puits. Des couches continues, également constituées de matériaux plus fins, sont présentes à environ 3 et 4.5 mètres de profondeur. D'après le log de forage présentant une stratigraphie plus détaillée autour du puits

(Figure B-5), l'alternance des couches de perméabilité plus faible et des sols 1 et 2 est en réalité beaucoup plus complexe et la continuité des couches loin d'être évidente (voir aussi Figure B-6).

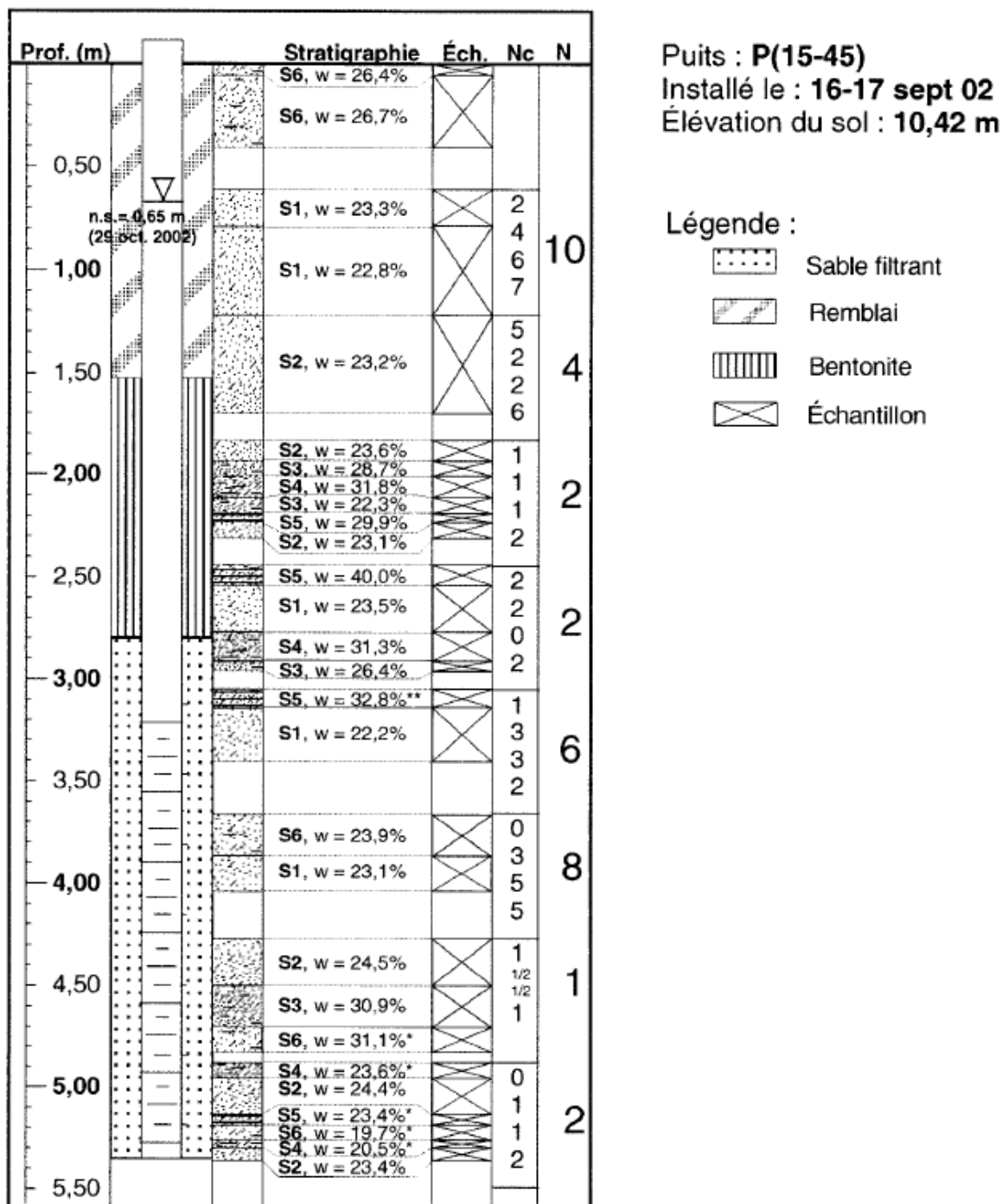


Figure B-5 : Stratigraphie détaillée autour du puits de pompage (tiré de Dallaire, 2004).

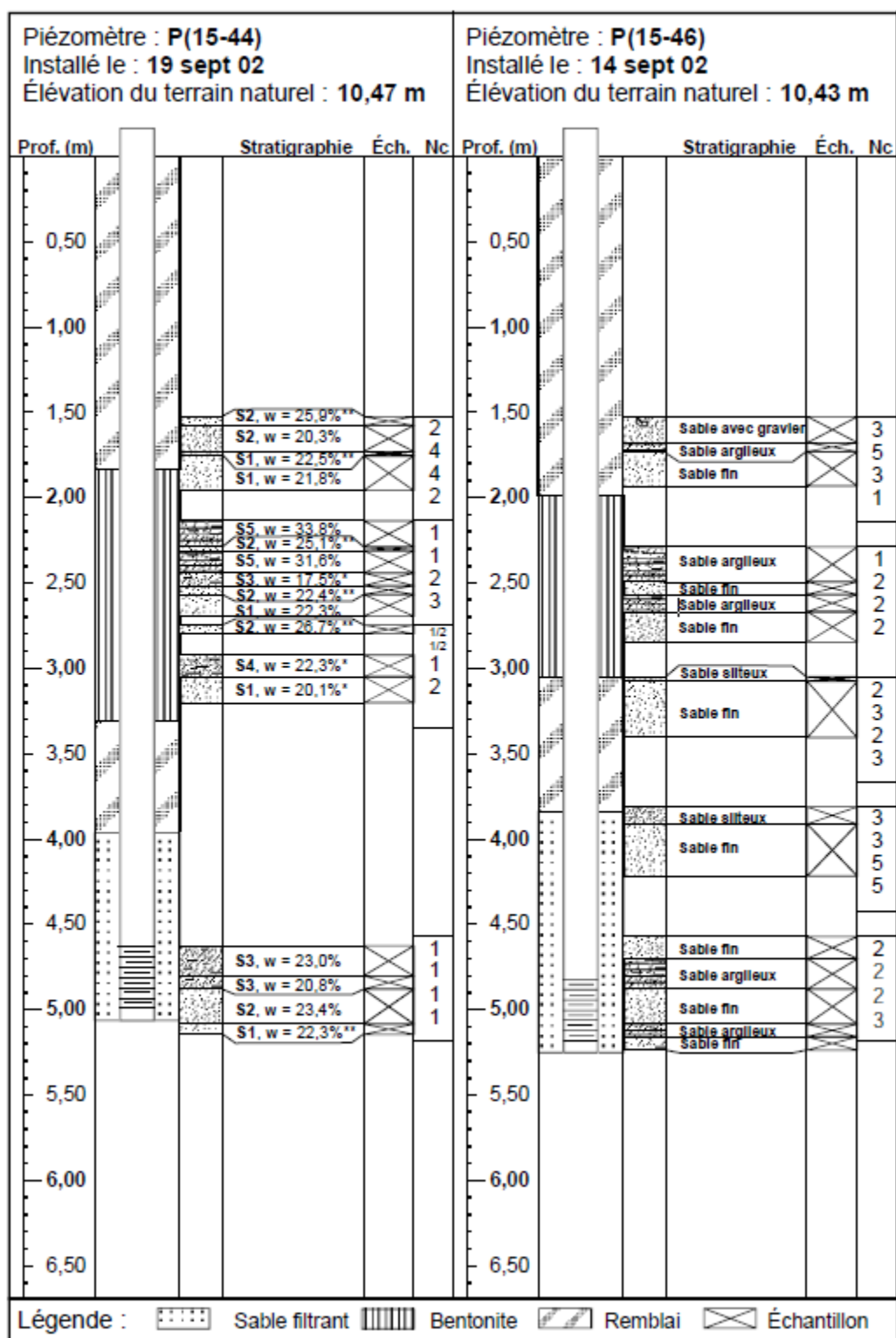


Figure B-6 : Stratigraphie détaillée des piézomètres 15-44 et 15-46 situés chacun à 1 m du puits (tiré de Dallaire, 2004).

La couche de confinement semblant bien être continue autour du puits, bien que son élévation puisse être légèrement variable, la disposition des autres couches et leur continuité ne pose pas de problème lors d'un essai de pompage réalisé dans le puits, car celui-ci est crépiné sur toute la hauteur de l'aquifère.

En revanche, si le pompage a lieu dans un des piézomètres crépiné uniquement sur les 40 premiers centimètres (Figure B-6), comme c'est le cas pour réaliser un essai de pompage avec interférences, une telle stratigraphie va rendre les écoulements très complexes, induisant plusieurs problèmes, entraînant par la même occasion l'impossibilité d'appliquer les méthodes usuelles d'interprétation des essais de pompage sur lesquelles les théories présentées dans cette thèse se basent : écoulements non horizontaux en raison de la pénétration partielle du puits; écoulements possibles à travers les couches de granulométrie plus fines si les couches sont continues (le contraste de conductivité hydraulique étant relativement faible), avec possible décalage temporel des réponses entre les parties inférieure et supérieure de l'aquifère; écoulements préférentiels avec composante verticale si les couches moins perméables ne sont pas continues...

Si l'on considère le piézomètre 15-46 dont la stratigraphie est présentée sur la Figure B-6 par exemple, la crépine se trouve vis-à-vis d'une couche de sable fin d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur surmontée de 15 centimètres de sable argileux. Cette couche fournira a priori l'essentiel de l'eau en cas de pompage, tout au moins pour des débits faibles. D'autres couches de sable fin se trouvent vis-à-vis du massif filtrant, fournissant également de l'eau au puits, mais au travers d'écoulements non horizontaux dans le massif filtrant. Ce sable fin est quant à lui positionné sous une couche de sable silteux qui se trouve au niveau de la partie supérieure du massif filtrant. Le sable fin situé au-dessus de ce sable silteux et constituant la partie supérieure de l'aquifère, situé vis-à-vis du remblai et de la bentonite, ne peut par conséquent fournir de l'eau au puits et répondre à un essai de pompage qu'au travers de la couche de sable silteux, ou éventuellement par les zones de discontinuité de celle-ci si elle n'est pas continue, contrairement à ce qui se passe pour un pompage dans le puits totalement pénétrant, pour lequel toutes les couches plus grossières se trouvent vis-à-vis de la crépine. En cas de pompage dans ce piézomètre, les écoulements vont donc être totalement imprédictibles, mais ce qui est sûr, c'est que les conditions sous lesquelles les méthodes usuelles d'interprétation des essais de pompage ont été développées ont toutes les chances de ne pas être respectées, rendant le site inutilisable pour valider les théories développées en cas d'interférences.

Par ailleurs, un second problème important a été rencontré sur le site de Sorel. La granulométrie assez fine des sols, qui combinée à une faible épaisseur de l'aquifère entraîne une faible transmissivité, limite drastiquement le débit de pompage applicable afin de ne dénoyer ni la crépine, ni l'aquifère. On peut déjà observer ce problème lors des essais réalisés après l'installation du puits (Dallaire, 2004). A un débit de 16 L/min, Dallaire a en effet obtenu le cône de rabattement présenté sur la Figure B-7 en régime permanent. En comparant cette figure aux Figures B-3 ou B-5 présentant la stratigraphie autour du puits, on se rend compte que l'aquifère est passé d'une nappe captive à une nappe libre sur une zone d'environ 50 cm de rayon autour du puits. Si la crépine est restée totalement sous l'eau, la partie supérieure du massif filtrant a également été dénoyée lors de cet essai.

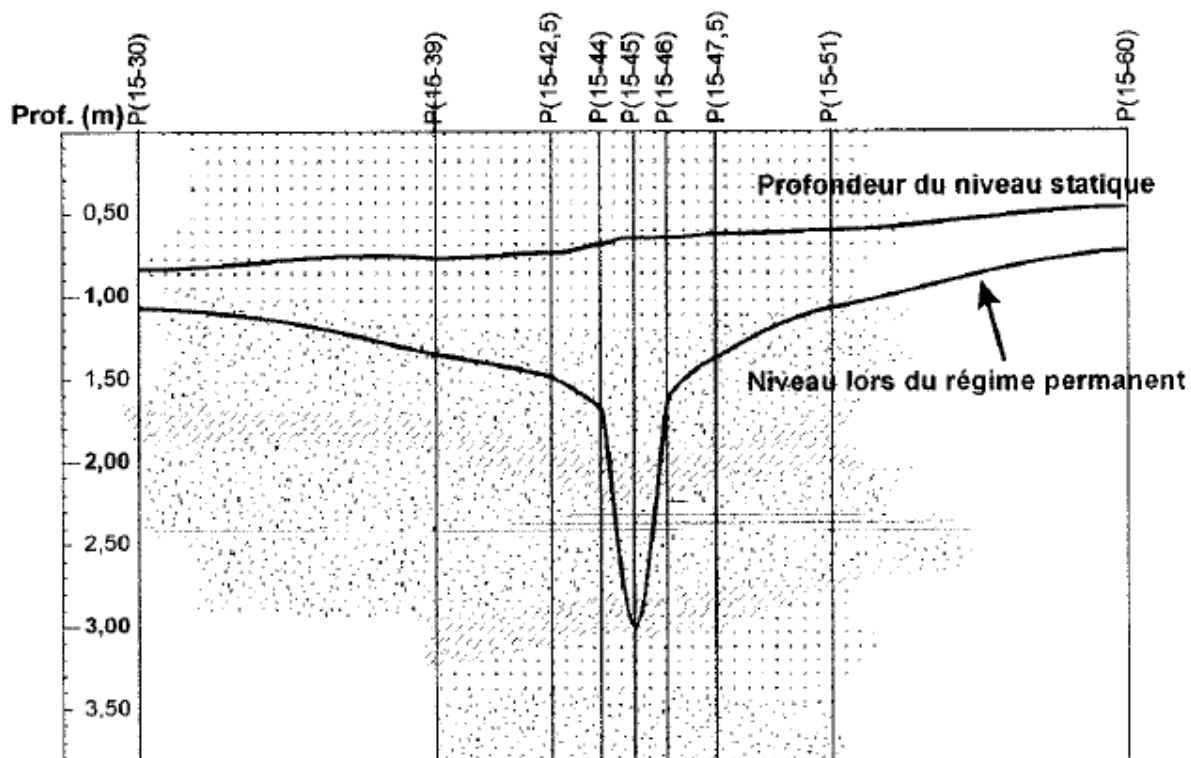


Figure B-7 : Cône de rabattement en régime permanent pour un essai de pompage réalisé dans le puits à un débit de 16 L/min (tiré de Dallaire, 2004).

Pour un pompage dans un piézomètre, dont le diamètre est 2 fois plus petit que celui du puits de pompage, et avec une crépine de 40 centimètres de hauteur seulement, un pompage à un débit de

4 L/min a entraîné un rabattement de 3.50 m en moins de 2 minutes (Figure B-8), dénoyant du même coup la crépine et faisant passer l'aquifère d'une nappe captive à une nappe libre.

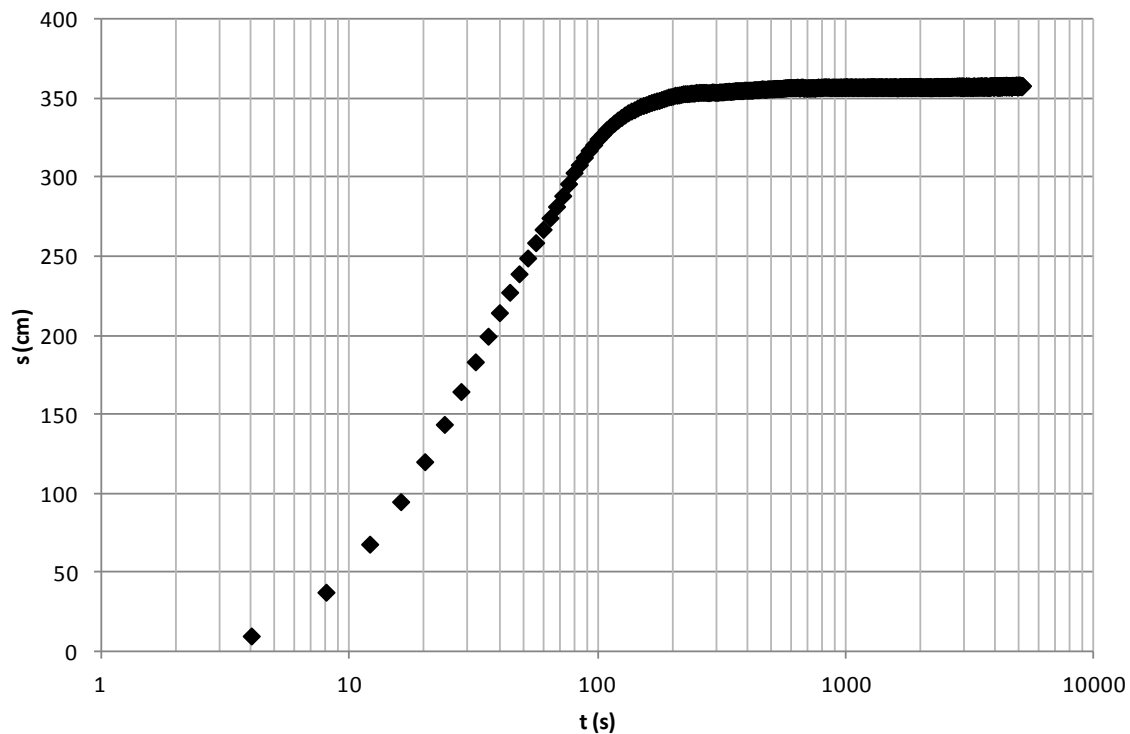


Figure B-8 : Évolution du rabattement au piézomètre 21-45 servant de puits de pompage à un débit de 4 L/min.

Un pompage à un débit beaucoup plus faible serait donc nécessaire pour limiter le rabattement au puits de pompage, mais ceci impliquerait également un rabattement très faible dans les piézomètres voisins, sur lesquels même de faibles erreurs de lecture ne seraient plus négligeables.

Une solution aux deux problèmes présentés dans cette section aurait pu être la mise en place d'un second puits totalement pénétrant et de diamètre égal à celui du premier, mais le coût d'une telle installation (plusieurs milliers de dollars) combiné à l'absence de garantie de résultats puisque la proximité des deux puits et l'obligation de réaliser les essais en régime transitoire entraînent une nouvelle fois une diminution des rayons d'action par rapport aux 35 mètres obtenus par Dallaire (2004), ont conduit à l'abandon du site de Sorel et à la recherche d'un nouvel emplacement parmi les municipalités de la Rive Nord pour réaliser des essais in situ.

ANNEXE 3 – Scripts MATLAB utilisés

Tout au long de cette étude, des données de rabattement provenant de modèles numériques résolus à l'aide du logiciel COMSOL ont été utilisées. Le lien entre ce logiciel et MATLAB a été exploité à de nombreuses reprises afin d'une part d'entrer les paramètres sur COMSOL, puis, dans certains cas, d'interpréter les données de rabattement de façon automatisée. Certains des scripts utilisés les plus remarquables sont présentés ici.

En cas de réutilisation de ces scripts, il est important de vérifier, au minimum en affichant les graphiques correspondants, que les bonnes droites ont été utilisées dans chacun des cas.

C.1 Étude du maillage

```
% Ce script permet de faire varier la taille des mailles afin de
% déterminer le meilleur maillage pour que les simulations convergent
% vers la bonne solution. Les résultats récupérés (temps et
% rabattement) sont sortis sous forme de Tableau Excel où ils ont été
% interprétés manuellement.
```

```
% Lecture des paramètres que l'on va faire varier au cours de l'étude
% paramétrique dans un fichier Excel :
% Taille du maillage près des frontières
Taillemax = xlsread('Etude maillage.xlsx', 'Entrees', 'A2:A6');
% Taille du maillage près des puits
Taillemin = xlsread('Etude maillage.xlsx', 'Entrees', 'B2:B8');
% Taux d'accroissement maximal de la taille des éléments
Growthfactor = xlsread('Etude maillage.xlsx', 'Entrees', 'C2:C5');
```

```
% Ouverture du fichier COMSOL à utiliser
ModelMatlab = mphload('Modele de base.mph');
```

```
% Valeurs de la transmissivité (m2/s) et du coefficient
% d'emmagasinement
T = 2.3e-3;
S = 4.5e-4;
```

```

% Coordonnées des piézomètres utilisés
piezo=[105 5;60 15;101 1];
pz=size(piezo,1);

% Initialisation de la matrice de résultats et des compteurs
Resultats = zeros(6+152,3*size(Taillemax,1)*size(Taillemin,1)*...
    size(Growthfactor,1)+1);
l = -1;
m = -1;

% Entrée de T et S dans COMSOL
ModelMatlab.param().set('Tra',T);
ModelMatlab.param().set('Sto',S);

% Création des points de mesure sous COMSOL
for v = 1:3*pz
    ModelMatlab.result().dataset().create...
        (sprintf('cpt%d',v), 'CutPoint2D');
end

% Localisation de ces points et grandeur à enregistrer
for u = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-2)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-1)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-2)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-1)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-2)).set...
        ('data','dset1');
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u-1)).set...

```

```

        ('data','dset2');
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',3*u)).set...
        ('data','dset3');
end

% Création des tableaux où les charges seront enregistrées sous COMSOL
for w = 1:3*pz
    ModelMatlab.result().numerical().create...
        (sprintf('pev%d',w), 'EvalPoint');
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',w)).set...
        ('data', sprintf('cpt%d',w));
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',w)).set...
        ('expr', 'dl.H');
    ModelMatlab.result().table().create(sprintf('tbl%d',w), 'Table');
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',w)).set...
        ('table', sprintf('tbl%d',w));
end

% Première boucle faisant varier la taille des mailles près de la frontière
for i = 1:size(Taillemax,1)
    max = Taillemax(i);
    ModelMatlab.mesh('mesh1').feature('ftri1').feature('size2').set...
        ('hmax',max);
    % Seconde boucle faisant varier la taille près du puits
    for j = 1:size(Taillemin,1)
        min = Taillemin(j);
        ModelMatlab.mesh('mesh1').feature('ftri1').feature...
            ('size2').set('hmin',min);
        % La taille des mailles minimale autour des puits correspond à
        % la taille maximale à l'intérieur des puits
        ModelMatlab.mesh('mesh1').feature('ftri1').feature...
            ('size1').set('hmax',min);
        % Troisième boucle faisant varier le taux d'accroissement
        for k = 1:size(Growthfactor,1)
            % On enlève les données présentes dans les tables
            for z = 1:3*pz
                ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',z)) ...

```

```

        .clearTableData();
end
gro = Growthfactor(k);
ModelMatlab.mesh('mesh1').feature('ftri1').feature...
    ('size2').set('hgrad',gro);
m = m+3; % Compteur pour affichage des résultats
% Affichage des tailles en entête des colonnes
Resultats(1,m)= max;
Resultats(1,m+1)= max;
Resultats(1,m+2)= max;
Resultats(2,m)= min;
Resultats(2,m+1)= min;
Resultats(2,m+2)= min;
Resultats(3,m)= gro;
Resultats(3,m+1)= gro;
Resultats(3,m+2)= gro;
% Pas de pompage dans le puits testé
ModelMatlab.physics('dl').feature('mf2').active(false);
% Résolution de la séquence de pompage du puits interférent
% uniquement
ModelMatlab.sol('sol1').run();
% Activation du pompage dans le puits testé
ModelMatlab.physics('dl').feature('mf2').active(true);
% Résolution de la phase de pompage de l'essai
ModelMatlab.sol('sol2').run();
% Arrêt du pompage dans le puits testé
ModelMatlab.physics('dl').feature('mf2').active(false);
% Résolution de la phase de remontée de l'essai
ModelMatlab.sol('sol3').run();
% Affichage des résultats dans les tables
for y = 1:3*pz
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',y))...
        .setResult();
end
l = l+3;
% Récupération des résultats sous forme de vecteurs (1er piézo)
a = ModelMatlab.result().table('tbl1').getReal();

```



```

b = ModelMatlab.result().table('tbl2').getReal();
c = ModelMatlab.result().table('tbl3').getReal();
% Affichage des coordonnées des piézomètres en entête dans la
% matrice de résultats
Resultats(4,1) = ModelMatlab.result().dataset('cpt1')...
    .getDoubleArray('pointx');
Resultats(5,1) = ModelMatlab.result().dataset('cpt1')...
    .getDoubleArray('pointy');
% Affichage des résultats dans la matrice
Resultats(7:(size(a,1)+6),1) = a(1:size(a,1),2);
Resultats((size(a,1)+7):(size(a,1)+size(b,1)+5),1) =...
    b(2:size(b,1),2);
Resultats((size(a,1)+size(b,1)+6):(size(a,1)+...
    size(b,1)+size(c,1)+4),1)=c(2:size(c,1),2);
% Même chose avec le deuxième piézo
d = ModelMatlab.result().table('tbl4').getReal();
e = ModelMatlab.result().table('tbl5').getReal();
f = ModelMatlab.result().table('tbl6').getReal();
Resultats(4,l+1) = ModelMatlab.result().dataset('cpt4')...
    .getDoubleArray('pointx');
Resultats(5,l+1) = ModelMatlab.result().dataset('cpt4')...
    .getDoubleArray('pointy');
Resultats(7:(size(d,1)+6),l+1) = d(1:size(d,1),2);
Resultats((size(d,1)+7):(size(d,1)+size(e,1)+5),l+1) =...
    e(2:size(e,1),2);
Resultats((size(d,1)+size(e,1)+6):(size(d,1)+...
    size(e,1)+size(f,1)+4),l+1) = f(2:size(f,1),2);
% Même chose avec le troisième piézo
r = ModelMatlab.result().table('tbl7').getReal();
s = ModelMatlab.result().table('tbl8').getReal();
t = ModelMatlab.result().table('tbl9').getReal();
Resultats(4,l+2) = ModelMatlab.result().dataset('cpt7')...
    .getDoubleArray('pointx');
Resultats(5,l+2) = ModelMatlab.result().dataset('cpt7')...
    .getDoubleArray('pointy');
Resultats(7:(size(r,1)+6),l+2) = r(1:size(r,1),2);
Resultats((size(r,1)+7):(size(r,1)+size(s,1)+5),l+2) =...

```

```

        s(2:size(s,1),2);
        Resultats((size(r,1)+size(s,1)+6):(size(r,1)...
            +size(s,1)+size(t,1)+4),1+2) = t(2:size(t,1),2);
    end
end
end

% Affichage des pas de temps dans la matrice de résultats
Resultats(7:(size(r,1)+6),1) = r(1:size(r,1),1);
Resultats((size(r,1)+7):(size(r,1)+size(s,1)+5),1) = s(2:size(s,1),1);
Resultats((size(r,1)+size(s,1)+6):(size(r,1)+size(s,1)...
    +size(t,1)+4),1) = t(2:size(t,1),1);

% Export des résultats dans un fichier Excel
xlswrite('Etude maillage.xlsx', Resultats, 'Sorties');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', {'Maximum'}, 'Sorties','A1');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', {'Minimum'}, 'Sorties','A2');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', {'Growth'}, 'Sorties','A3');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', 'x', 'Sorties','A4');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', 'y', 'Sorties','A5');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', {'t (s)'}, 'Sorties','A6');
xlswrite('Etude maillage.xlsx', {'h(m)'}, 'Sorties', 'B6:PE6');

% Enregistrement du fichier COMSOL
mphsave(ModelMatlab,'Etude maillage.mph');

```

C.2 Influence de la position des piézomètres en cas d'anisotropie

```

% Cette fonction permet d'obtenir les rabattements dus à un essai de
% pompage dans un aquifère anisotrope et d'interpréter ces données
% grâce à la méthode de Papadopoulos (1965) de façon automatique, de
% manière à diminuer la subjectivité de l'alignement des points. Les
% piézomètres sur lesquels l'influence d'une des frontières du modèle
% pourrait être observée sont automatiquement écartés du fait que la
% fin de la courbe ne serait alors plus une droite. La fonction est
% reliée à un autre script très court qui a pour fonction de lire les

```

```

% valeurs d'entrée dans un fichier Excel et de les placer en arguments
% de celle-ci au travers d'une boucle.
% Les arguments de la fonction sont le nom du fichier, la
% transmissivité selon la direction principale d'anisotropie, le ratio
% de TX / TY, l'angle d'anisotropie par rapport à l'axe x, le
% coefficient d'emmagasinement et le débit du puits.

function test = Anisotropieparametriquelpuits(nom, TX, Ratio, Angle,...
    S, Debit)

% Ouverture du fichier COMSOL
ModelMatlab = mphload('Anisotropie 1 puits étude.mph');

% Distances des piézomètres au puits de pompage
distance = [1;5;10;50;100];
% Angles des droites puits-piézomètres par rapport à l'axe x
angle = zeros(360/60,1);
for j = 1:size(angle,1)
    angle(j) = 360/size(angle,1)*j;
end

% Pas de temps dans le fichier COMSOL
pas = 50;
% Initialisation de la matrice des piézomètres et de celle des résultats
piezo = zeros(size(distance,1)*size(angle,1),2);
pz = size(piezo,1);
Resultats = zeros(pas+7+6, pz+1);

% Coordonnées du puits
Coorpuits = [100;0];

n = 1;
% Coordonnées des piézomètres
for l = 1:size(distance,1)
    for m = 1:size(angle,1)
        piezo(n,1) = Coorpuits(1) +distance(l)*cos(angle(m)*pi/180);
        piezo(n,2) = Coorpuits(2) + distance(l)*sin(angle(m)*pi/180);
    end
    n = n + 1;
end

```

```

    Resultats(3,n+1) = distance(1);
    Resultats(4,n+1) = angle(m);
    n = n+1;
end
end

% Entrée des paramètres sous COMSOL
ModelMatlab.param().set('TraX',TX);
ModelMatlab.param().set('Ratio',Ratio);
ModelMatlab.param().set('Sto',S);
ModelMatlab.param().set('Tetadeg',Angle);
ModelMatlab.param().set('Debit',Debit);

% Résolution du problème sous COMSOL
ModelMatlab.sol('sol1').run();

% Récupération des résultats dans la matrice dédiée
% (voir §C.1 pour plus de détails)
for v = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset().create...
        (sprintf('cpt%d',v), 'CutPoint2D');
end

for u = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('data', 'dset1');
end

for i = 1:pz
    ModelMatlab.result().numerical().create...
        (sprintf('pev%d',i), 'EvalPoint');
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('data', sprintf('cpt%d',i));
end

```

```

ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
    ('expr', 'dl.H');
ModelMatlab.result().table().create(sprintf('tbl%d',i), 'Table');
ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
    ('table', sprintf('tbl%d',i));
ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).setResult();
end

for k = 1:pz
    a = ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',k)).getReal();
    Resultats(1,k+1) = ModelMatlab.result().dataset...
        (sprintf('cpt%d',k)).getDoubleArray('pointx');
    Resultats(2,k+1) = ModelMatlab.result().dataset...
        (sprintf('cpt%d',k)).getDoubleArray('pointy');
    Resultats(7:(size(a,1)+6),k+1) = a(1,2) - a(1:size(a,1),2);
end

Resultats(7:(size(a,1)+6),1)=a(1:size(a,1),1);

% Enregistrement du fichier COMSOL sous un autre nom
mphsave(ModelMatlab,sprintf('%s.mph',nom{1}));

% Initialisation
Aecarter = 0;

% Vecteur des pas de temps
temps = Resultats (7:(size(a,1)+6),1);

% Boucle pour chaque piézomètre
for c1 = 1:pz
    logtemps = log(temps); % Logarithme du temps
    rabt = Resultats (7:(size(a,1)+6),1+c1); % Rabattement
    R2t = 0; % Initialisation du coefficient de régression
    % Condition sur le coefficient de régression(s vs. log(t))
    while R2t < 0.99995
        % On enlève le premier point jusqu'à obtenir une droite
        logtemps = logtemps(2:end);
    end
end

```

```

    rabt = rabt(2:end);
    % Calcul du coefficient de régression
    regt = polyfit(logtemps,rabt,1);
    ft = polyval(regt,logtemps);
    mut = mean(rabt);
    Jt = sum((ft-rabt).^2);
    St = sum((rabt-mut).^2);
    R2t = 1-Jt/St;
end

% Enregistrement de la pente, de l'ordonnée à l'origine, de R2
% et du nombre de points restants sur la droite utilisée
Resultats(pas+7+2, c1+1) = regt(1);
Resultats(pas+7+3, c1+1) = regt(2);
Resultats(pas+7+4, c1+1) = R2t;
Resultats(pas+7+5, c1+1) = size(rabt,1);

% Mise en évidence des piézomètres ayant trop peu de points
% pouvant éventuellement indiquer la présence d'une frontière
if size (rabt,1) < 10
    Resultats(pas+7+6, c1+1) = 999;
    Aecarter = Aecarter+1;
end
end

% Entêtes pour la présentation du fichier de résultats sous Excel
Ecrire = cell(2,pz);
for c2 = 1:pz
    Ecrire(1,c2)={' '};
    Ecrire(2,c2)={'s (m) '};
end

Ecrire2 = {'Pente';'Ordonnée origine';'R2';'Nombre de points';...
    'Pas assez de points'};
Ecrire3 = cell(2,pz+1);
for c5 = 1:pz+1
    Ecrire3(1,c5)={' '};
    Ecrire3(2,c5)={' '};
end

```

end

```
% Écriture des résultats dans le fichier Excel (charges et temps)
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Resultats, 2, 'A1');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), 'x', 2, 'A1');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), 'y', 2, 'A2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), ' ', 2, 'A5');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Ecrire, 2, 'B5');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), {'Distance'}, 2, 'A3');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), {'Angle'}, 2, 'A4');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), {'t (s)'}, 2, 'A6');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Ecrire2, 2, sprintf('A%d',pas+9));
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Ecrire3, 2, sprintf('A%d',pas+7));

% Rappel des paramètres d'entrée dans le fichier Excel
Parametres = {'TX';'TY';'S';'Angle';'Ratio';'Débit';'Piézos écartés'};
Param = [TX;TX/Ratio;S;Angle;Ratio;Debit;Aecarter];

xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Parametres, 3, 'A1');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Param, 3, 'B1');

% La suite permet d'interpréter les résultats obtenus par la méthode de
% Papadopoulos (1965)

% Distinction du cas où tous les piézomètres sont écartés
if Aecarter == pz
    xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), {'Tous écartés'}, 1, 'A1');
else

    % Initialisation
    Regression = zeros(pz-Aecarter,7);
    c5=1;

    % Pour les piézomètres non écartés, création d'une nouvelle matrice
    for c4 = 1:pz
        if Resultats(pas+7+6,c4+1) ~= 999
            Regression (c5,1) = Resultats(1,c4+1);
```

```

Regression (c5,2) = Resultats(2,c4+1);
Regression (c5,3) = Resultats(3,c4+1);
Regression (c5,4) = Resultats(4,c4+1);
Regression (c5,5) = Resultats(pas+7+2,c4+1);
Regression (c5,6) = Resultats(pas+7+3,c4+1);
Regression (c5,7) = Resultats(pas+7+5,c4+1);
c5 = c5+1;
end
end

% Vecteurs pour la pente, l'ordonnée à l'origine, x, y, et l'angle donnant
% la position du piézo
Pente = Regression(:,5);
Ordonnee = Regression(:,6);
Coordonnees = Regression(:,1:2);
Theta = Regression(:,4);

% Nombre de piézomètres utilisés
pzok = size(Regression,1);

% Initialisation des matrices de résultat
Resultatsun = zeros(pzok,2);
Resultatstrois = zeros(nchoosek(pzok,3),12);
Comb = cell(nchoosek(pzok,3),1);

% Calcul de T et de  $S \cdot T_{xx} \cdot y^2 + S \cdot T_{yy} \cdot x^2 - 2S \cdot T_{xy} \cdot x \cdot y$ 
for i = 1:pzok
    Resultatsun(i,1) = (Debit/4/pi/Pente(i))^2;
    Resultatsun(i,2) = 2.25*Resultatsun(i,1)*...
        exp(-4*pi*Ordonnee(i)*sqrt(Resultatsun(i,1))/Debit);
end

% Initialisation
m = 1;
Alignes = 0;

% 3 boucles imbriquées pour faire varier les 3 piézomètres utilisés

```



```

% pour résoudre le système
for j = 1:pzok
    for k = j+1:pzok
        for l = k+1:pzok
            % On écarte les piézomètres alignés (matrices singulières)
            if mod(Theta(j),180) == mod(Theta(k),180) || ...
                mod(Theta(j),180) == mod (Theta(l),180) || ...
                mod(Theta(l),180) == mod (Theta(k),180)
                Resultatstrois(m,5) = -999;
                Alignes = Alignes+1;
            else
                % Calcul de TxxTyy-Txy2
                TTT = (Resultatsun(j,1)+Resultatsun(k,1)...
                    +Resultatsun(l,1))/3;
                % Résolution du système (éq. 1.29)
                Matrice = [(Coordonnees(j,2)-Coorpuits(2))^2,...
                    (Coordonnees(j,1)-Coorpuits(1))^2,...
                    -2*(Coordonnees(j,2)-Coorpuits(2))*...
                    (Coordonnees(j,1)-Coorpuits(1));
                    (Coordonnees(k,2)-Coorpuits(2))^2,...
                    (Coordonnees(k,1)-Coorpuits(1))^2,...
                    -2*(Coordonnees(k,2)-Coorpuits(2))*...
                    (Coordonnees(k,1)-Coorpuits(1));
                    (Coordonnees(l,2)-Coorpuits(2))^2,...
                    (Coordonnees(l,1)-Coorpuits(1))^2,...
                    -2*(Coordonnees(l,2)-Coorpuits(2))*...
                    (Coordonnees(l,1)-Coorpuits(1))];
                Vecteur = [Resultatsun(j,2); Resultatsun(k,2);...
                    Resultatsun(l,2)];
                Ressys = Matrice\Vecteur;

                Resultatstrois(m,2) = Ressys(1); % STxx
                Resultatstrois(m,3) = Ressys(2); % STyy
                Resultatstrois(m,4) = Ressys(3); % STxy
                Resultatstrois(m,5) = (Resultatstrois(m,2)*...
                    Resultatstrois(m,3)-Resultatstrois(m,4)^2)/TTT; % S2
            end
        end
    end
end

```

```

        % Affichage des 3 piézomètres utilisés
        Comb(m) = {sprintf('%d,%d,%d',j,k,l)};
        m = m+1;
    end
end
end

% Réécriture de la matrice des résultats en enlevant les
% combinaisons avec des piézomètres alignés
Sansaligne = zeros(nchoosek(pzok,3)-Alignes,12);
CombSansaligne = cell(nchoosek(pzok,3)-Alignes,1);
c8=1;

for c7 = 1:m-1
    if Resultatstrois(c7,5) ~= -999
        Sansaligne(c8,:) = Resultatstrois(c7,:);
        CombSansaligne(c8) = Comb(c7);
        c8 = c8+1;
    end
end

% Mise en page des résultats
Neg = cell(c8-1,1);
for c6 = 1:c8-1
    Neg(c6) = { ' ' };
end

for n = 1:c8-1
    % Calcul de S si S2 est positif
    if Sansaligne(n,5) > 0
        Sansaligne(n,6) = sqrt(Sansaligne(n,5));
    else if Sansaligne(n,5) ~= -999
        Sansaligne(n,6) = sqrt(-Sansaligne(n,5));
        Neg(n) = { 'NEGATIF' };
    end
end
end

```

```

% Calcul de Txx, Tyy et Txy
Sansaligne(n,7) = Sansaligne(n,2)/Sansaligne(n,6);
Sansaligne(n,8) = Sansaligne(n,3)/Sansaligne(n,6);
Sansaligne(n,9) = Sansaligne(n,4)/Sansaligne(n,6);
% Calcul de TX et TY
Sansaligne(n,10) = 0.5*((Sansaligne(n,7)+Sansaligne(n,8))+ ...
    sqrt((Sansaligne(n,7)-Sansaligne(n,8))^2+4*Sansaligne(n,9)^2));
Sansaligne(n,11) = 0.5*((Sansaligne(n,7)+Sansaligne(n,8))- ...
    sqrt((Sansaligne(n,7)-Sansaligne(n,8))^2+4*Sansaligne(n,9)^2));
% Calcul de l'angle d'anisotropie
Sansaligne(n,12) = atan((Sansaligne(n,10)-Sansaligne(n,7))/...
    Sansaligne(n,9))*180/pi;
end

% Initialisation de la matrice d'erreurs
Erreur = zeros(nchoosek(pzok,3)-Alignes,4);

% Calcul des erreurs par rapport aux valeurs entrées dans le modèle
for o = 1:c8-1
    Erreur(o,1) = abs(Sansaligne(o,6)- S)/S*100;
    Erreur(o,2) = abs(Sansaligne(o,10)- TX)/TX*100;
    Erreur(o,3) = abs(Sansaligne(o,11)- TX/Ratio)/(TX/Ratio)*100;
    Erreur(o,4) = abs(Sansaligne(o,12)- Angle)/Angle*100;
end

% Affichage des résultats dans Excel
text = {'x','y','Distance','Angle','Pente','Ordonnée...
    origine','Nombre de points',' ','TxxTyy-Txy2','STxxy2+STyyx2-...
    2STxxTyy',' ','Combinaison','STxx','STyy','STxy','S2','S', ...
    'Txx','Tyy','Txy','TX','TY','Angle','Signe S2',' ','Erreur S', ...
    'Erreur TX','Erreur TY','Erreur Angle'};

text2 = zeros (pzok,1);
for c3 = 1:pzok
    text2 (c3,1) = c3;
end

```

```

xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), text2, 1, 'A2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Regression, 1, 'B2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), text, 1, 'B1');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Resultatsun, 1, 'J2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Sansaligne, 1, 'M2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Neg, 1, 'Y2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), CombSansaligne, 1, 'M2');
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom{1}), Erreur, 1, 'AA2');

end

```

C.3 Influence du ratio de diffusivité sur les estimations obtenues par la méthode de Nind (1965)

```

% Cette fonction permet d'obtenir les rabattements dus à un essai de
% pompage dans un aquifère composé de 2 zones de paramètres
% hydrauliques différents et d'interpréter ces données grâce à la
% méthode de Nind (1965) de façon automatique, de manière à diminuer la
% subjectivité de l'alignement des points. Notons que ce script est
% dérivé d'un premier script réalisé pour un aquifère dont les 2 zones
% ont la même diffusivité avec la présence d'un puits interférent. La
% variable « pasavant », qui n'est pas nécessaire ici, a cependant été
% conservée avec une valeur de 1. Des variantes de ce script ont été
% utilisées pour étudier l'influence du ratio de transmissivité entre les
% deux zones et dans le cas où le puits interférent est actif.

```

```

% Nom du fichier Excel utilisé

```

```

nom = 'Heterogeneites 1 puits Etude diffusivité SI';

```

```

% Ouverture du fichier Matlab

```

```

ModelMatlab = mphload('Heterogeneites 1 puits Diffusivite.mph');

```

```

% Coordonnées des piézomètres

```

```

piezo = [52 52;47 50;51 46;44 44;-48 0;-30 20;-55 10];

```

```

% Nombre de piézos proches du puits, les placer en premier dans "piezo"

```

```

pres = 4;

% Nombre de pas de temps
pas = 135; % Total
pasavant = 1; % Avant le début de l'essai de pompage
paspoursvsr = 5; % Pour le graphique s vs. r (considéré depuis
                % le début de l'essai de pompage)

% Nombre de cas T/S étudiés
cas = 17;
% Nombre de piézos
pz = size(piezo,1);

% Lecture des valeurs de T et S des zones pour chaque cas dans le
% fichier Excel
TI = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 2, sprintf('A2:A%d',cas+1));
SI = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 2, sprintf('C2:C%d',cas+1));
TP = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 2, sprintf('B2:B%d',cas+1));
SP = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 2, sprintf('D2:D%d',cas+1));

% Lecture des paramètres constants dans les différents cas dans le
% fichier Excel (Débits, coordonnées des puits)
Param = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 2, 'K1:K5');
Qp = Param(1);
xp = Param(2);
yp = Param(3);
xpi = Param(4);
ypi = Param(5);

% Récupération des résultats dans la matrice dédiée et mise en forme du
% fichier Excel de sortie (voir scripts précédents pour plus de détails)
Resultats = zeros(pas+9, (pz+1)*size(TP,1));
Affichage = cell(9, (pz+1)*size(TP,1));
Vide = cell(pas+9,1);

for g = 1:(pz+1)*size(TP,1)
    if mod(g,pz+1) ~= 1

```

```

        Affichage (9,g) = {'h (m) '};
    end
end

Affichage(1,1) = {'x'};
Affichage(2,1) = {'y'};
Affichage(4,1) = {'TI'};
Affichage(5,1) = {'SI'};
Affichage(6,1) = {'TP'};
Affichage(7,1) = {'SP'};
Affichage(9,1) = {'t (s) '};

for v = 1:2*pz
    ModelMatlab.result().dataset().create...
        (sprintf('cpt%d',v), 'CutPoint2D');
    ModelMatlab.result().numerical().create...
        (sprintf('pev%d',v), 'EvalPoint');
    ModelMatlab.result().table().create(sprintf('tbl%d',v), 'Table');
end

for u = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*u-1)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*u)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*u-1)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*u)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
end

for h = 1:size(TP,1)
    ModelMatlab.param().set('TI',TI(h));
    ModelMatlab.param().set('SI',SI(h));
    ModelMatlab.param().set('TP',TP(h));
    ModelMatlab.param().set('SP',SP(h));
end

```

```

% Ce script étant dérivé d'un script utilisé avec un puits
% interférent, celui-ci est désactivé, mais les 2 séquences de
% pompage sont conservées (sans modification entre les 2)
ModelMatlab.physics('dl').feature('mf1').active(false);
ModelMatlab.physics('dl').feature('mf2').active(true);
ModelMatlab.sol('sol1').run();
ModelMatlab.sol('sol2').run();

for l = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*l-1)).set...
        ('data','dset1');
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*l)).set...
        ('data','dset2');
end

for i = 1:2*pz
    ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',i)).clearTableData();
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('data', sprintf('cpt%d',i));
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('expr', 'dl.H');
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('table', sprintf('tbl%d',i));
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).setResult();
end

for k = 1:pz
    a = ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',2*k-1)).getReal();
    b = ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',2*k)).getReal();
    c = ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*k)) ...
        .getDoubleArray('pointx');
    d = ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',2*k)) ...
        .getDoubleArray('pointy');
    Affichage(1,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.2f', c)};
    Affichage(2,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.2f', d)};
    Resultats(10:(size(a,1)+9),k+1+(h-1)*(pz+1)) = a(1:size(a,1),2);
    Resultats((size(a,1)+10):(size(a,1)+size(b,1)+8), ...

```

```

        k+1+(h-1)*(pz+1)) = b(2:size(b,1),2);
    Affichage(4,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.3E', TI(h))};
    Affichage(5,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.3E', SI(h))};
    Affichage(6,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.3E', TP(h))};
    Affichage(7,k+1+(h-1)*(pz+1)) = {sprintf('%0.3E', SP(h))};
end
end

Resultats(10:(size(a,1)+9),1)=a(1:size(a,1),1);
Resultats((size(a,1)+10):(size(a,1)+size(b,1)+8),1) = b(2:size(b,1),1);

xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Resultats);
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Affichage);

for c0 = 1:cas-1
    if 1+(pz+1)*c0 < 27
        xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Vide, 1,...
            sprintf('%c1',char(65+(pz+1)*c0)));
    else
        xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Vide, 1, sprintf('%c%c1',char...
            (64+floor((1+(pz+1)*c0)/26)),char(65+mod((pz+1)*c0,26))));
    end
end

% Enregistrement du fichier COMSOL
mphsave(ModelMatlab,sprintf('%s.mph',nom));

% Initialisation des vecteurs de distance et de la matrice des résultats
if pres < 6
    taille = 0;
else taille = pres-5;
end

rp = zeros(pres,1);
rptout = zeros(pz,1);
Final = zeros((pz+8+2)*cas-2,11+taille);

```



```

% Vecteur de distance pour tous les piézos
for c1 = 1:pz
    rptout(c1,1) = sqrt((xp-piezo(c1,1))^2+(yp-piezo(c1,2))^2);
end

% Vecteur de distance pour les piézos près du puits
rp(1:pres,1) = rptout(1:pres,1);

% Détermination de la pente, de l'ordonnée à l'origine et du
% coefficient de régression R2 du graphique s vs. rp
for c2 = 1:cas
    rabr = Resultats(pasavant+9,(c2-1)*(pz+1)+2:(c2-1)*(pz+1)+1+pres) ...
        -Resultats(pasavant+9+paspoursvsr,(c2-1)*(pz+1)+2:(c2-1)*(pz+1)+1+pres);
    lnr = log(rp);
    regr = polyfit(lnr,rabr',1);
    fr = polyval(regr,lnr);
    mur = mean(rabr);
    Jr = sum((fr-rabr').^2);
    Sr = sum((rabr'-mur).^2);
    R2r = 1-Jr/Sr;
    Final(2+(c2-1)*(pz+8+2),2) = -regr(1); % Pente
    Final(2+(c2-1)*(pz+8+2),3) = regr(2); % Ordonnée à l'origine
    Final(2+(c2-1)*(pz+8+2),4) = R2r; % Coefficient de régression
end

% Vecteur du logarithme du temps
t = Resultats(pasavant+9:end,1)-Resultats(pasavant+9,1);
lnt = log(t);

% Détermination de la pente, de l'ordonnée à l'origine et du
% coefficient de régression R2 des graphiques s vs. t
for c3 = 2:size(Resultats,2)
    if mod(c3-1,pz+1) ~= 0
        rabt = -Resultats(pasavant+9:end,c3)+Resultats(pasavant+9,c3);
        % Paramètre lnB venant du script pour le puits interférent
    end
end

```

```

lnB = lnt;
R2t = 0;
% Condition pour accepter la droite de régression
while R2t < 0.99995
    lnB = lnB(2:end);
    rabt = rabt(2:end);
    regt = polyfit(lnB,rabt,1);
    ft = polyval(regt,lnB);
    mut = mean(rabt);
    Jt = sum((ft-rabt).^2);
    St = sum((rabt-mut).^2);
    R2t = 1-Jt/St;
end
% Pente
Final(1+c3+9*floor((c3-1)/(pz+1)),2) = regt(1);
% Ordonnée à l'origine
Final(1+c3+9*floor((c3-1)/(pz+1)),3) = regt(2);
% Coefficient de régression
Final(1+c3+9*floor((c3-1)/(pz+1)),4) = R2t;
% Nombre de points utilisés pour la régression
Final(1+c3+9*floor((c3-1)/(pz+1)),11) = size(rabt,1);
end
end

% Détermination des inconnues
for c4 = 1:cas
    % Valeurs théoriques
    TPth = TP(c4);
    SPth = SP(c4);
    TIth = TI(c4);
    ath = (TPth-TIth)/(TPth+TIth);
    SIth = SI(c4);

    % Calcul de TP
    TPint = Qp/2/pi/Final(2+(c4-1)*(pz+8+2),2);
    Final(2+(c4-1)*(pz+8+2),5) = TPint;

```

```

% Calcul de TI et a pour chaque piézo
for c5 = 1:pz
    TIint = Qp/2/pi/Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c5,2)-TPint;
    Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c5,7) = TIint;
    aint = (TPint-TIint)/(TPint+TIint);
    Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c5,8) = aint;

    % Calcul de SI pour les piézos proches du puits
    if c5 > pres
        SIint = 2.25*TIint/rptout(c5)^2*exp(-2*pi*...
            (TIint+TPint)*Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c5,3)/Qp);
        Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c5,9) = SIint;
    end
end

% Valeurs moyennes de TI et a (piézos près du puits)
avec = Final(3+(c4-1)*(pz+8+2):2+(c4-1)*(pz+8+2)+pres,8);
amoy = mean(avec);
TIVec = Final(3+(c4-1)*(pz+8+2):2+(c4-1)*(pz+8+2)+pres,7);
TIMoy = mean(TIVec);

% Temps du graph s vs. r
tchoix = Resultats(pasavant+9+paspoursvsr,1)-...
    Resultats(pasavant+9,1);

% Calcul de SP
SPint = 2.25*TPint*tchoix*exp(-4*pi*TPint*Final(2+(c4-1)*...
    (pz+8+2),3)/Qp);
Final(2+(c4-1)*(pz+8+2),6) = SPint;

% Calcul de rpi pour les piézos proches du puits
for c6 = 1:pres
    rpiint = (1/rptout(c6)^2*(2.25*TPint/SPint)^(1+Final(2+(c4-1)*...
        (pz+8+2)+c6,8))*exp(-4*pi()*TPint*Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)...
        +c6,3)/Qp))^(1/2/Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c6,8));
    Final(2+(c4-1)*(pz+8+2)+c6,10) = rpiint;
    rpith = sqrt((xpi-piezo(c6,1))^2+(ypi-piezo(c6,2))^2);

```

```

Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),5+c6) = rpith;
% Calcul de l'erreur sur rpi
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),5+c6) = (rpiint-rpith)/rpith*100;
end

% Affichage des valeurs entrées dans le modèle
Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),1) = TPth;
Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),2) = SPth;
Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),3) = TIth;
Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),4) = ath;
Final(5+pz+(c4-1)*(pz+8+2),5) = SIth;

% Calcul des erreurs (par rapport aux moyennes pour TI et a)
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),1) = (TPint-TPth)/TPth*100;
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),2) = (SPint-SPth)/SPth*100;
% Valeurs moyennes de TI (piézos zone I connue a priori)
TIVec2 = Final(3+(c4-1)*(pz+8+2)+pres:2+(c4-1)*(pz+8+2)+pz,7);
TIMoy2 = mean(TIVec2);
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),3) = (TIMoy2-TIth)/TIth*100;
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),4) = (TIMoy-TIth)/TIth*100;
SIVec2 = Final(3+(c4-1)*(pz+8+2)+pres:2+(c4-1)*(pz+8+2)+pz,9);
SIMoy2 = mean(SIVec2);
Final(8+pz+(c4-1)*(pz+8+2),5) = (SIMoy2-SIth)/SIth*100;
end

% Passage de la matrice de valeurs numériques en matrice de texte
Finaltext = num2cell(Final);

% Mise en forme des résultats avec entêtes
text8mat = repmat(' ',1,11+taille);
text8 = num2cell(text8mat);
text8(1) = {'TPth'};
text8(2) = {'SPth'};
text8(3) = {'TIth'};
text8(4) = {'ath'};
text8(5) = {'SIth'};

```

```

text9mat = repmat(' ',1,11+taille);
text9 = num2cell(text9mat);
text9(1) = {'TP'};
text9(2) = {'SP'};
text9(3) = {'TI (I)'};
text9(4) = {'TI (P)'};
text9(5) = {'SI'};

for c7 = 1:pres
    text8(1,5+c7)={sprintf('rpi%dth',c7)};
    text9(1,5+c7)={sprintf('rpi%d',c7)};
end

for c9 = 1:cas
    text1 = {sprintf('Cas %d', c9), 'Pente', 'Ordonnée0', 'R2', 'TP', ...
        'SP', 'TI', 'a', 'SI', 'rpi', 'Nb points'};
    for c10 = 1:11
        Finaltext(1+(c9-1)*(pz+8+2),c10) = text1(c10);
    end
    for c11 = 7:11
        Finaltext(2+(c9-1)*(pz+8+2),c11) = {' '};
    end
    Finaltext(2+(c9-1)*(pz+8+2),1) = {'rpP'};
    for c12 = 1:pz
        Finaltext(2+c12+(c9-1)*(pz+8+2),1) = {sprintf('B%d',c12)};
        Finaltext(2+c12+(c9-1)*(pz+8+2),5) = {' '};
        Finaltext(2+c12+(c9-1)*(pz+8+2),6) = {' '};
    end
    for c13 = 1:pres
        Finaltext(2+c13+(c9-1)*(pz+8+2),9) = {' '};
    end
    for c14 = pres+1:pz
        Finaltext(2+c14+(c9-1)*(pz+8+2),10) = {' '};
    end
    for c15 = 1:11+taille
        Finaltext(4+pz+(c9-1)*(pz+8+2),c15) = text8(c15);
        Finaltext(7+pz+(c9-1)*(pz+8+2),c15) = text9(c15);
    end
end

```

```

    for c16 = [3,6,9,10]
        Finaltext(c16+pz+(c9-1)*(pz+8+2),c15) = {' '};
    end
end
Finaltext(6+pz+(c9-1)*(pz+8+2),1) = {'Erreur'};
if taille > 0
    for c17 = 1:2+pz
        for c18 = 1:taille
            Finaltext(c17+(c9-1)*(pz+8+2),11+c18) = {' '};
        end
    end
end
if pres < 6
    for c19 = pres+1:6
        Finaltext(12+(c9-1)*(pz+8+2),5+c19) = {' '};
        Finaltext(15+(c9-1)*(pz+8+2),5+c19) = {' '};
    end
end
end
end

% Ecriture de la matrice des résultats mise en page dans Excel
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Finaltext, 3, 'A1');

```

C.4 Détermination du temps t_{wse}

```

% Ce script permet la résolution d'un problème simple d'aquifère homogène et
% isotrope exploité par un seul puits sur COMSOL. Il détermine ensuite le
% temps twse à partir duquel la droite de Cooper-Jacob apparaît.
% L'emmagasinement du puits est entré directement sous COMSOL et n'apparaît
% donc pas dans le script. Le script permet de faire varier les paramètres
% suivants : T, S, Qp, rp et rw.

% Nom du fichier Excel comprenant les valeurs d'entrée
nom = 'Temps pour S puits Rayon varie Distance 5';

% Ouverture du fichier MATLAB

```

```

ModelMatlab = mphload('Temps pour S puits.mph');

% Pas de temps
pas = 200;
% Nombre de cas étudiés
cas = 9;
% Nombre de piézomètres
pz = 1;

% Initialisation de la matrice des résultats
Resultats = zeros(pas+9+6, (pz+1)*cas);
Vide = cell(pas+9+6,1);

% Coordonnées du puits
Coorpuits = [100;0];

% Lecture des paramètres d'entrée dans le fichier Excel
Transmissivite = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 1,...
    sprintf('A2:A%d',cas+1));
Storativity = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 1,...
    sprintf('B2:B%d',cas+1));
Distance = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 1, sprintf('C2:C%d',cas+1));
Debit = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 1, sprintf('D2:D%d',cas+1));
Rayon = xlsread(sprintf('%s.xlsx',nom), 1, sprintf('E2:E%d',cas+1));

% Création des points où les rabattements seront mesurés
for v = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset().create(sprintf('cpt%d',v),...
        'CutPoint2D');
    ModelMatlab.result().numerical().create(sprintf('pev%d',v),...
        'EvalPoint');
    ModelMatlab.result().table().create(sprintf('tbl%d',v), 'Table');
end

% Boucle pour chaque set de valeurs d'entrées
for boucle = 1:cas
    % Localisation du piézomètre

```

```

piezo = [100+Distance(boucle) 0];
% Entrée des paramètres sur COMSOL
ModelMatlab.param().set('Tra',Transmissivite(boucle));
ModelMatlab.param().set('Sto',Storativity(boucle));
ModelMatlab.param().set('Rayon',Rayon(boucle));
ModelMatlab.param().set('Debit',Debit(boucle));

% Résolution du problème sur COMSOL
ModelMatlab.sol('sol1').run();

% Récupération des résultats (voir scripts précédents)
for u = 1:pz
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('pointx',piezo(u,1));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('pointy',piezo(u,2));
    ModelMatlab.result().dataset(sprintf('cpt%d',u)).set...
        ('data','dset1');
end

for i = 1:pz
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('data', sprintf('cpt%d',i));
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('expr', 'dl.H');
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).set...
        ('table', sprintf('tbl%d',i));
    ModelMatlab.result().numerical(sprintf('pev%d',i)).setResult();
end

for k = 1:pz
    a = ModelMatlab.result().table(sprintf('tbl%d',k)).getReal();
    Resultats(1,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = Transmissivite(boucle);
    Resultats(2,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = Storativity(boucle);
    Resultats(3,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = Distance(boucle);
    Resultats(4,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = Debit(boucle);
    Resultats(5,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = Rayon(boucle);

```



```

Resultats(6,(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = ModelMatlab.result() ...
    .dataset(sprintf('cpt%d',k)).getDoubleArray('pointx');
Resultats(7:(size(a,1)+6),(pz+1)*(boucle-1)+k+1) = ...
    a(1,2) - a(1:size(a,1),2);
end

Resultats(7:(size(a,1)+6),1)=a(1:size(a,1),1);

% Vecteur de temps
temps = Resultats (7:(size(a,1)+6),1);

for c1 = 1:pz
    % Vecteur du logarithme du temps
    logtemps = log (temps);
    % Vecteur des rabattements
    rabt = Resultats (7:(size(a,1)+6),(pz+1)*boucle+c1-1);
    % Initialisation du coefficient de régression
    R2t = 0;
    % Condition sur ce coefficient
    while R2t < 0.99995
        % Dernier temps écarté avant le début de la droite de Cooper-
        % Jacob
        Resultats(pas+8+7,(pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = exp(logtemps(1));
        % Enlève le premier point si R2 n'est pas satisfaisant
        logtemps = logtemps(2:end);
        rabt = rabt(2:end);
        % Calcul du nouveau R2
        regt = polyfit(logtemps,rabt,1);
        ft = polyval(regt,logtemps);
        mut = mean(rabt);
        Jt = sum((ft-rabt).^2);
        St = sum((rabt-mut).^2);
        R2t = 1-Jt/St;
    end
    % Pente
    Resultats(pas+7+2,(pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = regt(1);
    % Ordonnée à l'origine

```

```

Resultats(pas+7+3, (pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = regt(2);
% Coefficient de régression
Resultats(pas+7+4, (pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = R2t;
% Nombre de points utilisés pour la régression
Resultats(pas+7+5, (pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = size(rabt,1);
% Premier temps de la droite de Cooper-Jacob
% twse est donc compris entre le temps enregistré dans la
% boucle while et ce temps
Resultats(pas+7+7, (pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = exp(logtemps(1));
% Mise en évidence des cas où la régression est effectuée sur peu
% de points
if size (rabt,1) < 10
    Resultats(pas+7+6, (pz+1)*(boucle-1)+c1+1) = 999;
end
end
end

% Transformation de la matrice numérique en matrice texte
Final = num2cell(Resultats);

% Mise en forme des résultats
for c2 = 2:(pz+1)*cas
    Final(6,c2)={'s (m)'};
end

Ecrire = {'Pente'; 'Ordonnée origine'; 'R2'; 'Nombre de points'; ...
    'Pas assez de points'; 'Temps fin S'; 'Temps fin S précédent'};
for c3 = 1:size(Ecrire,1)
    Final(c3+pas+8,1)=Ecrire(c3,1);
end

for c4 = 1:(pz+1)*cas
    Final(pas+7,c4)={' '};
    Final(pas+8,c4)={' '};
end

Ecrire2 = {'T'; 'S'; 'Distance'; 'Débit'; 'Diamètre'; 't (s)'};

```

```

for c5 = 1:size(Ecrire2,1)
    Final(c5,1)=Ecrire2(c5,1);
end

for c6 = 1:cas-1
    Final(:,(pz+1)*c6+1)=Vide(:,1);
end

% Écriture de la matrice dans le fichier Excel
xlswrite(sprintf('%s.xlsx',nom), Final, 2, 'A1');

```

ANNEXE 4 – Données de pompage fournies par Cooper & Jacob (1946)

Time	k	n	Dis-charge well	r _k	t ^k	(r _k ² /t ^k)	Log ₁₀ (r _k ² /t ^k)	ΔQ _k	(9)×(8)	Log ₁₀ (r _k ² /t ⁿ)	(r _k ² /t) ⁿ	s ⁿ	(s/Q) ⁿ
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
h m				ft	sec	ft ² /sec	ft ² /sec	cfs	cfs		ft ² /sec	ft	ft/cfs
10 30	1	1	F10	850	1800	402	2.604	2.27	2.604	402	0.96	0.423
11 00	1	..	F10	850	3600	201	2.303	2.27	5.23
	2	..	F1	780	1800	338	2.529	2.79	7.06
		2	5.06	12.29	2.429	269	3.20	0.632
12 00	1	..	F10	850	7200	100.4	2.002	2.27	4.54
	2	..	F1	780	5400	112.6	2.052	2.79	5.73
	3	..	F12	1060	3600	312	2.494	3.56	8.88
		3	8.62	19.15	2.222	167	6.21	0.720
13 00	1	..	F10	850	10800	66.9	1.826	2.27	4.15
	2	..	F1	780	9000	67.6	1.830	2.79	5.11
	3	..	F12	1060	7200	156	2.194	3.56	7.81
		3	8.62	17.07	1.980	95.5	7.77	0.901
14 00	1	..	F10	850	14400	50.2	1.701	2.27	3.86
	2	..	F1	780	12600	48.3	1.684	2.79	4.70
	3	..	F12	1060	10800	104	2.017	3.56	7.18
		3	8.62	15.74	1.826	67.0	8.76	1.016
15 05	1	..	F10	850	18300	39.5	1.597	2.27	3.63
	2	..	F1	780	16500	36.9	1.567	2.79	4.37
	3	..	F12	1060	14700	76.4	1.883	3.56	6.70
		3	8.62	14.70	1.705	50.7	9.50	1.102
16 05	1	..	F10	850	21900	33.0	1.518	2.27	3.45
	2	..	F1	780	20100	30.3	1.481	2.79	4.13
	3	..	F12	1060	18300	61.4	1.788	3.56	6.37
		3	8.62	3.95	1.618	41.5	10.00	1.160
17 05	1	..	F10	850	25500	28.3	1.453	2.27	3.30
	2	..	F1	780	23700	25.7	1.410	2.79	3.93
	3	..	F12	1060	21900	51.3	1.710	3.56	6.09
		3	8.62	13.32	1.545	35.1	10.37	1.203
18 08	1	..	F10	850	29280	24.7	1.392	2.27	3.160
	2	..	F1	780	27480	22.1	1.345	2.79	3.753
	3	..	F12	1060	25680	43.8	1.641	3.56	5.842
		3	8.62	12.755	1.4797	30.18	10.67	1.238
18 45	1	..	F10	850	31500	22.9	1.361	2.27	3.089
	2	..	F1	780	29700	20.5	1.311	2.79	3.658
	3	..	F12	1060	27900	40.3	1.605	3.56	5.714
		3	8.62	12.461	1.4456	27.90	10.84	1.258
20 05	1	..	F10	850	36300	19.9	1.299	2.27	2.949
	2	..	F1	780	34500	17.6	1.246	2.79	3.476
	3	..	F12	1060	32700	34.4	1.536	3.56	5.468
	4	..	F10	850	4800	150.5	2.177	-2.27	-4.942
		4	6.35	6.951	1.0946	12.43	9.45	1.488
21 00	1	..	F10	850	39600	18.2	1.261	2.27	2.862
	2	..	F1	780	37800	16.1	1.207	2.79	3.368
	3	..	F12	1060	36000	31.2	1.494	3.56	5.319
	4	..	F10	850	8100	89.2	1.950	-2.27	-4.427
	5	..	F1	780	3300	184.4	2.266	-2.79	-6.322
		5	3.56	0.800	0.2247	1.678	7.16	2.011
21 35	1	..	F10	850	41700	17.3	1.239	2.27	2.813
	2	..	F1	780	39900	15.2	1.183	2.79	3.301
	3	..	F12	1060	38100	29.5	1.470	3.56	5.233
	4	..	F10	850	10200	70.8	1.850	-2.27	-4.199
	5	..	F1	780	5400	112.7	2.052	-2.79	-5.725
		5	3.56	1.423	0.3997	2.51	6.51	1.829

Note: The subscript i, which refers to the observation well, is omitted, because only one observation well is involved in the example.

ANNEXE 5 – Données de pompage fournies par Bentley (1979)

1 Time	2 Well	3 Elapsed time (t), d	4 Distance ₂ (r ²), ft ²	5 r ² /t, ft ² /d	6 LOG ₁₀ (r ² /t)	7 Discharge ^{1/} (Q), ft ³ /d	8 (6)x(7)	9 LOG ₁₀ (r ² /t) (8)/ (7)	10 r ² /t, ft ² /d	11 Drawdown, (s), ft	12 s/Q ₃ ft/(ft ³ /d)
2030 (11-20-77)	5 8	0.0417 .0417	3.74x10 ⁷ 6.27x10 ⁷	8.98x10 ⁸ 1.50x10 ⁹	8.953 9.176	2/-220,000 480,000 260,000	-1,970,000 4,400,000 2,430,000				
0330 (11-21-77)	DO.	.333 .333	DO.	1.12x10 ⁸ 1.88x10 ⁸	8.049 8.274	DO. 260,000	-1,770,000 3,970,000 2,200,000	9.346	2.22x10 ⁹	0.05	1.92x10 ⁻⁷
2030	DO.	1.04 1.04	DO.	3.59x10 ⁷ 6.02x10 ⁷	7.555 7.780	DO. 260,000	-1,660,000 3,730,000 2,070,000	8.462	2.90x10 ⁸	.20	7.69x10 ⁻⁷
2330	5 8 6 7	1.17 1.17 .125 .125	3.74x10 ⁷ 6.27x10 ⁷ 3.74x10 ⁷ 5.62x10 ⁷	3.20x10 ⁷ 5.37x10 ⁸ 2.99x10 ⁸ 4.49x10 ⁸	7.505 7.730 8.476 8.652	2/-220,000 480,000 401,000 414,000 1,075,000	-1,650,000 3,710,000 3,400,000 3,580,000 9,040,000	8.409	2.56x10 ⁸	1.00	9.30x10 ⁻⁷
0530 (11-22-77)	DO.	1.42 1.42 .375 .375	DO.	2.63x10 ⁷ 4.42x10 ⁷ 9.97x10 ⁷ 1.50x10 ⁸	7.420 7.645 7.999 8.176	DO. 1,075,000	-1,630,000 3,670,000 3,210,000 3,380,000 8,630,000				
1130	DO.	1.69 1.69 .625 .625	DO.	2.21x10 ⁷ 3.70x10 ⁷ 5.98x10 ⁷ 8.99x10 ⁷	7.344 7.568 7.777 7.954	DO. 1,075,000	-1,620,000 3,630,000 3,120,000 3,280,000 8,420,000	8.028	1.07x10 ⁸	2.10	1.95x10 ⁻⁶
1230	5 8 6 7 4 1	1.70 1.70 .667 .667 .0417 .0417	3.74x10 ⁷ 6.27x10 ⁷ 3.74x10 ⁷ 5.62x10 ⁷ 2.85x10 ⁵ 4.36x10 ⁵	2.20x10 ⁷ 3.69x10 ⁷ 5.61x10 ⁷ 8.42x10 ⁸ 6.83x10 ⁷ 1.04x10 ⁷	7.342 7.567 7.749 7.925 8.834 7.017	2/-220,000 480,000 401,000 414,000 290,000 508,000 1,873,000	-1,620,000 3,630,000 3,110,000 3,280,000 2,560,000 3,560,000 14,520,000	7.752	5.65x10 ⁷	8.30	4.43x10 ⁻⁶
1330	DO.	1.75 1.75 .708 .708 .0833 .0833	DO.	2.14x10 ⁷ 3.58x10 ⁷ 7.94x10 ⁷ 3.42x10 ⁸ 5.23x10 ⁶	7.330 7.554 7.723 7.900 8.534 6.718	DO. 1,873,000	-1,610,000 3,630,000 3,100,000 3,270,000 2,470,000 3,410,000 14,270,000	7.619	4.16x10 ⁷	9.70	5.18x10 ⁻⁶
1530	DO.	1.83 1.83 .792 .792 .167 .167	DO.	2.04x10 ⁷ 3.43x10 ⁷ 4.72x10 ⁷ 7.10x10 ⁸ 1.70x10 ⁸ 2.61x10 ⁶	7.310 7.535 7.674 7.851 8.230 6.417	DO. 1,873,000	-1,610,000 3,620,000 3,080,000 3,250,000 2,390,000 3,260,000 13,990,000	7.469	2.94x10 ⁷	11.3	6.03x10 ⁻⁶
1730	DO.	1.92 1.92 .875 .875 .250 .250	DO.	1.95x10 ⁷ 3.26x10 ⁷ 4.27x10 ⁷ 6.42x10 ⁷ 1.14x10 ⁸ 1.74x10 ⁶	7.290 7.513 7.630 7.808 8.057 6.240	DO. 1,873,000	-1,600,000 3,610,000 3,060,000 3,230,000 2,340,000 3,170,000 13,810,000	7.373	2.36x10 ⁷	12.3	6.57x10 ⁻⁶
2030	DO.	2.04 2.04 1.00 1.00 .375 .375	DO.	1.83x10 ⁷ 3.07x10 ⁷ 3.74x10 ⁷ 5.62x10 ⁷ 7.60x10 ⁶ 1.16x10 ⁶	7.262 7.487 7.573 7.750 7.881 6.064	DO. 1,873,000	-1,600,000 3,590,000 3,040,000 3,210,000 2,280,000 3,080,000 13,600,000	7.261	1.82x10 ⁷	13.6	7.26x10 ⁻⁶
2130	5 8 6 7 4 1 2	2.08 2.08 1.04 1.04 .417 .417 .0417	3.74x10 ⁷ 6.27x10 ⁷ 3.74x10 ⁷ 5.62x10 ⁷ 2.85x10 ⁵ 4.36x10 ⁵ 3.46x10 ⁶	1.80x10 ⁷ 3.01x10 ⁷ 3.60x10 ⁷ 5.40x10 ⁷ 6.83x10 ⁶ 1.04x10 ⁷ 8.30x10 ⁷	7.255 7.478 7.556 7.732 7.834 6.017 7.919	2/-220,000 480,000 401,000 414,000 290,000 508,000 414,000 2,287,000	-1,600,000 3,590,000 3,030,000 3,200,000 2,270,000 3,060,000 3,280,000 16,830,000	7.359	2.29x10 ⁷	14.9	6.52x10 ⁻⁶
2230	DO.	2.12 2.12 1.08 1.08 .458 .458 .0833	DO.	1.76x10 ⁷ 2.96x10 ⁷ 3.46x10 ⁷ 5.20x10 ⁷ 6.22x10 ⁷ 9.52x10 ⁵ 4.15x10 ⁷	7.246 7.471 7.539 7.716 7.794 5.979 7.618	DO. 2,287,000	-1,590,000 3,590,000 3,020,000 3,190,000 2,260,000 3,040,000 3,150,000 16,660,000	7.285	1.93x10 ⁷	15.9	6.95x10 ⁻⁶
0030 (11-23-77)	DO.	2.21 2.21 1.16 1.16 .542 .542 .167	DO.	1.69x10 ⁷ 2.84x10 ⁷ 3.22x10 ⁷ 4.84x10 ⁷ 5.26x10 ⁵ 8.04x10 ⁵ 2.48x10 ⁷	7.228 7.453 7.508 7.685 7.721 5.905 7.394	DO. 2,287,000	-1,590,000 3,580,000 3,010,000 3,180,000 2,240,000 3,000,000 3,061,000 16,480,000	7.206	1.61x10 ⁷	17.5	7.65x10 ⁻⁶
0230	DO.	2.29 2.29 1.25 1.25 .625 .625 .250	DO.	1.63x10 ⁷ 2.74x10 ⁷ 2.99x10 ⁷ 4.50x10 ⁷ 4.56x10 ⁵ 6.98x10 ⁵ 1.38x10 ⁷	7.212 7.438 7.476 7.653 7.659 5.844 7.140	DO. 2,287,000	-1,590,000 3,570,000 3,000,000 3,170,000 2,220,000 2,970,000 3,960,000 16,300,000	7.127	1.34x10 ⁷	18.5	8.09x10 ⁻⁶

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Time	Well	Elapsed time (t), d	Distance, (r ²), ft ²	r ² /t, ft ² /d	LOG ₁₀ (r ² /t)	Discharge ^{1/} (Q), ft ³ /d	(6)x(7)	LOG ₁₀ (r ² /t) (8)/(7)	r ² /t, ft ² /d	Drawdown, (s), ft	s/Q ₃ ft/(ft ³ /d)
0830	DO.	2.54	DO.	1.47x10 ⁷	7.167	DO.	-1,580,000				
		2.54		2.47x10 ⁷	7.393		3,550,000				
		1.50		2.49x10 ⁷	7.396		2,970,000				
		1.50		3.75x10 ⁷	7.574		3,140,000				
		.875		3.25x10 ⁵	7.512		2,180,000				
		.875		4.98x10 ⁵	5.697		2,890,000				
		.500		6.92x10 ⁶	6.840		2,830,000				
						2,287,000	15,980,000	6.987	9.70x10 ⁶	20.1	8.79x10 ⁻⁶
1430	DO.	2.79	DO.	1.34x10 ⁷	7.127	DO.	-1,570,000				
		2.79		2.24x10 ⁷	7.350		3,530,000				
		1.75		2.14x10 ⁷	7.330		2,940,000				
		1.75		3.21x10 ⁷	7.506		3,110,000				
		1.12		2.54x10 ⁵	7.405		2,150,000				
		1.12		3.89x10 ⁵	5.590		2,840,000				
		.750		4.61x10 ⁶	6.664		2,760,000				
						2,287,000	15,760,000	6.891	7.78x10 ⁶	21.5	9.40x10 ⁻⁶
2210	DO.	3.11	DO.	1.20x10 ⁷	7.079	DO.	-1,560,000				
		3.11		2.02x10 ⁷	7.305		3,510,000				
		2.07		1.81x10 ⁷	7.258		2,910,000				
		2.07		2.71x10 ⁷	7.433		3,080,000				
		1.44		1.98x10 ⁵	7.297		2,120,000				
		1.44		3.03x10 ⁵	5.481		2,780,000				
		1.07		3.23x10 ⁶	6.509		2,690,000				
						2,287,000	15,530,000	6.791	6.18x10 ⁶	23.2	1.01x10 ⁻⁵

^{1/} Negative values indicate the discharge of a well that has been turned off during start-up period.

^{2/} Estimated discharge from upper water-bearing zone; total discharge from well is 428,000 ft³/d.

^{3/} Estimated discharge from upper water-bearing zone; total discharge from well is 588,000 ft³/d.