



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**



**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

École Nationale Polytechnique

École Doctorale : Sciences de l'Eau et Développement Durable

Option : Sciences de l'eau

Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau

Mémoire de Magister

Présenté par :

BENMOUHOUB Lydia

Thème :

**CONTRIBUTION À L'INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE
POMPAGES DANS UN AQUIFÈRE À NAPPE LIBRE**

Soutenu le 28/06/2012, devant le jury composé de :

Mr. A. KETTAB	Professeur, ENP	Président
Mme. D. CHENAF	Professeure, RMC, Canada	Promotrice
Mme. D. HARIK	Professeure, ENP	Examinatrice
Mr.M.K. MIHOUBI	MCA. ENSH	Examineur

2012

Remerciements

Un mémoire de magistère est par définition le fruit d'un travail personnel, mais qui pour ma part n'aurait jamais aboutit sans l'aide et l'assistance de certaine personne que je souhaite remercier

Je remercie en premier lieu Dieu Clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et la patience pour bien mener à terme ce modeste travail.

Je tiens particulièrement à exprimer toute ma gratitude à ma directrice de mémoire, professeur Djaouida CHENAF pour m'avoir proposé un thème aussi intéressant que subtil, pour son encadrement, ses conseils, ainsi que pour avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour son aboutissement.

Je remercie vivement Monsieur le Professeur A.KETTAB, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury.

Je remercie également, les membres de jury, docteur M.K MIHOUBI, ainsi que professeure D.HARIK pour m'avoir accordé l'opportunité de valoriser ce travail
Je souhaite aussi remercier les membres du Laboratoire de Recherche de Sciences de l'eau (LRS EAU), pour m'avoir bien accueillie dans le laboratoire.

Mes remerciements les plus sincères vont vers mon mari, ingénieur d'état en hydraulique, pour m'avoir soutenu tout le long de ce travail et avoir été présent à chaque moment, pour sa patience et sa compréhension.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*Mes chers parents, à qui je dois tout et qui m'ont soutenu
jusqu'au bout,*

Mes sœurs, Yasmine, Katia, Celia,

Mon mari, qui n'a jamais cessé de croire en moi,

Mon fils, Yanis,

Tous ceux qui me sont chers.

ملخص

تستخدم في الواقع تجارب طبقات المياه الجوفية على نطاق واسع من أجل تحديد الخصائص الهيدروديناميكية لطبقات المياه الجوفية الحرة. ومع ذلك، فإن تفسير بيانات الانسحاب الناتجة عن هذه التجارب بالنسبة للإحداثيات الزمنية أو الفضائية لازال المنحصر على الطرق المتاحة و المعتمدة على فرضيات جد بسيطة من الواقع. في هذه المذكرة، سنقوم بمفحص ما إذا كانت نظريات التفسير المتاحة تنطبق على جميع أشكال طبقات المياه الجوفية الحرة. هذه النظريات تتوقع أن منحني لوغ-لوغ للانسحاب بالنسبة للزمن يكون على الشكل "S" لهذا قمنا بعدة نماذج لطبقات مياه جوفية حرة، متجانسة و موحدة الخواص، متجانسة و متباينة الخواص و منصدد أفقياً مع طبقات موحدة الخواص. وقد تم تحليل منحنيات الانسحاب و الانخفاضات تدريجياً التي تم الحصول عليها عددياً باستخدام النظريات المعتادة التقليدية. حيث قورنت المعايير المستخرجة من هذا المنحنى مع المعايير التي أخذت بالطريقة العددية لتقييم قدرة النظريات التقليدية في توفير هذا المعايير.

الكلمات الرئيسية: منسوب المياه الجوفية، اختبار التلصيح، التحليل العددي، تباين الخواص والتصفح

Résumé :

Les essais d'aquifères sont très utilisés en pratique pour la détermination des caractéristiques hydrodynamiques des aquifères à nappes libres. Cependant, les interprétations des données de rabattements fournies par ces essais en fonction des coordonnées spatiales ou temporelle restent limitées aux méthodes disponibles se basant sur des hypothèses très simplistes de la réalité. Dans ce mémoire, on a vérifié si les théories d'interprétation disponibles s'appliquaient à différentes sortes d'aquifère à nappe libre. Ces dernières prédisent que la courbe log-log du rabattement en fonction du temps a une forme dite en S. Pour cela, on a simulé plusieurs modèles d'aquifère à nappe libre homogène isotrope, homogène anisotrope et stratifiés horizontal avec strates isotropes. Les courbes de rabattement obtenues numériquement ont été analysées à l'aide des théories usuelles. Les paramètres tirés de ces courbes ont été comparés aux paramètres introduits dans la méthode numérique afin d'évaluer la capacité des théories usuelles de bien fournir ces paramètres.

Mots clés : nappe libre, essais de pompage, analyse numérique, anisotropie et stratification.

Abstract :

Aquifer tests are widely used in practice for determining the hydrodynamic characteristics of unconfined aquifers. However, the interpretation of these tests data in terms of drawdown variation with time and spatial coordinates using the available methods that are based on very simplistic assumptions of reality. In this work, we checked whether the available theories of interpretation applied to all cases of the unconfined aquifers. The latter predict that the curve log-log plot of drawdown versus time present S-shape. Several model of unconfined aquifer are numerically simulated. These aquifers are of different types: homogeneous isotropic, homogeneous and anisotropic, and stratified aquifers with horizontal isotropic layers. The drawdown curves obtained numerically were interpreted using the usual theories. The extracted parameters from these curves were compared to the parameters introduced in the numerical models to evaluate the ability of conventional theories of well provide these parameters in a well closed loop.

Keywords: water table, pumping tests, numerical analysis, anisotropy and stratification

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	II
Dédicace	III
Résumé	IV
TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DESTABLEAUX.....	XX
LISTE DES SYMBOLES.....	XXII
INTRODUCTION GENERALE	1
Problématique	2
Méthodologie	2

CHAPITRE I

LES AQUIFÈRES ET LEURS PROPRIETES HYDRAULIQUES

I-1 Introduction :.....	4
I-2	
Hydrogéologie.....	4
I-3 Les	
aquifères :.....	4
I-4 Les systèmes aquifères :.....	4
I-5 Propriétés hydrauliques :	
.....I-5-5 Contraintes	
effectives et compressibilité	11
5	
I-5-1 Débit spécifique	5
I-5-2 Porosité et indice des vides :.....	6
I-5-3 Indice des vides	7
I-5-4 Teneur en eau	8
I-5-6 Transmissivité	13
I-5-7 Conductivité hydraulique	13

I-5-8 Facteur d'égouttement	14
I-6 Équation de continuité en milieu poreux	15
I-7 La loi de Darcy	16
I-8 Hétérogénéité et anisotropie	17
I-8-1 Types d'aquifères hétérogènes et anisotropes	18
I-8-2 Généralisation de la loi de Darcy	19
I-8-3 Ellipsoïde de conductivité d'aquifère anisotrope.....	23
I-8-4 Perméabilité des terrains stratifiés :	25
I-8-5 Réfraction de flux et loi de Darcy :	26

CHAPITRE II

METHODE D'INTERPRETATION DES ESSAIS DE POMPAGE D'UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE ET SON COMPORTEMENT

II-1 Introduction :	31
II-2 Essai de pompage :	31
II-3 Différence entre un aquifère à nappe libre et celui à nappe captif	32
II-4 Méthode d'interprétation des essais de pompage :	32
II-5 Interprétation de Boulton, (1963) (nappes libres) :.....	36
II-5-1 Théorie :	36
II-5-2 Procédure de la méthode des courbes type de Boulton	41
II-6 Interprétation de Neuman :	43
II-6-1 Méthode des courbes type, Neuman ,(1975) :.....	44
II-6-1-1 Procédure :.....	47
II-6-2 Méthode semi-logarithmique :.....	48
II-6-2-1 Procédure:.....	49
II-7 Interprétation de Gambolati (1973, 1974, 1976) :.....	52
II-7-1 Critique des solutions analytiques :	52
II-7-2 Solutions linéaires:.....	56
II-7-3 Comparaison avec l'équation de Dupuit-Boussinesq	59

II-7-4 Le comportement asymptotique pour de petites et grandes valeurs de temps :	61
II-7-5 Discussion	63
II-7-6 Conclusions sur les travaux de Gambolati :	76
II-8 Interprétation de Streltsova :	78
II-8-1 Équation et solution du rabattement de la nappe d'eau :	78
II-8-2 La résistance spécifique à l'écoulement dans la direction verticale :	83
II-8-3 Un exemple résolu par la méthode des différences finies (Streltsova et Rushton, 1973)	85
II-8-4 Conclusion sur les travaux de Streltsova :	87
II-9 Interprétation de Moench :	88
II-10 Conclusion sur les différentes méthodes :	89

CHAPITRE III

ANALYSE NUMERIQUE PAR LOGICIEL SEEP/W ET METHODE DES ELEMENTS FINIS

III-1 Introduction :	90
III-2 Description du logiciel SEEP/W :	90
III-3 Équations et hypothèses de base du logiciel SEEP/W	91
III-4 Formulation de la solution par éléments finis de l'E.D.P	96
III-5 Remarques et conclusion :	103

CHAPITRE IV

ESSAIS DE POMPAGE DANS UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE HOMOGENE ET ISOTROPE

II-1 Introduction :	104
II-2 Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de pompage	104
II-3 Analyse des résultats du cas homogène isotrope	104
II-3-1 Analyse en régime permanent	104
II-3-1-2 Matériau formant l'aquifère	105
II-3-1-3 Conductivité hydraulique et teneur en eau :	105
II-3-1-4 Analyse des résultats du cas homogène isotrope	105
II-3-1-5 Résultats :	106

II-3-1-6 Calcul de la surface de suintement par SEEP/W :	107
a- Changement du maillage :.....	107
b- Conditions aux limites :.....	107
II-3-1-7 Forme de surface libre	109
a- L'équation représentative de la surface libre selon Dupuit (1863):.....	109
b- L'équation représentative de la surface libre au voisinage du puits de Chenaf et Chapuis (2007):	110
i- Position de la surface de suintement :	110
ii-Prévision de la position de la nappe phréatique	110
c- Vérification de l'équation de Dupuit (1963) ainsi que celle de Chenaf et Chapuis (2007) :	111
i- Vérification de l'équation de Dupuit :	111
ii- Vérification de l'équation de Chenaf et Chapuis (2007) :	112
II-3-2 Analyse en régime transitoire :	112
II-3-2-1 Interprétation des résultats :	113
a- Courbes rabattement-temps	113
b- Courbes rabattement-distance radiale	114
II-3-2-2 Détermination de T et S par la méthode des courbes type de Neuman (1975) :	114
II-3-2-3 Interprétation des résultats :	118
II-4 Conclusion pour le cas homogène et isotrope	119

CHAPITRE V

ESSAIS DE POMPAGE DANS UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE STRATIFIÉ ET EQUIVALENT HOMOGENE ANISOTROPE

V-1 Introduction	129
V-2 Perméabilité des terrains stratifiés	129
V-2-1 Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification	129
V-2-2 Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification	130
V-3 Modèle stratifié et isotrope simulés	130
V-4 Modèle équivalent homogène anisotrope (MEHA)	131
V-5 Analyse en régime permanent	131
V-5-1 Maillage	131
V-5-2 Les conditions aux limites	131

V-6 Analyse en régime transitoire	132
V-6-1 Conditions aux limites	132
V-6-2 Analyse des résultats de simulation du cas stratifié et du cas anisotrope...132	
V-6-3 Analyses des courbes de rabattement versus temps :	132
V-6-4Analyse des courbes rabattement versus temps en fonction du rapport Ksat/Ksat,i et n :	134
V-6-5Analyse des courbes rabattement-distance radiale pour des temps, t=1s, 10s, 10²s, 10³s , 5.10³s , 10⁴s , 5.10⁴s , 10⁵s , 10⁶s,10⁷s , 10⁸s,10⁹s	135
V-6-6Conclusion de l'influence de la distance radiale, de la stratification et de l'anisotropie sur la formation des courbes type S	136
V-6-7 Détermination des paramètres hydrauliques T, Kh, Kv, Sa et Sy par la méthode de Neuman pour les deux cas d'aquifère stratifié et anisotrope	137
CONCLUSION GENERALE	188
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	190

LISTE DES FIGURES

Figure (1-1): représentation d'un milieu poreux	7
Figure (2-1) développement d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe libre. Kruseman, and de ridder, (1990).....	35
Figure (2-2) : courbe des indices de retard de boulton (1963).	40
Figure (2-3) : famille de courbes types de boulton $w(u_a, r/b)$ fonction de $1/u_a$ et $w(u_y, r/b)$ fonction de $1/u_y$, pour différentes valeurs de r/b boulton (1963).	41
Figure (2-4) : famille de courbes types pour les puits à pénétration entière, Neuman, (1975).	46
Figure (2-5) : relation semi-logarithmique entre le rabattement adimensionnel et le temps adimensionnel pour les puits à pénétration entière Neuman, (1975).	49
Figure (2-6) : diagramme schématique d'un aquifère à nappe libre (gambolati, 1976)	55
Figure (2-7): représentation du rabattement moyen adimensionnel donne par (II-73) versus le temps adimensionnel t_y pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}r_D(\eta = \infty)$ (gambolati, 1976).....	63
Figure (2-8): représentation du rabattement adimensionnel donné par (ii-74) versus le temps adimensionnel t_y pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}r_D(\eta = \infty)$ (gambolati, 1976).....	65
Figure (2-9) : représentation du comportement de ε et ε_2 (respectivement, les lignes pleine et pointillée) versus $(K_D)^{1/2}r_D$ (gambolati, 1976).....	67
Figure (2-10) : représentation du comportement de ε_1 versus de $(K_D)^{1/2}r_D$, et de la droite de régression de Neuman [1975] (gambolati, 1976).....	68
Figure (2-11): représentation des rabattements moyens adimensionnels w_m et v_m versus $\varepsilon_1(K_D)^{1/2}r_D$ ($s = 0$ et $t_y=10^{-4}$). Pour w_m, ε_1 est considérée égale à 1 (gambolati, 1976).....	69

Figure (2-12): représentation des rabattements adimensionnels de la nappe d'eau w_0 et v_0 versus $\varepsilon_2(K_D)^{1/2}r_D$ ($s=0$ et $t_y=10^{-2}$). Pour w_0, ε_2 est considérée égale à 1. Gambolati. (1976).....	71
Figure (2-13) : comparaison entre les rabattements moyens adimensionnels donnés par (II-79) et (II-76) (respectivement, les lignes pleine et pointillée) pour $(K_D)^{1/2}r_D = 1$, $\eta = 100$, et ε_1 est tirée de la figure (2-10) (gambolati, 1976).	72
Figure (2-14) : représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus les temps adimensionnels t_y et t_s pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}\eta = 100$ (à gauche), et $\eta = 10$ (à droite) gambolati, (1976).	73
Figure (2-15) : représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus les temps adimensionnels t_y et t_s pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}r_D\eta = 1$ (à droite), et $\eta = 0, 1$ (à gauche) gambolati, (1976).....	74
Figure (2-16): représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus le temps adimensionnel t_y pour $(K_D)^{1/2}r_D = 1$ et différentes η (gambolati, 1976).....	76
Figure (2-17): comparaison des fonctions w et v (streltsova et rushton, 1973). ...	83
Figure (2-18): segments de l'écoulement radial (streltsova et rushton, 1973).	86
Figure (2-19): comparaison des résultats calculés avec la famille de courbes des fonctions w^0 (streltsova et rushton, 1973).	87
Figure (3-1) : région de l'aquifère partiellement subdivisée par les éléments finis et l'élément typique	97
Figure (4-1): maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique ..	120
Figure (4-2):conductivité hydraulique du matériau introduite en fonction de la pression interstitielle (u) pour le cas homogène isotrope.	121
Figure (4-3): teneur en eau volumique du matériau en fonction de la pression interstitielle pour le cas homogène isotrope.....	121
Figure (4-4) : représentation du maillage raffiné.....	122

Figure (4-5) : la forme de la surface libre proche du puits avant le calcul de la surface de suintement.	123
Figure (4-6) : la forme de la surface libre proche du puits après calcul de la surface de suintement.	123
Figure (4-7) : valeur du débit de pompage obtenue numériquement.	124
Figure (4-8) : comparaison entre les nappes phréatiques obtenue numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.	124
Figure (4-9) : comparaison entre la surface libre obtenue par la méthode des éléments fins et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $0,1m < r < 18,5m$.	125
Figure (4-10) : comparaison entre la surface libre obtenue par la méthode des éléments fins et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $11m < r < 300m$.	125
Figure (4-11): comparaison entre la surface libre trouvée par m.e.f et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis pour $0,1m < r < 18,5m$.	126
Figure (4-12) : distribution du rabattement en fonction de la distance radiale $s(r)$ vs $\log r$, du pompage en régime permanent à la base de l'aquifère.	126
Figure (4-13): maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique en régime transitoire.....	127
Figure (4-14): représentation du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope.	128
Figure(4-15): représentation du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale r pour différents temps t, $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage d'aquifère homogène et isotrope.	128
Figure (5-1) : représentation de la grille d'élément fini avec 5730 nœud pour le cas stratifié.....	147
Figure (5-2) : schémas représentatifs des modèles stratifiés.....	147
Figure (5-3) : représentation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle.....	148

Figure (5-4) : représentation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle	148
Figure (5-5) : représentation de la grille d'élément fini avec 5730 nœud pour le cas homogène anisotrope	149
Figure (5-6): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=2k_{sat,i}$, $z=0m$.....	149
Figure (5-7): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=10k_{sat,i}$, $z=0m$.....	150
Figure (5-8): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=20k_{sat,i}$, $z=0m$.....	150
Figure (5-9): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=100k_{sat,i}$, $z=0m$....	151
Figure (5-10): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=250k_{sat,i}$, $z=0m$.	151
Figure (5-11): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=500k_{sat,i}$, $z=0m$.	152
Figure (5-12): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=500k_{sat,i}$, $z=0m$.	152
Figure (5-13): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=1000k_{sat,i}$, $z=0m$.	153
Figure (5-14): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=5000k_{sat,i}$, $z=0m$.	153
Figure (5-15): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $k_{sat}=10000k_{sat,i}$, $z=0m$.....	154

Figure (5-16): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1.1$, $z=0m$.	154
Figure (5-17): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=2.74$, $z=0m$.	155
Figure (5-18): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=4.9$, $z=0m$.	155
Figure (5-19): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=22.33$, $z=0m$.	156
Figure (5-20): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=55$, $z=0m$.	156
Figure (5-21): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=109.5$, $z=0$	157
Figure (5-22): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=218.65$, $z=0m$.	157
Figure (5-23): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1097$, $z=0m$.	158
Figure (5-24): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1581.4$, $z=0m$.	158
Figure (5-25): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=2193.5$, $z=0m$.	159

Figure (5-26): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$, $r=5m$, $z=0m$.....	159
Figure (5-27): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$, $r=15m$, $z=0m$.....	160
Figure (5-28): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$, $r=50m$, $z=0m$.....	160
Figure (5-29): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$, $r=150m$, $z=0m$.....	161
Figure (5-30): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$, $r=250m$, $z=0m$.....	161
Figure (5-31): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficient d'anisotropie n à $r=5m$, $z=0m$.....	162
Figure (5-32): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficient d'anisotropie n à $r=15m$, $z=0m$.....	162
Figure (5-33): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficient d'anisotropie n à $r=50m$, $z=0m$.....	163
Figure (5-34): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficient d'anisotropie n à $r=150m$, $z=0m$.....	163
Figure (5-35): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficient d'anisotropie n à $r=250m$, $z=0m$.....	164
Figure (5-36): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=2k_{sat,i}$, $z=0m$.....	164
Figure (5-37): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=10k_{sat,i}$, $z=0m$.....	165
Figure (5-38): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=20k_{sat,i}$, $z=0m$.....	165
Figure (5-39): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=100k_{sat,i}$, $z=0m$.....	166

Figure (5-40): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=250k_{sat,i}$, $z=0m$.	166
Figure (5-41): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=500k_{sat,i}$, $z=0m$.	167
Figure (5-42): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=1000k_{sat,i}$, $z=0m$.	167
Figure (5-43): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=5000k_{sat,i}$, $z=0m$.	168
Figure (5-44): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}7000k_{sat,i}$, $z=0m$.	168
Figure (5-45): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $k_{sat}=10000k_{sat,i}$, $z=0m$.	169
Figure (5-46): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1.1$, $z=0m$.	169
Figure (5-48): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=2.7$, $z=0m$.	170
Figure (5-49): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=4.9$, $z=0m$.	170
Figure (5-50): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=22.33$, $z=0m$.	171
Figure (5-51): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=55$, $z=0m$.	171
Figure (5-52): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=109.5$, $z=0m$.	172
Figure (5-53): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=218.65$, $z=0m$.	172
Figure (5-54): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1097$, $z=0m$.	173

Figure (5-55): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1581.4$, $z=0m$.....	173
Figure (5-56): représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=2193.5$, $z=0m$.....	174
Figure (5-57): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=1e03s$, $z=0m$.....	174
Figure (5-58): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=5e03s$, $z=0m$.....	175
Figure (5-59): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=1e04s$, $z=0m$.....	175
Figure (5-60): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=5e04s$, $z=0m$.....	176
Figure (5-61): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=1e05s$, $z=0m$.....	176
Figure (5-62): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=1e06s$, $z=0m$.....	177
Figure (5-63): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport $k_{sat}/k_{sat,i}$ à $t=1e08s$, $z=0m$.....	177
Figure (5-64): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=1e03s$, $z=0m$.	178
Figure (5-65): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n_i à $t=5e03s$, $z=0m$.....	178
Figure (5-66): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=1e04s$, $z=0m$	179
Figure (5-67): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=5e04s$, $z=0m$.	179
Figure (5-68): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=1e05s$, $z=0m$.	180

Figure (5-69): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=1e06s$, $z=0m$.	180
Figure (5-70): représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapport d'anisotropie n à $t=1e08s$, $z=0m$.	181
Figure (5-71) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$.(cas stratifié)..	181
Figure (5-72) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$.(cas stratifié)..	182
Figure (5-73) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (cas stratifié)	182
Figure (5-74) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (cas stratifié)	183
Figure (5-75) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (cas stratifié)	183
Figure (5-76) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (cas stratifié)	184
Figure (5-77) : représentation graphique de la comparaison entres les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$. (cas anisotrope)	184

Figure (5-78) : représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$. (cas anisotrope)185

Figure (5-79) : représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (cas anisotrope)*185

Figure (5-80) : représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (cas anisotrope)186

Figure (5-81) : représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (cas anisotrope)186

Figure (5-82) : représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (cas anisotrope)187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (1-1): Quelques valeurs types du débit spécifique (Todd, 1980)	28
Tableau (1-2) : Gamme des tailles moyennes des interstices d'un milieu poreux et aux états physiques de l'eau contenue	28
Tableau (1-3) : Ordres de grandeur de la porosité totale Freeze, ra. And Cherry, j.a. (1979)	29
Tableau (1-4) : Limites des intervalles de variation de l'indice des vides pour certain types de sols chenaf,d.(1997) , Mccarthy, d. F. (1988)	29
Tableau (1-5) : Valeurs de la compressibilité α pour différents sols (marsily, 1986 ; Freeze and Cherry, 1979)	30
Tableau (1-6) : Intervalles des valeurs types de conductivité hydraulique de Marsily, g., (1986)	30
Tableau4-1 : Comparaison des valeurs des paramètres hydrauliques introduits avec celle obtenus par la méthode de Neuman.	117
Tableau 5-1 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=5m$	141
Tableau 5-2 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r= 15 m$	142
Tableau 5-3 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r= 50 m$	143
Tableau 5-4 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=5m$	144

Tableau 5-5 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=15m$ 145

Tableau 5-6 : Comparaison des valeurs k_h , k_v , s_a et s_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=50m$ 145

LISTE DES SYMBOLES

Cette liste est indispensable pour la définition de tous les symboles qui apparaissent dans les équations du texte.

Symboles

Lettres romaines

B : facteur de drainance, égal à $(T / \alpha S')^{1/2}$ (selon Streltsova) [T^{-1}]

b : épaisseur saturée de l'aquifère, [L]

C_b : compressibilité verticale du sol [$L^2 F^{-1}$]

C_i : constantes dépendant des unités (-)

D : épaisseur initiale saturée de l'aquifère (utilisée dans les simulations) [L]

d = distance verticale entre le sommet de la crépine du puits de pompage et la position initiale de la nappe [L]

e : indice de vides, [-]

H = épaisseur initiale saturée de l'aquifère (selon Streltsova) [L]

h : charge hydraulique [L]

h = élévation de la nappe d'eau au-dessus de la base de l'aquifère (selon Gambolati) [L]

h = charge hydraulique moyenne (selon Streltsova) [L]

h^0 : hauteur de la surface libre au-dessus de la base horizontale imperméable de l'aquifère durant le pompage à n'importe quel point a une distance radiale (L)

g : accélération de la pesanteur, [LT^{-2}]

I = taux spécifique net de recharge verticale de la nappe d'eau [LT^{-2}]

i : gradient hydraulique, [-]

J_0 = fonction de Bessel du premier type d'ordre zéro

K : conductivité hydraulique, [LT^{-1}]

K_i : conductivité hydraulique de strate d'ordre i , [LT^{-1}]

K_v : conductivité verticale, [LT^{-1}]

K_h : conductivité horizontale, [LT^{-1}]

K_x : conductivité hydraulique dans la direction x , [LT^{-1}]

K_y : conductivité hydraulique dans la direction y , [LT^{-1}]

K_z : conductivité hydraulique dans la direction z , [LT^{-1}]

K_0 = fonction modifiée de Bessel du second type d'ordre zéro

K_{sat} : conductivité hydraulique saturée de l'aquifère homogène [LT^{-1}]
 $K_{sat,i}$: conductivité hydraulique saturée de la couche introduite dans l'aquifère [LT^{-1}]
 l = distance verticale entre la base de la crépine et le niveau initial de la nappe d'eau
[L]
 n : porosité du milieu (selon Gambolati) (-)
 n : rapport d'anisotropie
 $n, n+1$: nombre des points nodaux, (-)
 Q : débit de pompage [L^3T^{-1}]
 Q_i : débit de pompage par strate d'ordre i , [L^3T^{-1}]
 q_r : débit spécifique dans la direction radiale r , [LT^{-1}]
 q_x : débit spécifique dans la direction x , [LT^{-1}]
 q_y : débit spécifique dans la direction y , [LT^{-1}]
 q_z : débit spécifique dans la direction z , [LT^{-1}]
 R : rayon d'influence (selon Streltsova) [L]
 R : rayon extérieur de l'aquifère ou bien distance radiale de l'aquifère [L]
 r_w : rayon du puits de pompage, [L]
 r : distance du centre du puits au piézomètre, [L]
 r_i : rayon efficace du puits [L]
 r/B : paramètre de Boulton, égal à $r(\alpha S_y / T)^{1/2}$
 S : coefficient d'emmagasinement élastique (selon Boulton) (-)
 S : coefficient d'emmagasinement élastique, égal à $S_s b$ (selon Neuman) (-)
 S_a : coefficient d'emmagasinement élastique (-)
 S_s : coefficient d'emmagasinement spécifique (élastique) [L^{-1}]
 S_s : coefficient d'emmagasinement élastique, égal à $\gamma b \cdot (c_b + n\beta)$ (selon Gambolati) (-)
 S_r : degré de saturation, [-]
 s : rabattement à la distance r et au temps t , [L]
 S_c : rabattement corrigé selon la procédure de Jacob, égal à $s - s^2 / b$ [L]
 s_M : rabattement moyen [L]

S_o : rabattement de la nappe (selon Gambolati) [L]

s_{wt} : rabattement de la nappe d'eau (L)

S_y : débit spécifique (selon Neuman et Gambolati) (-)

S' : débit spécifique (selon Boulton et Streltsova) (-)

t : temps depuis le début du pompage [T]

T : transmissivité hydraulique de l'aquifère en pompage, [L^2T^{-1}]

T_n : transmissivité dans une direction faisant un angle $(\theta+\alpha)$ avec l'axe des x, [L^2T^{-1}]

T_X : transmissivité dans la direction de plus grande anisotropie, [L^2T^{-1}]

T_Y : transmissivité dans la direction de plus petite anisotropie, [L^2T^{-1}]

$t_E = t$ correspondant à l'intersection de la ligne droite de la partie initiale avec s_0 sur une feuille semi-logarithmique, [T]

$t_L = t$ correspondant à l'intersection de ligne droite de la partie finale avec $s = 0$ sur une feuille semi-logarithmique [T]

t_r : temps depuis le début de remontée [T]

$t_{y\beta} = t_y$ correspondant à l'intersection de la droite horizontale du deuxième segment des courbes types avec la droite inclinée de la partie finale dans la figure 2.4 [T]

$t_\beta = t$ correspondant à l'intersection de la droite horizontale du deuxième segment avec la droite inclinée sur une feuille semi-logarithmique [T]

u_a : pression d'air interstitiel, [$ML^{-1}T^2$]

u_w : pression d'eau interstitielle, [$ML^{-1}T^2$]

V : vitesse de Darcy parfois notée débit spécifique [LT^{-1}]

V_T : volume total, [L^3]

V_s : volume des grains solides, [L^3]

V_v : volume des vides, [L^3]

V_w : volume d'eau, [L^3]

ω : teneur en eau massique %

W_w : le poids volumique de l'eau

W_s : le poids volumique des grains solides

x : variable d'intégration

z : élévation [L]

Lettres grecques

α : inverse de l'indice de délai [T^{-1}]

α : diffusivité verticale de l'aquifère sature, égale à $1/S'\Phi z$ (selon Streltsova) [T^{-1}]

β : compressibilité de l'eau (selon Gambolati) ($L^2 IF$)

Δ_{SE} : variation cyclique du rabattement le long de la ligne droite de la partie initiale sur une feuille semi-logarithmique [L]

Δ_{SL} : variation cyclique du rabattement le long de la ligne droite de la partie finale sur une feuille semi-logarithmique [L]

Δt : incrément de temps [T]

γ : poids spécifique de l'eau [F/L^3]

γ_w : poids volumique de l'eau, [ML^{-2}, T^{-2}]

Φ : résistance hydraulique spécifique de l'écoulement [T]

ϕ : charge hydraulique (selon Gambolati) [L]

ϕ_M : charge hydraulique moyenne (selon Gambolati) [L]

$\theta(u_w)$: teneur en eau volumique

σ_T : contrainte totale dans la direction x et/ou y, [ML^{-1}, T^2]

σ' : contrainte effective, [ML^{-1}, T^2]

τ = facteur de temps, égal à $Kt / S'H = \alpha t/3$ (selon Streltsova)

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de l'eau souterraine est lié aux formations géologiques. Ce domaine constitue un des maillons importants de l'ensemble du cycle hydrologique. Ce dernier étant un des préoccupations de longue date de l'hydrogéologie. En effet, le domaine souterrain constitue un réservoir de stockage naturel capable d'amortir les irrégularités des autres composantes du cycle de l'eau et présente une vulnérabilité relativement faible aux altérations de sa qualité. De nombreux efforts de recherche ont ainsi été consacrés pour une bonne compréhension et une bonne description de ce réservoir essentiel de la ressource en eau.

Durant les dernières décennies, il a été largement appliqué l'analyse mathématique aux modalités de l'écoulement des eaux souterraines vers un puits. On a présenté des solutions correspondant aux conditions de l'écoulement permanent et transitoire dans différentes sortes de nappes. De nos jours, ce sont les problèmes du régime transitoire qui sont à la base de nombreuses études.

L'essai de pompage est l'un des moyens les plus utiles pour déterminer les propriétés hydrauliques et hydrodynamiques des couches aquifères (transmissivité T et emmagasinement S) par les différentes méthodes d'interprétation qui seront citées dans cette étude pour le cas d'étude de l'aquifère à nappe libre.

Nous vérifions comment une solution analytique prédit, en problème direct, les conditions de drainage dans l'espace et le temps (débit, position de la surface libre). Nous vérifions aussi la capacité de ces équations, en problème inverse, pour estimer les propriétés hydrauliques du sol. Les prédictions des solutions analytiques obtenues suite à la simplification des équations différentielles exactes sont comparées aux prédictions d'un code numérique qui résout entièrement les équations différentielles de Richards (1931), pour l'écoulement saturé et non saturé, en tenant compte des expressions fortement non linéaires de la fonction de la conductivité k et de la fonction θ de teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau interstitielle (u_w).

Problématique :

La détermination des paramètres hydrauliques des nappes souterraines sera toujours un problème d'actualité quel que soit le développement des modèles de simulation, les méthodes les plus répandues lors des déterminations reposent sur l'interprétation des variations transitoires provoquées par des pompages.

Ainsi dans un régime transitoire, pendant le pompage d'un aquifère à nappe libre, les théories disponibles prédisent que la courbe de rabattement en fonction du temps a une forme dite en S ; Une solution semi-empirique considérant les trois segments de la courbe de rabattement (concept du débit spécifique). Bolton [1954, 1963] a été le premier à introduire ce concept. Ce dernier a été développé plus tard par Neumann [1972, 1973, 1979], Streltsova [1972 a et b, 1973, 1976] et Gambolati [1976].

La question à se poser est ce que les théories d'interprétation posées par ces auteurs s'appliquent à tous les aquifères à nappe libre? Plusieurs études ont été réalisées dernièrement prouvant que la forme en S n'est pas une allure type des aquifères à nappe libre par exemple (Chapuis et al. 1998), (Chouqi.T.2002) comme supposé par les théories courante Pour de telles courbes, on ne dispose pas de méthodes théoriques d'interprétation. Une forme différente est parfaitement normale à cause de la complexité de l'écoulement non saturé et cela dépend de plusieurs paramètres physiques.

Ainsi, le principal objectif de cette présente recherche sera d'investiguer les conditions dans lesquelles la réponse au pompage d'un aquifère à nappe libre ne présente pas la forme en S, très souvent observée sur des données d'essais réels. Les résultats attendus de ce travail permettront de compléter voire corriger les méthodes d'interprétation actuelles qui restent limitées aux courbes de rabattements présentant une forme de S.

Méthodologie :

Le présentmémoire comprend cinq chapitres. Dans le chapitre I, suivant cette introduction, nous rappelleronsla définition des aquifères et des paramètres importants quiles caractérisent.

Dans le chapitre II, nous passerons en revue les méthodes d'interprétation existantes des essais d'aquifère à nappe libre pour l'évaluation des paramètres hydrodynamiques, T et S .

La méthode des éléments finis est l'outil de calcul numérique exploité dans ce mémoire. Pour cela, l'étude fait appel à un logiciel de calcul numérique basé sur la méthode des éléments finis, fournis par la compagnie canadienne GEOSLOPE, et qui est SEEP/W. La description de ce logiciel est présentée au chapitre III.

Le chapitre IV porte sur l'analyse des essais de pompage dans un aquifère à nappe libre homogène et isotrope, ainsi que les résultats obtenus et leurs interprétations.

Le chapitre V regroupe les résultats obtenue des essais de pompage et leur interprétation sur deux types d'aquifères à nappe libre :le stratifié et l'équivalent homogène et anisotrope. Une comparaison des modèles a été effectuée en dernier lieu

Dans la conclusion générale, dernière partie de ce mémoire, on passe en revue les principaux résultats, et les conclusions qui se dégagent de cette étude.

CHAPITRE I

LES AQUIFÈRES ET LEURS PROPRIETES HYDRAULIQUES

I-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous présenterons après une définition sommaire des aquifères, les différents paramètres importants qui les caractérisent.

I-2 Hydrogéologie

L'hydrologie est une partie de la géologie qui s'occupe des processus de circulation de l'eau dans le sol et les roches, de la recherche des eaux souterraines, ainsi que de leur captage et de leur protection. Cette science associe principalement des notions de géologie et d'hydraulique Certains confondent « hydraulique souterraine » avec l'hydrogéologie alors qu'elle n'en est qu'une partie. Il s'agit en fait d'hydraulique dans un milieu particulièrement hétérogène où beaucoup d'incertitudes subsistent concernant les caractéristiques hydrauliques et hydrodynamique influençant les écoulements.

I-3 Les aquifères :

L'aquifère est une formation géologique saturée d'eau qui peut fournir ou emmagasiner un volume considérable de celle-ci. Dans le cas des dépôts non consolidés (des alluvions), ils sont généralement formé de sables, graviers ou d'un mélange des deux. Dans le cas des roches, l'eau circule par interstices, les fissures ou un réseau de celles-ci

L'eau souterraine est soumise aux tensions capillaires, à la gravité et aux forces d'attraction entre les molécules d'eau et la surface des solides. Les théories générales s'appliquant au mouvement de l'eau souterraine et les lois générales de circulation qui s'y appliquent peuvent être trouvées dans plusieurs références de base parmi lesquelles nous citons: schneebeli (1966), Castany (1967,1982), Todd (1980). Etc.

I-4 Les systèmes aquifères :

Les aquifères sont classés en trois catégories : (1) nappe libre, (2) nappe captive, (3) nappe semi-captive [Freeze et Cherry., 1979; Todd., 1980; Castany (1982) ; Bear, (1979) ;Hamilli et Bell., (1985)

- Nappe libre : c'est un aquifère saturé en eau, elle est limitée par dessous par un aquiclude, mais elle n'est pas limitée par dessus, donc la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique
- Nappe captive : c'est un aquifère saturé en eau, qui se trouve entre deux couches imperméables, elle est caractérisée par le fait que la charge hydraulique de l'eau est supérieure à la pression atmosphérique.
- Nappes semi-captive : c'est un aquifère saturée dont les frontières supérieures et inférieures sont des aquitards ou une frontière est un aquitard et l'autre est un aquiclude. L'eau est libre pour se déplacer par les aquitards, de l'un à l'autre vers le haut ou vers le bas.

I-5 Propriétés hydrauliques

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

I-5-1 Débit spécifique

C'est le rapport du volume d'eau qu'un aquifère peut fournir par gravité après saturation V_{wg} au volume total de l'aquifère exprimé en pourcentage (Meinzer, 1923, p.28).

$$S_y = \frac{V_{wg}}{V} \dots\dots\dots(I - 1)$$

La différence entre le volume d'eau total V_w contenu dans un volume d'aquifère V saturé et le volume d'eau écoulé par gravité V_{wg} est le volume d'eau de rétention exprimé par V_{wr} , soit;

$$V_{wr} = V_w - V_{wg} \dots\dots\dots(I-2)$$

Rapporté au volume total de l'aquifère, il définit la rétention spécifique S_r , comme

$$S_r = \frac{V_{wr}}{V} \dots\dots\dots(I - 3)$$

Le tableau 1-1 (page 28) regroupe quelques valeurs représentatives usuelles du débit spécifique. D'après ce tableau, on note une variation de ce paramètre comprise entre 0.01 et 0.30 Freeze and Cherry, (1979). La valeur de ce paramètre se situe autour de 30% pour le sable uniforme Raghunath, (1982).

Pour les formations épaisses non consolidées, les valeurs du débit spécifique chutent généralement de 7 - 15%. Ces valeurs diminuent de plus en plus avec la profondeur sous l'effet du compactage. Le débit spécifique peut être mesuré au laboratoire mais aussi in-situ par les essais d'aquifère Raghunath, (1982); Todd, (1980).

I-5-2 Porosité et indice des vides :

La porosité (n) est une propriété directement mesurable d'un aquifère. C'est une fraction entre 0 et 1 qui indique la quantité d'espace vide entre des particules de sol libres ou dans une roche fracturée, c'est un pourcentage qui est exprimé par le rapport du volume des vides (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol

$$n = \frac{V_w}{V_T} \dots\dots\dots(I-4)$$

En se référant à la gamme des tailles moyennes des interstices d'un milieu poreux et aux états physiques de l'eau contenue, une classification des porosités a été proposée, Choeller, (1955). Le tableau (1-2)(page28) représente la gamme des tailles moyennes des interstices d'un milieu poreux et aux états physiques de l'eau contenue.

En prenant en compte de la connexion entre les interstices on distingue deux formes de porosité:

- Porosité ouverte : qui est formée par les seuls vides intercommunicants, Choeller, (1955)
- Porosité close ou porosité vacuolaire : qui est formée par les vides non interconnectés, dénommée aussi porosité résiduelle, qui ne permet aucune perméabilité, Choeller, (1955).

En hydrogéologie on se réfère à l'eau contenue dans le milieu poreux, à ses liaisons physiques avec la matrice solide et à ses mouvements possibles :

- La porosité efficace est le rapport du volume d'eau gravitaire libérée sous l'effet d'un drainage complet, à son volume total. Elle équivaut en pratique au coefficient d'emmagasinement d'un aquifère à nappe libre Castany G, (1961).
- La porosité cinématique est le rapport du volume des interstices réellement parcourus par l'eau en mouvement (à des vitesses variées) au volume total du

milieu (saturé ou non) : c'est la teneur en eau mobile. Il est équivalent au rapport de la vitesse de déplacement moyenne de l'eau en mouvement dans un milieu perméable, déterminée expérimentalement (généralement par traçage), à la vitesse de filtration de Darcy.

La différence entre les deux porosités est que, la première est statique (teneur en eau drainable, mobilisable), et que l'autre dynamique (teneur en eau mobile).

Lorsqu'on est en présence d'une formation saturée (degré de saturation, $S_r = 100\%$). la porosité totale est égale à la somme du débit spécifique S_Y , et de la rétention spécifique S_r :

$$n = S_Y + S_r \dots\dots\dots(I-5)$$

Le tableau (1-3)(page29) représente l'ordre de grandeur de la porosité totale Freeze et Cherry, (1979).

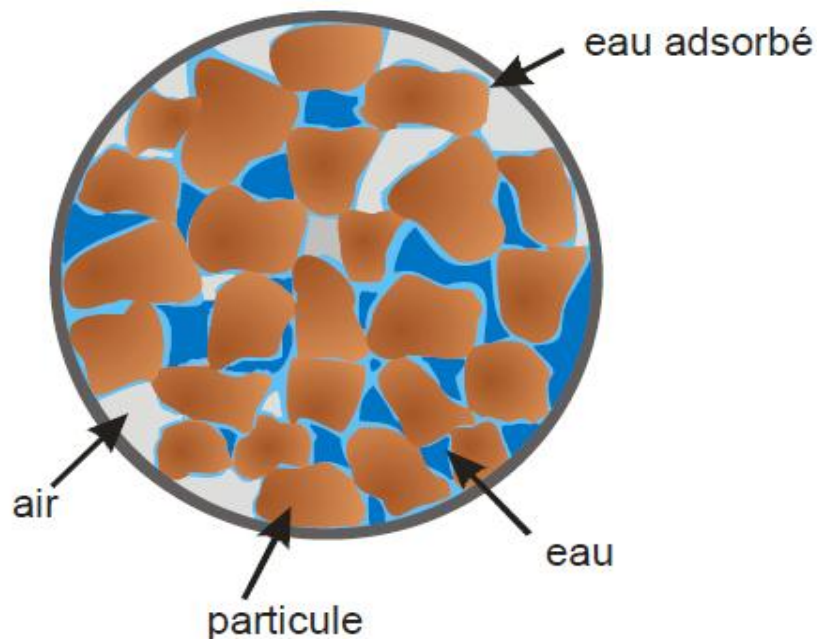


Figure (1-1): Représentation d'un milieu poreux

I-5-3 Indice des vides

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des phases solides qui est utilisé pour le calcul de la porosité d'un volume de sol.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots(I-6)$$

On peut aussi écrire l'indice des vides en fonction de la porosité comme suit :

$$e = \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(I-7)$$

Ou bien

$$n = \frac{e}{1-e} \dots\dots\dots(I-8)$$

L'indice des vides est aussi relié à la teneur en eau massique w tel que $w = W_w/W_s$) par :

$$e = \frac{w G_s}{S_r} \dots\dots\dots(I-9)$$

Où

w : teneur en eau

G_s : densité des particules solides

S_r : degré de saturation

W_w : le poids de l'eau contenus dans le volume de sol V , de poids, $W = W_s + W_w$

W_s : le poids des grains solides contenus dans le volume de sol V , de poids, $W = W_s + W_w$

Le Tableau 1-4(page29)représente des limites d'intervalles de variation de l'indice des vides pour certain types de sols Chenaf, (1997) , McCarthy, (1988).

I-5-4 Teneur en eau

En physique des milieux poreux, on définit la teneur en eau comme la quantité d'eau contenue dans un échantillon de matière, cette quantité étant évaluée par un rapport pondéral ou volumétrique. Cette propriété intervient dans un large éventail de disciplines scientifiques et techniques, et s'exprime comme un rapport ou quotient, dont la valeur peut varier entre 0 (échantillon complètement sec) et (pour la teneur « volumétrique ») la « porosité à saturation » du matériau.

En mécanique des sols et des roches, la définition de la teneur en eau est pondérale, Jacob Bear (1972)

$$w = \frac{W_w}{W_s} \dots\dots\dots(I-10)$$

où W_w est le poids d'eau et W_s est le poids des grains, ou fraction sèche du sol.

En physique des milieux poreux, en revanche, la teneur en eau est plus souvent définie comme un taux volumétrique θ : Jacob Bear (1972),Albert Caquot, Jean Kérisel (1956) :

$$\theta = \frac{V_w}{V} \dots\dots\dots(I-11)$$

θ = teneur en eau

V_w = volume de l'eau

$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$ est le volume total (c'est-à-dire le Volume du sol + Volume d'eau + volume d'air)

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{nV_b} = \frac{\theta}{n} \dots\dots\dots(I-12)$$

S_r = ledegré de saturation

$n = V_v / V$, porosité où V_v est le volume des « vides »

On peut aussi écrire

$$\theta = \frac{V_w}{V} = n S_r \dots\dots\dots(I-13)$$

La teneur en eau volumique θ varie en fonction la variation de l'état de contrainte et despropriétés du sol. L'état de contrainte peut êtredécrit par deux variables d'état pour les conditions saturées et non saturées. Ces variables sont les tenseurs de contrainte totales (σ - u_a ,) et de pression capillaire ($u_a - u_w$), Fredlund , and Morgenstern, (1976).

Où

σ : est la contrainte totale

u_a : pression totale de la phase gazeuse (pression interstitielle de l'air)

u_w : pression interstitielles de l'eau

On écrit:

$$d\theta_w = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a + u_w) \dots \dots \dots (I-14)$$

Ou

m_1^w = pente du graphe $(\sigma - u_a)$ versus θ_w quand $d(u_a + u_w)$ nul,

m_2^w = pente du graphe $(u_a + u_w)$ versus θ_w , quand $d(\sigma - u_a)$ nul,

σ = contrainte totale dans la direction de x et / ou y

Étant donné que m_1^w et m_2^w à une étape de temps durant le processus transitoire, peuvent être considérées constantes, et donc la dérivée par rapport au temps de l'équation constitutive peut s'écrire de la façon suivante :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \dots \dots \dots (I-15)$$

Durant toute la phase transitoire on suppose

- Que la pression interstitielle de l'air ne varie pas par rapport au temps et demeure égale à la pression atmosphérique
- Qu'il n'y a aucun chargement ou déchargement extérieurs de la masse de sol. C'est-à-dire que la contrainte total reste constante (ne varie pas en fonction du temps)

D'après ces deux suppositions on peut dire que $(\sigma - u_a)$ ne varie pas et n'a aucune influence sur la teneur volumique. Donc on peut conclure que la teneur volumique ne dépend que de la variation de $(u_a - u_w)$ et pas conséquent de la variation de la pression d'eau interstitielle u_w puisque u_a est constante.

Ainsi

$$\partial \theta = m_w \partial u_w \dots \dots \dots (I-16)$$

Ou m_w est la pente de la courbe d'emménagement

I-5-5 Contraintes effectives et compressibilité

Un aquifère est constitué d'un matériel granulaire dont la modification du volume sous l'effet d'un changement de contraintes exercées, est liée à la compressibilité du milieu poreux. La discussion de ce principe est détaillée dans les ouvrages (Terzagui, 1943 ; Skempton, 1954, 1960 ; Bishop,1959,1963 ; Verruijt,1980,1984).

La contrainte totale exercée sur un plan horizontal d'un aquifère est répartie et supportée d'une part par les grains du milieu poreux et d'autre part par la pression d'eau interstitielle u_w .

On définit la contrainte totale par :

$$\sigma_T = \sigma' + u_w \dots \dots \dots (I.17)$$

Avec :

u_w : pression de l'eau interstitielle ;

σ' : contrainte effective, contrainte liée au contact grain-grain.

Lorsque la contrainte effective augmente, (sous contrainte totale constante), cela serait dû à un abaissement de la pression interstitielle (comme par pompage ou par drainage). Le volume total du milieu poreux se réduit d'un volume $-dV_T$ par rapport à son volume initial V_T , on définit ainsi la compressibilité α par :

$$\alpha = \frac{-dV_T/V_T}{d\sigma'} \dots \dots \dots (I.18)$$

La compression des grains solides dans un aquifère est considérée négligeable, de sorte que seul le réarrangement des particules (changement du volume des pores) contribue au changement du volume total par compressibilité, ainsi le volume des solides demeure constant ($dV_s=0$) : $dV_T = dV_w$

Cette variation du volume est en relation directe avec la porosité, et avec :

$V_v = V_w$, la porosité sera donc :

$$n = \frac{V_w}{V_T} \dots\dots\dots(I.19)$$

Et

$$dn = d\left(\frac{V_w}{V_T}\right) \dots\dots\dots(I.20)$$

Le changement de porosité peut être donné par l'expression:

$$dn = \frac{V_T dV_w - V_w dV_T}{V_T^2} \dots\dots\dots(I.21)$$

$$dn = \frac{dV_w}{V_T} - \frac{V_w}{V_T} \frac{dV_T}{V_T} \dots\dots\dots(I.22)$$

En remplaçant n par son expression : $n = V_w/V_T$ et $dV_T = dV_w$

La relation (I.22) devient :

$$dn = (1-n) \frac{dV_T}{V_T} \dots\dots\dots(I.23)$$

Par conséquent, le changement de porosité est lié au changement relatif du volume total par :

$$\frac{dV_T}{V_T} = \frac{dn}{(1-n)} \dots\dots\dots(I.24)$$

D'où la compressibilité du matériau d'aquifère peut s'exprimer en fonction de la porosité :

$$\alpha = \frac{-dn/(1-n)}{d\sigma'} \dots\dots\dots(I.25)$$

Les valeurs de compressibilité sont de l'ordre de 10^{-6} à $10^{-9} \text{ m}^2\text{N}^{-1}$ pour les argiles et les sables et de 10^{-8} à $10^{-10} \text{ m}^2\text{N}^{-1}$ pour les graviers (K.M.Hiscock,2005). Quelques valeurs types de la compressibilité α pour différents matériaux sont résumées au tableau (1.5)(page 30).

$$K=(Nd^2)\frac{\rho g}{\mu} \dots\dots\dots(I.28)$$

Avec

N : facteur de forme regroupant la porosité et la tortuosité du milieu poreux ;

d : dimension moyenne des grains.

L'autre propriété qui ne dépend que des propriétés du milieu poreux ; et non du fluide (Charles R.2002) ; afin de caractériser sa capacité à permettre l'écoulement des fluides, cette propriété est la perméabilité k appelée aussi perméabilité intrinsèque définie théoriquement par :

$$k=Nd^2 \dots\dots\dots(I.29)$$

Par conséquent la conductivité hydraulique est liée à perméabilité intrinsèque par :

$$K=k\frac{\rho_w g}{\mu_w} \dots\dots\dots(I.30)$$

Les valeurs du coefficient de perméabilité s'échelonnent dans une gamme continue, en fonction de la granulométrie, la limite inférieure de conductivité hydraulique des réservoirs perméables a été fixée conventionnellement, à une valeur de 1.10^{-9} m/s. (Castany, 1982).

Dans un aquifère à nappe libre (cas étudié), la conductivité hydraulique qui varie en fonction de la pression interstitielle décrit une courbe K(u) dont la valeur maximale est à la saturation ($u \geq 0$).

La conductivité hydraulique varie entre 10^{-5} et 10^{-2} . Le tableau (1-6) (page30) présente quelques valeurs de conductivité hydraulique de Marsily, G., (1986)

I-5-8 Facteur d'égouttement

Le facteur d'égouttement B, est utilisé dans le cas de nappes libre avec débit retardé. Lorsqu'on a une grande valeur de B cela veut dire que le drainage rapide. Ce paramètre a la dimension d'une longueur et est exprimé comme tel, Kruseman, and DE Ridder (1991)

$$B = \sqrt{\frac{T}{\alpha S_Y}} \text{ (m)} \dots\dots\dots (I.31)$$

$\frac{1}{\alpha}$: Appelé indice de retard de Boulton (constante empirique).

S_Y : Le coefficient d'emmagasinement après un temps de pompage assez long, encore appelé coefficient d'emmagasinement retardé.

Pour $B = \infty$ le débit est immédiatement libéré dès l'abaissement de la surface libre; on a alors affaire à une nappe libre sans débit retardé.

I-6 Équation de continuité en milieu poreux

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse d'un fluide en mouvement. Dans un volume élémentaire, la masse du fluide prélevé ou injecté est égale à la somme de la variation de la masse du fluide durant un intervalle de temps élémentaire et des flux massiques traversant la surface de ce volume Bear. J, (1979).

la différence de masse du flux dans les directions x,y,z tend vers 0, ainsi:

$$\left(\rho q_x + \frac{\partial(\rho q_x)}{\partial x} - \rho q_x \right) + \left(\rho q_y + \frac{\partial(\rho q_y)}{\partial y} - \rho q_y \right) + \left(\rho q_z + \frac{\partial(\rho q_z)}{\partial z} - \rho q_z \right) = 0 \dots\dots\dots (I.32)$$

L'équation de continuité s'écrit donc :

$$\frac{\partial(\rho q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho q_z)}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (I.33)$$

Et à partir de l'équation de Darcy, les débits spécifiques pour x,y,z, s'écrivent :

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}, q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}, q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

En remplaçant dans l'équation précédente, on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \dots\dots\dots (I.34)$$

Pour un milieu homogène et isotrope, les conductivités des trois directions sont égales ($K_x = K_y = K_z$) avec $K(x,y,z)$ est une constante, on aura dans ce cas la relation suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (I.35)$$

En régime transitoire, la variation de masse de fluide est égale à la variation dans le temps de l’emménagement d’une masse de fluide à l’intérieur de ce volume élémentaire, l’équation (I.34) devient dans ce cas :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (I.36)$$

Pour un milieu homogène et isotrope l’équation se réduit à :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (I.37)$$

I-7 La loi de Darcy :

L’étude fondatrice des écoulements dans les milieux poreux a été établie par l’ingénieur Henry Darcy en 1856. Il a mis en évidence une relation linéaire entre la vitesse et le gradient de pression appliqué de part et d’autre du matériau poreux. La loi de Darcy s’applique à un milieu poreux homogène et isotrope parcouru par un écoulement à faible vitesse.

Autrement dit, la loi expérimentale de Darcy établie le débit d’eau qui peut s’écouler par gravité et par capillarité à travers un échantillon de milieu poreux, de section A et de longueur L. Il s’exprime par la formule suivante :

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \dots\dots\dots (I.38)$$

Où

Q : le débit [L³/ T] d’eau souterraine traversant une section de superficie A

A : superficie normale à la direction de l’écoulement [L²]

l : la distance entre deux points de référence [L]

$\frac{dh}{dl}$: Le gradient hydraulique entre deux points ($i = dh/L$) [-] ou dh est la différence des hauteurs piézométriques en amont et en aval de l'échantillon, L est la longueur de l'échantillon

K : la conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité du milieu poreux (L/T).

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \dots \dots \dots (I.39)$$

Où

k : la perméabilité intrinsèque du milieu poreux [L^2]

μ : La viscosité dynamique du fluide [M/LT].

On détermine le flux souterrain v (ou flux de Darcy) par le rapport du débit sur la superficie de la section d'écoulement:

$$v = \frac{Q}{A} = -K \frac{dh}{dl} \dots \dots \dots (I.40)$$

La vitesse de filtration V (ou vitesse moyenne de pore) est déterminée par le rapport du flux souterrain sur la porosité efficace (n_e), pour tenir compte du fait que l'eau ne circule que dans l'espace des pores :

$$V = \frac{v}{n_e} = \frac{Q}{n_e A} = -\frac{K}{n_e} \frac{dh}{dl} \dots \dots \dots (I.41)$$

I-8 Hétérogénéité et anisotropie :

Trois propriétés physiques caractérisent Un milieu perméable, et sont:

- Continuité ou discontinuité : un milieu perméable est dit continu, si les vides sont interconnectés dans le sens de l'écoulement.
- Isotropie ou anisotropie : un milieu perméable est isotrope, si les caractéristiques physiques (directionnelles) sont constantes dans les trois directions de l'espace.

- Homogénéité ou hétérogénéité : un milieu est homogène s'il présente des caractéristiques physiques (de masse et ou de volume) constantes dans le sens de l'écoulement.

Les lois des écoulements souterrains sont fondées dans le cas idéal où le milieu est considéré homogène et isotrope ; mais en réalité les formations hydrogéologiques présentent des stratifications et des passages latéraux de faciès, de ce fait le milieu est considéré anisotrope et le plus souvent hétérogène. Les formations hétérogènes sont celles où les propriétés changent selon la position dans l'unité, ces changements sont dus à la présence de couches de propriétés différentes ou par transition latérale d'un type de matériel à un autre, ainsi une alternance de couches de propriétés différentes engendre une anisotropie marquée surtout par la conductivité hydraulique qui sera différente pour l'écoulement horizontal par rapport à l'écoulement vertical. (Bear, 1972).

I-8-1 Types d'aquifères hétérogènes et anisotropes

Freeze and Witherspoon (1967) ont établi des modèles mathématiques et des simulations pour décrire l'effet d'hétérogénéité sur les lois d'écoulement d'eau souterraine. Batu(1984) développe une méthode des éléments finis pour déterminer les vitesses de Darcy dans un milieu hétérogène et anisotrope.

Selon Freeze and Cherry (1979) et Batu(1998), quatre cas sont possibles pour décrire l'anisotropie et l'hétérogénéité :

- Aquifère homogène et isotrope** : c'est le cas simple, on considère que la conductivité est constante d'un point à un autre dans toutes les directions, si on prend l'exemple de deux points dont les coordonnées sont respectivement (x_1, y_1, z_1) et (x_2, y_2, z_2) , le milieu est dit homogène isotrope avec les conditions suivantes :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K \dots \dots \dots (I.42)$$

b. Aquifère homogène et anisotrope :

Le milieu est dit homogène et anisotrope pour :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_x$$

$$K_y(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_y = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_z \dots \dots \dots (I.43)$$

c. Aquifère hétérogène et isotrope :

Si pour l'axe x la conductivité est K_1 et K_2 pour y, dans ce cas l'aquifère est dit hétérogène et isotrope en satisfaisant les conditions :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_1, y_1, z_1) = K_1$$

$$K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_2 \dots \dots \dots (I.44)$$

Et en considérant une conductivité horizontale et verticale, l'aquifère est dit hétérogène est isotrope si :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) = K_y(x_1, y_1, z_1) = K_x(x_2, y_2, z_2) = K_y(x_2, y_2, z_2) = K_h$$

$$K_z(x_1, y_1, z_1) = K_z(x_2, y_2, z_2) = K_v \dots \dots \dots (I.45)$$

d. Aquifère hétérogène et anisotrope :

C'est le cas le plus général où :

$$K_x(x_1, y_1, z_1) \neq K_y(x_1, y_1, z_1) \neq K_z(x_1, y_1, z_1)$$

$$K_x(x_2, y_2, z_2) \neq K_y(x_2, y_2, z_2) \neq K_z(x_2, y_2, z_2) \dots \dots \dots (I.46)$$

I-8-2 Généralisation de la loi de Darcy

On distingue deux cas de généralisation de la loi de Darcy :

- Les principales directions d'anisotropie coïncident avec les directions des axes.
- Les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes.

a. Les principales directions de l'anisotropie coïncident avec les directions des axes :

La loi de Darcy a été généralisée en trois dimensions par (Polubarinova-Kochina, 1962 ; Hantush, 1964 ; Bear, 1972, 1979 ; Shneebeli, 1978 ; Freeze and Cherry, 1979) pour le milieu hétérogène et anisotrope, le vecteur de vitesse de Darcy est donné par :

$$q = q_x i + q_y j + q_z k \dots \dots \dots (I.47)$$

En coordonnées cartésiennes :

Les débits unitaires dans les trois directions x,y,z peuvent s'écrire en coordonnées cartésiennes, les équations du débit spécifique seront donc :

$$q_x = q_x(x,y,z,t) = -K_x(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial x}$$

$$q_y = q_y(x,y,z,t) = -K_y(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial y}$$

$$q_z = q_z(x,y,z,t) = -K_z(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial z} \dots \dots \dots (I.48)$$

En supposant les conductivités hydrauliques principales constantes, on arrive même à supposer que les conductivités dans le plan horizontal sont les mêmes : c.à.d. $K_x(x,y,z) = K_y(x,y,z) = K_h$ et $K_z(x,y,z) = K_z = K_v$, les équations deviennent :

$$q_x = q_x(x,y,z,t) = -K_h(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial x}$$

$$q_y = q_y(x,y,z,t) = -K_h(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial y}$$

$$q_z = q_z(x,y,z,t) = -K_v(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial z} \dots \dots \dots (I.49)$$

En coordonnées cylindriques:

Les coordonnées cylindriques sont d'une utilisation vaste du fait de la forme géométrique des puits, un puits est représenté par le fait que son axe central coïncide

avec l'axe des z, on considère aussi que la conductivité hydraulique radiale représente les deux conductivités K_x et K_y horizontales, et la conductivité verticale est donnée par : K_z . les équations deviennent donc :

$$q_r = q_r(x,y,z,t) = -K_r(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial r}$$

$$q_z = q_z(x,y,z,t) = -K_v(x,y,z) \frac{\partial h(x,y,z,t)}{\partial z} \dots\dots\dots(I.50)$$

L'équation de q_r montre que la direction principale de la conductivité horizontale est la direction radiale et celle-ci est constante dans toutes les directions autour du puits, tandis que la direction verticale est la direction des coordonnées z.

b. Les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes :

Les équations précédentes vont être démontrées dans le cas général où les principales directions d'anisotropie ne coïncident pas avec les directions des axes de coordonnées x,y,z . Les composantes de vitesses de Darcy sont données par (Bear,1972 ;Domenico and Schwartz,1990 ; Batu,1998 ; Delleur, 1998,2007).

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$q_y = -K_{xy} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \dots\dots\dots(I.51)$$

Considérant maintenant ces équations dans le nouveau système d'axe qui fait un angle α avec l'ancien système d'axe (x,y,z), avec les équations suivantes qui peuvent être tirées :

$$x = X \cos \alpha - Y \sin \alpha$$

$$y = X \sin \alpha + Y \cos \alpha \dots\dots\dots(I.52)$$

Les vitesses de Darcy seront donc :

$$q_x = q_X \cos \alpha - q_Y \sin \alpha$$

$$q_y = q_x \sin \alpha + q_y \cos \alpha \dots \dots \dots (I.53)$$

En appliquant la loi de Darcy dans le nouveau système d'axe :

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial X}$$

$$q_y = -K_{yy} \frac{\partial h}{\partial Y} \dots \dots \dots (I.54)$$

En remplaçant dans (I.53) :

On aura :

$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial X} \cos \alpha + K_{yy} \frac{\partial h}{\partial Y} \sin \alpha$$

$$q_y = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial X} \sin \alpha - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial Y} \cos \alpha \dots \dots \dots (I.55)$$

Avec la décomposition :

$$\frac{\partial h}{\partial X} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial X} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial X} = \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial h}{\partial y} \sin \alpha$$

$$\frac{\partial h}{\partial Y} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial Y} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial Y} = -\frac{\partial h}{\partial x} \sin \alpha + \frac{\partial h}{\partial y} \cos \alpha \dots \dots \dots (I.56)$$

En remplaçant dans l'équation précédente :

$$q_x = -[K_{xx} \cos^2 \alpha + K_{yy} \sin^2 \alpha] \frac{\partial h}{\partial x} + [K_{yy} - K_{xx}] \sin \alpha \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$q_y = -[K_{xx} \sin^2 \alpha + K_{yy} \cos^2 \alpha] \frac{\partial h}{\partial y} + [K_{yy} - K_{xx}] \sin \alpha \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} \dots \dots \dots (I.57)$$

En comparaison avec l'équation (I.56), on déduit :

$$K_{xx} = K_{xx} \cos^2 \alpha + K_{yy} \sin^2 \alpha$$

$$K_{xy} = K_{yx} = [K_{yy} - K_{xx}] \sin \alpha \cos \alpha$$

$$K_{yy} = K_{xx} \sin^2 \alpha + K_{yy} \cos^2 \alpha \dots \dots \dots (I.58).$$

La forme générale la loi de Darcy en cas anisotrope hétérogène en trois dimensions peut s'écrire comme :

$$\begin{aligned}
 q_x &= -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \\
 q_y &= -K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \\
 q_z &= -K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} - K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} - K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \dots \dots \dots (I.59)
 \end{aligned}$$

Et en considérant un tenseur symétrique de conductivité hydraulique :

$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{xy} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{xz} & K_{yz} & K_{zz} \end{bmatrix}$$

Ainsi on peut écrire les équations de transmissivité étant donné que c'est le produit de la conductivité et de l'épaisseur de l'aquifère :

$$\begin{aligned}
 T_{xx} &= T_{xx} \cos^2 \alpha + T_{yy} \sin^2 \alpha \\
 T_{xy} &= T_{yx} = [T_{yy} - T_{xx}] \sin \alpha \cos \alpha \\
 T_{yy} &= T_{xx} \sin^2 \alpha + T_{yy} \cos^2 \alpha \dots \dots \dots (I.60)
 \end{aligned}$$

L'équation de continuité, loi de Darcy, anisotropie et hétérogénéité sont bien détaillés dans (Henk M.Haitjema 1995 ; V. Halek and J.Svec, 1979 ; William C. Walton, 2007).

I-8-3 Ellipsoïde de conductivité d'aquifère anisotrope

Pour un milieu homogène anisotrope, l'anisotropie est décrite par une ellipse de conductivités dont les demi axes sont a_s, b_s pour le cas de deux dimensions qui sont égales respectivement à $\sqrt{K_x}$ et $\sqrt{K_y}$. (Scheidegger 1957 ; Maasland, 1957 ; Liakopouls, 1965 ; Bear, 1972 ; Batu 1998, K.M. Hiscock, 2005) et en considérant une conductivité directionnelle $\sqrt{K_r}$ dans le sens de la direction radiale.

À partir de la loi de Darcy on peut écrire :

$$\begin{aligned} q_x &= -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_y &= -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \dots\dots\dots (I.61)$$

Ainsi dans le sens de la direction radiale, qui fait un angle β avec l'axe des x :

$$q_r = -K_r \frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots (I.62)$$

On peut décomposer :

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial r} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial r} \dots\dots\dots (I.63)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \frac{\partial x}{\partial r} &= \cos \beta \\ \frac{\partial y}{\partial r} &= \sin \beta \end{aligned} \dots\dots\dots (I.64)$$

En substituant dans la relation (I.63), il se produit :

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{\partial h}{\partial x} \cos \beta + \frac{\partial h}{\partial y} \sin \beta \dots\dots\dots (I.65)$$

On peut écrire aussi :

$$q_x = q_r \cos \beta$$

$$q_y = q_r \sin \beta \dots \dots \dots (I.66)$$

En remplaçant dans (I-62), on peut déduire K_r :

$$K_r = \frac{1}{\frac{\cos^2 \beta}{K_x} + \frac{\sin^2 \beta}{K_y}} \dots \dots \dots (I.67)$$

A partir de là on trouve l'équation de l'ellipse de conductivité en cas d'un milieu homogène anisotrope et ceci en remplaçant K_r par r^2 , comme :

$$\frac{x^2}{K_x} + \frac{y^2}{K_y} = 1 \dots \dots \dots (I.68)$$

Cette équation en cas homogène isotrope est donnée par une équation d'un cercle étant donné que les conductivités K_x et K_y sont égales:

$$x^2 + y^2 = 1 \dots \dots \dots (I.69)$$

I-8-4 Perméabilité des terrains stratifiés :

De nombreux aquifères sont constitués par des couches superposées de granulométries différentes et donc de perméabilités variables, ce type de milieu en plusieurs couches homogènes et isotropes constitue un cas particulier et très répandu de milieu hétérogène, le comportement de ce type de milieu est différencié en fonction de la direction d'écoulement du fait que la conductivité varie d'une couche à une autre. Ces cas sont décrits ci-dessous en obéissant à la loi de Darcy, avec des conductivités hydrauliques moyennes K_h et K_v .

a. Écoulement parallèle au plan de stratification :

Dans le cas d'un écoulement parallèle aux couches, le débit total est la somme des débits de chaque couche soumise au même gradient hydraulique. Dans ce cas, la conductivité hydraulique horizontale effective pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique des conductivités hydrauliques K_i de chacune des n couches.

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \dots \dots \dots (I.70)$$

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n b_i K_i}{b} \dots\dots\dots (I.71)$$

b. Écoulement perpendiculaire au plan de stratification :

Dans ce cas, la perte de charge totale est égale à la somme des pertes de charge de chaque strate à travers lesquelles le débit est le même.

Avec: $b = \sum b_i$

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = - \sum_{i=1}^n \frac{q b_i}{K_i} \dots\dots\dots (I.72)$$

$$\Delta h = \frac{-q b}{K_v} \dots\dots\dots (I.73)$$

A partir des deux relations précédentes, on définit la conductivité verticale comme la moyenne géométrique de la conductivité hydraulique K_i de chacune des couches.

$$K_v = \frac{b}{\sum_{i=1}^n \frac{b_i}{K_i}} \dots\dots\dots (I.74)$$

Le rapport K_h/K_v est dit : rapport d'anisotropie, la perméabilité des terrains stratifiés est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement, d'où $K_h/K_v > 1$.

I-8-5 Réfraction de flux et loi de Darcy :

A partir d'un écoulement qui passe d'un milieu à conductivité hydraulique K_1 à un milieu dont la conductivité est K_2 , on constate un phénomène de réfraction des lignes de courants. Si un débit Q_1 passe du milieu dont le gradient hydraulique est dh_1/l_1 entre deux lignes de courants successives séparées d'une distance (a), le débit est donné par :

$$Q_1 = -K_1 \frac{dh_1}{dl_1} a \dots\dots\dots (I.75)$$

On définit de la même manière le milieu 2, d'un débit Q_2 , entre deux lignes équipotentielles séparées de (c) , le débit Q_2 est donné par :

$$Q_2 = -K_2 \frac{dh_2}{dl_2} c \dots\dots\dots (I.76)$$

Avec $dh_1 = dh_2$, et avec la condition de continuité de débit en cas de réfraction, il se produit donc :

$$K_1 \frac{a}{dl_1} = K_2 \frac{c}{dl_2} \dots\dots\dots (I.77)$$

Et à partir du schéma; on a les relations suivantes :

$$a = b \cdot \cos \alpha_1 \quad , \quad c = b \cdot \cos \alpha_2, \quad dl_1 = b \cdot \sin \alpha_1$$

$$dl_2 = b \cdot \sin \alpha_2 \dots\dots\dots (I.78)$$

En substituant dans la relation (I-78), on obtient finalement la loi de tangente pour le cas de réfraction de flux :

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\operatorname{tg} \alpha_2} \dots\dots\dots (I.79)$$

Où α_1, α_2 sont respectivement les angles entre les lignes de courant des milieux 1 et 2 et l'axe des y .

Tableau (1-1): Quelques valeurs types du débit spécifique (Todd, 1980)

Type de sol	Sy(%)
Gravier grossier	23
Gravier moyen	24
Gravier fin	25
Sable grossier	27
Sable moyen	28
Sable fin	23
Silt	8
Argile	3
Grés à grains fins	21
Grés à grains moyens	27
Pierre calcaire	14
Sable de dune	38
Loess	18
Tourbe	44
Schiste	26
Grés fin	12
Moraine silteuse	6
Moraine sableuse	16
Moraine graveleuse	16

Tableau (1-2) : Gamme des tailles moyennes des interstices d'un milieu poreux et aux états physiques de l'eau contenue

Rayon des pores	Classe	Etat de l'eau
< 0,0001 mm	Microporosité	eau de rétention exclusivement
0,0001 à 2,5 mm	Porosité capillaire	eau capillaire et eau gravitaire
>2,5 mm	Macroporosité	eau gravitaire dominante

Tableau (1-3) : Ordres de grandeur de la porosité totale Freeze, RA. and Cherry, J.A. (1979).

Type de sol	n(%)
Dépôts non consolidés :	
Gravier	25 - 40
Sable	25 - 50
Silt	35 - 50
Argile	40 - 70
Roc :	
Basalt fracturé	5 - 50
Karst calcaire	5 - 50
Grés	5 - 30
Calcaire dolomie	0 - 20
Shale	0 - 10
Roc cristallin fracturé	0 - 10
Roc cristallin dense	0 - 5

Tableau (1-4) : Limites des intervalles de variation de l'indice des vides pour certain types de sols Chenaf,D.(1997) , McCarthy, D. F. (1988).

Type de sol	e_{max}	e_{min}
Sable bien calibré Grossier à fin	0.70	0.35
Sable uniforme Fin à moyen	0.85	0.35
Sable silteux et gravier	0.80	0.25

Tableau (1-5) : Valeurs de la compressibilité α pour différents sols (Marsily, 1986 ; Freeze and Cherry, 1979)

Matériau	Compressibilité (m^2N^{-1})
Argile	10^{-6} - 10^{-8}
Sable	10^{-7} - 10^{-9}
Gravier	10^{-8} - 10^{-10}
Roc fracturé	10^{-8} - 10^{-10}
Roc sain	10^{-9} - 10^{-11}

Tableau (1-6) : Intervalles des valeurs types de conductivité hydraulique de Marsily, G., (1986).

Sols	Coefficient de conductivité hydraulique k en cm/s	
Gravier propre	élevé	1 à 10
Sable propre, mélange de sable et de gravier	moyen	1 à 1E-3
Sables fins ,slits	faible	1E-3 à 1E-5
Mélange de sable-slit-argile et de till	très faible	1E-4 à 1E-7
glacier		
Argiles homogènes	très faible	<1E-7
	pratiquement	
	impermeable	

CHAPITRE II

METHODE D'INTERPRETATION DES ESSAIS DE POMPAGE D'UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE ET SON COMPORTEMENT

II-1 Introduction :

À travers ce chapitre, on présentera quelques méthodes d'interprétation d'un essai de pompage les plus utilisées pour un aquifère à nappe libre, et on décrira aussi le comportement de cette dernière

II-2 Essai de pompage :

Avant d'exploiter l'eau d'une nappe, il s'agit de bien étudier l'aquifère afin de dimensionner les ouvrages d'exploitation. Cette étude se fait sous forme d'essais de pompage: étude de l'évolution de la charge hydraulique de la nappe dans le puits et/ou dans des piézomètres proches en fonction du débit prélevé et du temps écoulé.

Le principe d'un essai de nappe est assez simple. On pompe un certain débit durant un temps donné dans le puits d'essai crépiné à travers l'aquifère. On mesure l'influence de ce pompage sur le niveau piézométrique dans ce puits et dans quelques piézomètres installés au voisinage. On peut alors calculer les caractéristiques hydrodynamiques (tels que le coefficient d'emménagement (S), la transmissivité (T) et la conductivité hydraulique (K)) de l'aquifère en appliquant des formules appropriées sur les rabattements mesurés dans les piézomètres, leur distance au puits et le débit de pompage afin de pouvoir proposer une exploitation optimale de l'aquifère (nature et distribution des forages exploitants).

Lorsque l'on fait un essai de pompage à débit constant dans un aquifère à nappe libre, le mouvement de l'eau se fait vers le puits, c'est-à-dire que le niveau de l'eau dans le puits et la nappe phréatique est descendant et qu'on est en présence d'un cône de rabattement qui varie en fonction du temps de pompage. Le cône de rabattement dépend du type de puits, du débit de pompage, de la durée de l'essai, des caractéristiques hydrauliques de l'aquifère et de la localisation des frontières de l'aquifère.

II-3 Différence entre un aquifère à nappe libre et celui à nappe captive

Lors d'un essai de pompage, des différences existent dans la ponce d'un aquifère à nappe libre et celle d'un aquifère à nappe captive. Ces différences peuvent se résumer comme suit :

- Un aquifère confiné est non asséchée pendant le pompage, il reste complètement saturé et le pompage crée un abaissement dans la surface piézométrique;
- L'eau produite par un puits dans un aquifère captif vient de l'expansion de l'eau dans l'aquifère en raison d'une réduction de la pression de l'eau, et du tassement de l'aquifère en raison de l'augmentation des contraintes effectives;
- Les flux vers le puits dans un aquifère captif demeurent horizontaux, à condition, bien sûr, que le puits pénètre entièrement l'aquifère, il n'y a pas de composantes verticales de flux dans un tel aquifère

II-4 Méthode d'interprétation des essais de pompage :

Les essais de pompage sont décrits par deux catégories de solutions théoriques, qui servent à déterminer les caractéristiques de l'aquifère Chapuis .R, (1999) :

- Les solutions en régime d'écoulement permanent permettent d'obtenir la transmissivité T de l'aquifère, d'où sa conductivité hydraulique K ;
- Les solutions en régime transitoire permettent en plus d'estimer les coefficients d'emmagasinement S ainsi que les conditions frontières de l'aquifère.

L'interprétation d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe libre en régime transitoire peut devenir difficile, car la variation de l'épaisseur de l'aquifère est fonction de la position de la nappe phréatique, de l'eau retenue par capillarité dans la zone non saturée et du taux d'infiltration provenant des recharges verticales. En tenant compte de ces variations, Neuman, (1972) affirme que le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère varie en fonction de la durée du pompage. Les résultats d'une étude de Boulton, (1954) démontrent que la courbe de rabattement théorique d'un aquifère à nappe libre a une forme de S . Cette

définition a été reprise par la suite par Walton, (1960) qui affirme que la courbe présente trois tronçons bien définis.

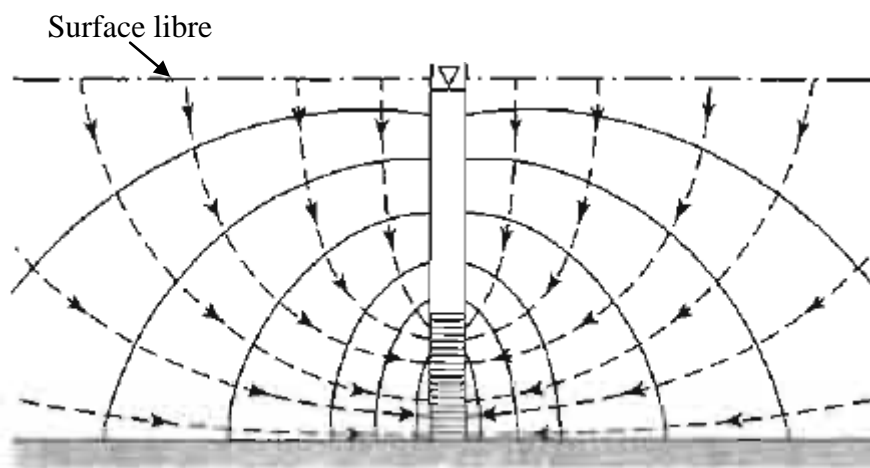
Le premier segment représente l'émission instantanée de l'eau de stockage pour une courte période après le pompage, à cause du compactage des pores et expansion de l'eau semblable à un aquifère captif compressible et élastique. Dans ce segment, où le drainage par gravité n'a pas encore commencé, la courbe suit l'équation de Theis. Dans des conditions favorables, les premières minutes de la donnée de test peuvent être utilisées pour déterminer la transmissivité de l'aquifère. Seules les données d'observation du puits voisin peuvent être utilisées à cette fin. Toutefois, l'emmagasinement pour ce segment ne peut être utilisé pour prédire les prélèvements à long terme de la nappe phréatique Kruseman, and De Ridder, (1990). Figure (2-1) (a).

Dans le deuxième segment, c'est-à-dire la partie aplatie le temps-réponse est fonction de la position horizontale à verticale de conductivité, l'épaisseur de la nappe aquifère, et la distance à la pompe. L'aquifère se comporte comme si son emmagasinement a augmenté au cours de sa valeur limite (à noter que emmagasinement de l'aquifère en milieu ouvert est plus élevée que celle des nappes aquifères captives). On est en présence d'une recharge provenant de l'eau stockée dans la zone non saturée qui sort, par drainage gravitationnel, le volume d'eau dit « retardé » (delayed yield). Figure (2-1) (b).

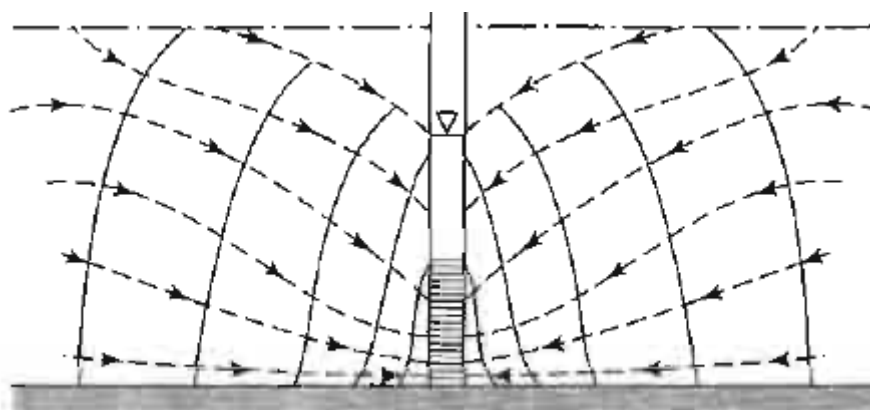
Comme l'épaisseur saturée diminue avec le temps, conduisant à un écoulement vertical à proximité du puits, les effets de drainage par gravité deviennent significatifs. Cet effet produit une pente plus douce (par rapport à celle de la courbe de Theis) dans le second segment. La raison de la pente douce est la fourniture des interstices d'eau (reconstitution) de drainage par gravité au-dessus du cône de dépression qui se forme en raison de la déshydratation au cours du déclin de la nappe phréatique. Le temps de reconstitution est supérieur à celui du déclin et donc la déviation de la courbe de (Theis à cause de l'égalité de la surface piézométrique d'un aquifère captif).

Dans le troisième segment, il ya équilibre entre le drainage par gravité et le taux de chute de la nappe phréatique. Cet effet de drainage par gravité diminue avec le

temps, et la pente du troisième segment est conforme à la courbe de Theis (Marin et Luthin, (1982)). Ainsi, les aquifères non confinés affichent le phénomène des rendements retardés qui signifient le fait que l'effet de drainage par gravité n'est pas immédiat. Cette partie de la courbe représente la zone de transition entre le régime transitoire et permanent, c'est-à-dire, lorsqu'il existe un équilibre entre l'eau gravitaire et la position de la nappe. Celle-ci peut se produire après une longue période de temps, figure (2-1) (c).. Il existe des solutions mathématiques au régime d'écoulement transitoire dans un aquifère nappe libre qui permettent d'estimer la transmissivité de l'aquifère, la conductivité hydraulique, le coefficient d'emmagasinement ainsi que les conditions de frontières de l'aquifère.

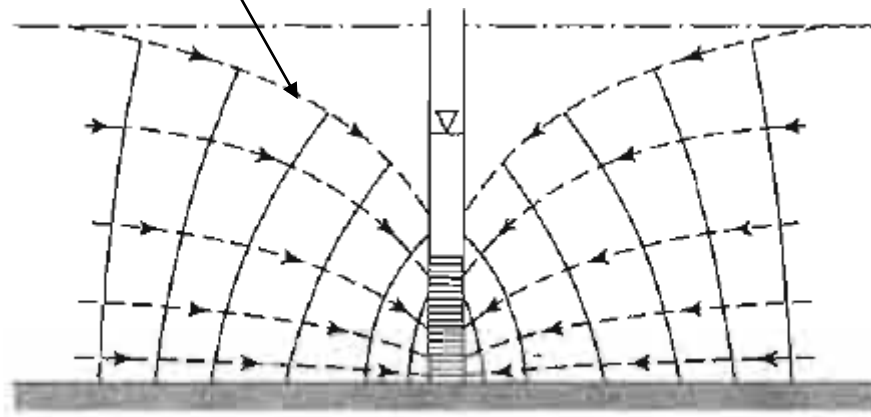


(a) Première étape de pompage d'un aquifère à nappe libre, l'eau suit un chemin avec une forte composante verticale de la nappe phréatique.



(b) Étape intermédiaire du pompage d'un aquifère à nappe libre. La composante radiale de la nappe devient plus prononcée mais la contribution de cône de rabattement dans les environs immédiats du puits est toujours importante.

Conne de rabattement



- (c) L'état d'équilibre du pompage d'un aquifère à nappe libre est atteint, le cône de dépression est établi. L'écoulement est principalement radial.

Figure (2-1) Développement d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe libre. Kruseman, and De Ridder, (1990).

Plusieurs méthodes d'interprétation des essais de pompage ont été développées, on examinera ci-après, celles des auteurs précités. Il s'agit de méthodes graphiques ayant un même principe commun qui consiste en la superposition des courbes types en forme de S avec les courbes expérimentales, $\log(s)$ versus $\log(t)$, obtenues par les essais de pompage, (s) étant le rabattement et (t) le temps. Ces méthodes permettent en théorie de déterminer les paramètres hydrauliques suivants : les conductivités hydrauliques horizontale, K_h , et verticale, K_v , les deux coefficients d'emmagasinement, celui lié à l'élasticité du matériau dit le coefficient d'emmagasinement élastique, S_a , celui lié au drainage gravitaire, dit le débit spécifique, S_y .

L'interprétation selon les modèles de ces auteurs se résume comme suit:

- Partie initiale de la courbe de rabattement : la méthode de superposition avec les courbes types donne K_h et S_a .
- Partie finale de la courbe de rabattement : la méthode de superposition avec les courbes types donne K_h et S_y .

- Partie aplatie intermédiaire de la courbe de rabattement : elle fournit K_v . Les procédures et les détails de calculs selon chaque auteur seront donnés dans les paragraphes suivants.

II-5 Interprétation de Boulton, (1963) (nappes libres) :

Boulton, (1963) introduisit une méthode d'interprétation des essais de pompages en nappe libre tenant compte du débit retardé provenant de la libération de l'eau gravitaire (voir également Prickett, (1965)), il fut le premier à utiliser ce concept appelé « rendement retardé »

La formule du non-équilibre introduite par Theis, (1935) valable pour un aquifère à nappe captif a été plus tard utilisée par Boulton pour déterminer les propriétés hydrodynamiques d'un aquifère à nappe libre où les effets d'écoulement de la gravité différés sont présents. Il a développé une solution semi-empirique qui reproduit tous les trois segments de cette courbe (voir figure (2-3)). La solution de Boulton a un inconvénient: elle exige la définition d'une constante empirique, connue, comme l'indice de délai de Boulton $\frac{1}{\alpha}$ qui n'a pas de rapport clair avec tout phénomène physique.

II-5-1 Théorie :

Boulton, (1963) suppose que l'emménagement ou la quantité d'eau libérée de stockage par unité de surface horizontale de l'aquifère en raison d'une unité de prélèvement entre l'instant τ et $\tau + \Delta \tau$, est la somme de deux composantes:

1. une unité de volume d'eau instantanément libérées par unité de surface horizontale, $S \Delta s$
2. le volume total d'eau de rendement retardé provenant de l'emménagement à n'importe quel temps $t > \tau$ depuis le début du pompage (Marin et Luthin, 1982; Kruseman et De Ridder, 1983). (Prickett, T. A. 1965).

$$\Delta s \alpha S_y e^{-\alpha(t-\tau)} \dots \dots \dots (II - 1)$$

Où α est une constante empirique et S_y est le débit spécifique.

A cet effet, Le volume total du drainage différé par unité de surface lorsque le rabattement varie d'une unité est :

$$\alpha S_y \int_{\tau}^{\infty} e^{-\alpha(t-\tau)} dt = S_y \dots \dots \dots (II - 2)$$

Le coefficient de stockage total est $S + S_y = \eta S$.

$$\Rightarrow \eta = 1 + S_y / S$$

Le temps du drainage différé par unité de surface au temps t de l'équation (II-2)

$$\alpha S_y \int_0^t \frac{\partial s}{\partial \tau} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \dots \dots \dots (II - 3)$$

La solution générale de l'équation de l'écoulement est l'équation différentielle suivante :

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} + \alpha S_y \int_0^t \frac{\partial s}{\partial \tau} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \dots \dots \dots (II - 4)$$

Boulton, (1963) a donné une solution mathématique à l'équation (II-4) qui est le rabattement s à une distance r du puits pompé, et à un débit constante Q estimé à un temps t du début de pompage et cela comme suit :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^{\infty} \frac{2}{x} \left[1 - e^{-\mu_1} (\cosh \mu_2 + \frac{\alpha t \eta (1-x^2)}{2\mu_1} \sinh \mu_2) \right] J_0 \left(\frac{r}{vD} x \right) dx \dots \dots \dots (II - 5)$$

Où

$$\mu_1 = \frac{\alpha t \eta (1-x^2)}{2} \quad \mu_2 = \frac{\alpha t \sqrt{\eta^2 (1+x^2)^2 - 4\eta x^2}}{2}$$

$$v = \sqrt{\frac{\eta - 1}{\eta}} = \sqrt{\frac{S_y}{S + S_y}} D = \sqrt{\frac{T}{\alpha S_y}}$$

Cette équation a été développée d'après les suppositions suivantes, Kruseman et De Ridder, (1983):

1. L'aquifère couvre une superficie apparemment infinie.
2. L'aquifère est homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme sur la zone influencée par l'essai de pompage. Il est superposé à une couche imperméable horizontale.
3. Avant le pompage, la nappe phréatique était horizontale ou presque horizontale dans la zone d'influence.
4. Le débit (Q) est constant.
5. La pompe pénètre ainsi toute l'épaisseur saturée de l'aquifère et reçoit donc l'eau de toute l'épaisseur de l'aquifère par l'écoulement horizontal.
6. L'aquifère est en milieu ouvert mais montre un phénomène rendement retardé où l'aquifère est non confiné.
7. L'écoulement vers le puits est dans un état instable.
8. Le diamètre du puits est faible; le stockage dans le puits peut être négligé.
9. Le coefficient de stockage (S) est constant.
10. Le courant suit la loi de Darcy (K est constant); écoulement est laminaire.
11. Le rabattement est très petit par rapport à l'épaisseur de l'aquifère
12. La reconstitution de l'aquifère en raison de précipitation ne sont pas pris en compte.

L'équation (II-5) est la solution générale exigée quand η a une valeur finie. Couvrir le champ des valeurs η exigerait la disposition de tableaux très étendue. Cependant, une approximation excellente à tout les cas particuliers peut être obtenue par une simple méthode graphique en considérant le cas limite où η tend vers l'infini ; Pour ce cas l'équation (II-5) peut être réduit à la forme suivante:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 2 J_0 \left(\frac{r}{B} x \right) \left[1 - \frac{1}{x^2 + 1} \exp \left(\frac{\alpha t x^2}{x^2 + 1} \right) - \varepsilon \right] \frac{dx}{x} \text{ quand } \eta \rightarrow \infty \dots \dots \dots (II - 6)$$

Où

$$\varepsilon = \frac{x^2}{x^2 + 1} \exp \{ -\alpha \eta t (x^2 + 1) \} \dots \dots \dots (II - 7)$$

La fonction ε , dans l'équation (II-7) disparaît quand $t \rightarrow 0$, mais est fini quand t tend vers zéro et η tend vers une valeur finie. Donc pour des valeurs suffisamment petites de t , il peut être montré que l'équation (II-7) devient :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 2 J_0 \left(\frac{r}{B} x \right) \left[1 - \frac{1}{x^2 + 1} \exp \left(\frac{\alpha t x^2}{x^2 + 1} \right) \right] \frac{dx}{x} \dots \dots \dots (II - 8)$$

L'équation (II-8) est identique à l'équation pour un écoulement radial en régime transitoire dans un aquifère semi-confiné, donné par Hantush et Jacob (1995).

On peut symboliser ces équations, par analogie avec l'équation de Theis, de la manière suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi kT} W \left(u_{AY}, \frac{r}{B} \right) \dots \dots \dots (II - 9)$$

$W(\mu_{AY}, \frac{r}{B})$ est la fonction de puits de Boulton

Lorsque le temps est faible, cette équation (II-9) est celle du premier segment de la courbe de descente et se réduit à :

$$s = \frac{Q}{4\pi kT} W \left(u_A, \frac{r}{B} \right) \dots \dots \dots (II - 10)$$

Où

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4kTt} \dots \dots \dots (II - 11)$$

Pour les temps importants, l'équation (II-9) est celle du troisième segment de la courbe de rabattement-temps et se réduit à :

$$s = \frac{Q}{4\pi kT} W \left(u_y, \frac{r}{B} \right) \dots \dots \dots (II - 12)$$

Et

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4kTt} \dots \dots \dots (II - 13)$$

Les équations ci-dessus sont basées sur l'hypothèse $\eta \rightarrow \infty$, dans ce cas le second segment a pour équation :

$$s = \frac{Q}{2\pi kT} K_0 \left(\frac{r}{B} \right) \dots \dots \dots (II - 14)$$

Où

$K_0 \left(\frac{r}{B} \right)$ est la fonction modifiée de Bessel de seconde espèce et d'ordre zéro.

Par analogie avec le facteur de drainage L des nappes semi-captive, B est appelé facteur d'égouttement. Tel que :

$$B = \sqrt{\frac{kT}{\alpha S_y}} \text{ (Mètre)}. \dots \dots \dots (II - 15)$$

L'indice de retard de Boulton $1/\alpha$ est une constante empirique qui est exprimée en jours. Cette dernière est utilisée en association avec la courbe d'indice de Boulton (figure (2-2) ci-après) pour la détermination du temps t_{wt} , à partir duquel l'égouttement retardé cesse d'influer sur le rabattement.

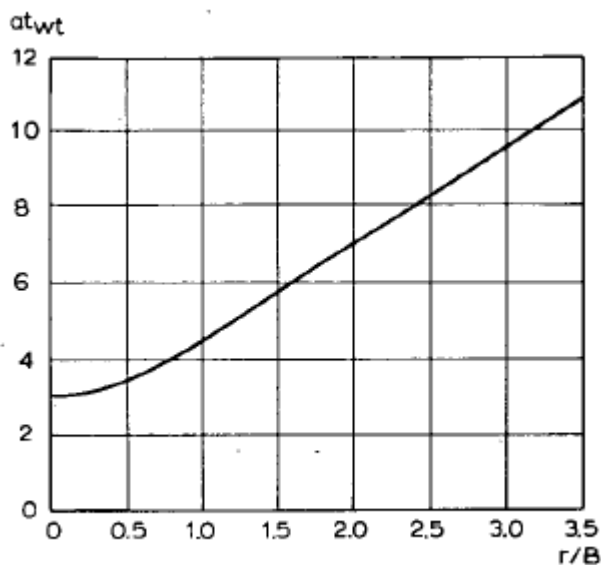


Figure (2-2) : Courbe des indices de retard de Boulton (1963).

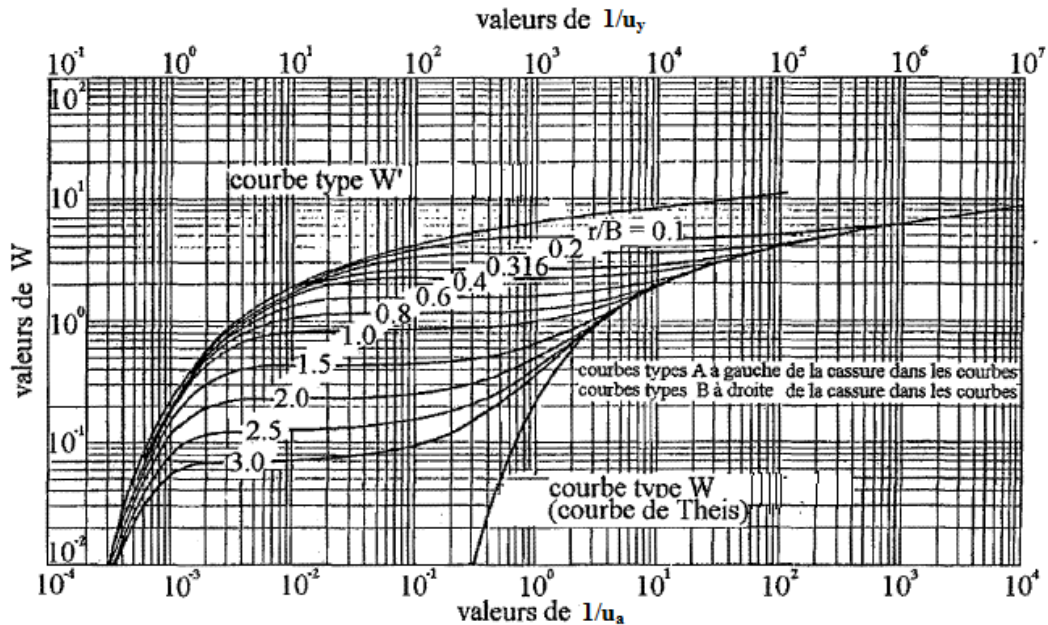


Figure (2-3) : Famille de courbes types de Boulton $w(u_a, r/B)$ fonction de $1/u_a$ et $w(u_y, r/B)$ fonction de $1/u_y$, pour différentes valeurs de r/B Boulton (1963).

II-5-2 Procédure de la méthode des courbes type de Boulton

- Construire sur une feuille bi-logarithmique la famille de "courbes types de Boulton" en portant $W(u_{AY}, \frac{r}{B})$ en fonction de $1/u_A$ et $1/u_y$ pour diverses valeurs de r/B . La partie gauche de la figure (2-3) montre les courbes "type A" $W(u_A, \frac{r}{B})$ en fonction de $1/u_A$, tandis que la partie-droite montre les courbes "type B" $W(u_y, \frac{r}{B})$ en fonction de $1/u_y$.
- Construire la courbe rabattement-temps de l'essai de pompage sur une autre feuille bi-logarithmique de même échelle que celle des courbes types, en portant la valeur du rabattement s en fonction du temps correspondant t pour un seul piézomètre situé à une distance r du puits de pompage.

- Superposer la courbe de l'essai à la courbe type A puis, en maintenant les axes de coordonnées respectivement parallèles entre eux, chercher la meilleure coïncidence possible entre la courbe type A et la première partie de la courbe rabattement-temps. Relever la valeur de r/B de la courbe type A correspondante.
- Choisir un point arbitraire A dans la zone de chevauchement des deux feuilles et noter pour ce point A les valeurs de s , t , $1/u_A$ et $W(u_A, \frac{r}{B})$.
- Porter ces valeurs dans les équations (II-10) et (II-11) puis avec la valeur connue de Q calculer k_d et S_A .
- Déplacer la courbe rabattement-temps jusqu'à ce que sa dernière partie coïncide aussi bien que possible avec la courbe type B, courbe ayant la même valeur de r/B que la courbe type A.
- Choisir un point pivot dans la zone de chevauchement des deux feuilles et noter pour ce point les valeurs de S_y , t , $1/u_y$ et $W(u_y, \frac{r}{B})$.
- Porter les valeurs de S_A et S_y dans l'équation (II-3) et calculer η .
Calculer $1/\alpha$ en déterminant d'abord B à partir de la valeur de r/B et de la valeur correspondante de r , puis en portant les valeurs de B , S_y et k_d dans l'équation (II-15).
- Par la suite, les effets de l'égouttement gravitaire deviennent négligeables, et la courbe type B se confond avec la courbe de Theis. Déterminer le point de raccordement de la courbe type B pour une valeur particulière de r/B en mesurant la valeur de αt correspondant à cette valeur de r/B sur l'axe vertical de la courbe des indices de retard de Boulton (Figure(2-2)). Connaissant $1/\alpha$, calculer t_{wt} . Le facteur t_{wt} représente le temps correspondant au point de rencontre de la courbe de descente, égale à la courbe type pour la valeur particulière de r/B , et de la courbe de Theis tracée sur la partie droite de l'abaque.

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

Remarques

- Il faut noter que pour les valeurs de $\eta > 100$, la pente de la ligne joignant les courbes types A et B est quasi nul. Pour $10 < \eta < 100$ la pente de cette ligne est faible, et pratiquement confondue avec la tangente aux deux courbes. Les points de la courbe rabattement-temps qui ne se superposent ni avec la courbe type A, ni avec la courbe type B doivent tomber le long de cette tangente

Boulton, (1964).

- Si aucune influence du débit retardé ne se fait sentir, la courbe rabattement-temps se confond avec la courbe type de Theis de la partie gauche.
- Si l'on dispose d'un temps suffisant d'observation après que l'égouttement retardé aie cessé d'influencer la courbe de descente, les données observées pour $t > t_{wt}$ dans la partie de droite de la courbe de Theis peuvent s'utiliser pour calculer k_d et S_y .
- Si l'on applique la méthode de Boulton aux essais de pompages en nappe semi-libre, on n'obtient aucune information sur les propriétés de la couche de couverture, car B est défini en fonction des propriétés d'une nappe libre.

II-6 Interprétation de Neuman (1972) :

La théorie initialement développée par Boulton qui a interprété quelques courbes du rabattement-temps obtenues dans les puits d'observation en prenant en considération la notion du « rendement de stockage différé dans un aquifère a nappe libre ». Plus tard, cette théorie a été amélioré par Neuman, (1974), qui a développé une solution analytique adaptée à un aquifère non confiné en considérant le drainage gravitaire différé, capable de reproduire les trois segments de la courbe caractéristique temps-rabattement sans utiliser aucune constante empirique ni prendre en considération la zone non-saturée. Mathématiquement, Neumann a simulé le drainage vertical différé en considérant le coefficient d'emmagasinement élastique et le débit spécifique comme des constantes. Neuman, (1972) considère l'aquifère

comme un système compressible et la surface de la nappe comme étant une frontière mouvante dans le matériau.

La méthode de Neuman permet en théorie de déterminer les paramètres suivant : les conductivités hydrauliques horizontales, K_h , et verticales, K_v , les deux coefficients d'emménagement, celui lié à l'élasticité du matériau, S_A , celui lié au drainage S_Y .

II-6-1 Méthode des courbes type, Neuman ,(1975) :

Neuman, (1974) a développé une série de courbes types composées de deux familles pour représenter l'écoulement autour d'un puits dans une nappe libre en régime transitoire. Les courbes type A représentent les données initiales et celle de type B les valeurs tardives de l'essai. Le rabattement de la nappe s'exprime :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_A, u_B, \beta) \dots \dots \dots (II - 16)$$

$$S(r;t) = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 4y J_0[y\sqrt{\beta}] \cdot [u_0(y) + \sum_{n=1}^\infty u_n(y)] dy \dots \dots \dots (II - 17)$$

Les paramètres $\sigma, \beta, t_s, out_y$, où $t_y = \sigma t_s$ sont exprimés dans l'équation ci-dessus, ces derniers sont adimensionnels indépendants.

Où:

$$u_0(y) = \frac{\{1 - \exp[-t_s \beta (y^2 - x_0^2)]\} \tanh(x_0)}{\{y^2 + (1 + \sigma)x_0^2 - \left[\frac{(y^2 - x_0^2)^2}{\sigma}\right]\}_{x_0}} \dots \dots \dots (II - 18)$$

$$u_n(y) = \frac{\{1 - \exp[-t_s \beta (y^2 - x_n^2)]\} \tanh(x_n)}{\{y^2 + (1 + \sigma)x_n^2 - \left[\frac{(y^2 - x_n^2)^2}{\sigma}\right]\}_{x_n}} \dots \dots \dots (II - 19)$$

Et les termes x_0 et x_n sont les racines des équations :

$$\sigma x_0 \sinh(x_0) - (y^2 - x_0^2) \cdot \cosh(x_0) = 0 \quad x_0^2 < y^2 \dots \dots \dots (II - 20)$$

$$\sigma x_n \sinh(x_n) - (y^2 - x_n^2) \cdot \cosh(x_n) = 0 \quad \text{ou} \quad (2n-1)\frac{\pi}{2} < x_n < n\pi$$

$$n \geq 1 \dots \dots \dots (II - 21)$$

Pour pouvoir construire suffisamment de courbes types pouvant couvrir tout l'intervalle des valeurs nécessaire pour les domaines d'application l'équation (II-16)

ne doit pas être exprimée en termes de plus de deux paramètres adimensionnels indépendants. Et vu le nombre important de ces derniers la construction d'un nombre suffisant de ces courbes devient impossible.

Dans le cas où S est beaucoup plus petit que S_y c'est-à-dire lorsque σ tend vers 0 on aura deux familles asymptotiques de courbes types qui par analogie avec celle de Boulton (1963) et Pickett (1965) seront notées courbe type A et courbe type B. Les courbes type A (à droite des valeurs β figure (2-4) représentent les données initiales et celle de type B (à gauche des valeurs β) les valeurs tardives de l'essai. Cette famille de courbes est approchée par une famille d'asymptote horizontale dont la longueur dépend de la valeur de σ

L'équation décrivant le premier segment du temps-rabattement est la suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_A, \beta) \dots \dots \dots (II - 22)$$

Où

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4KDt} \dots \dots \dots (II - 23)$$

S_A est le volume d'eau instantanément libéré par l'aquifère par unité de surface

Sous condition du temps tardif, l'équation suivante décrit le troisième segment de la courbe temps-rabattement

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_B, \beta) \dots \dots \dots (II - 24)$$

Où

$$u_B = \frac{r^2 S_Y}{4KDt} \dots \dots \dots (II - 25)$$

S_Y : le débit spécifique

β est défini comme tel :

$$\beta = \frac{r^2 K_V}{D^2 K_h} \dots \dots \dots (II - 26)$$

Où

K_v : conductivité hydraulique vertical en m/s

K_h : conductivité hydraulique horizontal en m/s

Pour un aquifère isotrope $K_v = K_h$ et $\beta = \frac{r^2}{D^2}$

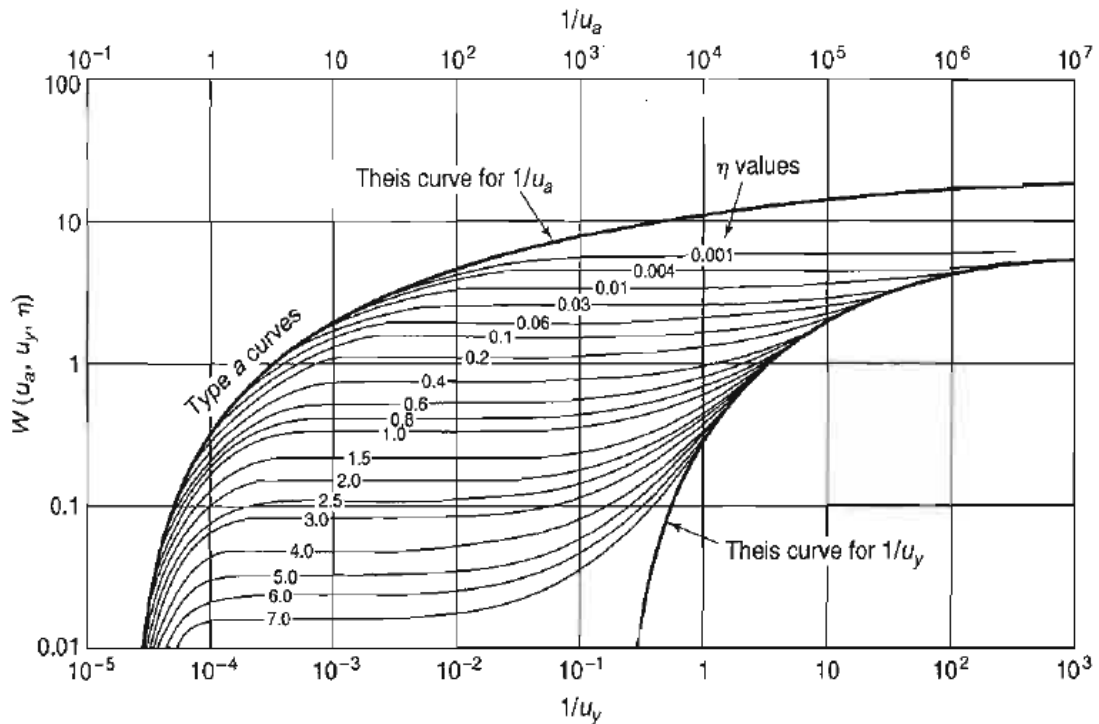


Figure (2-4) : famille de Courbes types pour les puits à pénétration entière, Neuman, (1975).

Il est possible d'évaluer T, S_y et S_A en superposant la courbe de rabattement en fonction du temps sur les courbes types de Neuman Figure (2-4).

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u_B, \Gamma) \dots \dots \dots (II - 27)$$

$$S_x = \frac{u_B 4Tt}{r^2} \dots \dots \dots (II - 28)$$

$$S = \frac{u_A 4Tt}{r^2} \dots \dots \dots (II - 29)$$

Les conditions d'application pour la solution de Neuman sont les suivantes

- Les conditions générales pour les nappes libres ;
- L'aquifère est isotrope ou anisotrope ;

- L'écoulement est en régime transitoire ;
- La zone non saturée est négligée ;
- $S_y/S_A > 10$;
- Un puits d'observation est crépine sur toute l'épaisseur de l'aquifère ;
- Le diamètre des puits de pompes et d'observation sont petit (l'effet d'emmagasinement est négligé)

II-6-1-1 Procédure :

- Préparer les courbes type $W(u_A, \beta)$ versus $1/u_A$ et $W(u_B, \beta)$ versus $1/u_B$ sur une feuille logarithmique. Faire une copie transparente de celle-ci.
- Tracer une courbe des temps-rabattement à un puits d'observation à l'aide des données de prélèvement sur terrain à l'échelle de celle des courbes-type.
- Superposer les courbes type de la feuille transparente sur la courbe de temps-rabattement, tout en gardant les deux axes parallèles, et faire pareil pour les dernières données t_s à un type particulier de courbe. Lire la valeur de β pour la meilleure superposition des courbes.
- Choisissez n'importe quel point sur la portion délimitée par les deux graphes. Notez les coordonnées $W(u_B, \beta)$, $1/u_B$, s et t correspondant au point choisi.
- Calculer les valeurs de T , S_a avec:

$$T = Q/4\pi s W(u_B, Y) \dots \dots \dots (II - 30)$$

$$S_y = 4Tt/r^2(1/u_B) \dots \dots \dots (II - 31)$$

- Maintenant déplacer la courbe temps-rabattement le plus possible jusqu'à ce que la partie initiale coïncide avec une courbe type ayant la même valeur de la courbe type A déjà sélectionnée.
- Choisir n'importe quel point. Noter les coordonnées $W(u_A, \beta)$, $1/u_A$, s et t
- Calculer la transmissivité T :

$$T = Q/4\pi s W(u_A, \beta) \dots \dots \dots (II - 32)$$

Les deux valeurs de la transmissivité (T) déterminées devraient être très proches.

Calculer l'emmagasinement:

$$S=4Tt/r^2(1/u_A) \dots\dots\dots(II - 33)$$

- Calculer la conductivité hydraulique horizontale (K_h) à partir de T et l'épaisseur saturée de l'aquifère:

$$K_h=T/b \dots\dots\dots(II - 34)$$

- Calculer le degré d'anisotropie K_D de la valeur de β déterminée à partir de l'adéquation de la courbe:

$$K_D=\beta b^2/r^2 \dots\dots\dots(II - 35)$$

- Calculer la conductivité hydraulique verticale (K_v), des valeurs de K_D et K_h :

$$K_v=K_D K_h \dots\dots\dots(II - 36)$$

- Déterminer le stockage spécifique (SS):

$$S_s = S / b \dots\dots\dots(II - 37)$$

- Calculer le paramètre σ par :

$$\sigma=S/S \dots\dots\dots(II - 38)$$

II-6-2 Méthode semi-logarithmique :Polubarinova-Kochina (1962), Neuman et Witherspoon, (1971), Bear,(1972)

Neuman (1975) a développé une méthode semi-logarithmique en milieu ouvert afin de déterminer les paramètres de l'aquifère qui est beaucoup plus rapide et plus simple que la méthode des courbes type. Les données tardives (partie finale) ont tendance à décrire une ligne droite qui est définie par l'équation de Cooper-Jacob (1946) :

$$S_D=2.303\log(2.246t_y) \dots\dots\dots(II - 39)$$

On observe aussi que les données du deuxième segment décrivent une ligne horizontale, alors que quelques données de la partie initiale tendent à d'écrire une droite voir figure (2-5) :

$$S_D = 2.303 \log(2.246 t_s) \dots \dots \dots (II - 40)$$

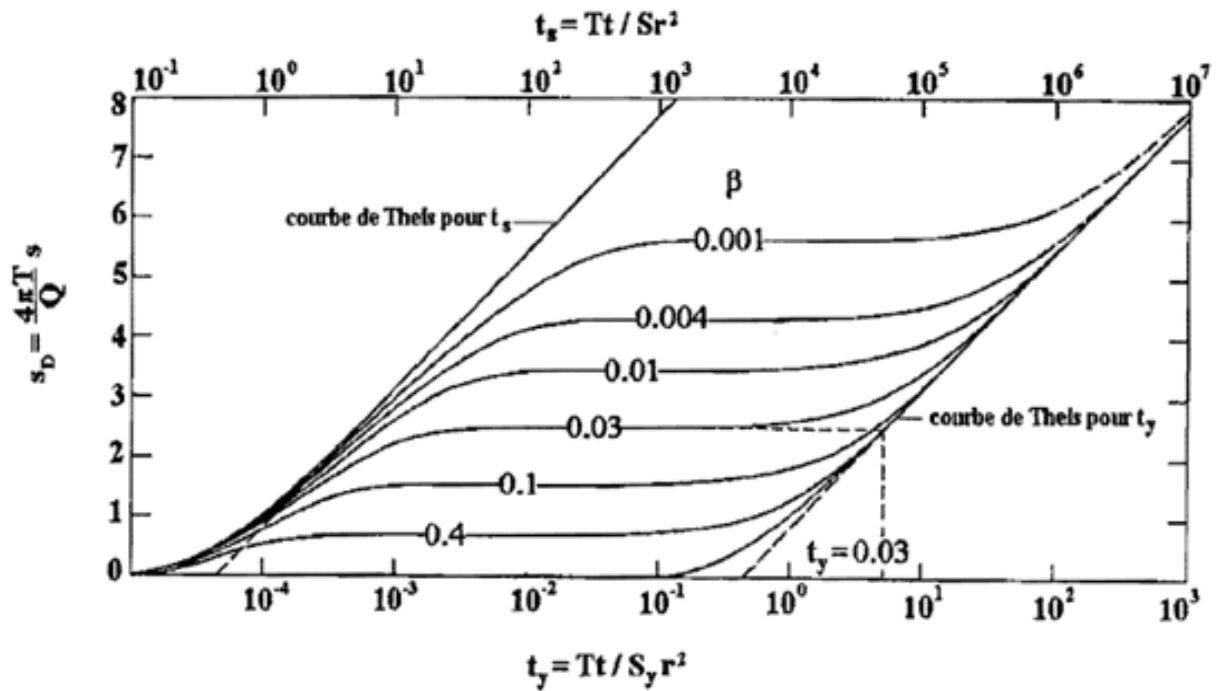


Figure (2-5) : Relation semi-logarithmique entre le rabattement adimensionnel et le temps adimensionnel pour les puits à pénétration entière Neuman, (1975).

II-6-2-1 Procédure:

- Tracer les données de prélèvements observées sur une feuille semi-logarithmique.
- Tracer une ligne droite décrite par les données de la partie finale. Étendre la ligne jusqu'à l'axe des x et lire l'intersection avec l'axe du temps (où $S=0$) et noter t_L (heure tardive).
- Soit Δs_L la variation du rabattement pour un cycle logarithmique de temps. Calculer la transmissivité par:

$$T = C_3 \frac{Q}{\Delta S_L} \dots \dots \dots (II - 41)$$

- Calculer le rendement spécifique (S_y) à partir de:

$$S_y = C_4 \left(\frac{T t_L}{r^2} \right) \dots \dots \dots (II - 42)$$

Tel que :

c_3 et c_4 sont des constantes qui dépendent des unités.

Dans le cas où on utilise le système cgs on aura :

$$c_3 = \frac{2.203}{4\pi} \dots \dots \dots (II - 43)$$

$$c_4 = 2.246 \dots \dots \dots (II - 44)$$

Et lorsque le débit Q est exprimé en gallons/ min et le système gallon-jour-ft utilisé pour toutes les autres quantités, on aura donc :

$$c_3 = 263.9 \dots \dots \dots (II - 45)$$

$$c_4 = 0.3003 \dots \dots \dots (II - 46)$$

- Tracer une ligne droite à la partie intermédiaire (deuxième segment) des données du train. Trouver l'intersection de cette ligne horizontale avec celle passant par les points de la partie finale, et lire l'axe des x (temps) pour cette intersection qui est désignée par t_β .
- Connaissant T et S_y , calculer le temps adimensionnel $t_{y\beta}$ à partir de:

$$t_{y\beta} = C_2 \left(\frac{T t_\beta}{S_y r^2} \right) \dots \dots \dots (II - 47)$$

tel que c_2 est déjà définie au par avant

- Calculer la valeur de β à partir du graphe, ou bien en utilisant l'équation suivante, mais pour un intervalle limité ($4.0 \leq t_{y\beta} \leq 100.0$)
- Calculer la valeur de t_{yb} à partir de la Figure (2-5) Neuman, (1975) ou en utilisant l'équation suivante (uniquement si $4,0 < t_{yb} < 100$):

$$\beta = \frac{0.195}{t_{y\beta}^{1.1053}} \dots \dots \dots (II - 48)$$

- Tracer une ligne droite à partir des données de la partie initiale. Si la pente de cette ligne se distingue nettement de la ligne droite passant par les données tardives (partie finale), alors ignorer cette étape, et dans ce cas, trouver l'emmagasinement élastique S en utilisant la méthode des courbes type de Neuman. Si les deux droites sont parallèles, ou bien presque parallèle, dans ce cas la, trouver l'intersection de la ligne droite décrivant les points de la partie initiale avec l'axe des x (où S = 0) et lire la valeur de t_E .

La transmissivité est alors calculée par:

$$T = c_3 \frac{Q}{\Delta S_E} \dots \dots \dots (II - 49)$$

c_3 est défini précédemment

Cette valeur de la transmissivité T devrait être proche de celle calculée à partir des données de la partie finale.

- Déterminer l'emmagasinement élastique à partir de l'équation suivante :

$$S = c_4 \frac{T t_E}{r^2} \dots \dots \dots (II - 50)$$

c_4 est défini précédemment par l'équation

- Calculer la conductivité hydraulique horizontale (K_h) à partir de la transmissivité T et épaisseur saturée b:

$$K_h = \frac{T}{b} \dots \dots \dots (II - 51)$$

- Calculer le degré d'anisotropie K_D de la valeur de β déterminée à partir de la courbe adéquate:

$$K_D = \frac{\beta b^2}{r^2} \dots \dots \dots (II - 52)$$

- Calculer la conductivité hydraulique verticale K_v , à partir des valeurs de K_D et K_h :

$$K_v = K_D K_h \dots \dots \dots (II - 53)$$

- Déterminer l'emmagasinement Ss :

$$S_s = \frac{S}{b} \dots \dots \dots (II - 54)$$

- Calculer σ par :

$$\sigma = \frac{S}{S_y} \dots \dots \dots (II - 55)$$

On peut aussi calculer σ à partir de l'équation suivante obtenue de :

$$\sigma = \frac{t_E}{t_L} \dots \dots \dots (II - 56)$$

$$S_y = c_4 \frac{T t_L}{r^2} \dots \dots \dots (II - 57)$$

$$\text{Et } S = c_4 \frac{T t_E}{r^2} \dots \dots \dots (II - 58)$$

II-7 Interprétation de Gambolati (1973, 1974, 1976) :

En fait, lorsque la nappe phréatique s'abaisse, le drainage est instantané, et le concept de rendement retardé ou bien le débit spécifique, comme cela a été développé à l'origine, n'est qu'une astuce mathématique par laquelle Boulton, (1955) a tenté de compenser l'incapacité d'adaptation des solutions de l'écoulement confinée à celle des données de l'écoulement non confiné. Nous verrons, cependant, qu'un tel concept peut être expliqué soit par un sens physique ou un sens empirique à la lumière de la théorie linéaire. Lorsque l'indice de délai est utilisé, la solution Boulton, (1955) devient un outil d'analyse utile pour les données de l'écoulement non confiné.

Dans le présent paragraphe on propose une brève revue des théories de base et les solutions disponibles que Gambolati, (1975) a fourni pour la simulation de l'écoulement transitoire à surface libre vers un puits pénétrant entièrement l'aquifère. Il étudie le comportement des solutions pour les valeurs particulières des paramètres et discute en détail les fondements physiques et l'approche empirique à la lumière de la théorie linéaire de Boulton. Il a été montré que différents indices de retard peuvent être définis, mais un seul est un indice de délai physique réelle. Neuman, (1975) a

tenté de prouver que le fait de donner aux résultats du drainage différé une base physique ne peut pas être fiable, car il est inexact à la fois en principe et en pratique.

II-7-1 Critique des solutions analytiques :

Lorsque l'on considère un écoulement dans un milieu libre, on doit d'abord noter que le mécanisme global est extrêmement complexe, car il implique une interdépendance étroite entre les conditions d'écoulement dans la zone saturée et celle non saturée.

L'écoulement de l'eau au-dessus de la nappe phréatique suit les équations Richards, (1931), sous l'influence des forces gravitaires et de la capillarité, alors que sous la nappe phréatique l'écoulement saturé obéit à la loi de Darcy, (1856) la loi sous l'effet du champ gravitationnel. En même temps le milieu poreux se déforme en raison des changements de contrainte induit par les gradients dans la répartition de la pression hydraulique.

Pour réduire la complexité de ce problème, les hypothèses suivantes sont généralement mises en place :

- L'influence de la frange capillaire est négligée. Comme noté plus haut, ce qui semble être justifié par des résultats théoriques ainsi qu'expérimentaux.
- Ensuite, la matrice de l'aquifère est supposée se soumettre à de petites déformations qui sont supposées se produire dans le sens vertical. Gambolati (1973) a montré que les déplacements des grains peuvent être considérés comme petits tant qu'ils ne dépassent pas 5% de l'épaisseur de l'unité de compactage, une condition qui est généralement bien satisfaite dans les aquifères phréatiques.

Toutefois, Gambolati [1974] a également montré que la composante horizontale de la matrice des déformations de la roche produit un effet en trois dimensions qui est plus prononcée dans les formations peu profondes. Et par conséquent apparaît une augmentation de la compressibilité élastique locale.

- L'aquifère est supposé être délimité par une limite circulaire externe (souvent posée à l'infini), et une limite est placée sur le degré d'hétérogénéité et

anisotropie pour réduire l'origine de l'écoulement en trois dimensions à un problème axisymétrique en deux dimensions

- On suppose une épaisseur uniforme et l'homogénéité tout au long de l'aquifère horizontal et l'anisotropie des axes principaux parallèles aux directions des coordonnées.
- La tension de la surface de l'eau à l'intersection de la surface libre de l'eau et la surface libre et celle de suintement est négligeable.

Dans les conditions mentionnées précédemment les équations régissant les écoulements à surface libre en régime transitoire vers un puits pénétrant entièrement l'aquifère sont comme suit : PolubarinovaKochina, (1962); Neuman et Witherspoon, (1971), Bear(1972):

L'équation différentielle parabolique dans la zone de l'écoulement :

$$\frac{K_r}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) + K_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \gamma(\alpha + n\beta) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad 0 \leq z \leq h(r; t) \dots \dots \dots (II - 59)$$

Les conditions initiales :

$$\phi(r; z; 0) = h(r; 0) = b \dots \dots \dots (II - 60)$$

La condition à la limite latérale

$$\phi(R; z; t) = h(R; t) = b \dots \dots \dots (II - 61)$$

La condition à la base imperméable :

$$\frac{\partial \phi}{\partial z}(r; 0; t) = 0 \dots \dots \dots (II - 62)$$

Les conditions à la surface libre :

$$K_r \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} \right)^2 + K_z \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 - K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} - S_y \frac{\partial \phi}{\partial t} + 1 \left(1 - \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = 0 \dots \dots \dots (II - 63)$$

$$\phi[r; h(r; t), t] = h(r, t) \dots \dots \dots (II - 64)$$

Les conditions à la limite intérieure :

$$\phi(r_i; z; t) = h_i(t) \quad 0 \leq z \leq h_i(t) \dots \dots \dots (II - 65)$$

$$\phi(r_i; z; t) = z \quad h_i(t) \leq z \leq BC \dots \dots \dots (II - 66)$$

(Voir figure (2-6) pour les symboles)

$$Q_e(t) = 2\pi K_r r_i \int_0^{AC} \left. \frac{\partial \phi}{\partial r} \right|_{r=r_j} dz \dots \dots \dots (II - 67)$$

Ainsi, on aura :

$$Q(t) = Q_i(t) + \pi(r_i^2 - r_w^2) \frac{dh_i}{dt} \dots \dots \dots (II - 68)$$

Où

r_w est Le rayon du puits. Le deuxième terme de l'expression à droite de l'égalité

L'équation (II-68) représente la capacité d'emmagasinement du puits. Et en réorganisant (II-67) et (II-68) et en intégrant par rapport à t, on trouve la condition requise pour $h_i(t)$.

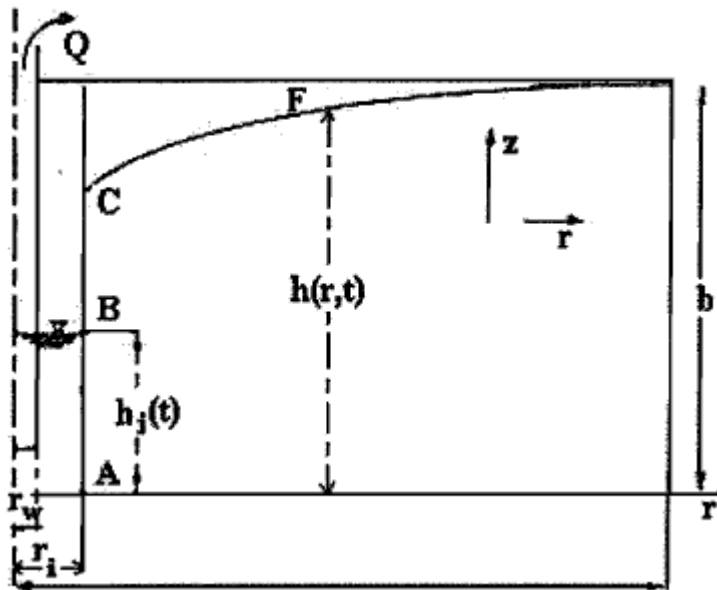


Figure (2-6) : Diagramme schématique d'un aquifère à nappe libre (Gambolati, 1976)

$$h_j(t) = b - \frac{1}{\pi(r_j^2 - r_w^2)} \left\{ \int_0^t [Q(t) - 2\pi K_r r_i \int_0^{AC} \frac{\partial \phi}{\partial r}]_{r=r_j} dz \right\} dt \dots \dots \dots (2 - 69)$$

On peut dire que (2-69) ne peut être utilisée de façon explicite, puisque la dérivée radiale et l'intersection C entre la nappe d'eau F et la surface de suintement ne sont pas connus à l'avance.

Dans la présente analyse le coefficient d'emménagement élastique S_s . et le débit spécifiques S_y sont supposés être constante pour un aquifère spécifique. Plusieurs solutions simplifiées pour (2-59) - (2-69) seront discutées ci-dessous.

II-7-2 Solutions linéaires :

La première étape importante vers la solution en deux dimensions des équations de l'écoulement à surface libre a été rédigée par Boulton, (1954). Les hypothèses suivantes sont à la base de la solution Boulton:

- L'eau et le sol sont incompressibles, à savoir, $S_s = 0$.
- L'aquifère est infini, c'est à dire, $R = (\infty)$.
- Le puits a un rayon infiniment petit, c'est à dire, $r_i \approx 0$
- La zone de l'écoulement ne se déforme pas dans le temps et est un rectangle dont le côté vertical est constamment égal à b. L'intégration de (I) est effectuée au-dessus de ce rectangle pour chaque t. En d'autres termes, il est d'environ définir $h_i(r ; t) = \phi(r ; b, t)$, et le domaine d'intégration est $r > 0$, et $0 \leq z \leq b$. Cette hypothèse implique que la baisse de la nappe phréatique est faible en comparaison avec b.
- Le débit par unité de longueur est bien uniforme, c'es à dire,

$$r_i \frac{\partial \phi}{\partial r} \Big|_{r_i \rightarrow 0} = \frac{Q}{2\pi b K_r} \dots \dots \dots (II - 70)$$

Où

Q est indépendante du temps.

- Jacob a posé la vitesse d'entrée, à la limite supérieure proportionnelle au rabattement de l'aquifère au lieu de ses dérivés par rapport au temps.
- Jacob a aussi considéré que l'écoulement était exclusivement horizontal, et ajouter la contribution de la limite supérieure comme un terme source dans l'équation différentielle radiale.

Neuman, (1972) a contribué à la prise en compte dans sa solution analytique du coefficient d'emménagement élastique de l'aquifère. Encore une fois, les hypothèses sont identiques à celles indiquées pour la solution de Boulton, (1954) à l'exception des S_s , qui sont ici différent de zéro. La solution se lit comme tel :

$$s_1(r; z; t) = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty 2y J_0[(K_D)^{\frac{1}{2}} r_D y] \left[w_0(y) + \sum_{n=1}^{\infty} w_n(y) \right] dy \dots \dots \dots (II - 76)$$

Où

$w_0(y)$ et $w_n(y)$ dépendent également des paramètres $(K_D)^{1/2} r_D, \frac{z}{b}, t_y, \eta$, et leurs expressions sont données dans l'article de Neuman (1972).

Si $S_s = 0$, (II-76) on obtient la solution de Boulton (1954) comme un cas particulier.

Dans la solution, Theis a essayé d'adapter la solution basées sur la théorie de drainage retardé aux données de l'écoulement non confiné donne une augmentation du débit spécifiques au fur et à mesure que le développement avance. Le même effet peut être représenté d'une manière conceptuellement différente, à savoir, en supposant que l'eau n'est pas libérée instantanément, mais selon un mécanisme retardé.

Boulton (1955) a dérivé une nouvelle équation d'écoulement tout en restant avec ce concept empirique, Il fait l'hypothèse que la quantité d'eau drainée par unité de surface horizontale quand la charge hydraulique varie d'une unité à un instant τ , consiste en deux composantes :

S_s : un volume d'eau relâchée instantanément quand la charge hydraulique baisse.

S^* : un volume qui est relâché avec un délai qui est égal à S_y seulement après un temps infini.

Boulton a proposé la formule empirique suivante pour S^* :

$$S^*(\tau; t) = \alpha S_y \int_{\tau}^t \exp[-\alpha(t - \tau)] dt \dots \dots \dots (II - 77)$$

Avec

α : Une constante empirique constate dont l'inverse est nommé indice de délai. α est dénué de tout sens physique.

En combinant la loi de Darcy avec l'équation de continuité et utilisant (II-77), le rabattement moyen doit satisfaire l'équation suivante:

$$\frac{T}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial S_M}{\partial r} \right) = \alpha S_y \int_0^t \frac{\partial S_M}{\partial t} \Big|_{t=\tau} \cdot \exp[-\alpha(t - \tau)] d\tau + S_s \frac{\partial S_M}{\partial t} \dots \dots \dots (II - 78)$$

En dérivant (II-78), α n'est nécessairement pas indépendant du temps, mais la solution analytique de (II-78) est connue seulement pour $\alpha = \text{Constante}$ (α est indépendant de r et t) et est donnée par Boulton, (1963). Les conditions aux limites sont les mêmes que celles pour la solution de Theis.

En posant $\alpha = \varepsilon K_z / S_y b$, la solution $S_{M,2}$ à (II-78) pour des lectures constantes de ε , on obtient :

$$S_{M,2} = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^{\infty} J_0 \left(\frac{((\varepsilon K_D)^{\frac{1}{2}} r_D y)}{v} \right) \left[1 - \exp(-\mu_1) (\cosh \mu_2 + \frac{\varepsilon K_D r_D^2 t_y (1 + \eta) (1 - y^2)}{2\mu_2} \sinh \mu_2) \right] \frac{\partial y}{y} \dots \dots \dots (II - 79)$$

Où

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \varepsilon K_D r_D^2 t_y (1 + \eta) (1 + y^2) \dots \dots \dots (II - 80)$$

Et

$$\mu_2 = \frac{1}{2} \varepsilon K_D r_D^2 t_y [(1 + \eta)^2 (1 + y^2)^2 - 4(1 + \eta)y^2]^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (II - 81)$$

Dans le cas où $S_s = 0$, Donc(II-79) donne la forme particulière suivante :

$$S_{M,2} = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty J_0[(\varepsilon K_D)^{\frac{1}{2}} r_D y] \left[1 - \frac{1}{1+y^2} \exp\left(\frac{-\varepsilon K_D r_D^2 t y}{1+y^2}\right) \right] \frac{dy}{y} \dots \dots (II - 82)$$

II-7-3 Comparaison avec l'équation de Dupuit-Boussinesq.

Il est intéressant de comparer les hypothèses conduisant aux solutions précédentes avec celles sous-jacentes à l'approximation bien connue de Dupuit, (1863). On intègre(II-59) suivant z sur les deux cotes et on étend l'intégration de la base jusqu'à la surface Libre h(r; t). Le résultat est comme tel:

$$\frac{hK_r}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \phi_M}{\partial r} \right) + K_z \left. \frac{\partial \phi}{\partial z} \right|_{z=h} = S_s \frac{\partial \phi_M}{\partial t} \dots \dots \dots (II - 83)$$

En dérivant $\frac{\partial \phi}{\partial z}$ de (2.42a), avec $I = 0$, et le substituant dans (II-83), ça nous donne:

$$\frac{hK_r}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \phi_M}{\partial r} \right) + \left[K_r \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} \right)^2 + K_z \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 \right]_{z=h} = S_y \left. \frac{\partial \phi}{\partial t} \right|_{z=h} + S_s \frac{\partial \phi_M}{\partial t} \dots \dots (II - 84)$$

L'hypothèse de Dupuit exige que les gradients verticaux soient négligeables

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} \approx 0$$

Ainsi $\phi \approx \phi_M \approx h$. Et (II-84) devient :

$$K_r \frac{\partial}{\partial r} \left(h \frac{\partial h}{\partial r} \right) + \frac{K_r h}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = (S_y + S_s) \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (II - 85)$$

L'équation ci-dessus (II-85) est que la fameuse équation de Boussinesq, (1903) pour un écoulement axisymétrique.

L'équation (II-85) est basée sur deux hypothèses majeures :

1. une petite pente de la nappe libre et un petit taux de baisse de la surface libre car

$$\frac{\partial h}{\partial r} \approx 0 \text{ et } \frac{\partial h}{\partial t} \approx 0.$$

2. les gradients verticaux sont négligeables car $\frac{\partial \phi}{\partial z} \approx 0$.

Les solutions (II-73), (II-75) et (II-76) essentiellement exigent que:

1. Un petit rabattement de la nappe d'eau $h(r ; t) \approx b$.
2. $\left(\frac{\partial\varphi}{\partial z}\right)^2$ et $\left(\frac{\partial\varphi}{\partial r}\right)^2$ soient petits en comparaison avec $\frac{\partial\varphi}{\partial z}$.

En peut conclure qu'en général, les solutions linéaires sont plus précises que la solution Dupuit-Boussinesq, surtout qu'il n'est pas nécessaire de négliger l'écoulement vertical. Cependant, si l'écoulement vertical est négligeable, la condition sur $\frac{\partial\varphi}{\partial r}$ et $\frac{\partial\varphi}{\partial t}$ est moins restrictive que celle sur $h(r; t)$, et dans ce cas particulier l'approximation de Dupuit semble être supérieure.

II-7-4 Le comportement asymptotique pour de petites et grandes valeurs de temps :

Neuman (1972) a prouvé que si t est petit, (II-76) se réduit à la solution de Theis suivant $t_s = Tt/S_s r^2$. L'équation (II-79) devient :

$$S_{M,2}(r; t \rightarrow 0) = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty \frac{J_0(y)}{y} [1 - \exp(-t_s y^2)] dy \dots \dots \dots (II - 86)$$

L'équation ci-dessus est indépendante de ε et peut être transformée en Neuman, (1972)

$$S_{M,2}(r, t \rightarrow 0) = \frac{Q}{4\pi T} \int_{\frac{1}{4}t_s}^\infty \frac{\exp(-y)}{y} dy \dots \dots \dots (II - 87)$$

Et qui est l'exponentielle intégrale (ou formule de Theis) suivant t .

Lorsque t tend vers l'infinie, les intégrales (II-73) et (II-74) sont substantiellement déterminées par de petites valeurs de y . Elles peuvent être écrites ainsi:

$$S_{M,1}(r, t \rightarrow \infty) = S_{0,1}(r, t \rightarrow \infty)$$

$$S_{M,1}(r, t \rightarrow \infty) = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty \frac{J_0\left[\left(K_D\right)^{\frac{1}{2}} r_D y\right]}{y} [1 - \exp(-K_D r_D^2 t y^2)] dy \dots \dots (II - 88)$$

De même que pour l'intégrale (II-78), on note que:

$$(\mu_2 - \mu_1)_{y \rightarrow 0} = -\varepsilon K_D t_y r_D^2 y^2 \dots \dots \dots (II - 89)$$

$$-(\mu_2 + \mu_1)_{y \rightarrow 0} = -\varepsilon K_D t_y r_D^2 (1 + \eta) \dots \dots \dots (II - 90)$$

D'ou (II-78) devient :

$$S_{M,2}(r, t \rightarrow \infty) = \frac{Q}{2\pi T} \dots \dots \dots (II - 91)$$

Étant donné la présence de v , (II-91) diffère de (II-88). En utilisant la relation entre (II-86) et (II-87), l'intégrale (II-88) génère la solution de Theis suivant t_y , alors que (II-63) devient:

$$S_{M,2}(r, t \rightarrow \infty) = \frac{Q}{4\pi T} \int_{(S_s + S_y) \frac{r^2}{4Tt}}^{\infty} \exp(-y) dy \dots \dots \dots (II - 92)$$

Cette dernière équation est la solution de Theis suivant $Tt / (S_s + S_y) r^2$. En s'appuyant sur les considérations physiques, (II-76) se réduire ainsi à (II-92) pour de grande valeurs de temps. Cette observation peut aussi être soutenue en intégrant (II-59) sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Si on remplace φ_M par le rabattement moyen S_M et tout en utilisant la relation linéaire (II-71), on obtient le résultat suivant :

$$\frac{T}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial S_M}{\partial r} \right) = S_s \frac{\partial S_M}{\partial t} + S_y \frac{\partial S_0}{\partial t} \dots \dots \dots (II - 93)$$

On rappelle que (II-93) est satisfaite par les solutions Linéaires (II-73) et (II-74) et celles correspondantes dérivées de (II-76) pour $S_s \neq 0$. Quand t tend vers l'infini, $S_0 \approx S_M$ et par conséquent (II-93) devient l'équation de Theis suivant $S_s + S_y$.

Toutefois, l'équation de Neuman, (1972) (II-92) fournit seulement S_y au lieu de la somme $S_s + S_y$. Ceci est du au fait que dans son intégrale, allant de 0 à ∞ , Neuman a négligé le terme $pr^2 / \alpha_s K_D$ (ou $P \rightarrow 0$ quand $t \rightarrow \infty$) par rapport à x^2 , mais cela ne peut être fait au voisinage des axes d'origines ou x est très petit à moins que $\alpha_s = \infty$ ($S_s = 0$).

Comme aboutissement, l'équation de Neuman,(II-92) donne une solution asymptotique pour t grand, qui s'applique pour $\eta = \infty$ et peut être acceptée comme une approximation, seulement quand η est grand. Son interprétation conduit Neuman (1972) a énoncé incorrectement selon Gambolati, (1976) qu'en général l'effet de l'emmagasinement élastique se dissipe avec le temps.' Actuellement, à des valeurs grandes de temps, les effets de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique sont simplement additifs.

On peut conclure, qu'à de petites et à de grandes valeurs du temps, toutes les solutions se comportent comme la formule de Theis dépendant de $t \rightarrow 0$ ou ∞ . Le coefficient d'emmagasinement effectif à utiliser est donné soit par l'emmagasinement élastique soit par l'emmagasinement global $S_s + S_y$.

II-7-5 Discussion

Considérant d'abord le comportement avec le temps du rabattement moyen et de la baisse de la nappe d'eau pour le cas ou $S_s = 0$. Les figures (2-9) et (2-10) représentent, respectivement, (II-73) et (II-74) pour différentes valeurs du paramètre adimensionnel $(K_D)^{1/2} r_D$.

En utilisant la solution de Theis, les rabattements adimensionnels $W_M = 4\pi T_{SM,1} / Q$ et $W_o = 4\pi T_{S0,1} / Q$ sont représentés versus le temps adimensionnel t_y .

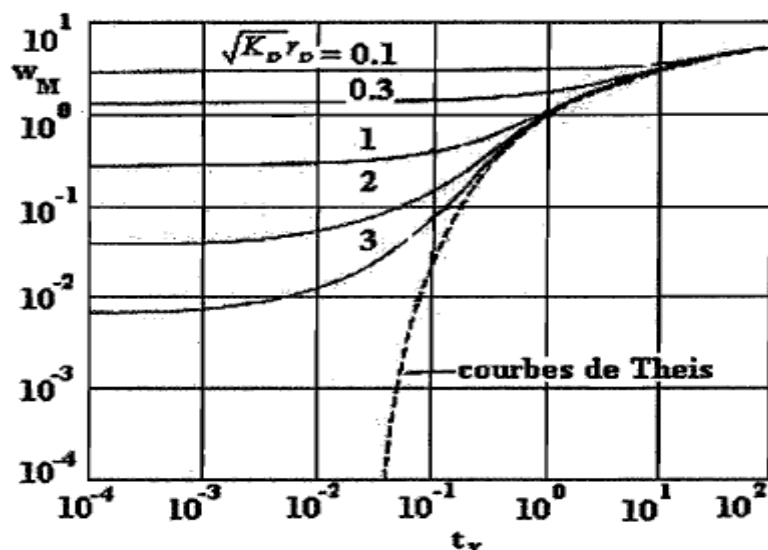


Figure (2-7): Représentation du rabattement moyen adimensionnel donne par (II-73) versus le temps adimensionnel t_D pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}r_D(\eta = \infty)$ (Gambolati, 1976).

Il convient de souligner la différence de base, à de petites valeurs du temps entre les figures (2-7) et (2-8). Quand le pompage commence et le débit varie brusquement de 0 à Q , la charge hydraulique moyenne chute instantanément, produisant ainsi les gradients verticaux nécessaires pour la baisse de la surface libre dont la position initiale (à $t=0$) n'a été affectée par aucun changement. La principale différence entre l'écoulement confiné avec l'emmagasinement élastique et l'écoulement non confiné sans emmagasinement élastique est que les particules d'eau relâchées dans la nappe d'eau doivent suivre nécessairement une trajectoire partiellement verticale avant d'approcher et de pénétrer la conduite du puits, aussi petite que soit la baisse de la nappe d'eau. C'est pourquoi l'écoulement vertical joue un rôle aussi important que celui de l'écoulement radial.

En considérant une distance fixe au puits, les figures (2-7) et (2-8) montrent qu'au fur et à mesure que le temps augmente, la différence entre $s_{M,1}$ et $s_{0,1}$ diminue et disparaît à des temps suffisamment grands. En d'autres mots, les gradients verticaux sont grands à $t=0$ et décroissent avec le temps jusqu'à leur disparition quand t est suffisamment grand, l'écoulement horizontal devient prédominant.

En principe, on peut séparer la région, où l'écoulement est principalement horizontal, de celle où l'écoulement présente encore une composante verticale accentuée en dessinant une surface verticale imaginaire qui se déplace vers la limite latérale au fur et à mesure que le temps avance. La principale contribution au débit provient d'au delà de cette surface, qui comprend une région, qui dans le fond se comporte telle qu'une unité transmettant l'eau sans une significative contribution à l'écoulement (une contribution, cependant petite, existe, tant que la surface libre continue à baisser dans le temps à un taux qui se dissipe).

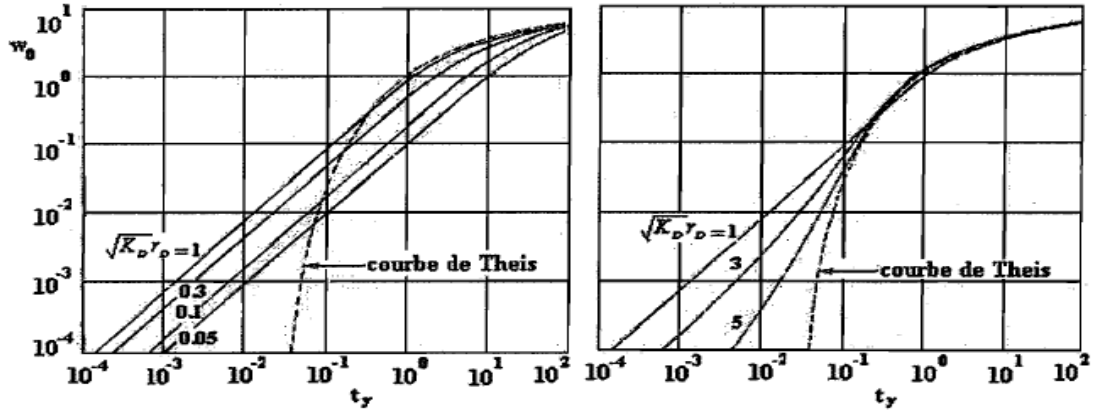


Figure (2-8): Représentation du rabattement adimensionnel donné par (II-74) versus le temps adimensionnel t_y pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2} r_D (\eta = \infty)$ (Gambolati, 1976).

On est confronté à un important problème de discussion de la théorie du drainage différé et son interrelation avec l'approche linéaire.

La manière la plus évidente d'étudier l'actuel sens physique de α . est de comparer (II-78) et (II-93), qui diffèrent entre elles par une composante seulement. L'équation du drainage gravitaire fournit un rabattement moyen égal à celui de la théorie linéaire si et seulement si la relation suivante s'applique :

$$\alpha \int_0^t \frac{\partial S_{M,1}}{\partial t} \Big|_{t=\tau} \exp[-\alpha(t - \tau)] d\tau = \frac{\partial s_{0,1}}{\partial t} \dots \dots \dots (II - 94)$$

Étant donné que $s_{M,1}$ et $s_{0,1}$ ci-dessus sont connus, (II-94) définit α . comme étant une fonction implicite de r et t . La relation (II-94) est une équation intégrale non linéaire du second type, qui peut être résolue numériquement par une technique itérative sans grandes difficultés.

Cependant, on devra éviter, cet effort en assumant qu'a priori α donné par (II-94) est faiblement dépendant de t , cela veut dire que $\frac{\partial \alpha}{\partial t} \approx 0$.

En utilisant l'hypothèse précédente, (II-94) est facilement dérivée par rapport à z pour donner:

$$\alpha \left(-\frac{\partial s_{0,1}}{\partial t} + \frac{\partial s_{M,1}}{\partial t} \right) = \frac{\partial^2 s_{0,1}}{\partial t^2} \dots \dots \dots (II - 95)$$

Ainsi après une autre intégration, on obtient :

$$\alpha = \frac{\frac{\partial s_{0,1}}{\partial t}}{s_{M,1} - s_{0,1}} \dots \dots \dots (II - 96).$$

Streltsova, (1972,1973) et Streltsova et Rushton (1973) ont proposé l'équation (II-96) comme étant une approximation par laquelle on revient à la solution de Boulton. On restreint l'analyse dans le cas où S_s est négligeable par rapport à S_y .

Ainsi, $S_{M,1}$ et $S_{0,1}$ sont donnés par (II-73) et (II-74), respectivement. En interprétant la dérivée du temps et se rappelant du lien entre α et ε , on peut écrire (II-96) comme une fonction exclusive de $(K_D)^{1/2}r_D$ et t_y .

$$\begin{aligned} \varepsilon = & \int_0^\infty J_0 \left[(K_D)^{\frac{1}{2}} r_D y \right] \tanh y \cdot \exp(-K_D r_D^2 t_y \tanh y) dy \\ & / \int_0^\infty J_0 \left[(K_D)^{\frac{1}{2}} r_D y \right] \left(1 - \frac{\tanh y}{y} \right) \exp(-K_D r_D^2 t_y \tanh y) \frac{dy}{y} \dots \dots \dots (II - 97) \end{aligned}$$

Dans le tableau 6 (voir annexe) sont représentées les valeurs de ε pour $10^{-2} \leq (K_D)^{1/2}r_D \leq 5$ et $10^{-4} \leq t_y \leq 10^2$. D'après ce tableau, on est en mesure de vérifier à posteriori que α est sensible à r , jusqu'à une certaine distance du puits, mais il varie peu en fonction de t . Alors que l'hypothèse $\frac{\partial \alpha}{\partial t} \approx 0$ est pratiquement correcte, et (II-96) peut être acceptée comme une approximation pour α définie par (II-95).

La figure (2-9) représente ε versus $(K_D)^{1/2}r_D$ sur une échelle semi-logarithmique. Les valeurs correspondantes sont tirées du tableau (2-1) pour $t_y = 10^{-4}$ et peuvent être utilisées avec une satisfaisante approximation pour tout temps t_y . On rappelle qu'à des distances au puits relativement grandes, le profil approche une valeur constante asymptotique égale à 2.4, alors qu'il devient croissant quand la distance radiale décroît

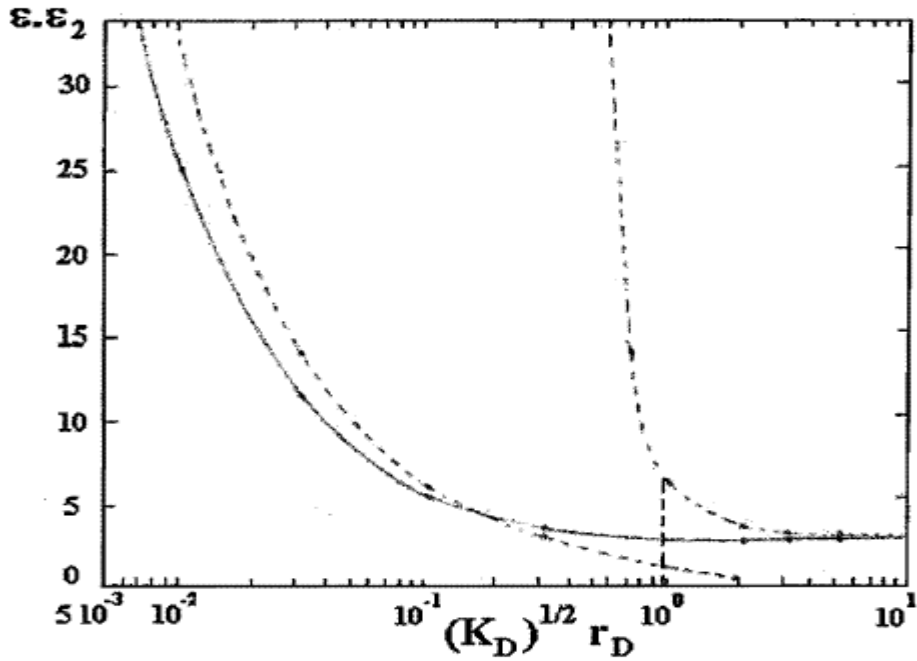


Figure (2-9) : Représentation du comportement de ε et ε_2 (respectivement, les lignes pleine et pointillée) versus $(K_D)^{1/2} r_D$ (Gambolati, 1976).

Les valeurs de la figure (2-9) ont été corrélées par la méthode des moindres carrés avec la fonction:

$$\varepsilon = 2.4 + \left\{ 0.384 / [(K_D)^{1/2} r_D]^{0.886} \right\} \dots \dots \dots (II - 98)$$

Et un coefficient de corrélation égal à 0.999.

Il s'en suit que l'inverse du vrai indice de délai varie presque linéairement en fonction de l'inverse de la distance radiale et devient constant pour $(K_D)^{1/2} r_D > 2$. Le paramètre ε a été lié par Streltsova (1972) à la longueur de l'écoulement vertical. En fait en utilisant (II-71), (II-96) peut être exprimée comme suit:

$$\left. \frac{\partial S_1}{\partial z} \right]_{z=b} = - \frac{(S_{M,1} - S_{0,1})}{b/\varepsilon} \dots \dots \dots (II - 99)$$

Dans (II-99), b / ε peut être grossièrement interprète comme étant une mesure de la longueur de l'écoulement vertical. Les résultats de Gambolati contredisent l'estimation théorique de Streltsova disant que ε est approximativement constant et est égal à 3.

On peut dire que si ε varie selon la courbe pleine de la figure (2-9), l'équation (II-78) de Boulton est exactement satisfaite par la solution (II-73). Et vice versa, la solution du drainage différé (II-82), avec ε donné par (II-97), ne satisfait pas pour autant, l'équation du drainage différé, puisque (II-82) s'applique exclusivement pour $\alpha=C^{ste}$.

On peut être tenté de chercher une fonction empirique ε_1 à être introduite dans (II-82), pour but de réconcilier son résultat numérique avec l'équation correcte (II-73). Pour cela, (II-100) doit être résolue pour ε_1

$$: S_{M,1} \left[(K_D)^{\frac{1}{2}} r_D; t_y \right] - s_{M,2} \left[(\varepsilon_1 K_D)^{\frac{1}{2}} r_D; t_y \right] = 0 \dots \dots \dots (II - 100)$$

ε_1 est défini dans l'équation précédente (II-100) comme étant une fonction implicite de $(K_D)^{1/2} r_D$ et de t_y et a été résolue numériquement avec une grande précision. Comme attendu, les résultats ont montré que ε_1 dépend de r et peu de t . La figure (2-10) représente ε_1 versus $(K_D)^{1/2} r_D$, pour $t_y=10^{-4}$ (ligne pleine).

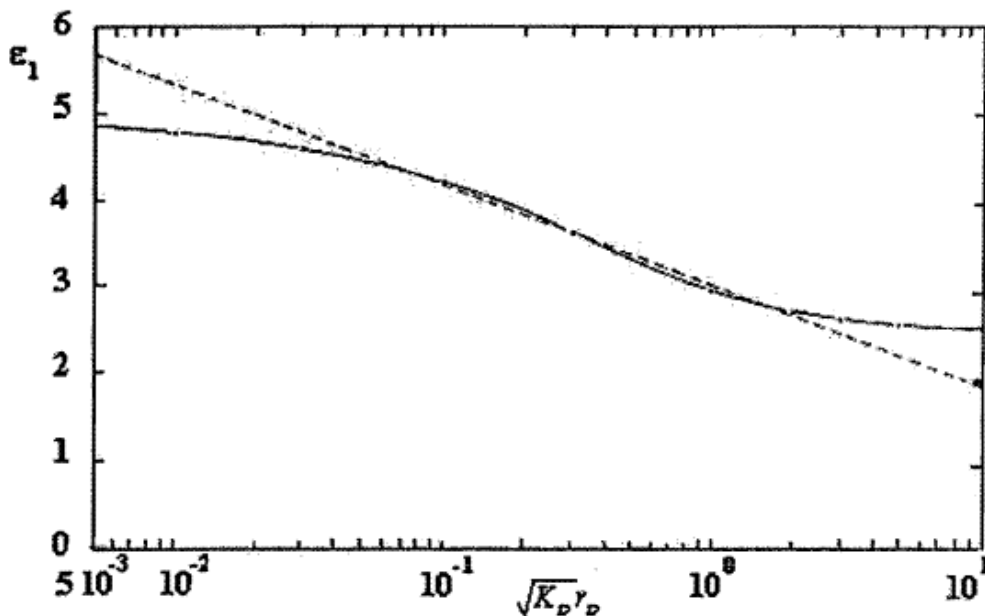


Figure (2-10): Représentation du comportement de ε_1 versus de $(K_D)^{1/2} r_D$, et de la droite de régression de Neuman [1975] (Gambolati, 1976).

Des feuilles logarithmiques précises ont été utilisé pour résoudre l'équation (II-100), ou $s_{M,1}$ et $s_{M,2}$ ont été traces versus $(\varepsilon_1 K_D)^{1/2} r_D$ pour $s_{M,1}$, ε_1 est censé être égale à 1. On donne pour exemple, la figure (2-11) montrant comment la valeur $(\varepsilon_1)^{1/2}$ appropriée à $(K_D)^{1/2} r_D = 0.1$ a été déterminée. Comme attendu, les comportements de ε et ε_1 sont peu différents mais leur asymptotes à des distances relativement grandes sont presque identiques. Ceci est en parfait accord avec la théorie qui suggère que la ou ε est constant, ε_1 doit être aussi constant et égal à ε . La légère différence numérique entre l'asymptote ε et ε_1 (II-4 comparé à II-6) est due fait que ni ε ni ε_1 ne sont entièrement indépendants de t . Réciproquement cette petite différence est aussi une évidence indirecte que le vrai indice de délai est une fonction faiblement dépendante de 1.

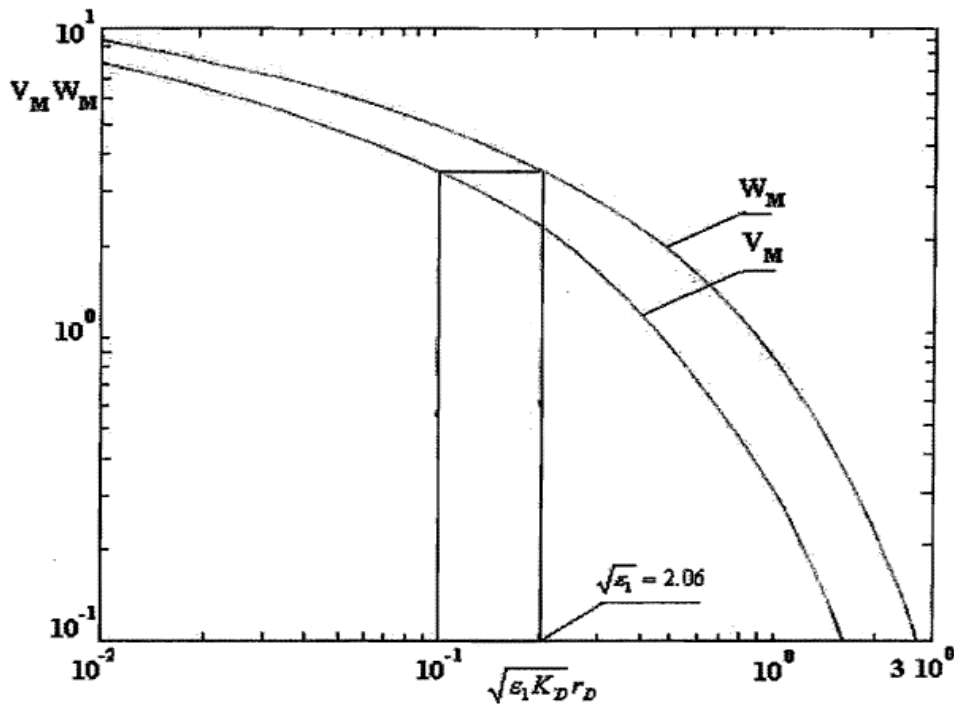


Figure (2-11): Représentation des rabattements moyens adimensionnels W_M et V_M versus $(\varepsilon_1 K_D)^{1/2} r_D$ ($S = 0$ et $t_y = 10^{-4}$). Pour W_M , ε_1 est considérée égale à 1 (Gambolati, 1976).

On peut considérer que le second paramètre empirique peut être défini en réconciliant le rabattement Linéaire de la nappe d'eau S_{01} avec ce qu'on a pu appeler par analogie la solution du drainage diffère pour le rabattement de la surface libre. Cette extension de la théorie de Boulton a été proposée par Streltsova, (1972). Si on

tire le rabatement moyen de (II-96), Laisse tomber l'indice 1 et le remplace dans (II-93), on obtient une équation pour S_0 dont la solution $S_{0,2}$ a été fournie par Barenblatt et al. (1960) sous les hypothèses de base et dont $a=C^{ste}$ et $S_s=0$:

$$S_{0,2} = \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty J_0[(\varepsilon K_D)^{1/2} r_D y] \left[1 - \exp\left(\frac{-\varepsilon K_D r_D^2 t_y}{1 + y^2}\right) \right] \frac{dy}{y} \dots \dots \dots (II - 101)$$

ε_2 est le nouveau paramètre empirique trouvé par la résolution de l'équation implicite suivant :

$$s_{0,1}[(K_D)^{1/2} r_D; t_y] - s_{0,2}[(\varepsilon K_D)^{1/2} r_D; t_y] = 0 \dots \dots \dots (II - 102)$$

ε_2 s'est encore avéré être faiblement dépendant de t. Mais le principal point concerné avec (II-102) est que ε_2 n'est pas défini univoquement, en raison de la forme particulière de $s_{0,1}$ et $s_{0,2}$. Le comportement spécial de $s_{0,1}$ et $s_{0,2}$ versus $(\varepsilon_2 K_D)^{1/2} r_D$ est montré dans la figure (2-12) pour $t_y = 10^{-2}$. On peut aussi voir deux solutions de ε_2 pour tout $(K_D)^{1/2} r_D$ fixe. Ces derniers sont présentés dans la figure (2-9) (lignes pointillées).

En résumé, Gambolati veut souligner la différence conceptuelle entre ε d'une part et ε_1 et ε_2 d'autre part. Les paramètres ε_1 et ε_2 n'ont pas de validité physique mais simplement un sens empirique dans le fait qu'ils réconcilient à posteriori le vrai résultat avec deux solutions qui deviennent incohérentes avec leurs équations de base, quand l'inverse de l'indice de délai est censé être proportionnel soit à ε_1 soit à ε_2 .

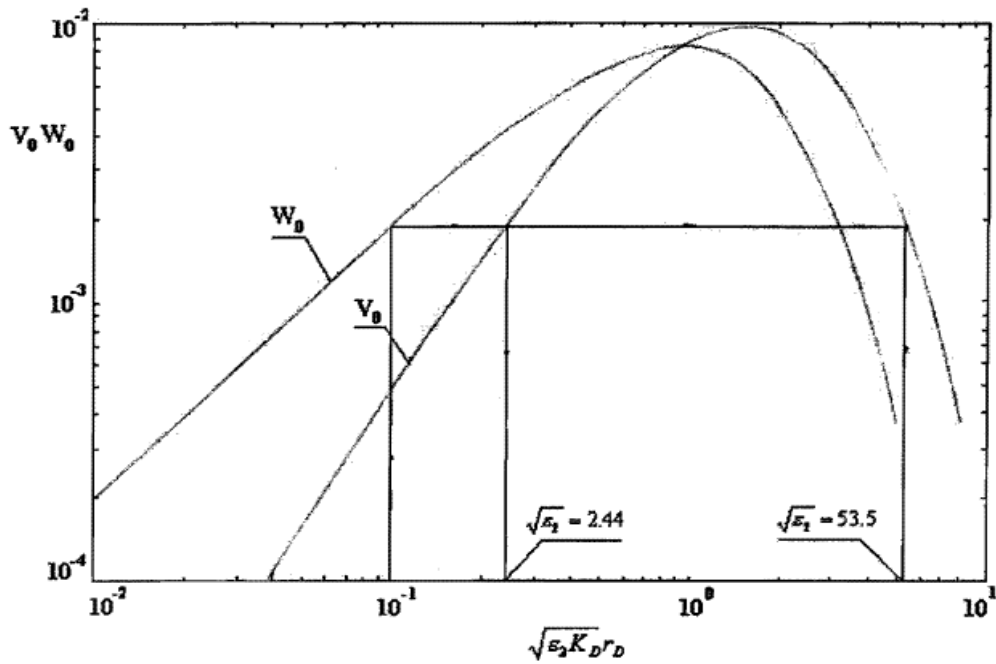


Figure (2-12): Représentation des rabattements adimensionnels de la nappe d'eau W_0 et V_0 versus $(\epsilon_2 K_D)^{1/2} r_D$ ($S=0$ et $ty=10^{-2}$). Pour W_0 , ϵ_2 est considérée égale à 1. Gambolati. (1976).

Gambolati ne peut finir sans commenter l'essai de Neuman (1975) pour discuter les résultats entre la théorie linéaire et celle de Boulton. Neuman ne réussit pas à fournir une réponse constructive à cet important problème, puisque son analyse est imprécise.

- 1- Il semble confondre conceptuellement l'empirique ϵ_1 avec l'actuel paramètre physique ϵ , et le lecteur est inévitablement conduit à identifier le premier et son comportement avec le dernier.
- 2- Il affirme que ϵ_1 varie linéairement avec $\log (K_D)^{1/2} r_D$. Ce résultat peut être accepté comme une approximation au voisinage du point d'inflexion, mais certainement, il ne s'applique pas au comportement général de ϵ_1 , comme il est clairement montré dans la figure (2-10), où la ligne droite de régression de Neuman est aussi bien reportée. Neuman a exploré un intervalle insuffisant des valeurs de $(K_D)^{1/2} r_D$, et ainsi quelques détails fondamentaux ont échappé à son attention.

- 3- Il a dérivé ε_1 à un t_y spécifique, disant par la suite que ε_1 était indépendant de t , mais il n'a donné aucune preuve pour soutenir cette opinion.

On peut aussi s'attendre à ce que ε_1 soit une fonction du rapport $\eta = S_y/S_s$, comme une première approximation, l'estimation de ε_1 reportée dans la figure (2-10) doit être utilisée pour évaluer le rabattement moyen en intégrant (II-79), sauvant donc le temps relativement long et le grand effort nécessaire pour calculer (II-76) sans changer appréciablement le résultat. Pour réaliser que de cette façon, aucune erreur appréciable n'est introduite, on voit sur la figure (2-13), une comparaison entre les rabattements moyens fournis par (II-76) et (II-79) pour $(K_D)^{1/2}r_D = 1$, et $\eta = 100$; ε_1 étant donné dans la figure (2-10). La différence est assez négligeable.

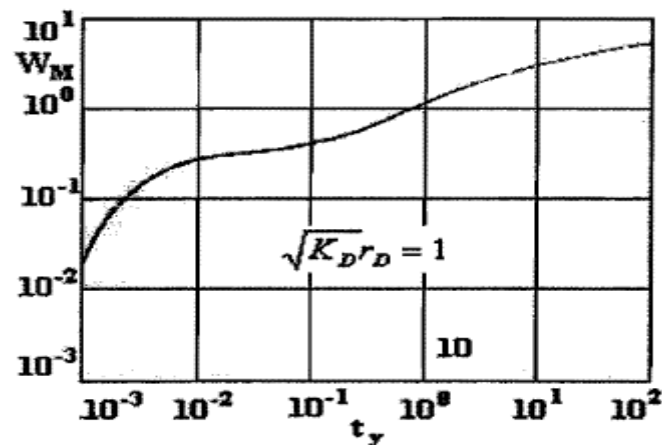


Figure (2-13) : Comparaison entre les rabattements moyens adimensionnels donnés par (II-79) et (II-76) (respectivement, les lignes pleine et pointillée) pour $(K_D)^{1/2}r_D = 1$, $\eta = 100$, et ε_1 est tirée de la figure (2-10) (Gambolati, 1976).

Par la suite, Gambolati a analysé l'influence du paramètre η sur le rabattement fourni par (II-79). Les figures (2-14) et (2-15) montrent comment le rabattement adimensionnel $14\pi T_{S_{M,2}}/Q$ est modifié quand η décroît de 100 à 0.1. La forme en S des courbes, si souvent référée à un étrange déclin piézométrique dans les aquifères phréatiques pompés par des puits à pénétration entière, est plus prononcée pour η grand, mais tend à disparaître quand η tend vers 1.

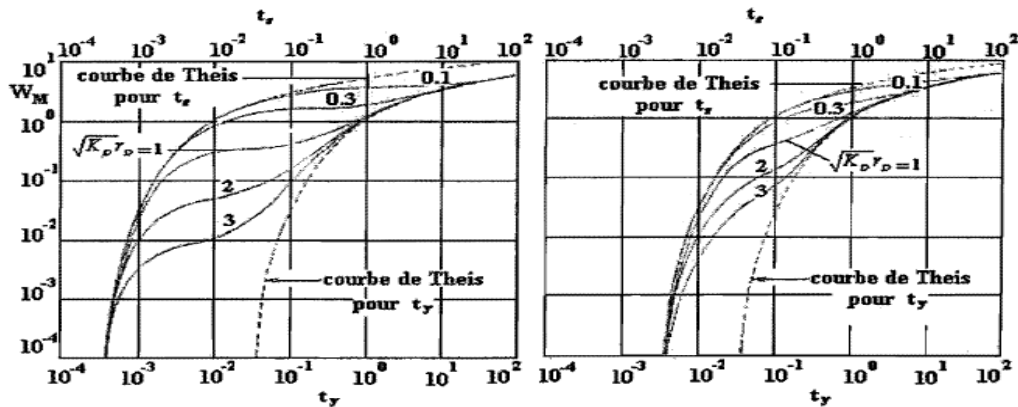


Figure 2-14 : Représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus les temps adimensionnels t_y et t_s pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2}\eta = 100$ (à gauche), et $\eta = 10$ (à droite) Gambolati, (1976).

Pour but d'interpréter correctement le comportement général de $s_{M,2}$, il est d'abord nécessaire de considérer une distance fixe au puits, cela veut dire, une valeur constante de $(K_D)^{1/2}r_D$, et de varier le temps de 0 à ∞ . Quand η est grand, pour des temps courts aussi bien que grands, $s_{M,2}$ satisfait l'équation de Theis, et l'écoulement est essentiellement radial, alors que pour des temps intermédiaires $s_{M,2}$ dévient clairement de la solution de Theis, étant donnée que la composante verticale de l'écoulement devient significative. Il est essentiel de noter que ces types de comportement ne commencent pas et ne finissent pas en même temps partout dans l'aquifère, et donc Gambolati ne peut pas caractériser le comportement global de l'aquifère par une unique définition. A tout instant, trois régions cylindriques doivent être reconnues dans la nappe d'eau de l'aquifère.

- Dans la région intérieure, l'écoulement est radial, la solution de Theis s'applique avec un coefficient d'emménagement total égal à $S_s + S_y \approx S_y$, et la contribution du drainage au débit est petite.
- Dans la région au milieu, l'écoulement est horizontale, la solution de Theis ne s'applique pas, et la contribution du drainage au débit est prédominante et provient principalement de la surface libre.

- Dans la région extérieure, l'écoulement est encore radial, le rabattement est conforme avec la solution de Theis suivant t_s , et la contribution du drainage à l'écoulement n'est pas importante, parce qu'elle provient de l'emmagasinement élastique qui est beaucoup plus petit que le débit spécifique (η est grand).

Les surfaces verticales idéalisées qui séparent ces trois régions, se déplacent dans le temps vers la limite latérale, mais au début, immédiatement après le démarrage, elles coïncident avec la ligne de captage et seule la troisième région type existe. Dans ce sens il est correct d'appliquer ceci quand le pompage commence

l'aquifère réagit comme étant captif, pour seulement le temps initial, les deux autres comportements types sont absents. Cependant, il doit être assez clair qu'à tout temps, il y a une zone aquifère réagissant comme étant à nappe captive. A chaque point de la formation, la durée de la partie initiale pour des temps très courts est plus petite pour des valeurs grandes de η et se dissipe lorsque $S_s = 0$. Simultanément, la troisième région disparaît aussi, et on retombe sur la situation discutée auparavant.

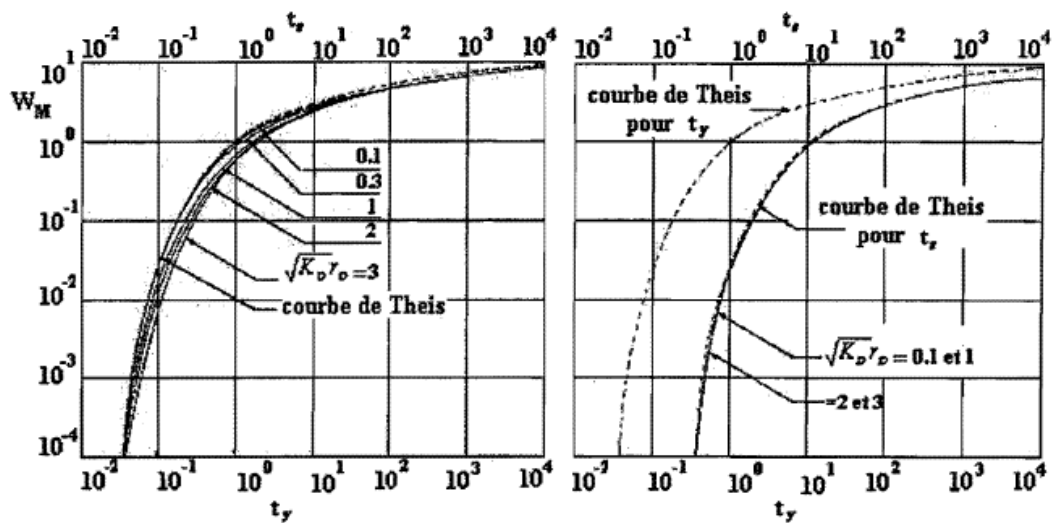


Figure (2-15) : Représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus les temps adimensionnels t_y et t_s pour différentes valeurs de $(K_D)^{1/2} r_D \eta = 1$ (a droite), et $\eta = 0, 1$ (à gauche) Gambolati, (1976).

Lorsque η décroît, l'effet de S_s croît jusqu'à prédominance pour $\eta < 1$. Lorsque $\eta = 1$, figure (2-15), coté gauche), la surface de la courbe de rabattement rappelle le

profil de Theis, et l'influence du paramètre $(K_D)^{1/2}r_D$ est beaucoup réduite. Les résultats de la discussion relevant des grandes valeurs de η ne s'appliquent pas du tout ici, puisque à chaque étape, la contribution provenant de l'emmagasinement élastique est importante et l'écoulement vertical ne devient jamais prédominant. Finalement, quand η est suffisamment petit, c'est-à-dire ≤ 0.1 , l'écoulement est pratiquement toujours horizontal, et l'aquifère se comporte toujours comme étant confiné, figure (2-15), coté droit), la contribution provenant de la nappe est insignifiante dans l'ensemble, suivant l'occurrence globale de l'écoulement.

En conclusion, l'écoulement vertical affecte le rabattement moyen jusqu'à un certain point variable selon l'ampleur de η tant que η n'est pas petite.

On pourra voir que pour chaque distance au puits, les composantes verticales sont effectives durant l'étape intermédiaire après que le pompage ait commencé et ait contrôlé la transition entre deux différentes solutions de Theis ; l'une suivant t_s , et l'autre suivant $Tt/(S_s+S_y)r^2$, qui s'appliquent respectivement avant et après une telle étape. Sa durée augmente avec η , le maximum est atteint pour $\eta = \infty$, toutes les autres conditions deviennent parallèles. Son effet sur le rabattement moyen et qui sera réduit graduellement quand η diminue, est déjà modeste quand S_s et S_y ont le même ordre de grandeur, et disparaît pour $\eta \leq 0.1$ (la figure (2-16) montre ce comportement pour $(K_D)^{1/2}r_D = 1$)

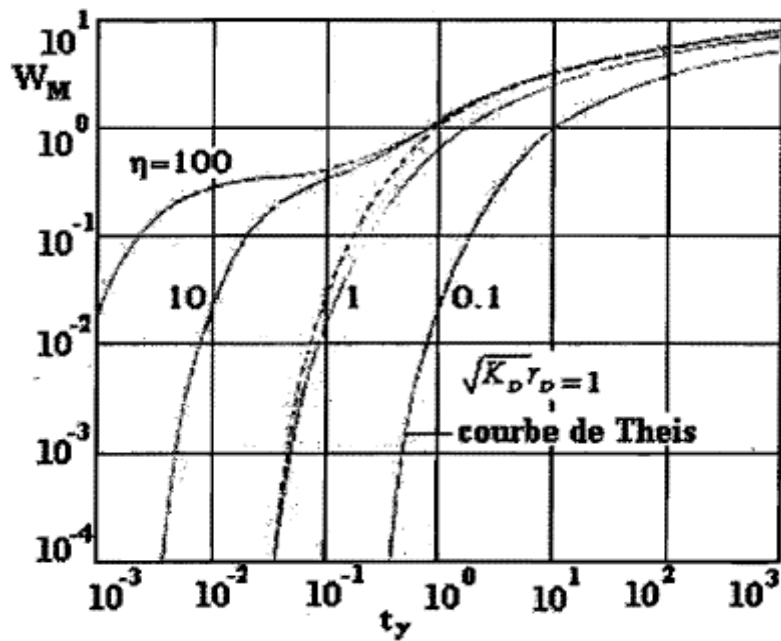


Figure (2-16): Représentation du rabattement moyen adimensionnel donné par (II-79) versus le temps adimensionnel t_y pour $(K_D)^{1/2} r_D = 1$ et différentes η (Gambolati, 1976).

II-7-6 Conclusions sur les travaux de Gambolati :

Gambolati a mené une étude des théories analysant l'écoulement transitoire de la surface libre vers un puits phréatique en pénétration entière. Les conclusions sont résumées ci-dessus :

- 1- L'importance de l'écoulement vertical dans l'événement général est extrêmement liée à l'ampleur du rapport entre le débit spécifique S_y et le coefficient d'emmagasinement élastique S_s . A chaque distance fixe du puits, la charge hydraulique moyenne baisse initialement selon la solution de Theis, le coefficient d'emmagasinement effectif étant égal à S_s . A de grandes valeurs du temps, la formule de Theis s'applique encore, l'emmagasinement effectif étant maintenant égal à l'emmagasinement global $S_s + S_y$. Dans les deux cas, l'écoulement est en gros radial. Le degré de discontinuité entre ces deux comportements types est une fonction de η . La transition d'une solution à une autre a lieu durant une étape intermédiaire et est contrôlée par la composante

verticale de la masse de transport du fluide. La durée des deux étapes initiales pour des temps courts et intermédiaires dépend surtout de η et un peu de la distance à la ligne de captage. A tout temps sauf au temps initial, trois régions doivent être reconnues dans l'aquifère à nappe libre: dans chaque région, le rabattement se conforme avec les trois comportements types mentionnés ci-dessus. Sauf pour le temps initial, à qui c'est impossible de caractériser l'événement global de l'écoulement par une unique définition. La durée de l'étape intermédiaire et l'efficacité des composantes verticales de l'écoulement sont maximum pour $\eta = \infty$ et se réduisent au fur et à mesure que η diminue jusqu'à devenir modeste quand η tend vers 1 et disparaît quand η est suffisamment petite (disant, ≤ 0.1). Dans le dernier cas, l'aquifère se comporte comme une formation captive pendant tout son développement, puisque l'eau relâchée à la nappe est négligeable en comparaison avec la quantité provenant de l'emmagasinement élastique.

- 2- L'interprétation de l'approche du débit spécifique a été effectuée à la lumière de la théorie linéaire. Contrairement aux hypothèses de Boulton, l'inverse α du vrai indice de délai physique n'est pas une constante d'aquifère. Et contrairement aux conclusions de Neuman, il ne varie pas linéairement avec le logarithme de la distance radiale au puits pompe, mais il est presque linéairement lié à l'inverse de r et devient pratiquement constant et égal à $2.4 K_v/S_y b$ pour $(K_D)^{1/2} r_D \geq 2$. Si le milieu est isotrope, cette limite correspond à une distance radiale égale à deux fois l'épaisseur de l'aquifère. La variation de α , prouvée avec le temps, est beaucoup plus restreinte et son expression, dérivée pour $t_y = 10^{-4}$, peut être acceptée comme une approximation satisfaisante sur tout l'intervalle des valeurs de t .

D'un point de vue opératif, un indice de délai empirique est aussi défini et calculé numériquement. Son utilité permet d'obtenir à partir de la solution classique de Boulton [1963] une moyenne du rabattement égale à celle donnée par la théorie linéaire. La moindre complexité de l'intégrale (II-79) et le temps sauvé en son calcul numérique peut justifier l'utilité pratique des résultats du drainage différé, quand $S_s \neq 0$. La même intégrale ne s'applique pas pour le

rabattement de la surface libre, puisque la solution à l'équation correspondante du drainage différé n'a pas été développée encore pour $S_s \neq 0$. Ainsi le second indice de délai empirique dérivé dans cet article n'a à présent qu'un seul sens théorique.

- 3- l'effet de l'écoulement vertical est inclus dans les présentes solutions, par conséquent leur précision est généralement meilleure que celle liée à l'équation de Dupuit-Boussinesq. Deux hypothèses majeures sont à la base de la théorie linéaire ; un petit rabattement de la surface libre et un aquifère infini. Deux hypothèses mineures additionnelles sont aussi requises pour obtenir des résultats analytiques : l'absence de la surface de suintement et un rayon infinitésimal du puits. Leur influence devient négligeable à une certaine distance du puits.

II-8 Interprétation de Streltsova(1972) :

II-8-1 Équation et solution du rabattement de la nappe d'eau :

Streltsova, (1972) a proposé d'écrire l'équation différentielle générale d'un écoulement Radial vers un puits pénétrant un aquifère à nappe libre sous la forme suivante :

$$T \left[\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right] = S \frac{\partial h^0}{\partial t} \dots\dots\dots(\text{II} - 103)$$

Où

S : Le coefficient d'emmagasinement,

h^0 : La hauteur de la surface libre,

h : La charge hydraulique moyenne sur la section transversale verticale.

Les propriétés élastiques de l'aquifère a nappe libre sont considérées comme ayant une influence négligeable.

L'équation (2-103) prévoit la variation des propriétés moyennes de l'écoulement comme résultat de la variation dans la surface libre de cet écoulement. Principalement, on entend par les propriétés moyennes, la charge moyenne suivant la coordonnée vertical, introduite telle que :

$$h(r) = \frac{1}{h^0} \int_0^{h^0} h(r, z) dz \dots \dots \dots (II - 104)$$

Représentant la charge observée dans un piézomètre crépiné sur toute sa longueur et pénétrant entièrement un aquifère à nappe libre.

Pour le cas d'un écoulement vers un puits pompé à débit constant dans un aquifère infini à nappe libre et d'épaisseur finie, on devra ajouter à l'équation (II-103) des conditions initiales et aux limites:

$$h(r, 0) = h^0(r, 0) = H \dots \dots \dots (II - 105)$$

Étant la condition traduisant que l'écoulement est initialement dans un plan horizontal avec une épaisseur saturée H;

$$\frac{\partial h^0}{\partial t} = - \frac{K}{S'} \frac{\partial h^0}{\partial z} \dots \dots \dots (II - 106)$$

Représentant la forme linéaire de la condition aux limites de la surface libre;

$$Q = 2\pi K H r \frac{\partial h}{\partial r} = \text{const } r = r_w \rightarrow 0 \dots \dots \dots (II - 107)$$

Qui représente la condition du débit constant de pompage commençant à n'importe quel instant t; et

$$\frac{\partial h}{\partial z} = 0 \text{ } z = 0 \dots \dots \dots (II - 108)$$

Représentant la condition à la base imperméable.

La relation entre la charge hydraulique moyenne de la surface libre h et celle de la surface libre h⁰ est supposée être streltsova, (1972)

$$h = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial h^0}{\partial t} + h^0 \dots\dots\dots(\text{II} - 109)$$

Qui résulte d'une approximation de différence finie à la condition aux limites de la surface libre (2-106) sous la forme

$$\frac{\partial h^0}{\partial t} = \alpha(h - h^0) \dots\dots\dots(\text{II} - 110a)$$

Où

$$\alpha = \frac{K_z}{S' b_z} = \frac{1}{S \Phi_z} \dots\dots\dots(\text{II} - 110b)$$

La première partie de l'équation (2-106), représente la variation dans la position de la nappe d'eau, et est introduite comme étant une variation linéaire de la charge hydraulique dans la direction verticale. Le coefficient α , étant le rapport de la conductivité hydraulique verticale spécifique K_v / b_v sur le débit spécifique S' , peut être considéré comme la diffusivité verticale, caractérisent le taux de variation de la surface libre. Le terme Φ_z représente la résistance hydraulique spécifique dans la direction verticale.

Ensuite, en utilisant l'équation (II-109), l'équation de base initiale (II-103) peut être réécrite en termes de la charge hydraulique de la surface libre telle que :

$$T \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h^0}{\partial r} \right) + \frac{1}{\partial r} \frac{\partial^2}{\partial t \partial r} \left(r \frac{\partial h^0}{\partial r} \right) \right] = S' \frac{\partial h^0}{\partial t} \dots\dots\dots(\text{II} - 111)$$

Cette condition peut être considérée maintenant comme une équation différentielle pour la surface libre d'un écoulement radial en régime transitoire dans un aquifère à nappe libre.

La condition aux limites (II-107) au puits est modifiée comme suit. En remplaçant h par son expression selon (II-109) dans (II-107), on obtient

$$Q = 2\pi KH \left[r \frac{\partial h^0}{\partial t} + \frac{1}{\alpha} \frac{\partial}{\partial t} \left(r \frac{\partial h^0}{\partial r} \right) \right] \dots \dots \dots (\text{II} - 112)$$

Ainsi, si

$$Q^0 = 2\pi KHr \frac{\partial h^0}{\partial r} \dots \dots \dots (\text{II} - 113)$$

L'équation (II-112) peut être réécrite sous la forme

$$\frac{\partial Q^0}{\partial t} = \alpha(Q - Q^0) \dots \dots \dots (\text{II} - 114)$$

Et qui représente une équation linéaire dont la solution pour Q égal à une constante qui est la suivante

$$Q^0 = Q(1 - e^{-\alpha t}) \dots \dots \dots (\text{II} - 115)$$

La solution de (2-111), dont la condition initiale (2-104) et la condition aux limites (2-115) a été donnée par Barenblatt et al. [1960] dans le cas du mouvement d'un liquide dans du roc fracturé. Une équation similaire a été considérée par Shestakov [1963] dans le cas d'une nappe d'eau située dans la couche supérieure la moins perméable d'un aquifère bicouche. Dans la notation de ce passage, cette solution s'écrit:

$$h^0 = H - \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty \frac{J_0[(r/B), x]}{x} \left[1 - \exp\left(-\frac{\alpha x^2}{1+x^2}\right) \right] dx \dots \dots \dots (\text{II} - 116)$$

Où J_0 est la fonction de Bessel de première espèce d'ordre zéro.

L'équation (2-116) représente le rabattement de la surface libre sous les conditions du régime transitoire au voisinage d'un puits dans un aquifère à nappe libre. L'intégrale définie de cette expression notée par $W^0[(r/B), u]$, a été calculé en appliquant la Règle de Simpson pour chaque décade allant de 10^{-6} à 10^{+6} . Les valeurs sont présentées dans le tableau 7 de l'annexe. La fonction, qui vaut 0 à $x = 0$, est

oscillatoire avec une croissance rapide dans l'amplitude des bandes, afin que la limite supérieure donne une contribution négligeable de < 0.001 % de la somme totale de cette intégrale.

Boulton [1954] a obtenu une solution du rabattement de la nappe d'eau satisfaisant (II-103), (2-106), (2-107) et (2-108) :

$$h^0 = H - \frac{Q}{2\pi T} \int_0^\infty \frac{J_0[(r/H), x]}{x} [1 - \exp(-x\tau \tanh x)] dx \dots\dots\dots (II - 117)$$

Ou' $\tau = Kt / S'H$ est un facteur temps. Cette solution pour laquelle l'intégrale définie est notée par $V [(r, H), \tau]$ est basée sur l'hypothèse que le terme exponentiel, impliquant le temps, ne contribue pas au débit à l'intérieur du puits ... ' Boulton, (1954), p. 569, et donc (II-107) est utilisée au lieu de (II-115). Par conséquent le débit par unité de longueur est tenu constant sur toute la profondeur du puits $0 < z < H$. Il est maintenant important de comparer les deux solutions (II-116) et (II-117); toute contradiction ou divergence entre elles sont due aux hypothèses introduites en dérivation.

Les résultats d'une telle comparaison pour certains paramètres sont présentes au tableau 8 de l'annexe. Dans un milieu homogène la relation entre les paramètres de (II-116) et (II-117) est donnée par $B = H / 3^{1/3}$, $\tau = \alpha t / 3$, et $u = 4\alpha t / (r/B)^2$

Cette comparaison est présentée graphiquement dans la figure (2-16) ci-dessous.

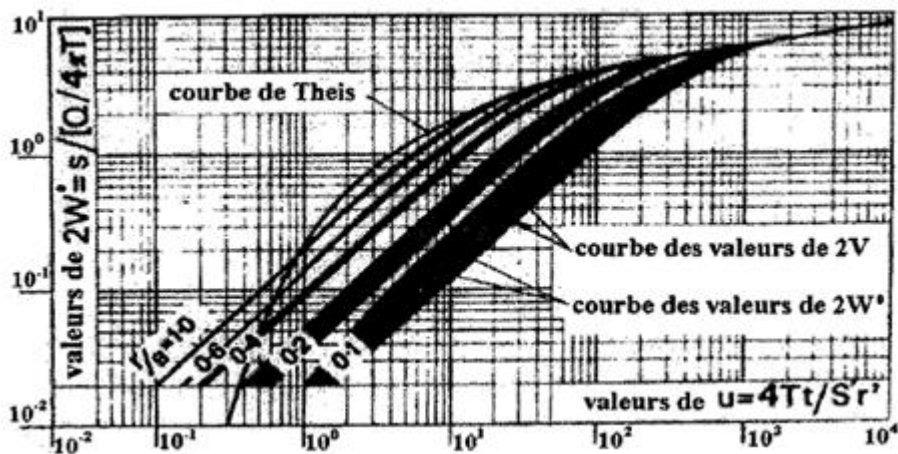


Figure (2-17): Comparaison des fonctions W et V (Streltsova et Rushton, 1973).

II-8-2 La résistance spécifique à l'écoulement dans la direction verticale :

La condition aux limites de la surface libre (II-106) est une condition de la variation de la position de la nappe d'eau dépendant de l'intensité du transfert vertical. L'approximation de différence finie de cette condition (II-109) suppose que le débit spécifique du transfert vertical peut être considéré varier linéairement avec la différence entre la charge hydraulique moyenne et celle de la surface libre. La résistance hydraulique spécifique moyenne de l'écoulement vertical Φ_z , et qui représente le rapport de la perméabilité verticale K_z sur l'épaisseur b_z de l'aquifère à travers laquelle la drainance prend place, peut être calculée dans le cas d'un milieu isotrope homogène telle que la troisième partie de l'épaisseur de l'aquifère :

$$\Phi_{z=h^0} = \frac{h^0}{3K} \dots\dots\dots(II - 118)$$

Une brève dérivation de ce résultat suit; une dérivation plus détaillée est donnée par Streltsova[1972]. Soit la résistance hydraulique verticale spécifique Φ_z , qui est inversement proportionnelle à la composante verticale de la vitesse v_z .

$$\Phi_z = (h - h^0) / v_z \dots\dots\dots(II - 119)$$

La composante verticale de la vitesse v_z , qui dépend de la distribution de la charge hydraulique $h(r, z)$ dans la direction verticale, peut être déterminée à partir de l'équation de continuité sous la forme

$$v_{z=h^0} = Kh^0 A(r) \dots\dots\dots(II - 120)$$

Où $A(r) = -\nabla^2 h$, ∇^2 est Laplacien et h la charge hydraulique moyenne (II-104) dans la direction verticale. On peut donc trouver la valeur de la charge hydraulique moyenne telle que

$$h = \left(\frac{h^{0^2}}{6} \right) A(r) + h_{z=0} \dots\dots\dots(II - 121)$$

En intégrant la vitesse verticale V_v et en remplaçant la charge hydraulique par la valeur moyenne, la charge hydraulique de la surface libre est :

$$h^0 = h_{z=h^0} = \left(\frac{h^0}{2}\right)A(r) + h_{z=0} \dots \dots \dots (II - 122)$$

En intégrant la vitesse verticale V_v et en faisant la substitution de $z=h^0$. Ensuite, si (II-120)- (II-122) sont insérées dans (II-119), la résistance hydraulique spécifique Φz peut être réduite à la forme de (II-118).

La précision du moyennement de la charge hydraulique sur toute la section verticale, en utilisant l'approximation des différences finies à la condition aux limites de la surface libre, et représentant la résistance spécifique par (II-120) est évaluée en comparant les résultats avec ceux de la solution alternative obtenue en utilisant la méthode des différences finies pour un exemple particulier de l'écoulement transitoire vers un puits pompe dans un aquifère à nappe libre. Les résultats numériques sont obtenus à partir des équations des différences finies résolues sur ordinateur.

II-8-3 Un exemple résolu par la méthode des différences finies (Streltsova et Rushton, 1973)

Streltsova considère le problème typique d'un puits dans un aquifère à nappe libre avec les conditions suivantes:

- Un puits pénétrant entièrement un aquifère à nappe libre d'une étendue infinie, et pompe à un débit constant $Q = 1000 \text{ m}^3 / \text{jour}$ à partir de l'instant $t = 0$.
- L'aquifère est homogène et isotrope avec une conductivité hydraulique $K = 5 \text{ m/jour}$. La hauteur initiale saturée est $H = 20 \text{ m}$.
- Le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère à nappe libre est $S' = 0.1$. L'eau est supposée être relâchée instantanément quand la nappe d'eau baisse. Les variations de l'emmagasinement au-dessous de la nappe d'eau sont négligées.
- La durée de pompage est limitée à deux jours, le facteur de temps $\tau = kt / S'H > 5$ étant tenu en compte, détermine par la durée du pompage quand l'intégrale exponentielle de Theis donne une bonne approximation au rabattement de la surface libre.

- Le modèle d'écoulement a été limité à une distance $R = 200$ m de l'axe du puits, qui dépasse le rayon d'influence du puits calculé comme suit $R=3 (Tt / S')^{1/2} = 134$ m.

L'intervalle de temps choisi est $\Delta t = 0.05$ jours. Le modèle d'écoulement a été divisé en 27 segments avec un espacement radial choisi afin de coïncider avec les valeurs numériques des courbes types présentées dans le tableau 6 de l'annexe.

Le modèle d'écoulement a été considéré comme un modèle simplifié avec une ligne des résistances horizontales aux points des nœuds auxquels ont été jointes les résistances verticales calculées pour un tiers de la hauteur originale saturée de l'aquifère selon (II-117).

L'amplitude de ces résistances a été calculée en utilisant les formules ci-dessous, lesquelles pour un écoulement radial

$$\Phi_{r,n,n+1} = \frac{1}{2\pi T} \log \frac{r_{n+1}}{r_n} \dots\dots\dots(\text{II} - 123)$$

$$\Phi_{z,n} = \frac{1}{3} H \frac{1}{\pi K (r_{n+1}^2 - r_n^2)} \dots\dots\dots(\text{II} - 124)$$

Où n et $n+1$ sont les distances horizontales de l'axe du puits au centre des segments voisins n et $n+1$, et r'_n et r'_{n+1} sont les distances horizontales de l'axe du puits aux limites du segment, voir la figure (2-117).

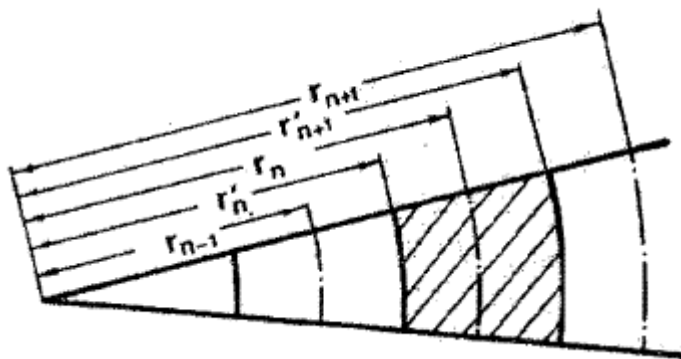


Figure (2-18): Segments de l'écoulement radial (Streltsova et Rushton, 1973).

Ensuite la représentation des différences finies de (2-103) et (2-111) au nœud n est

$$\frac{h_{n-1,t} - h_{n,t}}{\Phi_{r;n-1,n}} + \frac{h_{n+1,t} - h_{n,t}}{\Phi_{r;n,n+1}} + \frac{h_{n,t} - h_{n,t-\Delta t^0}}{\Phi_{z,n} + \Phi_{t;n}} = 0 \dots \dots \dots (2-125)$$

Ou'

$$\Phi_{r,n} = \frac{\Delta t}{\pi S'} \frac{1}{(r_{n+1}^2 - r_n^2)} \dots \dots \dots (2-126)$$

Le débit du puits est représenté par un terme additionnel à la partie droite de l'équation d'équilibre de l'eau au nœud représentant le puits.

Pour obtenir des résultats numériques pour chaque palier de temps, on doit résoudre toute une famille d'équations simultanées (II-125).

Les équations sont résolues pour la charge hydraulique à la surface libre comme pour la charge hydraulique moyenne. La figure (2-20) compare les résultats calculés pour la charge hydraulique de la surface libre avec ceux de la famille des fonctions W^0 des courbes types. La manière selon laquelle les points calculés suivent précisément les courbes types analytiques confirme que l'intensité du transfert vertical, qui est représentée par la diffusivité verticale de l'aquifère, entraîne une variation dans la position de la nappe d'eau.

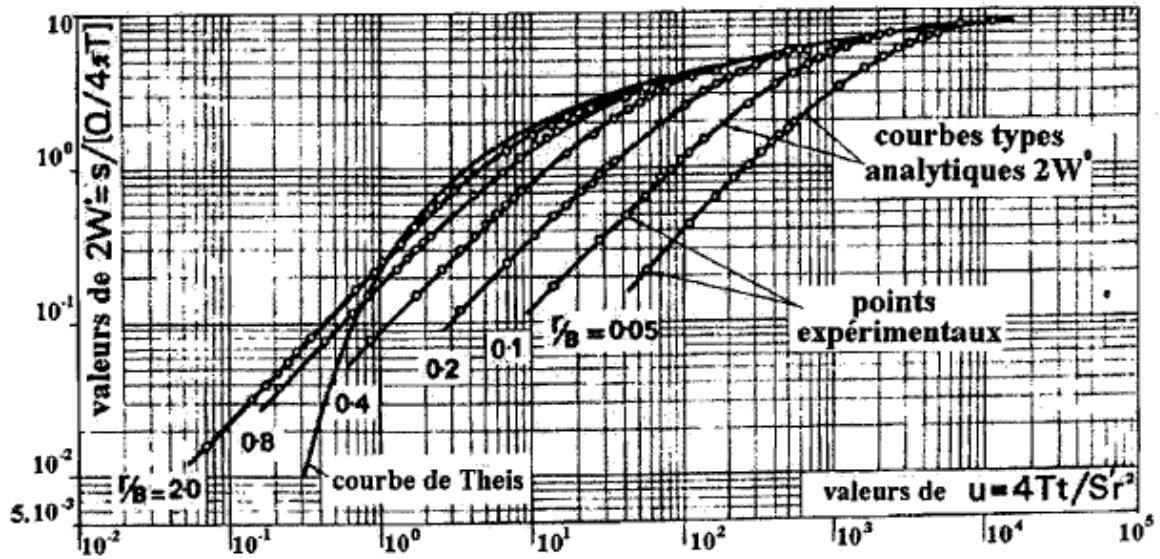


Figure (2-19): Comparaison des résultats calculés avec la famille de courbes des fonctions W^0 (Streltsova et Rushton, 1973).

II-8-4 Conclusion sur les travaux de Streltsova :

Streltsova, (1972) a considéré une solution générale pour le rabattement de la nappe d'eau autour du puits pompé dans un aquifère à nappe libre. Les comparaisons avec la solution de Boulton montrent des différences significatives dues aux hypothèses sur lesquelles ces équations sont basées.

L'hypothèse principale de cette solution est l'approximation des différences finies pour la condition de la surface libre, alors que la principale hypothèse de la solution de Boulton est la condition du débit constant par unité de longueur sur toute la profondeur du puits. L'approximation des différences finies est vérifiée pour le rabattement de la surface libre aussi bien que pour la charge hydraulique moyenne, qui d'habitude est considérée dans les problèmes de la surface libre.

II-9 Interprétation de Moench :

Des essais de pompage des aquifères à nappe libre analysés ont souvent eu comme résultats un débit spécifique trop faible pour être réaliste, en comparaison avec la méthode volume-équilibre. Moench (1994) a pris trois essais de pompage, pour analyser l'écoulement vers un puits à pénétration partielle, réalisés dans des aquifères

à nappe libre relativement homogènes, et en utilisant la théorie de Neuman (1974), il a montré que l'analyse de ces aquifères par la méthode des courbes types, donne des valeurs cohérentes du débit spécifique avec celles obtenues par les calculs volume-équilibre à long terme, pourvu que les effets de la pénétration partielle soient inclus et que les graphes de superposition soient utilisés avec un seul point commun correspondant pour toutes les données du rabattement mesuré.

Le drainage non instantané des pores dans la zone non saturée explique le fait que l'analyse par la méthode des courbes types et les calculs volume-équilibre donnent des valeurs du débit spécifique légèrement inférieures à celles obtenues dans les expériences de drainage de colonne au laboratoire. Ce qui explique aussi la légère sous-estimation de la conductivité hydraulique verticale par la méthode des courbes types.

Selon Moench, les faibles valeurs peu réalistes du débit spécifique obtenues par la méthode des courbes types peuvent être le résultat de ce qui suit :

- procédures inadéquates,
- mauvaises données,
- hétérogénéité de l'aquifère.

II-10 Conclusion sur les différentes méthodes :

Il existe différentes méthodes classiques d'interprétation des essais de pompage comme on a pu le voir précédemment. Les plus populaires de ces méthodes sont celle de Boulton, (1954, 1963) et celle de Neuman, (1972, 1974).

La méthode de Boulton, (1954) a été la première à fournir une explication raisonnée concernant les variations de la charge hydraulique observée dues à un essai de pompage. Sa méthode tient compte du drainage gravitaire diffère de la zone située

au dessus de la nappe d'eau. Cependant, l'inconvénient du modèle de Boulton est qu'il ne considère pas l'écoulement vertical dans l'aquifère, et par conséquent, ne peut être utilisé afin d'évaluer la conductivité hydraulique verticale. Ainsi, ce modèle est valable seulement à de grandes distances radiales au puits pompé, où l'écoulement peut être supposé horizontal.

La méthode de Neuman, (1972, 1974) tient compte des composantes verticales de l'écoulement dans l'aquifère et néglige les effets du drainage gravitaire différé de la zone située au dessus de la nappe d'eau. La méthode de Neuman suppose un drainage instantané de l'eau de la zone non saturée, en réponse à la baisse du niveau de la nappe d'eau.

La différence entre le modèle de Boulton (1963) et celui de Neuman (1974) est que Neuman suppose un drainage instantané de l'eau de la zone non saturée, alors que Boulton suppose un drainage différé en réponse à la baisse du niveau de la nappe d'eau.

Le modèle de Neuman, (1972, 1974) est le modèle préféré par beaucoup d'hydrogéologues, en raison de ses hypothèses simplificatrices et du fait que négliger les effets du drainage gravitaire différé de l'eau de la zone située au-dessus de la nappe d'eau semble raisonnable pour l'estimation des paramètres d'aquifère. Aussi, la méthode de Neuman a été retenue dans la norme ASTM D 5920, et ce en juin 1996. D'où le choix de la méthode de Neuman utilisée dans ce mémoire pour analyser les données des essais simulés numériquement.

CHAPITRE III

ANALYSE NUMERIQUE PAR LOGICIEL SEEP/W ET METHODE DES ELEMENT FINIS

III-1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation du logiciel d'éléments finis SEEP/W version 7 de la gamme GeoSlope office. L'utilisation de ce logiciel exige une bonne compréhension des phénomènes physiques impliqués, et une connaissance

des méthodes utilisées pour représenter le milieu et solutionner le problème. Pour cela, les hypothèses, les procédures de résolutions de ses systèmes d'équations et ses principales caractéristiques seront également présentées.

III-2 Description du logiciel SEEP/W :

Seep/w version 7 est l'un des huit logiciels d'éléments finis mis au point par la compagnie canadienne Geoslope International. Il permet de modéliser l'écoulement unidimensionnel et bidimensionnel ainsi que la distribution de la pression interstitielle dans un milieu poreux (sol ou roc) saturé et non saturé en régime permanent et transitoire.

Les sept autres logiciels qui lui sont complémentaires sont :

- CTRAN/W sert à la modélisation du transport de contaminants dans un milieu poreux.
- SIGMA/W est utilisé pour le calcul des contraintes et des déformations dans le sol. Ce logiciel sera détaillé plus tard.
- SLOPE/W pour analyser la stabilité des pentes et calculer le facteur de sécurité.
- TEMP/W pour analyser le gel et le dégel (permafrost).
- VADOSE/W pour la détermination de l'infiltration et l'évaporation et la transpiration des plantes de projets d'irrigation agricole, etc
- AIR/W pour calculer la pression de l'air en réponse au changement de la pression de l'eau
- QUAKE/W pour l'analyse de la dynamique des structures en terre soumis à des secousses sismiques et autres charge soudaine charges (dynamitage)

Tous ces logiciels d'éléments finis s'opèrent dans l'environnement Windows et leur résolution se fait par éléments finis.

Le logiciel SEEP/W est formé de trois modules qui sont : le préprocesseur, le processeur, et le post processeur. Ainsi :

- Le premier est le module SEEP/W DEFINE ou bien le préprocesseur dans lequel la géométrie du milieu, les propriétés géotechniques du sol et les conditions aux limites sont définis
- Le deuxième module est SEEP/W SOLVE ou bien le processeur: dans ce module s'effectuent les vérifications des éléments et des nœuds de la grille générée, par la suite, la résolution se fait par éléments finis (MEF).
- Le troisième module est le SEEP/W CONTOUR ou bien Le post processeur permettant l'interprétation des graphiques obtenus par SEEP /W SOLVE.

SEEP/W a divers domaines d'applications, soit l'hydrogéologie, la géotechnique mais encore en génie civil et en génie minier. Ce logiciel de simulations numériques, a été choisi pour sa disponibilité et la qualité et cela par plusieurs validations lors d'études antérieures (e.g. Chenaf,(1995, 1997), Yanful et al.,(1993) ; Chapuis et al.,(1993) ; Crespo,(1994) ; Bussière et al.,(1995), Aubertin et al.,(1997), Chenaf et Chapuis (1998), Chenaf et Chapuis (2007).

III-3 Équations et hypothèses de base du logiciel SEEP/W

SEEP/W est formulé sur l'hypothèse de base disant que l'écoulement de l'eau dans les milieux saturés et non saturés est soumis à la loi de Darcy :

L'hypothèse sur laquelle SEEP/W se base est que l'écoulement de l'eau dans les milieux saturés et non saturés est soumis à la loi de Darcy défini ci-dessous :

$$V = -K_i \dots \dots \dots (III.1)$$

V = vitesse de Darcy

K = Conductivité hydraulique

I = gradient hydraulique

SEEP/W se base aussi sur la résolution de l'équation aux dérivées partielles de l'écoulement souterrain exprimée dans le plan (x, y) également appelée équation de Richards (1931) qui est définie ci-dessous:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u_w) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(u_w) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \dots \dots \dots (III.2)$$

Où :

$K_x(u_w)$ = fonction de conductivité hydraulique dans la direction x , m/s

$K_z(u_w)$ = fonction de conductivité hydraulique dans la direction z, m/s

θ_w = teneur en eau volumique

Q = débit volumique d'eau de recharge ou de pompage ($m^3/m.s$)

t : temps (s)

h = charge hydraulique, m qui est donnée comme suit :

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \dots \dots \dots (III.3)$$

z : élévation, m

u_w : pression d'eau interstitielle, kPa

γ_w : poids volumique de l'eau

L'équation de Richards (1931) montre que la différence entre le débit entrant et le débit sortant d'un volume élémentaire autour d'un point donné de l'aquifère, est égal à la variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps.

En régime permanent, la dérivée de la teneur en eau volumique par rapport au temps est nulle car le flux entrant et le flux sortant d'un volume élémentaire de sol sont identiques. Par conséquent l'équation précédente devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(u) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = 0 \dots \dots \dots (III.4)$$

En régime transitoire, on considère que la teneur en eau volumique est une fonction de l'état de contrainte et des propriétés du sol en condition saturée et non saturée. Cette état de contrainte est décrit par deux variable ($\sigma - u_a$) et ($u_a - u_w$) (Fredlund and Morgenstern, (1976,1977),

Où

σ = la contrainte totale,

u_a = la pression d'air interstitielle

u_w = la pression d'eau interstitielle.

La variation de la teneur en eau volumique dans un volume de sol donné en conditions saturées ou non saturées, dépend de la variation des contraintes de chargement et des propriétés du sol par l'équation :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \dots \dots \dots (III.5)$$

Où :

m_1^w : pente du graphe $(\sigma - u_a)$ versus θ_w à $d(u_a - u_w)$ qui définit la pente de rétention capillaire. Elle représente le taux d'eau absorbé ou relâché par un sol lorsque la succion matricielle varie. Elle est également appelé coefficient de changement de volume m_v Lambe and Whitman, (1969).

m_2^w : pente du graphe $(u_a - u_w)$ versus θ_w à $d(\sigma - u_w)$ nul (pente de la courbe d'emmagasinement), notée aussi sim_w .

σ : contrainte totale dans la direction de x et/ou y

u_a : pression d'air interstitiel

u_w : pression d'eau interstitielle.

En combinant l'équation (III.2) et (III.5) on a :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \dots \dots \dots (III.6)$$

La formulation de SEEP/W utilise deux hypothèses principale sur l'état de contrainte, et sont les suivantes :

1. Aucun charge ou décharge extérieure n'est exercées sur la masse de sol, par conséquent la contrainte totale σ reste constante.
2. La pression interstitielle de l'air est égale à la pression atmosphérique durant toute la phase transitoire ce qui veut dire que $\partial \sigma / \partial t = 0$.

A partir de ces deux hypothèses on déduit que $(\sigma - u_a)$ reste constant dans le temps et n'a aucune influence sur la variation de la teneur en eau volumique. Cette dernière est donc uniquement une fonction de $(u_a - u_w)$. En sachant que u_a est constante, donc la variation de la teneur en eau volumique (θ) dans le temps est seulement en fonction de la pression interstitielle de l'eau (u_w). Chenaf, (1997) et cela par la relation :

$$\partial\theta = m_w \cdot \partial u_w \dots \dots \dots (III.7)$$

La charge hydraulique définie précédemment par l'équation (III.3) devient :

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \dots \dots \dots (III.8)$$

Ainsi :

$$\partial\theta = m_w \cdot \gamma_w \cdot \partial(h-z) \dots \dots \dots (III.9)$$

En remplaçant θ dans l'équation générale (III.2), on aura :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(u) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial(h-z)}{\partial t} \dots \dots \dots (III.10)$$

En sachant que l'élévation z est constante, alors l'équation devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(u) \frac{\partial h}{\partial z} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (III.11)$$

L'équation (III.11) représente une solution qui est la fonction $h(x,y,t)$ qui définit la charge hydraulique au point (x,y) de l'aquifère et cela en tout temps t .

Dans un sol non saturé, un changement de la pression (u) est toujours accompagné d'un changement de la teneur en eau (θ) et de la conductivité hydraulique (K) et cela exige la connaissance des courbes caractéristiques $K(u)$ et $\theta(u)$. En effet, lorsque la saturation est atteinte, la teneur en eau volumique (θ) est égale à la porosité du sol (n). Ces fonctions présentent des hystérésis du fait qu'elles n'ont pas la même courbe lorsque le sol s'assèche ou s'humecte Rivard, (1995).

L'équation (III.11) représente le cas où les deux directions orthogonales x, y sont les deux directions principales d'anisotropie. Lorsque la première direction principale du coefficient de conductivité hydraulique fait un angle arbitraire α avec l'axe des x, l'équation précédente devient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx}(u) \frac{\partial h}{\partial x} + K_{xy}(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yx}(u) \frac{\partial h}{\partial x} + K_{yy}(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (III.12)$$

Où:

$$K_{xx} = K_1 \cos^2 \alpha + K_2 \sin^2 \alpha$$

$$K_{xy} = K_{yx} = (K_1 - K_2) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$K_{yy} = K_1 \sin^2 \alpha + K_2 \cos^2 \alpha$$

Avec :

K_1 : conductivités hydrauliques principales maximales.

K_2 : conductivités hydrauliques principales minimales.

La direction principale majeure par rapport à l'axe x est définie par l'angle α .

La forme du tenseur de conductivité hydraulique anisotrope dans le cas général plan est

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (III.13)$$

Si les axes principales x et y sont les axes d'anisotropie, l'angle α est nul, et la matrice [K] devient :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{bmatrix} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

K_x : conductivité dans la direction majeure d'anisotropie, déterminée par la fonction de conductivité hydraulique,

K_y : conductivité dans la direction minimale d'anisotropie, déterminée à partir du rapport d'anisotropie : $n = K_x / K_y$.

III-4 Formulation de la solution par éléments finis de l'E.D.P :

La méthode d'élément fini est une méthode d'analyse numérique permettant l'obtention de solutions à nombreux problèmes, particulièrement l'écoulement d'eau souterrain, qui est le domaine que nous étudions dans ce mémoire

Le principe de la méthode d'élément fini est de transformer l'équation différentielle partielle en une équation intégrale incluant des dérivés de premier ordre seulement. Cette méthode consiste à discrétiser le domaine D en éléments de taille finie et de décomposer la fonction inconnue $h(x, y)$ sur chaque élément sur un ensemble de fonctions puis écrit une fonction intégrale.

Trois conditions aux limites sont nécessaires : (figure 3-1) :

- Condition de charge imposée sur la frontière du massif ;
- Condition de flux imposé (flux nul sur une surface imperméable) sur la base du massif
- Condition de pression imposée (surface libre ou de suintement) sur la frontière

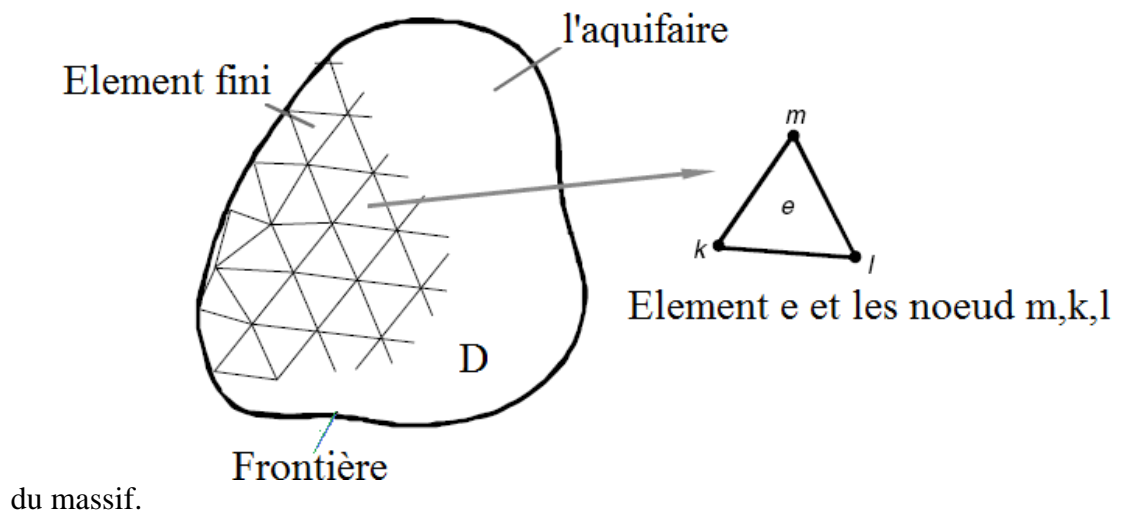


Figure (3-1) : Région de l'aquifère partiellement subdivisée par les éléments finis et l'élément typique

La solution de l'équation est la fonction représentant la charge hydraulique $h(x,y,t)$ en tout temps et en tout point (x,y) de l'aquifère satisfaisant l'équation de Laplace généralisée. La résolution numérique par la méthode des éléments finis de l'équation (III.11) est décrite sur plusieurs ouvrages (Pinder and Gray,

(1977) ;Zienkiewicz and Taylor, (1991). La méthode utilisée dans SEEP/W est celle de Galerkin (1915) constituant un cas particulier de la méthode des résidus pondérés et permettant la résolution de problème impliquant des équations aux dérivées partielles d'ordre impair.

La méthode générale de Galerkin est introduite en considérant les équations suivantes :

$$L\{u(x,y)\}=0 \quad \forall (x,y) \in D \dots\dots\dots (III.15)$$

Où :

D est le domaine et L l'opérateur de la fonction $u(x, y, t)$.

On considère la fonction $\hat{u}(x, y, t)$ comme étant une approximation de $u(x, y, t)$.

$$u(x,y,t) \approx \hat{u}(x,y,t) \dots\dots\dots (III.16)$$

Et ainsi définie par la combinaison linéaire suivante :

$$\hat{u}(x,y,t) = \sum_{j=1}^M a_j(t) \Phi_j(x,y) \dots\dots\dots (III.17)$$

Où M est le nombre d'éléments.

On définit le résidu R par :

$$R(x,y,t) = L\{\hat{u}(x,y,t)\} \dots\dots\dots (III.18)$$

Soit

$$R(x,y,t) = L \left\{ \sum_{j=1}^M a_j(t) \Phi_j(x,y) \right\} \dots\dots\dots (III.19)$$

Dans le cas où la solution exacte est égale à la solution approchée, le résidu est donc nul. La plus petite valeur du résidu correspond alors à la meilleure approximation et l'équation devient :

$$\int R W_i dD = 0 \quad \text{avec: } i=1, M \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

W_i est la fonction de pondération, qui est aussi la fonction Φ_i dans la méthode de Galerkin.

Par conséquent L'équation peut s'écrire comme :

$$\int R \Phi_i dD = 0 \quad \text{avec } i=1, M, \dots \dots \dots (III.21)$$

En remplaçant R par son expression, on obtient :

$$\int L \left\{ \sum_{i=1}^M a_j(t) \Phi_j(x,y) \right\} \Phi_i dD = 0 \quad \text{avec } i=1, M, \dots \dots \dots (III.22)$$

$$L\{h\} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \dots \dots \dots (III.23)$$

$$h(x,y,t) = \sum_{j=1}^M h_j(t) \Phi_j(x,y) \dots \dots \dots (III.24)$$

En exprimant $L\{h\}$ par l'équation (III.22) dans l'équation (III.23), on aura :

$$\int \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \right\} \Phi_i dD = 0 \dots \dots \dots (III.25)$$

En remplaçant h par son expression (III.24), l'équation précédente devient :

$$\int \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial (\sum_{j=1}^M h_j \Phi_j)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial (\sum_{j=1}^M h_j \Phi_j)}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \frac{\partial (\sum_{j=1}^M h_j \Phi_j)}{\partial t} \right] \Phi_i dD = 0 \dots \dots \dots (III.26)$$

Après simplification :

$$\int \left[\sum_{j=1}^M h_j \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Phi_j}{\partial x} \right) + \sum_{j=1}^M h_j \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \Phi_j}{\partial y} \right) + Q - m_w \gamma_w \sum_{j=1}^M \Phi_j \frac{\partial h_j}{\partial t} \right] \Phi_i dD = 0 \dots \dots \dots (III.27)$$

On constate que équation (III.27) génère trois matrices dépendantes de la fonction Φ_i , et des vecteurs de système qui sont fonction de la distance (x) et du temps (t).

L'équation différentielle s'écrit :

$$[C]\{H\} + [S]\{H\},t = \{Q\} \dots \dots \dots (III.28)$$

Avec :

[C] : matrice des éléments caractéristiques ;

[S] : matrice de masse ;

{Q} : vecteur de débit (pompe ou injecté) ;

{H} : vecteur $\{h_1, h_2, \dots, h_n\}$;

{H},t : vecteur dérivée (dh/dt) du vecteur de charge par rapport au temps.

- Matrice des éléments caractéristiques :

$$[C] = \int [B]^T [K] [B] dD \dots \dots \dots (III.29)$$

Dont les éléments typiques sont :

$$C_{ij} = \int \left[K_x \frac{\partial \Phi_j}{\partial x} \frac{\partial \Phi_i}{\partial x} + K_y \frac{\partial \Phi_j}{\partial y} \frac{\partial \Phi_i}{\partial y} \right] dD \dots \dots \dots (III.30)$$

- Matrice de masse :

$$[S] = \int [N]^T \lambda [N] dD \dots \dots \dots (III.31)$$

Et dont les coefficients sont :

$$s_{ij} = \int m_w \gamma_w \phi_i \phi_j dD \dots \dots \dots (III.32)$$

- Vecteur de débit :

$$\{Q\} = q \int [N]^T dA \dots \dots \dots (III.33)$$

Dans un domaine D, les coefficients sont :

$$q_{ij} = \int Q \phi_i dD \dots \dots \dots (III.34)$$

Avec :

[B] : matrice des dérivées des fonctions de forme (fonctions d'interpolation, $\Phi_j(x,y)$)

[N] : matrice des fonctions d'interpolation ;

λ : produit $m_w \cdot \gamma_w$,

q : débit par unité de surface, appliqué au bord de l'élément.

Ainsi l'équation (III.27) s'écrit :

$$\int ([B]^T [K] [B]) dV\{H\} + \int \lambda [N]^T [N] dV\{H\}, t=q \int [N]^T dA \dots \dots \dots (III.35)$$

Dans le cas 2D, l'intégrale de volume devient une intégrale de surface étant donné que l'épaisseur b est considérée constante à travers tout l'élément. Ainsi, l'équation devient

$$b \int ([B]^T [K] [B]) dA\{H\} + b \int \lambda [N]^T [N] dA\{H\}, t=q b \int [N]^T dL \dots \dots \dots (III.36)$$

par contre dans cas axisymétrique, l'épaisseur b est remplacée par la distance radiale R à l'axe de symétrie qui est variable.

l'équation devient donc dans le cas axysymétrique :

$$\int ([B]^T [K] [B] R) dA\{H\} + \int \lambda [N]^T [N] R dA\{H\}, t=q \int [N]^T R dL \dots \dots \dots (III.37)$$

SEEP/W utilise l'intégrale numérique de Gauss permettant ainsi de former la matrice caractéristique [C] et la matrice de stockage [S]. Le choix du nombre de points d'intégration est fonction de la forme de l'élément et de la présence des nœuds secondaires. Les éléments peuvent être quadrilatères ou triangulaires sans ou avec des nœuds secondaires, pour un élément quadrilatère on a 4 ou 9 nœuds d'intégration alors que pour un élément triangulaire, on a seulement 1 ou 3 nœuds d'intégration.

La technique de substitution répétée qui est une technique itérative utilisée par Seep/W, dont laquelle la norme Euclidienne du vecteur de pression sert à mesurer la précision :

$$\|H\| = \left(\sum_{j=1}^M |H_j|^2 \right)^{1/2} + 1 \dots \dots \dots (III.38)$$

Avec :

n = nombre de nœuds

H = charge totale moins l'élévation du nœud j

La solution converge lorsque la différence des résultats du vecteur de pression entre deux itérations successives est égale à la tolérance fixée pour l'analyse.

Après l'obtention d'une solution convergente et la connaissance des charges nodales, le logiciel calcule les gradients hydrauliques et les vitesses de Darcy en chaque point d'intégration, les gradients sont déterminés par intégration gaussienne en utilisant l'équation suivante :

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B] \{H\} \dots \dots \dots (III.39)$$

Ou:

i_x : gradient dans la direction x

i_y : gradient dans la direction y

[B] : la matrice du gradient ;

{H} : vecteur de charge dans les nœuds.

Les vitesses de Darcy à chaque point d'intégrale sont calculées comme :

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix} = [K][B]\{H\} \dots \dots \dots (III,40)$$

V_x : vitesse dans la direction x

V_y : vitesse dans la direction y

[K] : matrice de conductivité hydraulique.

Le débit est calculé par le logiciel SEEP/W à partir des charges nodales et des coefficients de l'équation globale d'éléments finis. Le calcul se fait par addition de

l'écoulement du côté de chaque nœuds vers celui de son voisin, et cela par un bilan de masse entre un ou plusieurs nœuds.

En résumé, la résolution d'une équation d'éléments finis permet de calculer la charge pour chacun des éléments. La liste suivante résume les méthodes opératoires de SEEP/W :

1. Les éléments peuvent être quadrilatères ou triangulaires avec ou sans nœuds secondaires
2. La distribution de la charge dans un élément suit la fonction d'interpolation de Bathe (1982).
3. L'équation générale différentielle en fonction de la charge hydraulique (h) est utilisée la méthode des résidus pondérés de Galerkin.
4. La méthode des différences finies est utilisée pour l'intégration du temps ;
5. L'intégration numérique de Gauss est employée pour la formation de la matrice des éléments et de la matrice de masse
6. la résolution des équations par éléments finis utilise la technique d'élimination Gaussienne;
7. La convergence et la précision s'effectuent avec la Norme Euclidienne du vecteur pression.

III-5 Remarque et conclusion :

Le logiciel de simulations numériques SEEP/W version 7, a été choisi pour la qualité des résultats obtenus lors d'études antérieures Chenaf,(1995, 1997), Yanful et al.,(1993) ; Chapuis et al.,(1993) ; Crespo,(1994) ; Bussière et al.,(1995) Aubertin et al.,(1997), Chenaf et Chapuis (1998), Chenaf et Chapuis (2007).

La précision des résultats de ce modèle numérique dépend des paramètres de convergence, le maillage, le choix d'éléments, etc.... Les éléments triangulaires sont moins précis que les quadrilatères, car ils ne contiennent pas autant de points d'intégration que les éléments quadrilatères, de plus les éléments doivent être le plus carré possible, afin d'avoir plus de précision des résultats, il est préférable d'augmenter le nombre d'éléments et de réduire leur taille de façon à éviter les éléments allongés.

On peut conclure que Le logiciel SEEP/W est un outil moderne et très puissant, très efficace pour la modélisation des écoulements de l'eau dans le sol.

CHAPITRE IV

ESSAIS DE POMPAGE DANS UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE HOMOGENE ET ISOTROPE

II-1 Introduction :

Ce chapitre présente un modèle de simulation par éléments finis d'un essai d'aquifère en milieu libre supposé infini. Il sera présenté les résultats des débits, de distributions de la charge hydraulique, et des rabattements hydrauliques obtenus en régimes permanents et transitoires.

II-2 Modèles conceptuels et numériques analysés en phase de pompage :

Dans tous les cas d'aquifères simulés numériquement, il s'agit d'un aquifère à nappe libre, horizontal d'épaisseur constante $b = 10\text{m}$. On suppose un puits de pompage de 20 cm de diamètre pénétrant totalement un aquifère à nappe libre, avec un débit de pompage constant égal à $199\text{ m}^3/\text{jour}$. Cette aquifère est rechargé par un lac à charge constante $h_R = 9\text{ m}$ à une distance radiale $r = R = 300\text{ m}$ de l'axe du puits de pompage.

II-3 Analyse des résultats du cas homogène isotrope

II-3-1 Analyse en régime permanent

Il s'agit d'un aquifère à nappe libre horizontale, d'épaisseur constante, homogène et isotrope. Les conditions aux limites en régime permanent, ne dépendent pas du temps. La base de l'aquifère représente une frontière imperméable (aquitard). Un débit total nul ($Q = 0$) est imposé sur tous les nœuds de cette frontière inférieure du modèle. Une charge constante ($H=9\text{m}$) est appliquée sur la frontière droite du modèle représentant la recharge à la périphérie ($r = 300\text{m}$). A $r = 0,1\text{m}$, une charge de $h_w=5$ représentant la paroi du puits m est appliquée. Le rabattement au puits est donc de $s_w=4\text{ m}$. Voir figure (4-1).

On considère au départ que 100 itérations au maximum par incrément de temps seront suffisantes pour la convergence de la simulation numérique. La tolérance sur le résultat numérique est fixée à 0,001%, c'est-à-dire le pourcentage maximum de l'écart toléré entre les résultats obtenus à deux itérations successives. Le temps de pompage est de $9 \cdot 10^3\text{ s}$

La simulation en régime permanent fait l'objet de la première étape de cette étude. La deuxième partie présentera l'étude en régime transitoire.

II-3-1-1 Maillage

Le modèle numérique considéré est axisymétrique. Le maillage en éléments finis de ce modèle est représenté par : 4073 éléments quadrilatères à 4 nœuds chacun, avec un nombre total de 4404 nœuds, figure (4-1).

II-3-1-2 Matériau formant l'aquifère :

Le matériau formant l'aquifère est décrit par deux courbes caractéristiques, la conductivité hydraulique $K(u)$ et la teneur en eau volumique $\theta(u)$.

II-3-1-3 Conductivité hydraulique et teneur en eau :

La conductivité hydraulique saturée du matériau de l'aquifère est prise égale à 10^{-4} m/s. La fonction de la conductivité hydraulique versus la pression interstitielle u , a été estimée à l'aide de la fonction de Fredlund et Xing donnée par GeoStudio (2007). La courbe de la conductivité hydraulique introduite au modèle est représentée par la figure (4-2).

Il a été supposé que la teneur en eau volumique du matériau à la saturation $\theta=0,35$. La fonction teneur en eau versus pression interstitielle a été estimée à l'aide d'une fonction échantillon pour un sable. La courbe de la teneur en eau est représentée par la figure (4-3).

II-3-1-4 Analyse des résultats du cas homogène isotrope

Pour le régime permanent, on compare les résultats obtenus par SEEP/W avec les méthodes théoriques. Le débit de pompage de l'aquifère pour le cas permanent est calculé à partir de la formulation de Dupuit, (1863) :

$$Q_w = \pi K \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{\ln(r_1 / r_2)} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec

Q_w : le débit de pompage,

k : la conductivité hydraulique isotopique saturée.

h_1 : la charge hydraulique à $r=r_1$

h_2 : la charge hydraulique à $r=r_2$.

Dans le cas où :

$h_1=h_R$ et $h_2=h_w$ et si $r_1=R$ et $r_2=r_w$

L'expression de Q_w devient :

$$Q_w = \pi K \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

R : le rayon d'influence,

r_w : le rayon du puits,

h_R : la charge hydraulique au rayon d'influence

h_w : la charge hydraulique au puits de pompage

II-3-1-5 Résultats :

Après avoir effectué la simulation numérique du modèle avec SEEP/W, on aboutit au débit de pompage suivant :

$$Q_{wNUM} \text{ [?] } = 0.00033 * 2\pi = 0.00207 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (IV-2)$$

$$Q_{wNUM} \text{ [?] } = 0.00207 * 3600 * 24 = 179 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Donc

$$Q_{wNUM} = 179 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Le débit de pompage théorique de l'aquifère en régime permanent est calculé à partir de la formulation de Dupuit (1863) :

$$Q_w = \pi K \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)}$$

En remplaçant avec leurs valeurs

$$Q_w = \pi 0.0001 \frac{(9^2 - 5^2)}{\ln(300/0.1)} = 0.0022 \text{ m}^3 / \text{s} \dots\dots\dots (IV - 3)$$

$$Q_w = 0.0022 * 3600 * 24 = 190 \text{ M}^3 / \text{S}$$

Donc,

$$Q_{wTHE} = 190 \text{ m}^3/\text{jour}$$

L'erreur entre le débit numérique et le débit théorique est de 0.06 %. Cette erreur peut être allouée à la discrétisation en éléments finis du domaine ainsi que l'absence de calcul de la surface de suintement.

II-3-1-6 Calcul de la surface de suintement par SEEP/W :

a- Changement du maillage :

Afin de retrouver une bonne surface libre et pour calculer la surface de suintement, un changement du maillage est nécessaire. A cet effet, la région proche du puits ainsi que la partie haute où se situe la surface libre de la nappe a été raffinée. Le nouveau maillage est, donc, composée de 5730 éléments et 5960 nœuds. Ce nouveau modèle est représenté par la figure(4-4).

b-Conditions aux limites :

Une charge hydraulique $h_w=5\text{m}$ pour ($r=0,1\text{m}$ et $0\text{m}<z<5\text{m}$) est imposée. Tandis que pour les nœuds se situant à ($r=0,1\text{m}$ et $5\text{m}<z<9\text{m}$), une charge hydraulique $h=z$ est appliquée. Cette condition veut dire que la charge sur la surface de suintement est égale à l'élévation $h=z$ car $u=u_{\text{atm}}=0$ (condition de pression atmosphérique).

Du fait que la hauteur de la surface de suintement est inconnue, une procédure itérative est suivie : dans une première étape, une charge hydraulique $h=z$, sur tous les nœuds se situant à ($r=0,1\text{m}$ et $5\text{m}<z<9\text{m}$) est imposée. Après analyse numérique, la charge sur la crépine inférieure à l'élévation de la surface libre de l'aquifère, est imposée égale à l'élévation du nœud dans l'étape suivante de calcul, sinon elle est laissée libre (non imposée). Cette procédure itérative est celle déjà décrite par Chapuis et al. (1993).

Les autres conditions aux limites sont restées intactes par rapport au modèle précédent.

La figure (4-5) représente la nappe phréatique trouvée numériquement avant calcul de la surface de suintement.

La figure (4-6) représente la surface libre trouvée après le calcul de la surface libre, on peut constater que cette dernière forme un cône de dépression proche du puits. Ainsi, la sortie de la nappe phréatique est à $h=z=6.6\text{m}$, ce qui donne une hauteur de la surface de suintement égale à $1,6\text{m}$. Donc, le raffinement de la grille ainsi que le changement des conditions aux limites ont amélioré énormément la forme de la surface libre proche du puits.

La figure (4-8) représente une comparaison des nappes phréatiques trouvées numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.

b- Calcul du débit après le calcul de la surface de suintement :

$$Q_{wNUM} = 0.00036744 * 2\pi = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (IV-2)$$

$$Q_{wNUM} = 0.0023 * 3600 * 24 = 199 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Donc

$$Q_{wNUM} = 199 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Le débit de pompage théorique de l'aquifère en régime permanent est calculé à partir de la formulation de Dupuit (1863) :

$$Q_w = \pi K \frac{(h_R^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)}$$

En remplaçant avec leurs valeurs

$$Q_w = \pi 0.0001 \frac{(9^2 - 5^2)}{\ln(300/0.1)} = 0.0022 \text{ m}^3 / \text{s} \dots\dots\dots (IV - 3)$$

$$Q_w = 0.0022 * 3600 * 24 = 190 \text{ M}^3/\text{S}$$

Donc,

$$Q_{wTHE} = 190 \text{ m}^3/\text{jour}$$

La différence entre le débit numérique calculé par SEEP/W et le débit théorique donné par la relation de Dupuit (1963) est de $0,04 \%$. Cette valeur est plus faible que la valeur

trouvée dans l'analyse de la Grille précédente et avant le calcul de la surface de suintement et ainsi, s'approche considérablement du débit théorique.

II-3-1-7 Forme de surface libre :

a- L'équation représentative de la surface libre selon Dupuit (1863):

La formule de Dupuit donnant le débit traversant entièrement une nappe phréatique à fond horizontal, exprimée en IV-2, est prouvée être exacte (Tcharnyi, 1951 et Schneebeli, 1956).

Cependant, la forme de la surface libre rabattue qui a pour équation :

$$h^2(r) = h_w^2 + \frac{h_R^2 - h_w^2}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \times \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) \dots \dots \dots (IV - 4)$$

ignore l'existence d'une surface de suintement. Elle considère que la surface libre se raccorde avec le plan d'eau dans le puits. Elle considère aussi que la charge hydraulique h n'est fonction que de la distance radiale r au centre du puits. De ce fait, les équipotentielles sont supposées être des cylindres verticaux concentriques Chenaf et Chapuis, (1998). Et donc on devrait obtenir une surface libre au voisinage du puits plus élevée que celle de l'équation de Dupuit.

Une équation représentative de la surface libre au voisinage du puits a été développée par Chenaf et Chapuis en (2007).

b- L'équation représentative de la surface libre au voisinage du puits de Chenaf et Chapuis (2007):

i- Position de la surface de suintement :

Chenaf et Chapuis (2007), ont démontré que les résultats numériques peuvent être représentés par une équation de troisième degré :

$$y = 0.0539x^3 - 0.0446x^2 - 1.2633x + 2.9896 \dots \dots \dots (IV-5)$$

Où :

$$x = \log\left(\frac{1000\pi k r_w^2}{Q_{\max}}\right) \text{ et } y = \frac{\pi k h_{a,\min}^2}{Q_{\max}} \dots \dots \dots (IV-6)$$

Les équations (IV-5) et (IV-6) prévoient la hauteur maximale de la surface libre pour la condition $h_w=0$. Ainsi pour $h_w>0$, la position de la surface libre, h_a , est prévue par l'équation suivante :

$$h_a = h_R \times \left(\frac{h_{a,\min}}{h_R} + \left(1 - \frac{h_{a,\min}}{h_R}\right) \times \left(\frac{h_w}{h_R}\right)^2 \right) \dots\dots\dots (IV-7)$$

ii- Prévion de la position de la nappe phréatique :

D'après Chenaf et Chapuis (2007), la position de la nappe phréatique peut être prévue par l'équation de Dupuit (1863) pour une distance $r>1,5 h_R$.

Pour $r<1,5 h_R$, la position de la nappe phréatique peut être prévue en utilisant de simples considérations géométriques. Premièrement, la courbe représentative doit passer par deux points extrêmes ($r = r_w, h = h_a$) et ($r = R, h = h_R$). Deuxièmement, elle doit joindre la courbe de Dupuit à ($r=1,5h_R, h=h_D$) où h_D est donnée par l'équation (IV-14). La simple courbe qui passe par ces trois points est une équation du second degré :

$$h = \alpha x^2 + \beta x + h_a \dots\dots\dots (IV-8)$$

Où :

$$x = \log(r / r_w) \dots\dots\dots (IV-9)$$

$$a = \log(R / r_w) \dots\dots\dots (IV-10)$$

$$b = \log(1.5h_R / r_w) \dots\dots\dots (IV-11)$$

$$\alpha = [b(h_R - h_a) - a(h_D - h_a)] / (a^2b - ab^2) \dots\dots\dots (IV-12)$$

$$\beta = [b^2(h_R - h_a) - a^2(h_D - h_a)] / (ab^2 - a^2b) \dots\dots\dots (IV-13)$$

$$h_D = \left[h_R^2 - (Q/\pi K) \ln(R/1.5h_R) \right]^{0.5} \dots\dots\dots (IV-14)$$

c- Vérification de l'équation de Dupuit (1963) ainsi que celle de Chenaf et Chapuis (2007) :

i- Vérification de l'équation de Dupuit :

La formulation de Dupuit représentée par l'équation (IV-4) est comparée, aux résultats numériques obtenus par la méthode d'éléments finis. Les figures (4-9) et (4-10) illustrent la surface libre trouvée par SEEP/W comparée avec celle calculée par la formulation de Dupuit. La figure (4-10) montre très bien que la surface libre pour une distance $r > 1,5 h_R$ (pour notre modèle $1,5h_R = 1,5 * 9 = 13.5m$) peut être prévue par la formulation de Dupuit. Cependant, l'équation de Dupuit ne donne pas la surface libre exacte dans la zone proche du puits, du fait qu'elle néglige l'écoulement non saturé. La figure (4-9) prouve l'inexactitude de l'équation de Dupuit, et montre qu'en réalité pour ce modèle il existe une surface de suintement d'une hauteur de 1,6m.

ii- Vérification de l'équation de Chenaf et Chapuis (2007) :

Chenaf et Chapuis (2007) ont proposé une nouvelle équation pour calculer la surface libre de la nappe proche du puits, Après application des équations (IV-5), (IV-6) et (IV-7) sur les données du modèle présenté, la position de la surface de suintement calculée théoriquement est trouvée égale à $h_a = 6.599$ m. L'erreur entre cette valeur et celle trouvée par SEEP/W est de 0,01m. Cette erreur peut être considérée négligeable par rapport à la longueur du modèle.

La valeur de h_a obtenue théoriquement a été exploitée pour le calcul de la surface de suintement en utilisant les équations de (IV-8) à (IV-14). La figure (4-11) illustre la surface libre calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis avec celle trouvée par SEEP/W.

La figures (4-11) montre que les charges hydrauliques calculées par Chenaf et Chapuis et celle calculée par SEEP/W prennent des valeurs très proches les unes des autres.

En comparant la formulation de Chenaf et Chapuis avec la formulation du Dupuit, il a été remarqué qu'elle donne une présentation meilleure de la surface libre proche du puits.

Donc, il est à conclure que la formulation de Chenaf et Chapuis (2007) donne une présentation meilleure de la surface libre proche du puits. C'est une méthode qui constitue un progrès dans le domaine de la définition exacte de la surface libre de la nappe phréatique proche du puits et de la surface de suintement. A notre connaissance, à ce jour aucune autre méthode de calcul de la surface de suintement n'existe.

II-3-2 Analyse en régime transitoire :

Pour le régime transitoire, il s'agit de retrouver la transmissivité T et le coefficient d'emmagasinement S de l'aquifère ainsi que les distributions de charge hydraulique $h(r,t)$ et du rabattement $s(r, t)$ en fonction de la distance radiale r et du temps t. Les valeurs de transmissivité T et d'emmagasinement S sont déterminées par la méthode de superposition des courbes type de Neuman, pour l'aquifère homogène et isotrope. Les représentations graphiques du rabattement $s(r, t)$ en fonction du temps t à des distances radiales r fixées, ainsi qu'en fonction de r, à des temps fixés sont nécessaires pour l'application de ces méthodes.

Le maillage adopté est le même que celui utilisé dans l'analyse en régime permanent. Les conditions aux limites sont des fonctions du temps. Une fonction 1 représente la recharge à $r = 300\text{m}$, la charge à ce niveau est constante de 9 m quelque soit le temps t. Le pompage simulé dure 10^9s .

Au niveau du puits de pompage, une fonction 2 est imposée représentant le débit qui nous permettra d'atteindre un rabattement maximal de 5 m en régime d'équilibre (régime permanent). Ce débit correspond au débit numérique calculé par SEEP/W et présenté à l'équation (IV-2). Le débit par unité de surface à imposer est :

$$q(t) = \frac{2\pi \times Q_{num}}{2\pi \times r_w \times h_w} \dots \dots \dots (IV-15)$$

En remplaçant par leurs valeurs :

$$q(t) = \frac{2\pi \times 0.366 \times 10^{-3}}{2\pi \times 0.1 \times 5} = -0.732 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

La base de l'aquifère est imperméable comme en régime permanent. Une fonction 3 représentant un débit nul quelque soit le temps, $Q(t) = 0$, est donc imposée sur cette frontière.

Le maillage et conditions aux limites du fichier transitoire sont présentés sur la figure (4-12).

Pour les conditions initiales, on considère que le gradient d'écoulement de l'eau est nul avant pompage, ce qui correspond à la condition hydrostatique. Ainsi, le modèle initial est pris tel que les charges hydrauliques au puits et à la frontière sont égales à 8.999 m et 9 m. Ce qui donne un gradient d'écoulement horizontal de l'eau de $2 \cdot 10^{-5}$. Valeur négligeable considérée nulle en pratique.

II-3-2-1 Interprétation des résultats :

a- Courbes rabattement-temps

La figure (4-14) représente la réponse au pompage à un débit constant $Q = 2,310^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ de l'aquifère en terme de rabattement de la nappe à sa base ($z=0\text{m}$) en fonction du temps et cela à différentes distances radiales du puits, soient $r = 0.1\text{m}, 1\text{m}, 5\text{m}, 10\text{m}, 15\text{m}, 25\text{m}, 50\text{m}, 75\text{m}, 100\text{m}, 150\text{m}, 250\text{m}$.

On constate que les rabattements commencent à se stabiliser à partir de l'instant $t = 10^7 \text{ s}$ temps à partir duquel le régime permanent est atteint. D'après la figure 7 on peut remarquer que les courbes de rabattement-temps en forme de S est observé jusqu'à une distance radiale du puits pompé de 75m, mais au-delà, on constate la disparition de ces dernières et l'apparition de courbe type de Theis. Donc, on peut dire que l'allure typique en forme de S des aquifères à nappe libre n'est pas toujours observée, la courbe rabattement-temps peut aussi prendre l'allure de la courbe type de Theis.

b- Courbes rabattement-distance radiale

La figure (4-15) représente le rabattement à la base de l'aquifère ($z = 0\text{m}$) en fonction de la distance radiale au puits pompé à différents temps t ($t = 0.1\text{s}, 1\text{s}, 10\text{s}, 100\text{s}, 10^3\text{s}, 10^4\text{s}, 10^5\text{s}, 10^6\text{s}, 10^8\text{s}$ et $10^9\text{s}, 10^{10}\text{s}, 10^{11}\text{s}, 10^{12}\text{s}$).

Les courbes $s(r)$ aux instants $t = 10^7\text{s}, 10^8\text{s}$ et $10^9\text{s}, 10^{10}\text{s}, 10^{11}\text{s}, 10^{12}\text{s}$ coïncident avec celle du régime permanent, voir figure (4-12), ce qui confirme le fait que le régime permanent est bel et bien atteint comme constaté sur la figure (4-15)

II-3-2-2 Détermination de T et S par la méthode des courbes type de Neuman (1975) :

En utilisant la méthode des courbes types de Neuman, on calcule la valeur de la transmissivité, du coefficient d'emmagasinement élastique S_a et du débit spécifique S_y , ainsi que celles des conductivités hydrauliques horizontale et verticale.

Le rabattement est donné par l'équation de Neuman (1975) comme suit :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_a, u_b, \beta) \dots \dots \dots (IV - 16)$$

L'équation décrivant le premier segment du temps-rabattement pour des temps très courts est la suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(U_A, \beta) \dots \dots \dots (IV - 17)$$

Où

$$u_a = \frac{r^2 S_a}{4KDt} \dots \dots \dots (IV - 18)$$

S_a est lié volume d'eau instantanément libéré par l'aquifère par unité de surface

Pour des temps tardifs, l'équation suivante décrit le troisième segment de la courbe temps-rabattement :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} W(u_b, \beta) \dots \dots \dots (IV - 19)$$

Où

$$u_b = \frac{r^2 S_Y}{4KDt} \dots \dots \dots (IV - 20)$$

S_Y est le débit spécifique

β est défini comme tel :

$$\beta = \frac{r^2 K_V}{D^2 K_h} \dots \dots \dots (IV - 21)$$

Ou

K_v : conductivité hydraulique verticale en m/j

K_h : conductivité hydraulique horizontale en m/j

Pour le cas d'un aquifère isotrope $K_v = K_h$ et $\beta = \frac{r^2}{D^2}$

Par la suite, il faut vérifier que la condition de la méthode des courbes types de Neuman $S_Y / S_a > 10$ est satisfaite.

La valeur du coefficient d'emménagement élastique introduite dans l'analyse numérique est calculée à partir de la courbe caractéristique du sol. Cette courbe est définie par la variation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression négative de l'eau, soit $\theta(u)$. En effet, dans l'équation de SEEP/W (deuxième formulation de SEEP) on écrit :

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial Y^2} = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (IV - 22)$$

Et on a aussi la première formulation qui s'écrit comme suit:

$$\left(K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) + \left(K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \dots \dots \dots (IV - 23)$$

Et qui peut s'exprimer aussi telle que:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = -S_{spe} \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots (IV - 24)$$

Et comme

$$u = (h - z)\gamma_w \text{ Et } \frac{\partial \theta}{\partial t} = m_w \text{ (la pente de la courbe } \theta(u)\text{).}$$

Ainsi

$$\partial \theta = m_w \gamma_w \partial (h - z)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = m_w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \dots \dots \dots \text{(IV - 25)}$$

Et comme

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = S_{spe} \frac{\partial h}{\partial t}$$

S_{spe} :coefficient d'emmagasinement specifique

Donc

$$S_{spe} = m_w \gamma_w \dots \dots \dots \text{(IV - 26)}$$

D'où

$$S = S_{spe} b = m_w \gamma_w b \dots \dots \dots \text{(IV - 27)}$$

Le tableau (4-1) ci-dessous résume le calcul des paramètres physiques de l'aquifère homogène et isotrope par la méthode des courbes types de Neuman à $r=1m$, 5m, 10m, 15m, 25m, 50m, 75m, et les valeurs des paramètres introduits dans l'analyse numérique.

Tableau4-1 : Comparaison des valeurs des paramètres hydrauliques introduits avec celle obtenues par la méthode de Neuman.

	Analyse numérique				
	K_h (m/s)	K_v (m/s)	T	S_a	S_y
r=1m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278

r=5m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278
r=10m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278
r=15m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278
r=25m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278
r=50.m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278
r=75m	1.00E-4	1.00E-4	9.00 E-4	1.02E10 ⁻⁶	0.278

	Méthode de Neuman					
	K_h(m/s)	K_v(m/s)	T	S_a	S_y	S_y /S_a
r=1m	1.02E10 ⁻⁴	1.02E10 ⁻⁴	9.17E10 ⁻⁴	8.00E10 ⁻⁴	0.440	550
r=5m	1.02E10 ⁻⁴	1.40E10 ⁻⁴	9.00E10 ⁻⁴	1.40E10 ⁻⁴	0.880	6285
r=10m	1.00E10 ⁻⁴	1.00E10 ⁻⁴	9E10 ⁻⁴	1.04E10 ⁻⁴	0.208	2000
r=15m	1.02E10 ⁻⁴	0.7E10 ⁻⁴	9.17E10 ⁻⁴	7.00E10 ⁻⁴	0.102	145
r=25m	1.02E10 ⁻⁴	0.8E10 ⁻⁴	9.16E10 ⁻⁴	6.40E10 ⁻⁴	0.281	439
r=50.m	1.02E10 ⁻⁴	0.3E10 ⁻⁴	9.17E10 ⁻⁴	4.20E10 ⁻³	0.180	42
r=75m	9.00E10 ⁻⁶	1.12E10 ⁻⁸	8.98E10 ⁻⁵	*	0.018	*

*veut dire impossibilité de calculer S_a car dans ce cas, la courbe obtenue a l'allure de la courbe de Theis et non pas l'allure des courbe type de Neuman (en forme de S). Par conséquent, il ya un seule point de superposition avec la courbe de rabattement-temps

II-3-2-3 Interprétation des résultats :

On constate que les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale calculée par la méthode de Neuman sont les mêmes que celles introduites dans l'analyse numérique et cela pour toute les distances radiales sauf à celle de 75 m, où la valeur de la conductivité hydraulique horizontale est sous-estimée $k_h=9.00E10^{-6}$ m/s.

Les valeurs de la conductivité hydraulique verticale obtenue par la méthode de Neuman, elles sont légèrement différentes de celles introduites dans l'analyse numérique, mais de la même grandeur pour toutes les distances radiales sauf pour celle de r=75m qui est sous-estimée, $k_v=1.12E10^{-8}$ m/s. on remarque aussi qu'on ne retrouve pas l'isotropie de l'aquifère en appliquant la méthode des courbes type de Neuman.

En ce qui concerne les valeurs de la transmissivité T calculées par la méthode de Neuman sont les mêmes que celles introduites dans l'analyse numérique et cela pour toutes les distances radiales sauf à celle de 75 m, où la valeur de la conductivité hydraulique horizontale est sous-estimée $T=8.98E10^{-5}m^2/s$.

Pour les valeurs du coefficient de l'emmagasinement élastique S_a , on peut constater que les valeurs calculées avec la méthode des courbes type de Neuman sont très surestimées comparées aux valeurs introduites dans l'analyse numérique. On peut aussi constater que la valeur de S_a n'a pas pu être calculée par la méthode de Neuman à $r=75m$ car la courbe n'est pas en forme de S (allure type de Neuman) donc on n'a pas pu avoir un point de superposition.

Concernant les valeurs du débit spécifique S_y , les valeurs obtenues sont différentes de celles introduites dans l'analyse numérique mais néanmoins de même grandeur.

Dans tous les cas, la condition d'application de la méthode de Neuman $S_y/S_a \geq 10$ est satisfaite.

II-4 Conclusion pour le cas homogène et isotrope

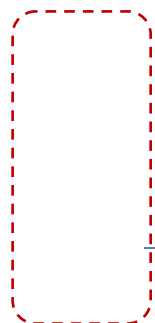
On conclut que l'allure typique en forme de S des courbes rabattement-temps des aquifères à nappe libre n'est pas toujours observée, la courbe rabattement-temps peut aussi prendre l'allure des courbes de type de Theis.

On peut aussi dire que les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale k_h et la transmissivité calculées par la méthode des courbes type de Neuman sont quasiment similaires à celles introduites dans l'analyse numérique.

Les valeurs de la conductivité hydraulique verticale k_v calculées par la méthode de Neuman sont presque similaires à celles introduites dans l'analyse numérique

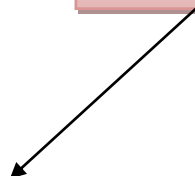
Par ailleurs, les valeurs du coefficient de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman sont différentes de celles introduites.

Tout cela amène à dire qu'à travers les résultats, la méthode de Neuman n'est pas fiable pour le calcul du coefficient d'emmagasinement élastique et du débit spécifique, néanmoins, il l'est pour le calcul de la transmissivité et de la conductivité horizontale et verticale.



Nombre d'élément : 4073

Nombre de nœud : 4404



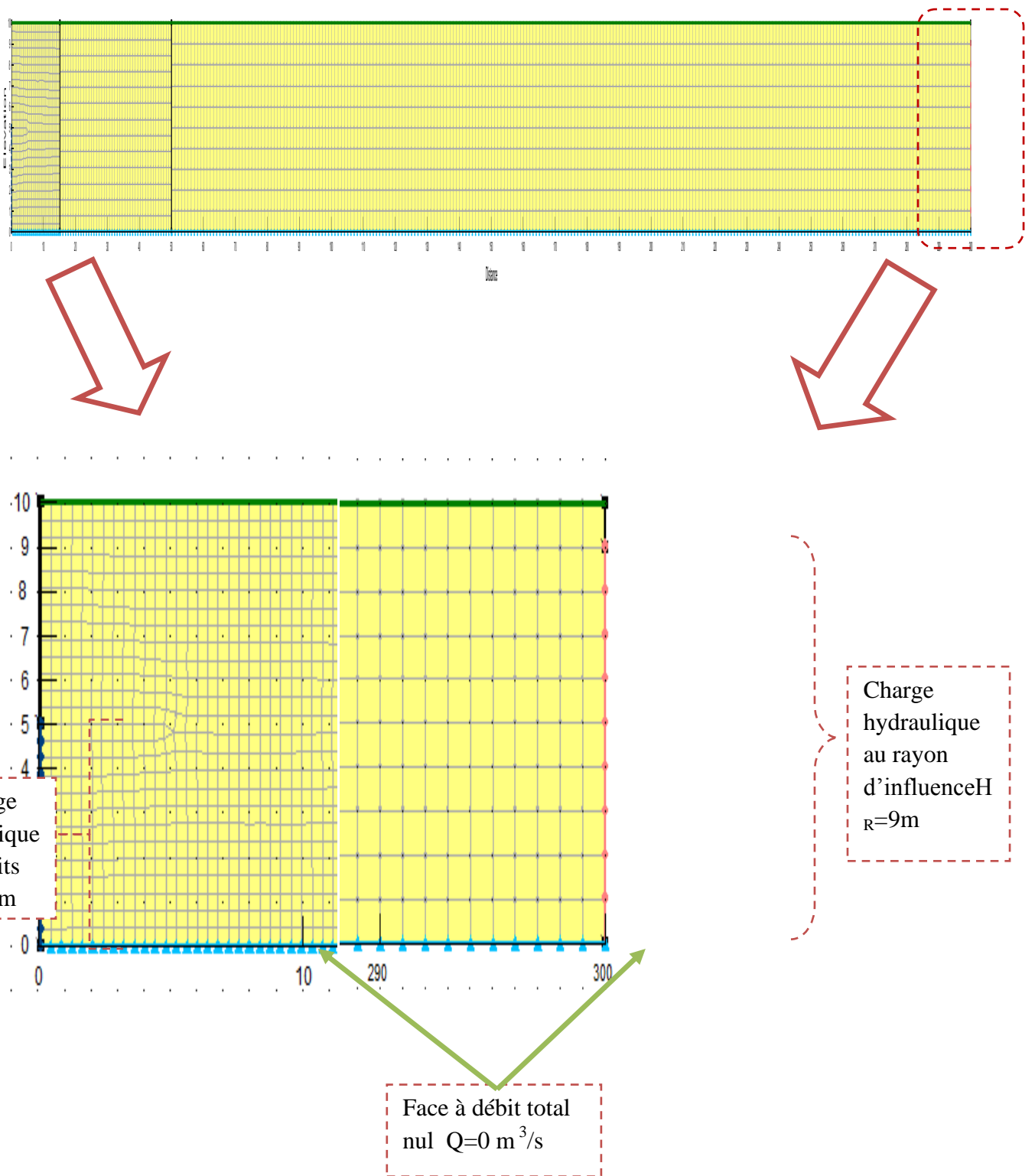


Figure (4-1): Maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique

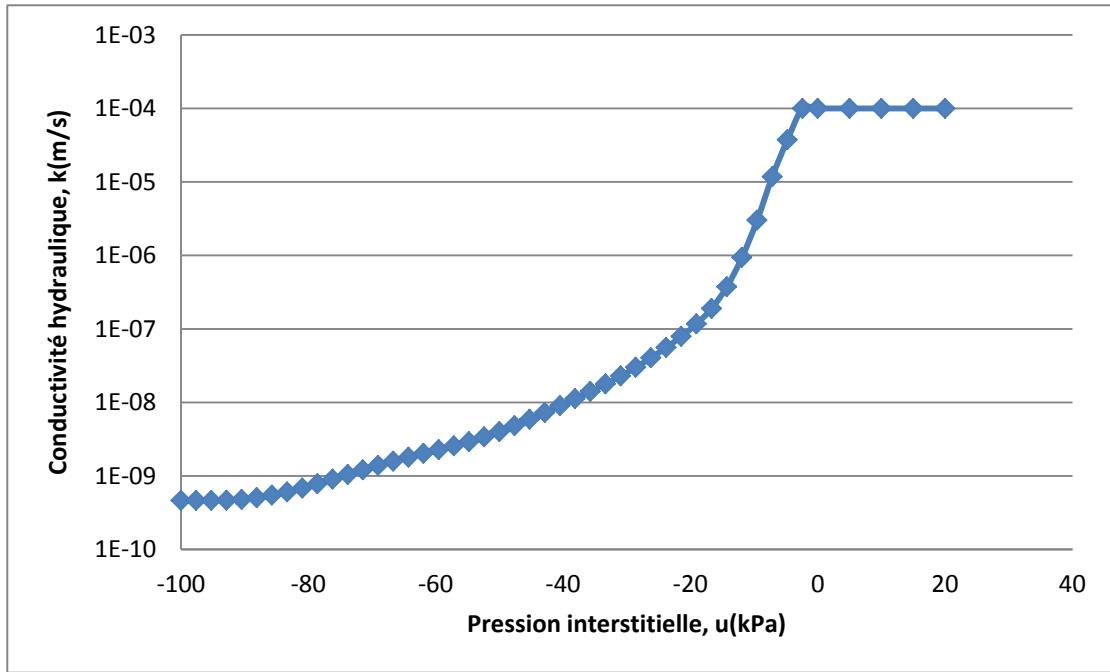


Figure (4-2): Conductivité hydraulique du matériau introduite en fonction de la pression interstitielle (u) pour le cas homogène isotrope.

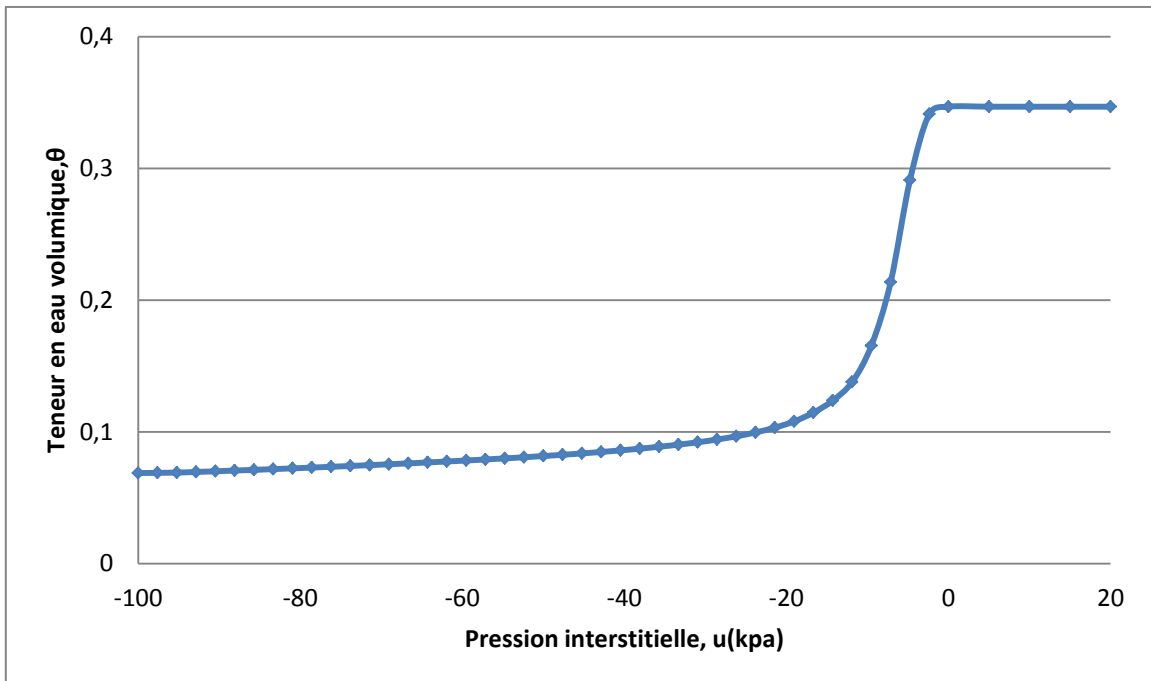


Figure (4-3): Teneur en eau volumique du matériau en fonction de la pression interstitielle pour le cas homogène isotrope.

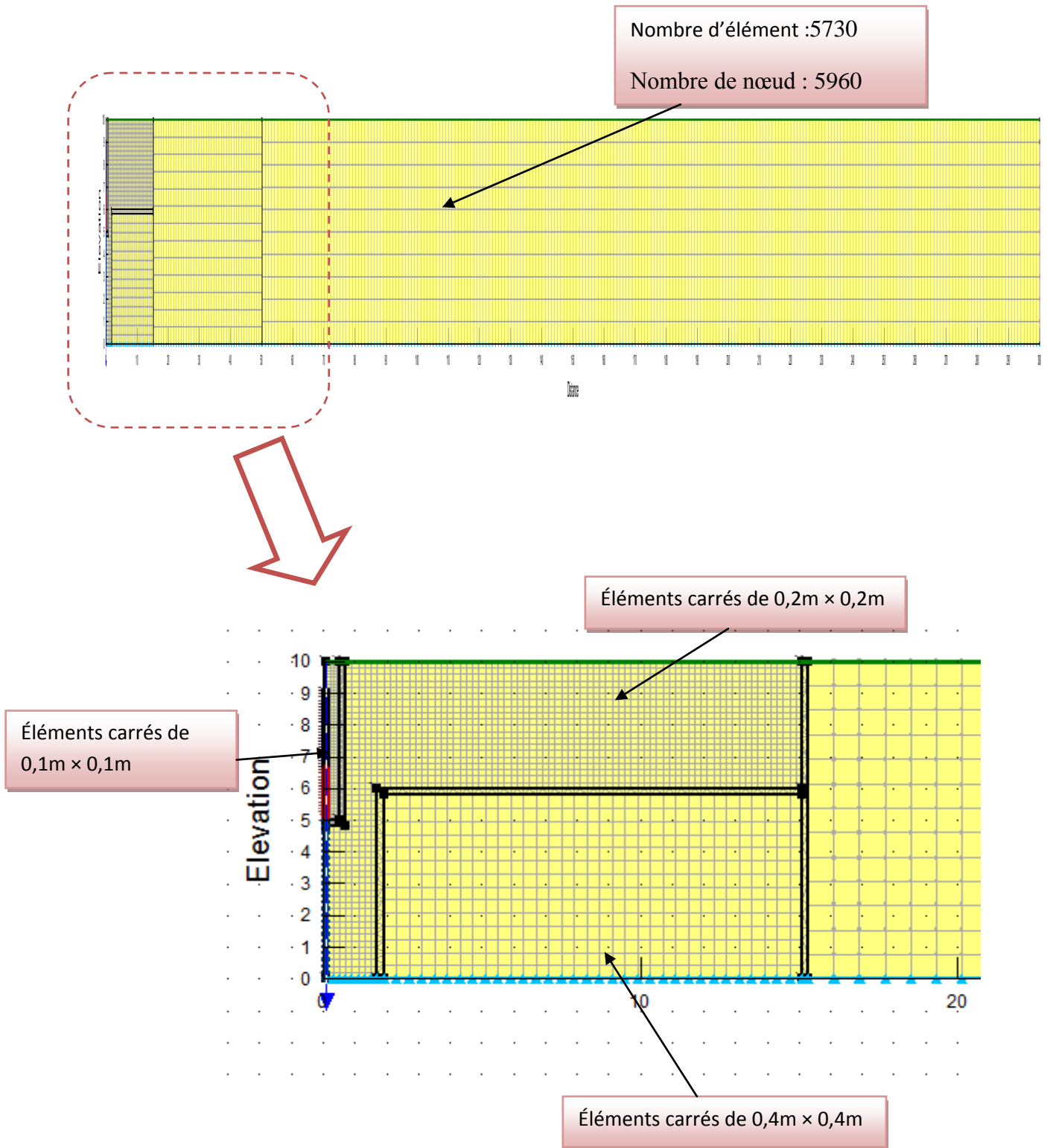


Figure (4-4) : Représentation du maillage raffiné.

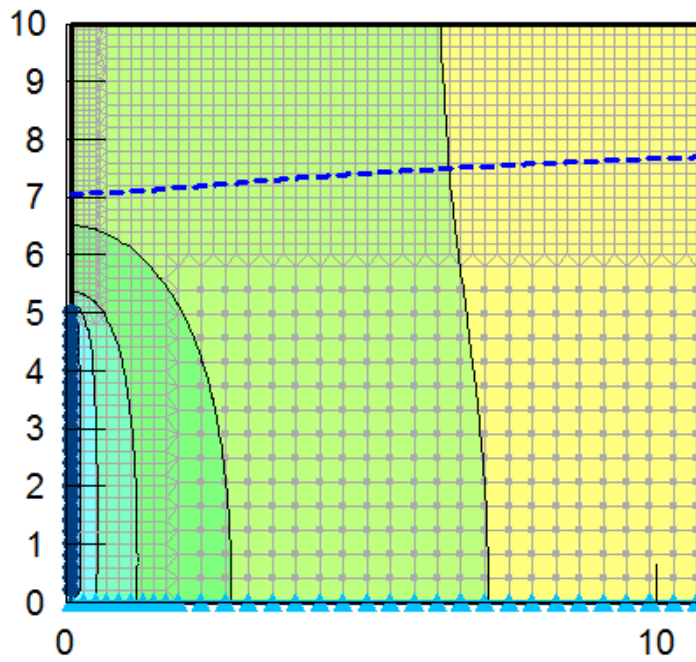


Figure (4-5) : La forme de la surface libre proche du puits avant le calcul de la surface de suintement.

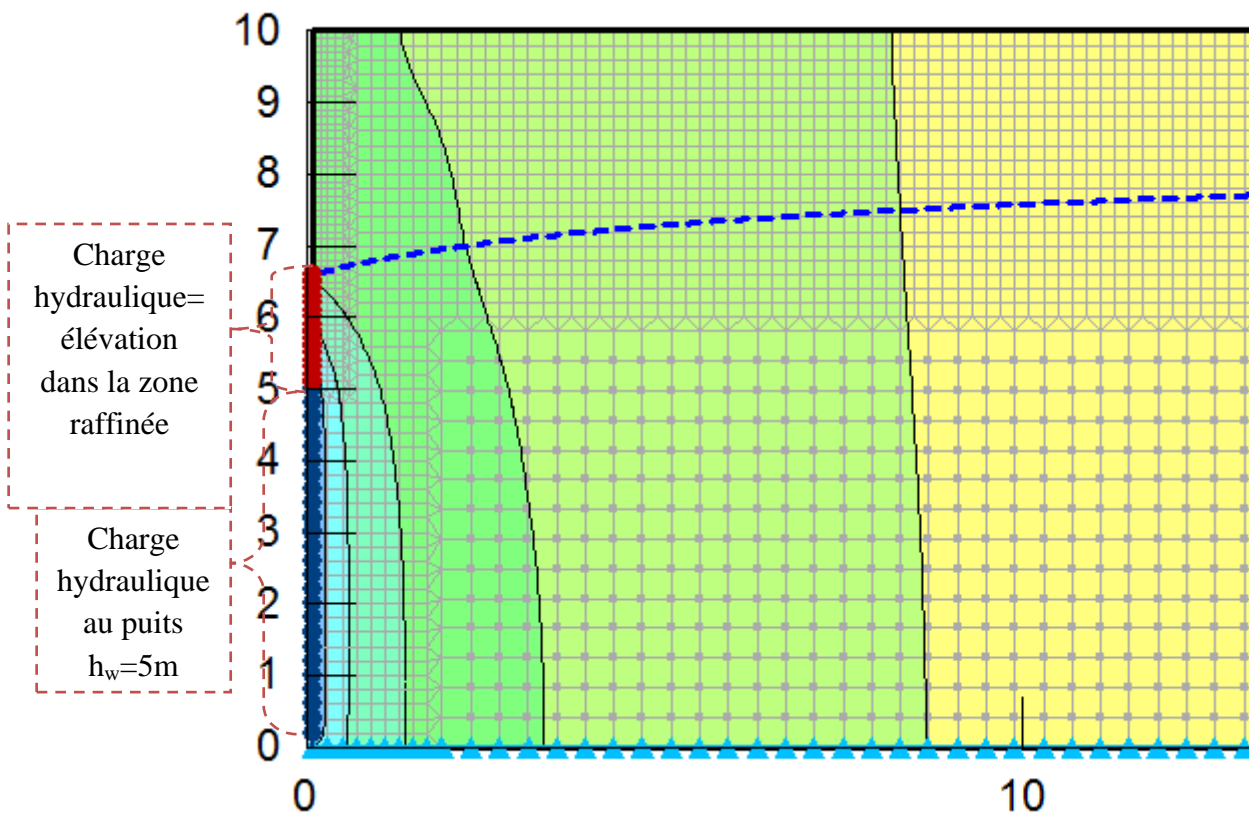


Figure (4-6) : La forme de la surface libre proche du puits après calcul de la surface de suintement.

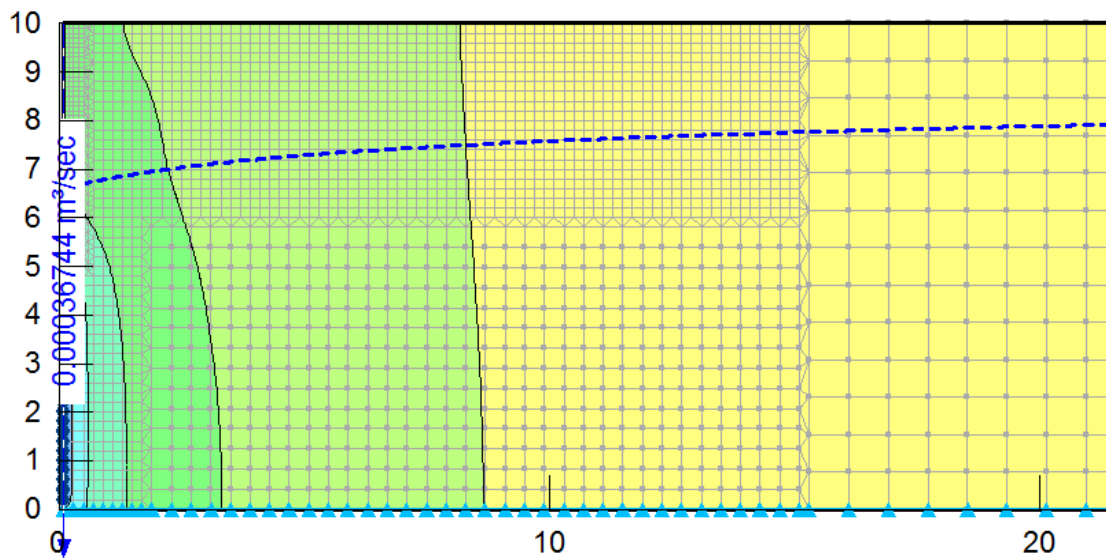


Figure (4-7) : Valeur du débit de pompage obtenue numériquement.

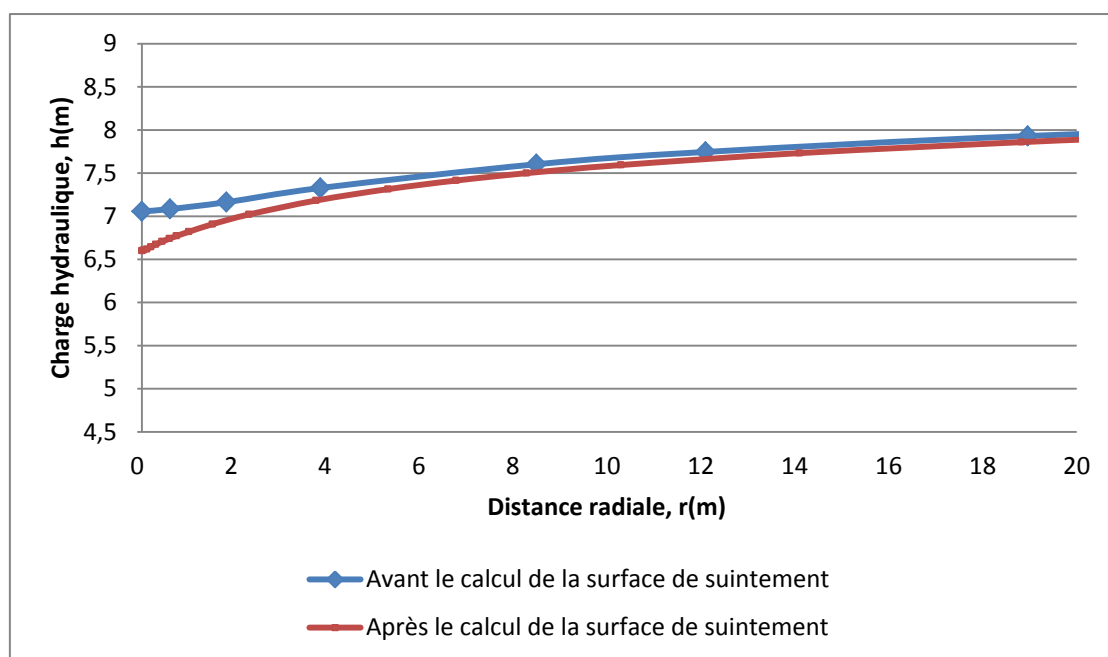


Figure (4-8) : Comparaison entre les nappes phréatiques obtenue numériquement avant et après calcul de la surface de suintement.

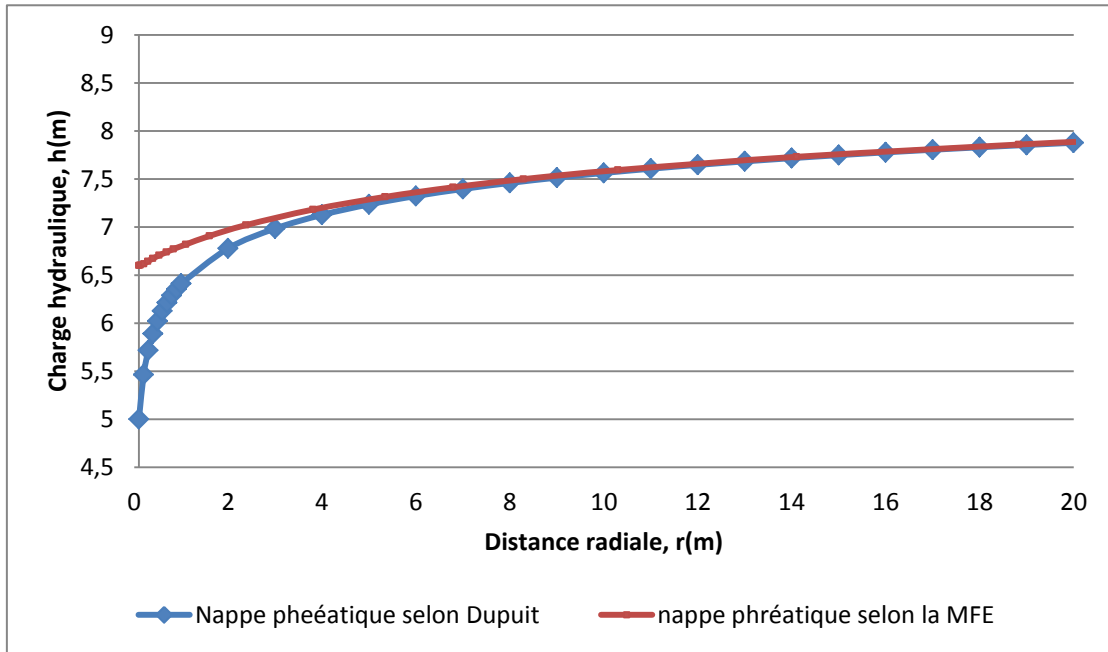


Figure (4-9) : Comparaison entre la surface libre obtenue par la méthode des éléments fins et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $0,1m < r < 20m$.

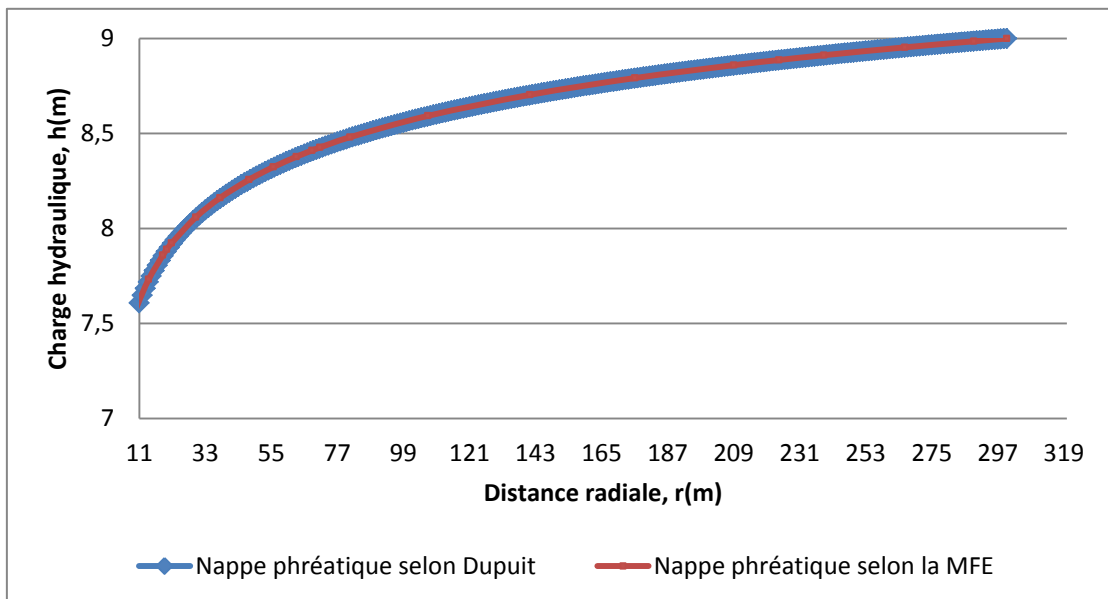


Figure (4-10) : Comparaison entre la surface libre obtenue par la méthode des éléments fins et celle calculée par la formulation de Dupuit pour $11m < r < 300m$.

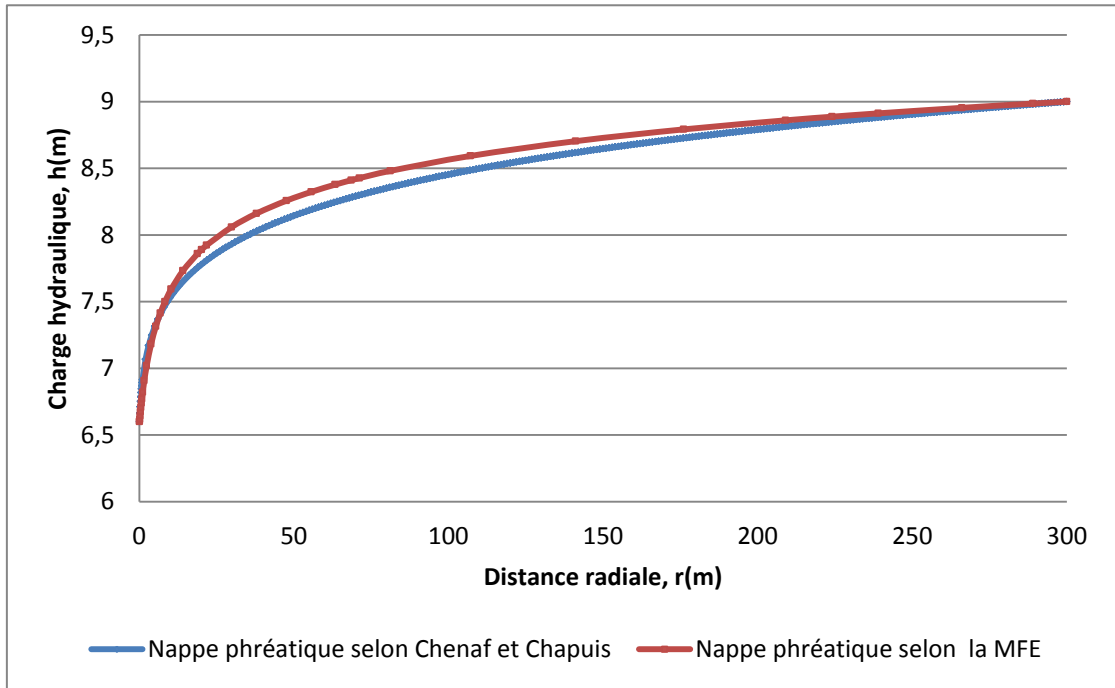


Figure (4-11): Comparaison entre la surface libre trouvée par M.E.F et celle calculée par l'équation de Chenaf et Chapuis (2007) pour $0,1m < r < 18,5m$.

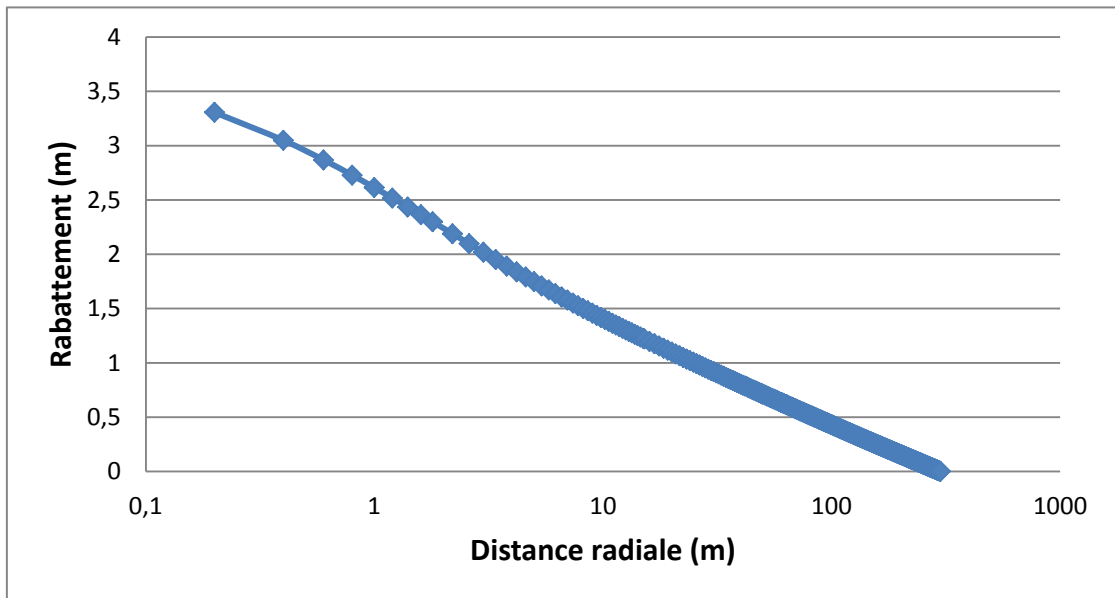


Figure (4-12) : Distribution du rabattement en fonction de la distance radiale $s(r)$ vs $\log r$, du pompage en régime permanent à la base de l'aquifère.

Nombre d'élément : 5730
Nombre de nœud : 5960

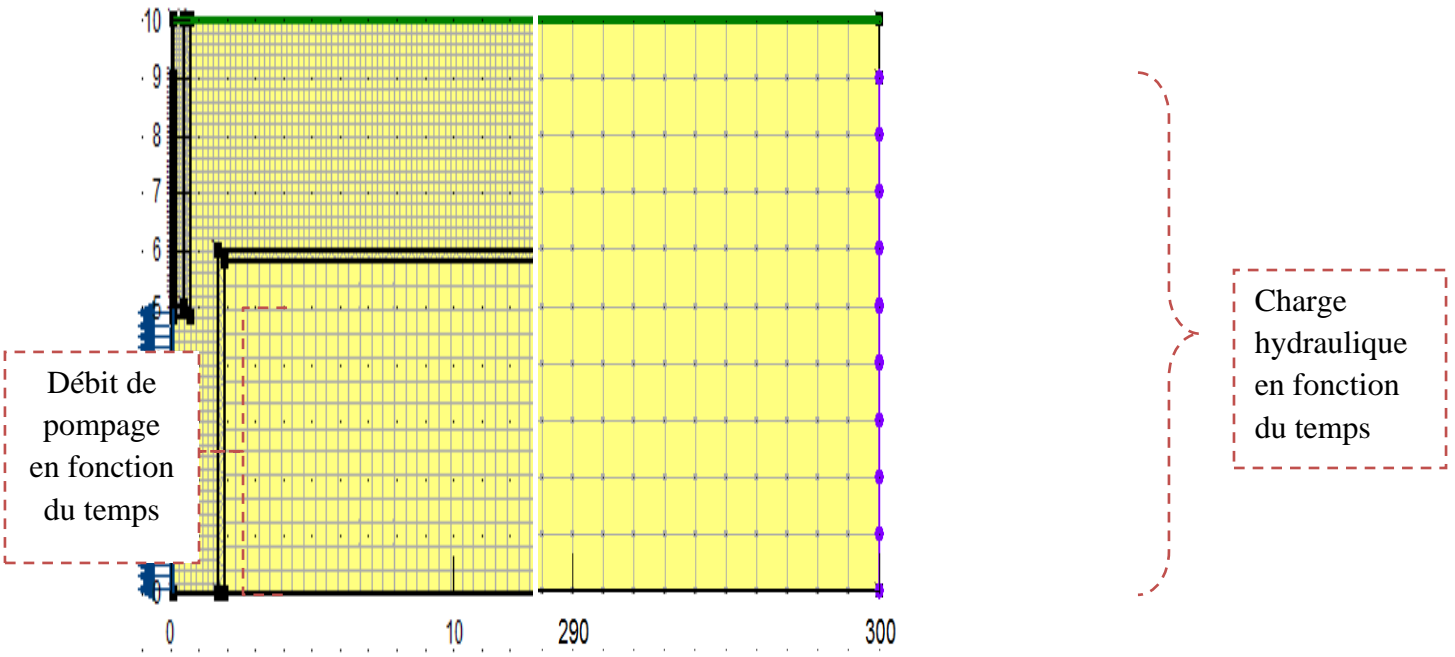
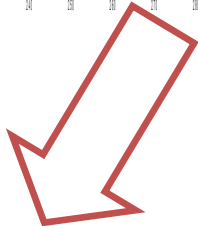
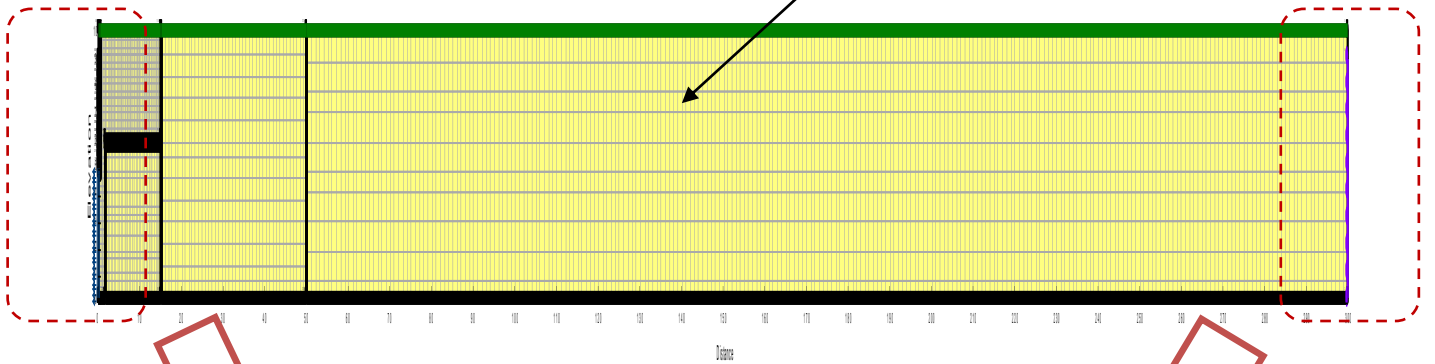


Figure (4-13): Maillages d'élément fini de l'aquifère en analyse axisymétrique en régime transitoire

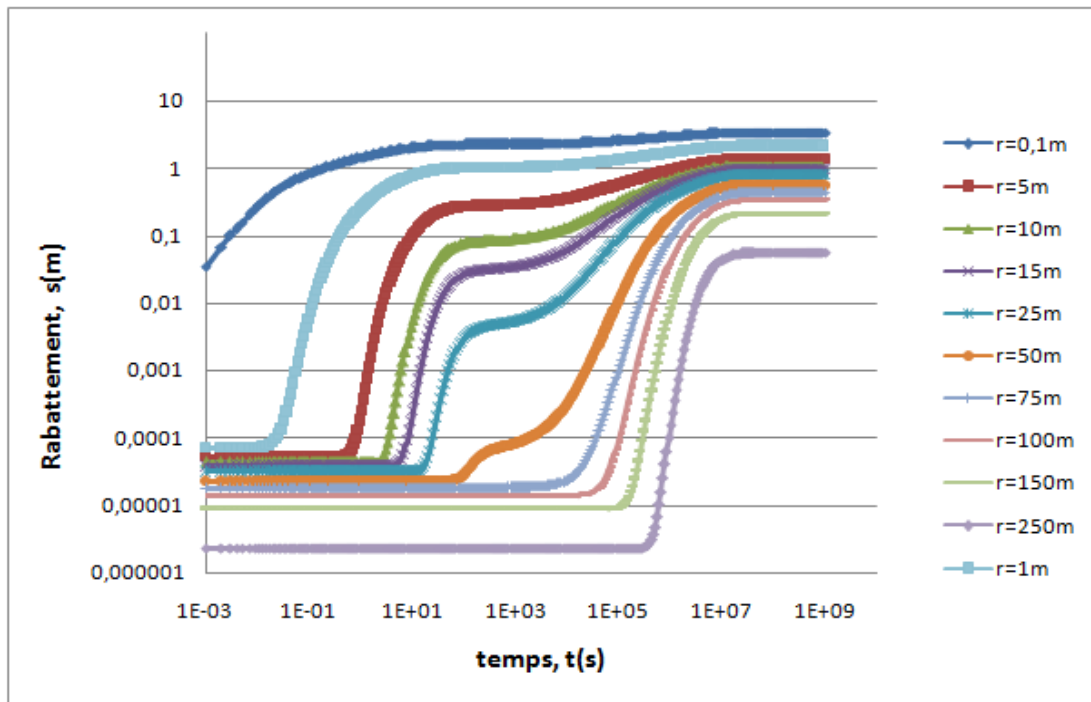
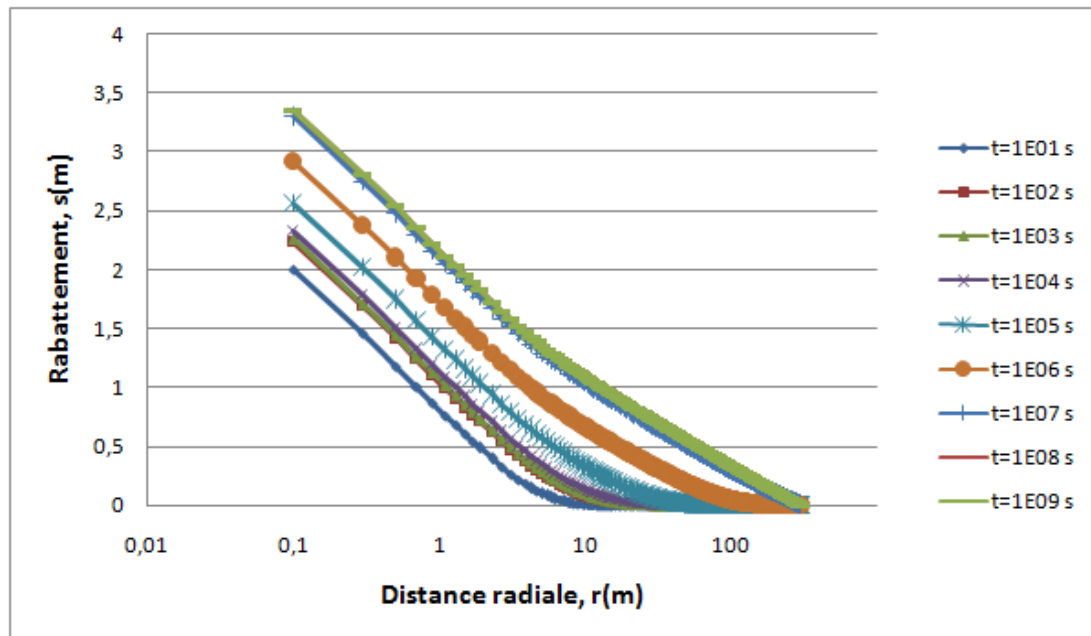


Figure (4-14): Représentation du rabattement en fonction du logarithme du temps pour différents piézomètres $s(r,t)$ vs $\log t$ pour analyse axisymétrique de la phase de pompage d'aquifère homogène et isotrope.



Figure(4-15): Représentation du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale r pour différents temps t , $s(r,t)$ vs $\log r$ du pompage d'aquifère homogène et isotrope.

CHAPITRE V
ESSAIS DE POMPAGE DANS UN AQUIFERE A NAPPE LIBRE STRATIFIÉ
ET EQUIVALENT HOMOGENE ANISOTROPE

V-1 Introduction :

Ce chapitre présente vingt et un modèles (21) de simulation par éléments finis d'un essai de pompage, sur des aquifères stratifiés homogènes et équivalents homogènes anisotropes. Il sera présenté les résultats de paramètres hydrauliques caractérisant l'aquifère et les distributions des rabattements hydrauliques obtenus.

Un aquifère homogène est très rarement rencontré. Tous sont plus au moins stratifiés. Cette stratification induit une anisotropie, c'est à dire que les perméabilités horizontale et verticale sont différentes. De nombreux sols sédimentaires sont constitués par des couches superposées de granulométries et donc de perméabilités variables. La perméabilité est parmi les propriétés des sols les plus sensibles à l'anisotropie.

V-2 Perméabilité des terrains stratifiés

Soit un terrain stratifié d'épaisseur b constitué de n couches horizontales d'épaisseur b_i et de perméabilité k_i . On peut définir un terrain fictif homogène qui, dans les mêmes conditions de perte de charge, laisse filtrer le même débit.

V-2-1 Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification

Soit k_h le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En sachant que:

- la perte de charge est la même pour toutes les couches (le gradient hydraulique i est donc aussi le même)
- le débit total est la somme des débits de chaque couche

On a:

$$K_h = \frac{1}{b} \sum_{i=1}^n K_i b_i \dots \dots \dots (V-1)$$

V-2-1 Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification

Soit k_v le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En sachant que :

- la perte de charge totale est la somme des pertes de charge de chaque couche
- le débit est le même pour toutes les couches (la vitesse de décharge v est donc aussi la même)

On a

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{b} \sum_{i=1}^n \frac{b_i}{K_i} \dots\dots\dots(V-2)$$

Remarque:

La perméabilité du terrain fictif homogène est beaucoup plus élevée dans le sens des couches que dans le sens perpendiculaire aux couches. Dans le cas d'un terrain constitué de deux couches on peut facilement démontrer que $\frac{k_h}{k_v} > 1 \Rightarrow$ dans les terrains stratifiés, la perméabilité est plus grande parallèlement à la stratification que perpendiculairement.

V-3 Modèle stratifié et isotrope simulés :

10 modèles seront étudiés dans un premier temps ; il s'agit d'aquifère à nappe libre, horizontal, d'épaisseur constante, isotrope et stratifié. L'aquifère est formé de 7 couches dont 3 couches ayant une conductivité hydraulique $K_{sat,i}$ (i indique le numéro de la fonction de conductivité hydraulique introduite pour les trois couches ajoutées) encadrées par deux couches dont la conductivité hydraulique $K_{sat}=10^{-4}$ m/s (tel que le rapport $K_{sat}/K_{sat,i} = 2, 10, 20, 50, 100, 250, 500, 1000, 5000, 7000, 10000$).

La figure 5-2 montre le schéma représentatif des modèles stratifiés,

La figure 5-3 représente les différentes courbes de conductivités hydrauliques utilisées dans l'analyse numérique du modèle stratifié et isotrope.

La figure 5-4 montre la fonction de la teneur en eau volumique θ versus la pression interstitielle u , choisie pour chaque cas de la conductivité hydraulique.

V-4 Modèle équivalent homogène anisotrope (MEHA)

Le modèle équivalent homogène anisotrope représente un autre modèle stratifié hétérogène anisotrope dans son ensemble, c.-à-d., chaque strate définit un milieu homogène isotrope.

Le calcul des perméabilités horizontales et verticales de l'aquifère du modèle équivalent est suivant les équations (V-1) et (V-2).

Il s'agit d'un aquifère à nappe libre, horizontale, d'épaisseur constante, homogène et anisotrope. La figure 5-5 représente la grille d'éléments finis avec 5730 nœuds, la géométrie du modèle simulé et les conditions aux limites.

10 modèles seront étudiés dans un deuxième temps où le cas anisotrope homogène considéré est l'équivalent de chaque cas stratifié isotrope défini ci-dessus. Le rapport d'anisotropie n introduit dans la simulation numérique est calculé à partir de la conductivité hydraulique horizontale équivalente et la conductivité hydraulique verticale équivalente du cas stratifié isotrope, tel que $n=K_h/K_v$.

Les valeurs du rapport d'anisotropie analysées sont les suivantes: $n = 1.1, 2.74, 4.9, 11.43, 22.33, 55, 109.5, 218.65, 1097, 1581.4$ et 2193.5 .

Remarque

Les courbes de conductivité hydraulique et les courbes de la teneur en eau volumique introduites sont les mêmes que celles introduites dans l'analyse du cas stratifié isotrope, (voir figures 5-3 et 5-4).

V-5 Analyse en régime permanent

V-5-1 Maillage

Le maillage des modèles stratifiés et anisotropes est maintenu le même que celui du cas isotrope et homogène. Les schémas représentatifs des modèles stratifiés et anisotropes sont illustrés sur les figures 5-1 et 5-5

V-5-2 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites imposées sont les mêmes que le modèle isotrope et homogène (Chapitre IV). Pour tout l'aquifère, un débit nul est supposé à la base de l'aquifère ($Q=0$), une charge de $h_w=5m$ à la paroi du puits à $r=0,1m$, une charge

supposée constante de $H=9\text{m}$ constituant une frontière de recharge à la périphérie à $r=300\text{m}$.

V-6 Analyse en régime transitoire

En régime transitoire, on déterminera la variation du rabattement $s(r, t)$ en fonction de la distance radiale r à différents temps t , et à différentes distances radiales r ,

V-6-1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont représentées par des fonctions variant avec le temps et sont les mêmes imposées au cas isotrope et homogène (Chapitre VI).

V-6-2 Analyse des résultats de simulation du cas stratifié et du cas anisotrope :

Les résultats de calcul des paramètres K_h , K_v , S_a , S_y , et Q pour les deux cas stratifié et anisotrope sont représentés dans les tableaux 5-1 à 5-6

V-6-3 Analyses des courbes de rabattement versus temps :

Les courbes de rabattement versus temps analysées représentent le rabattement à la base de l'aquifère ($z=0\text{m}$) et cela à différentes distances radiales $r= 0.1\text{m}$, 5m , 15m , 25m , 50m , 75m , 100m , 150m et 250m (voir les figures 6 à 15).

Après analyse des courbes rabattements versus temps des deux cas stratifié et anisotrope, on a pu constater les mêmes observations, et par conséquent, on interprétera les deux cas en même temps

$$\mathbf{K_{sat}=2K_{sat,i} (n= 1.1)}$$

On observe que pour des distances radiales inférieures à 75m les courbes de rabattement versus temps sont en forme de S alors qu'à des distances supérieures à 75m , on constate la disparition de la forme S et on retrouve l'allure type des de Theis (voir figures 5-6 et 5-15)

$$\mathbf{K_{sat}=10K_{sat,i} (n= 2.74)}$$

Dans ce cas, on constate aussi qu'à des distances inférieures à 75m les courbes rabattement-temps ont l'allure dite S, tandis qu'à des distances radiales

supérieures à 75 m, cette allure n'ai plus observée et les Courbes prennent l'allure type de Theis. (voir figures 5-7 et 5-17)

$$K_{sat}=20K_{sat,i} \text{ (n= 11.43)}$$

Les courbes en forme de S sont observées jusqu'à une distance radiale de 100 m, alors qu'à des distances radiales supérieures à 100 m, cette forme en S disparaît et on obtient des courbes de l'allure type de Theis. (Voir figure 5-8 et 5-18).

$$K_{sat}=100K_{sat,i} \text{ (n= 22.33)}$$

Dans ce cas, les courbes rabattement-temps sont en forme de S jusqu'à une distance radiale de 250 m (Voir figure 5-9 et 5-19).

$$K_{sat}=250K_{sat,i} \text{ (n= 22.33)}$$

La courbe ayant l'allure dite S n'est plus observée à la distance $r=5m$ (allures type de Theis) alors qu'à des distances supérieures à 5m les courbes ont la forme de S et s'accroissent au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits pompé (Voir figure 5-10 et 5-20).

$$K_{sat}=500K_{sat,i} \text{ (n= 109.5)}$$

A des distances radiales proches du puits et ce jusqu'à 15m, on constate des courbes ayant l'allure de Theis, alors qu'à des distances supérieures à 15m on retrouve l'allure dite S et devient accentuée au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits (Voir figures 5-11 et 5-21).

$$K_{sat}=1000K_{sat,i} \text{ (n= 218.65)}$$

Dans ce cas, on constate aussi qu'à des distances proches du puits jusqu'à 50m les courbes temps rabattement ont l'allure type de Theis, tandis que plus on s'éloigne de cette distance la forme des courbes en S revient (Voir figure 5-12 et 5-22).

$$K_{sat}=5000, 7000, 10000K_{sat,i} \text{ (n= 1097, 1581.4, 2193.5)}$$

Pour ces trois derniers cas, on constate l'absence des courbes de la forme en S rabattements temps et ce pour toutes les distances radiales de l'aquifère (Voir figures 5-13 , 5-14, 5-15, 5-23, 5-24 et 5-25).

V-6-4 Analyse des courbes rabattement versus temps en fonction du rapport $K_{sat}/K_{sat,i}$ et n :

On constate que les courbes de rabattement-temps pour les cas stratifié coïncident avec celles du cas anisotrope, par conséquent, l'interprétation se fera pour les deux cas en même temps.

- $r=5m$

A une distance radiale du puits pompée égale à 5m, on peut observer que les courbes de rabattement-temps sont largement influencées par la stratification et l'anisotropie pour des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 100$ ($n \leq 22.33$), où les courbes ont une forme en S. Alors que pour des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 250$ ($n \geq 55$), les courbes ont l'allure type de Theis et l'influence de la stratification ou l'anisotropie est quasiment absente (Voir figure 5-26 et 5-31).

- $r=15m$

À une distance radiale du puits pompée égale à 15m, on peut constater que les courbes de rabattement-temps sont un peu plus influencées par la stratification et l'anisotropie par rapport à la distance radiale $r=5m$, et cela pour des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 250$ où les courbes ont l'allure dite S. Tandis qu'à des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 500$ ($n \geq 109.5$), on constate que l'allure des courbes sont type de Théis et l'influence de la stratification ou l'anisotropie est absente (Voir figure 5-27 et 5-32).

- $r=50m$

D'après les courbes de rabattement-temps, on peut voir qu'à une distance radiale du puits de 50 m, l'influence de la stratification et de l'anisotropie est très présente pour des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 100$ ($n \geq 22.33$) et puis diminue à des valeurs du rapport $100 \leq K_{sat}/K_{sat,i} \leq 1000$, ($22.33 \leq n \leq 218.65$) et disparaît pour des valeurs de $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 1000$ ($n \geq 218.65$). Par conséquent, on peut dire que l'influence de la stratification (l'anisotropie) diminue au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits pompé (Voir figure 5-28 et 5-33).

- $r=150\text{m}$

Dans ce cas, on observe que l'influence de la stratification et l'anisotropie est présente qu'à des valeurs du rapport $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i}$ compris entre $100 \leq K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \leq 1000$, ($22.33 \leq n \leq 218.65$) où la forme des courbes de rabattement-temps est en S. alors qu'à des valeurs du rapport $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \leq 100$ ($n \leq 22.33$) et $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \geq 1000$ ($n \geq 218.65$), l'influence de la stratification et de l'anisotropie est quasiment absente, et les courbes rabattement-temps sont des courbes type S (Voir figure 5-29 et 5-34).

- $r=250\text{m}$

A une distance radiale du puits pompée égale à 250m, on observe la même chose qu'à une distance de 150m. C'est-à-dire que les courbes de rabattement-temps sont influencées par la stratification et l'anisotropie pour des valeurs $100 \leq K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \leq 1000$, ($22.33 \leq n \leq 218.65$) et l'allure des courbes est type S. Tandis que leur influence est nulle pour des rapports $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \leq 100$ ($n \leq 22.33$) et $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \geq 1000$ ($n \geq 218.65$) et l'allure des courbes est type de Theis. Donc on peut déduire que l'influence de la stratification et de l'anisotropie augmente au fur et à mesure que le rapport $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i}$ et n augmente et devient nul pour des rapports $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \geq 1000$ ($n \geq 218.65$) (Voir figure 5-30 et 5-35).

V-6-5 Analyse des courbes rabattement-distance radiale pour des temps, $t=1\text{s}$, 10s , 10^2s , 10^3s , 510^3s , 10^4s , 510^4s , 10^5s , 10^6s , 10^7s , 10^8s , 10^9s : (Voir figure (5-36) à (5-65))

On observe que le régime permanent est atteint à un temps $t=10^7\text{s}$ pour tous les cas de stratification et d'anisotropie. On constate aussi que le rabattement augmente avec l'augmentation du rapport $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i}$, ou bien n .

- $t = 1\text{ s} \text{ à } 5 \times 10^3\text{ s}$

A des temps allant jusqu'à $5 \times 10^3\text{s}$, le rabattement est légèrement influencé par la stratification et l'anisotropie à des rapports $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \leq 20$ ($n \leq 4.9$). Alors qu'à $K_{\text{sat}}/K_{\text{sat},i} \geq 100$ ($n \geq 22.33$), leur influence est absente.

- $t = 10^4\text{s} \text{ à } 10^6\text{s}$

Pour des temps compris entre 10^4 à 10^6 , les courbes de rabattement- distance radiale sont influencées par la stratification et de même par l'anisotropie pour des

rappports $20 \leq K_{sat}/K_{sat,i} \leq 5000$, ($4.9 \leq n \leq 1097$). tandis qu'au-delà, c'est-à-dire $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 20$ ($n \geq 4.9$) et $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 5000$ ($n \geq 1097$), leur influence est nulle.

- $t = 10^7$ s à 10^9 s

Pour des temps supérieurs à 10^7 s, le régime permanent est atteint et l'influence de la stratification et l'anisotropie est quasiment absente.

V-6-6 Conclusion de l'influence de la distance radiale, de la stratification et de l'anisotropie sur la formation des courbes type S :

- Pour des valeurs du rapport $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 20$ ($n \leq 4.9$), les courbes de rabattements-temps ont l'allure de type S, et apparaissent jusqu'à une distance radiale du puits pompé de 75 m. Alors qu'au delà de cette distance (jusqu'à 300m), les courbes de rabattement-temps ont l'allure type de Theis.
- Pour des valeurs du rapport $K_{sat}/K_{sat,i} = 100$ ($n = 22.33$), les courbes de rabattement versus temps sont toutes en forme de S
- Pour des valeurs du rapport $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 100$ ($n \geq 22.33$), la courbe rabattement-temps ayant l'allure de type S s'éloigne du puits au fur et à mesure que la valeur du rapport $K_{sat}/K_{sat,i}$ augmente.
- Pour des valeurs des rapport $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 5000$ ($n \geq 1097$), on constate l'absence total des courbes en forme de S, ainsi ces courbes ont l'allure type de Theis.
- À des distances radiales du puits pompé inférieures à 75m, on retrouve des courbes de rabattements-temps en forme de S et ce pour $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 1000$, ($n \leq 218.65$). alors qu'au-delà ces courbes ont l'allure type de Theis.
- À des distances radiales du puits supérieures à 75, les courbes de rabattement versus temps prennent l'allure dite S pour des valeurs du rapport $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 100$ ($n \geq 22.33$). Tandis qu'elle prennent l'allure type de Theis à des rapports $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 20$ ($n \leq 4.9$) et $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 5000$ ($n \geq 1097$).
- Pour des temps de pompage supérieurs à 5×10^3 s, l'effet de la stratification et de l'anisotropie est absente pour $K_{sat}/K_{sat,i} \geq 100$ ($n \geq 22.33$).
- La stratification et l'anisotropie a un effet sur un aquifère à nappe libre jusqu'à une certaine valeur à partir de laquelle son influence devient insignifiante
- Le rabattement augmente avec l'augmentation du rapport $K_{sat}/K_{sat,i}$ et n

- À des temps de pompage supérieures à 10^8 s, la stratification et l'anisotropie n'ont plus d'effet sur l'aquifère.

V-6-7 Détermination des paramètres hydrauliques T , K_h , K_v , S_a et S_y par la méthode de Neuman pour les deux cas d'aquifère stratifié et anisotrope.

a- Cas stratifié :

Les tableaux 5-1, 5-2, 5-3 représentent les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale K_h , la conductivité hydraulique verticale K_v , l'emmagasinement élastique S_a et le débit spécifique S_y calculés par la méthode de Neuman et celle introduites dans l'analyse numérique, et cela à différentes distances $r = 5, 15$ et 50 m.

D'après ces tableaux, on peut dire que la conductivité horizontale et verticale calculées par la méthode de Neuman est presque similaire à celles introduites.

Les figures (5-71), (5-73), (5-75) représentent la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale calculées par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique, et cela pour des distances $r=5$ m, 15 m, 50 m.

- $r=5$ m

On observe sur le tableau (5-1) que la conductivité hydraulique horizontale calculée par la méthode de Neuman est très proche de celle introduite dans l'analyse numérique. Par contre, pour la conductivité hydraulique verticale, on constate que les valeurs calculées par la méthode de Neuman sont légèrement différentes de celles introduites mais néanmoins gardent le même ordre de grandeur. Ainsi, en observant la figure (5-71), on peut dire que les points représentant la conductivité hydraulique horizontale sont repartis autour de la droite $y=x$ (ou la valeur calculée par la méthode de Neuman coïncide avec celle introduite). Tandis que les points représentant les valeurs de la conductivité verticale sont éparpillés, mais restent concentrés autour de la droite $y=x$, à par sa valeur à $K_{sat}=2K_{sat,i}$ où $K_{vintroduite}= 7.60E-05$ m/s et $K_{vcalculée}=2.80E-05$ m/s.

- $r=15m$

Dans ce cas, on constate aussi une bonne estimation de la conductivité hydraulique horizontale calculée par la méthode de Neuman. (Voir tableau 5-2)

Pour la conductivité hydraulique verticale, on remarque qu'à cette distance, les points la représentant sont plus concentrés sur la droite $y=x$ qu'à la distance de $r=5m$. sauf pour le point correspondant à $K_{sat}=2K_{sat,i}$, $K_{sat}=7000K_{sat,i}$, $K_{sat}=10000K_{sat,i}$ qui sont les plus écartés de la droite $y=x$. Voir figure(5-73)

- $r=50m$

D'après le tableau (5-3), on note que la conductivité hydraulique horizontale obtenue par la méthode de Neuman est très voisine de celle introduite, comme le montre aussi la figure (5-75), où ses valeurs sont concentrées sur la droite $x=y$.

En ce qui concerne les valeurs de la conductivité hydraulique verticale calculées par la méthode de Neuman, on remarque sur la figure (5-75) que les points représentant les valeurs de K_v sont plus rectilignes que celle à $r=5m$ et $r=15m$, sauf pour la valeur à $K_{sat}=2K_{sat,i}$, ($K_{vintroduite}=7.60E-05$ m/s et $K_{vcalculée}=2.35E-05m/s$) qui se décale le plus de la droite $y=x$.

Pour la conductivité hydraulique horizontale K_h , on constate aussi sur la figure (5-75) que les valeurs obtenues à cette distance radiale sont plus condensées que celle calculées auparavant à des distances $r=5m$, $r=15m$

i- Conclusion pour le cas stratifié :

On peut déduire à travers les tableaux et les courbes interprétées auparavant, que plus on s'éloigne du puits, plus les valeurs obtenues par la méthode de Neuman sont plus proches que celles introduites dans l'analyse numérique.

On peut aussi ajouter que le fait d'avoir un grand écart entre la valeur de la conductivité hydraulique verticale calculée par la méthode de Neuman et celle introduite à $K_{sat}=2K_{sat,i}$, est due au fait que le deuxième segment de courbes rabattement temps se situe à un rabattement très petit (égal à 0.00001), ce qui rend l'application de la méthode de Neuman très difficile et donne des résultats erronés.

b- Cas anisotrope :

Les tableaux 5-4, 5-5, 5-6 représentent les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale K_h , la conductivité hydraulique verticale K_v , l'emmagasinement élastique S_a et le débit spécifique S_y calculés par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique, et cela à différentes distances $r = 5, 15$ et $50m$.

Les figures (5-77), (5-79), (5-81) représentent la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale calculées par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique, et cela pour des distances $r=5m, 15m, 50m$.

Dans ce cas, on retrouve les mêmes phénomènes et les mêmes allures des graphes déjà vus dans cas stratifié.

D'après les tableaux 5-4, 5-5, 5-6, la conductivité hydraulique horizontale a des valeurs très voisines de celles introduites. On constate aussi sur les figures (5-77), (5-79), (5-81), que la valeur K_h obtenue par la méthode de Neuman est plus proche de celle introduite dans l'analyse numérique au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits, à part pour la valeur de K_h à $n=1.1$, ce qui coïncide avec le cas stratifié à $K_{sat}=2K_{sat,i}$ comme constaté précédemment.

On observe la même chose pour la conductivité hydraulique verticale calculée par la méthode de Neuman, plus on s'éloigne du puits, plus elle se rapproche de la valeur introduite dans l'analyse numérique (voir figure (5-81)). À l'exception du point à $n=1.1$ qui est le plus éloigné de la droite $y=x$.

Pour le coefficient d'emmagasinement élastique S_a et le débit spécifique S_y , les valeurs obtenues par la méthode de Neuman sont différentes de celles introduites dans l'analyse numérique.

D'après les tableaux 5-4, 5-5, 5-6, on note que les valeurs de S_a calculées par la méthode de Neuman sont différentes selon le rapport d'anisotropie mais gardent le même ordre de grandeur, à part pour $n=1.1$ à $r=50m$. Et c'est ce qui a été observé dans le cas stratifié équivalent à $K_{sat}=2K_{sat,i}$ et cela à la même distance radiale $r=50m$ (voir tableau 5-3).

Sur les figures (5-78), (5-80), (5-82) représentant les courbes de l'emmagasinement élastique calculées par la méthode de Neuman en fonction des valeurs introduites dans l'analyse numérique, on constate que les points sont loin de la courbes $y=x$. Et on note aussi un grand écart pour le point à $n=1.1$ à une distance radiale de 50m.

Tandis que pour le débit spécifique, les points sont assez proches de la droite $y=x$.

ii- Conclusion pour le cas anisotrope

On peut conclure que pour les deux cas stratifié et anisotrope, la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites sont de plus en plus proches au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits pompé.

On peut aussi conclure que pour le calcul de l'emmagasinement élastique et le débit spécifique, la méthode de Neuman n'est pas fiable.

Tableau 5-1 : comparaison des valeurs K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=5m$

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m ³ /s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/S_a
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	1.92E-03	7.80E-05	2.80E-05	5.50E-03	0.112	20.36
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	1.59E-03	7.08E-05	2.83E-05	5.09E-04	0.114	223.97
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	1.55E-03	5.56E-05	2.20E-05	3.95E-04	0.160	405.06
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	1.52E-03	6.78E-05	2.70E-06	9.68E-04	0.193	199.80
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	1.51E-03	6.68E-05	1.07E-06	8.60E-04	--	--
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	1.51E-03	6.94E-05	5.54E-07	9.01E-04	--	--
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	1.49E-03	6.59E-05	2.63E-07	8.54E-04	--	--
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.54E-05	5.22E-08	7.54E-04	--	--
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.16E-05	2.46E-08	5.76E-04	--	--
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	1.48E-03	5.77E-05	2.31E-08	6.07E-04	--	--

Tableau 5-2 : comparaison des valeurs K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r= 15$ m

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m ³ /s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/S_a
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	1.92E-03	8.40E-05	2.25E-05	8.06E-04	0.134	166.25
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	1.59E-03	7.11E-05	1.26E-05	8.50E-04	0.114	134.12
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	1.55E-03	6.86E-05	1.80E-05	6.58E-04	0.110	167.17
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	1.52E-03	6.71E-05	2.98E-06	9.68E-04	0.430	444.21
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	1.51E-03	7.48E-05	1.00E-06	8.37E-04	0.359	428.91
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	1.51E-03	6.41E-05	2.84E-07	7.18E-04	0.308	428.96
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	1.49E-03	6.59E-05	2.92E-07	7.30E-04	--	--
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.81E-05	1.20E-08	7.54E-04	--	--
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.16E-05	1.09E-08	5.91E-04	--	--
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.14E-05	1.09E-08	5.89E-04	--	--

Tableau 5-3 : comparaison des valeurs de K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas stratifiés, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r= 50$ m

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m ³ /s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/S_a
$K_{sat}=2K_{sat,i}$	1.92E-03	8.40E-05	2.35E-05	1.20E-03	0.022	18.33
$K_{sat}=10K_{sat,i}$	1.59E-03	8.49E-05	2.38E-05	1.02E-03	0.024	23.53
$K_{sat}=20K_{sat,i}$	1.55E-03	7.10E-05	1.43E-05	8.21E-04	0.154	187.58
$K_{sat}=100K_{sat,i}$	1.52E-03	7.53E-05	3.01E-06	1.27E-03	0.217	170.87
$K_{sat}=250K_{sat,i}$	1.51E-03	6.68E-05	1.07E-06	9.62E-04	0.385	400.21
$K_{sat}=500K_{sat,i}$	1.51E-03	6.68E-05	2.67E-07	9.62E-04	0.288	299.38
$K_{sat}=1000K_{sat,i}$	1.49E-03	6.86E-05	2.74E-07	7.89E-04	0.197	249.68
$K_{sat}=5000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.27E-05	7.50E-08	6.33E-04	--	--
$K_{sat}=7000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.16E-05	7.30E-08	6.20E-04	--	--
$K_{sat}=10000K_{sat,i}$	1.48E-03	6.56E-05	2.60E-08	7.50E-04	--	--

Tableau 5-4 : comparaison des valeurs e K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=5m$

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
n=1.1	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
n=2.74	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
n=4.9	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
n=22.33	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
n=55	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
n=109.5	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
n=218.65	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
n=1097	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
n=1581.4	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
n=2193.5	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m^3/s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/S_a
n=1.1	2.30E-03	8.11E-05	6.49E-05	7.78E-04	0.350	449.87
n=2.74	2.29E-03	7.30E-05	2.90E-05	6.99E-04	0.419	599.43
n=4.9	2.28E-03	7.27E-05	2.90E-05	6.97E-04	0.314	450.50
n=22.33	2.27E-03	7.20E-05	2.87E-06	6.92E-04	0.129	186.42
n=55	2.25E-03	7.26E-05	2.90E-06	5.23E-04	--	--
n=109.5	2.24E-03	6.78E-05	5.40E-06	6.49E-04	--	--
n=218.65	2.23E-03	6.32E-05	1.01E-06	6.08E-04	--	--
n=1097	2.22E-03	6.67E-05	9.00E-07	6.40E-04	--	--
n=1581.4	2.21E-03	7.04E-05	2.81E-07	6.76E-04	--	--
n=2193.5	2.21E-03	7.03E-05	1.12E-07	6.75E-04	--	--

Tableau 5-5 : comparaison des valeurs e K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=15m$

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
n=1.1	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
n=2.74	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
n=4.9	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
n=22.33	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
n=55	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
n=109.5	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
n=218.65	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
n=1097	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
n=1581.4	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
n=2193.5	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m^3/s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/S_a
n=1.1	2.30E-03	8.56E-05	7.60E-05	6.84E-04	0.274	400.58
n=2.74	2.29E-03	8.10E-05	3.60E-05	6.48E-04	0.778	1200.6
n=4.9	2.28E-03	6.45E-05	2.87E-05	6.88E-04	0.413	600.29
n=22.33	2.27E-03	6.06E-05	2.48E-06	5.45E-04	0.327	600
n=55	2.25E-03	6.38E-05	2.83E-06	5.10E-04	0.459	900
n=109.5	2.24E-03	6.75E-05	8.95E-07	7.20E-04	0.432	600
n=218.65	2.23E-03	6.72E-05	8.95E-07	7.17E-04	--	--
n=1097	2.22E-03	6.67E-05	2.96E-08	7.11E-04	--	--
n=1581.4	2.21E-03	6.66E-05	2.95E-08	7.09E-04	--	--
n=2193.5	2.21E-03	6.84E-05	3.04E-08	7.29E-04	--	--

Tableau 5-6 : comparaison des valeurs e K_h , K_v , S_a et S_y pour les cas anisotrope, calculées par la méthode de Neuman avec les valeurs introduites dans l'analyse, à $r=50m$

Paramètres introduit dans l'analyse :

	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y
n=1.1	8.40E-05	7.60E-05	1.00E-05	0.358
n=2.74	7.12E-05	2.60E-05	1.00E-05	0.358
n=4.9	6.96E-05	1.41E-05	1.00E-05	0.163
n=22.33	6.83E-05	3.06E-06	1.00E-05	0.163
n=55	6.81E-05	1.24E-06	1.00E-04	0.319
n=109.5	6.81E-05	6.22E-07	1.00E-04	0.319
n=218.65	6.80E-05	3.11E-07	1.00E-04	0.319
n=1097	6.80E-05	6.20E-08	1.00E-04	0.190
n=1581.4	6.80E-05	4.30E-08	1.00E-04	0.190
n=2193.5	6.80E-05	3.30E-08	1.00E-04	0.190

Paramètres calculés par la méthode de Neuman:

	Q (m ³ /s)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	S_a	S_y	S_y/ S_a
n=1.1	2.30E-03	3.22E-03	9.02E-04	1.56E-02	0.928	59.49
n=2.74	2.29E-03	7.60E-05	4.50E-05	1.55E-03	0.117	75.48
n=4.9	2.28E-03	7.66E-05	1.80E-05	7.30E-04	0.193	264.38
n=22.33	2.27E-03	7.61E-05	4.50E-06	7.31E-04	0.219	283.27
n=55	2.25E-03	6.37E-05	1.53E-06	6.12E-04	0.367	599.67
n=109.5	2.24E-03	6.00E-05	9.60E-07	6.34E-04	0.346	545.74
n=218.65	2.23E-03	7.11E-05	2.84E-07	6.84E-04	0.103	160.94
n=1097	2.22E-03	6.67E-05	1.59E-08	6.40E-04	--	--
n=1581.4	2.21E-03	6.66E-05	7.95E-08	6.39E-04	_	--
n=2193.5	2.21E-03	6.83E-05	8.30E-08	6.56E-04	—	--

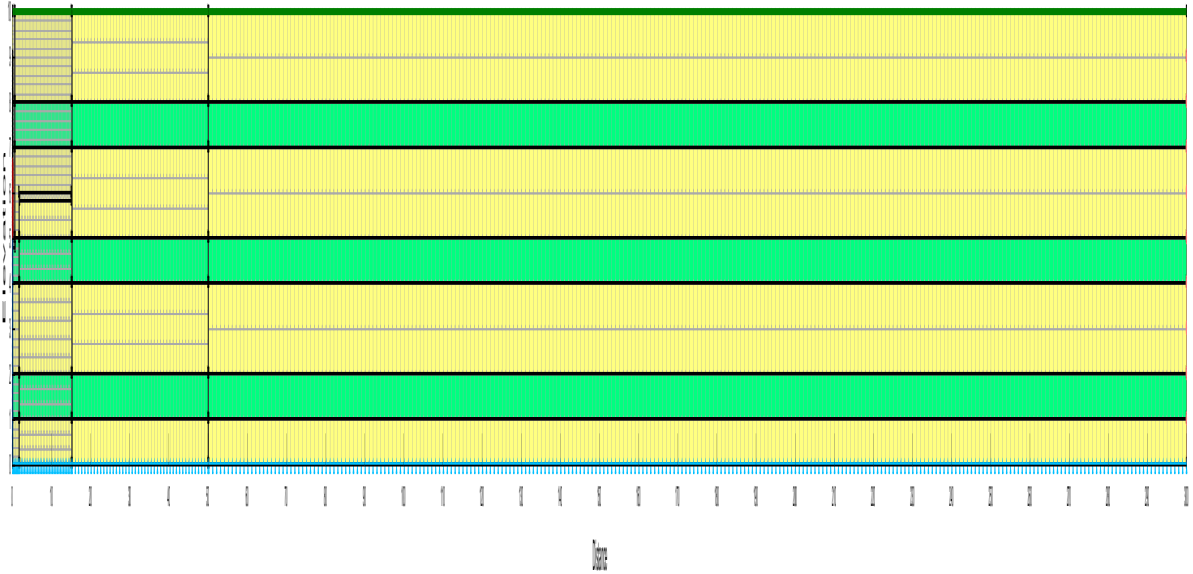


Figure (5-1) : Représentation de la grille d'élément fini avec 5730 nœuds pour le cas stratifié

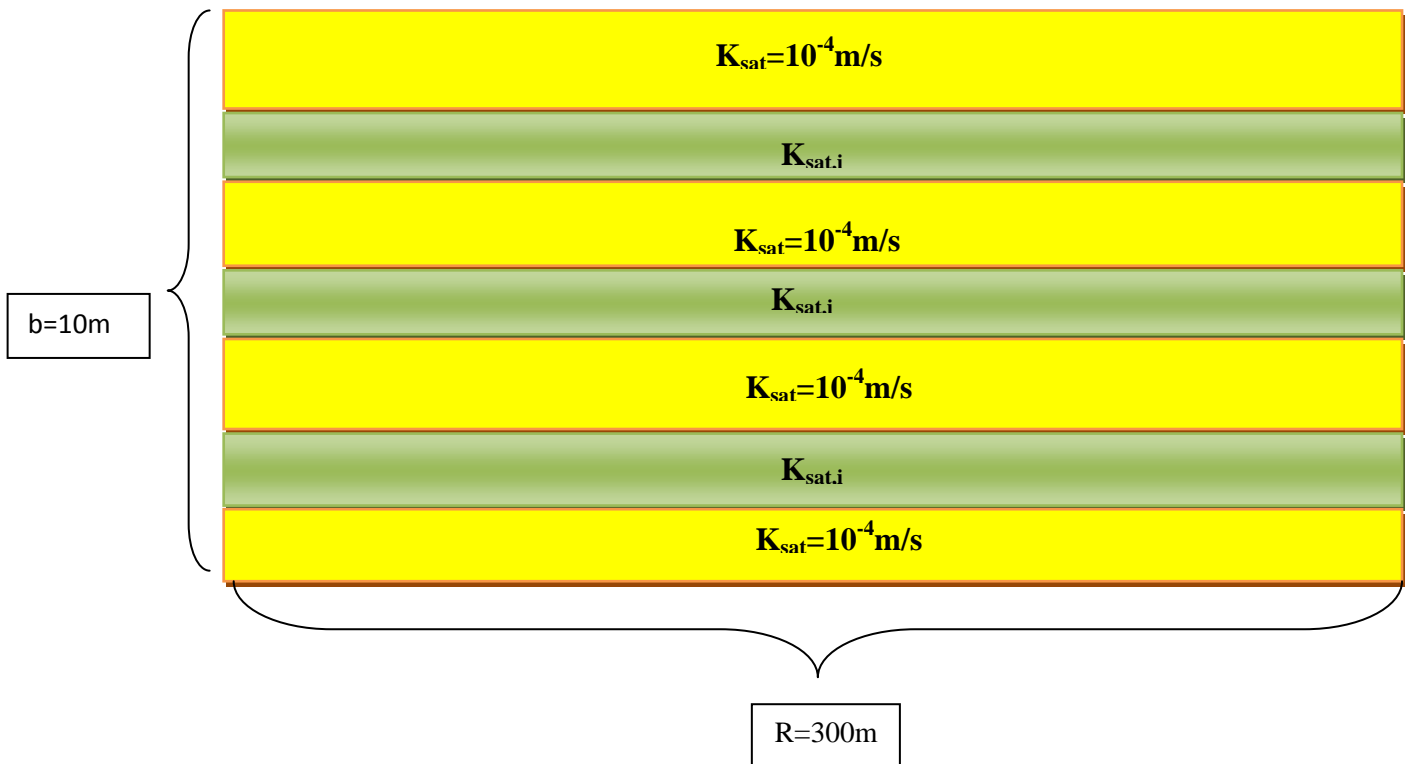


Figure (5-2) : Schémas représentatifs des modèles stratifiés

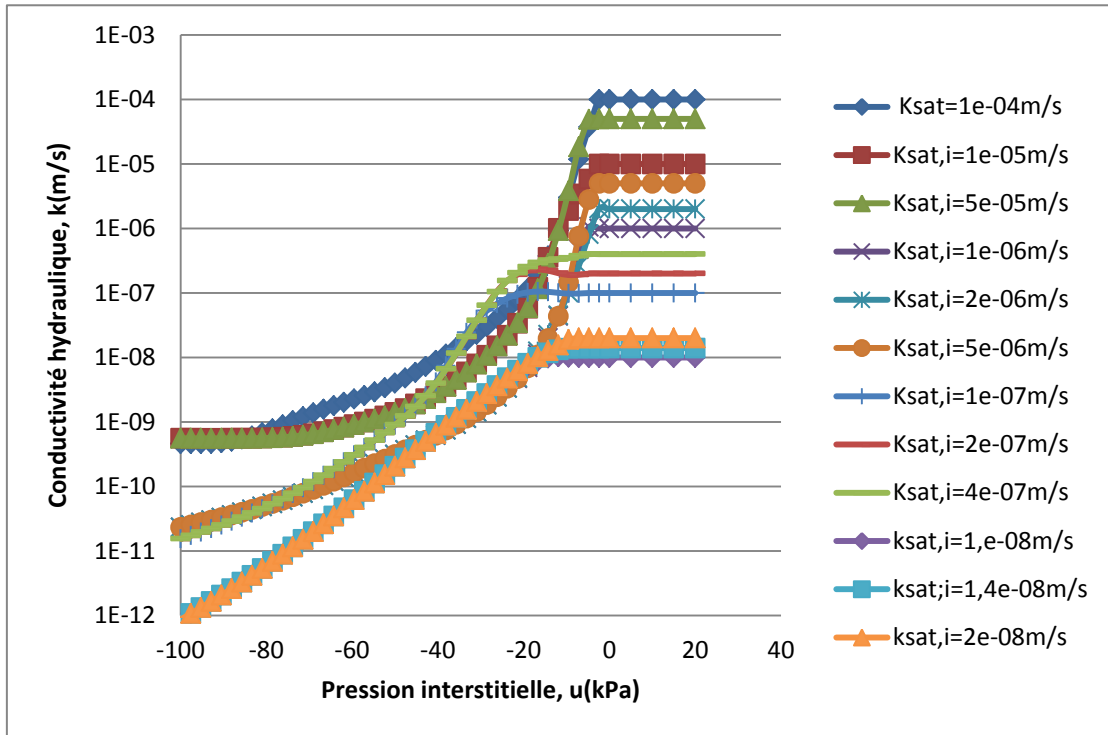


Figure (5-3) : Représentation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle

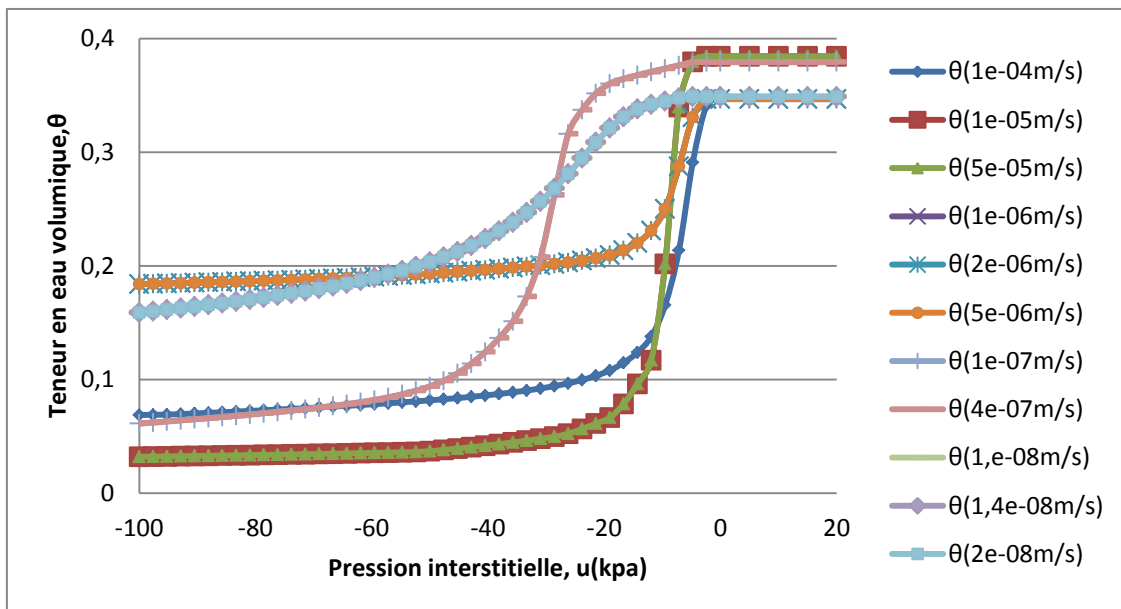


Figure (5-4) : Représentation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle

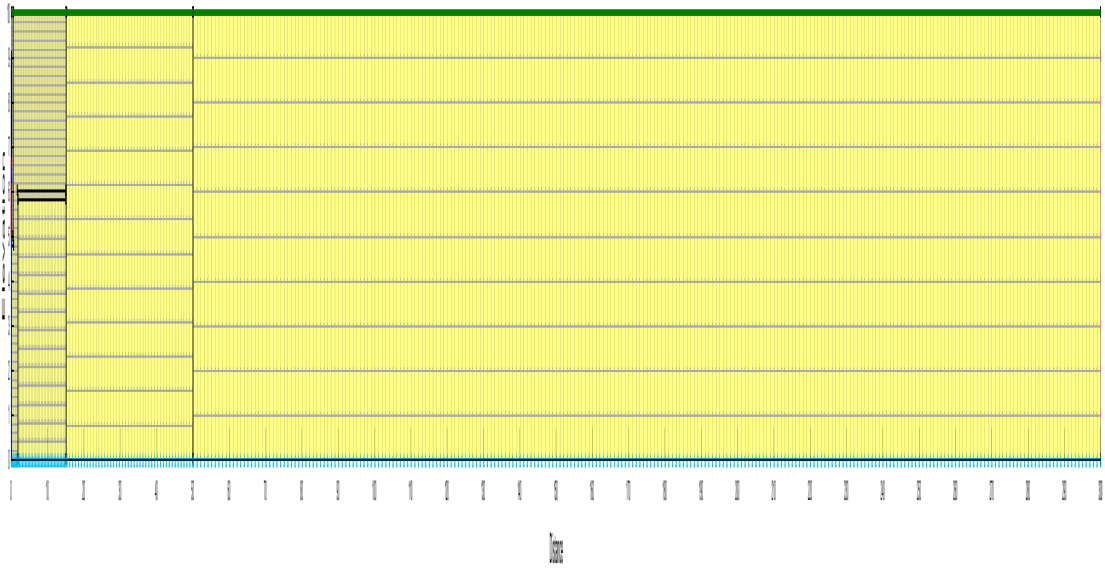


Figure (5-5) : Représentation de la grille d'élément fini avec 5730 nœuds pour le cas homogène anisotrope

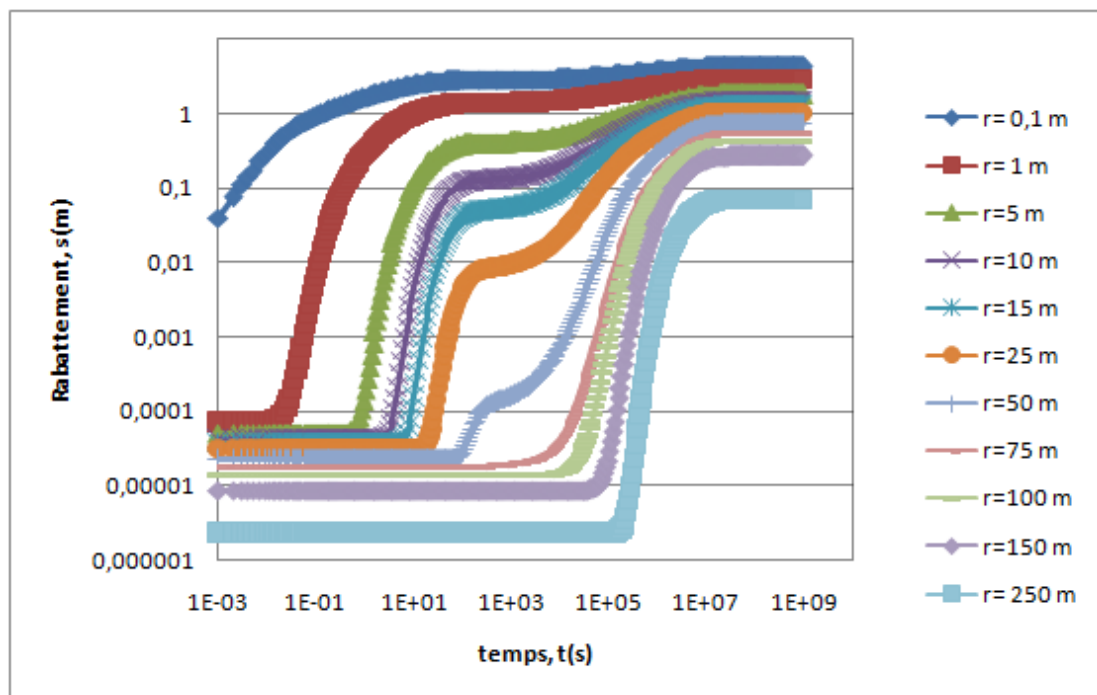


Figure (5-6): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=2K_{sat,i}$, $z=0m$.

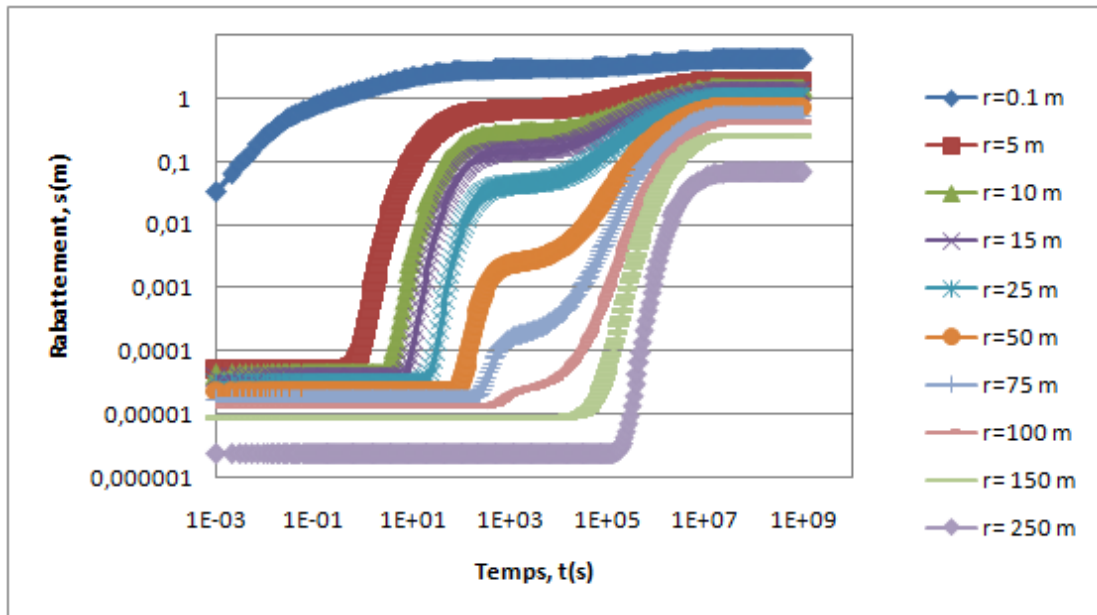


Figure (5-7): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=10K_{sat,i}$, $z=0m$.

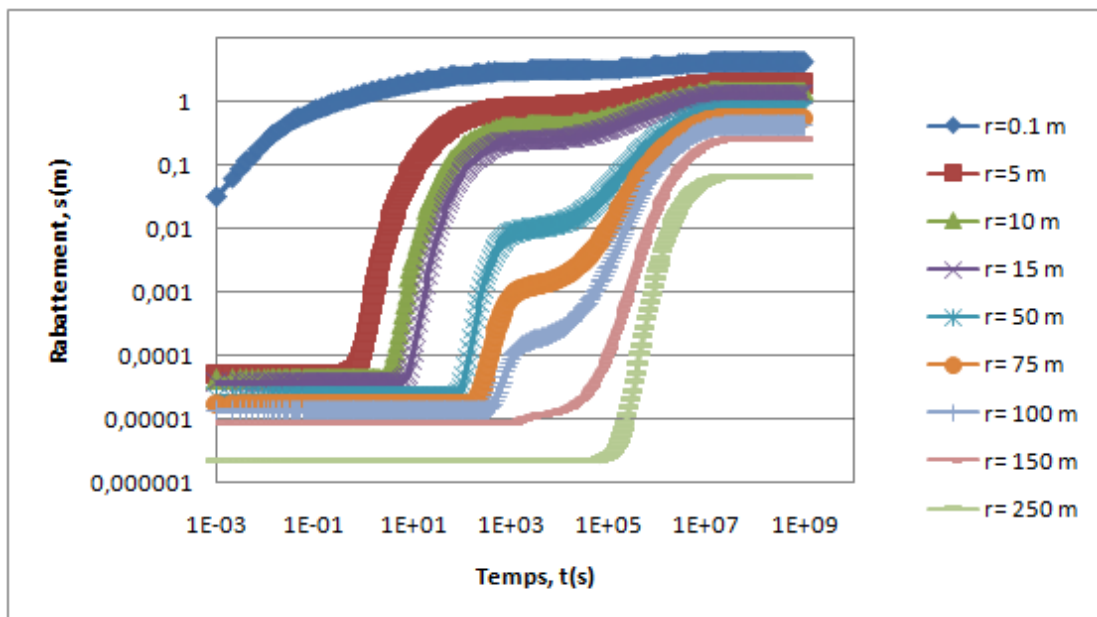


Figure (5-8): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=20K_{sat,i}$, $z=0m$.

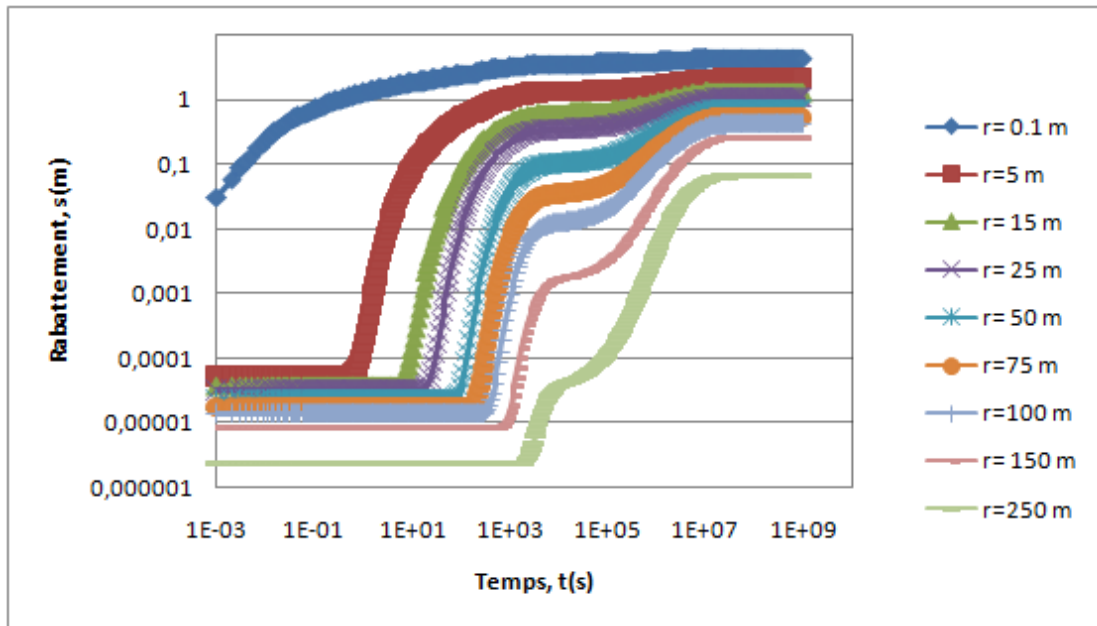


Figure (5-9): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=100K_{sat,i}$, $z=0m$.

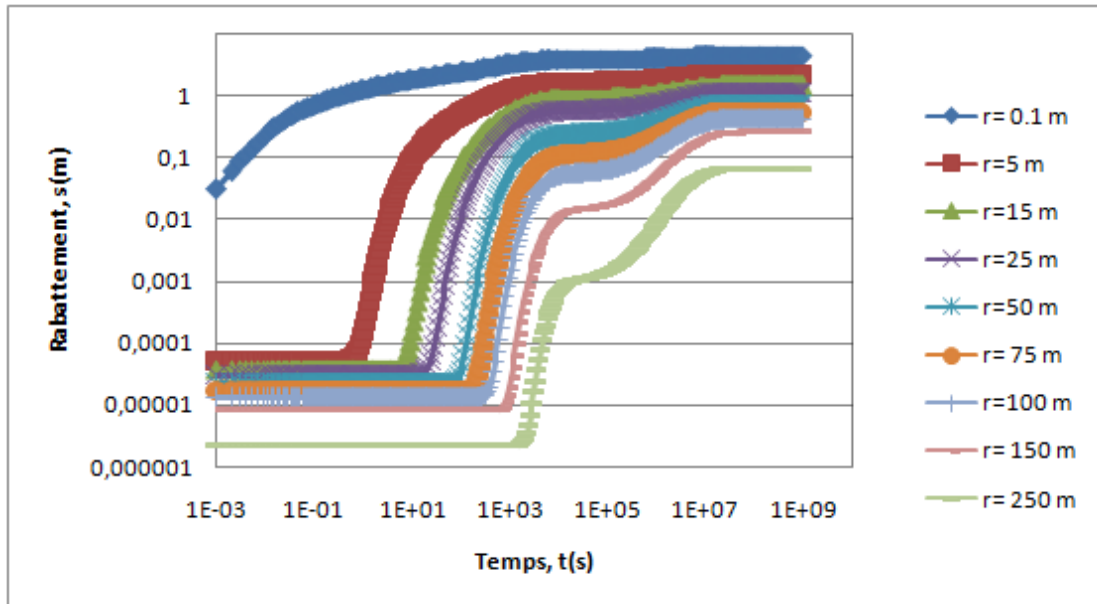


Figure (5-10): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=250K_{sat,i}$, $z=0m$.

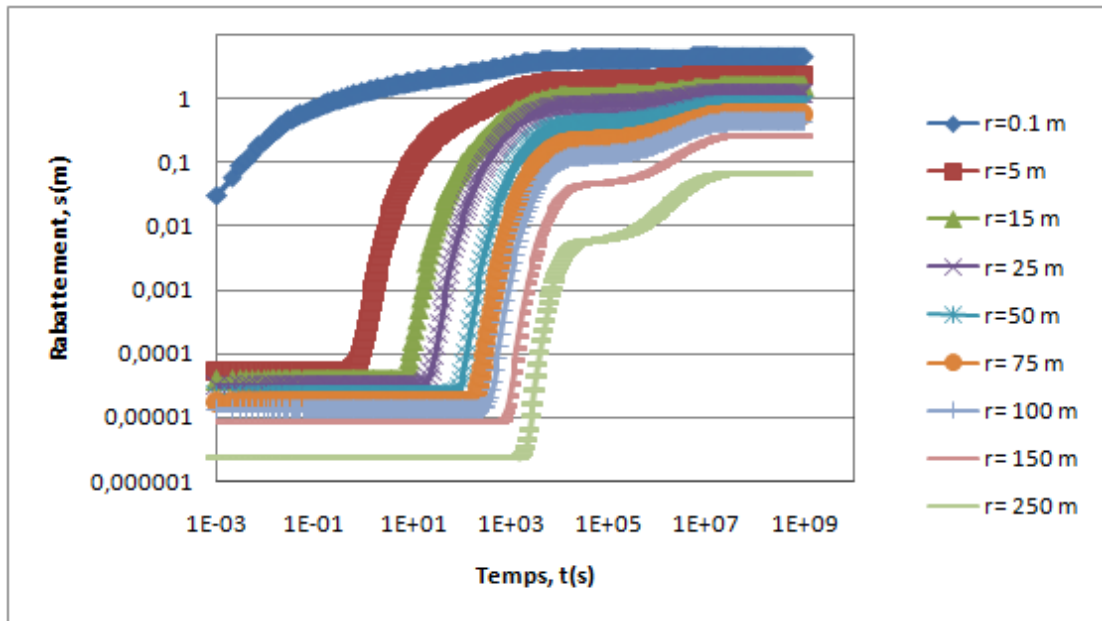


Figure (5-11): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=500K_{sat,i}$, $z=0m$.

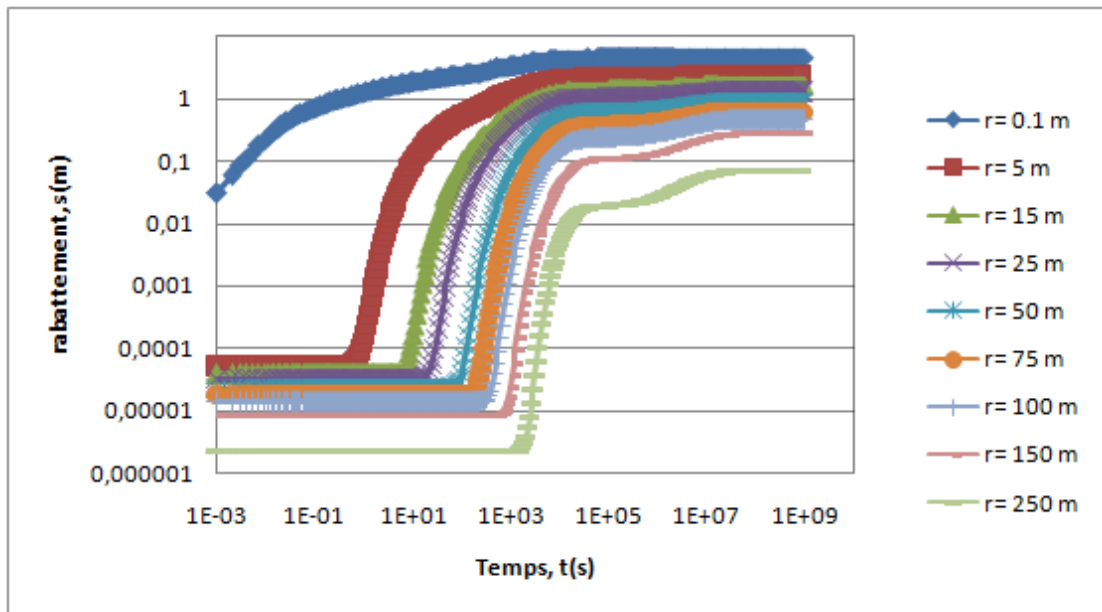


Figure (5-12): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=1000K_{sat,i}$, $z=0m$.

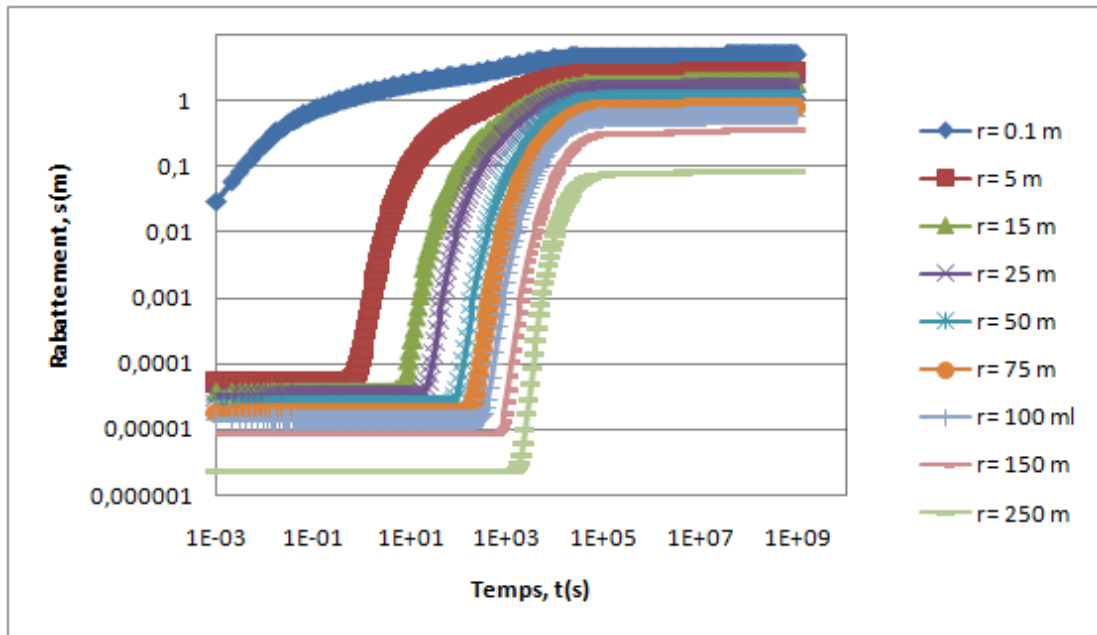


Figure (5-13): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=5000K_{sat,i}$, $z=0m$.

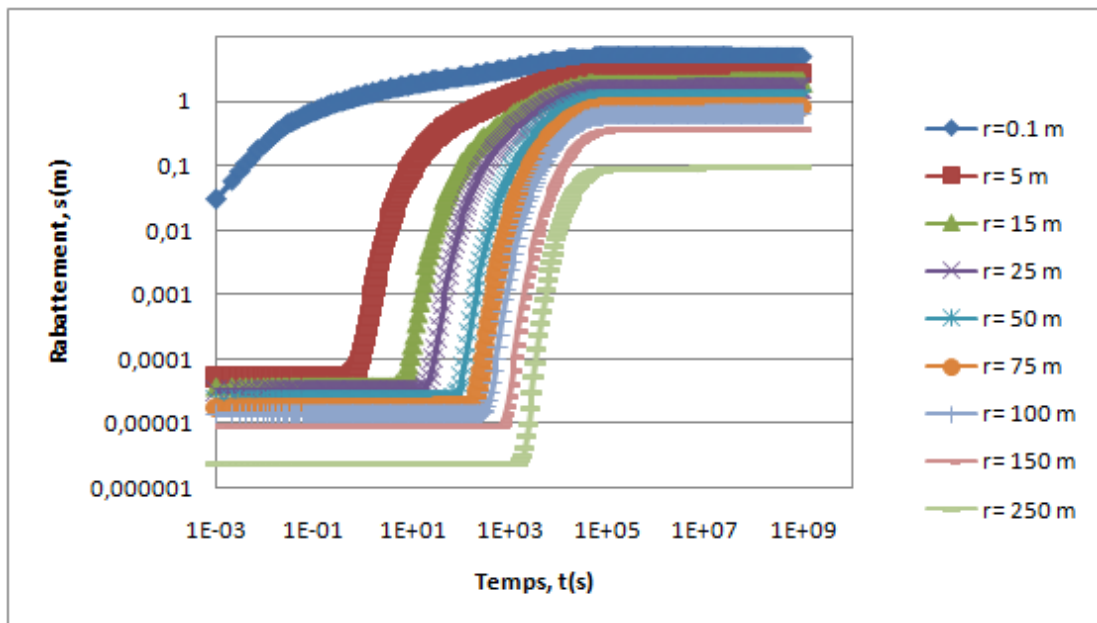


Figure (5-14): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=7000K_{sat,i}$, $z=0m$.

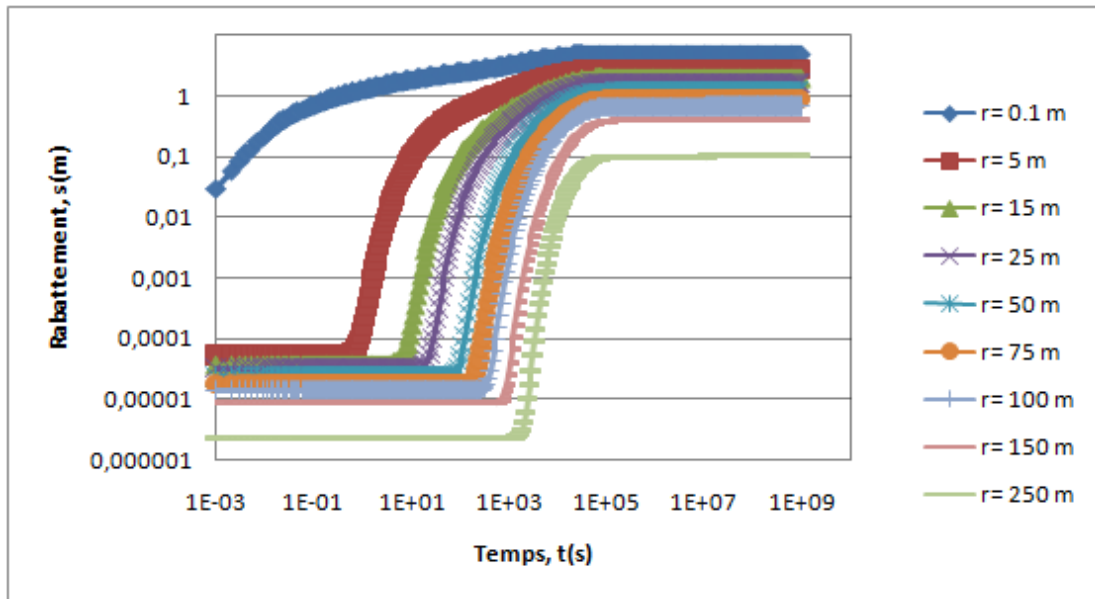


Figure (5-15): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $K_{sat}=10000K_{sat,i}$, $z=0m$.

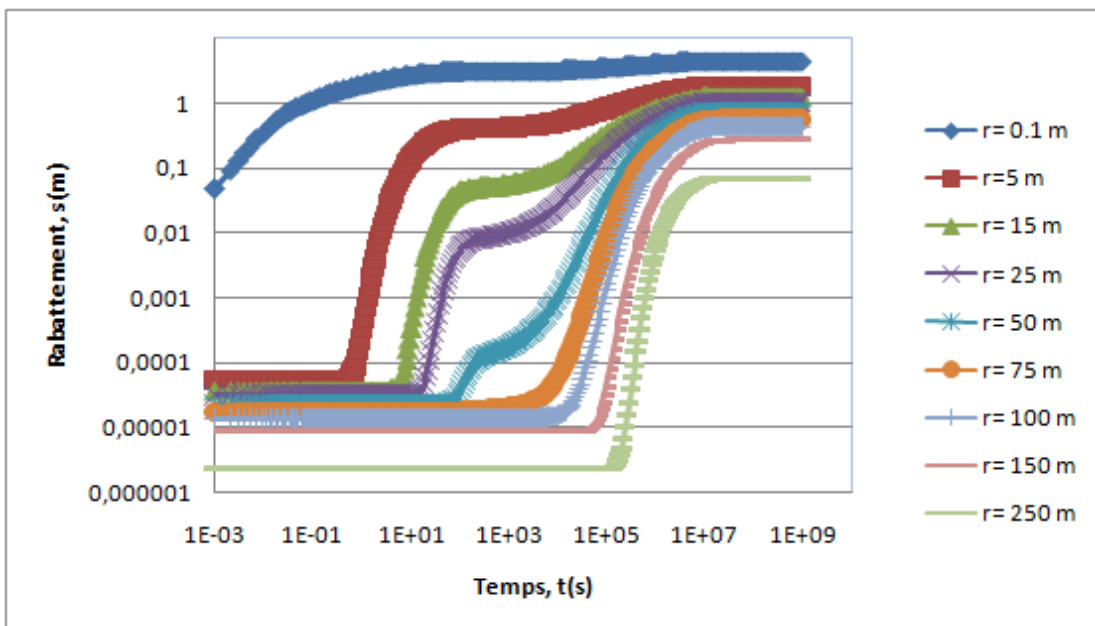


Figure (5-16): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1.1$, $z=0m$.

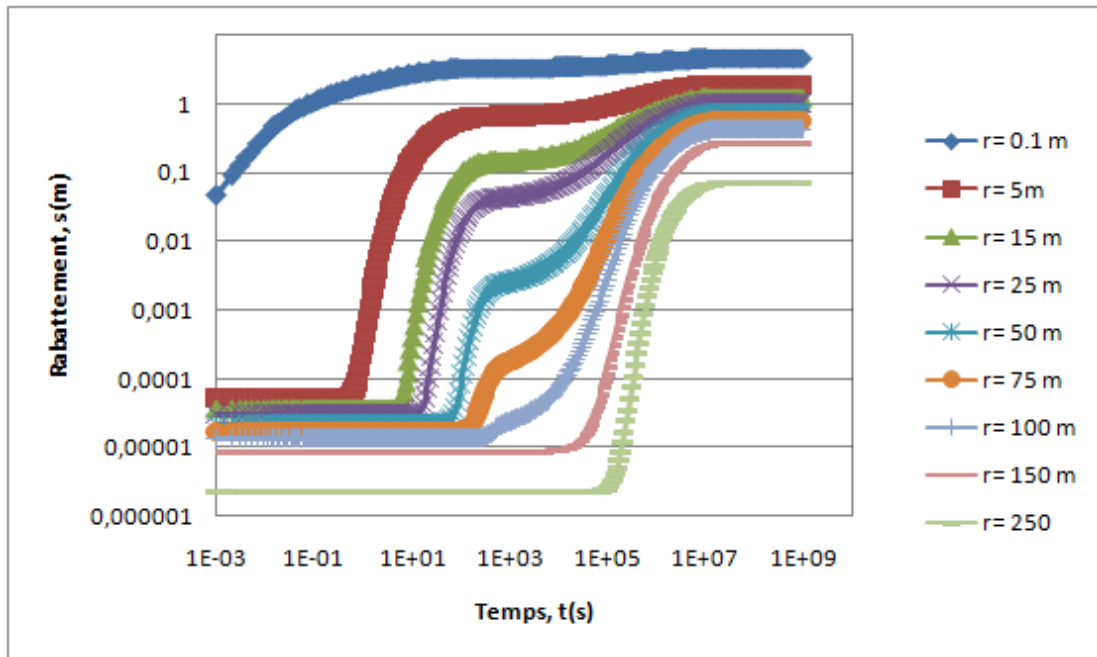


Figure (5-17): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=2.74$, $z=0m$.

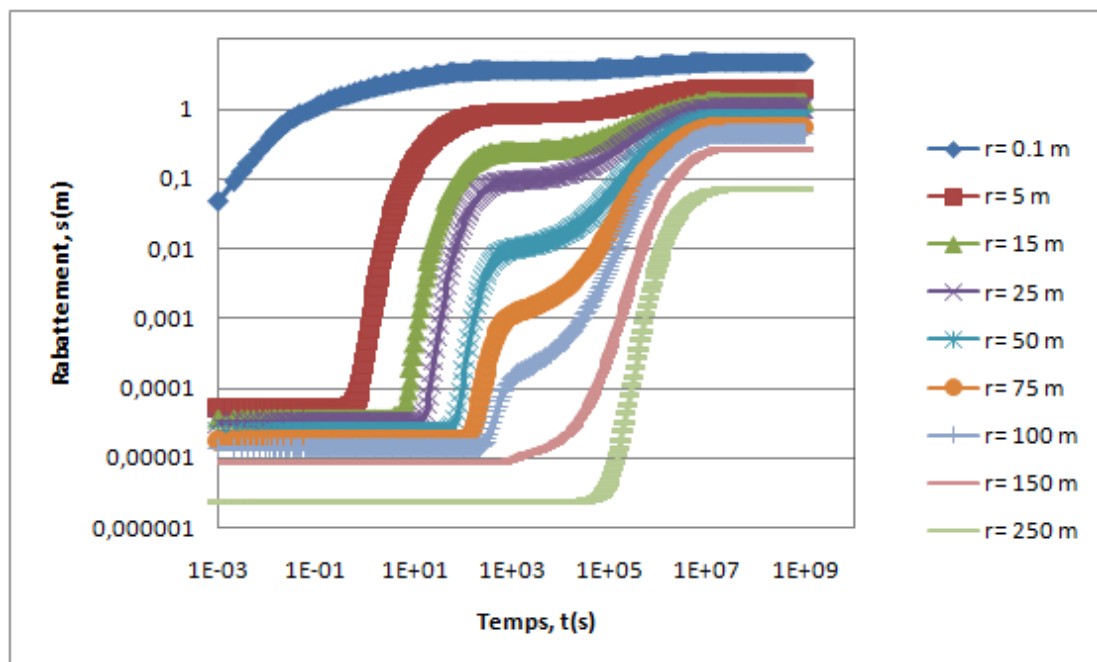


Figure (5-18): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=4.9$, $z=0m$.

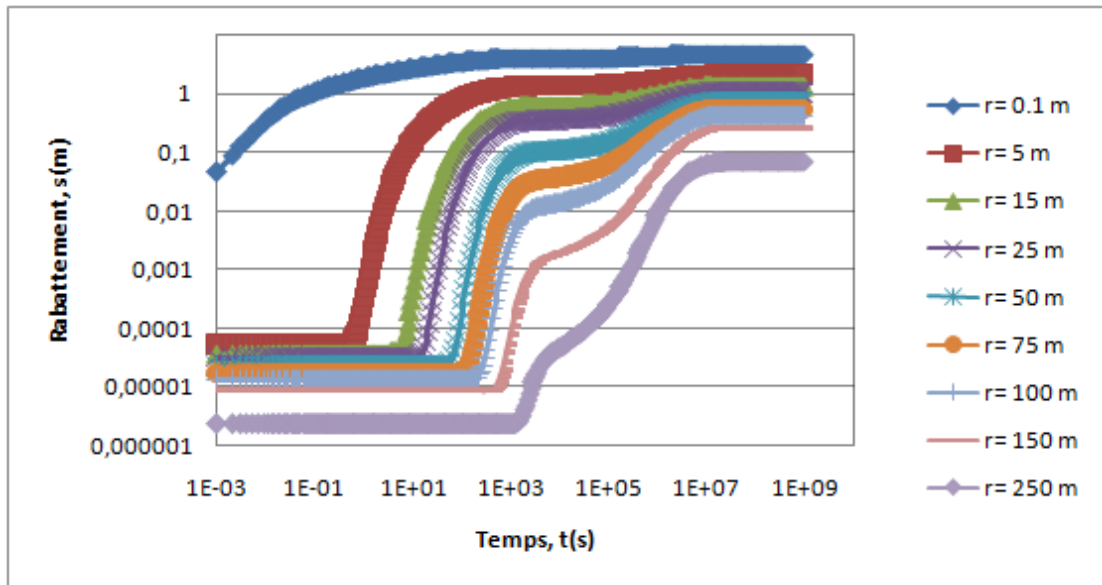


Figure (5-19): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=22.33$, $z=0m$.

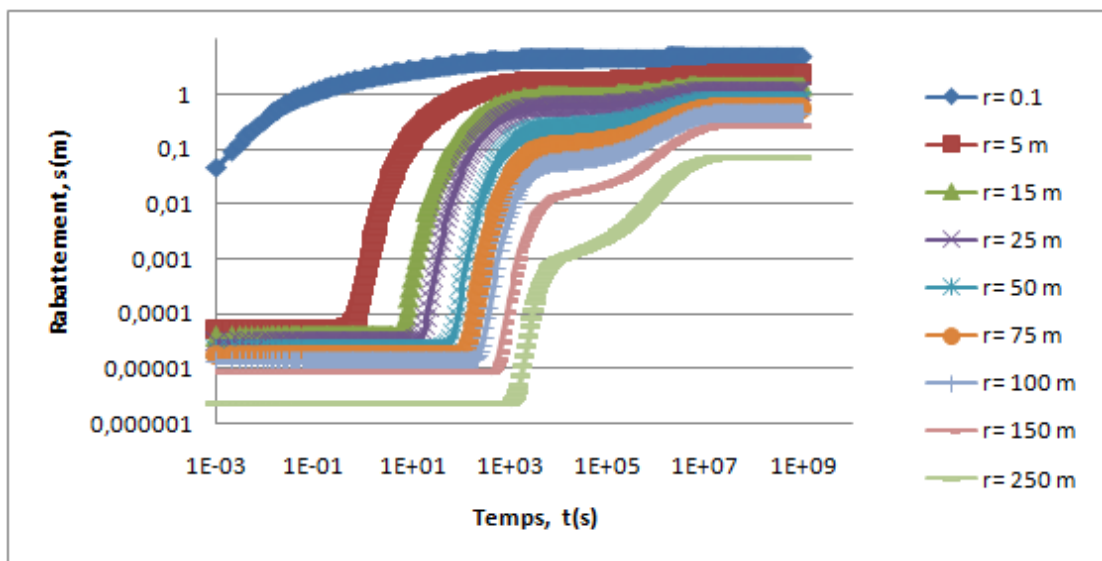


Figure (5-20): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=55$, $z=0m$.

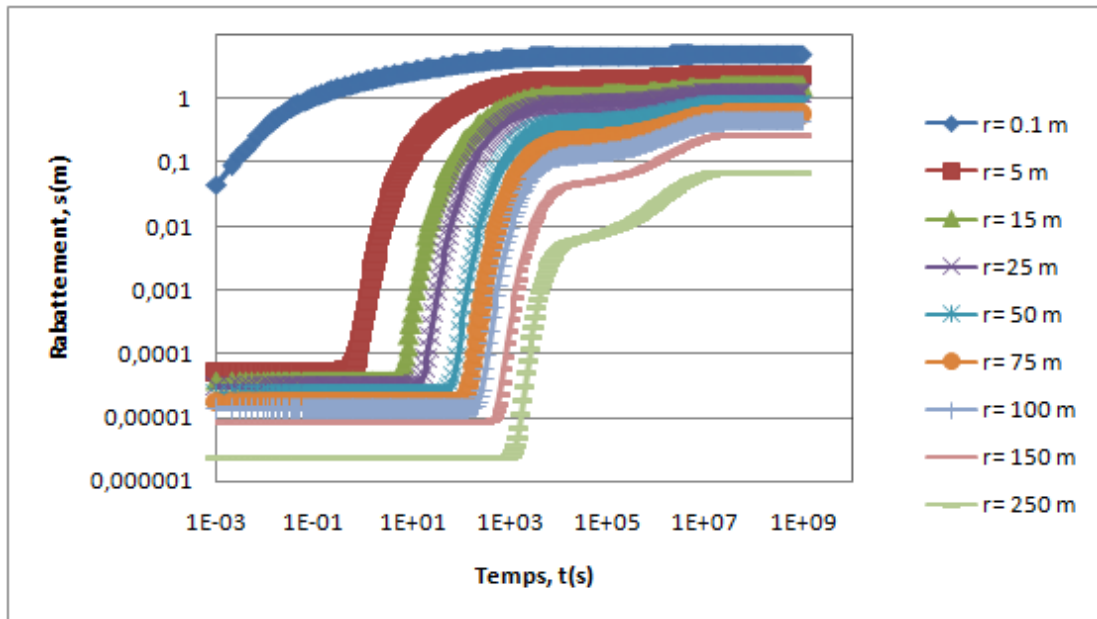


Figure (5-21): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=109.5, z=0$

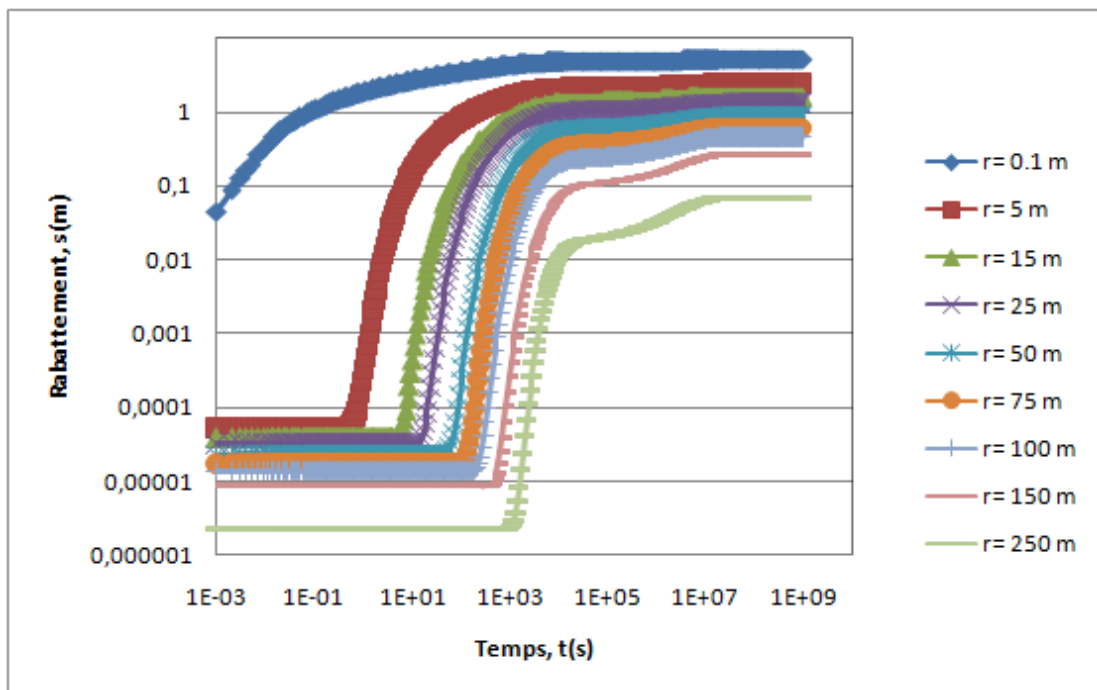


Figure (5-22): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=218.65, z=0m$.

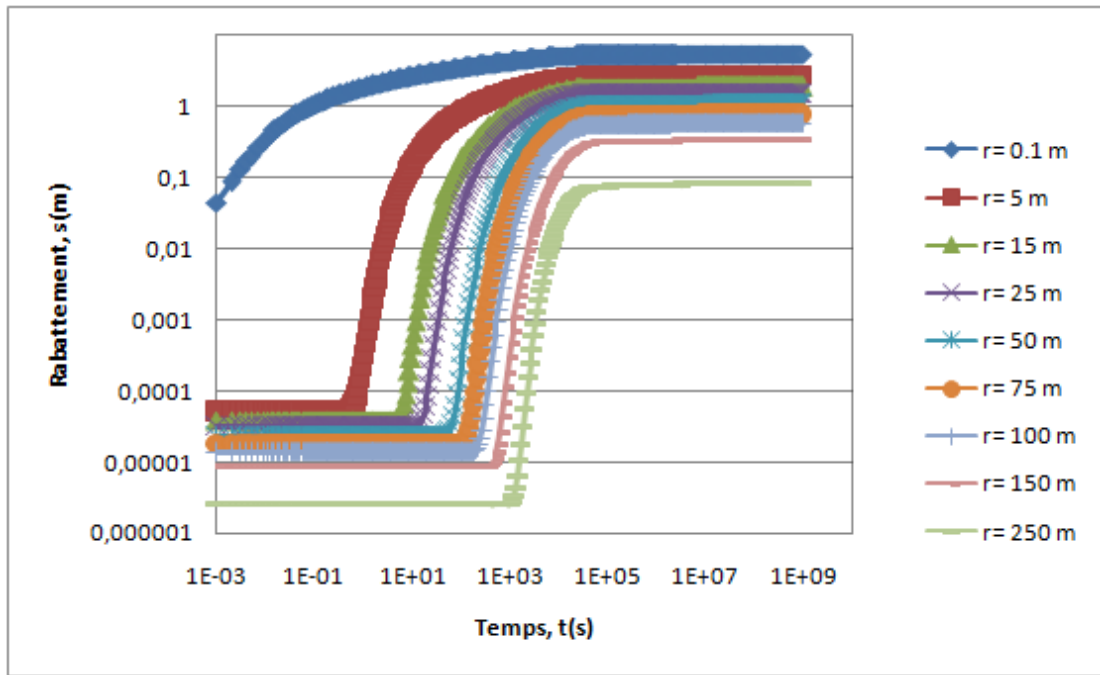


Figure (5-23): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1097$, $z=0m$.

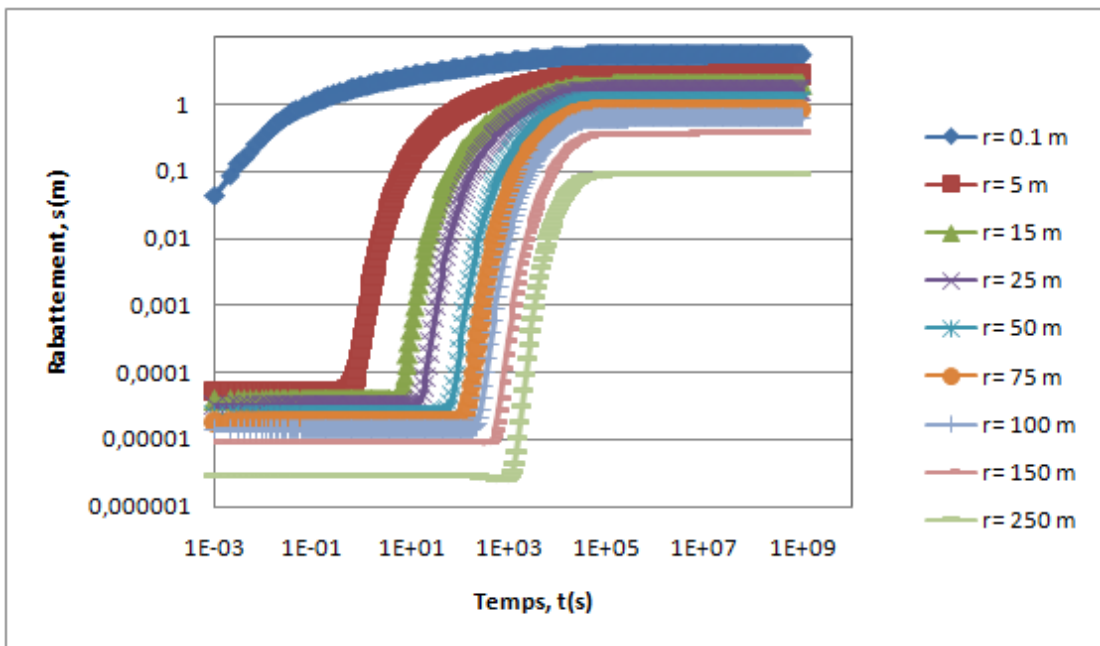


Figure (5-24): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=1581.4$, $z=0m$.

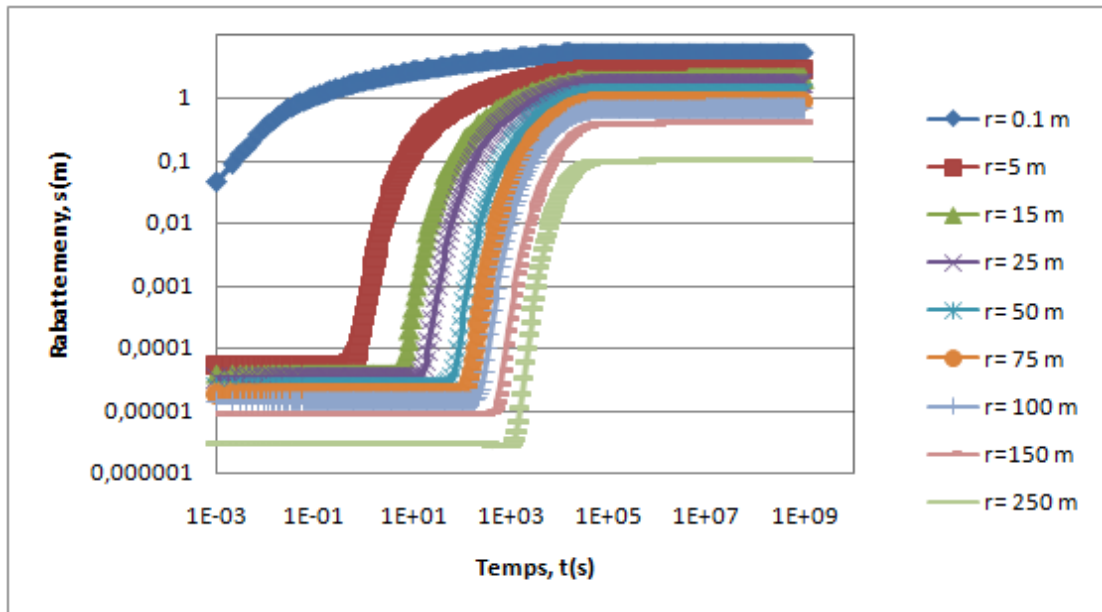


Figure (5-25): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents piézomètres de la phase de pompage d'aquifère stratifié $n=2193.5$, $z=0m$.

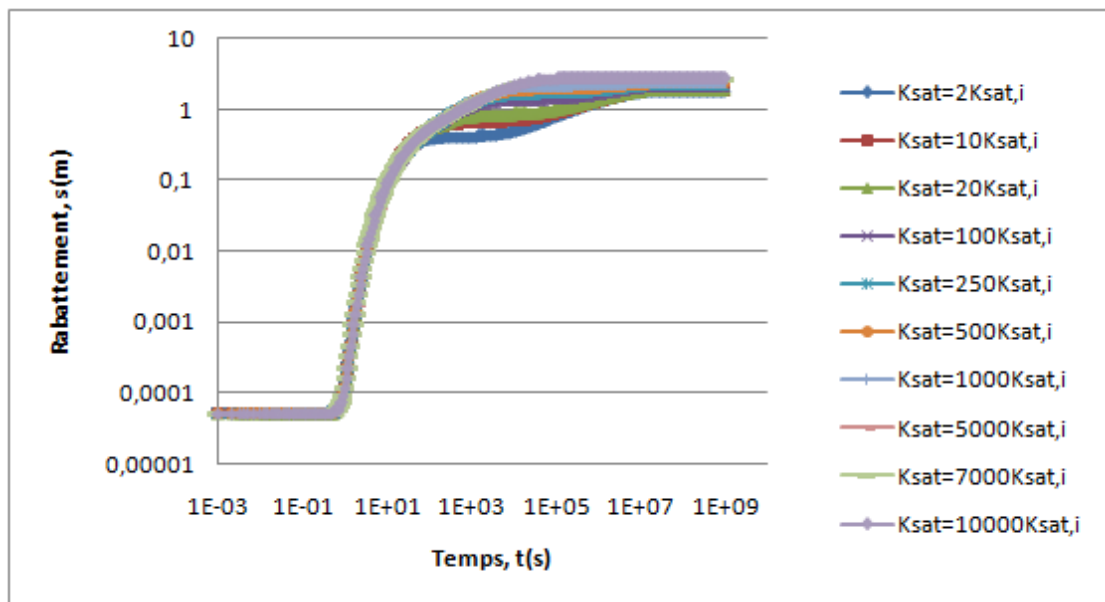


Figure (5-26): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$, $r=5m$, $z=0m$.

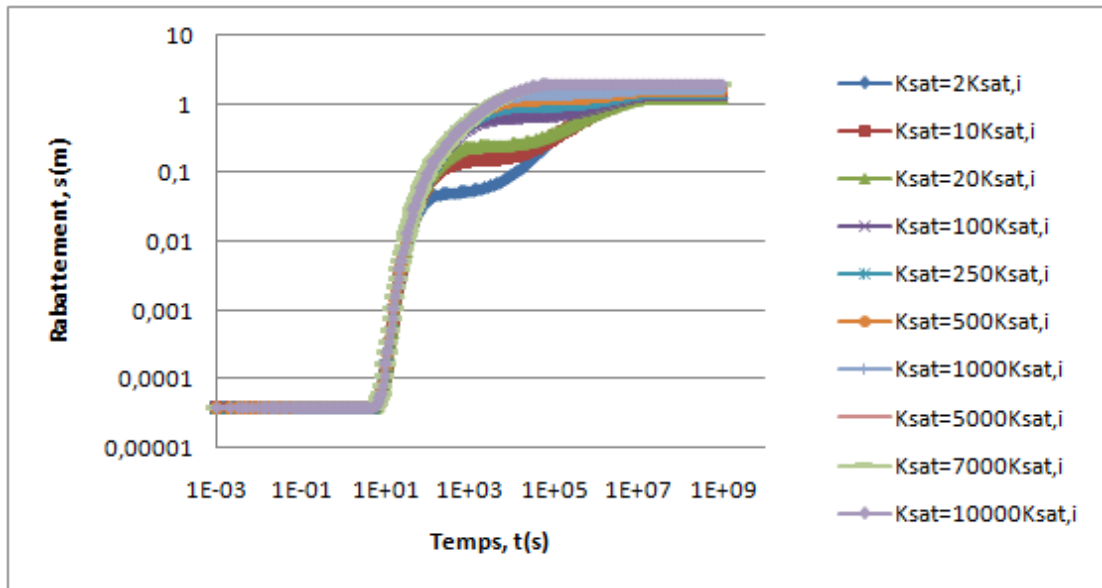


Figure (5-27): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$, $r=15m$, $z=0m$.

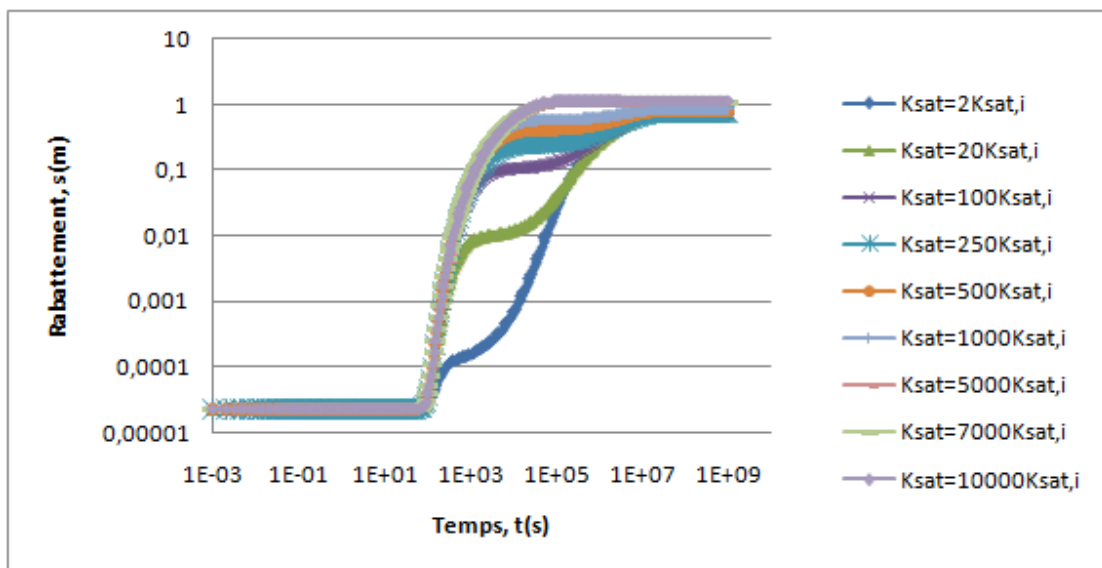


Figure (5-28): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$, $r=50m$, $z=0m$.

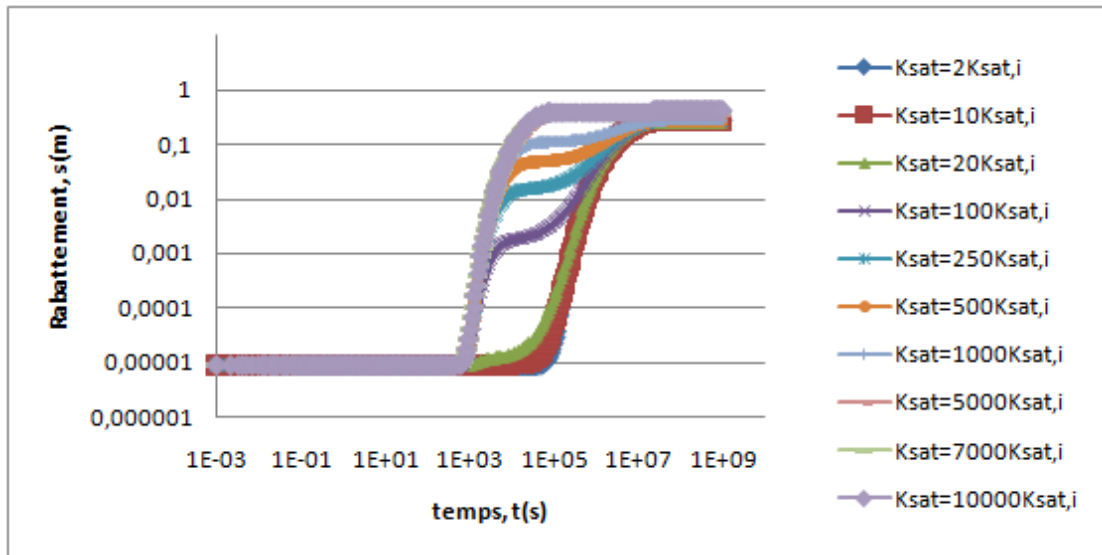


Figure (5-29): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$, $r=150m$, $z=0m$.

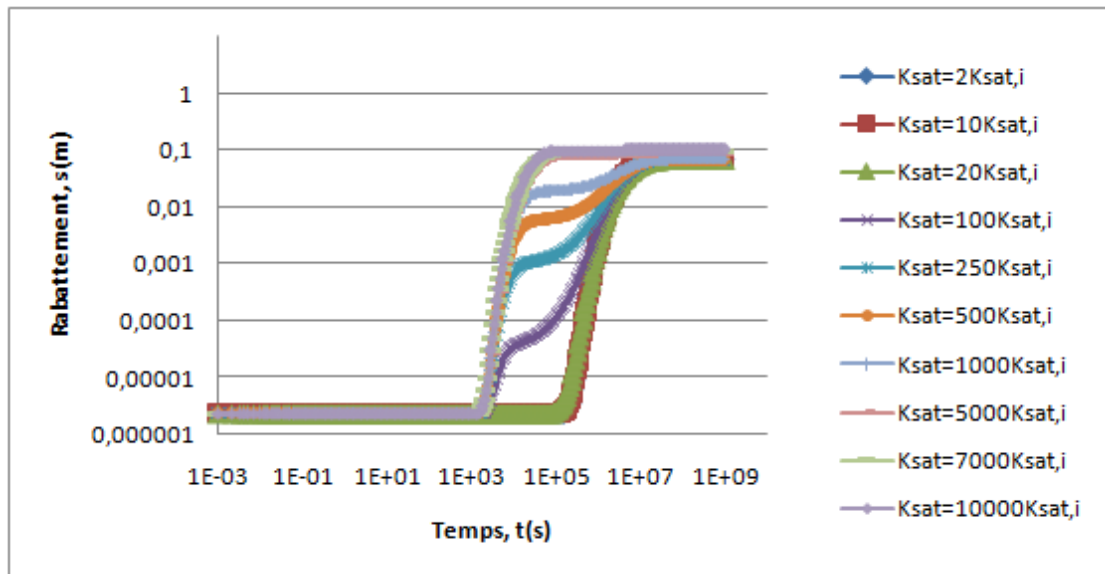


Figure (5-30): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$, $r=250m$, $z=0m$.

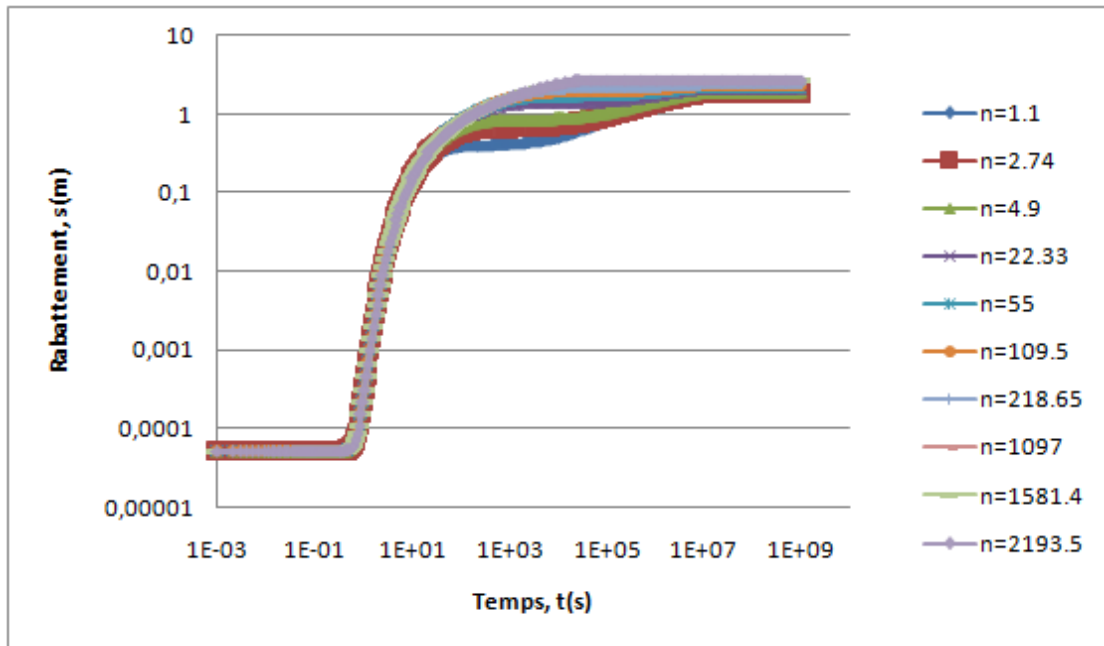


Figure (5-31): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficients d'anisotropie n à $r=5\text{m}$, $z=0\text{m}$.

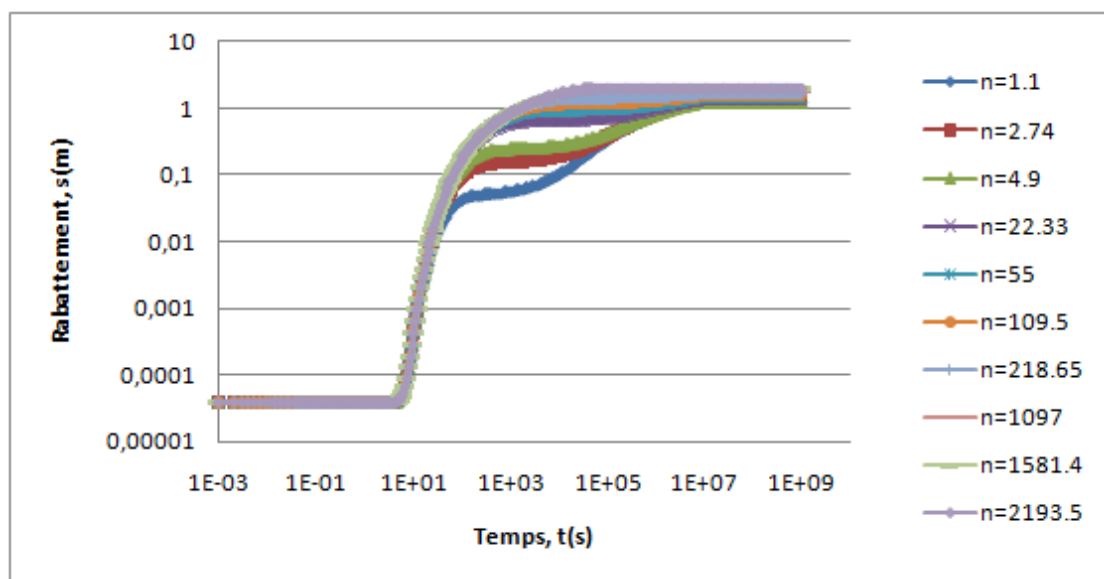


Figure (5-32): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficients d'anisotropie n à $r=15\text{m}$, $z=0\text{m}$.

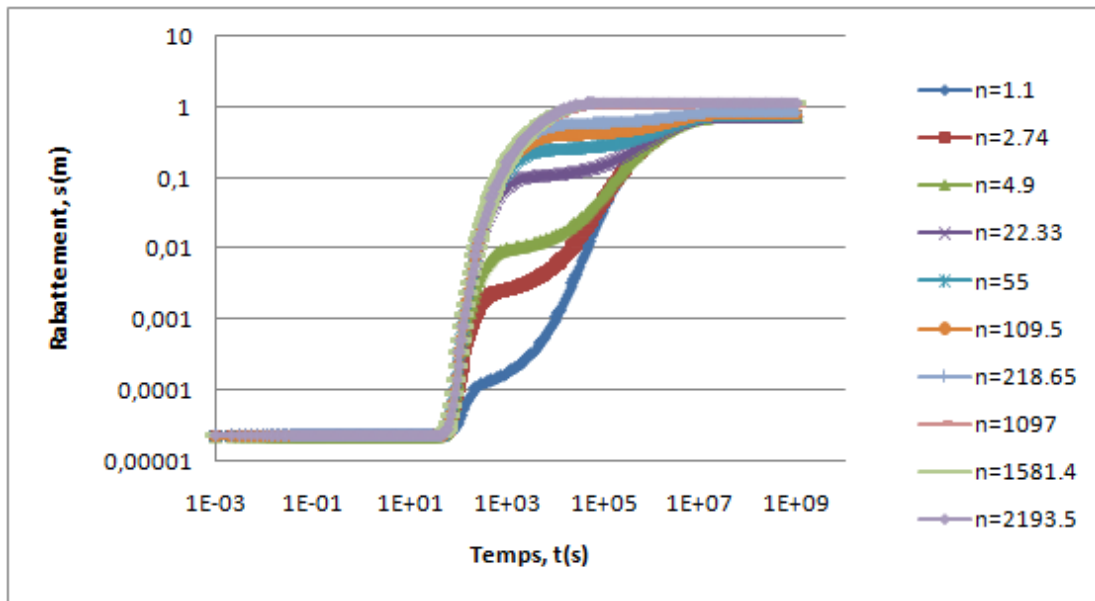


Figure (5-33): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficients d'anisotropie n à $r=50\text{m}$, $z=0\text{m}$.

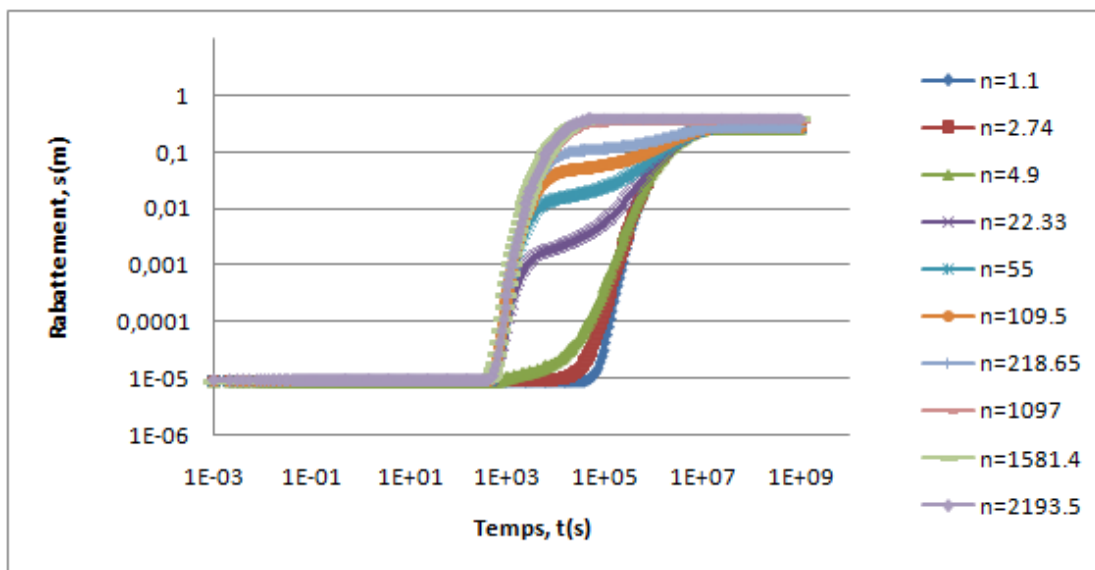


Figure (5-34): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficients d'anisotropie n à $r=150\text{m}$, $z=0\text{m}$.

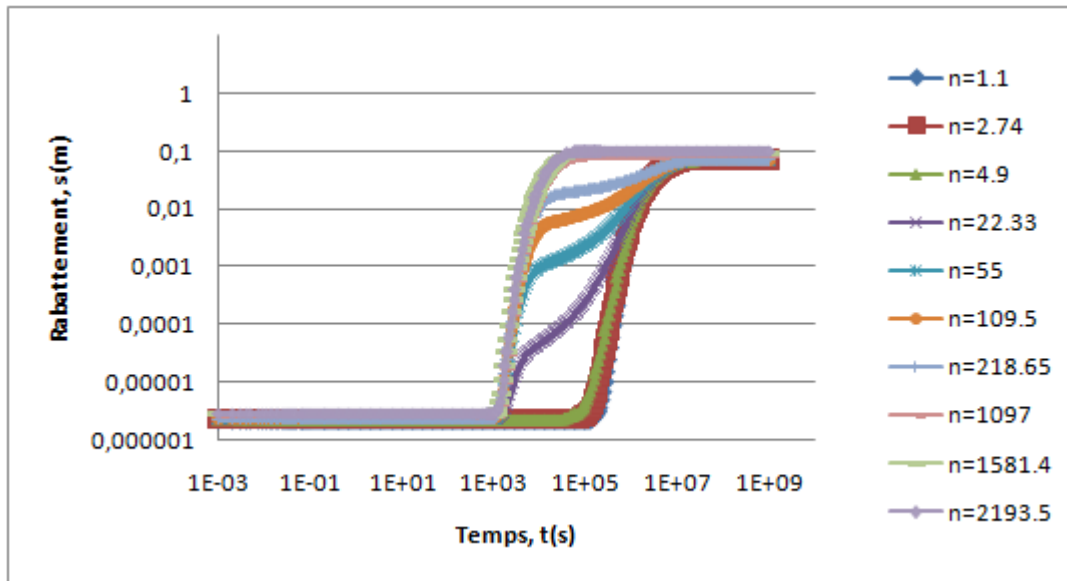


Figure (5-35): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents coefficients d'anisotropie n à $r=250\text{m}$, $z=0\text{m}$.

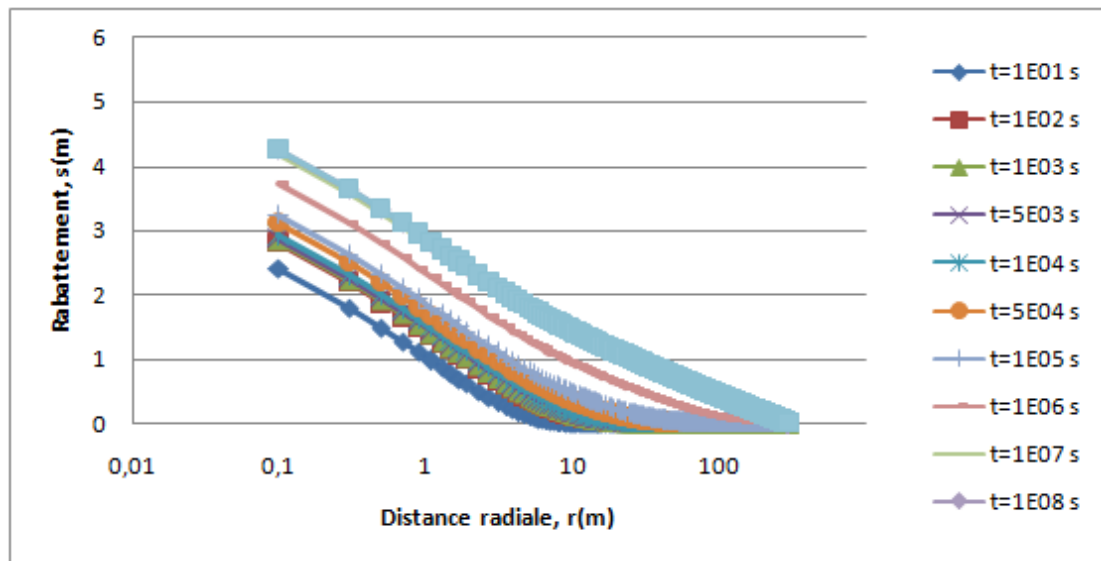


Figure (5-36): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{\text{sat}}=2K_{\text{sat},i}$, $z=0\text{m}$.

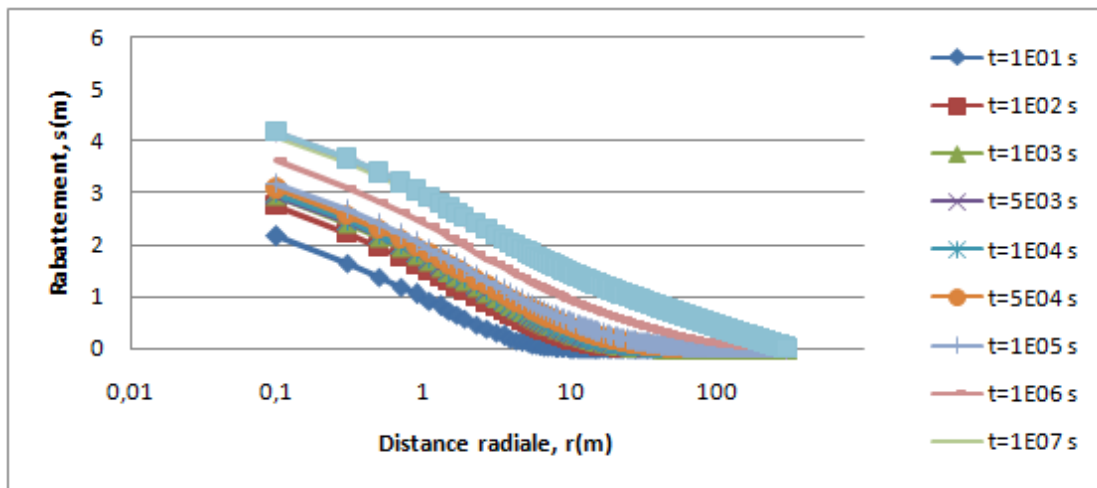


Figure (5-37): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat}=10K_{sat,i}$, $z=0m$.

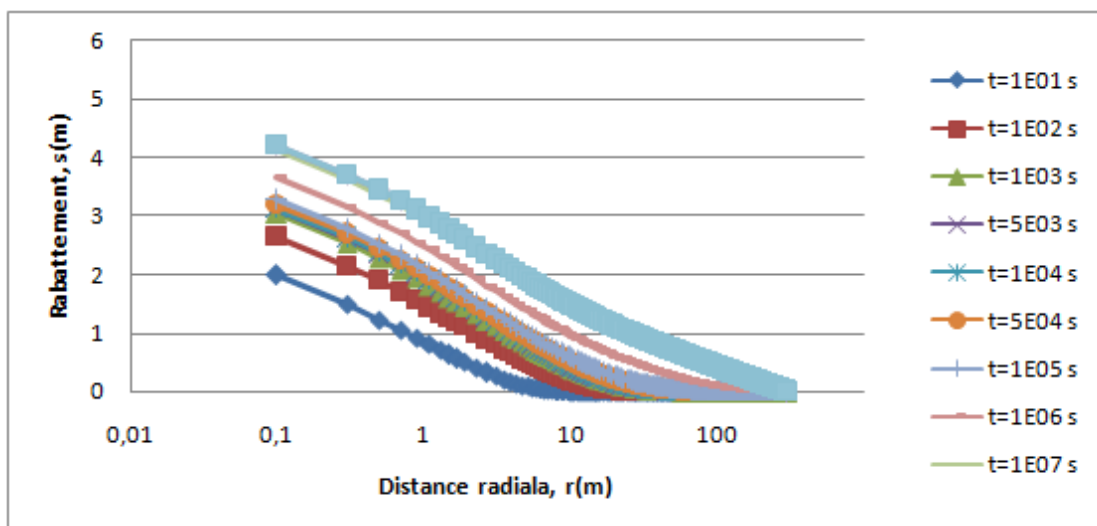


Figure (5-38): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat}=20K_{sat,i}$, $z=0m$.

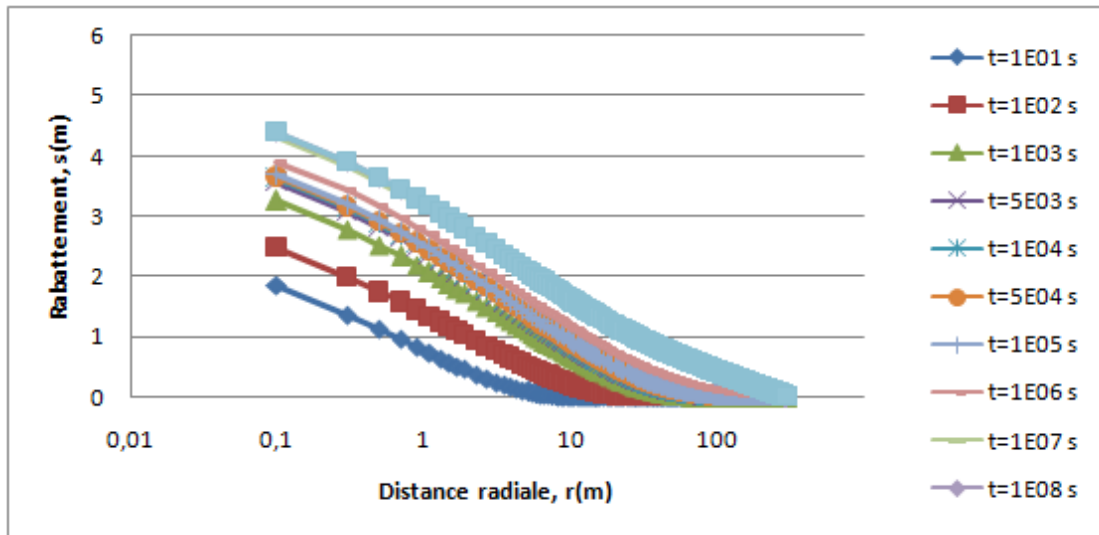


Figure (5-39): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat} = 100K_{sat,i}$, $z = 0m$.

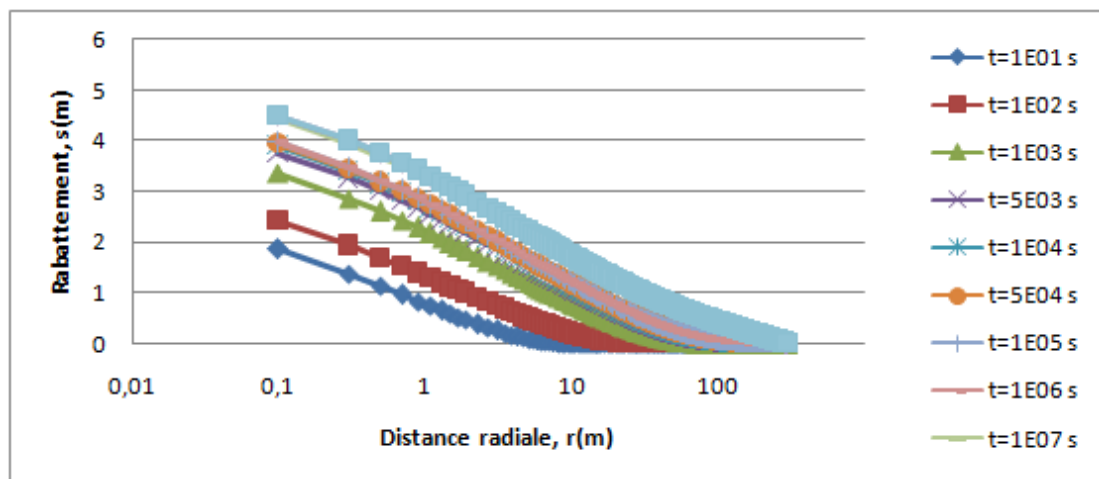


Figure (5-40): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat} = 250K_{sat,i}$, $z = 0m$.

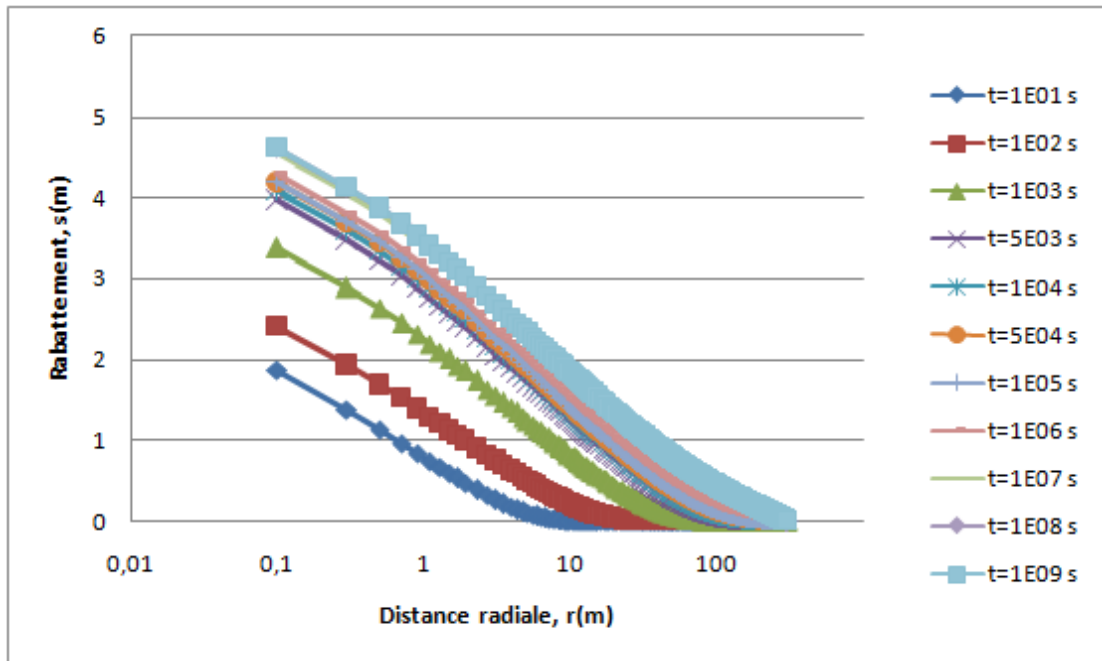


Figure (5-41): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat} = 500K_{sat,i}$, $z = 0m$.

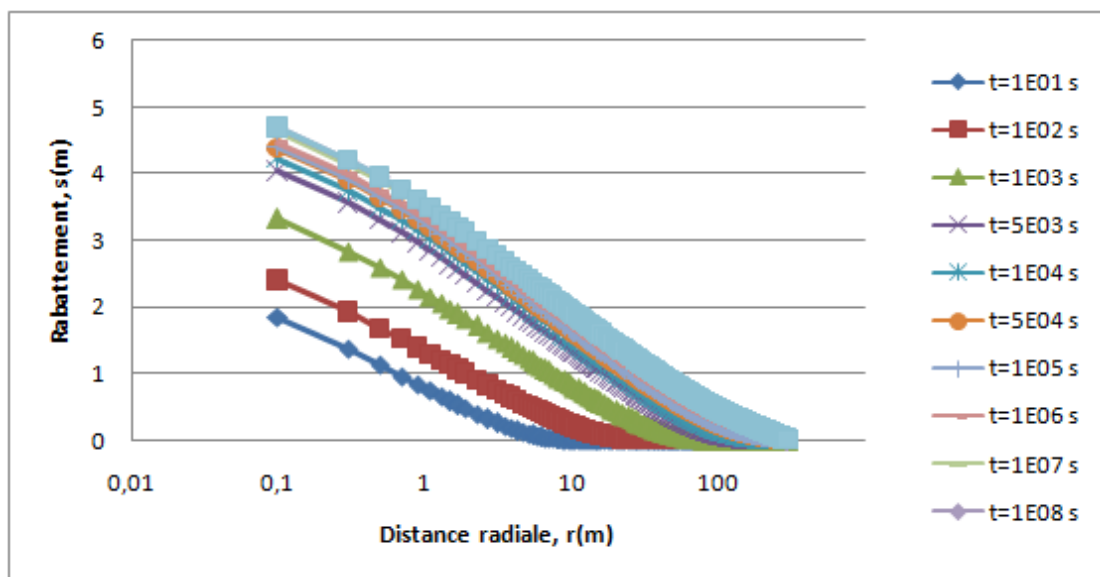


Figure (5-42): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat} = 1000K_{sat,i}$, $z = 0m$.

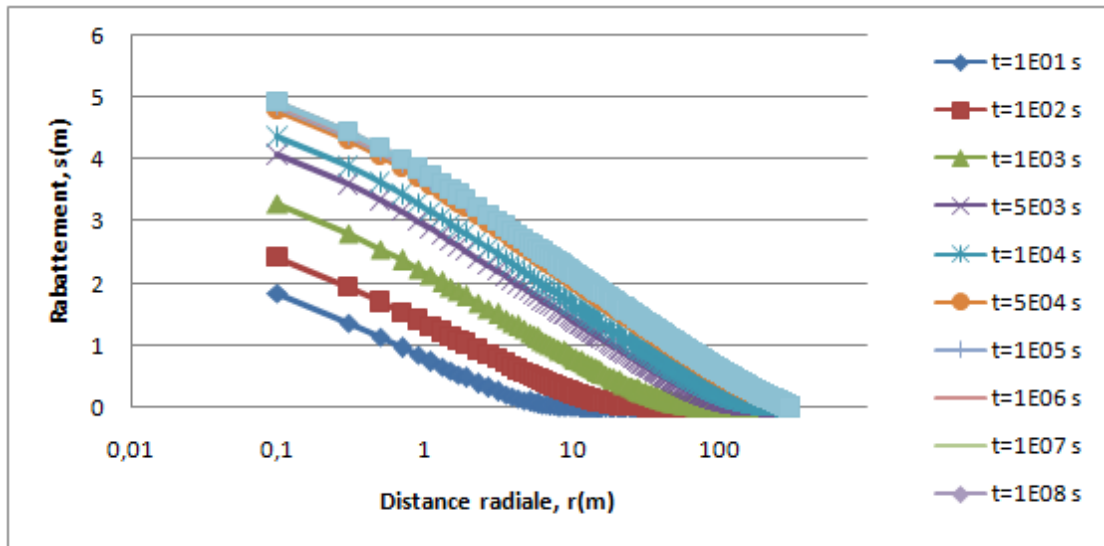


Figure (5-43): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat}=5000K_{sat,i}$, $z=0m$.

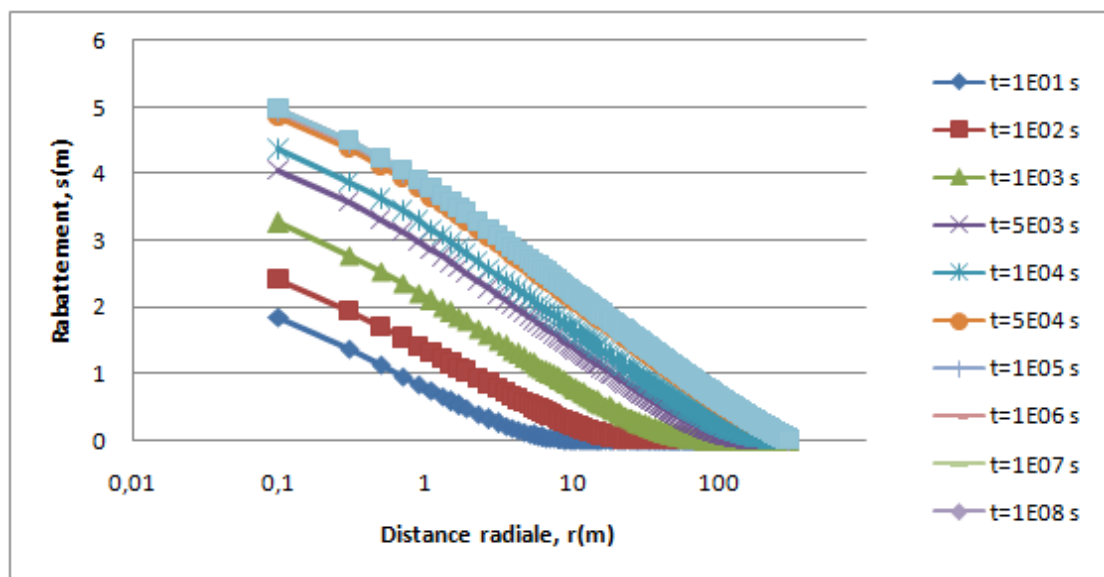


Figure (5-44): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat}7000K_{sat,i}$, $z=0m$.

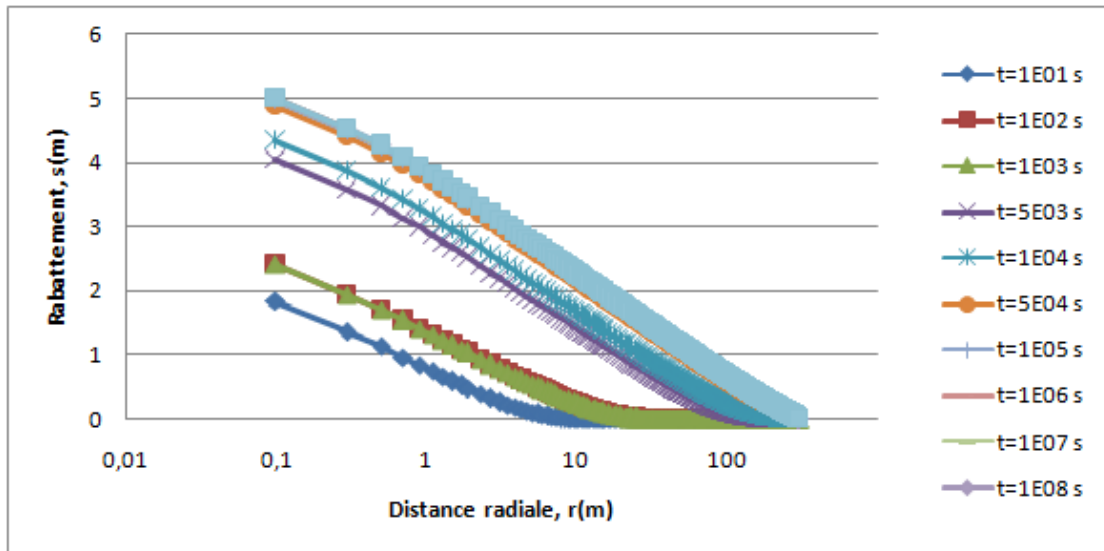


Figure (5-45): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère stratifié, $K_{sat}=10000K_{sat,i}$, $z=0m$.

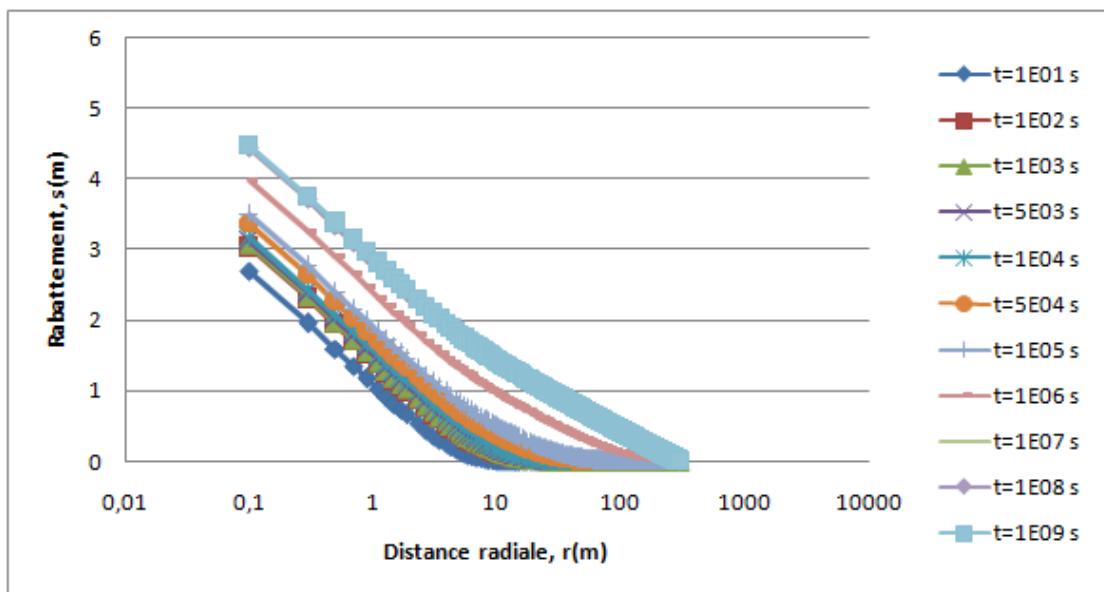


Figure (5-46): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1.1$, $z=0m$.

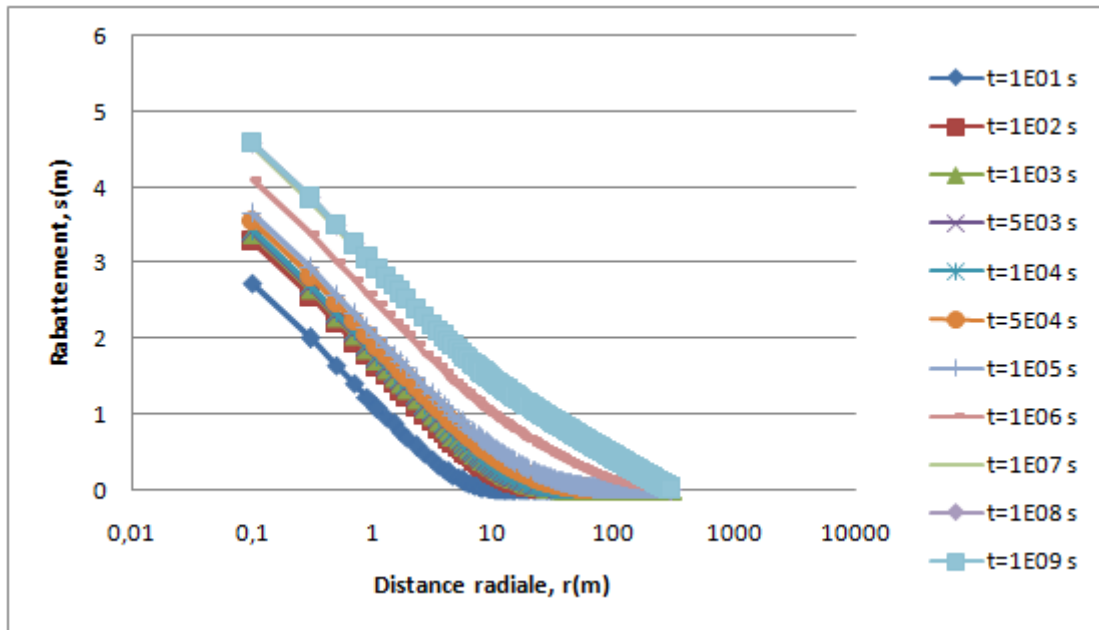


Figure (5-48): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=2.7$, $z=0m$.

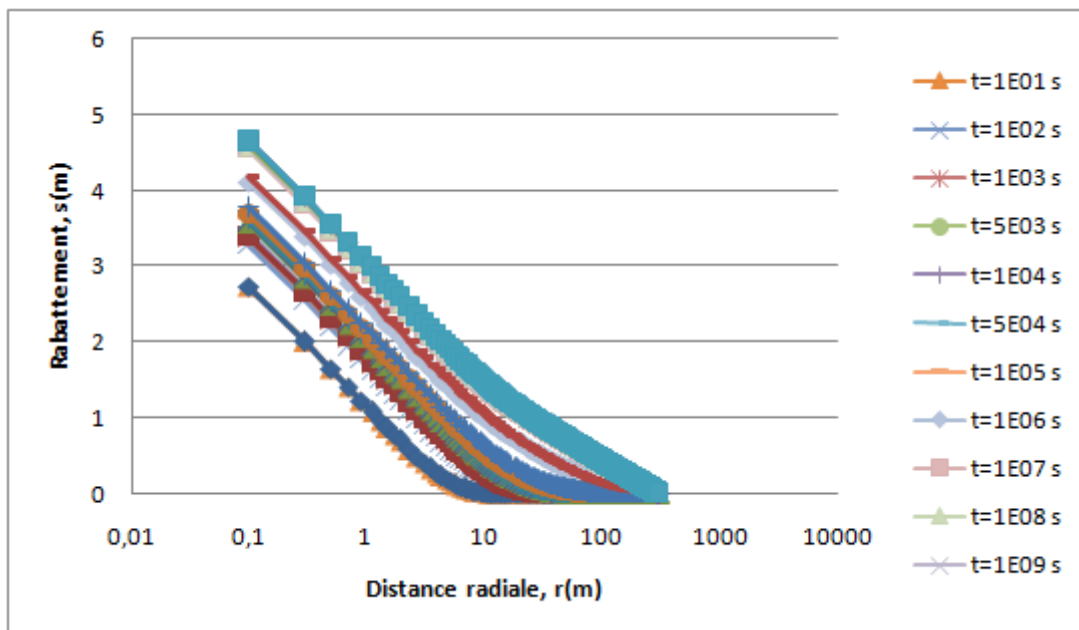


Figure (5-49): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=4.9$, $z=0m$.

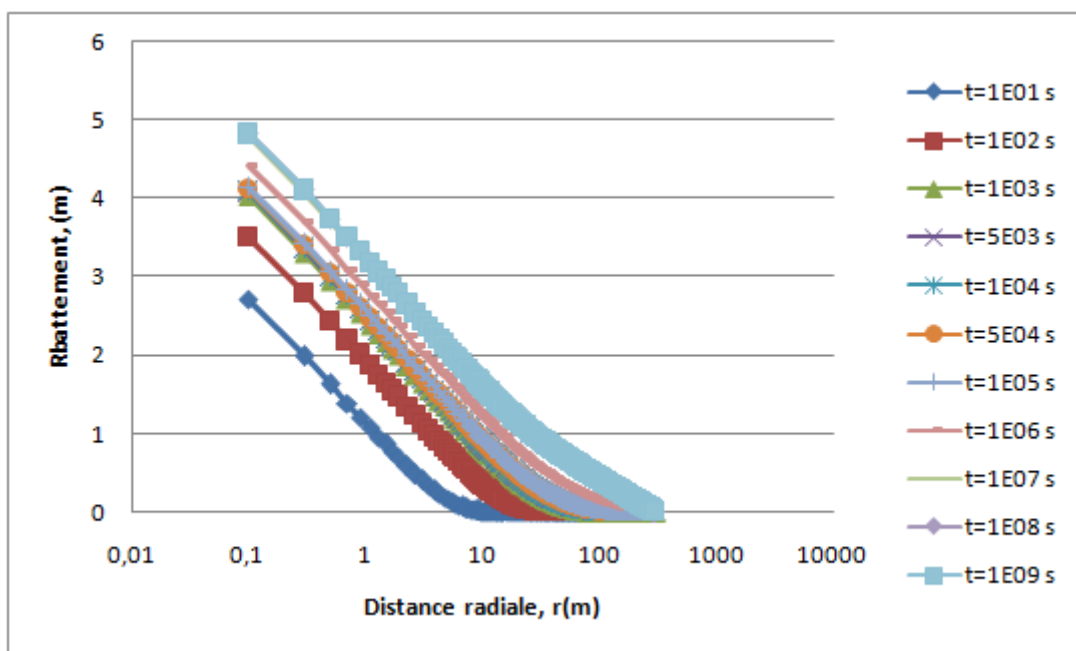


Figure (5-50): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=22.33$, $z=0m$.

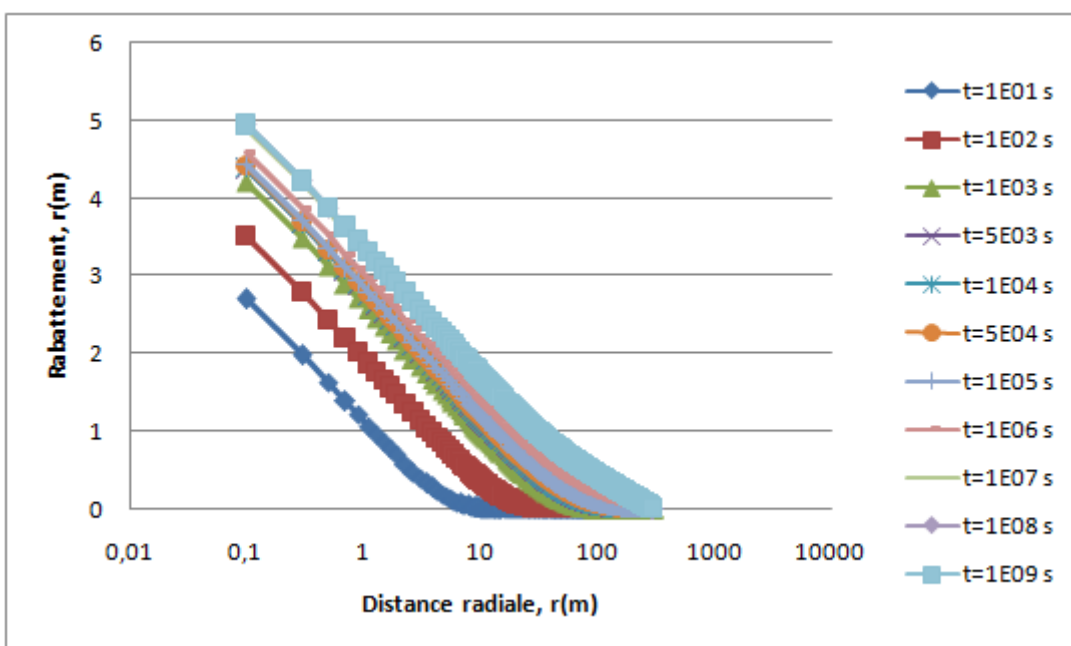


Figure (5-51): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=55$, $z=0m$.

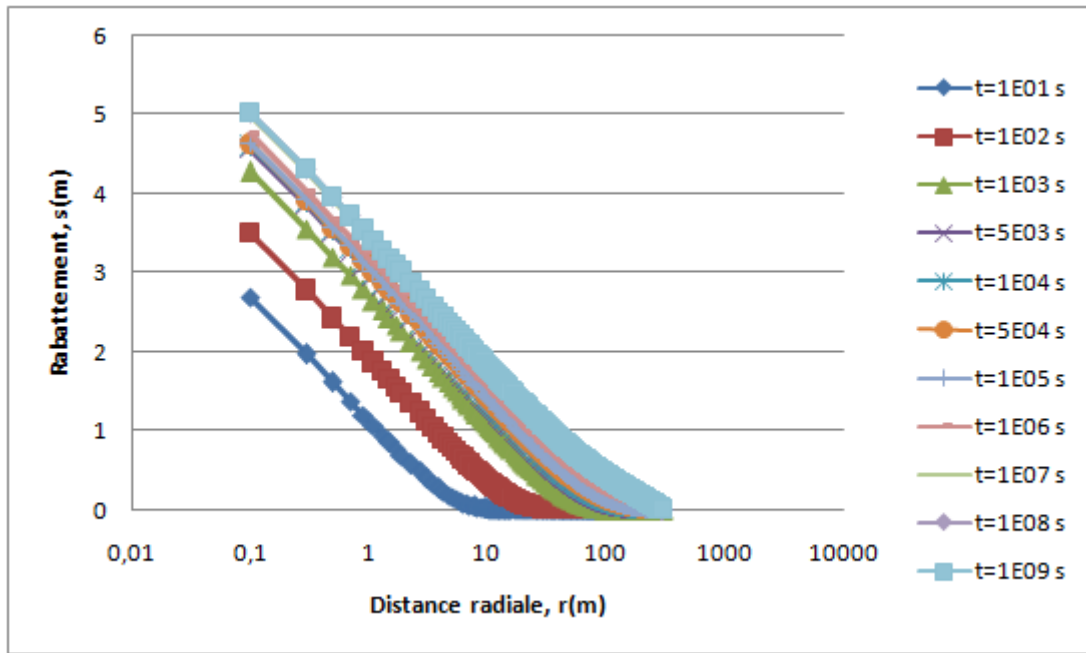


Figure (5-52): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=109.5$, $z=0m$.

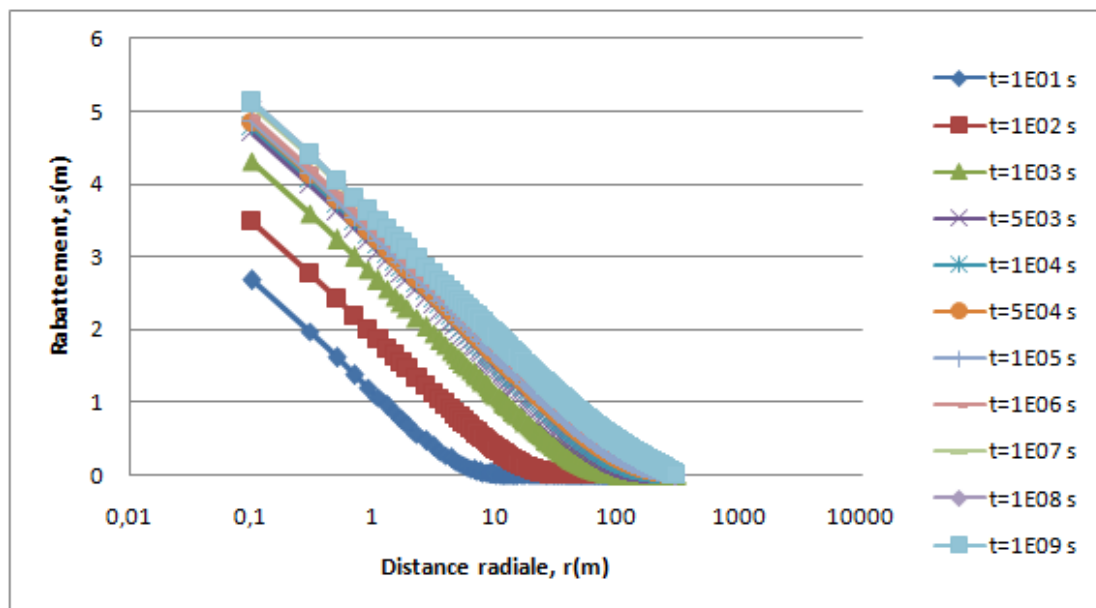


Figure (5-53): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=218.65$, $z=0m$.

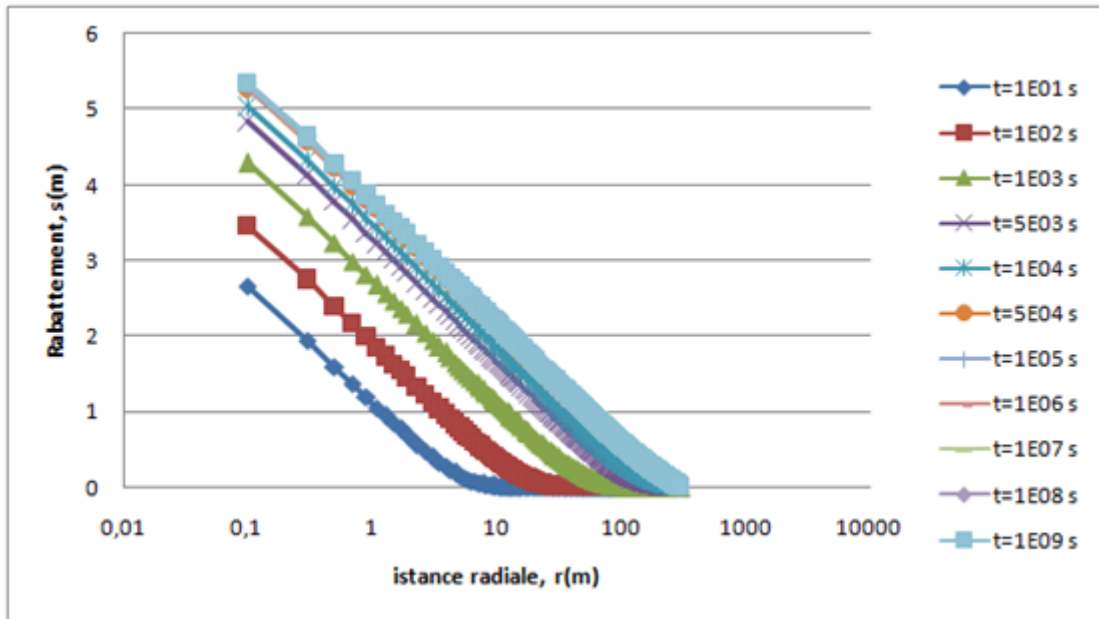


Figure (5-54): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1097$, $z=0m$.

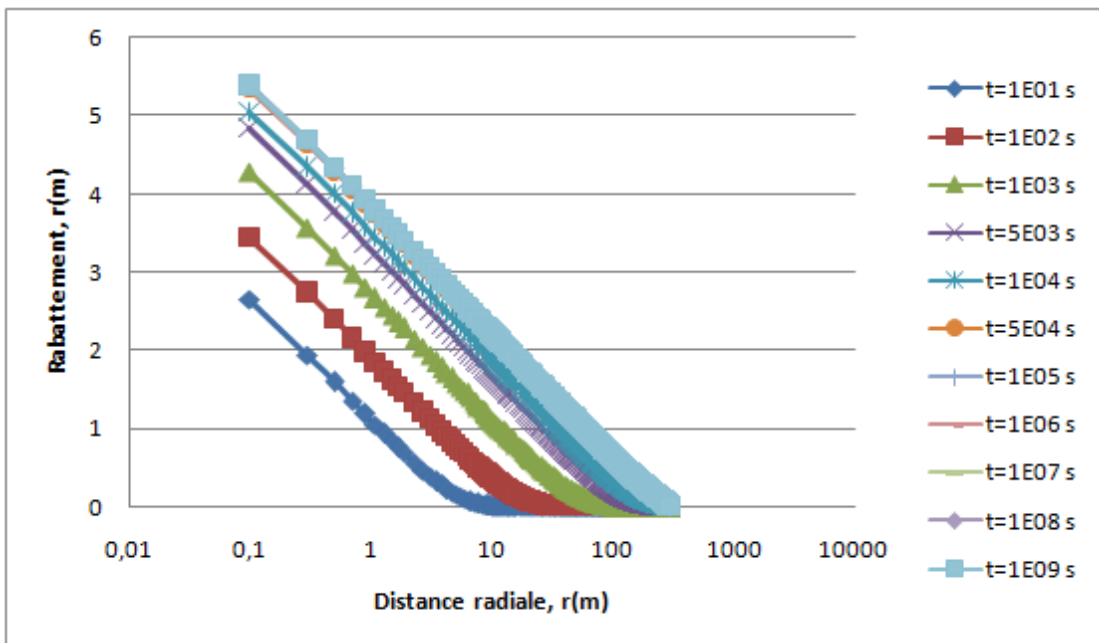


Figure (5-55): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=1581.4$, $z=0m$.

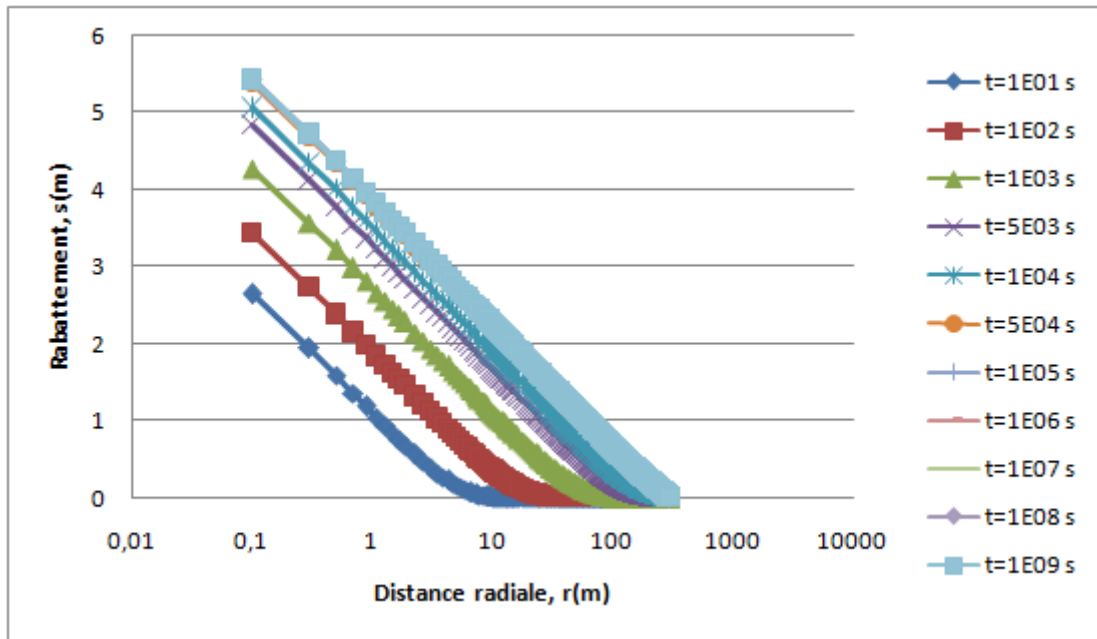


Figure (5-56): Représentation du rabattement en fonction du temps pour différents temps d'un aquifère anisotrope $n=2193.5$, $z=0m$.

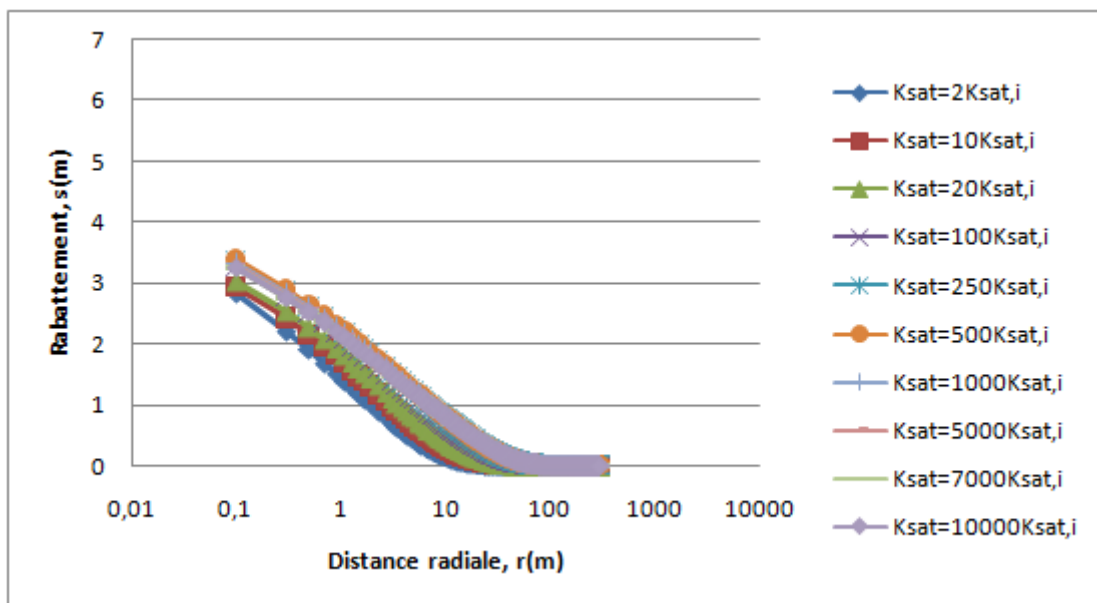


Figure (5-57): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=1E03s$, $z=0m$.

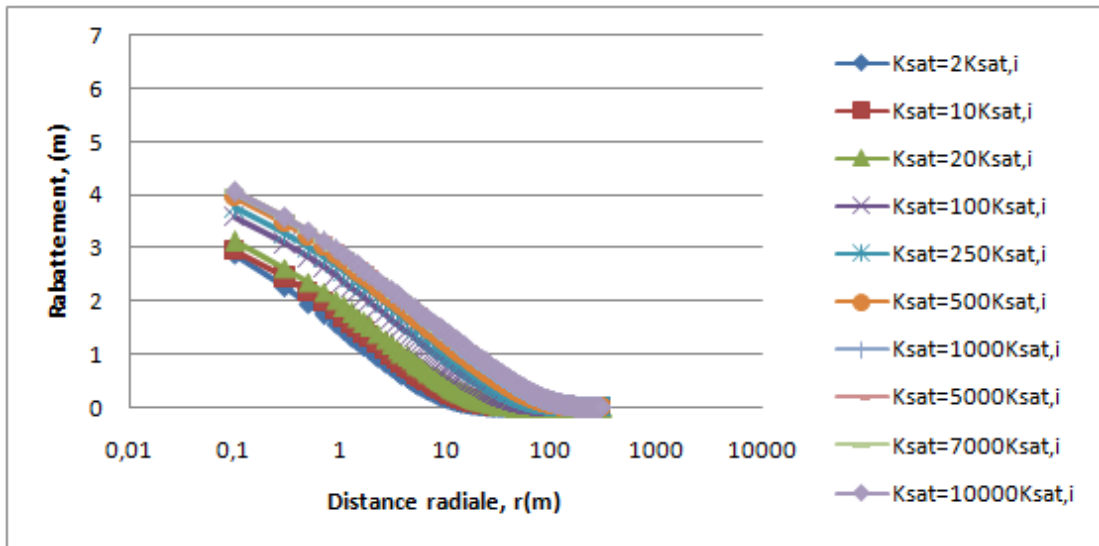


Figure (5-58): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=5E03s$, $z=0m$.

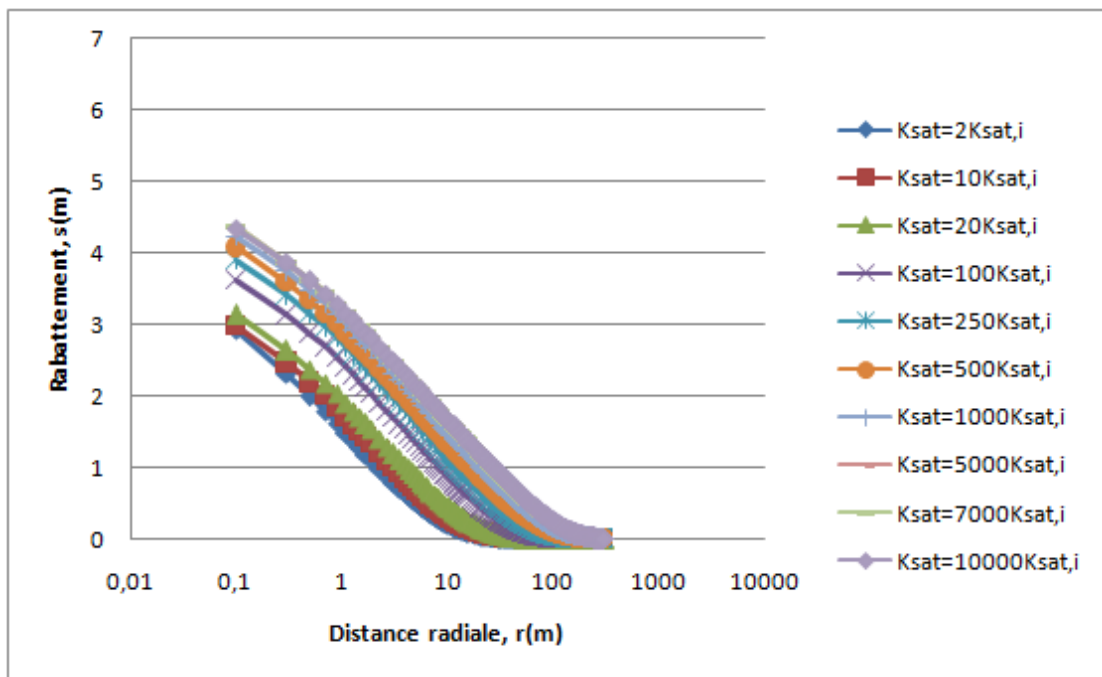


Figure (5-59): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=1E04s$, $z=0m$.

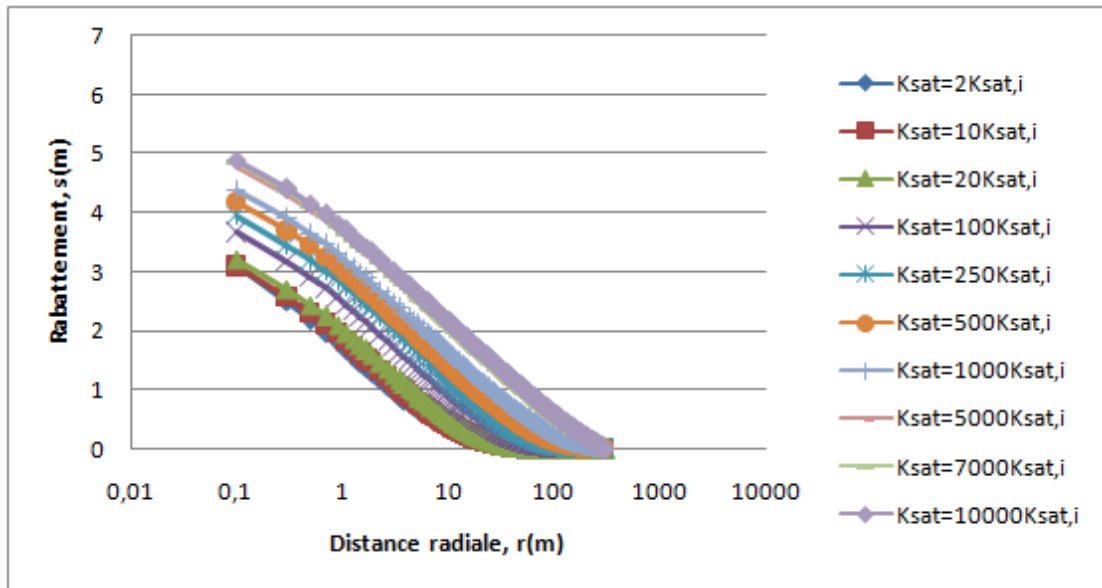


Figure (5-60): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=5E04s$, $z=0m$.

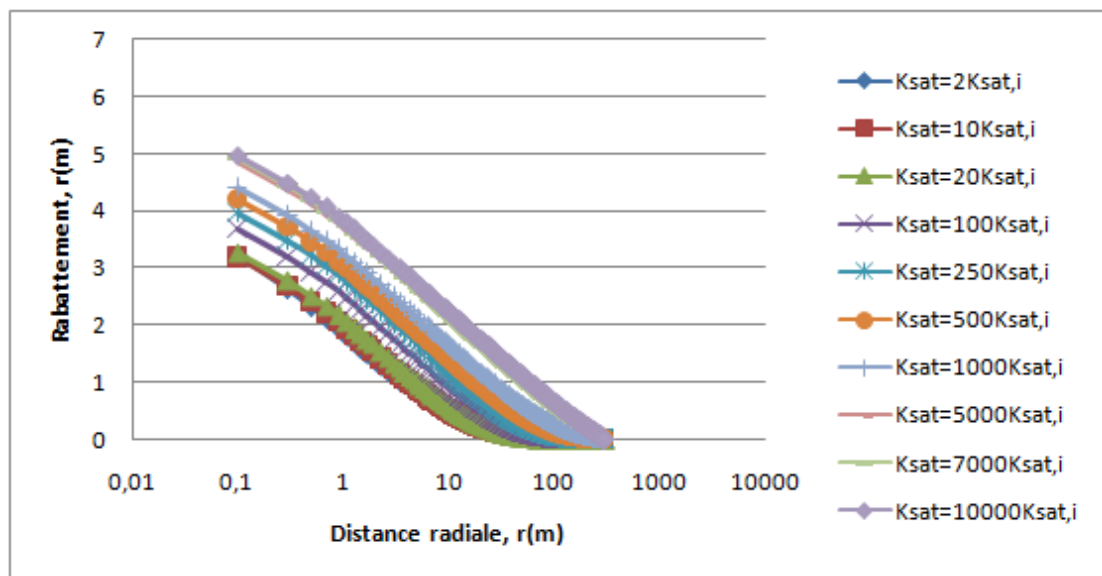


Figure (5-61): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=1E05s$, $z=0m$.

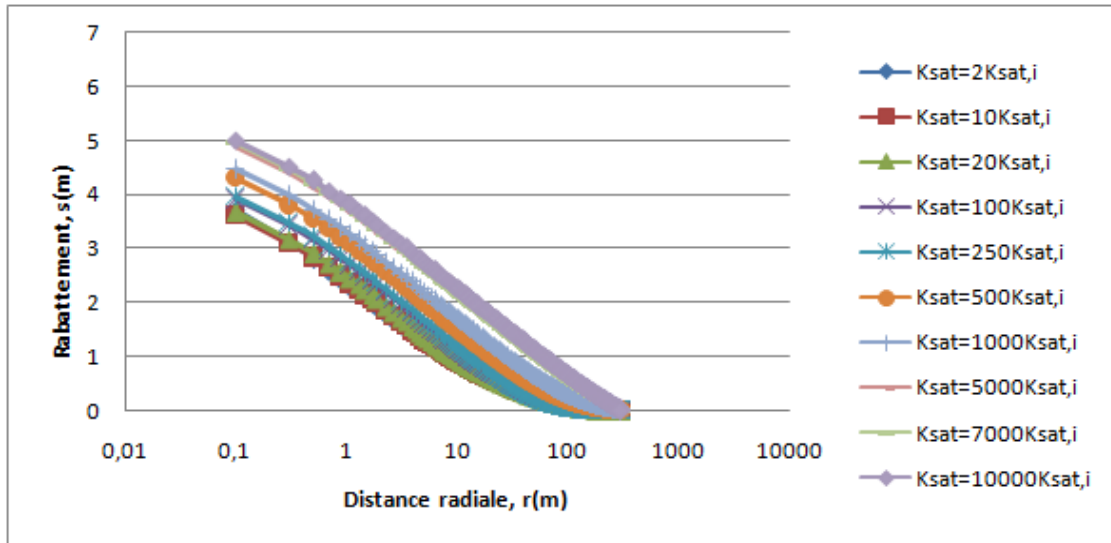


Figure (5-62): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=1E06s$, $z=0m$.

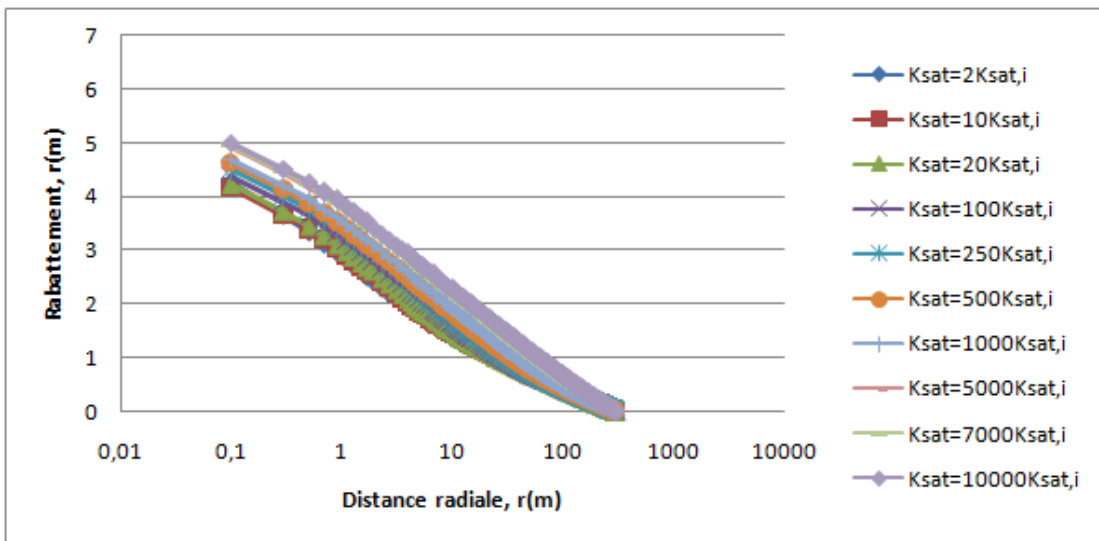


Figure (5-63): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports $K_{sat}/K_{sat,i}$ à $t=1E08s$, $z=0m$.

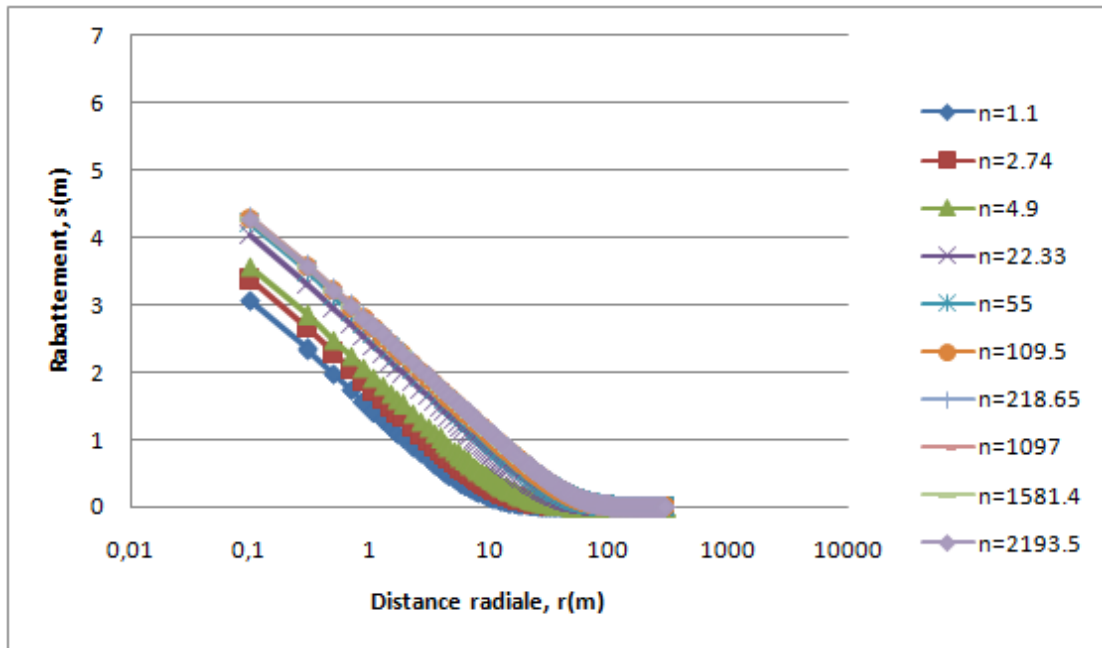


Figure (5-64): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=1E03s$, $z=0m$.

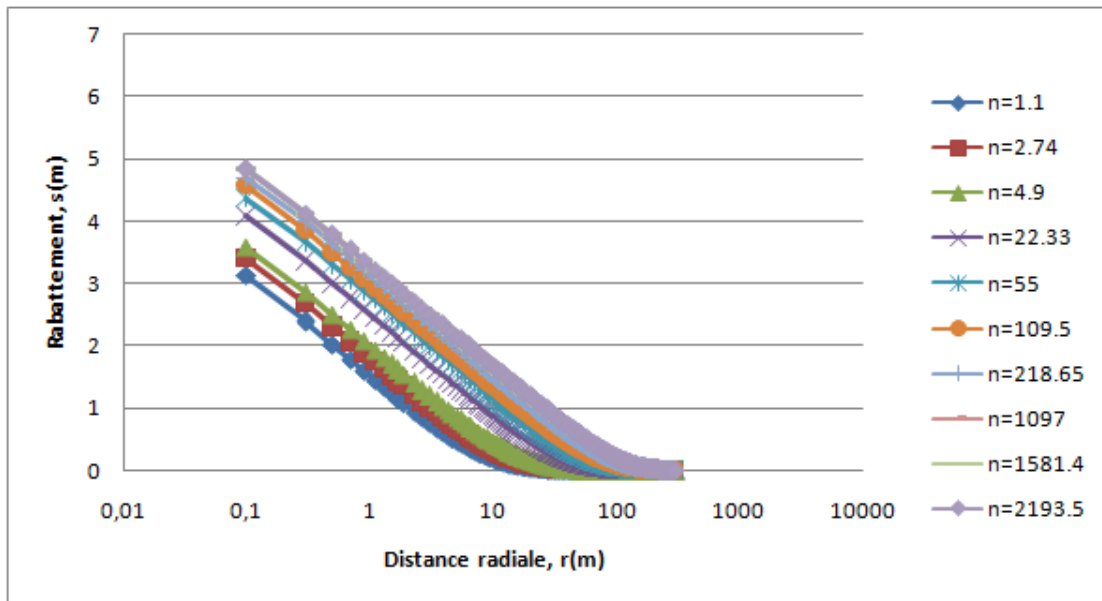


Figure (5-65): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n_i à $t=5E03s$, $z=0m$.

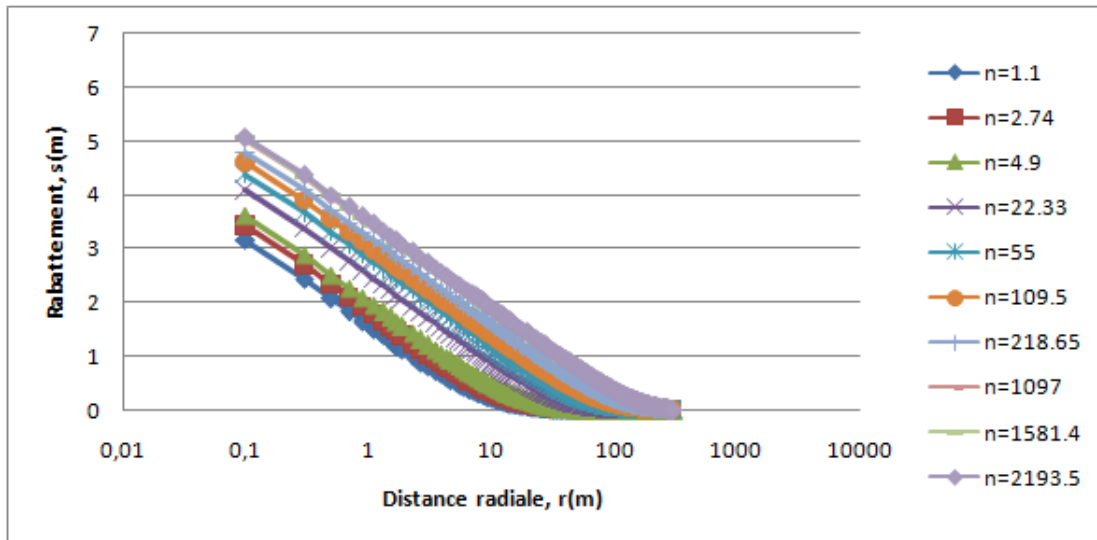


Figure (5-66): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=1E04s$, $z=0m$

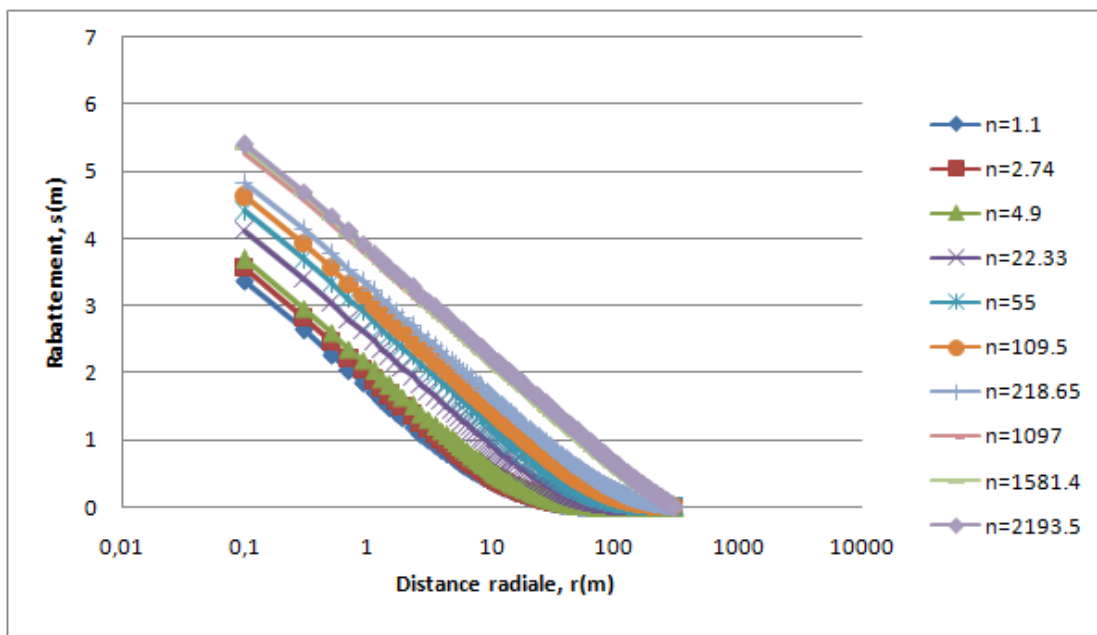


Figure (5-67): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=5E04s$, $z=0m$.

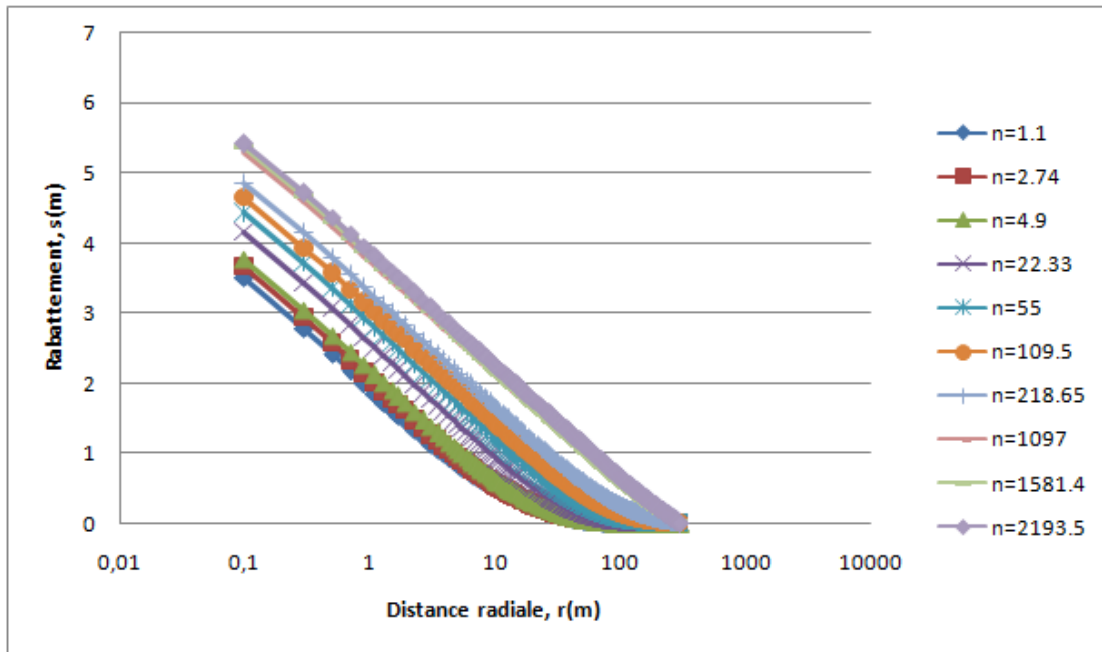


Figure (5-68): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=1E05s$, $z=0m$.

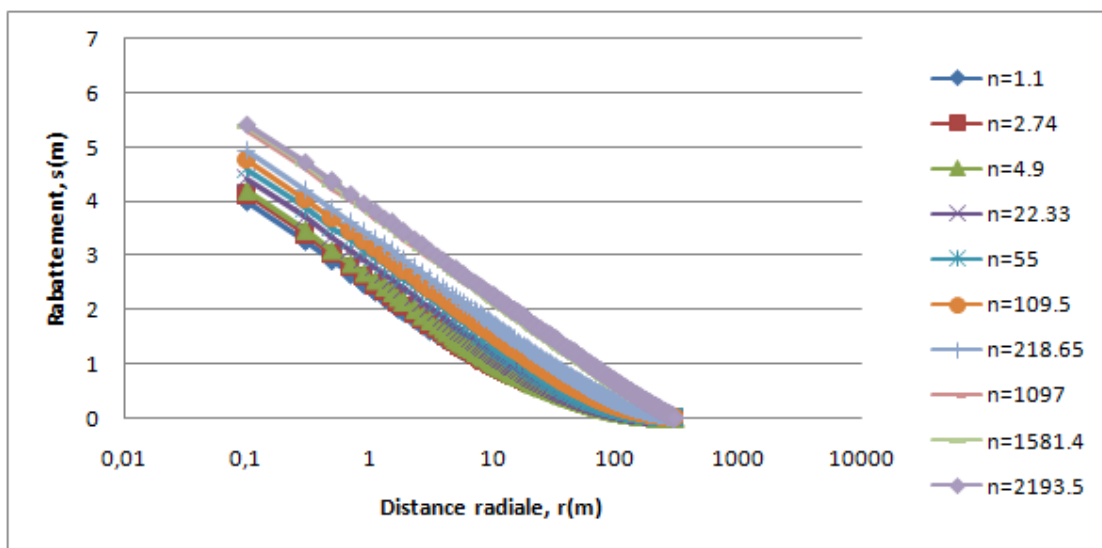


Figure (5-69): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=1E06s$, $z=0m$.

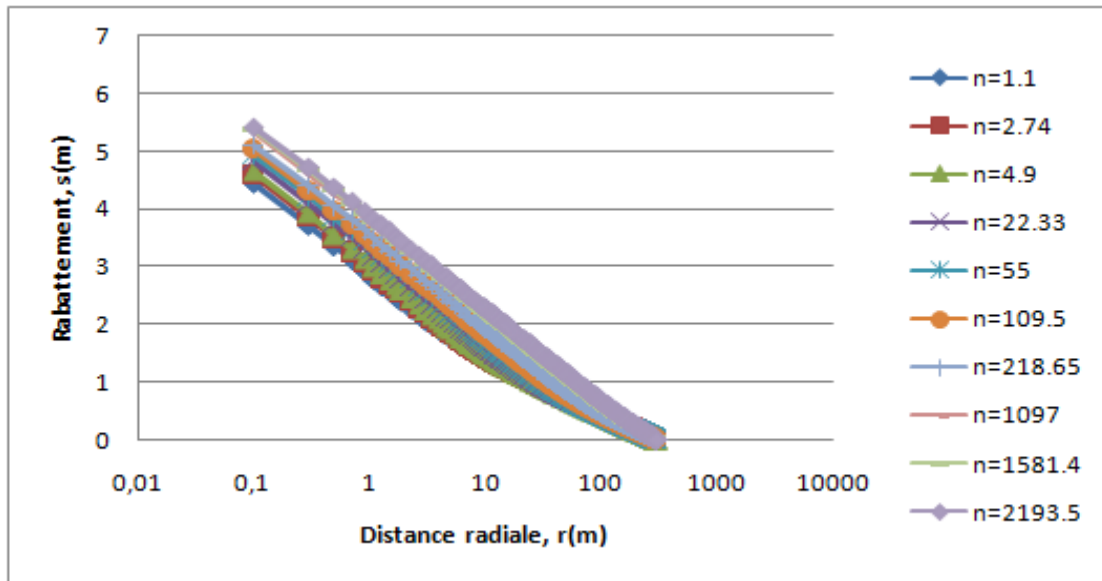


Figure (5-70): Représentation du rabattement en fonction de la distance radiale pour différents rapports d'anisotropie n à $t=1E08s$, $z=0m$.

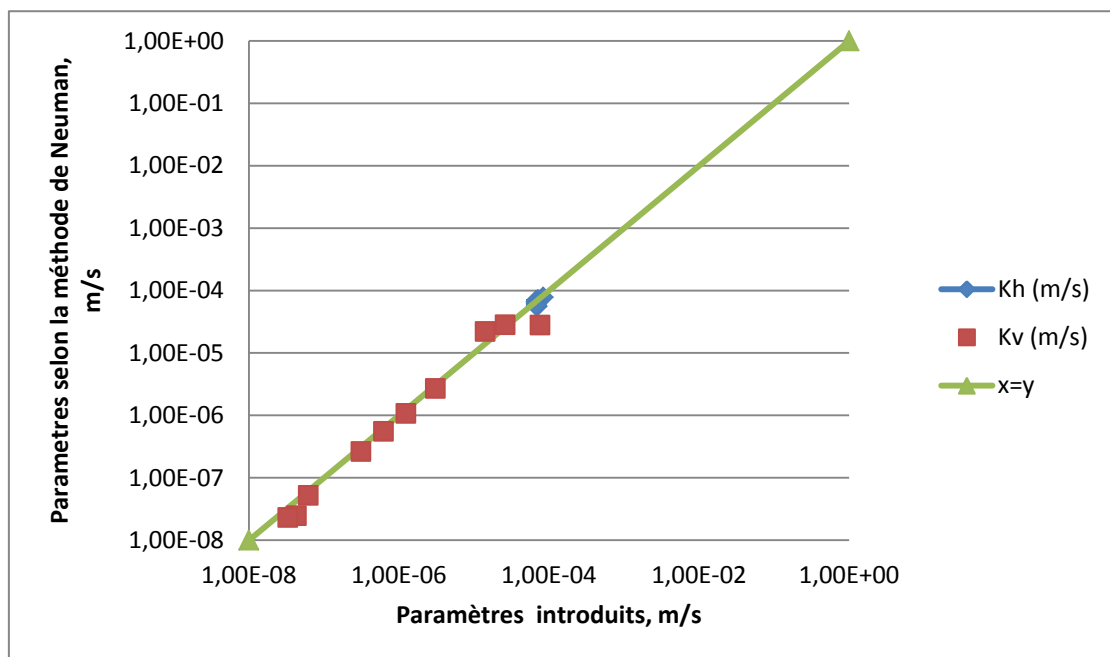


Figure (5-71) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$. (cas stratifié)

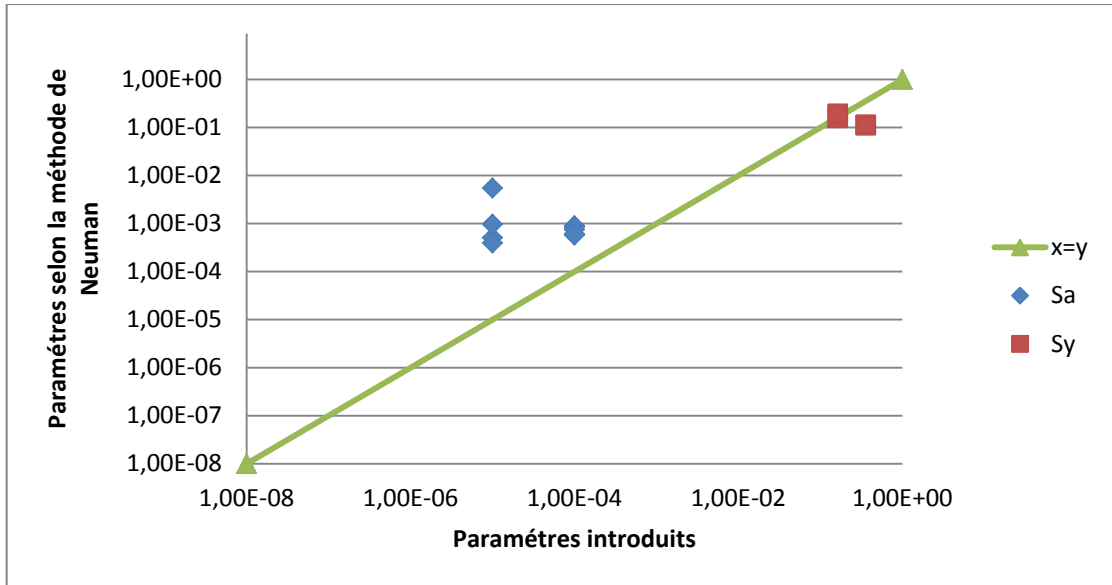


Figure (5-72) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$.(cas stratifié)

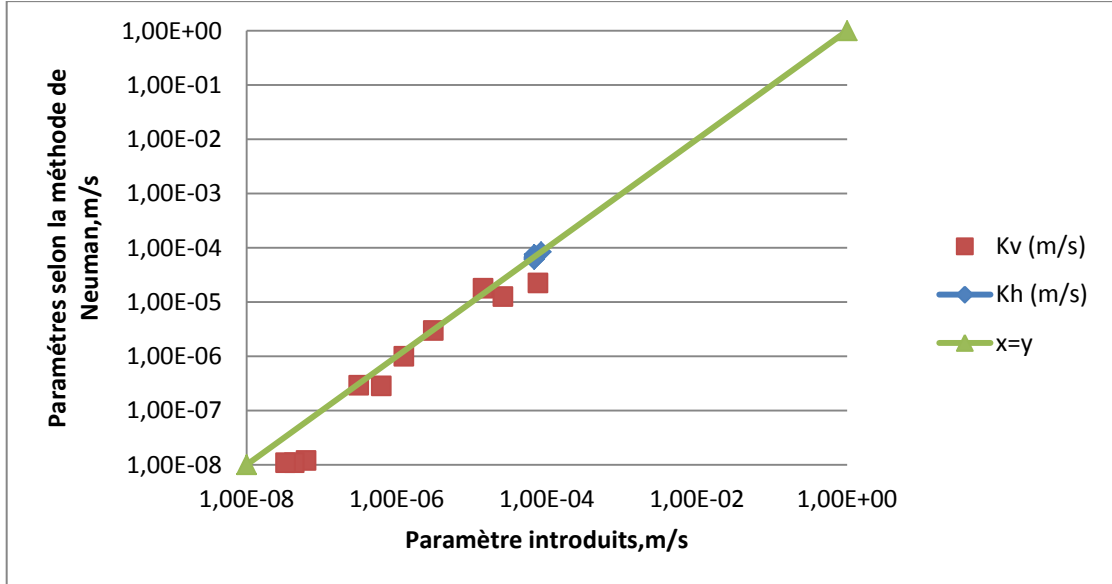


Figure (5-73) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (Cas stratifié)

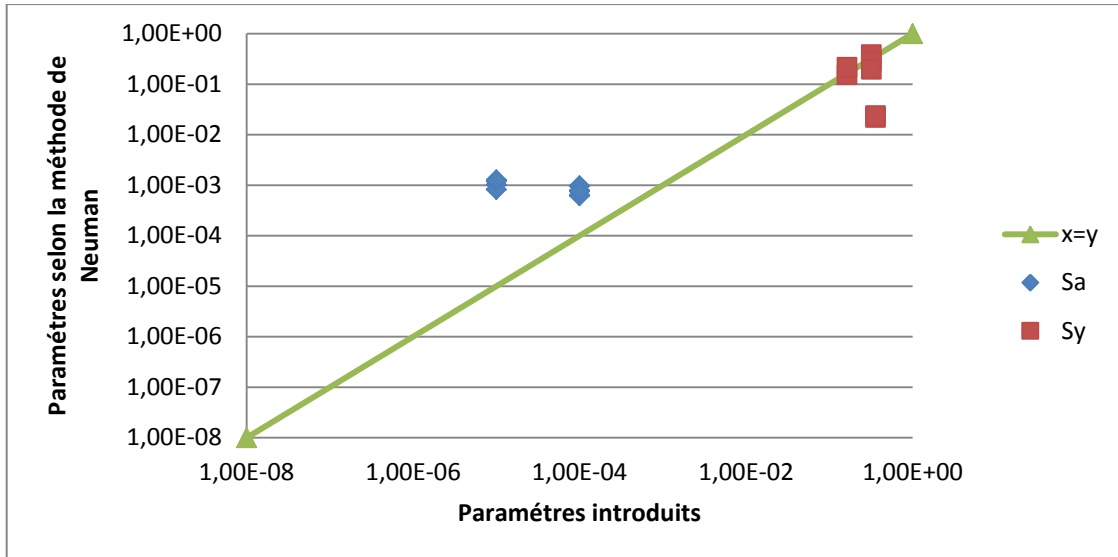


Figure (5-76) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (Cas stratifié)

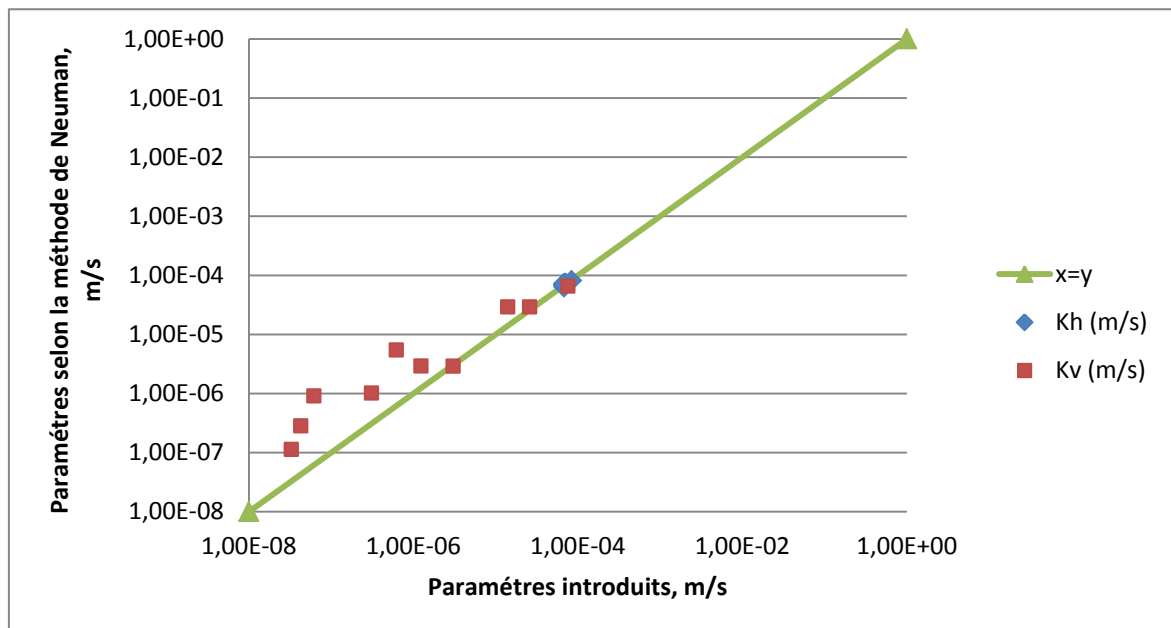


Figure (5-77) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5m$. (Cas anisotrope)

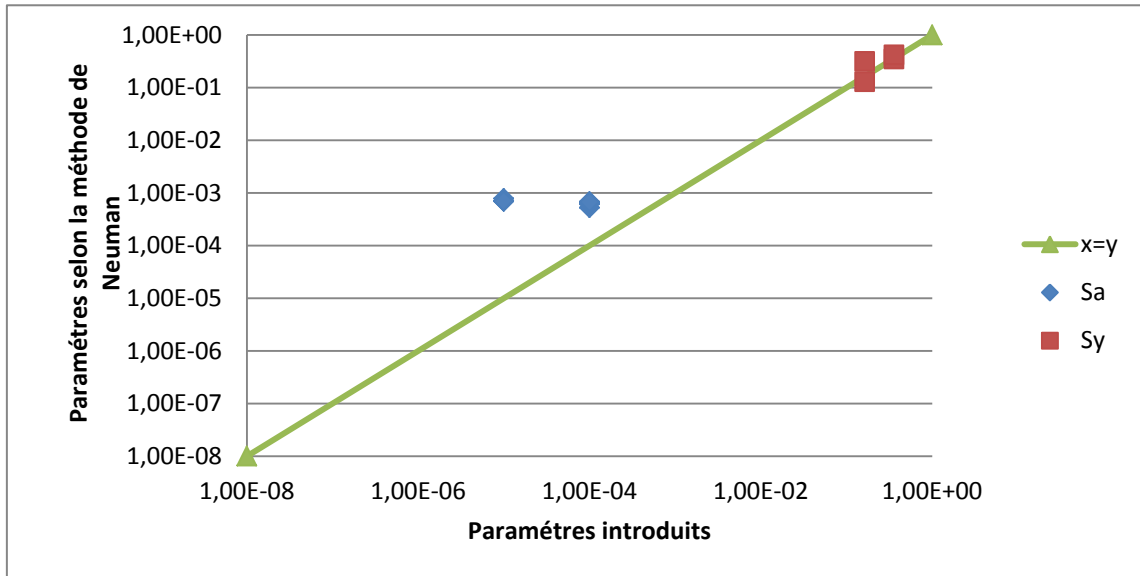


Figure (5-78) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=5\text{m}$. (Cas anisotrope)

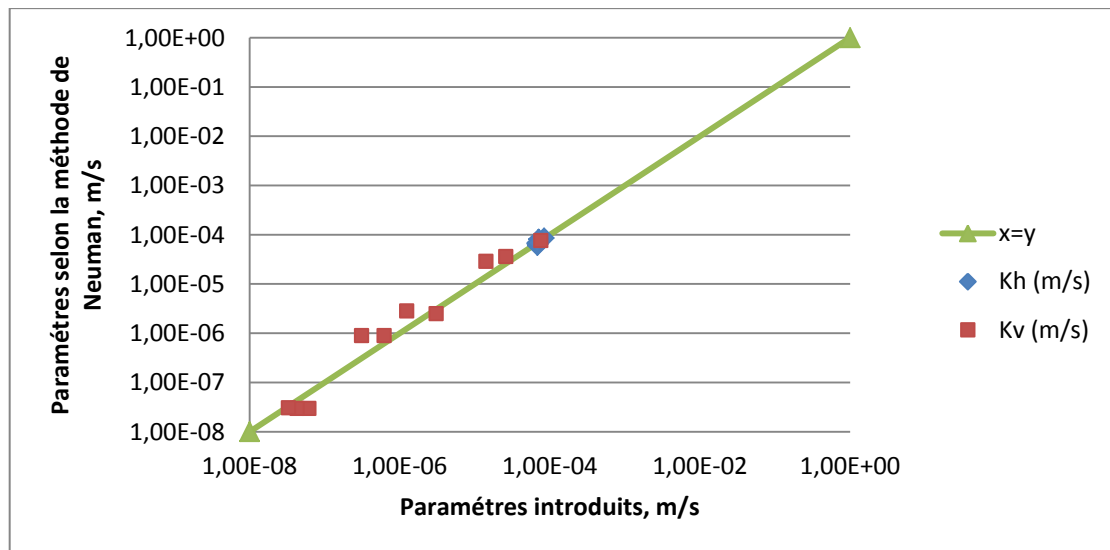


Figure (5-79) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15\text{m}$. (Cas anisotrope)

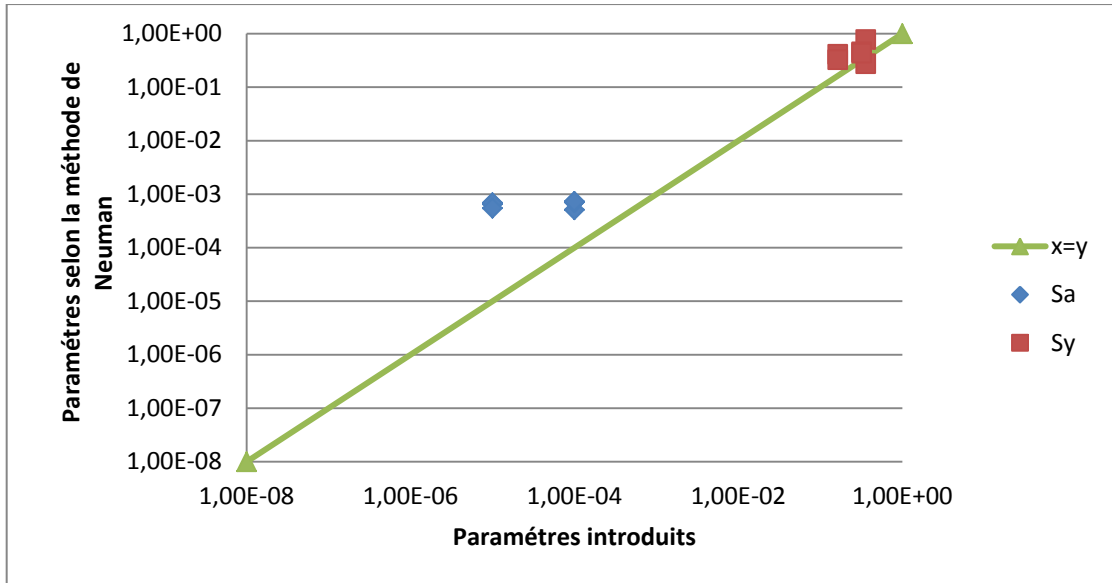


Figure (5-80) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=15m$. (Cas anisotrope)

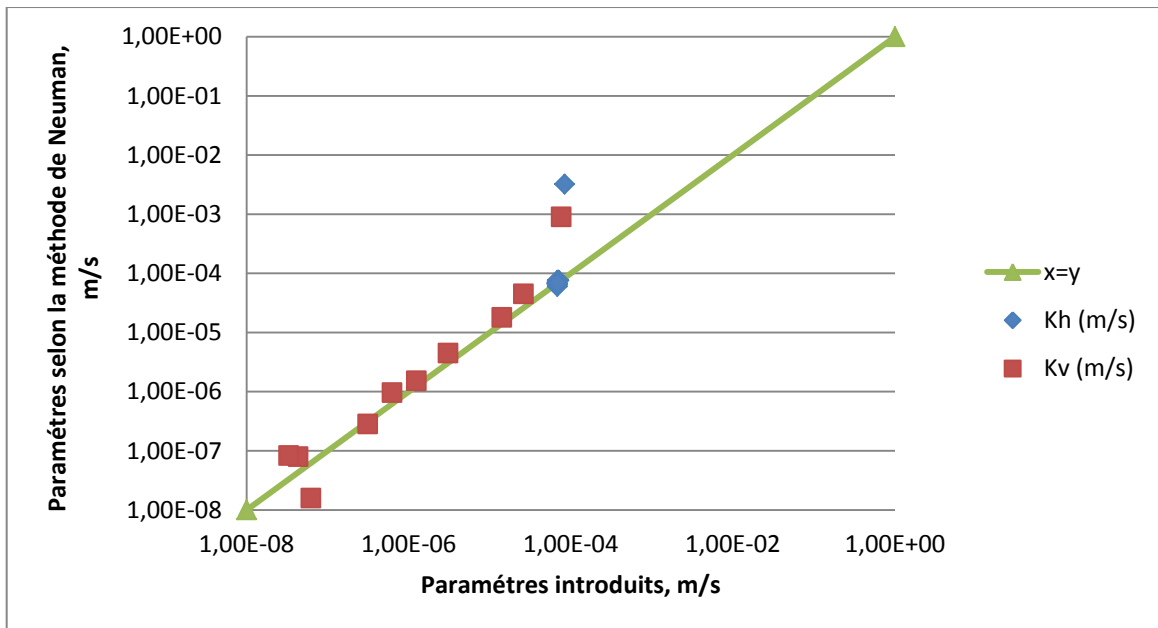


Figure (5-81) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (Cas anisotrope)

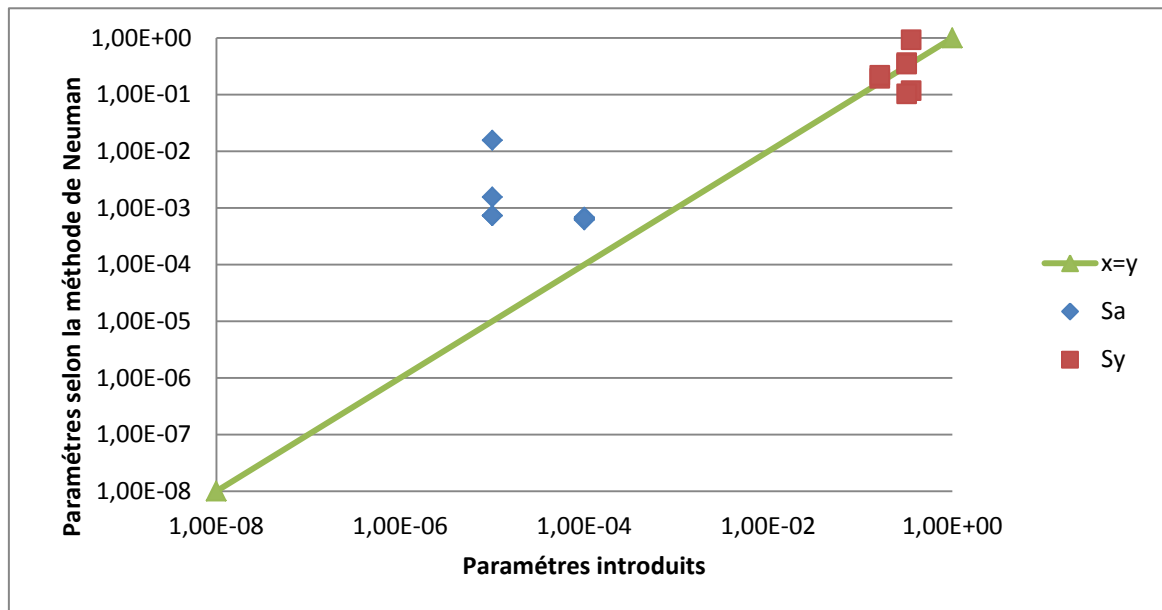


Figure (5-82) : Représentation graphique de la comparaison entre les valeurs de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique obtenues par la méthode de Neuman et celles introduites dans l'analyse numérique à $r=50m$. (Cas anisotrope)

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, nous disposons de plusieurs modèles d'aquifères à nappe libres : le modèle homogène isotrope, le modèle homogène anisotrope et stratifié horizontalement avec des strates isotropes. Afin de vérifier les théories existantes, on a simulé numériquement à l'aide de méthode des éléments finis par le biais du logiciel SEEP/W, vingt et un (21) modèles à différentes valeurs d'anisotropie variable $n = [1 \text{ à } 2193]$.

Il est démontré par ce travail que la courbe de rabattement-temps en forme de S n'est pas toujours observée dans le cas d'un aquifère à nappe libre.

En premier lieu, un essai d'aquifère en milieu homogène isotrope a été simulé numériquement à l'aide de la méthode des éléments finis. Les données de cet essai numérique en termes de rabattement de la nappe en fonction des distances radiales et des temps de pompage sont analysées. Cette étude montre que les courbes de rabattement-temps ne sont pas toutes en forme de S, et peuvent aussi prendre la forme de courbe type de Theis. L'analyse de ces courbes par la méthode de Neuman donne des valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et de la transmissivité quasiment similaire à celle introduite dans l'analyse numérique. Cependant, les valeurs de la conductivité hydraulique verticale sont différentes de celles introduites mais néanmoins très proches de ces dernières. Par ailleurs, pour les valeurs du coefficient d'emménagement élastique et du débit spécifique, la méthode de Neuman n'est pas fiable et donne des résultats très différents de celles introduites.

En deuxième lieu, des aquifères stratifiés isotrope ainsi que homogène anisotrope équivalent ont été étudiés. On a pu faire ressortir par ce travail que dans ces deux cas également les courbes de rabattement en fonction du temps ne prennent pas toujours la forme type S. En utilisant la méthode de Neuman pour l'obtention des paramètres hydrodynamiques des modèles étudiés, il ressort que plus on s'éloigne du puits, plus les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale et verticale obtenues par cette méthode deviennent proches de celles introduites dans l'analyse numérique. Ainsi, on peut dire que la méthode de Neuman devient de plus en plus fiable au fur et à mesure qu'on s'éloigne du puits pompé. Toutefois, cette méthode ne l'est pas pour le

calcul de l'emmagasinement élastique et du débit spécifique comme c'est dans le cas du modèle homogène isotrope.

Cette étude a démontré que la forme en S des courbes de rabattement-temps n'est pas une allure types des aquifères à nappe libre comme supposé par les théories usuelles, Boulton (1954, 1963), Neuman (1972, 1973, 1979), Gambolati (1976), Streltsova (1972, 1973, 1976), Moench (1994), mais, c'est une allure qui dépend de plusieurs paramètres physiques tels que :

- Le degré d'anisotropie de l'aquifères ;
- La stratification de l'aquifères ;
- La distance radiale séparant le piézomètre ou le puits d'observation du puits pompé.

A travers des résultats obtenus on peut dire que la courbe de rabattement en fonction du temps prend une forme en S dans les suivants :

- $K_{sat}/K_{sat,i} \leq 20$, $n \leq 4.9$ et $r \leq 75$.
- $K_{sat}/K_{sat,i} = 100$, $n = 22.33$
- $100 \leq K_{sat}/K_{sat,i} \leq 5000$, $22.33 \leq n \leq 1097$ et $r \geq 75$

On peut enfin conclure que les théories posées par les auteurs cités ci-dessus ne s'appliquent pas sur tous les aquifères à nappe libre. Ainsi, on ne peut pas toujours utiliser l'abaque de Neuman pour le calcul des paramètres hydrodynamiques d'un aquifères à nappe libre.

En effet, on ne dispose pas de méthode théorique d'interprétation de ces cas de figure. Donc, il faudrait faire de nouvelles recherches afin de développer de telles méthodes pour interpréter les courbes de pompage dans les aquifères à nappes libres qui ne sont pas en forme de S.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., BARBERA, J.M., CHAPUIS, R., MONZON, M. et AACHIB, M. (1997). Construction and instrumentation of in situ test plots to evaluate covers built with clean tailings. Fourth International conference on acid rock drainage. Vancouver, B.C. Canada.

BARENBLATT, G.I., ZHELTOV, I.U.P. et KOCHINA, I.F. (1960). Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. *J Applied Math. Mech.*, 24 (5), 1286-1303.

BATHE, K.J. (1982). Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hall, 735 p.

BATU, V. (1984). A finite element dual mesh method to calculate nodal darcy velocities

BEAR, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. Dover Publications, Inc, New York, 764p.

BEAR, J. (1979). Hydraulic of groundwater, Mc Graw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, New-York, 1979, 569 pp.

Hydrologie souterraine en zone saturée – Notions Essentielles ENGEES – ENSG Formation Initiale d'Ingénieurs.

BISHOP, A. (1959). The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad*, 39, pp.859-863.

BISHOP, A. et BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils, *Geotechnique*, pp.177-197.

BOULTON, N.S. (1954). The drawdown of the water-table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation. *Proceedings Institution of civil engineers*. vol 3, part 3, pp. 564-567.

BOULTON, N.S. (1963). Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage. *Proceedings Institution of civil engineers*. vol. 26, pp.469-482.

BUSSIÈRE, B., LELIEVRE, J., OUELLET, J., BOIS, D. (1995). Utilisation de résidus miniers désulfurés comme recouvrement pour prévenir le DMA : analyse technico-économique sur deux cas réels. *L'exploitation minière et environnement*.

Compte rendu, Sudbury, Ontario, Canada.

BOUSSINESQ, J. (1903). Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur débit de sources. *J. Math. Pures Appl.*, 10, 5-78.

CASTANY, G. (1961). Méthodes d'études des nappes aquifères, AISH/IAHS publication n°56, 55-67.

CAQUOT, A., KÉRISEL, J. (1956). *Traité de mécanique des sols*, éditions Dunod, Paris, 560p

CHAPUIS, R. (1999). Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les Publications du Québec, Sainte-Foy, Qc, 156p.

CHAPUIS, R.P., CRESPO, R., CHENAF, D., AUBERTIN, M. (1993). Evaluation of groundwater f.e.m. software for steady and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, pp.61-70, 1993

CHENAF, D. (1997). Détection des frontières pendant la phase remontée des essais d'aquifère. Thèse de doctorat, université de Montréal, Ecole Polytechnique, 335 pages.

CHENAF, D. et CHAPUIS, R. P. (1998). Etude numérique du pompage en régime permanent dans un aquifère à nappe libre. 51^{ème} conférence canadienne de Géotechnique.

CHENAF, D. et CHAPUIS, R. (2007). Seepage Face Height, Water Table Position, and Well Efficiency at Steady State. *Ground Water* 45, no. 2 : 168-177.

CHOELLER, H. (1955). Hydrogéologie. Ecole Nat. Sup. Pétrole, Techniq, Paris, 2 vol, 443 p.

CHOUQI, T. (2002). Évaluation par méthode numérique des théories classiques d'interprétation des essais de pompage à nappe libre, Ecole Polytechnique de Montréal.

CRESPO, R. (1994). Modélisation par éléments finis des écoulements à travers les ouvrages de retenue et de confinement de résidus miniers, Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique de Montréal.

DARCY, H. (1856). Les fontaines publiques de la Ville de Dijon, Victor Dalmont, Paris.

DE MARSILY, G. (1986). Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers. ACADEMIC PRESS, INC., 440 P.

DOMENICO, P.A. et SCHWARTZ, F.W. (1990). Physical and Chemical Hydrogeology, John Wiley & Sons, New York, First edition, New York, 824 pp., 1990.

DUPOIT, (1863). Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables. 2e édition, Dunod, Paris, 304p.

FREDLUND, D.G. et MORGENSTERN, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian geotechnical Journal, Vol.13, No.3, pp.261-276.

FREEZE, R.A. et CHERRY, J. A. (1979). Groundwater, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

GAMBOLATI, G. (1973). Equation for one-dimensional vertical flow of groundwater, 2, Validity range of the diffusion equation. Water Resources Research, 9 (5), 1385-1395.

GAMBOLATI, G. (1974). Second-order theory of flow in three-dimensional deforming media. Water Resources Research, 10 (6), 1217-1228.

GAMBOLATI, G. (1976). Transient free surface flow to a well: An analysis of theoretical solutions. Water Resources Research. vol 12, n° 1, pp. 27-39.

HENKMHAIJEMA. (1995). Analytic element modeling of groundwater flow, Academic Press, p394.

HISCOCK, M.K. (2005). Hydrogeology Principles and Practice, by BLACKWELL PUBLISHING, United Kingdom, p389.

HANTUSH, M. S. et JACOB, C.E. (1995). Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. Trans. Amer. Geophys. Union, vol. 36, n° 1, p. 96.

JACOB, C. E. (1946). Radial flow in a leaky artesian aquifer. Eos Trans. AGU, 27 (2), 198-205.

BEAR, J. (1972). Dynamics of Fluids in Porous Media, Elsevier Publishing Co., New York, , 764 p.

KRUSEMAN, G.P. et DE RIDDER, N.A. (1991). Analysis and evaluation of pumping test data intem. Inst. For land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands. Pub. 47.

LIAKOPOULS . (1965). Darcy's coefficient of permeability as symmetric tensor of second rank, Bulletin de l'A.I.H.S.

MCCARTHY, D. F. (1988). Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotodinics. 3rd edition. Prentice Hall, EnglRHoodCiiis, New Jersey, 6 14 p.)

MAASLAND, M. (1957). Theory of fluid flow through anisotropic media, in (Section II), Drainage of Agricultural Lands, Eds., Luthin, J. N., American Society of Agronomy, Madison, Wisconsin, 1957, pp. 216–236.

NEUMAN, S. P. (1972). Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table. Water Resources Research. Vol. 8, n° 4, pp. 1031-1045.

NEUMAN, S. P. (1974). Effect of partial penetration on flow in unconfmed aquifers considering delayed gravity response. Water Resources Research, vol. 10, n°. 2, pp. 303-312.

NEUMAN, S. P. (1975). Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response. Water Resources Research. Vol. 11, n°2, pp. 329-342.

NEUMAN, S. P. et WITHERSPOON, P.A. (1971). Analysis of nonsteady flow with a surface using the finite element method. Water Resources Research, 7 (3), 611-623.

PINDER, G.F etGRAY, W.G. (1977). Finite element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology. Academic Press, New York.

POLUBARINOVA-KOCHINA, P.Y.(1962). Theory of Ground Water Movement, De Wiest, R.J.M., Princeton University Press, Princeton, New Jersey, 613 pp. (Translated from the Russian by J. M. Roger De Wiest).

PRICKETT, T. A. (1965). Type-curve solution to aquifer tests under water-table conditions. Ground water, 3 (3), 5.

RAGHUNATH, H.M. (1982).Ground Water. A Halsted Press Book, John Wiley & Sons, New York, 456p.

RASMUSSEN, H. et ROULEAU, A. (éditeurs) GUIDE DE DÉTERMINATION D'AIRES D'ALIMENTATION ET DE PROTECTION DE CAPTAGES D'EAU SOUTERRAINE Contrat du Ministère de l'Environnement du Québec (PARDE 334.74.99.01) Centre d'études sur les ressources minérales Université de Québec à Chicoutimi.

RICHARDS, L.A.(1931). Capillary conduction of liquids through porous medium.J.Physics. p.318-333.

RIVARD, C. (1995). Etude de la contamination par les sels déglaçants d'un aquifère à nappe libre: Cas de ste-julienne, Quebec. Ecole Polytechnique de Montréal. Québec. Canada. Avril 1995. 179 p.

SCHEIDGGER, A.E. (1957).The physics of flow through porous media. I vol.,231 p. Toronto Press.

SKEMPTON, A.W. (1960). Effective stress in soils, concrete and rocks.

STERLITSOVA, T. D. (1972). Unsteady radial flow in an unconfined aquifer. Water Resources Research, 8 (4), 1059-1066.

STRELITSOVA, T. D. (1973). Flow near a pumped well in an unconfmed aquifer under nonsteady conditions. Water Resources Research, 9 (1), 227-235.

STRELITSOVA, T.D. et RUSHTON, K.R. (1973). Water table drawdown due to a pumped well in an unconfined aquifer. Water Resources Research, vol. 9, n° 1, pp. 236-242.

TERZAGUI, K. (1943).Theoretical soil mechanics, Chapman and Hall, London.

VERRUIJIT,A. (1980). A simple formula for the estimation of pore pressures and their dissipation, Applied Ocean Research, Vol.2,pp.57-62.

VERRUIJIT, A. (1980).The theory of consolidation, in Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media, edited bay Bear J. and Corapcioglu Y.,NATO,ASI Series.

WALTON, W.C. (1960). Leaky artesian aquifer conditions in Illinois. Rep. Invest. 39, Illinois State Water Survey, Urbana,

YANFUL,E.K. et AUBE, B.(1993). MOdelling moisture-retaining soil covers. Proceedings on the joint CSCE-ASCE National Conference on Environmental Engineering, Montreal,1 :373-380.

ZIENKIEWICZ, O.C. et TAYLOR, R.L. (1991). La méthode des éléments finis : formulation de base et problèmes linéaires. Editeur AFNOR,Paris,620p.

