

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Ecole Nationale Polytechnique

Département Hydraulique

Laboratoire de Recherche des Sciences de l'Eau



MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAGISTER
(SCIENCES DE L'EAU)

Présenté par :

ELASRI Nassima

Ingénieure d'état en Hydraulique

Diplômée de l'Ecole Nationale Polytechnique

Thème :

**ÉVALUATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE POMPAGE DANS
UN AQUIFÈRE À NAPPE SEMI-CAPTIVE**

Soutenue le 13/07/2010, devant le jury composé de :

M^r. A. BERMAD	Maître de conférences, ENP	Président
M^{me}. D. CHENAF	Professeure, RMC, Canada	Directrice de recherche
M^{me}. S. BENMAMAR	Maître de conférences, ENP	Examinatrice
M^{me}. R. MITICHE	Maître de conférences, ENP	Examinatrice
M^{me}. D. SOUAG	Maître de conférences, USTHB	Examinatrice

ملخص:

الغرض الرئيسي من هذه الدراسة هو التقييم العددي باستخدام طريقة العناصر المحدودة , للطرق المتاحة لتفسير تجارب الضخ, التي تسمح بتحديد الخصائص الهيدروديناميكية للطبقات الحاملة الجوفية النصف المضغوطة المتجانسة, الموحدة الخواص أو المتباينة الخواص. في حالة طبقة غير متجانسة و متباينة الخواص, النهج المتبع هو تحليل نموذج معادل متجانس متباين الخواص.

الكلمات المفتاحية: تجارب الضخ, تقييم عددي, طبقة حاملة جوفية نصف مضغوطة .

Résumé :

Le but principal de cette étude est d'évaluer numériquement, à l'aide de la méthode d'éléments finis, les méthodes disponibles d'interprétations des essais d'aquifère, permettant de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques des aquifères à nappes semi-captives homogènes, isotropes ou anisotropes. Pour l'aquifère hétérogène et anisotrope, l'approche de l'analyse par un aquifère équivalent homogène et anisotrope est évaluée.

Mots clés : essai de pompage, évaluation numérique, aquifère à nappe semi-captive.

Abstract :

The principal goal of this study is to numerically assess, by using the finite element method, the quality of the available interpretation methods of pumping test, to determine the hydrodynamic characteristics of homogeneous, isotropic or anisotropic semi-confined aquifers. For the heterogeneous and anisotropic aquifer, the equivalent homogeneous and anisotropic aquifer analysis approach is considered.

Keys words: pumping test, numerical assess, semi-confined aquifer.

Dédicaces

*Avec toute ma reconnaissance, je dédie ce
travail :*

A mes très chers parents

*« The two candles that lightened my way to
success », que Dieu les garde*

A mes chers frères et sœurs

A toute ma famille.

A l'adorable femme Pr. C.H.E.N.A.F.D.

A tout (es) mes vrais (es) Amis (es)

Et à tous ceux que j'aime.

Nassima

REMERCIEMENTS

Arrivée au terme de ce travail, je remercie ALLAH de m'avoir donné le courage et la patience pour passer tous les moments difficiles et achever ce modeste travail.

J'adresse ma profonde reconnaissance à ma directrice de recherche Professeure CHENAF Djaouida, pour son encadrement bénéfique, ses conseils judicieux et sa confiance en moi, qui m'ont été d'une grande utilité tout au long du projet, pour son aide précieuse, son soutien moral, sa patience et sa disponibilité, et ce malgré ses nombreuses occupations.

Je tiens à remercier, Dr. BERMAD. A., d'avoir accepté d'évaluer ce travail et me faire l'honneur de présider mon Jury de thèse.

Je remercie particulièrement Dr. BENMAMAR. S., Dr. MITICHE. R. et Dr. SOUAG. D., qui ont très aimablement accepté d'examiner mon travail.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des professeurs et chercheurs du Département Hydraulique et du Laboratoire de Recherche Scientifique LRS-EAU de l'ENP. Je leur remercie du soutien qu'ils m'ont accordé pendant les nombreuses années que j'y ai passé.

Mes vifs remerciements vont également à M^r BELKEBIR. M.T., Directeur du B.E.H.G, pour sa gentillesse et sa générosité, et qui a eu l'amabilité de m'accueillir au sein de son entreprise, ainsi que tout son personnel.

Je remercie M^r Elhachemi et M^{elle} Meriem, pour leur aide, Je leur exprime toute ma reconnaissance pour tout ce qu'ils m'ont apporté.

Par crainte d'avoir oublié quelqu'un, que tous ceux et toutes celles qui ont contribué à ma formation et m'ont aidé de près ou loin trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

ELASRI, N.

TABLE DES MATIERES

	Page
DEDICACES.....	iii
REMERCIEMENTS.....	iv
TABLE DES MATIERES.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES FIGURES.....	ix
LISTE DES SYMBOLES.....	xii
LISTE DES ANNEXES.....	xiv
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : DÉFINITIONS ET PARAMÈTRES DES AQUIFÈRES	
I-1- Introduction.....	3
I-2- Concepts de base.....	3
I-2-1- Aquifère, Aquitard, Aquiclude	3
I-2-1-1- Aquifère à nappe captive.....	4
I-2-1-2- Aquifère à nappe libre.....	4
I-2-1-3- Aquifère à nappe semi-captive.....	4
I-2-1-4- Aquifère à nappe semi-libre.....	5
I-2-2- Paramètres des aquifères.....	5
I-2-2-1- Débit spécifique.....	5
I-2-2-2- Porosité et indice des vides.....	6
I-2-2-3- Teneur en eau volumiques.....	7
I-2-2-4- Perméabilité et conductivité hydraulique.....	8
I-2-2-5- Transmissivité.....	9
I-2-2-6- Coefficient d'emmagasinement.....	10
I-2-2-7- Rabattement.....	10
I-3- Essais de pompage	10
I-3-1- Principe.....	10
I-3-2- Etudes préliminaires.....	11
I-3-3- Le puits pompé.....	11
I-3-4- Piézomètres ou puits d'observation.....	12
I-3-5- Mesure du débit pompé.....	14
I-3-6- Mesure des rabattements.....	15
I-3-6-1- Mesures avant l'essai de pompage.....	15
I-3-6-2- Mesures pendant l'essai de pompage.....	15

I-3-6-3- Mesures après l'essai de pompage.....	16
I-3-7- Durée de l'essai de pompage.....	16
I-3-8- Traitement des mesures.....	17
I-3-9- Interprétation des mesures.....	18
CHAPITRE II : MÉTHODES D'INTERPRÉTATION EXISTANTES DES ESSAIS DE POMPAGE EN MILIEUX SEMI-CAPTIFS	
II-1- Introduction.....	22
II-2- Interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime permanent.....	23
II-2-1- Méthode de DeGlee (1930).....	25
II-2-2- Méthode de Hantush-Jacob(1956).....	26
II-3- Interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime transitoire.....	27
II-3-1- Problème examiné et paramètres.....	27
II-3-2- Méthodes dans lesquelles le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S' est négligé.....	28
II-3-2-1- Méthode de Walton (1962).....	28
II-3-2-2- Méthode du point d'inflexion de Hantush (1956).....	29
II-3-2-3- Méthode de Hantush (1956) pour plusieurs piézomètres.....	30
II-3-3- Méthodes dans lesquelles le coefficient d'emmagasinement S' n'est pas négligé.....	30
II-3-3-1- Méthode de Hantush (1960).....	31
II-3-3-2- Méthode de Neuman-Witherspoon (1972).....	31
CHAPITRE III : SEEP/W LOGICIEL D'ÉLÉMENTS FINIS POUR L'ANALYSE DES ÉCOULEMENTS D'EAU SOUTERRAINE	
III-1- Introduction.....	34
III-2- Description du logiciel de simulation par éléments finis, SEEP/W.....	34
III-3- Equations et hypothèses à la base de SEEP/W.....	36
CHAPITRE IV : ÉVALUATION NUMÉRIQUE D'UN ESSAI DE POMPAGE DANS UN AQUIFÈRE HOMOGÈNE ISOTROPE À NAPPE SEMI-CAPTIVE	
IV-1- Introduction.....	39
IV-2- Analyse numérique d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime permanent.....	40
IV-2-1- Conception et maillage du modèle numérique.....	40
IV-2-2- Les critères limitatifs et conditions aux limites.....	41

IV-2-3- Interprétation des résultats.....	41
IV-3- Analyse numérique d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime transitoire.....	44
IV-3-1- Conception et maillage du modèle numérique.....	44
IV-3-2- Critères limitatifs et conditions aux limites.....	44
IV-3-3- Conditions initiales.....	45
IV-3-4- Paramètres numériques.....	46
IV-3-5- Interprétation des résultats.....	46
IV-3-5-1- Le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S' est négligé.....	46
IV-3-5-2- Le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S' n'est pas négligé.....	49
IV-4- Discussion des résultats et conclusion.....	52
CHAPITRE V : EVALUATION NUMERIQUE D'UN ESSAI DE POMPAGE DANS UN AQUIFERE HETEROGENE ANISOTROPE A NAPPE SEMI-CAPTIVE	
V-1- Introduction.....	62
V-2- Méthode d'interprétation d'un essai de pompage.....	63
V-2-1- Méthode de Hantush (1966) pour un aquifère anisotrope sur le plan horizontal.....	63
V-2-2- Méthode de Weeks (1969) pour un aquifère anisotrope sur le plan vertical.....	65
V-2-3- Application numérique sur SEEP/W.....	66
V-3- Perméabilité des terrains stratifiés.....	68
V-3-1- Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification.....	69
V-3-2- Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification.....	69
V-3-3- Modèle équivalent homogène anisotrope.....	70
V-4- Application SEEP/W.....	70
V-5- Interprétation des résultats.....	72
CHAPITRE VI : CONCLUSIONS.....	106
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	108
ANNEXES.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Page
I-1 Quelques valeurs types du débit spécifique (Todd, 1980).....	19
I-2 Quelques intervalles des valeurs de la porosité (Freeze and Cherry, 1979).....	19
I-3 Limites des intervalles de variation de l'indice des vides pour certains sols types (McCarthy, 1988).....	20
I-4 Intervalles des valeurs types de conductivité hydraulique.....	20
IV-1-a Description de la fonction #1 de teneur en eau volumique provenant de la banque de données de Seep/w pour un sable uniforme ayant un $K_s=1*10^{-4}$ m/s. Aquifère.....	54
IV-1-b Description de la fonction de teneur en eau volumique #4 provenant de la banque de données de Seep/w. Aquitard.....	54
IV-2 Paramètres de convergence utilisés dans Seep/w pour toutes les simulations en régime transitoire.....	54
IV-3 Incrémentation du temps utilisée dans Seep/w pour toutes les simulations en régime transitoire.....	55
IV-4 Données à placer dans les équations II-6 et II-9, Régime Transitoire S' négligé, SEEP/W, 2eme Méthode Hantush (1956), pour les rayons $r=3m, 24m$ et $123m...$	55
V-1 Paramètres hydrauliques des modèles numériques isotrope et anisotrope MI_{hi} , MA_{hi} , MI_{vi} , MA_{vi}	74
V-2 Paramètres hydrauliques des modèles numériques $MSHA_{i1}$, $MEHA_{i1}$ dans le cas 1 : $m_i=m_{eq}$	75
V-2-a Valeurs de la teneur en eau pour les modèles du cas 1 : $m_i=m_{eq}$	77
V-3 Paramètres hydrauliques des modèles numériques $MSHA_{i2}$, $MEHA_{i2}$ dans le cas 2 : $S_i=S_{eq}$	78
V- 3-a Valeurs de la teneur en eau pour les modèles du cas 2 : $S_i=S_{eq}$	79
V-4 Définition des modèles numériques $MSHA_{ijk}$, $MEHA_{ijk}$	80
V-5 Paramètres hydrauliques des modèles numériques $MSHA_{ijk}$, $MEHA_{ijk}$	81

LISTE DES FIGURES

Figure		Page
I-1	Types d'Aquifères.....	21
II-1	Vue en coupe d'un aquifère à nappe semi-captive réalimenté par un aquifère supérieur à nappe libre.....	33
IV-1	Analyse axisymétrique en régime permanent d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites.	56
IV-2	Comparaison des rabattements de la distance radiale r , entre la courbe théorique de la méthode de DeGlee, la méthode de Hantush (1956) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime permanent.....	56
IV-3	Analyse en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Les fonctions de conditions aux limites utilisées.....	57
IV-4-a	Analyse axisymétrique en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions aux initiales.....	58
IV-4-b	Analyse axisymétrique en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites utilisées.....	58
IV-5	Comparaison des rabattements en fonction du $\log t$, entre la courbe théorique de la méthode de Walton (1960) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' négligé.....	59
IV-6	Comparaison des rabattements en fonction du $\log t$, entre la courbe théorique de la méthode de Méthode de Hantush (1956) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' négligé.....	59
IV-8	Comparaison des rabattements en fonction du $\log t$, entre la courbe théorique de la méthode de Hantush (1960) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' non négligé.....	60
IV-9	Distribution des rabattements en fonction du $\log t$, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=2,09$ m.....	60
IV-10	Distribution des rabattements en fonction du $\log t$, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=17,50$ m.....	61
IV-11	Distribution des rabattements en fonction du $\log t$, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=50$ m.....	61
V-1	Illustration schématique des paramètres de la méthode de Hantush pour un aquifère anisotrope. a directions principales d'anisotropie connues. b direction principales d'anisotropies inconnues. c ellipse d'égal rabattement.....	82
V-2	Paramètres utilisés dans la méthode de Weeks.....	82
V-3	Distributions du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale, comparaison entre cas isotrope et différents cas anisotrope. $K_h=cst$. Régime permanent.....	83

V-4	Distributions du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale, comparaison entre cas isotrope et différents cas anisotrope. $K_y=cst$. Régime permanent.....	83
V-5	Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour différentes distance radiale. Régime transitoire.....	84
V-6	Distributions du débit en fonction de R_k	84
V-7	Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour une distance radiale $r=3$ m. Régime transitoire.....	85
V-8	Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour une distance radiale $r=20$ m. Régime transitoire.....	85
V-9-a	Représentation des différents modèles stratifiés hétérogènes anisotropes MSHA ₁₋₆ ...	86
V-9-b	Représentation des différents modèles stratifiés hétérogènes anisotropes MSHA ₇₋₁₂ ...	87
V-10	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A1 et MEHA-A1.....	88
V-11	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B1 et MEHA-B1.....	88
V-12	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A2 et MEHA-A2.....	89
V-13	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B2 et MEHA-B2.....	89
V-14	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A3 et MEHA-A3.....	90
V-15	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A4 et MEHA-A4.....	90
V-16	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A5 et MEHA-A5.....	91
V-17	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B5 et MEHA-B5.....	91
V-18	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A6 et MEHA-A6.....	92
V-19	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A7 et MEHA-A7.....	92
V-20	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A8 et MEHA-A8.....	93
V-21	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A9 et MEHA-A9.....	94
V-22	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B9 et MEHA-B9.....	94
V-23	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A10 et MEHA-10.....	95
V-24	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A11 et MEHA-A11.....	95

V-25	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A12 et MEHA-A12.....	96
V-26	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B12 et MEHA-B12.....	96
V-27	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₁₁₂ et MEHA ₁₁₂	97
V-28	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₂₁₂ et MEHA ₂₁₂	97
V-29	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₁₁₃ et MEHA ₁₁₃	98
V-30	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₂₁₃ et MEHA ₂₁₃	98
V-31	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₁₂₁ et MEHA ₁₂₁	99
V-32	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₂₂₁ et MEHA ₂₂₁	99
V-33	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₁₃₁ et MEHA ₁₃₁	100
V-34	Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA ₂₃₁ et MEHA ₂₃₁	100
V-35	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₁₁₁ et MEHA ₁₁₁	101
V-36	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₂₁₁ et MEHA ₂₁₁	101
V-37	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₁₁₂ et MEHA ₁₁₂	102
V-38	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₂₁₂ et MEHA ₂₁₂	102
V-39	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₁₁₃ et MEHA ₁₁₃	103
V-40	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₂₁₃ et MEHA ₂₁₃	103
V-41	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₁₂₁ et MEHA ₁₂₁	104
V-42	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₂₂₁ et MEHA ₂₂₁	104
V-43	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₁₃₁ et MEHA ₁₃₁	105
V-44	Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA ₂₃₁ et MEHA ₂₃₁	105

LISTE DES SYMBOLES

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

LETTRES ROMAINES

b	épaisseur de l'aquifère, [L]
b'	épaisseur de l'aquiard, [L]
g	accélération de la pesanteur, [LT ⁻²]
G _s	densité des particules solides, [-]
h	hauteur de charge, [L]
H	charge hydraulique, [L]
k	Perméabilité intrinsèque, [L ²]
K	conductivité hydraulique de l'aquifère, [LT ⁻¹]
K _x	conductivité hydraulique dans la direction x, [LT ⁻¹]
K _y	conductivité hydraulique dans la direction y, [LT ⁻¹]
K'	conductivité hydraulique de l'aquitarde, [LT ⁻¹]
K ₀ (x)	fonction de Bessel modifiée de second degré et d'ordre zéro, [-]
L	facteur de drainance (leakage factor), [-]
n	porosité, [-]
n _e	porosité effective, [-]
q	débit par unité de surface, [LT ⁻¹]
Q	débit de pompage, [L ³ T ⁻¹]
r	distance radiale du centre du puits au piézomètre, [L]
r ₀	rayon d'action du puits, [L]
r _i	rayon d'influence, [L]
r _w	rayon du puits de pompage, [L]
R	rayon du modèle numérique, [L]
s	rabattement dans l'aquifère à la distance r et au temps t, [L]
s _c	rabattement dans l'aquitarde, [L]
S	coefficient d'emménagement de l'aquifère durant le pompage, [-]
S'	coefficient d'emménagement de l'aquitarde durant le pompage, [-]
S _r	degré de saturation, [-]
S _r	rétenion spécifique, [-]
S _y	débit spécifique, [-]
t	temps compté depuis le début du pompage, [T]
T	transmissivité, [L ² T ⁻¹]
u	argument de la fonction de Hantush (1960), [-]
u, u _c	argument de la fonction de Neuman Witherspoon (1972), [-]
u _a	pression d'air interstitielle, [ML ⁻¹ T ⁻²]
u _w	pression d'eau interstitielle, [ML ⁻¹ T ⁻²]

V	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]
V _{wg}	volume d'eau gravitaire, [L ³]
V _{wr}	volume d'eau de rétention, [L ³]
W(u)	fonction de puits de Theis, fonction exponentielle intégrale, [-]
z	distance verticale, [L]

LETTRES GRECQUES

Δ	variation, [-]
β	argument de Hantush (1960), [-]
θ	teneur en eau volumique, [-]
γ	poids volumique, [ML ⁻² L ⁻²]
σ	contrainte totale dans la direction x et/ou y, [ML ⁻¹ T ⁻²]
ρ	masse volumique, [ML ⁻³]

ACRONYMES

SEEP/W	un logiciel d'analyse de l'écoulement souterrain
CTRAN/W	Un logiciel de modélisation de révolution de panache de contamination dans un milieu poreux
SIGMA/W	un logiciel de calcul des contraintes et des déformations dans un sol
SLOPE/W	un logiciel de modélisation de la stabilité des pentes
MA	un modèle numérique anisotrope
MI	un modèle numérique isotrope
MEHA	un modèle numérique équivalent homogène anisotrope
MSHA	un modèle numérique stratifié hétérogène anisotrope

INDICES

a	Air
e	effectif
eq	équivalent
g	Gravitaire
h	horizontale
i	initial
m	maximum
p	point d'inflexion
s	saturé
thé	théorique
v	verticale

w	eau
x	composante selon l'axe des x
y	composante selon l'axe des y
z	composante selon l'axe des z

LISTE DES ANNEXES

Annexes		Page
II-1	Valeurs de la fonction de Walton $W(u,r/L)$ pour aquifères semi-captifs (Hantush 1956).....	112
II-2	Valeurs de la fonction de Hantush $W(u,\beta)$ pour aquifères semi-captifs (Hantush 1960).....	114
II-3	Valeurs de la fonction de Neuman-Witherspoon $W(u,u_c)$ pour aquifères semi-captifs (Witherspoon et al.1967).....	116

INTRODUCTION

L'exploitation, la réhabilitation ou la protection des eaux souterraines requiert toujours la bonne connaissance des paramètres hydrodynamiques du réservoir souterrain représentant l'aquifère.

Devant les problèmes à grande ou à petite échelle impliquant l'eau souterraine, le géologue ou l'ingénieur cherche toujours à trouver les valeurs à la fois exactes et représentatives des caractéristiques hydrodynamiques des milieux où cette eau réside soient les milieux aquifères.

La théorie de l'écoulement vers un puits d'une nappe d'eau souterraine constitue l'un des chapitres les plus importants de l'hydraulique souterraine. Il demeure aussi l'un des plus anciens comme en témoignent le mémoire de Darcy et les travaux de Dupuit publiés respectivement en 1856 et en 1863 (Schneebeil, 1956).

Les essais de pompage, consistent à créer un rabattement dans un puits d'exploitation en phase de pompage. L'évolution de ces rabattements est suivie dans des puits d'observation ou des piézomètres préalablement installés à certaines distances autour de ce puits. Les données de ces rabattements peuvent être exploitées pour estimer la transmissivité T de l'aquifère et les coefficients d'emmagasinement S (aquifère) et S' (aquitard).

Les équations traitant un aquifère à nappe semi-captive sont difficiles à appliquer en pratiques. On ne connaît pas présentement de solution théorique permettant de nous donner les proportions exactes de l'eau provenant de l'aquifère et de celle provenant de l'aquitard. En plus, l'interprétation des données en termes de rabattements en fonction des coordonnées spatiales ou temporelles, fournies par ces essais, restent limitées aux méthodes existantes basées sur des hypothèses très simplistes de la réalité. L'approche la plus fréquemment utilisée, dans le cas des aquifères hétérogènes et anisotropes, notamment les aquifères stratifiés, est de considérer le modèle équivalent homogène.

Le principal objectif de ce travail est d'évaluer numériquement, à l'aide de la méthode des éléments finis par le biais du logiciel SEEP/W, les méthodes analytiques existantes d'interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Lors de cette étude, on vérifiera les résultats numériques avec les méthodes théoriques (analytiques) lorsque celles-ci existent, soit le cas homogène et isotrope.

Deuxième objectif, est d'évaluer numériquement l'effet de l'anisotropie et de l'hétérogénéité causée par la stratification dans les aquifères stratifiés sur les données de pompage. L'approche de l'analyse par modèle équivalent homogène et anisotrope analogue au modèle hétérogène stratifié est examinée.

La présente thèse comprend six chapitres. Dans le chapitre 1, nous rappellerons la définition des aquifères et des paramètres importants qui les caractérisent. Dans le chapitre 2, nous passerons en revue les méthodes disponibles d'interprétation des essais de pompage dans un aquifère homogène et isotrope à nappe semi-captive. La description du logiciel de simulation par la méthode des éléments finis, SEEP/W, retenu pour l'évaluation numérique des essais de pompage, est présentée en résumé dans le chapitre 3. Les simulations numériques d'un essai de pompage dans un aquifère homogène et isotrope à nappe semi-captive sont présentés au chapitre 4. Le chapitre 5 porte sur la modélisation d'un aquifère semi-captif hétérogène et anisotrope.

Au chapitre 6, dernière partie de ce mémoire, on passe en revue les principaux résultats et les conclusions qui se dégagent de cette étude.

CHAPITRE I

DÉFINITIONS ET PARAMÈTRES DES AQUIFÈRES

I-1- Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons les définitions et les paramètres qui caractérisent les aquifères, ainsi que le principe des essais de pompage.

I-2- Concepts de base

I-2-1- Aquifère, Aquitard, Aquiclude

Un Aquifère est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, d'où l'on peut extraire de l'eau par pompage de façon économique.

Un Aquitard est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, d'où on ne peut pas extraire d'eau par pompage de façon économique, mais qui est assez perméable pour laisser percoler des quantités d'eau appréciables quand on se place à l'échelle du kilomètre carré ou plus. Les argiles, les silts et les shales forment des aquitards.

Un Aquiclude est défini comme une unité géologique totalement ou partiellement saturée en eau, dans laquelle l'eau ne circule pas du tout. Cela pourrait se produire dans des roches ignées ou métamorphiques non fracturées. Dans la réalité, on ne rencontre qu'exceptionnellement un aquiclude. Même si un puits reste sec dans une unité géologique, cette unité laisse cependant percoler des quantités d'eau non négligeables à l'échelle du Kilomètre carré ou plus. L'aquiclude est plus une vue de l'esprit qu'une réalité. Pour cette raison, on ne parlera que d'aquifères et d'aquitards dans ce qui suit.

On notera aussi de façon relative : un milieu est considéré imperméable si sa perméabilité est négligeable devant celle de l'aquifère étudié. On ne donne pas des noms différents aux aquitards selon les débits qui les traversent à grande échelle. Par contre, on distingue quatre catégories d'aquifères :

I-2-1-1- Aquifère à nappe captive

Un aquifère à nappe captive est une unité géologique totalement saturée, située entre un plancher « imperméable » (aquitard inférieur) et un plafond ou toit « imperméable » (aquitard supérieur). Le débit d'eau extrait par pompage d'un aquifère à nappe captive provient presque exclusivement du mouvement de l'eau souterraine dans l'aquifère. La contribution au débit pompé provenant des aquitards (sup et inf) est négligeable. Figure I-1-a.

I-2-1-2- Aquifère à nappe libre

Un aquifère à nappe libre est une unité géologique partiellement saturée, limité par un plancher « imperméable » (aquitard inférieur) et où il existe une surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique. Le débit d'eau extrait par pompage d'un aquifère à nappe libre provient presque exclusivement de la recharge par les eaux atmosphériques dont l'infiltration est suivie du mouvement de l'eau souterraine dans l'aquifère. La contribution au débit pompé provenant de l'aquitard inférieur est négligeable. Un aquifère à nappe perchée est un cas spécial d'aquifère à nappe libre au-dessous duquel il existe une deuxième surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique. Figure I-1-b.

I-2-1-3- Aquifère à nappe semi-captive

Un aquifère à nappe semi-captive est une unité géologique totalement saturée, située entre un plancher « semi-imperméable » (aquitard inférieur) et un plafond ou toit « semi-imperméable » (aquitard supérieur). Le débit d'eau extrait par pompage de cet aquifère provient en partie du mouvement de l'eau dans l'aquifère et en partie des aquitards (sup et inf) dont la contribution n'est pas négligeable. Figure I-1-c.

I-2-1-4- Aquifère à nappe semi-libre

Un aquifère à nappe semi-libre est une unité géologique partiellement saturée, où il existe une surface sur laquelle la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique, et limité par un plancher «semi-imperméable» (aquitard inférieur). Dans l'aquifère à nappe semi-libre, la contribution au débit pompe provenant de l'aquitard inférieur n'est pas négligeable. Figure I-1-d.

I-1-2- Paramètres des aquifères

L'étude des écoulements souterrains est fondée sur l'application des lois de l'hydraulique. De ce fait, il est nécessaire de connaître les caractéristiques physiques du milieu dont dépendent ces écoulements. Parmi les paramètres les plus importants qui caractérisent un aquifère, on peut considérer les paramètres transmissifs (conductivité hydraulique, transmissivité) et les paramètres capacitifs (emmagasinement, porosité, débit spécifique) que nous définissons ci-après:

I-1-2-1- 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).

$$S_y = \frac{V_{wg}}{V} \quad \text{[I-1]}$$

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;

$$V_{wr} = V_w - V_{wg} \quad \text{[I-2]}$$

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

$$S_r = \frac{V_{wr}}{V} \quad \text{[I-3]}$$

Le tableau I-1 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 un sable uniforme (Raghunath, 1982).

Pour les formations épaisses non consolidées, les valeurs du débit spécifique chutent généralement jusqu'à 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-1-2-2- Porosité et indice des vides

La plupart des sols et roches naturels comportent un certain pourcentage de vides qui peuvent être remplis d'eau ou de fluide. Ainsi, on donne le nom de porosité au pourcentage du volume de l'aquifère occupé par ces vides y compris les communicants et les non communicants.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \text{[I-4]}$$

Dans la définition de la porosité, il convient de distinguer la porosité totale qui définit les vides avec leur propre géométrie et la porosité effective notée n_e , qui définit les vides disponibles pour l'écoulement saturé. Cette porosité effective est une fraction de la porosité totale. Elle peut être déterminée par les essais de traceurs non réactifs.

Pour les formations saturées (degré de saturation, $S_r = 100\%$), la porosité totale exprime la somme du débit spécifique S_y , et de la rétention spécifique S_r :

$$n = S_y + S_r \quad \text{[I-5]}$$

Le tableau I-2 donne les ordres de grandeur de la porosité totale (De Marsily, 1986).

De même l'indice des vides est défini par:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{[I-6]}$$

L'indice des vides est relié à la porosité par:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{ou} \quad n = \frac{e}{1+e} \quad \text{[I-7]}$$

Il est relié à la teneur en eau massique, w , ($w = W_w/W_s$) par:

$$e = \frac{wG_s}{S_r} \quad \text{[I-8]}$$

Où: w = teneur en eau

G_s = densité des particules solides

S_r = degré de saturation = V_w/V_v

W_w, W_s = respectivement le poids de l'eau et le poids des grains solides
contenus dans un volume V de sol, de poids, $W = W_s + W_w$.

Le tableau I-3 rassemble quelques valeurs extrêmes types de l'indice des vides, e.

I-1-2-3- Teneur en eau volumiques

Quand l'eau s'écoule à travers le sol, une quantité d'eau est emmagasinée et retenue à l'intérieur du sol. Cette quantité est fonction de la pression d'eau interstitielle et des caractéristiques de ce sol. Rapportée au volume total, elle définit la teneur en eau volumique θ :

$$\theta = \frac{V_w}{V} = nS_r \quad \text{[I-9]}$$

Où : θ : teneur en eau volumique

V : volume total

V_w : volume d'eau contenu dans le volume total de sol ou de roc V

n : porosité

S_r : degré de saturation

La succion représente le déficit de pression qui apparaît dans les pores d'un matériau à la suite des forces de liaison entre l'eau et le squelette solide, dans le cas des sols sablonneux non-saturés, ces forces sont de nature capillaire, alors que dans le cas des sols argileux, l'effet des forces d'adsorption peut prédominer.

La variation de la teneur en eau volumique dépend de la variation de l'état de contrainte et des propriétés du sol. L'état de contrainte peut être décrit par deux variables d'état pour les conditions saturées et non saturées. Ces variables sont $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ où σ est la contrainte totale et u_a et u_w sont les pressions interstitielles, respectivement, de l'air et de l'eau (Fredlund et Morgenstern, 1976). On écrit:

$$d\theta_w = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad \text{[I-10]}$$

Où :

m_1^w : pente du graphe $(\sigma - u_a)$ versus θ_w à $d(u_a - u_w)$ nul

m_2^w : pente du graphe $(u_a - u_w)$ versus θ_w à $d(\sigma - u_a)$ nul

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

u_a : pression d'air interstitiel

u_w : pression d'eau interstitielle

Comme m_1^w et m_2^w peuvent être considérées constantes pour une étape de temps durant le processus transitoire, la dérivée par rapport au temps de l'équation constitutive peut être exprimée comme;

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial (\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad \text{[I-11]}$$

Il convient de noter toutefois deux points importants, durant toute la phase transitoire:

1. On suppose qu'il n'y a aucun chargement ou déchargement extérieurs de la masse de sol. Par conséquent la contrainte totale demeure constante (i.e., $\Delta \sigma / \Delta t = 0$)
2. On suppose que la pression interstitielle de l'air reste égale à la pression atmosphérique (i.e., $\Delta u_a / \Delta t = 0$)

Des deux points (1) et (2), on aura $(\sigma - u_a)$ qui reste constante et n'a donc aucune influence sur la variation de la teneur volumique. Par conséquent, la variation de cette dernière ne dépend que de la variation de $(u_a - u_w)$ donc de la variation de la pression d'eau interstitielle u_w étant donné que u_a est constante. Ainsi, $\partial \theta = m_1^w \partial u_w$, Où : m_1^w est la pente de la courbe d'emmagasinement.

I-1-2-4- Perméabilité et conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique, dépend à la fois de la perméabilité (intrinsèque) du milieu poreux et des propriétés de l'eau qui s'y écoule.

C'est le paramètre mesurant dans une direction d'écoulement la perméabilité d'un milieu poreux vis-à-vis de l'eau « hydro », pour une densité et une viscosité cinématique constantes. On pourrait utiliser comme fluide l'air,

l'huile, etc. On parlerait alors de conductivité à l'air et de conductivité à l'huile « ou oléique ».

En hydrogéologie, on s'intéresse aux valeurs obtenues avec l'eau comme fluide.

Symbole : K appelé également coefficient de perméabilité;

Dimension : longueur/temps (vitesse) ;

Unités : en hydrogéologie cm/jour, cm/an ;
en géotechnique cm/s, m/s.

$$\mathbf{K} = \mathbf{k} \gamma_w / \eta_w = \mathbf{k} \rho_w \mathbf{g} / \rho_w \mathbf{v}_w = \mathbf{k} \mathbf{g} / \mathbf{v}_w \quad \text{[I-12]}$$

où γ_w est le poids volumique de l'eau, ρ_w est sa masse volumique, g est la constante gravitationnelle, η_w est la viscosité dynamique de l'eau ($\eta_w = \rho_w \gamma_w$), et k est la perméabilité (intrinsèque) du milieu poreux.

La Perméabilité (parfois dite intrinsèque), C'est un paramètre caractérisant le milieu poreux dans une direction. On mesure dans cette direction la perméabilité du milieu vis-à-vis d'un fluide homogène quelconque, indépendamment des caractéristiques du fluide :

Symbole : k;

Dimension : surface ;

Unités : cm² ou.m², Darcy (1 Darcy = 9,87x10⁻⁹ cm²).

Le tableau I-4 rassemble quelques intervalles des valeurs types de conductivité hydraulique.

I-1-2-5- Transmissivité

La transmissivité est définie par $T=Kb$ où b est l'épaisseur de l'aquifère, et K est sa conductivité hydraulique. La transmissivité T a pour dimension L^2T^{-1} (longueur²/temps). Si l'aquifère est hétérogène, c'est-à-dire si K est fonction de la position, T est définie par l'intégrale de $K.dz$, entre z (plancher) et z (plafond).

I-1-2-6- Coefficient d'emmagasinement

Le coefficient d'emmagasinement S est défini comme la quantité d'eau qu'un aquifère relâche ou emmagasine par unité de surface d'aquifère d'épaisseur b (volume $b \text{ m}^3$), lorsque la charge hydraulique varie d'une unité. C'est un coefficient adimensionnel. Dans le cas d'un aquifère à nappe captive, l'eau est mobilisée de la façon suivante : une variation de charge engendre une variation de pression d'eau interstitielle, donc une variation de contrainte effective, et donc un tassement (ou expansion) des solides de l'aquifère. La valeur de S est par conséquent petite dans un aquifère à nappe captive, typiquement de l'ordre de 10^{-1} à 10^{-3} . Dans un aquifère à nappe libre, l'eau est mobilisée par drainage gravitaire à l'intérieur d'un volume unité (surface unité x hauteur unité correspondant à la variation d'une unité de charge). Le coefficient d'emmagasinement S dans un aquifère à nappe libre correspond donc à la notion de porosité efficace (drainage gravitaire). La valeur de S est alors typiquement de l'ordre de 1% à 30%.

I-1-2-7- Rabattement

Le rabattement, s est défini par :

$$s = h(x,y,z,t_0) - h(x,y,z,t) = h_0 - h(t) \quad [\text{I-13}]$$

C'est-à-dire la différence entre la charge hydraulique initiale (avant le pompage ou avant l'étude hydrogéologique) et la charge hydraulique actuelle. Le rabattement intervient dans les équations des essais de pompage. Le terme «rabattement» est utilisé pour une différence positive. Quand la différence est négative (cas d'une injection), on préfère généralement le terme «impression».

I-2- Essais de pompage

I-2-1- Principe

Le principe d'un essai de pompage est le suivant : si l'on pompe un puits à un débit connu, et si l'on mesure les rabattements dans le puits et dans des piézomètres situés à des distances connues du puits pompé, on peut utiliser les différentes mesures

prises dans le temps pour obtenir les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère à l'aide des équations appropriées.

I-2-2- Etudes préliminaires

Avant de faire un essai de pompage, on devrait connaître diverses données géologiques et hydrauliques :

- les caractéristiques géologiques du sous-sol,
- le type d'aquifère qui sera pompé, ses zones de recharge et de décharge, son épaisseur et son étendue,
- l'existence de frontières imperméables, ou à charge hydraulique constante,
- les mouvements de l'eau souterraine dans les aquifères et les aquitards,
- le bilan hydrogéologique (base annuelle) de l'aquifère que l'on propose d'exploiter et une évaluation préliminaire de l'impact du projet proposé sur (i) la ressource en eau souterraine renouvelable, (ii) son exploitation à long terme, et (iii) les réserves,
- les variations des niveaux piézométriques dans l'aquifère à pomper, et leurs causes,
- toutes les données disponibles sur des puits exploités dans cet aquifère,
- les risques éventuels de pollution de l'aquifère étudié.

I-2-3- Le puits pompé

Il est toujours préférable que le puits pompé ne soit pas implanté dans la zone d'influence des puits voisins en cours d'exploitation. Il est recommandé de mettre les puits voisins en opération à leur débit d'exploitation prévu, et d'attendre que les rabattements dans l'aquifère aient atteint leurs valeurs stabilisées du régime permanent, avant de démarrer l'essai de pompage sur le nouveau puits à tester. L'obtention préalable du régime permanent simplifie les analyses de la phase de pompage et de la phase de remontée, tout en se plaçant dans la condition extrême pour la ressource en eau souterraine. L'eau qui sera extraite des puits pompés ne devra pas être retournée à l'aquifère pendant l'essai de pompage, parce que cela fausserait totalement les interprétations tirées des mesures pendant cet essai.

Un essai de pompage ne nécessite pas un puits de grand diamètre. Il existe actuellement des pompes à grand débit de diamètre nominal 3 ou 4 po. (76 ou 102 mm). La profondeur du forage est généralement choisie d'après la coupe géologique tirée d'un forage d'exploration, ou d'après les informations tirées des puits exploitant le même aquifère. Il est toujours préférable de forer jusqu'au plancher de l'aquifère, parce que cette position est avantageuse pour l'exploitation de l'aquifère. Durant le forage du puits qui sera pompé on doit recueillir des échantillons des couches traversées afin de dresser un profil (log) géologique.

Dans un aquifère très épais, il peut devenir très coûteux et peu utile de crépiner le puits sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Dans ce cas, on ne crépine que sur une fraction de l'épaisseur. On obtient un puits dit à pénétration partielle. Le pompage d'un tel puits génère des écoulements verticaux dans l'aquifère jusqu'à un rayon égal à environ 1,5 fois l'épaisseur b de l'aquifère.

Les rabattements des piézomètres situés à l'intérieur de ce rayon devront être corrigés avant d'être utilisés dans les équations de pompage. Les rabattements des piézomètres situés à l'extérieur de ce rayon n'auront pas besoin d'être corrigés.

I-2-4- Piézomètres ou puits d'observation

Des piézomètres hydrauliques doivent être utilisés pour suivre les rabattements (variations des charges hydrauliques) dans l'aquifère à diverses distances du puits pompé. Toutes les crépines de ces piézomètres doivent être installées dans l'aquifère testé. Dans le cas d'une réalimentation par drainance depuis un autre aquifère à travers un aquitard, on doit ajouter un ou des piézomètres dans le second aquifère pour suivre l'évolution des différences de charge hydraulique entre les deux aquifères.

L'élévation de la surface libre de l'eau immobile dans le tube d'un piézomètre hydraulique bien scellé représente la charge hydraulique du terrain au centre de gravité de la lanterne filtre autour de la crépine de ce piézomètre. La position du niveau d'eau peut être mesurée par différents moyens dont le plus commun est un câble prolongé d'une sonde électrique dont le circuit se ferme au contact de l'eau et déclenche une alarme visuelle ou sonore. Elle peut être aussi mesurée par un capteur de pression immergé assez profondément dans le tuyau pour ne pas se retrouver à l'air pendant l'essai de pompage. Ce capteur de pression peut être relié à un système

électronique d'acquisition de données qui prend automatiquement les mesures aux temps qui lui ont été prescrits. Le diamètre de tuyau requis pour faire ces mesures n'est pas grand : un diamètre de 1 cm suffit généralement pour une sonde manuelle, alors qu'un diamètre de 2,5 cm suffit pour la plupart des capteurs de pression.

Les distances des piézomètres au puits pompé doivent être choisies en fonction de plusieurs paramètres, comme le type d'aquifère, sa transmissivité, le débit pompé, la durée du pompage, la longueur de la crépine, la proximité d'autres puits en opération, et la présence connue de frontières. Dans tous les cas, il est avantageux d'avoir au moins un piézomètre près du puits pompé, à une distance comprise entre 3 et 5 m environ. Ce piézomètre servira d'une part à évaluer les effets pariétaux, et d'autre part à détecter les frontières rapprochées. Le piézomètre le plus éloigné ne devrait pas être à plus de 100 m du puits en général.

– Type d'aquifère : les rabattements peuvent se propager à quelques centaines de mètres d'un puits dans un aquifère à nappe captive, alors qu'ils se propagent rarement à plus de cent mètres d'un puits dans un aquifère à nappe libre.

– Transmissivité : quand elle est élevée, le «cône» de rabattement est aplati alors que quand elle est faible, le «cône» de rabattement est étroit. On choisit donc des distances plus courtes quand on anticipe une faible transmissivité que lorsqu'on anticipe une transmissivité élevée.

– Débit pompé: plus il est élevé, plus le «cône» de rabattement s'étend. On peut donc utiliser des piézomètres plus éloignés.

– Durée du pompage : si la phase transitoire était infinie (cas théorique d'un aquifère non rechargé), le rabattement s'étendrait infiniment. En pratique cependant, ce cas est rare et l'on cherche généralement à obtenir un régime permanent afin de garantir des besoins quotidiens en eau. Par ailleurs, considérant les formules empiriques qui définissent le rayon d'influence d'un puits, il est douteux que la durée de l'essai ait une influence sur les distances d'implantation des piézomètres.

– Longueur de la crépine : elle exerce une influence très importante sur l'implantation des piézomètres dans le cas des aquifères à nappe libre quand le puits n'est crépiné que sur une partie de leur épaisseur. Dans un tel cas, il est préférable de

placer le piézomètre le plus proche du puits à une distance d'environ 1,5 fois l'épaisseur initialement saturée de l'aquifère, à moins d'aimer les calculs compliqués de correction des rabattements. Il est souhaitable cependant d'avoir un piézomètre rapproché, dont la prise d'eau se fait au même niveau que la crépine du puits pompé, et situé à une distance comprise entre 3 et 5 m, afin de bien évaluer les effets pariétaux et la performance de l'installation.

– Proximité de puits en opération : la zone de captage et la zone d'influence des puits en opération doivent être connues. Le nouveau puits doit être implanté préférentiellement à l'extérieur de la zone de captage des autres puits. Dans tous les cas, on installera un minimum de deux piézomètres entre le nouveau puits et le puits en opération (ou groupe de puits), afin d'évaluer les interférences par les rabattements que le nouveau puits pompé génère dans ces piézomètres et dans les anciens puits en opération.

– Présence connue de frontières : si l'on s'attend à devoir localiser une frontière imperméable enfouie au voisinage du puits, frontière dont on connaît l'existence d'après des informations géologiques, on plantera trois piézomètres à des distances inférieures à 20% de la distance supposée entre le puits et la frontière imperméable. Si l'on s'attend à devoir localiser une frontière de recharge enfouie au voisinage du puits, frontière dont on connaît l'existence d'après des informations écologiques, on plantera trois piézomètres à des distances préférentiellement inférieures à 10% de la distance supposée entre le puits et la frontière de recharge.

I-2-5- Mesure du débit pompé

Le débit pompé doit être maintenu aussi constant que possible, sans s'écarter de plus que 5% du débit moyen. On mesure fréquemment le débit au début de l'essai où des ajustements sont souvent requis, puis au moins une fois par heure pendant le déroulement de l'essai.

Il est possible d'interpréter les essais de pompage dont le débit n'est pas constant, mais les calculs sont nettement plus complexes que ceux des essais à débit constant.

Le débit pompé peut être mesuré par diverses méthodes (Driscoll, 1986) :

- débitmètre ou compteur d'eau,
- tube de Pitot,
- déversoir triangulaire ou rectangulaire,
- mesures géométriques du jet sortant d'un tuyau.

I-2-6- Mesure des rabattements

Les niveaux piézométriques doivent être mesurés périodiquement avant, pendant et après l'essai de pompage, afin d'évaluer correctement les rabattements.

I-2-6-1- Mesures avant l'essai de pompage

Il faut mesurer au moins une fois les niveaux piézométriques avant l'essai de pompage, dans chacun des piézomètres (aquifère à tester et aquifère adjacent le cas échéant). Il est préférable de prendre plusieurs mesures dans les jours qui précèdent l'essai de pompage, afin de tracer les courbes de variation de ces niveaux dans le temps, et de prévoir leur évolution pendant l'essai. Ces courbes permettront de définir par exemple le coefficient d'efficacité barométrique d'un aquifère à nappe captive, ou la réponse piézométrique en fonction de fluctuations de « réservoirs » voisins (marée, ouvrages de retenue des eaux).

I-2-6-2- Mesures pendant l'essai de pompage

Les niveaux d'eau dans les tuyaux des piézomètres et dans le puits pompé doivent être relevés périodiquement. Comme les variations sont plus rapides au début de l'essai de pompage ou de l'essai de remontée, les relevés doivent être plus fréquents. On suggère les séquences suivantes :

- a) pour le puits pompé : mesures toutes les 30 s pendant les 5 premières minutes, puis au minimum à 10, 20, 40, 60, 90, 120 min, puis toutes les heures ;
- b) pour les piézomètres : mesures à 30 s, 1 min, 2, 4, 6, 8, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120 min, puis toutes les 30 minutes jusqu'à 6 heures, ensuite toutes les heures.

Ces séquences sont valables aussi bien pour la phase de pompage que pour la

phase de remontée. Après 48 heures, on peut se limiter à trois relevés par jour, sauf dans les zones d'influence de la marée ou d'influence d'un «réservoir» d'eau de surface à niveau variable.

I-2-6-3- Mesures après l'essai de pompage

Après l'arrêt du pompage, les niveaux d'eau dans les tuyaux des piézomètres et dans le puits pompé doivent être relevés périodiquement. Comme les variations sont plus rapides au début de la phase de remontée, les relevés doivent être plus fréquents. On suggère de suivre les mêmes séquences que pour la phase de pompage jusqu'à la stabilisation.

La durée requise pour que les niveaux piézométriques redeviennent proches des niveaux avant pompage est voisine de la durée constatée pour le régime transitoire pendant la phase de pompage. Une fois cette durée écoulée, il est recommandé de prendre plusieurs mesures dans les jours suivants afin de compléter les courbes de variation de ces niveaux dans le temps, avant, pendant et après l'essai. Ces relevés sont très utiles pour tous les essais, pas seulement ceux réalisés dans les zones d'influence de la marée ou d'influence d'un «réservoir» d'eau de surface à niveau variable.

I-2-7- Durée de l'essai de pompage

La durée optimale d'un essai dépend de plusieurs facteurs. Si l'essai de pompage est effectué pour un projet d'alimentation en eau, on cherche à obtenir un régime d'écoulement permanent. Ce régime est obtenu après un délai qui varie de quelques heures à quelques jours. Le délai dépend du débit pompé, du type d'aquifère, et de la proximité des zones de recharge. En général, les essais ont une durée minimale de 72 heures pour la phase de pompage et la même durée pour l'observation de la remontée, à moins d'un retour au niveau initial dans un laps de temps inférieur. L'eau doit aussi être prélevée périodiquement pour l'analyse, afin de s'assurer de la constance de la qualité de l'eau.

Si l'essai de pompage ne sert qu'à connaître les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère, on peut le faire durer moins de 72 h. Il est cependant

recommandé de le faire durer jusqu'à l'obtention d'un régime permanent, ce qui peut prendre plusieurs jours dans un aquifère à nappe libre. On ne doit pas faire d'essai de moins de 24 h dans un aquifère à nappe libre.

Par ailleurs, un essai qui donne la totalité de la réponse en régime transitoire avant le régime permanent, fournit des informations sur les frontières imperméables et les zones de recharge.

Un essai plus court, qui ne donne qu'une partie de la réponse transitoire, peut fournir les paramètres T et S d'un aquifère à nappe captive sans fournir des informations essentielles sur les frontières.

I-2-8- Traitement des mesures

Pour chaque piézomètre, on doit fournir un ou des formulaires qui regroupent toutes les lectures et sur lesquelles seront inscrites toutes les informations relatives à l'essai de pompage, et au point d'observation du niveau piézométrique. Un tableau contiendra tous les relevés piézométriques, et devra présenter au minimum les colonnes suivantes :

- 1^e colonne : jour (an-mois-jour), heure, minute et secondes ;
- 2^e colonne : relevé piézométrique brut, c'est-à-dire soit la profondeur de l'eau dans le tuyau piézométrique, soit la pression fournie par le capteur ;
- 3^e colonne : le niveau piézométrique de référence (comme s'il n'y avait pas de pompage) au moment de la lecture, évalué d'après évolution des niveaux piézométriques avant et après l'essai de pompage ;
- 4^e colonne : le rabattement calculé par différence entre le niveau piézométrique de référence et le niveau mesuré ;
- 5^e colonne : le rabattement corrigé dans le cas d'un aquifère à nappe libre, ou dans le cas d'un puits à pénétration partielle ; et,
- 6^e colonne : une colonne pour des commentaires, où devront être reportés entre autres informations les débits de pompage mesurés, les variations de la pression atmosphérique, les précipitations, etc.

I-3-9- Interprétation des mesures

L'interprétation des résultats d'un essai de pompage revient à identifier le type d'aquifère, ses propriétés, et ses frontières. On compare donc les réponses piézométriques de l'aquifère pendant le pompage et la remontée avec les réponses de divers modèles théoriques. Les graphiques utilisés pour poser les diagnostics sont :

- des graphiques du logarithme du rabattement versus le logarithme du temps de pompage,
- des graphiques du rabattement versus le logarithme du temps de pompage,
- des graphiques du rabattement versus le logarithme de la distance au puits pompé.

L'utilisation conjointe de ces graphiques (et des graphiques équivalents pour la remontée) est requise pour poser un bon diagnostic sur l'aquifère, ses propriétés et ses frontières. Les graphiques de type semi-logarithmique permettent de répondre à certaines questions pratiques courantes dont voici quelques exemples :

- Quelle est l'efficacité du puits ? Est-ce qu'il y a des pertes de charge parasites au voisinage de la crépine ?
- La quantité d'eau stockée dans le tubage du puits a-t-elle une influence importante sur la détermination des paramètres T et S ?
- Où se trouve la frontière de recharge invisible de l'aquifère à nappe captive ?
- Comment interpréter la phase remontée consécutive au pompage si l'on a obtenu et maintenu un régime permanent avant d'arrêter le pompage ?

Tableau I-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
Grés fin	12
Pierre calcaire	14
Sable de dune	38
Loess	18
Tourbe	44
Schiste	26
Moraine silteuse	6
Moraine sableuse	16
Moraine graveleuse	16

Tableau I-2: Quelques intervalles des valeurs de la porosité (Freeze and Cherry, 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 I-3: Limites des intervalles de variation de l'indice des vides pour certains sols types (McCarthy, 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	0,50
Sable silteux et gravier	0,80	0,25

Tableau I-4: Intervalles des valeurs types de conductivité hydraulique

Sols	Coef. de cond. hydr., K en cm/s	
Gravier propre	élevé	1 à 10
Sable propre, mélange de sable et gravier	moyen	1 à 10 ⁻²
Sables fins, silts	faible	10 ⁻² à 10 ⁻⁴
Mélange de sable-silt-argile et de till glacier	très faible	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁷
Argiles homogènes	très faible, pratiquement imperméable	< 10 ⁻⁸

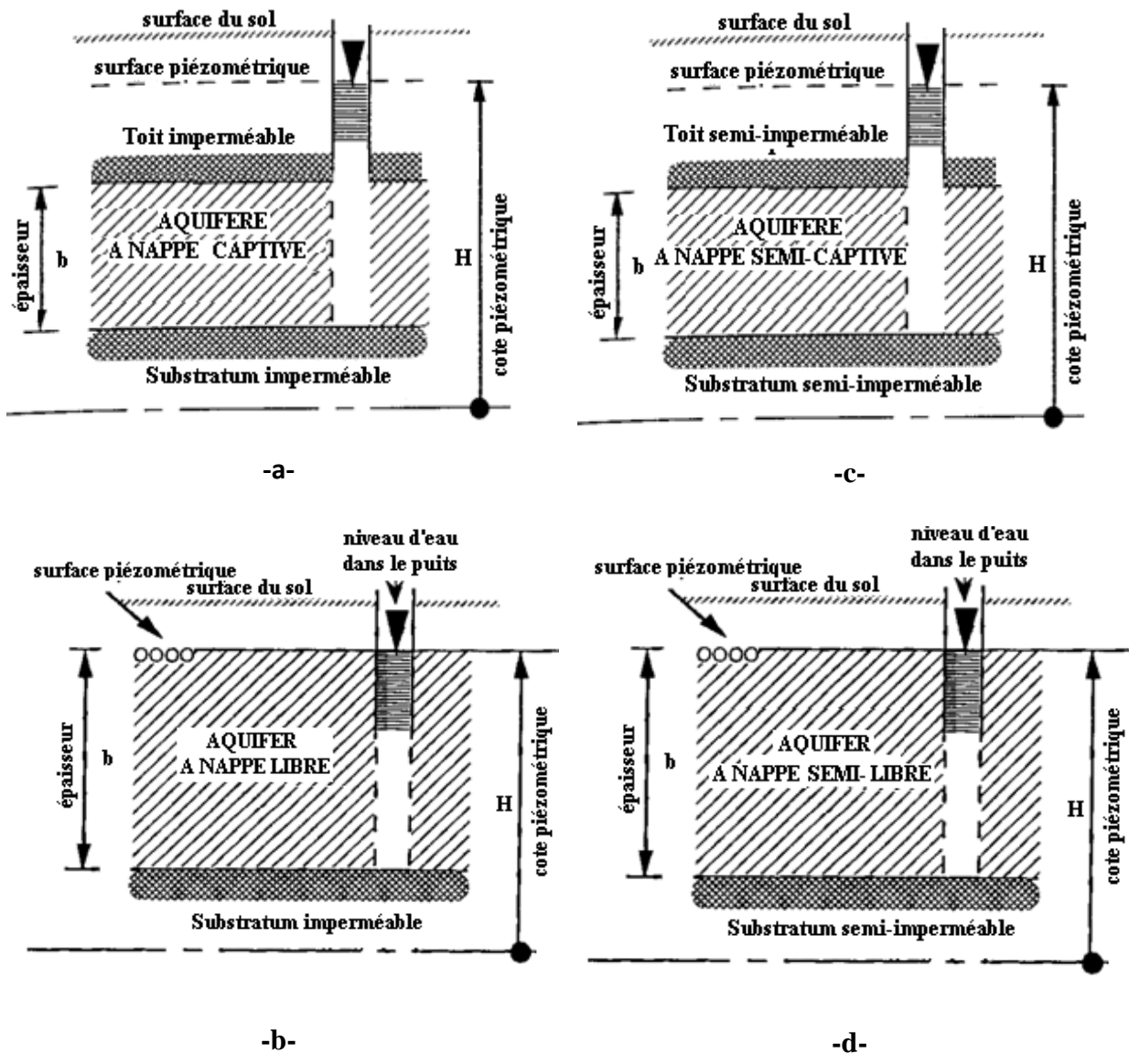


Figure I-1 : Types d'Aquifères.

CHAPITRE II

MÉTHODES D'INTERPRÉTATION EXISTANTES DES ESSAIS DE POMPAGE EN MILIEUX SEMI-CONFINÉS

II-1- Introduction

Quand les aquitards qui forment le toit et le plancher d'un aquifère peuvent fournir un débit significatif au puits pompé, on parle alors d'un aquifère à nappe semi-captive. Le débit d'eau extrait par pompage de cet aquifère provient en partie du mouvement (à peu près horizontal) de l'eau souterraine dans l'aquifère et en partie d'une percolation (à peu près verticale) de l'eau dans l'un des aquitards (supérieur et/ou inférieur) ou les deux.

Voici la liste des hypothèses de base valables pour toutes les méthodes de ce chapitre :

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

Il est évident que la première hypothèse en particulier est rarement satisfaite dans la nature. Cependant certains écarts n'interdisent pas l'application des méthodes, sauf s'ils devenaient trop importants.

II-2- Interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime permanent

Dans le cas d'une recherche d'eau souterraine, un des principaux objectifs est de déterminer la quantité d'eau exploitable annuellement à partir des aquifères de la région étudiée. Les facteurs déterminant ces quantités d'eau exploitable sont :

1. la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère ;
2. l'étendue de chaque aquifère et la nature de ses frontières ;
3. la position verticale de chaque aquifère et les caractéristiques hydrodynamiques du toit et du substratum de l'aquifère ; et
4. les effets de l'exploitation prévue sur les conditions régionales de recharge ou de décharge de l'aquifère.

Dans le cas d'une évaluation hydrogéologique d'un site, on doit connaître à la fois les directions de l'écoulement souterrain et ses vitesses réelles. Pour cela, on a besoin de faire des relevés piézométriques et de mesurer les paramètres hydrogéologiques en place (K ou T et S). Ces derniers peuvent être obtenus par divers essais en place dont les plus fréquents sont les essais de pompage (T et S) et les essais de perméabilité (K seulement).

Les piézomètres doivent être judicieusement implantés et parfaitement scellés de façon à éviter tout écoulement préférentiel le long du tuyau mal scellé dans le terrain. Si un tel écoulement préférentiel se produit, ceci se traduit par : (1) des mesures piézométriques erronées, (2) une contamination de l'aquifère (à protéger) par la fuite proche du tuyau piézométrique, et (3) une mauvaise évaluation du degré de contamination de l'aquifère, parce que l'eau prélevée par la crépine du piézomètre est proche d'une source parasite de contamination due au mauvais scellement.

Ainsi, pour analyser les données recueillies lors d'un essai de pompage, on a besoin des informations suivantes

1. Paramètres de construction du puits (diamètre, profondeur, pourcentage de pénétration de l'aquifère, longueur de la crépine).
2. Caractéristiques géologiques de l'aquifère (épaisseur des couches hydrogéologiques, position et nature des frontières connues de l'aquifère).
3. Gradient hydraulique régional avant l'essai (direction et grandeur) : on doit le

connaître pour corriger les rabattements dans les piézomètres plus ou moins éloignés du puits de pompage.

4. Débit de pompage durant l'essai ainsi que l'heure du commencement de l'essai (précision de l'ordre de quelques secondes au début de l'essai).
5. Niveaux piézométriques ou niveaux de l'eau dans les puits d'observation à intervalles de temps réguliers, rapprochés au début, puis de plus en plus espacés.
6. Graphiques des rabattements en fonction du logarithme du temps : il est recommandé de les tracer sur le terrain. Ils permettent d'observer la progression de l'essai de pompage et ainsi de prolonger l'essai si des variations anormales des niveaux d'eau se produisent vers la fin du temps qui avait été prévu pour l'essai.
7. Mesures des niveaux piézométriques ou niveaux de l'eau dans les puits lors de la remontée de la nappe à partir du temps où le pompage fut arrêté.

Si l'aquifère n'est pas réalimenté, la zone d'influence du pompage s'étend indéfiniment, le régime d'écoulement reste transitoire, mais la vitesse de rabattement de la nappe devient de plus en plus faible lorsque la zone d'influence du puits augmente, parce qu'un volume de plus en plus grand d'aquifère est sollicité par le puits pompé à débit constant. Si l'aquifère est réalimenté (cours d'eau, infiltrations, circulation interne) la zone d'influence va se stabiliser après un certain temps : les rabattements seront constants, c'est-à-dire ne varieront plus dans le temps, un régime permanent sera atteint.

En fonction du type de réalimentation de l'aquifère, et de ses caractéristiques, la zone d'influence du pompage peut prendre des formes diverses. Elle peut être de quelques dizaines de mètres dans une direction alors qu'elle s'étend sur plusieurs centaines dans une autre direction. Le nombre de piézomètres nécessaires pour faire une bonne évaluation augmente donc avec l'hétérogénéité de l'aquifère et de ses conditions aux frontières. En pratique, il est recommandé d'implanter des piézomètres sur deux axes perpendiculaires passant par le puits d'essai, l'un des axes étant parallèle à la direction générale de l'écoulement naturel dans l'aquifère.

II-2-1- Méthode de DeGlee (1930)

En supposant que la charge hydraulique reste constante dans l'aquifère supérieur, et que le débit à travers l'aquitard est proportionnel au gradient, le rabattement stabilisé, s , à la distance r du puits pompé, est donné par (De Glee, 1930, 1951 ; Hantush et Jacob, 1955) :

$$s = \frac{Q}{2\pi K b} K_0(r/L) \quad \text{[II-1]}$$

où $Kb=T$ est la transmissivité de l'aquifère à nappe semi-captive, K_0 est la fonction de Bessel modifiée de 2^e espèce et d'ordre zéro. Le facteur de drainance (leakage factor), L , est défini par :

$$L = \sqrt{\frac{K b b'}{K'}} = \sqrt{\frac{T b'}{K'}} \quad \text{[II-2]}$$

où b' est l'épaisseur de l'aquitard et K' sa conductivité hydraulique verticale. Le rapport K'/b' est le coefficient de drainance de l'aquitard vers l'aquifère pompé.

L'équation II-1 est valable pour $L > 3b$ (De Glee, 1951). On l'utilise de la façon suivante :

- on trace la fonction $K_0(r/L)$ versus r/L sur du papier log-log ;
- sur une autre feuille log-log, on porte les résultats expérimentaux de s versus r ;
- on cherche à superposer les deux courbes le mieux possible ;
- en prenant un point commun aux deux graphiques superposés, et connaissant Q , on tire la valeur de T de l'équation II-1 ;
- connaissant T et lisant r/L au point commun, on tire la valeur de b'/K' de l'équation II-2. Ensuite, si l'on connaît par forages ou par méthodes géophysiques la valeur de b' , on peut calculer la valeur de K' pour l'aquitard.

II-2-2- Méthode de Hantush-Jacob (1955)

Dans le cas où $r/L < 0,05$, l'équation II-1 peut être approximée par (Hantush, 1956, 1964) :

$$s = \frac{2,30 * Q}{2\pi T} \log(1,12L/r) \quad \text{[II-3]}$$

On obtient alors une relation linéaire entre le rabattement stabilisé dans l'aquifère et le logarithme de la distance au puits. En pratique, il est impossible de différencier les équations pour un aquifère à nappe parfaitement captive et pour un aquifère à nappe semi-captive. Les deux équations donnent la même valeur de T , mais elles correspondent à une divergence d'opinion sur le type d'aquifère et surtout sur la provenance de l'eau souterraine. Elles correspondent à deux opinions extrêmes, l'une étant que l'eau pompée provient exclusivement de l'aquifère où elle se déplace latéralement, l'autre étant que l'eau pompée provient exclusivement de l'aquitard supérieur par percolation verticale. La vérité est probablement située entre ces deux opinions extrêmes. On ne connaît pas présentement de solution théorique pour lever cette indétermination.

Notons que dans le cas de l'aquifère à nappe semi-captive, l'extrapolation jusqu'à un rabattement nul ($s = 0$) correspond toujours à une distance r_0 appelée rayon d'action du puits. Cette distance obtenue par la courbe des rabattements stabilisés (s vs $\log r$) peut fournir K'/b' , le coefficient de drainance de l'aquitard. En effet, la valeur $s = 0$ correspond à $r = r_0$ et aussi à $1,12 L/r = 1,12 L/r_0 = 1$ selon l'équation II-3. On en tire

$$K'/b' = \frac{T}{L^2} = \frac{T}{(r_0/1,12)^2} \quad \text{[II-4]}$$

Ce n'est que si la valeur de K' obtenue par cette équation paraît irréaliste pour l'aquitard, que l'on peut conclure que la réalimentation de l'aquifère est essentiellement latérale avec peu de percolation verticale (aquifère à nappe captive et pas semi-captive). Dans les autres cas, compte tenu de la difficulté d'appréciation de K' , on ne peut généralement rien conclure sur la part respective des deux types d'apport d'eau.

II-3- Interprétation des essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime transitoire

En plus des hypothèses énumérées dans la section II-1, on doit remplir les conditions suivantes :

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

II-3-1- Problème examiné et paramètres

Le problème est défini par la Figure II-1. L'aquifère à nappe semi-captive est alimenté par un aquifère supérieur à nappe libre dont l'eau se draine à travers un aquitard. Pendant le pompage, la charge hydraulique diminue dans l'aquifère à nappe libre. Il en résulte une augmentation du gradient vertical dans l'aquitard et donc une augmentation du débit de percolation verticale dans cet aquitard. On observe d'abord une phase transitoire qui met en jeu la percolation et l'emmagasinement de l'aquitard (eau libérée par le tassement de cet aquitard). On peut atteindre ensuite un équilibre (régime permanent) où le débit pompé constant est fourni totalement par cette percolation verticale.

Plusieurs solutions ont été développées pour calculer le rabattement transitoire dans l'aquifère pompé, $s(r, t)$, à la distance r du puits pompé et au temps t . Toutes ces solutions supposent que la charge hydraulique reste constante dans l'aquifère supérieur, et que le débit à travers l'aquitard est proportionnel au gradient. Certaines solutions négligent l'effet du coefficient d'emmagasinement S' de l'aquitard, comme les méthodes (Walton, 1962; Hantush, 1956), d'autres ne le négligent pas (Hantush, 1960; Neuman et Witherspoon, 1972).

II-3-2- Méthodes dans lesquelles le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S' est négligé

II-3-2-1- Méthode de Walton (1962)

En négligeant les effets de S', Hantush et Jacob (1955) ont obtenu l'équation suivante pour le rabattement dans l'aquifère pompé :

$$s = \frac{Q}{4\pi K b} W(u, r/L) \quad [\text{II-5}]$$

$$u = \frac{r^2 S}{4 K b t} \quad [\text{II-5-a}]$$

S = coefficient d'emmagasinement de l'aquifère à nappe semi-captive,
t = temps en s.

Walton (1960) a développé une solution qui suit la même ligne de raisonnement que celle de la méthode de Theis, si ce n'est qu'au lieu d'une seule courbe type, il y en a une pour chaque valeur de r/L. Cela signifie que l'on doit tracer une famille de courbes types à l'aide des tables de valeurs de la fonction W(u, r/L) telles qu'elles sont publiées par Hantush (1956) (Annexe II-1). On rappelle que le facteur de drainance (leakage factor), L, est défini par :

$$L = \sqrt{\frac{k b b'}{K'}} = \sqrt{\frac{T b'}{K'}} \quad [\text{II-2}]$$

où b' est l'épaisseur de l'aquitard et K' sa conductivité hydraulique verticale. Le rapport K'/b' est le coefficient de drainance de l'aquitard vers l'aquifère pompé. La méthode procède en plusieurs étapes :

- On choisit un point commun entre la courbe d'essai et l'une des courbes types théorique pour différentes distances radiales, et on note pour ce point les valeurs de W(u, r/L), 1/u, s et t.
- On porte les valeurs de W(u, r/L) et de s, ainsi que la valeur connue de Q dans l'équation II-5 et calcule Kb.
- Porter la valeur de Kb, u et t dans l'équation II-5-a et résoudre par rapport à S.

II-3-2-2- Méthode du point d'inflexion de Hantush (1956)

Hantush (1956) a développé à partir de l'équation II-5 une méthode dite du point d'inflexion. Cette méthode doit satisfaire aux hypothèses et aux conditions suivantes :

- Les hypothèses et les conditions énumérées auparavant.
- Le rabattement du régime permanent doit être (approximativement) connu.

La courbe du rabattement d'un piézomètre versus $\log t$ présente un point d'inflexion P dans la partie quasi linéaire ascendante avant le palier horizontal où s atteint une valeur maximale qui est celle du régime permanent, s_m . Selon la théorie, le rabattement au point d'inflexion, s_p , vaut la moitié de s_∞ . La méthode procède en plusieurs étapes :

- évaluer s_m par extrapolation si la durée de l'essai est insuffisante pour l'atteindre et calculer s_p à partir de s_m qui vérifie l'équation II-6

$$s_p = \frac{1}{2} s_m = \frac{Q}{4\pi K b} K_0(r/L) \quad \text{[II-6]}$$

Où K_0 est la fonction de Bessel modifiée de seconde espèce et d'ordre zéro ;

- placer le point d'inflexion P sur la partie quasi rectiligne du graphe de s versus $\log t$ et lire la valeur du temps t_p au point P et mesurer sur le graphe la pente Δs_p au point P. Introduire les valeurs de s_p et Δs_p dans l'équation II-7.

$$2,30 \left(\frac{s_p}{\Delta s_p} \right) = e^{r/L} K_0(r/L) \quad \text{[II-7]}$$

- calculer L à partir de r/L et r ;
- calculer T à partir de l'équation II-8

$$\Delta s_p = \frac{2,30 * Q}{4\pi K b} e^{-r/L} \quad \text{[II-8]}$$

- calculer S à partir de l'équation II-9

$$u_p = \frac{r^2 S}{4K b t_p} = r/2L \quad \text{[II-9]}$$

- calculer le coefficient de drainance de l'aquitard, K'/b' , qui donne la valeur K' pour l'aquitard d'épaisseur b' , selon l'équation II-10 :

$$\frac{K'}{b'} = \frac{T}{L^2} \quad \text{[II-10]}$$

II-3-2-3- Méthode de Hantush pour plusieurs piézomètres (1956)

Hantush (1956) a proposé une autre méthode utilisable quand l'on dispose de plusieurs piézomètres j , les courbes des rabattements $s(r_j, t)$ versus $\log t$ donnent des pentes Δs_j pour leur partie rectiligne. Si l'on trace un graphique de r_j versus $\log \Delta s_j$, on devrait obtenir une droite dont la pente est Δr par cycle de Δs , et qui coupe l'axe $r = 0$ au point Δs_0 . La méthode procède alors de la façon suivante :

- calculer L par l'équation II-11

$$L = \Delta r / 2,30 \quad \text{[II-11]}$$

- calculer T par l'équation II-12

$$T = \frac{2,30 * Q}{4\pi\Delta s_0} \quad \text{[II-12]}$$

- calculer les valeurs de s_p pour chaque piézomètre avec l'équation II-6 ;
- lire les valeurs de t_p sur les graphes semi-log des rabattements ;
- calculer les valeurs de S avec l'équation II-9 ;
- calculer les valeurs du coefficient de drainance de l'aquitard, K'/b' , avec l'équation II-10 qui donne les valeurs K' pour l'aquitard d'épaisseur b' .

II-3-3- Méthodes dans lesquelles le coefficient d'emmagasinement de S' n'est pas négligé

Il existe deux méthodes d'analyse du rabattement dans un aquifère à nappe semi-captive qui ne négligent pas l'influence du coefficient d'emmagasinement de l'aquitard, S' . Ce sont des méthodes de superposition qui utilisent des courbes types, et qui ont été développées par Hantush (1960) pour déterminer les caractéristiques hydrauliques de l'aquifère et de l'aquitard, et par Neuman et Witherspoon (1972) pour déterminer seulement les caractéristiques hydrauliques de l'aquitard.

Ces méthodes utilisent la partie initiale des courbes de rabattement (avant la partie rectiligne) pour extraire K' et S' en plus de T et S . Or, la partie initiale est affectée par de nombreux phénomènes (effets pariétaux, défaut de scellement hydraulique du puits, effet de capacité du tuyau,...) qui ne sont pas pris en compte dans les théories usuelles. On sait que ces phénomènes peuvent perturber fortement la partie initiale des courbes de rabattement. Il est peu probable que l'on puisse obtenir des valeurs fiables de S' compte tenu de ces limitations.

II-3-3-1- Méthode de Hantush (1960)

Hantush (1960), a présenté la méthode de l'analyse qui tient compte du coefficient d'emmagasinement S' dans l'aquitard pour de petites valeurs de temps de pompage ($t < S'b'/10K'$), il donne l'équation du rabattement en régime transitoire comme suit :

$$s = \frac{Q}{4\pi K b} W(u, \beta) \quad [\text{II-13}]$$

Où

$$u = \frac{r^2 S}{4 K b t} \quad [\text{II-14}]$$

$$\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K'/b' * S'}{K b}} \quad [\text{II-15}]$$

$$W(u, \beta) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \frac{\beta \sqrt{u}}{\sqrt{y(y-u)}} dy . \quad [\text{II-16}]$$

Les valeurs de la fonction $W(u, \beta)$ sont présentées dans les tables de Hantush (1960) (Annexe II-2).

Cette méthode de Hantush ne peut être appliquée que si les conditions d'applications suivantes sont satisfaites :

- les hypothèses simplificatrices citées au début de cette section sont respectées,
- l'écoulement est en régime transitoire,
- l'eau libérée par le tassement de l'aquitard est considérée, c'est-à-dire son coefficient d'emmagasinement S' est considéré,
- $t < S'b'/10K'$.

II-3-3-2- Méthode de Neuman-Witherspoon (1972)

Cette méthode est basée sur la théorie développée par Neuman et Witherspoon (1968) dans laquelle le rabattement de l'aquifère à nappe semi-captive est décrit par l'équation de Theis (Equation II-5-a) et le rabattement s_c dans l'aquitard de conductivité hydraulique K' est décrit par :

$$s_c = \frac{Q}{4\pi K b} W(u, u_c) \quad [\text{II-17}]$$

Où

$$W(u, u_c) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\sqrt{u_c}}^{\infty} -\text{Ei}\left(-\frac{uy^2}{y^2 - u_c}\right) e^{-y^2} dy \quad [\text{II-18}]$$

$$u_c = \frac{z^2 S'}{4K'b't} \quad [\text{II-18-a}]$$

$$\frac{K'b'}{S'} = \text{diffusivité hydraulique de l'aquitard en m}^2/\text{s},$$

z = distance verticale dans l'aquitard (en m) entre la surface de contact aquifère-aquitard et le piézomètre installée dans l'aquitard.

La méthode de Neuman et Witherspoon ne peut être appliquée que si les conditions d'applications suivantes sont satisfaites :

- les hypothèses simplificatrices citées au début de ce chapitre sont respectées,
- le débit dans le puits est en régime transitoire,
- l'eau libérée par le tassement de l'aquitard est considérée, c'est-à-dire son coefficient d'emmagasinement S' est considéré,
- $t < S'b'/10K'$;
- $\beta < 1.0$, c'est-à-dire la distance du piézomètre considéré au puits doit être inférieur à la valeur limite définie par $\beta < 1.0$ ($r < 100$ m).

Pour un même lapse de temps et une même distance radiale du puits, le rapport de rabattement dans l'aquitard et le rabattement dans l'aquifère de l'aquifère pompé est

$$\frac{s_c}{s} = \frac{W(u, u_c)}{W(u)} \quad [\text{II-19}]$$

La fonction $W(u, u_c)$ est fournie sous forme de tableau de $W(u, u_c)/W(u)$ en fonction de $1/u_c$ pour différentes valeurs de u , données par Witherspoon et al. (1967) (Annexe II-3). Connaissant le rapport s_c/s pour un rabattement observé et à une valeur de u déterminé, on peut lire la valeur de $1/u_c$ et là remplacer dans l'équation II-18-a, et déterminer la diffusivité hydraulique de l'aquitard.

Lors de cette étude, des différentes méthodes de calcul, on vérifiera les résultats numériques des rabattements observés lors d'un essai d'aquifère dans une nappe semi-captive, par l'application de ces méthodes.

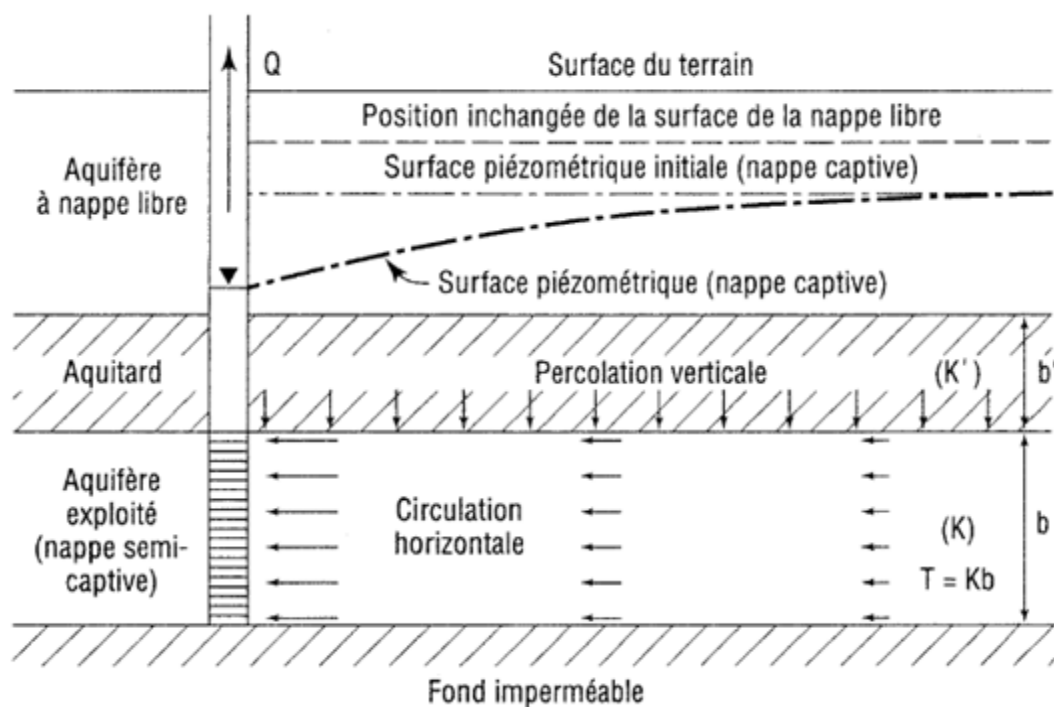


Figure II-1 : Vue en coupe d'un aquifère à nappe semi-captive réalimenté par un aquifère supérieur à nappe libre.

CHAPITRE III

SEEP/W LOGICIEL D'ELEMENTS FINIS POUR L'ANALYSE DES ECOULEMENTS D'EAU SOUTERRAINE

III-1- Introduction

Les analyses sont réalisées à l'aide de la méthode des éléments finis par le biais du logiciel SEEP/W, Version 5.2, développé par la compagnie GEOSLOPE International. Le logiciel SEEP/W est un des quatre logiciels de modélisation par éléments finis de la version 5 de la série GEOSLOPE OFFICE. Les trois autres logiciels de cette série sont: CTRAN/W pour la modélisation de révolution de panache de contamination dans un milieu poreux, SIGMA/W pour le calcul des contraintes et des déformations dans un sol et finalement, SLOPE/W pour la modélisation de la stabilité des pentes. SEEP/W est largement utilisé en pratique et en recherche pour l'analyse des problèmes reliés aux domaines de l'hydrogéologie, de la géotechnique, du génie civil et du génie minier.

Ce chapitre se divise en deux sections. Dans la première section, une description sommaire des possibilités qu'offre SEEP/W pour résoudre différents types de problèmes sera présentée. Dans une deuxième section, les équations de bases, les méthodes et les hypothèses sur lesquelles est basé SEEP/W seront exposées sommairement.

III-2- Description du logiciel de simulation par éléments finis, SEEP/W

SEEP/W est un logiciel qui utilise la méthode numérique par éléments finis (MEF) pour modéliser les écoulements de l'eau dans les milieux poreux ou fracturés. La résolution d'un problème à l'aide de SEEP/W se déroule en trois modules successifs. Le premier module (SEEP/W DEFINE) est le préprocesseur qui permet la définition du problème (génération d'une grille d'éléments et de nœuds et la définition

des propriétés du sol et des conditions aux frontières). Le deuxième module (SEEP/W SOLVE) permet la résolution du problème par la méthode des éléments finis.

Finalement, le troisième module (SEEP/W CONTOUR) est le post-processeur qui permet l'analyse des résultats graphiques obtenus par SEEP/W SOLVE.

Les possibilités et les avantages de SEEP/W sont nombreux. Il peut aussi bien analyser les problèmes en milieu saturé qu'en milieu non saturé (Chapuis et al., 2001; Chapuis et al., 1993). Il offre aussi le choix de modéliser en deux dimensions (soit en plan ou soit en coupe) et en axisymétrique. De plus, il permet de définir plusieurs types de matériaux selon des fonctions de conductivité hydraulique et de teneur en eau. Voici une liste non exhaustive des autres possibilités qu'offre SEEP/W :

- Régime permanent et régime transitoire ;
- Générateur de grille d'éléments finis ;
- Éléments infinis pour des problèmes sans frontière géométrique ;
- Coefficient d'anisotropie pour les fonctions de conductivité hydraulique ;
- Conditions frontières en régime permanent et en régime transitoire ;
- Plusieurs types de conditions aux frontières (la charge hydraulique en fonction du temps ou du volume et le débit nodal ou unitaire en fonction du temps) ;
- Aucune limite sur le nombre d'éléments, de nœuds ou bien de types de matériaux ;
- Éditeur de graphiques dans SEEP/W CONTOUR pour l'analyse et la vérification des différents paramètres (la charge hydraulique, le gradient hydraulique, la vitesse, la conductivité et la teneur en eau en fonction du temps ou de la distance) ;
- Réalisation de zones de contour des paramètres calculés dans SEEP/W CONTOUR ;
- Affichage de la direction et la grandeur des flux par des vecteurs ;
- Possibilité d'exporter les dessins dans d'autres applications Windows ;
- Intégration avec les autres logiciels de GEOSLOPE office.

L'ensemble des possibilités offert par SEEP/W en fait un outil d'analyse puissant et très polyvalent qui peut être appliqué pour la résolution de nombreux problèmes. La liste suivante, en énumère quelques-uns:

- Simulation du réseau d'écoulement naturel des eaux souterraines dans un aquifère ;
- Rabattement du niveau piézoélectrique causé par un essai de pompage et de remontée ;

- Effet de puits d'injection ;
- Fluctuations de niveau piézoélectrique provoquées par des précipitations (infiltration, évaporation et drainance dans la zone non saturée) ;
- Simulation de colonne verticale expérimentale ;
- Réseaux d'écoulement a travers un barrage zone en terre et en enrochement ou a travers une excavation ;
- Dissipation des pressions d'eau interstitielles suite à un chargement ou un déchargement (par exemple, augmentation ou baisse du niveau d'un réservoir) ;
- Migration d'un front saturé dans un barrage zone en terre et en enrochement après le remplissage/vidange d'un réservoir.

III-3- Equations et hypothèses à la base de SEEP/W

L'objectif de cette section est de présenter les différentes équations et hypothèses à la base du développement du logiciel SEEP/ W.

L'équation générale aux dérivées partielles (E.D.P) de l'écoulement utilisée dans la formulation de SEEP/W en 2D est:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x(u) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y(u) \frac{\partial h}{\partial y} \right) \pm Q = \frac{\partial \theta_w}{\partial t} \quad \text{[III-1]}$$

où

$K_x(u)$ fonction de conductivité hydraulique dans la direction x;

$K_y(u)$ fonction de conductivité hydraulique dans la direction y;

Q débit volumique de recharge ou de pompage;

h charge hydraulique;

θ_w teneur en eau volumique;

u pression d'eau interstitielle;

t temps.

Cette équation montre que la différence dans le temps entre un débit qui rentre et un débit qui sort d'un volume élémentaire est égale à la variation de la teneur en eau volumique.

Le but de la résolution d'une équation d'éléments finis est de calculer la charge pour chacun des éléments. La distribution de la charge dans un élément suit la

fonction d'interpolation de Bathe (1982) ce qui implique que la distribution de la charge est linéaire s'il n'y a pas de nœuds secondaires et non linéaire s'il y a des nœuds secondaires. En deux dimensions, l'épaisseur d'un élément est considérée constante d'une unité sur tout l'élément. Seep/w utilise le premier cadran d'un système cartésien x - y conventionnel.

SEEP/W emploie la technique d'élimination de Gauss pour résoudre les équations d'éléments finis. Cette technique peut ajouter ou enlever des éléments si le logiciel a donné plus d'une fois un numéro à un nœud d'un élément.

Au début de l'analyse, les bonnes valeurs de (h , u , θ , etc.) du matériau sont inconnues et c'est pourquoi il est nécessaire de faire des itérations pour résoudre les équations. Seep/w utilise une technique de substitution répétitive dans son processus d'itération. Pour la première itération, il utilise les données entrées initialement. Pour le régime permanent, il utilise le plus récent calcul de la charge et pour le régime transitoire, il utilise la charge dans le milieu de l'intervalle de temps utilisé pour définir les propriétés du matériau. Le processus d'itération se continue jusqu'à ce qu'il satisfasse les critères de convergence entrés initialement.

Pour des conditions en régime transitoire, il faut considérer que la teneur en eau volumique est une fonction de l'état de contrainte et des propriétés du sol. L'état des contraintes, autant pour des conditions saturées que non saturées, peut être décrit par deux variables d'état. Ces variables sont $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, où σ est la contrainte totale, u_a est la pression interstitielle d'air et u_w est la pression interstitielle d'eau. Dans SEEP/W, deux hypothèses sont formulées sur ces variables d'état. La première est que la masse de sol n'est soumise à aucun chargement ou déchargement extérieur et la deuxième est que la pression interstitielle d'air doit être égale à la pression atmosphérique qui est constante. Par conséquent, les variations de la teneur en eau volumique dépendent seulement de $(u_a - u_w)$. Étant donné que u_a est constante, la variation dans le temps de la teneur en eau volumique durant la phase transitoire est en fonction seulement de la pression d'eau interstitielle (u_w).

A partir de cette équation, une série d'opérations et de méthodes mathématiques permet la résolution de problèmes par la MEF à l'aide du logiciel SEEP/W. La liste suivante résume ces méthodes et opérations :

- Type d'éléments: quadrilatère ou triangulaire avec ou sans nœuds secondaires ;
- Fonction d'interpolation de Bathe entre les nœuds ;
- L'équation générale différentielle III-1 en fonction de la charge hydraulique (h) est suivie en tout temps en utilisant la méthode des résidus pondérés de Galerkin ;
- La méthode des différences finis est utilisée pour l'intégration du temps ;
- L'intégration numérique de Gauss est employée pour la formation de la matrice des éléments et de la matrice de masse ;
- La technique d'élimination Gaussienne est employée pour la résolution matricielle des équations par éléments finis ;
- La convergence et la précision s'effectuent avec la Norme Euclidienne du vecteur pression.

CHAPITRE IV

ÉVALUATION NUMÉRIQUE D'UN ESSAI DE POMPAGE DANS UN AQUIFÈRE HOMOGENÈ ISOTROPE À NAPPE SEMI-CAPTIVE

IV-1- Introduction

Dans la plupart des cas, la modélisation numérique est utilisée à des fins de prédiction. Cependant le degré de fiabilité de ces prédictions dépend de leur sensibilité aux paramètres imposés du modèle.

La vérification de la validité de la solution numérique obtenue consiste à comparer à la solution théorique ou expérimentale. Le modèle doit correspondre avec la meilleure précision possible au système réel à analyser. L'efficacité du modèle ainsi que la fiabilité du logiciel se mesurent par la différence entre ces deux solutions.

Ce chapitre portera essentiellement sur la vérification et l'utilisation du logiciel SEEP/W, par la simulation un essai d'aquifère en milieu semi-captif. La simulation en régime permanent a fait l'objet de la première étape de cette étude. La deuxième partie repose sur le régime transitoire.

Le modèle construit est axisymétrique en raison de la symétrie en 3-D par rapport à une infinité de plans se coupant en un axe fixe appelé axe de symétrie de révolution, représenté ici par l'axe du puits de pompage.

Pour ce problème, on déterminera le débit d'écoulement, les distributions dans l'espace et dans le temps des rabattements et estimer les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère ainsi de l'aquitard.

IV-2- Analyse numérique d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime permanent

Les paramètres en régime d'écoulement permanent sont, par définition, indépendants du temps. Numériquement, il existe deux catégories de paramètres : géométriques et hydrauliques. Les épaisseurs de l'aquifère b et de l'aquitard b' , le rayon du puits r_w , et le rayon du modèle numérique R constituent la liste des paramètres géométriques qui orientent les performances d'une nappe semi-captive. Les paramètres hydrauliques tels que les conductivités hydrauliques de l'aquifère K et de l'aquitard K' ainsi que le débit au puits Q sont d'autres facteurs qui régissent l'écoulement dans ce type de nappe. Pour cette partie de l'étude, il s'agit de comparer les résultats théoriques avec les résultats numériques obtenus par SEEP/W. Ces résultats correspondent au débit d'écoulement sortant du puits et à la distribution des rabattements $s(r)$, en fonction de la distance radiale r , prise à partir de l'axe du puits.

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

IV-2-1- Conception et maillage du modèle numérique

Nous supposons un puits de pompage de 10 cm de diamètre qui intercepte totalement l'aquifère. Ce dernier, est considéré horizontal, homogène, isotrope et d'épaisseur constante $b=5$ m sur un rayon $R=450$ m et de conductivité hydraulique saturée égale à 10^{-4} m/s. Pour l'aquitard, l'épaisseur est $b'=3$ m et la conductivité hydraulique saturée est $K'=10^{-7}$ m/s.

Dans la génération des éléments suivant la direction radiale (l'axe des r), le modèle est représenté en Figure IV-1.

IV-2-2- Les critères limitatifs et conditions aux limites

Deux critères limitatifs ont été trouvés parmi les conditions d'applications des différentes théories. Le premier est donné dans la méthode de DeGlee (1951) et le deuxième dans l'article de Hantush (1967).

1. $L > 3b$

2. $K/K' \geq 100 * b/b'$

Où $L = \sqrt{Kbb'/K'} =$ facteur de drainance.

Il est possible de simplifier le 1^{er} critère en l'exprimant en fonction du rapport des conductivités hydraulique K/K' .

$$\sqrt{Kbb'/K'} > 3b \Leftrightarrow \frac{Kbb'}{K'} > 9b^2 \Leftrightarrow \frac{K}{K'} > 9 \frac{b}{b'}$$

Donc, les critères de DeGlee et de Hantush peuvent se vérifier en un seul critère principal.

$$\frac{K/K'}{b/b'} \text{ doit être supérieur à } \begin{cases} 9 & \text{(DeGlee)} \\ 100 & \text{(DeGlee + Hantush)} \end{cases}$$

Vu que l'on suppose que le flux est vertical dans l'aquitard et est horizontal dans l'aquifère, il faut garder un rapport $K/K' \geq 100$ pour avoir moins de 5% de différence par rapport aux valeurs théoriques selon Neuman et Witherspoon (1969a).

On imposera comme conditions aux frontières des valeurs constantes dans le temps. Un débit total nul ($Q = 0$) est imposé sur la base de l'aquifère pour une représentation de l'étanchéité parfaite de l'aquitard, limite inférieure. Une charge constante de $H=50\text{m}$ est imposée sur le toit de l'aquitard supérieur. Enfin, une charge de $h_w = 45 \text{ m}$ est imposée sur la paroi du puits ($r_w = 0.1 \text{ m}$). La Figure IV-1, représente le modèle numérique et les conditions aux limites imposées.

IV-2-3- Interprétation des résultats

La valeur du débit sortant de la crépine donnée par $SEEP/W$ demeure constante à travers l'aquifère est de $3,6545 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s.rd}$.

Le débit total est donc de : $Q_w = 3,6545 \cdot 10^{-4} \times 2\pi = 22,962 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$

DeGlee (1930, 1951, voir aussi Anonyme, 1964, p.35-41), a établi la formule [II-1] :

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

Pour $s_m = 5$ m, $r = 0,1$ m et $L = 122,47$, on aura donc $K_0(r/L) = 7,2264$, on obtient :

$$Q = \frac{s_m 2\pi Kb}{K_0\left(\frac{r}{L}\right)} = \frac{5 \times 2\pi \times 1E - 04 \times 5}{7,2264}, \quad Q_{thé} = 21,7369 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Les rabattements s , à différentes positions r sont représentés en fonction du logarithme de la distance radiale r , à partir de l'axe du puits.

La différence entre le débit calculé par SEEP/W et le débit théorique est de 5,63% du débit théorique. Cet écart est attribué à la discrétisation en éléments finis du domaine.

La Figure IV-2 représente la distribution du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale r . Choisissons un point des deux graphes superposés, et notons pour ce point les valeurs de s , r et $K_0(r/L)$ on obtient de l'équation [II-1] la valeur de la transmissivité de l'aquifère :

$$Kb = \frac{Q}{2\pi s} K_0\left(\frac{r}{L}\right)$$

Pour $s = 1,5$ m, $r = 18$ m, $K_0(r/L) = 2,1647$ et $Q = 22,962 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, on obtient :

$$Kb = \frac{Q}{2\pi s} K_0\left(\frac{r}{L}\right) = \frac{2,2962E - 03}{2\pi \times 1,5} \times 2,1647 = 5,273E - 04 \text{ m}^2/\text{s}.$$

La comparaison des rabattements en fonction de r , obtenus par les deux méthodes numérique (SEEP/W) et théorique (DeGlee), représente une différence négligeable. Ainsi la différence entre la valeur calculée de la transmissivité et la valeur entrée dans le modèle numérique, est négligeable, et est de 5,46% de la valeur entrée.

Hantush (1956, 1964) a remarqué que si r/L est petit ($r/L \leq 0,05$), l'équation [II-1] peut pratiquement s'écrire :

$$s_m = \frac{2,30Q}{2\pi Kb} \log\left(1,12 \frac{L}{r}\right)$$

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

Le rayon d'influence du puits prend fin lorsque le rabattement (s) causé par le pompage est nul. La pente de la droite, c'est-à-dire la différence de rabattement Δs_m par cycle log de r s'exprime par :

$$\Delta s_m = \frac{2,30Q}{2\pi Kb}$$

Pour $r=r_0$ et $s=0$, l'équation [II-3] se réduit alors à :

$$0 = \frac{2,30Q}{2\pi Kb} \log\left(1,12 \frac{L}{r_0}\right)$$

D'où l'on tire : $r_0 = 1,12 L$, pour $L= 122,474$ m on obtient $r_0 = 137,17$ m

Le débit théorique est calculé à partir de l'équation [II-3] :

$$Q = \frac{2\pi Kbs_m}{2,30} / \log\left(1,12 \frac{L}{r}\right)$$

Pour $s_m= 5$ m, $r= 0,1$ m et $L=122,47$ m on obtient :

$$Q = \frac{2\pi \times 1E - 4 \times 5 \times 5}{2,30} / \log\left(1,12 \frac{122,47}{0,1}\right), \quad Q_{thé} = 21,7692 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}.$$

La différence entre le débit numérique et le débit théorique est de 5,48% du débit théorique. Cet écart est attribué à la discrétisation en éléments finis du domaine.

Les valeurs de rabattement calculées avec SEEP/W sont présentées sous forme d'un graphique s vs log r, Figure IV-2, le prolongement de la droite du graphique rencontre l'axe des r, où le rabattement est nul, au point tel que $r=r_0$, en utilisant la fonction «courbe de tendance de Excel », on obtient l'équation de la partie rectiligne de la courbe de rabattement, il est donc facile de trouver la valeur de r_0 en posant dans l'équation $y=0$.

La partie rectiligne du graphe a l'équation $y = - 0,69 \ln(x) + 3,403$, donc pour $y=0$ on obtient $x=138,64$, ce qui veut dire que $r_{0 \text{ numérique}} = 138,64$ m, qui donne une différence de 1,07 % du $r_{0 \text{ théorique}}$, une différence négligeable.

Pour une différence de rabattement Δs_m par cycle log de r tirée du graphe de SEEP/W $\Delta s_m = 1,516$ m et $Q = 22,962 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, on obtient :

$$Kb = \frac{2,30Q}{2\pi \Delta s_m} = \frac{2,30 \times 2,2962E - 3}{2\pi \times 1,516} = 5,544E - 4 \text{ m}^2/\text{s}.$$

La comparaison des distributions, en fonction de r, du rabattement obtenu par les deux méthodes numérique (SEEP/W) et théorique (Hantush), révèle une différence non négligeable de valeurs. Ainsi que la différence, entre la valeur calculée de la

transmissivité et la valeur entrée dans le modèle numérique, est de 10,88% de la valeur entrée initialement.

Il faut noter que ce résultat n'est qu'approximatif, car la méthode n'est valable que si $r/L \leq 0,05$. Cela donne : $r < 0,05 \times 122,474 = 6,12$ m. par conséquent, seuls les résultats correspondants à $r < 6$ m seraient utilisables. Or, ces résultats sont la moyenne des deux rabattements pris à des distances différentes, donc les calculs sont moins précis que ceux que l'on a en réalité.

IV-3- Analyse numérique d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive en régime transitoire

Pour cette deuxième partie d'étude, il s'agit d'une analyse en régime transitoire pour retrouver la transmissivité T, le coefficient d'emmagasinement S ainsi que la fonction de rabattement $s(r, t)$.

Pour cela, on déterminera la variation du rabattement en fonction du temps à différentes distances radiale r, à différents temps t, soit $s(r, t) = s_r(t)$.

IV-3-1- Conception et maillage du modèle numérique

C'est le même maillage utilisé auparavant dans le modèle numérique de l'analyse en régime permanent. Figure IV-4-b.

IV-3-2- Critères limitatifs et conditions aux limites

Deux critères limitatifs ont été trouvés par mis les conditions d'applications des différentes théories du régime transitoire. Le premier est présent dans la méthode de Hantush (1960) et dans la méthode de Neuman et Witherspoon (1972), tandis que le deuxième critère est seulement présent dans le critère de Neuman et Witherspoon (1972).

1. $t < S'b'/10K'$

2. $\beta < 1.0$ Où $\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K'/b' * S}{Kb S'}}$

Les conditions aux limites sont représentées par des fonctions du temps. La recharge, au toit de l'aquitard supérieur, est représentée par la fonction #1 qui montre

une charge constante de 50 m, $\forall t$. Pour représenter l'effet du pompage on imposera, sur toute la frontière gauche de l'aquifère, une fonction #2 qui représente le débit déterminé par l'analyse en régime permanent. Ainsi, le débit par unité de surface à imposer est :

$$q(t) = \frac{-3,654510^{-4}}{5 \times 0,1} \text{ m/s.rd} = -7,3090 \cdot 10^{-4} \text{ m/s.rd.}$$

La base de l'aquifère est représentée par la fonction 3 de $Q(t) = 0$. Les trois fonctions aux limites imposées sont illustrées par la Figure IV-3. Les conditions aux limites sont représentées dans la Figure IV-4-b.

IV-3-3- Conditions initiales :

Afin de construire le fichier des conditions initiales, considérons le modèle présenté en Figure IV-1, avec la charge au puits dans ce cas de 49,999 m. L'analyse en régime permanent de ce dernier nous fournit le fichier, d'extension h00, des charges et des débits essentiels initiaux présenté en Figure IV-4-a.

Pour l'analyse transitoire, outre la fonction de conductivité, la fonction d'emménagement est requise pour l'analyse. Dans notre cas, cette fonction se décrit en trois points. Le tableau IV-1-a, représente la Description de la fonction #1 de teneur en eau volumique provenant de la banque de données de SEEP/W pour un sable uniforme ayant un $K_s = 1E-4$ m/s.

À partir de cette fonction de teneur en eau, il est possible d'en tirer le coefficient d'emménagement S de l'aquifère en appliquant :

$$S = b \gamma_w \left(\frac{\theta_2 - \theta_1}{u_2 - u_1} \right)$$

où :

γ_w = poids volumique de l'eau (= ρg) en KN/m^3 ,

θ = teneur en eau volumique,

u = pression en KPa.

On introduira donc, dans le fichier principal, la fonction de teneur en eau volumique qui conduit à un coefficient d'emménagement de l'aquifère de $4,9050E-4$

Pour la teneur en eau de l'aquitard, est parmi celle présentées dans la banque de données de SEEP/W, tableau IV-1-b, et qui conduit à un coefficient d'emménagement de l'aquitard de $2,943E-03$.

IV-3-4- Paramètres numériques

Lors des analyses numériques, des paramètres spécifiques de convergence ont été utilisés afin de mieux définir les résultats numériques finaux en tableau IV-2.

On supposera que le pompage dure $3,11 \cdot 10^5$ secondes (83,33 heures). Ce temps est discrétisé en 182 étapes. Chaque étape définit un incrément de temps. La valeur de chaque incrément de temps varie de 0,001 seconde à 10^5 secondes avec un facteur d'extension de 1,1. Ces valeurs sont présentées en tableau IV-3.

IV-3-5- Interprétation des résultats

IV-3-5-1- Le coefficient d'emménagement de l'aquitard S' est négligé

Les valeurs de transmissivité T et du coefficient d'emménagement S de l'aquifère introduite dans SEEP/W ont été comparées aux valeurs déduites des courbes numériques de rabattement afin de vérifier la précision du logiciel.

Walton (1962) a développé une solution qui suit la même ligne de raisonnement que celle de la méthode de Theis, si ce n'est qu'au lieu d'une seule courbe type, il y en a une pour chaque valeur de r/L.

Quatre distances radiales r ont été choisies comme base de comparaison soit r=3m, 24m, 37m, 49m, 74m, 98m, 123m, 245m et 368m. La raison de ces choix s'explique par la concordance de la position r d'un nœud de la grille numérique avec les valeurs présentes dans les tables de la fonction W(u,r/L) (Hantush, 1956).

Les courbes théoriques du rabattement en fonction du temps, présentées en Figure IV-5, ont été calculées en utilisant l'équation [II-5].

On choisit un point commun entre les deux courbes numérique et théorique (pour r= 3m) et on porte les valeurs appropriées dans les équations [II-5] et [II-5-a], ce point a pour coordonnées : s=2,78 m et t=1,78E-04 s, on obtient :

$$u = \frac{r^2 S}{4Kbt} = \frac{3^2 \times 4,905E - 04}{4 \times 1E - 01 \times 5 \times 1,78E + 4} = 1,24E - 04 \text{ et } r/L = 0,024,$$

donc $W(u, r/L)$ est de 7,536.

$$Kb = \frac{Q}{4\pi s} W(u, r/L) = \frac{2,2962E - 03}{4\pi \times 2,78} \times 7,536 = 4,953E - 04 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{4uKbt}{r^2} = \frac{4 \times 1,24E - 04 \times 4,953E - 04 \times 1,78E + 04}{3^2} = 4,8587E - 04$$

Les valeurs prédites théoriquement et celles calculées numériquement se ressemblent mais avec une différence de -0,94 % sur la transmissivité T et le coefficient d'emmagasinement S de la valeur entrée.

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

Dans la première méthode de Hantush, nous utilisons les mesures de rabattement d'un seul piézomètre. La Figure IV-6, représente la distribution des rabattements en fonction du $\log t$.

On utilise la courbe des données du piézomètre qui correspond à $r = 3\text{m}$, on trouve par extrapolation le rabattement maximal du régime permanent $s_m = 2,776 \text{ m}$. d'après l'équation [II-6], le rabattement au point d'inflexion vaut $s_p = \frac{1}{2} s_m = 1,388 \text{ m}$. On porte ce point sur la courbe, ce qui donne $t_p = 1,68 E+02 \text{ s}$.

On fait passer la tangente à la courbe au point d'inflexion, la pente de cette dernière vaut $\Delta s_p = 8,02 E-01 \text{ m}$. On portant ces valeurs dans l'équation [II-7], on obtient :

$$2,30 \times \frac{s_p}{\Delta s_p} = 2,30 \times \frac{1,388}{8,02E - 01} = 3,981 = e^{r/L} K_0(r/L)$$

Les tables de fonctions $e^x K_0(x)$ donne alors $r/L = 0,023$ et comme $r = 3$, $L = 3/0,023 = 130,43 \text{ m}$. On a une différence de 6,5% sur le coefficient L entre numérique et théorique.

Si l'on porte ces valeurs dans l'équation [II-8], on obtient :

$$T = Kb = \frac{2,30 \times Q}{4\pi \Delta s_p} e^{-r/L} = \frac{2,30 \times 2,2962 E - 03}{4\pi \times 8,02 E - 01} \times 0,977 = 5,12 E - 04 \text{ m}^2/\text{s}$$

En portant les valeurs appropriées dans l'équation [II-9], on obtient :

$$S = \frac{r^4 K b t_p}{2 L r^2} = \frac{3 \times 4 \times 5,12 E - 04 \times 1,68 E + 02}{2 \times 130,43 \times 3^2} = 4,3965 E - 04$$

Les valeurs prédites théoriquement et celles calculées numériquement se ressemblent mais avec une différence de 2,40 % sur la transmissivité T et de -10,36% sur le coefficient d'emmagasinement S.

La deuxième méthode de Hantush (1956) pour plusieurs piézomètres, utilise au minimum deux piézomètres, on utilise les données des piézomètres situés à r=3m, 24m, et 123m. Les courbes de rabattement numérique de ces trois piézomètres ont été tracées sur un graphique du rabattement (s) en fonction du log t, Figure IV-6. On mesure la pente de la partie rectiligne de chaque courbe et l'on trouve :

$$\Delta s_1 (r=3m) = 0,793 \text{ m}$$

$$\Delta s_2 (r=24m) = 0,601 \text{ m}$$

$$\Delta s_3 (r=123m) = 0,275 \text{ m}$$

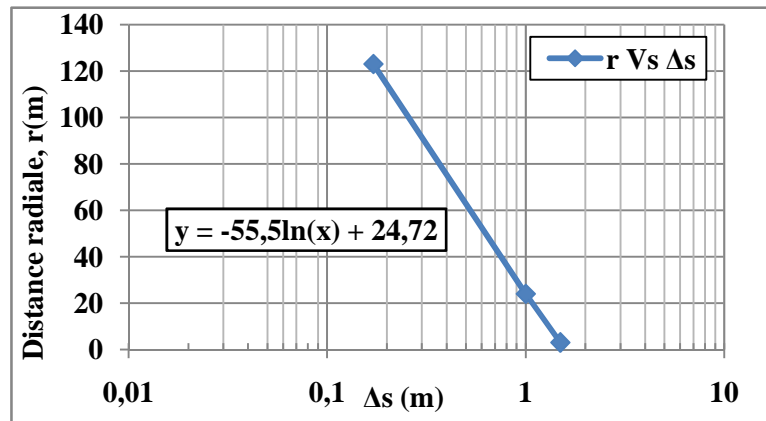


Figure IV-7 : Distribution de Δs en fonction de la distance radiale r.

On porte les valeurs de Δs en fonction de r sur un papier semi-logarithmique et l'on trace une ligne droite passant par ces points Figure IV-7, et on détermine la pente Δr de la droite, $\Delta r = -261,33$, en prenant la différence de r par cycle log de Δs . Cette droite coupe l'axe des Δs au point $r=0$ et $\Delta s_0 = 0,7801$ m.

Si l'on porte ces valeurs dans les équations [II-11] et [II-12] on obtient :

$$L = \frac{\Delta r}{2,30} = \frac{261,33}{2,30} = 113,62 \text{ m}$$

$$T = Kb = \frac{2,30 Q}{4\pi \Delta s_0} = \frac{2,30 \times 2,2962 E - 03}{4\pi \times 0,7801} = 5,3874 E - 04 \text{ m}^2 / \text{s}$$

On a une différence de -7,22% sur le coefficient L entre numérique et théorique.

On calcul pour chaque piézomètre le rabattement s_p du point d'inflexion de la courbe, à partir de l'équation [II-6], les valeurs de r/L et $K_0(r/L)$, on détermine la valeur de t_p

correspondant à ce point ainsi que s_m . Les résultats figurent au tableau IV-4.

En portant les valeurs appropriées dans l'équation [II-9], on obtient les valeurs de S pour chaque piézomètre.

Pour $r=3$ m :

$$S = \frac{4rKbt_p}{2Lr^2} = \frac{4 \times 3 \times 5,3874 \text{ E} - 04 \times 1,3661 \text{ E} + 02}{2 \times 113,62 \times 3^2} = 4,319 \text{ E} - 04$$

De même, pour $r=24$ m et $r=123$ m, on calcule la valeur de S, respectivement, $4,628\text{E}-4$ et $4,869\text{E}-4$. La moyenne vaut $4,605\text{E}-4$.

Les valeurs théorique et numérique se ressemblent mais avec une différence de 7,75 % sur la transmissivité T et de -6,11% sur le coefficient d'emmagasinement S.

Le signe négatif signifie que le résultat entré numériquement est plus élevé que le résultat calculé théoriquement.

IV-3-5-2- Le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S' n'est pas négligé

Pour vérifier la méthode de Hantush (1960), on doit choisir un rayon r et une valeur de β présente dans les tables de Hantush (1960). En plus, il est nécessaire que le temps respecte le critère limitatif tiré de la condition d'application soit :

$$t < S'b'/10K' < 8826,3 \text{ s.}$$

On utilise les données des piézomètres situés à des distances radiales de $r=2,09$ m, $r=17,5$ m et $r=86,5$ m. La Figure IV-8 montre les courbes numériques et théoriques qui sont presque semblables jusqu'à $t=2,8659\text{E}+4$ s pour un rayon $r=2,09$ m, $t=4,6155\text{E}+4$ s pour les rayons $r=17,5$ m et $t=7,4334\text{E}+4$ pour un rayon $r=86,5$ m, et cela pour un temps plus grand que le temps du critère limitatif $t=88263$ s.

On calcul pour un rayon $r=2,09$ m à un t ($t < t_{\text{critère}}=8826,3\text{s}$), les valeurs de Kb, S, $K'S'/b'$ et t_{max} (le temps calculé).

Le point choisit a pour coordonnées: $s=1,79$ m et $t=3,93\text{E}+2$ s, on obtient d'après l'équation [II-14] :

$$u = \frac{r^2 S}{4Kbt} = \frac{2,09^2 \times 4,905\text{E} - 04}{4 \times 1\text{E} - 01 \times 5 \times 3,93\text{E} + 2} = 2,7\text{E} - 03$$

et selon l'équation [II-15] :

$$\beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K'/b' * S'}{Kb S}} = \frac{2,09}{4} \sqrt{\frac{1E-7}{3 \times 5 \times 1E-4} * \frac{2,943E-3}{4,905E-4}} = 0,01$$

Donc $W(u,\beta)=5,025$, on obtient alors:

$$Kb = \frac{Q}{4\pi s} W(u,\beta) = \frac{2,2962E-03}{4\pi \times 1,79} \times 5,025 = 5,128E-04 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{4uKbt}{r^2} = \frac{4 \times 2,7E-03 \times 5,128E-04 \times 3,93E+02}{2,09^2} = 4,9827E-04$$

$$\frac{K'S'}{b'} = \beta^2 \left(\frac{4}{r}\right)^2 KbS = 0,01^2 \left(\frac{4}{2,09}\right)^2 \times 5,128E-04 \times 4,9827E-04 = 9,36E-11 \text{ s}^{-1}$$

$S'= 2,807E-3$, calculé approximativement, en impliquant dans le résultat précédent la valeur de $K'/b'=1E-7/3=3,3E-8 \text{ s}^{-1}$.

Ce qui nous donne $t_{\max}=S'b'/10K'=2,807E-3 \times 3/10 \times 1E-7=8400 \text{ s} < t_{\text{critère}}=88263\text{s}$.

Les valeurs théoriques et numériques se ressemblent mais avec une différence de 2,56 % sur la transmissivité T, 1,58% sur le coefficient d'emmagasinement de l'aquifère S et -4,62% le coefficient d'emmagasinement de l'aquitard S'. Le signe négatif signifie que le résultat entré numériquement est plus élevé que le résultat calculé théoriquement.

La condition sur le temps est respectée pour ce point choisis, mais il est difficile d'obtenir des valeurs de $W(u,\beta)$ qui coïncident avec la courbe d'essai puisque ces valeurs changent graduellement avec β qui est pratiquement indéterminé entre la valeur (0) et (0,5) et qui donne des valeurs très semblables de $W(u,\beta)$, donc on ne peut pas donner une valeur exacte à β (c'est le cas des courbes de la Figure IV-9, non plus pour calculer $K'S'$).

Pour la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), il faut avoir des mesures de rabattement vertical à un temps t et à un rayon r précis de telle sorte que les valeurs de u et u_c tirées de l'équation [II-18-a] soient présentes dans les tables de Witherspoon et al. (1967). Cette méthode donne le rabattement vertical s_c en fonction de la profondeur du piézomètre dans l'aquitard.

Pour un même lapse de temps et une même distance radiale du puits, le rapport de rabattement dans l'aquitard et le rabattement dans l'aquifère de l'aquifère pompé est :

$$\frac{s_c}{s} = \frac{W(u, u_c)}{W(u)}$$

On prend les valeurs de K_b et S , calculées par une des méthodes précédentes, soit $K_b=5,12E-04m^2/s$ et $S=4,3965E-4$ (calculées par la 1ere méthode de Hantush).

On rapporte sur un tableau les valeurs des rabattements dans l'aquifère et les rabattements dans l'aquitard, et on calcul le rapport s_c/s et u pour différentes valeurs de t ($t < S'b'/10K' < 8826$ s). Les valeurs des rabattements dans l'aquitard sont prises à une profondeur $z=1,50$ m, soit au milieu de l'aquitard. La distribution des rabattements en fonction du $\log t$, dans l'aquitard et dans l'aquifère, est présentée dans les Figures IV-9, IV-10 et IV-11.

Connaissant s_c/s et u , on détermine la valeur qui correspond à $1/u_c$, en utilisant la table de Witherspoon et al. (1967), on remplace les valeurs de $1/u_c$ et z dans l'équation [II-18-a] pour calculer la diffusivité hydraulique de l'aquitard $K'b'/S'$ et t_{max} (le temps calculé) pour différentes valeurs de t , et on calcul la moyenne arithmétique des résultats qui correspondent à $t < t_{max}$, pour les différentes valeurs de t et r .

Les calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-5 : Tableau de calcul par la méthode de Neuman-Witherspoon (1972) :

$r=2,09m$

t(s)	6,33E+02	1,02E+03	1,64E+03	2,65E+03	4,26E+03	6,86E+03
s(m)	1,94E+00	2,08E+00	2,21E+00	2,34E+00	2,46E+00	2,57E+00
s_c (m)	1,00E-03	5,00E-03	2,40E-02	8,40E-02	2,21E-01	4,48E-01
s_c/s	5,16E-04	2,41E-03	1,09E-02	3,60E-02	8,99E-02	1,74E-01
u	1,48E-03	9,20E-04	5,71E-04	3,55E-04	2,20E-04	1,37E-04
u_c	5,22E+00	3,32E+00	2,98E+00	1,99E+00	1,43E+00	1,24E+00
$K'b'/S'$ (m^2/s)	1,70E-04	1,66E-04	1,15E-04	1,07E-04	9,23E-05	6,61E-05
t_{max} (s)	5,29E+03	5,42E+03	7,83E+03	8,42E+03	9,75E+03	1,36E+04
moy($K'b'/S'$) (m^2/s)	1,40E-04				$t_{max} > t_{critère}$	

$r=17,50$ m

t(s)	1,02E+03	1,64E+03	2,65E+03	4,26E+03	6,86E+03
s(m)	6,05E-01	7,25E-01	8,41E-01	9,55E-01	1,06E+00
s_c (m)	1,00E-03	5,00E-03	2,20E-02	6,80E-02	1,58E-01
s_c/s	1,65E-03	6,90E-03	2,62E-02	7,12E-02	1,48E-01

u	6,45E-02	4,00E-02	2,49E-02	1,54E-02	9,58E-03
u _c	3,90E+00	2,92E+00	1,96E+00	1,44E+00	8,21E-01
K'b'/S'(m ² /s)	1,41E-04	1,17E-04	1,08E-04	9,17E-05	9,99E-05
t _{max} (s)	6,36E+03	7,67E+03	8,30E+03	9,82E+03	9,01E+03
moy(K'b'/S') (m ² /s)	1,22E-04		t _{max} >t _{critère}		

r=50 m

t(s)	1,64E+03	2,65E+03	4,26E+03	6,86E+03
s(m)	1,53E-01	2,26E-01	3,05E-01	3,88E-01
s _c (m)	1,00E-03	3,00E-03	1,40E-02	4,30E-02
s _c /s	6,54E-03	1,33E-02	4,59E-02	1,11E-01
U	3,27E-01	2,03E-01	1,26E-01	7,82E-02
u _c	2,33E+00	1,97E+00	1,44E+00	8,18E-01
K'b'/S'(m ² /s)	1,47E-04	1,08E-04	9,17E-05	1,00E-04
t _{max} (s)	6,12E+03	8,34E+03	9,82E+03	8,98E+03
moy(K'b'/S') (m ² /s)	1,27E-04		t _{max} >t _{critère}	

Note : les valeurs des rabattements non utilisées dans les calculs sont des valeurs nulles à des temps très petits.

La moyenne des résultats de la diffusivité hydraulique de l'aquitard donne une valeur de 1,30E-4 m²/s, soit, 27,4% de la valeur réelle.

On remarque que le critère donné par cette méthode est respecté, mais plus le rayon approche de la valeur imposée par le critère, on a moins de points pour effectuer des calculs.

IV-4- Discussion des résultats et conclusion

Les différentes méthodes donnent des résultats assez différents. Ceci est dû pour une grande part aux imprécisions inévitables des solutions par des méthodes graphiques. Il faut noter aussi qu'on a fait l'hypothèse d'un aquifère homogène, isotrope et d'épaisseur uniforme.

En régime permanent, les critères de DeGlee et de Hantush combinés avec

celui de Neuman et Witherspoon (1969a) s'appliquent bien pour l'évaluation du rayon d'action r_0 et du débit horizontal. Cependant, on trouve des différences non négligeables d'erreur entre numérique et théorique entre les deux critères, car les résultats de la méthode de Hantush n'est qu'approximatif, donc, le critère de DeGlee est plus adhérent que celui de Hantush.

En régime transitoire, lorsque les méthodes théoriques ne tiennent pas compte du coefficient de l'emmagasinement S' de l'aquitard, soient, les méthodes de Walton et du point d'inflexion de Hantush, nous donnent une bonne concordance entre les valeurs numérique et théorique avec un faible pourcentage d'erreur. La méthode du point d'inflexion de Hantush pour plusieurs piézomètres utilise des valeurs extrapolées et des droites passant par des points calculés, qui, en fait, ne sont souvent qu'imparfaitement alignés. Ce qui explique une erreur plus au moins élevée.

Pour les méthodes considérant le coefficient d'emmagasinement S' , la méthode de Hantush est moins acceptable pour des rayons faibles du fait que le paramètre β , qui est en fonction du rayon, est pratiquement indéterminé pour des rayons faibles. Néanmoins, le pourcentage d'erreur entre numérique et théorique est satisfaisant, pour le point choisit. De plus, pour des rayons plus au moins grand, la condition sur le temps limitatif devient d'autant moins valable.

La méthode de Neuman-Witherspoon, utilise des valeurs de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement calculées par une des méthodes d'analyse basées sur l'équation de Theis, le pourcentage d'erreur sur la diffusivité hydraulique de l'aquitard est causé aux erreurs introduites par ces méthodes. Cependant, les critères donnés par les méthodes qui ne négligent pas le coefficient de l'emmagasinement de l'aquitard deviennent d'autant moins valables que la distance radiale du puits approche du rayon décrit par le critère limitatif.

Tableau IV-1-a : Description de la fonction #1 de teneur en eau volumique provenant de la banque de données de Seep/w pour un sable uniforme ayant un $K_s=1*10^{-4}$ m/s. Aquifère.

#	Pression (kPa)	Teneur en eau volumique θ
1	0	0.3470
2	10	0.3471
3	20	0.3472

Tableau IV-1-b : Description de la fonction de teneur en eau volumique #4 provenant de la banque de données de Seep/w. Aquitard.

#	Pression (kPa)	Teneur en eau volumique θ
1	0	0.3800
2	5	0.3805
3	10	0.3810
4	20	0.3820

Tableau IV-2 : Paramètres de convergence utilisés dans Seep/w pour toutes les simulations en régime transitoire

Max. # of iterations	250
Tolerance (%)	0.001
Conductivity change (in order in magnitude)	
Max change	5
Rate of change	1.1
Min change	$1*10^{-12}$

Tableau IV-3 : Incrémentation du temps utilisée dans Seep/w pour toutes les simulations en régime transitoire.

# of time steps	182
Starting time	0
Initial increment size	0.001
Expansion factor	1.1
Max. inc. Size	30000
Start saving at step :	1
Save multiple of :	5

Tableau IV-4 : Données à placer dans les équations II-6 et II-9, Régime Transitoire S' négligé, SEEP/W, 2^{ème} Méthode Hantush (1956), pour les rayons r=3m, 24m et 123m.

r (m)	r/L	K₀(r/L)	s_p (m)	t_p (s)	s_m (m)
3	0,0264	3,7510	1,2722	136,61	2,544
24	0,2112	1,7006	0,5768	1171,27	1,154
123	1,0826	0,3746	0,1271	6315,95	0,254

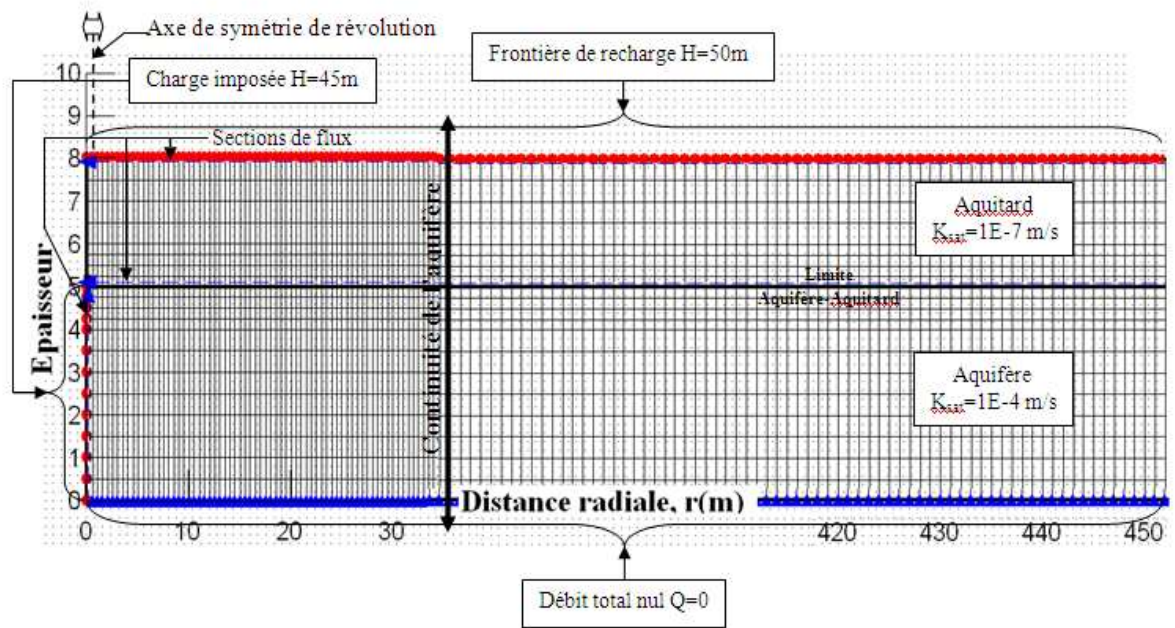


Figure IV-1 : Analyse axisymétrique en régime permanent d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites.

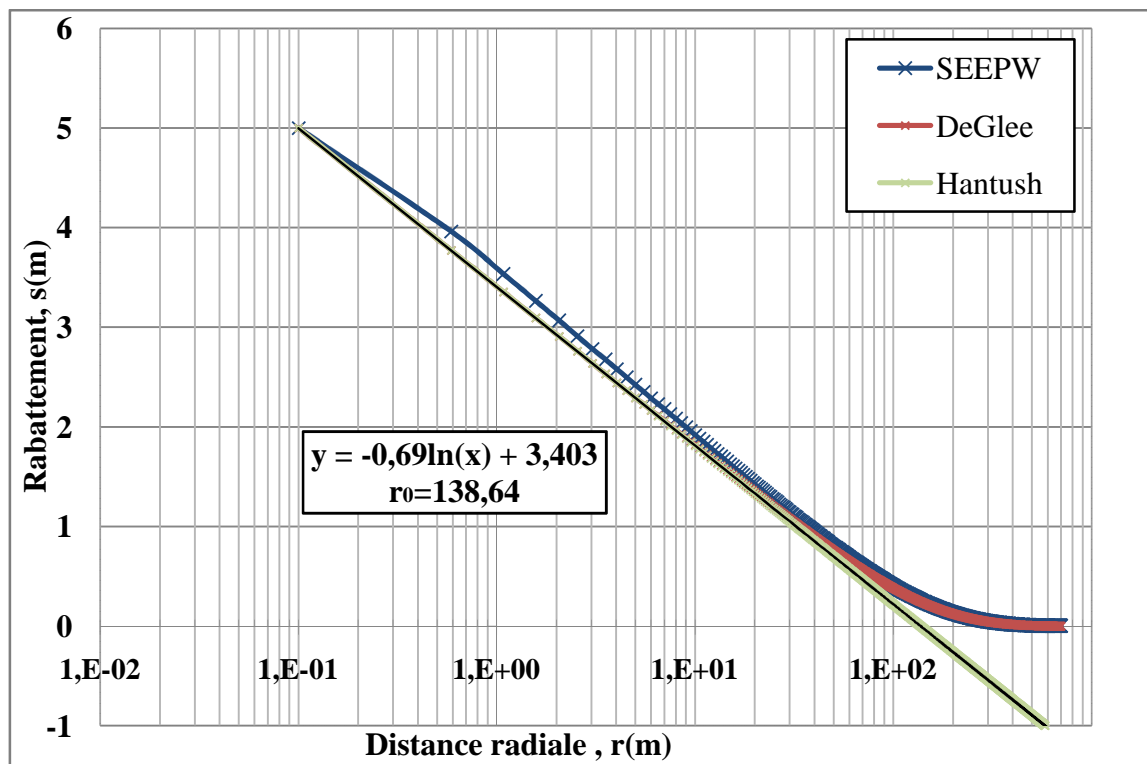


Figure IV-2 : Comparaison des rabattements en fonction de la distance radiale r , entre la courbe théorique de la méthode de DeGlee, la méthode de Hantush (1956) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime permanent.

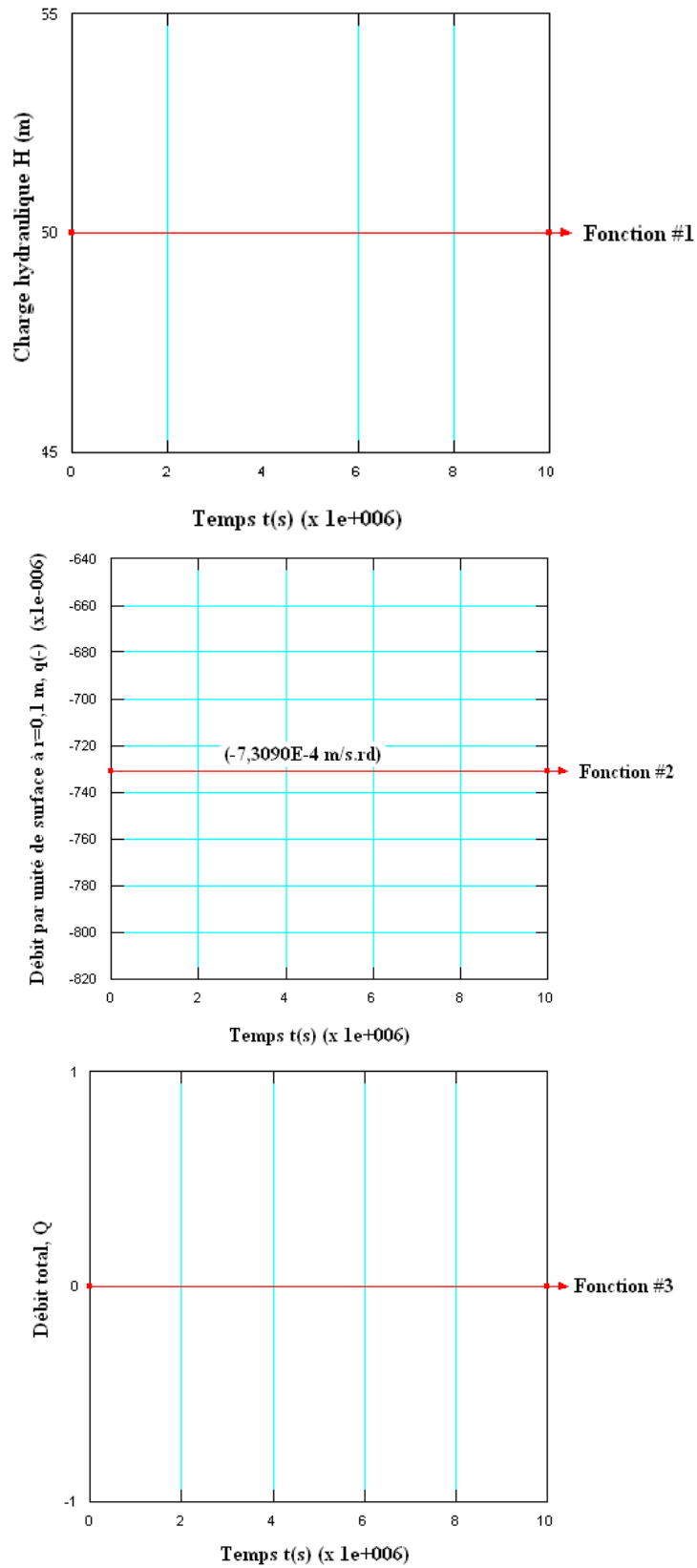


Figure IV-3 : Analyse en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Les fonctions de conditions aux limites utilisées.

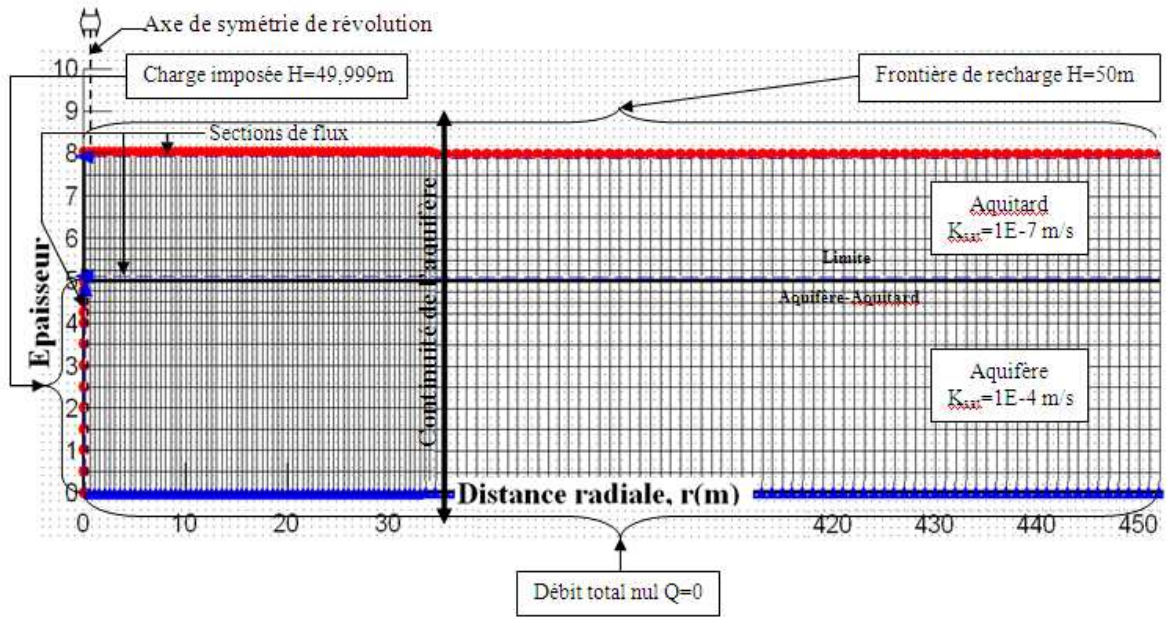


Figure IV-4-a : Analyse axisymétrique en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions initiales.

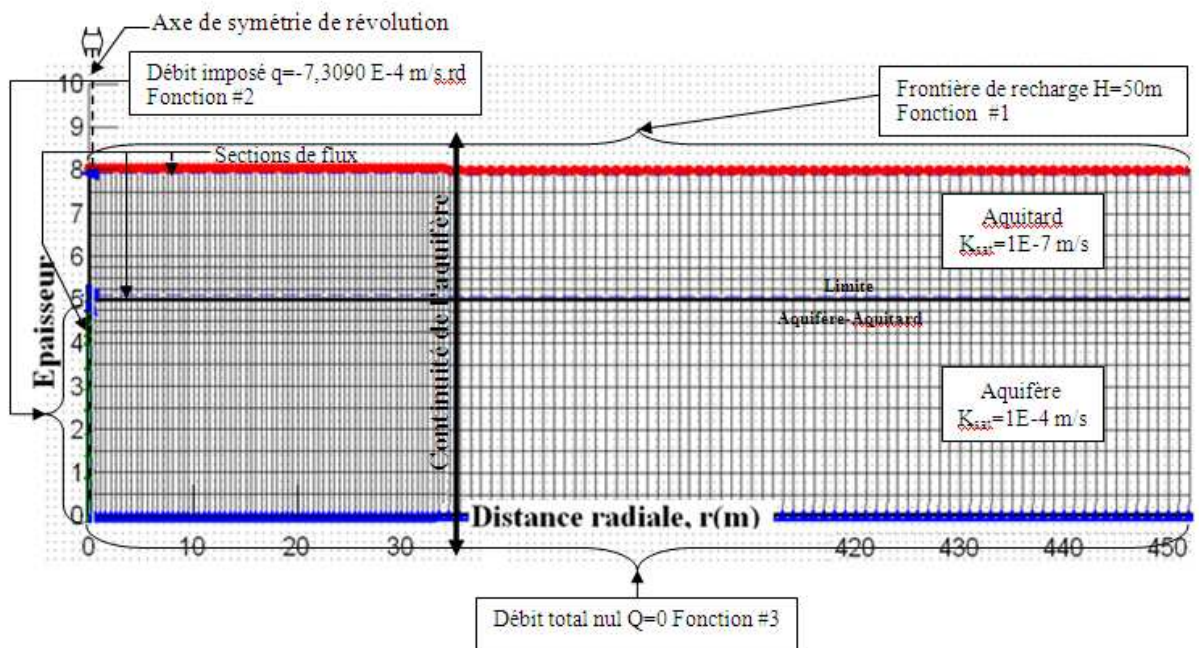


Figure IV-4-b : Analyse axisymétrique en régime transitoire d'un essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive. Maillage d'éléments finis et conditions aux limites utilisées.

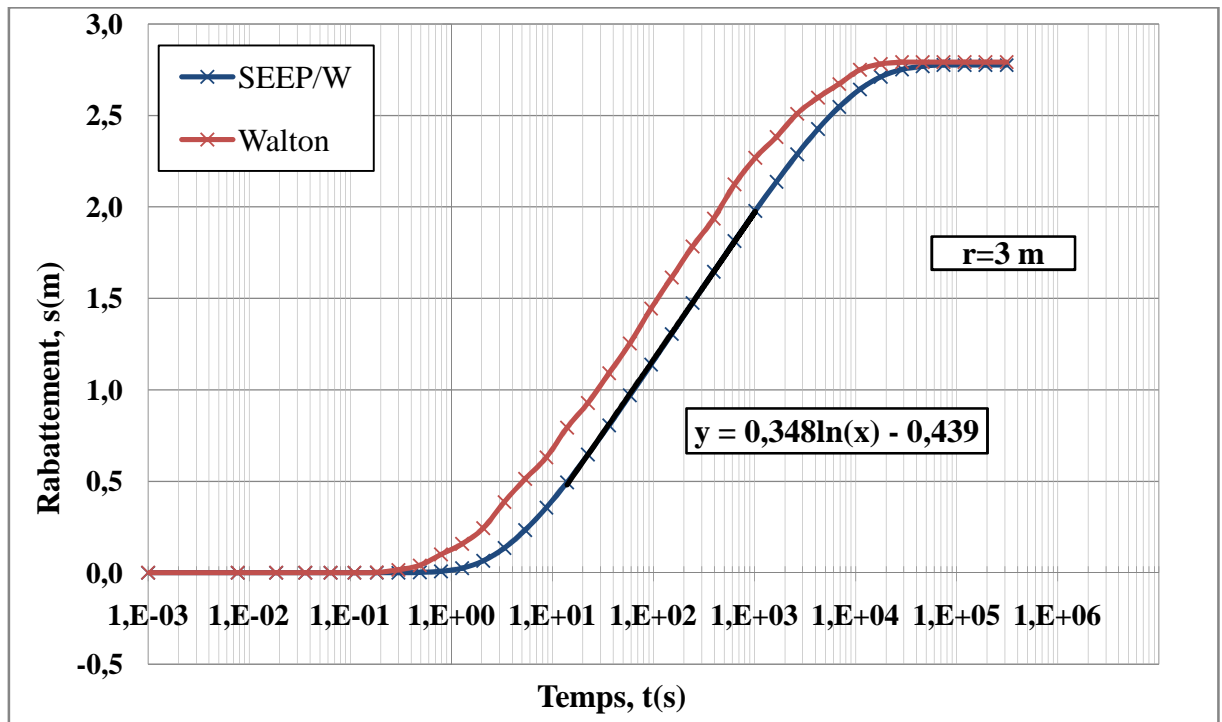


Figure IV-5 : Comparaison des rabattements en fonction du log t, entre la courbe théorique de la méthode de Walton (1960) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' négligé.

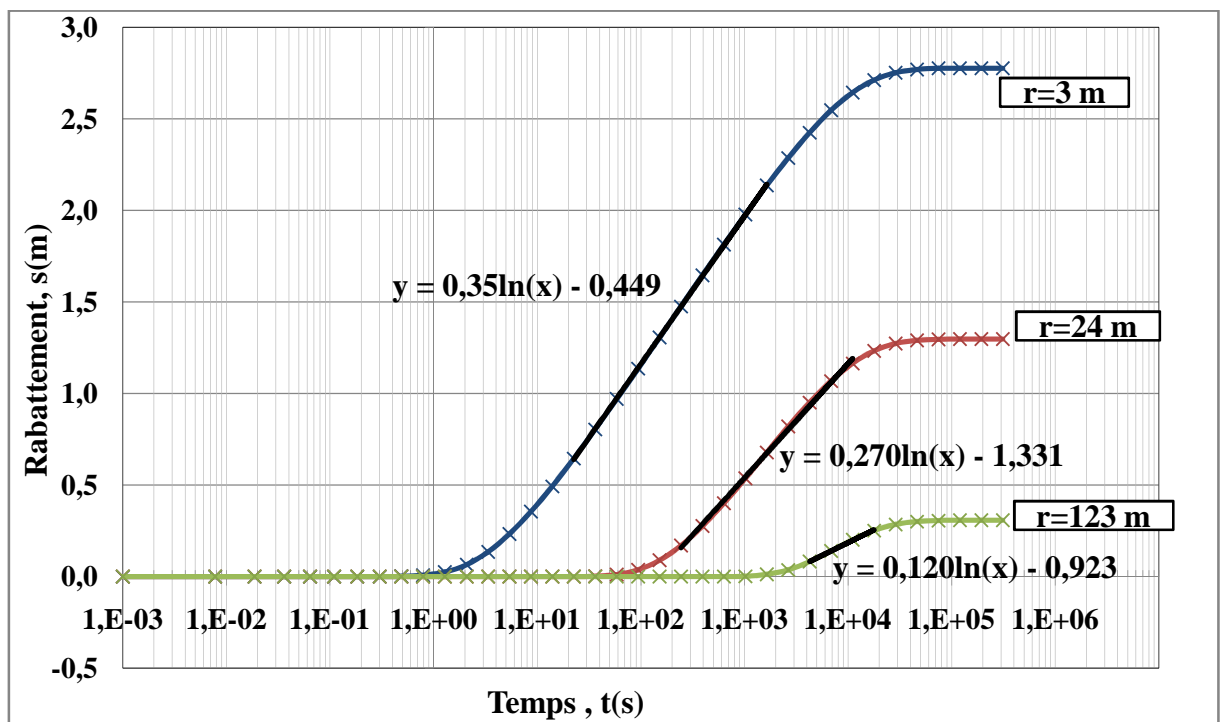


Figure IV-6 : Comparaison des rabattements en fonction du log t, entre la courbe théorique de la méthode de Hantush (1956) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' négligé.

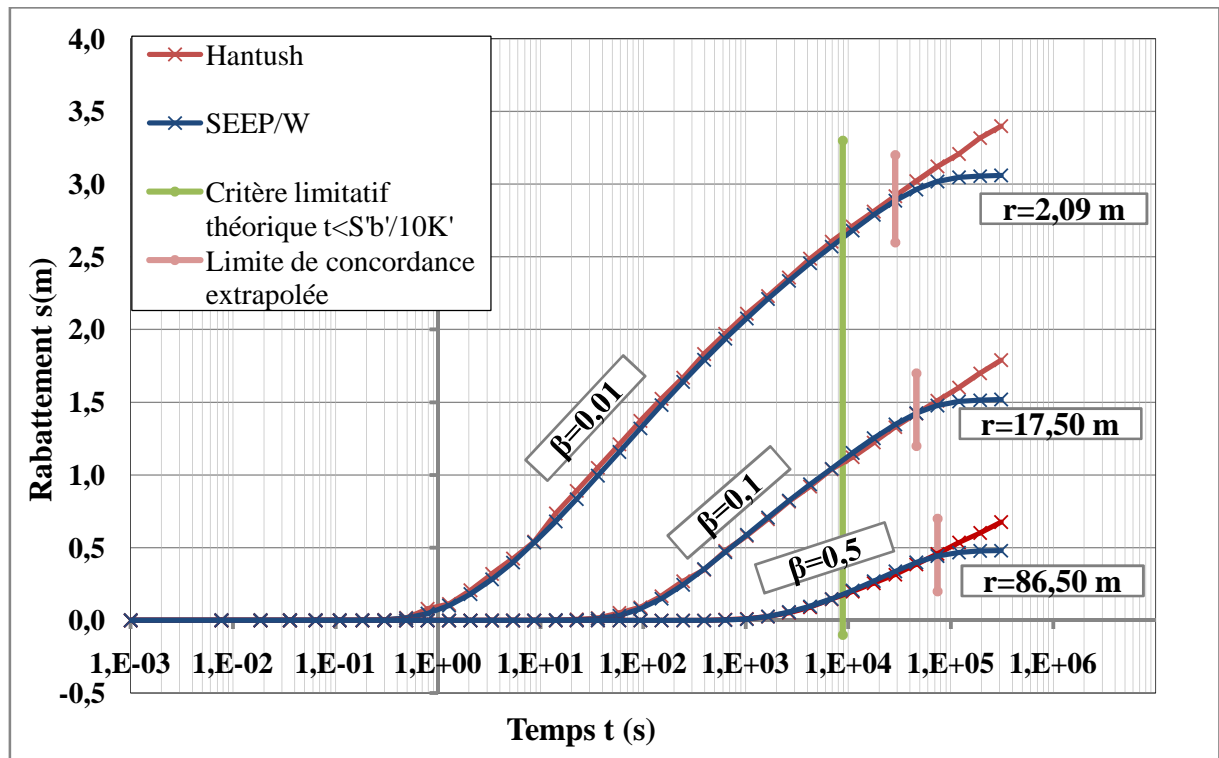


Figure IV-8 : Comparaison des rabattements en fonction du log t, entre la courbe théorique de la méthode de Hantush (1960) et de la courbe numérique de SEEP/W, Régime Transitoire, S' non négligé.

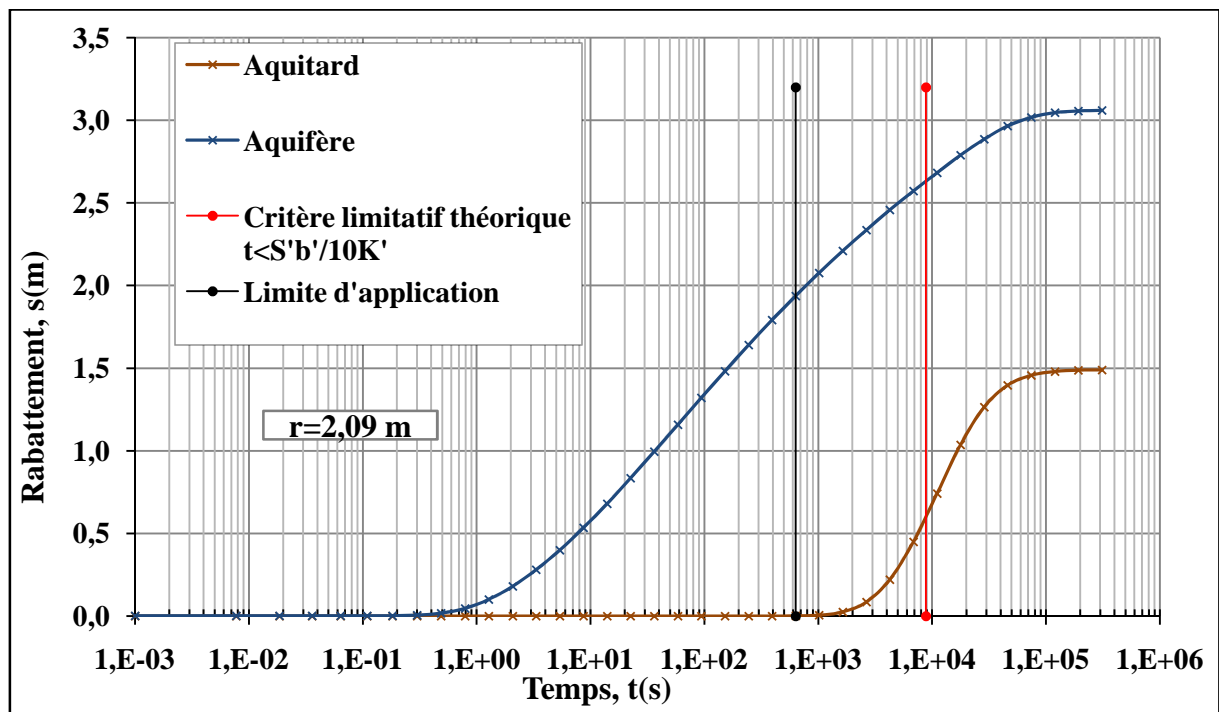


Figure IV-9 : Distribution des rabattements en fonction du log t, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=2,09$ m.

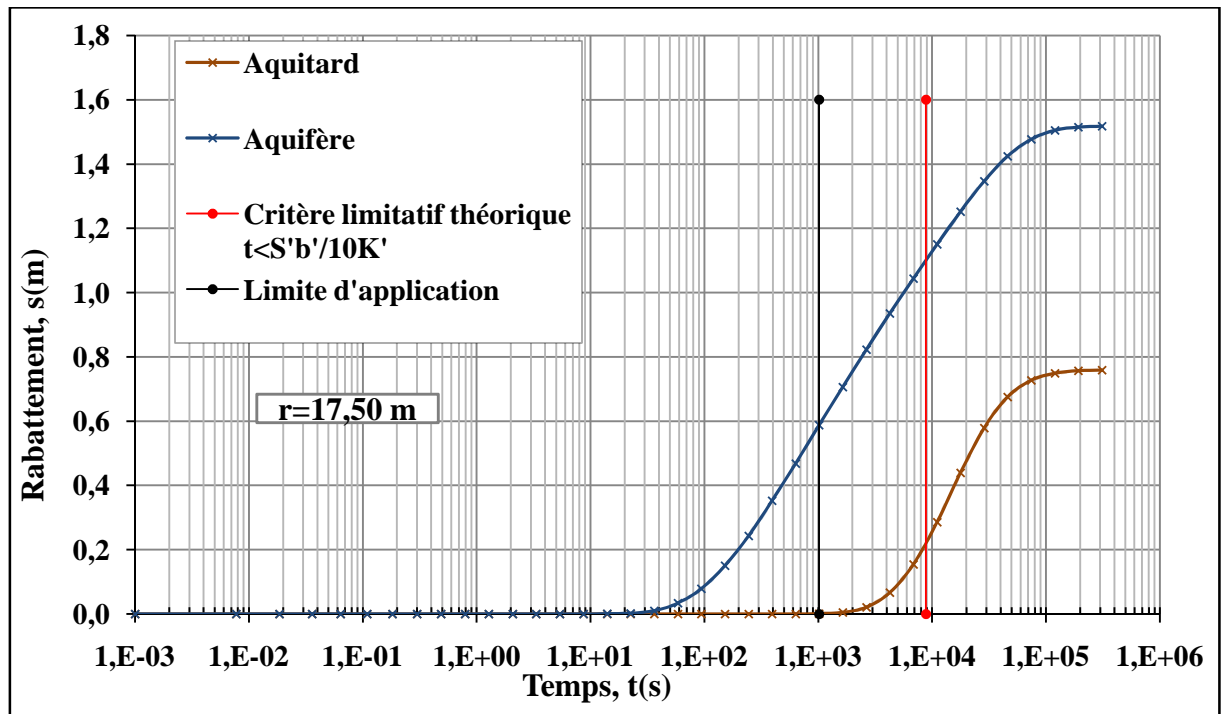


Figure IV-10 : Distribution des rabattements en fonction du log t, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=17,50$ m.

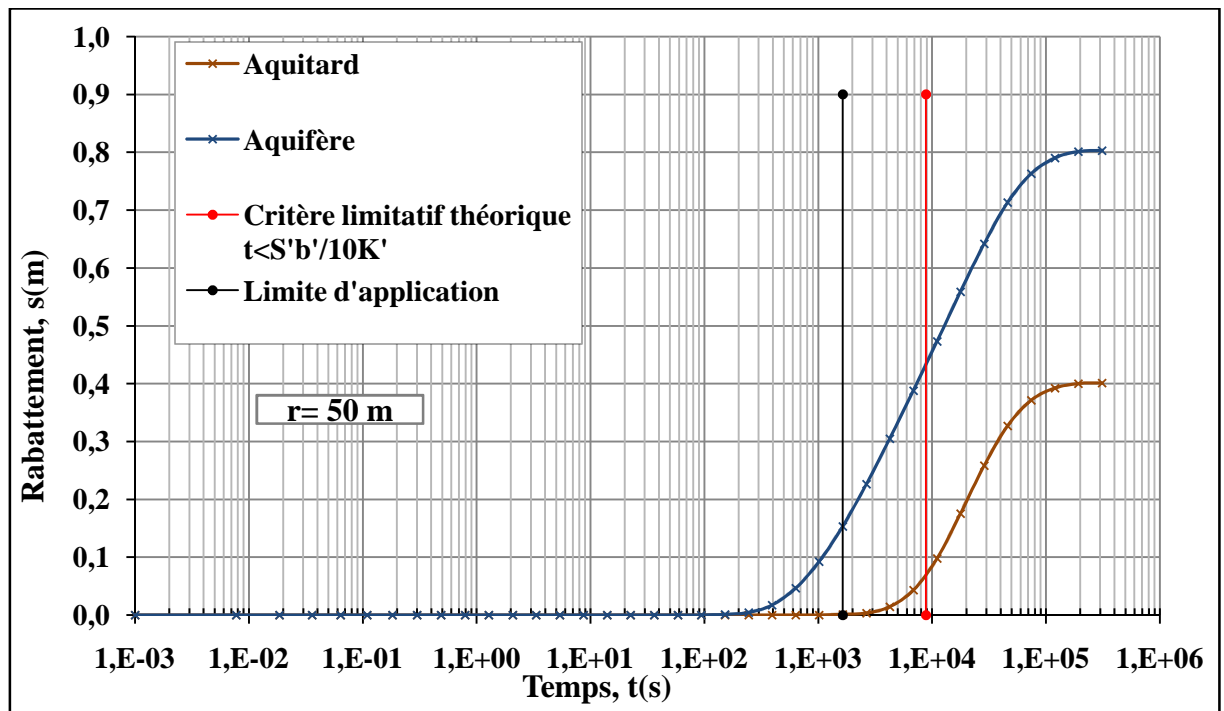


Figure IV-11 : Distribution des rabattements en fonction du log t, courbes numériques de SEEP/W dans l'aquifère et l'aquitard, limite d'application de la méthode de Neuman-Witherspoon (1972), Régime Transitoire, S' non négligé. $r=50$ m.

CHAPITRE V

ÉVALUATION NUMÉRIQUE D'UN ESSAI DE POMPAGE DANS UN AQUIFÈRE HÉTÉROGÈNE ANISOTROPE À NAPPE SEMI-CAPTIVE

V-1- Introduction

Les terrains aquifères ne sont jamais isotropes et homogènes. Mais dans la théorie, on néglige souvent cette anisotropie et cette hétérogénéité.

En effet, les filets d'eau sont à peu près parallèles à la stratification du terrain et les perméabilités varient peu suivant cet écoulement. On peut donc considérer l'aquifère comme isotrope.

Par ailleurs comme on fait toujours appel à des volumes importants de terrain et que les caractéristiques ne sont que les moyennes des valeurs ponctuelles de celui-ci, les hétérogénéités se compensent et sont fortement réduites. Le résultat, dans son ensemble, peut donc être appliqué à un aquifère homogène

Il arrive fréquemment que l'on puisse considérer que les aquifères sont homogènes mais non isotropes. Un aquifère est anisotrope si son coefficient de perméabilité n'est pas le même dans toutes les directions. Les transmissivités extrêmes sont suivant les directions principales d'anisotropie des terrains, et la valeur la plus forte de la transmissivité peut être de deux à dix fois supérieure à celle de la plus faible. Dans beaucoup de cas, cette anisotropie ne joue pas un rôle important, sauf quand il s'agit d'utiliser la transmissivité pour calculer l'écoulement régional d'une nappe souterraine.

Dans ce qui suit, x et y sont placés suivant les directions principales d'anisotropie, x étant l'axe de la plus grande transmissivité, y l'axe de la plus petite.

V-2- Méthode d'interprétation d'un essai de pompage

V-2-1- Méthode de Hantush (1966) pour un aquifère anisotrope sur le plan horizontal

L'écoulement vers un puits dans un aquifère anisotrope à nappe semi-captive peut se traiter en appliquant la méthode de Hantush (1966) :

On doit satisfaire aux hypothèses et conditions suivantes :

- Les hypothèses énumérées au chapitre II concernant les hypothèses de base des méthodes du chapitre II, sauf hypothèse 2, remplacée ici par :
- L'aquifère est homogène anisotrope et d'épaisseur uniforme dans la zone influencée par le pompage.
- Les conditions énumérées dans la méthode de Walton.

Le rabattement est donné par l'équation de Theis

$$s = \frac{Q}{4\pi K b} W(u) \quad [V-1]$$

Où

$$u = \frac{r^2 S}{4K b t} \quad [II-5-a]$$

Dans un aquifère anisotrope, dont les axes principaux sont x et y, ces équations sont remplacées, selon Hantush (1966), par

$$s = \frac{Q}{4\pi (Kb)_e} W(u') \quad [V-2]$$

Où

$$u' = \frac{r^2 S}{4t (Kb)_n} \quad [V-2-a]$$

$$(Kb)_e = \sqrt{(Kb)_x \times (Kb)_y} = \text{transmissivité moyenne}$$

$(Kb)_n$ = transmissivité dans une direction faisant un angle $(\theta + \alpha)$ avec l'axe des x.

Si l'on applique la méthode courante des aquifères isotropes sur les données obtenues dans un piézomètre placé le long d'une ligne formant un angle $(\theta + \alpha)$ avec l'axe des x, on obtient les valeurs de $(Kb)_e$ et de $S/(Kb)_n$, il faut donc plus d'une ligne de piézomètres pour calculer S et $(Kb)_n$.

Hantush (1966) a montré que si l'on appelle θ l'angle entre la première ligne de piézomètres ($n=1$) et l'axe des x , et α_n l'angle entre la n -ième ligne et la première ligne de piézomètres, Figure [V-1-a] et [V-1-b], $(Kb)_n$ est donnée par :

$$(Kb)_n = (Kb)_x / [\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \sin^2(\theta + \alpha_n)] \quad [V-3]$$

Avec

$$m = (Kb)_x / (Kb)_y = [(Kb)_e / (Kb)_y]^2 \quad [V-4]$$

Comme $\alpha_1=0$ pour la première ligne de piézomètres, l'équation [V-3] se réduit dans ce cas à :

$$(Kb)_1 = (Kb)_x / (\cos^2 \theta + m \sin^2 \theta) \quad [V-5]$$

Le facteur de drainance L est donné par :

$$L_n = \sqrt{(Kb)_n c} \quad [V-6]$$

et par conséquent :

$$a_n = \frac{(Kb)_1}{(Kb)_n} = \left[\frac{L_1}{L_2} \right]^2 = \frac{\cos^2(\theta + \alpha_n) + m \cdot \sin^2(\theta + \alpha_n)}{\cos^2 \theta + m \cdot \sin^2 \theta} \quad [V-7]$$

il va sans dire que $a_1=1$.

La combinaison des équations [V-4] et [V-5] donne :

$$m = \frac{(Kb)_e}{(Kb)_y} = \frac{a_n \cos^2 \theta - \sin^2(\theta + \alpha_n)}{\sin^2(\theta + \alpha_n) - a_n \sin^2 \theta} \quad [V-8]$$

Si l'on dispose de trois lignes de piézomètres, l'équation [V-7] permet de calculer θ .

$$\operatorname{tg}(2\theta) = -2 \frac{(a_3 - 1) \sin^2 \alpha_2 - (a_2 - 1) \sin^2 \alpha_3}{(a_3 - 1) \sin 2\alpha_2 - (a_2 - 1) \sin 2\alpha_3} \quad [V-9]$$

L'équation [V-9] a deux solutions pour 2θ , comprises entre 0 et 2π dans le plan xy . Si l'une des solutions vaut $\delta/2$ et $(\delta+\pi)/2$. L'une des deux valeurs correspond à $m>1$, l'autre à $m<1$. Puisqu'on a supposé que l'axe des x était celui de la plus grande transmissivité, la valeur de θ correspondant à $m=(Kb)_x/(Kb)_y>1$ donne la position de la première ligne par rapport à l'axe des x , tandis que l'autre valeur la donne par rapport à l'axe des y , correspondant à la plus faible transmissivité.

Il faut noter qu'une valeur négative de θ indique que l'axe des x positifs se trouve à gauche de la première ligne de piézomètres.

Premier mode opératoire (on connaît les directions principales d'anisotropie)

Si la géologie montre clairement les directions principales d'anisotropie, il suffit de deux lignes différentes de piézomètres pour obtenir assez d'informations pour calculer les propriétés hydrauliques.

- Appliquer les méthodes des aquifères isotropes aux données de chaque ligne de piézomètre. On obtient ainsi $(Kb)_e$, $S/(Kb)_1$ et $S/(Kb)_2$.
- Calculer a_2 à l'aide des deux dernières valeurs équation [V-7]. Comme on connaît déjà θ et α_2 , porter les valeurs de θ , α , a et $(Kb)_e$ dans l'équation [V-8] et calculer m . Calculer ensuite $(Kb)_x$ et $(Kb)_y$ à partir de l'équation [V-4].
- Porter les valeurs de $(Kb)_x$, m , θ et α_2 dans les équations [V-5] et [V-7] et calculer $(Kb)_1$ et $(Kb)_2$.
- En combinant avec les valeurs de $S/(Kb)_1$ et $S/(Kb)_2$, on déduit deux valeurs de S , qui doivent être à peu près identiques.

Second mode opératoire (on ignore les directions principales d'anisotropie)

Si l'on ignore les directions principales d'anisotropie, il faut trois lignes différentes de piézomètres.

- Appliquer les méthodes des aquifères isotropes aux données de chaque ligne de piézomètres. On obtient ainsi $(Kb)_e$, $S/(Kb)_1$, $S/(Kb)_2$ et $S/(Kb)_3$.
- A l'aide de ces valeurs, calculer les rapports a_2 et a_3 . Connaissant α_2 et α_3 , on calcule θ avec l'équation [V-9].
- Porter les valeurs de θ , $(Kb)_e$, α_2 et a_2 (ou α_3 et a_3) dans l'équation [V-8] et calculer m , puis, à l'aide de l'équation [V-4], $(Kb)_x$ et $(Kb)_y$.
- Porter les valeurs de $(Kb)_x$, m , et θ ainsi que les valeurs de $\alpha_1=0$, α_2 et α_3 dans l'équation [V-3], ce qui permet de calculer $(Kb)_1$, $(Kb)_2$ et $(Kb)_3$.
- En combinant ces résultats avec les valeurs de $S/(Kb)_1$, $S/(Kb)_2$ et $S/(Kb)_3$, on déduit trois valeurs de S , qui doivent être à peu près identiques.

V-2-2- Méthode de Weeks (1969) pour un aquifère anisotrope sur le plan vertical

Dans un puits qui pénètre partiellement l'aquifère semi-captif, et pour une durée de pompage $t > DS/2K_v$, une solution a été développée par Hantush (1961a) pour décrire le rabattement. Du fait de l'anisotropie verticale cette solution a été modifiée par (Hantush 1964; Weeks 1969).

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h b} \left\{ W(u, r/L) + f_s(\beta', \frac{c}{b}, \frac{d}{b}, \frac{a}{b}) \right\} = \frac{Q}{4\pi K_h b} W(u, r/L) + \delta s \quad [V-10]$$

Avec:

$W(u, r/L)$ = fonction de puits de Walton

c, d, a : paramètres géométriques représentés en Figure V-2.

$$\beta' = \frac{r}{b} \sqrt{K_v / K_h} \quad [V-11]$$

Où:

K_v : conductivité hydraulique verticale

K_h : conductivité hydraulique horizontale

$$f_s = \frac{4b}{\pi(c-d)} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} K_0(n\pi\beta') \left\{ \cos \frac{n\pi a}{b} \right\} \left\{ \sin \frac{n\pi c}{b} - \sin \frac{n\pi d}{b} \right\} \quad [V-12]$$

Les valeurs de f_s pour différentes valeurs de β' , c/b , d/b , et a/b sont données sur la table de Weeks(1969).

$$\delta s = \frac{Q}{4\pi(Kb)} f_s \quad [V-13]$$

Avec : δs = différence de rabattement entre le rabattement observé et le rabattement donné par l'équation de Theis.

Les conditions et hypothèses de Weeks sont:

- L'aquifère est homogène, anisotrope sur le plan vertical et d'épaisseur uniforme sur la zone influencée par le pompage ;
- Le puits pompé pénètre partiellement l'aquifère ;
- Les conditions de Weeks ajoutées sont : un régime d'écoulement transitoire, une durée de pompage $t > bS/2K_v$, les données de rabattement à partir d'au moins deux piézomètres, et dont un piézomètre est situé à une distance de $r > 2b\sqrt{K_h/K_v}$.

V-2-3- Application numérique sur SEEP/W

On prend le même modèle numérique utilisé dans la section précédente (chapitre IV), comme modèle de référence, c'est un modèle homogène isotrope.

On introduit différentes valeurs du coefficient d'anisotropie, horizontale et verticale, dans les différents modèles numériques de mêmes caractéristiques hydrauliques que le modèle de référence isotrope. Dans ce cas seulement, la valeur du

coefficient d'anisotropie qui change d'un modèle à un autre. Deux cas sont considérés, dans le premier cas, une perméabilité horizontale est maintenue constante, et la perméabilité verticale est variée. Les valeurs du coefficient d'anisotropie $R_K = K_h/K_v$ est pris égale à 10, 100, 200, 500 et 1000. En deuxième cas, le contraire, on fait varier la perméabilité horizontale et on maintient la perméabilité verticale constante pour les mêmes coefficients d'anisotropie R_K .

$$R_K = \frac{K_h}{K_v} = \frac{K_x}{K_y} \quad [V-14]$$

Dans SEEP/W, la conductivité hydraulique utilisée comme entrée est K_x , et on a aussi, le coefficient d'anisotropie qui est représenté comme K-Ratio = $\frac{K_v}{K_h} = \frac{K_y}{K_x}$

Le Tableau V-1 représente les différents modèles isotropes (MIh, MIv) et anisotrope (MAh, MAV) utilisés pour la comparaison.

L'indice h signifie que la conductivité horizontale est constante pour tous les modèles et l'indice v signifie que la conductivité verticale est constante pour tous les modèles.

En régime permanent, on trace les courbes de rabattements en fonction de la distance radiale, on trouve une même forme des différentes courbes isotrope et anisotrope avec une différence négligeable de rabattement, les résultats sont présentés en Figure V-3 et V-4.

En régime transitoire, on trace les courbes de rabattements en fonction du logt pour différents rayons et on compare les résultats du cas isotrope avec celui du cas anisotrope, ainsi les différents modèles pour un même coefficient d'anisotropie.

Pour le premier cas où on a une conductivité hydraulique horizontale constante, on trace les courbes de rabattement en fonction du temps des modèles MIh1, MAh1, MAh2, MAh3, MAh4 et MAh5, pour deux rayon $r=3m$ et $20m$, les courbes sont représentées dans la Figure V-5, on remarque que le rabattement augmente légèrement avec le coefficient d'anisotropie de 0,001 m jusqu'à 0,055m pour un $R_k=1000$. Le débit suit une ligne droite décroissante avec le coefficient d'anisotropie représentée dans la Figure V-6-a.

Le deuxième cas, où la conductivité verticale est constante, on trace les courbes de rabattement en fonction du temps des modèles isotrope MIv1, MIv2, MIv3, MIv4 et MIv5, et modèles anisotrope MAV1, MAV2, MAV3, MAV4 et MAV5, pour les rayons $r=3m$ et $20m$, les courbes sont représentées dans la Figure V-7 du rayon $r=3m$, et la

Figure V-8 du rayon $r=20\text{m}$, on remarque que l'écart de rabattement, pour le paire (M_{iVi} , M_{AVi}), de $0,006\text{m}$ jusqu'à $0,012\text{m}$ pour un $R_k=1000$. Toutefois, le rabattement augmente de $0,50\text{ m}$ à $1,54\text{ m}$ avec le coefficient d'anisotropie et diminue avec la distance radiale pour chaque paire de modèle, et l'écart de rabattement entre ces derniers augmente lorsque en s'éloigne du puits. Le débit suit une parabole polynomiale avec le coefficient d'anisotropie représenté dans la Figure V-6-b.

On ne connaît pas présentement de méthode théorique qui interprète un essai d'aquifère anisotrope en régime permanent, et les méthodes en régime transitoire sont présentés pour un puits pompé qui pénètre partiellement l'aquifère, d'après les résultats obtenu des comparaisons entre des modèles isotropes et anisotrope, on remarque que l'écart de rabattement obtenu par l'analyse numérique est équivalent à la différence de rabattement δs donnée par l'équation théorique de Weeks. Si on applique la méthode de Weeks pour notre cas d'étude d'un puits pompé qui pénètre totalement l'aquifère, les paramètres géométrique utilisés dans cette méthode seront : $d \approx 0$, $c \approx b$ et $a \approx b/2$ ce qui nous donne une valeur nulle de f_s , donc la différence de rabattement δs aussi sera nulle, on peut dire alors que la méthode de Weeks converge vers la méthode de Walton et le rabattement peut être exprimé par

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

Donc le rabattement dans l'aquifère semi-captif anisotrope est exprimé en fonction de la conductivité hydraulique horizontale. C'est ce qu'on a remarqué dans la comparaison entre les rabattements des modèles isotropes et anisotropes. Lorsqu'on fait varier la conductivité verticale, on observe des écarts de rabattements très petits, et des écarts de l'ordre de 1m lorsqu'on a varié la conductivité hydraulique horizontale.

V-3- Perméabilité des terrains stratifiés

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

s'estompe au fur et à mesure que le temps de pompage augmente. Par conséquent, plus la distance au puits est grande, moins l'effet de la stratification se fait sentir sur le rabattement, c'est ce qu'on va démontrer en application du logiciel SEEP/W dans le prochain paragraphe.

De nombreux sols sédimentaires sont constitués par des couches superposées de granulométries et de perméabilités variables. La perméabilité est parmi les propriétés des sols les plus sensibles à l'anisotropie.

Soit un terrain stratifié d'épaisseur H constitué de n couches horizontales d'épaisseur H_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-3-1- Cas d'un écoulement parallèle au plan de stratification

Soit k_h le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En exprimant 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 :

$$k_h = \frac{1}{H} \times \sum_{i=1}^{i=n} k_i \times H_i \quad [V-15]$$

V-3-2- Cas d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification

Soit k_v le coefficient de perméabilité du terrain fictif homogène.

En exprimant 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 :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{1}{H} \times \sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i} \quad \text{ou encore :} \quad k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{H_i}{k_i}} \quad [V-16]$$

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-3-3- Modèle équivalent homogène anisotrope

Le modèle équivalent homogène anisotrope est un modèle qui représente un autre modèle stratifié hétérogène anisotrope dans son ensemble, c.-à-d., chaque strate définie un milieu homogène isotrope.

Le calcul des perméabilités horizontale et verticale de l'aquifère du modèle équivalent est suivant les équations de la section (V-3-2).

V-4- Application SEEP/W

Dans cette section, on va comparer le modèle utilisé précédemment comme modèle équivalent, aux différents modèles stratifiés hétérogènes anisotropes qu'on va définir plus bas.

Puisque le modèle utilisé dans le chapitre IV, est d'un rayon R plus ou moins grand pour cette comparaison, on va réduire la longueur du modèle à 200 m.

On prend comme maillage des éléments carrés de 0,50 x 0,50 m pour tous les modèles. Et pour les conditions aux limites c'est les mêmes que celles prises dans le chapitre précédent.

Les paramètres hydrauliques des modèles sont élaborés de telle sorte que le modèle équivalent aura les paramètres suivants :

Aquifère : $K_h=1E-4$ m/s et $b=5$ m ; K_v =vari (à calculer à partir des K_v des strates) ;

Aquitard : $K_h= K_v=1E-7$ m/s et $b=3$ m, les même paramètres pour tous les modèles.

Pour les modèles hétérogènes stratifiés anisotrope (MHSA), on a pris plusieurs variantes de 2 à 5 strates horizontales homogène et isotrope. Figures V-9-a et V-9-b.

Cette étude est élaborée en deux cas, le premier étant donner une même teneur en eau des strates et l'aquifère équivalent, et le deuxième une différente teneur en eau de tel sort on a un même coefficient d'emmagasinement dans les strates et l'aquifère.

On trace ensuite les courbes de rabattement en fonction du log t (temps) en différents rayons de l'aquifère et à différentes positions de profondeur z.

Les tableaux V-2 et V-3 définissent les paramètres de chaque modèle MSHA et son modèle équivalent MEHA pour chacun des cas.

Dans les tableaux qui suivent les indices i et eq signifient respectivement, numéro de la strate et équivalent.

On a l'équation du coefficient d'emmagasinement :

$$S = m * \gamma * b \Leftrightarrow m = \frac{\Delta\theta}{\Delta u} \quad [V-17]$$

Donc pour le premier cas, on a $m_i = m_{eq} \Rightarrow$

$$\begin{aligned} S_{eq} &= m_{eq} * \gamma * b_{eq} \\ S_i &= m_i * \gamma * b_i \Leftrightarrow S_i = m_{eq} * \gamma * b_i \end{aligned}$$

Et pour le deuxième cas, on a $m_i \neq m_{eq}$ et $S_{eq} = S_i \Rightarrow$

$$\begin{aligned} S_{eq} &= m_{eq} * \gamma * b_{eq} \\ S_i &= m_i * \gamma * b_i \Leftrightarrow m_i = \frac{m_{eq} * b}{b_i} \end{aligned}$$

Les valeurs de la teneur en eau sont représentées dans les tableaux V-2-a et V-3-a pour le cas (A) et cas (B) respectivement.

Les Figures V-10, ..., 26, représentent les différentes courbes de rabattement $s(r,t)$, en fonction du logarithme du temps, $\log t$, pour les piézomètres situés à $r=3m, 5m, 10m, 20m, 40m, \text{ et } 60m$, a des profondeurs $z=0,1m, 0,2m, 0,5m, 0,7m, \text{ et } 0,9m$. Pour chaque modèle stratifié hétérogène anisotrope et son modèle équivalent homogène anisotrope.

Afin de discuter l'influence de la longueur de l'aquifère R et l'épaisseur b sur l'effet de stratification, on définit dix (10) modèles pour les cas à deux strates et à quatre strates et pour différentes longueurs et épaisseurs de l'aquifère.

On définit ces modèles dans le tableau V-4.

Les modèles où on a $b=5m$, les paramètres hydrauliques sont celles des modèles du tableau V-2, $(MSHA_{111}, MSHA_{112}, MSHA_{113}) \Rightarrow MSHA1$ et $(MSHA_{211}, MSHA_{212}, MSHA_{213}) \Rightarrow MSHA9$, les autres modèles et leurs paramètres géométriques et

hydrodynamiques sont présentés dans le tableau V-5 (page 81). Les courbes de teneur en eau pour ces modèles sont les mêmes que celles considérées dans le cas (A), (tableau V-2-a).

Les Figures V-27, ..., 34 représentent les différentes courbes de rabattements $s(r,t)$, en fonction du logarithme du temps, $\log t$, des modèles $MSHA_{ijk}$, pour les piézomètres situés à $r=3m, 5m, 10m, 20m, 40m$, et $60m$, à des profondeurs $z=0,1bm, 0,2bm, 0,5bm, 0,7bm$, et $0,9bm$.

On trace la distribution des rabattements s_{MEHA} et s_{MSHA} en fonction de la distance radiale r au temps $1,52E+2$ s, pour les modèles ayant la même épaisseur et une longueur variable et vice-versa. Les courbes de comparaisons sont présentées en Figures V-35, ..., 44.

V-5- Interprétation des résultats

Les courbes de rabattements des modèles équivalents sont superposées à différentes profondeurs pour chaque modèle MEHA, donc, on va comparer les courbes du modèle stratifié par rapport à ce dernier.

On remarque pour le premier cas (A), où on a une même valeur de teneur en eau des strates que l'aquifère équivalent, et pour tous les modèles stratifiés $MSHA-A_i$, que la forme des courbes et la pente de la partie rectiligne des courbes sont les mêmes que celles du modèle équivalent $MEHA-A_i$, lorsque le piézomètre est situé au niveau des strates ayant une conductivité hydraulique horizontale du même ordre de grandeur que l'équivalente ($1E-4m/s$). On a au moins une courbe du modèle stratifié qui coïncide avec la courbe du modèle équivalent.

Les rabattements des modèles stratifiés $MSHA-A_i$ sont supérieurs aux rabattements des modèles équivalents $MEHA-A_i$, lorsque la conductivité hydraulique horizontale des strates, K_{hi} , est inférieure à celle de l'équivalent, $K_{heq}=1E-4$ m/s, (ordre de grandeur de $1E-5$ m/s), et plus l'épaisseur de cette strate augmente, plus le rabattement augmente.

Les remarques précédentes, sont valables pour le deuxième cas (B), pour une teneur en eau différente des strates et de l'aquifère équivalent, sauf concernant les valeurs des rabattements, on remarque qu'on a une concordance de courbe, lorsque les courbes des modèles stratifiés atteignent la valeur maximale du rabattement, soit le régime permanent à un $t > 1,20E+5$ s ; donc on peut dire, que les courbes de rabattement ont la même forme mais pas les mêmes valeurs en régime transitoire.

On remarque pour le cas où on fait varier la longueur du modèle et pour une même épaisseur de l'aquifère, on trouve les mêmes courbes de rabattement à différents temps de pompage et à différentes profondeurs, avec un écart négligeable, et la valeur du rayon où l'effet de stratification ne fait pas sentir sur les rabattements, est la même pour tout ces modèles.

Par contre, à différentes épaisseurs de l'aquifère pour une même longueur du modèle, on remarque que l'effet de stratification diminue à partir de $r=30$ m si $b=4$ m, et il est de $r=24$ m si $b=3$ m. Donc, on peut généraliser et dire que l'effet de stratification dépend de l'épaisseur de l'aquifère, soit $8b$ (b étant l'épaisseur de l'aquifère).

Tableau V-1 : Paramètres hydrauliques des modèles numériques isotrope et anisotrope MI_{hi} , MA_{hi} , MI_{vi} , MA_{vi}

		Modèle Isotrope MI_h		Modèle Anisotrope MA_h		
		$K_h(m/s)$		$K_h(m/s)$	$K_v(m/s)$	R_K
Cas 1	MI_{h1}	1,00E-03	MA_{h1}	1,00E-03	1,00E-04	10
			MA_{h2}	1,00E-03	1,00E-05	100
			MA_{h3}	1,00E-03	5,00E-06	200
			MA_{h4}	1,00E-03	2,00E-06	500
			MA_{h5}	1,00E-03	1,00E-06	1000
		Modèle Isotrope MI_v		Modèle Anisotrope MA_v		
Cas 2	MI_{v1}	1,00E-04	MA_{v1}	1,00E-04	1,00E-05	10
	MI_{v2}	1,00E-03	MA_{v2}	1,00E-03	1,00E-05	100
	MI_{v3}	2,00E-03	MA_{v3}	2,00E-03	1,00E-05	200
	MI_{v4}	5,00E-03	MA_{v4}	5,00E-03	1,00E-05	500
	MI_{v5}	1,00E-02	MA_{v5}	1,00E-02	1,00E-05	1000

Tableau V-2 : Paramètres hydrauliques des modèles numériques MSHA_i, MEHA_i dans le cas 1 : m_i=m_{eq}

Modèle Numérique Stratifié Hétérogène Anisotrope MSHA _i							Modèle Numérique Equivalent Homogène Anisotrope MEHA _i					
b _i (m)		K _i (m/s)			Coefficient d'emmagasinement S			b _{eq} (m)	K _{heq} (m/s)	K _{veq} (m/s)	R _k	
					m _i =m _{eq}	S _i	S					
MSHA₁							MEHA₁					
b ₁	2,5	K ₁	1,900E-04	1,8	1,00E-05	2,45E-04	4,905E-04	5	1,00E-04	1,900E-05	5,26E+00	
b ₂	2,5	K ₂	1,000E-05		1,00E-05	2,45E-04						
MSHA₂							MEHA₂					
b ₁	3	K ₁	1,000E-05	2,25	1,00E-05	2,94E-04	4,905E-04	5	1,00E-04	1,621E-05	6,17E+00	
b ₂	2	K ₂	2,350E-04		1,00E-05	1,96E-04						
MSHA₃							MEHA₃					
b ₁	3	K ₁	1,600E-04	1,5	1,00E-05	2,94E-04	4,905E-04	5	1,00E-04	1,621E-05	6,17E+00	
b ₂	2	K ₂	1,000E-05		1,00E-05	1,96E-04						
MSHA₄							MEHA₄					
b ₁	2	K ₁	2,350E-04	2,25	1,00E-05	1,96E-04	4,905E-04	5	1,00E-04	1,621E-05	6,17E+00	
b ₂	3	K ₂	1,000E-05		1,00E-05	2,94E-04						
MSHA₅							MEHA₅					
b ₁	1	K ₁	1,000E-05	1,2	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04	5	1,00E-04	3,768E-05	2,65E+00	
b ₂	3	K ₂	1,200E-04		1,00E-05	2,94E-04						
b ₃	1	K ₃	1,300E-04		1,00E-05	9,81E-05						
MSHA₆							MEHA₆					
b ₁	1	K ₁	1,300E-04	1,2	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04	5	1,00E-04	3,768E-05	2,65E+00	
b ₂	3	K ₂	1,200E-04		1,00E-05	2,94E-04						
b ₃	1	K ₃	1,000E-05		1,00E-05	9,81E-05						

Tableau V-2 (suite) :

Modèle Numérique Stratifié Hétérogène Anisotrope MSHA _i							Modèle Numérique Equivalent Homogène Anisotrope MEHA _i					
b _i (m)		K _i (m/s)			Coefficient d'emmagasinement S			b _{eq} (m)	K _{heq} (m/s)	K _{veq} (m/s)	R _k	
					m _i =m _{eq}	S _i	S					
MSHA₇							MEHA₇					
b ₁	1	K ₁	4,408E-04	4,18	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04	5	1,00E-04	1,693E-05	5,91E+00	
b ₂	1	K ₂	2,320E-05		1,00E-05	9,81E-05						
b ₃	3	K ₃	1,200E-05		1,00E-05	2,94E-04						
MSHA₈							MEHA₈					
b ₁	1	K ₁	4,000E-05	2,76	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04		1,00E-04	3,874E-05	2,58E+00	
b ₂	1	K ₂	3,160E-04		1,00E-05	9,81E-05						
b ₃	1	K ₃	1,000E-04		1,00E-05	9,81E-05						
b ₄	2	K ₄	2,200E-05		1,00E-05	1,96E-04						
MSHA₉							MEHA₉					
b ₁	1	K ₁	1,000E-05	1,58	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04	5	1,00E-04	2,283E-05	4,38E+00	
b ₂	0,5	K ₂	1,200E-04		1,00E-05	4,91E-05						
b ₃	2,5	K ₃	1,680E-04		1,00E-05	2,45E-04						
b ₄	1	K ₄	1,000E-05		1,00E-05	9,81E-05						
MSHA₁₀							MEHA₁₀					
b ₁	0,5	K ₁	6,000E-05	0,9	1,00E-05	4,91E-05	4,905E-04	5	1,000E-04	7,618E-05	1,31E+00	
b ₂	1	K ₂	4,500E-05		1,00E-05	9,81E-05						
b ₃	1	K ₃	5,500E-05		1,00E-05	9,81E-05						
b ₄	1	K ₄	1,450E-04		1,00E-05	9,81E-05						
b ₅	1,5	K ₅	1,500E-04		1,00E-05	1,47E-04						

Tableau V-2 (suite) :

Modèle Numérique Stratifié Hétérogène Anisotrope MSHA _i							Modèle Numérique Equivalent Homogène Anisotrope MEHA _i				
b _i (m)		K _i (m/s)		Coefficient d'emménagement S			b _{eq} (m)	K _{heq} (m/s)	K _{veq} (m/s)	R _k	
				m _i =m _{eq}	S _i	S					
MSHA₁₁							MEHA₁₁				
b₁	1	K₁	3,500E-05	1	1,00E-05	9,81E-05	4,905E-04	5	1,00E-04	7,275E-05	1,37E+00
b₂	0,5	K₂	4,000E-05		1,00E-05	4,91E-05					
b₃	2	K₃	1,200E-04		1,00E-05	1,96E-04					
b₄	0,5	K₄	1,300E-04		1,00E-05	4,91E-05					
b₅	1	K₅	1,400E-04		1,00E-05	9,81E-05					
MSHA₁₂							MEHA₁₂				
b₁	1,5	K₁	1,500E-04	0,9	1,00E-05	1,47E-04	4,905E-04	5	1,00E-04	7,618E-05	1,31E+00
b₂	1	K₂	1,450E-04		1,00E-05	9,81E-05					
b₃	0,5	K₃	6,000E-05		1,00E-05	4,91E-05					
b₄	1	K₄	5,500E-05		1,00E-05	9,81E-05					
b₅	1	K₅	4,500E-05		1,00E-05	9,81E-05					

Tableau V-2-a: Valeurs de la teneur en eau pour les modèles du cas 1 : m_i=m_{eq}

Modèles	#	Pression(u) (N/m ²)	Teneur en eau volumique (θ)
MEHA_{1,2,...,12}	1	0.0000e+000	3.4700e-001
	2	1.0000e+001	3.4710e-001
MSHA_{1,2,...,12}	3	2.0000e+001	3.4720e-001

Tableau V-3 : Paramètres hydrauliques des modèles numériques MSHA_i, MEHA_i dans le cas 2 : S_i=S_{eq}

Modèle Numérique Stratifié Hétérogène Anisotrope MSHA _i							Modèle Numérique Equivalent Homogène Anisotrope MEHA _i					
b _i (m)		K _i (m/s)		Coefficient d'emmagasinement S			b _{eq} (m)	K _{heq} (m/s)	K _{veq} (m/s)	R _k		
				m _i	S _i =S _{eq}	m _{eq}						
MSHA₁							MEHA₁					
b ₁	2,5	K ₁	1,900E-04	1,8	2,00E-05	4,905E-04	1,00E-05	5	1,00E-04	1,900E-05	5,26E+00	
b ₂	2,5	K ₂	1,000E-05		2,00E-05	4,905E-04						
MSHA₂							MEHA₂					
b ₁	3	K ₁	1,000E-05	2,25	1,67E-05	4,905E-04	1,00E-05	5	1,00E-04	1,621E-05	6,17E+00	
b ₂	2	K ₂	2,350E-04		2,50E-05	4,905E-04						
MSHA₅							MEHA₅					
b ₁	1	K ₁	1,000E-05	1,2	5,00E-05	4,905E-04	1,00E-05	5	1,00E-04	3,768E-05	2,65E+00	
b ₂	3	K ₂	1,200E-04		1,67E-05	4,905E-04						
b ₃	1	K ₃	1,300E-04		5,00E-05	4,905E-04						
MSHA₉							MEHA₉					
b ₁	1	K ₁	1,000E-05	1,58	5,00E-05	4,905E-04	1,00E-05	5	1,00E-04	2,283E-05	4,38E+00	
b ₂	0,5	K ₂	1,200E-04		1,00E-04	4,905E-04						
b ₃	2,5	K ₃	1,680E-04		2,00E-05	4,905E-04						
b ₄	1	K ₄	1,000E-05		5,00E-05	4,905E-04						
MSHA₁₂							MEHA₁₂					
b ₁	1,5	K ₁	1,500E-04	0,9	3,33E-05	4,905E-04	1,00E-05	5	1,00E-04	7,618E-05	1,31E+00	
b ₂	1	K ₂	1,450E-04		5,00E-05	4,905E-04						
b ₃	0,5	K ₃	6,000E-05		1,00E-04	4,905E-04						
b ₄	1	K ₄	5,500E-05		5,00E-05	4,905E-04						
b ₅	1	K ₅	4,500E-05		5,00E-05	4,905E-04						

Tableau V- 3-a: Valeurs de la teneur en eau pour les modèles du cas 2 : $S_i=S_{eq}$

Modèles	Strate _j	#	Pression(u) (N/m ²)	Teneur en eau volumique (θ)
MEHA _{1,2,5,9,12}	-	1	0.0000e+000	3.4700e-001
		2	1.0000e+001	3.4710e-001
		3	2.0000e+001	3.4720e-001
MSHA ₁	strate1	1	0.0000e+000	3.4700e-001
		2	1.0000e+001	3.4720e-001
		3	2.0000e+001	3.4740e-001
	strate2	1	0.0000e+000	3.3400e-001
		2	1.0000e+001	3.3420e-001
		3	2.0000e+001	3.3440e-001
MSHA ₂	strate1	1	0.0000e+000	3.1030e-001
		2	1.0000e+001	3.1047e-001
		3	2.0000e+001	3.1063e-001
	strate2	1	0.0000e+000	3.4300e-001
		2	1.0000e+001	3.4325e-001
		3	2.0000e+001	3.4350e-001
MSHA ₅	strate1	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001
	strate2	1	0.0000e+000	3.1030e-001
		2	1.0000e+001	3.1047e-001
		3	2.0000e+001	3.1063e-001
	strate3	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001
MSHA ₉	strate1	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001
	strate2	1	0.0000e+000	3.5600e-001
		2	1.0000e+001	3.5700e-001
		3	2.0000e+001	3.5800e-001
	strate3	1	0.0000e+000	3.4700e-001
		2	1.0000e+001	3.4720e-001
		3	2.0000e+001	3.4740e-001
	strate4	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001

Tableau V- 3-a (suite) :

MSHA₁₂	strate1	1	0.0000e+000	2.2030e-001
		2	1.0000e+001	2.2063e-001
		3	2.0000e+001	2.2097e-001
	strate2	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001
	strate3	1	0.0000e+000	3.5600e-001
		2	1.0000e+001	3.5700e-001
		3	2.0000e+001	3.5800e-001
	strate4	1	0.0000e+000	3.3800e-001
		2	1.0000e+001	3.3850e-001
		3	2.0000e+001	3.3900e-001
	strate5	1	0.0000e+000	3.2800e-001
		2	1.0000e+001	3.2850e-001
		3	2.0000e+001	3.2900e-001

Tableau V-4 : Définition des modèles numériques MSHA_{ijk}, MEHA_{ijk}.

i: N° du modèle

j: variante sur b du modèle i

k: variante sur R du modèle i

b(m)	j
5	1
4	2
3	3

i	b=5 m	R	MSHA _{ijk}
1(2 strates)	1	1	MSHA ₁₁₁
		2	MSHA ₁₁₂
		3	MSHA ₁₁₃
2(4 strates)	1	1	MSHA ₂₁₁
		2	MSHA ₂₁₂
		3	MSHA ₂₁₃

R	k
200 m	1
300 m	2
450 m	3

i	b	R=200 m	MSHA _{ijk}
1(2 strates)	1	1	MSHA ₁₁₁
	2		MSHA ₁₂₁
	3		MSHA ₁₃₁
2(4 strates)	1	1	MSHA ₂₁₁
	2		MSHA ₂₂₁
	3		MSHA ₂₃₁

Tableau V-5 : Paramètres hydrauliques des modèles numériques MSHA_{ijk}, MEHA_{ijk}.

Modèle Numérique Stratifié Hétérogène Anisotrope MSHA _{ijk}				Modèle Numérique Equivalent Homogène Anisotrope MEHA _{ijk}			
b _i (m)		K _i (m/s)		b _{eq} (m)	K _{heq} (m/s)	K _{veq} (m/s)	R _k
MSHA ₁₂₁				MEHA ₁₂₁			
b1	2	K1	1,890E-04	4	1,00E-04	1,621E-05	6,17E+00
b2	2	K2	1,100E-05				
MSHA ₁₃₁				MEHA ₁₃₁			
b1	1,5	K1	1,900E-04	3	1,00E-04	1,900E-05	5,26E+00
b2	1,5	K2	1,000E-05				
MSHA ₂₂₁				MEHA ₂₂₁			
b1	1	K1	4,000E-05	4	1,00E-04	4,4869E-05	2,23E+00
b2	1	K2	2,410E-04				
b3	1	K3	1,000E-04				
b4	1	K4	2,000E-05				
MSHA ₂₃₁				MEHA ₂₃₁			
b1	0,5	K1	4,000E-05	3	1,00E-04	4,314E-05	2,32E+00
b2	1	K2	2,200E-05				
b3	1	K3	1,000E-04				
b4	0,5	K4	3,160E-04				

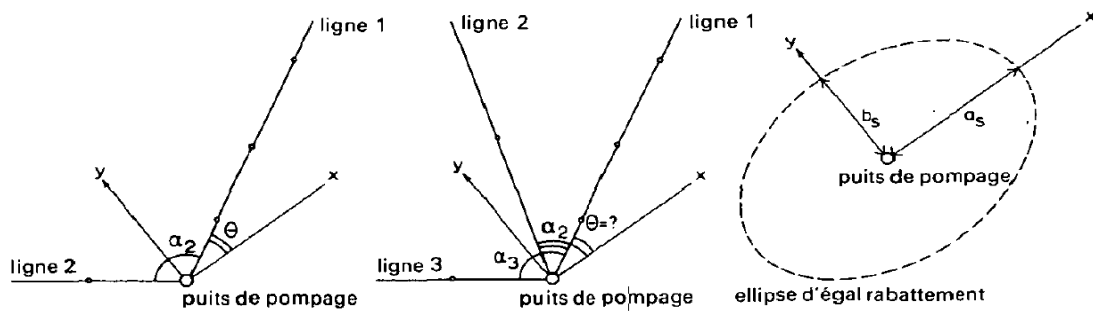


Figure V-1- Illustration schématique des paramètres de la méthode de Hantush pour un aquifère anisotrope. a : directions principales d'anisotropie connues. b : direction principales d'anisotropie inconnues. c : ellipse d'égal rabattement.

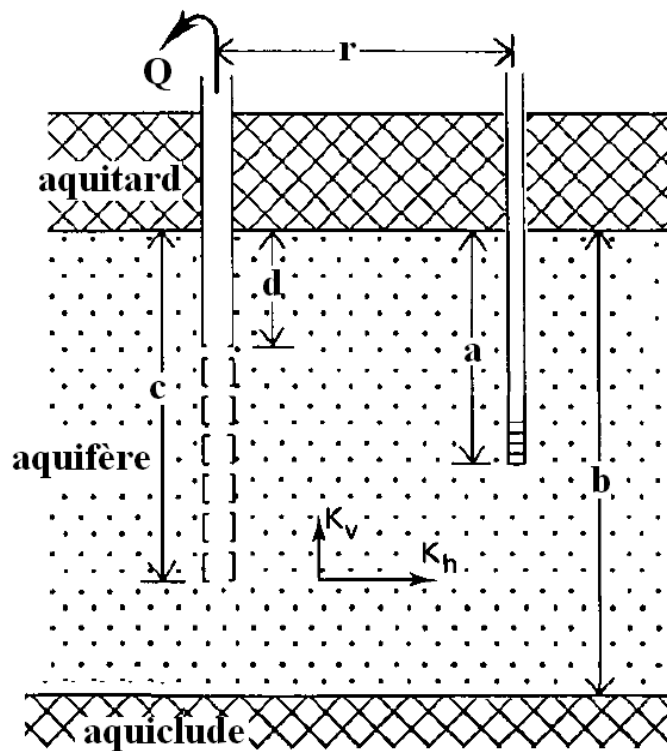


Figure V-2- Paramètres utilisés dans la méthode de Weeks.

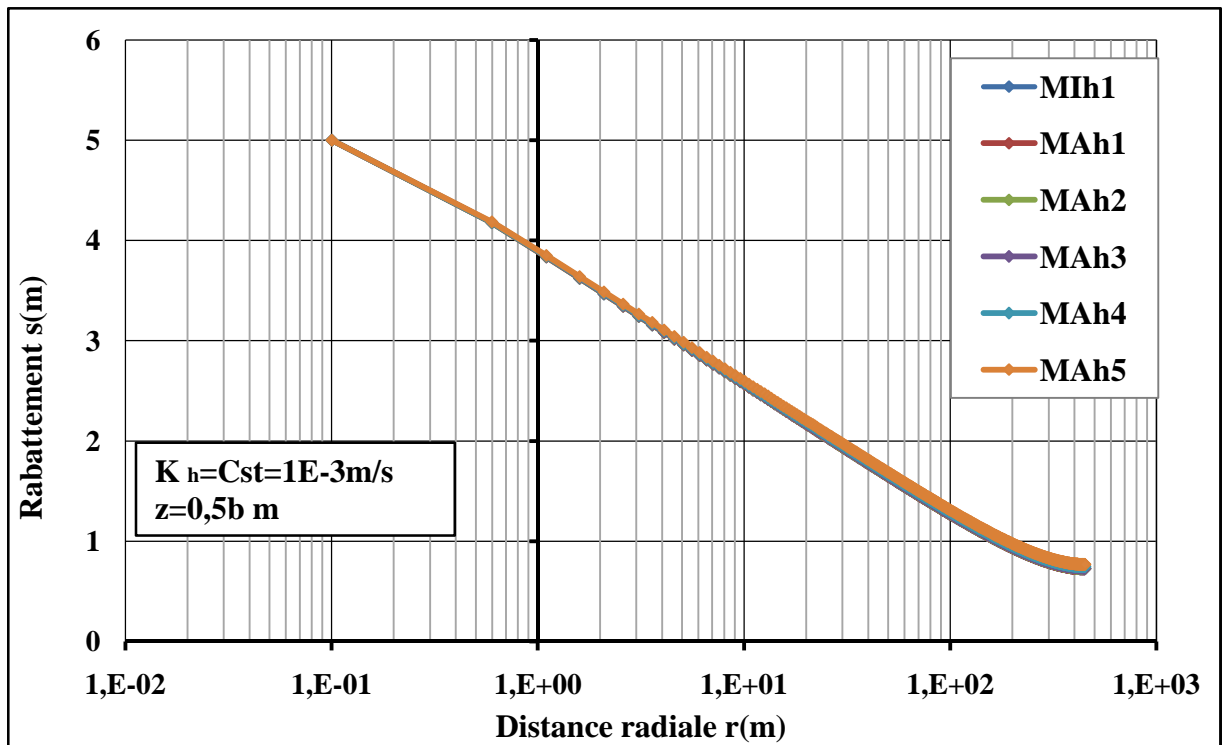


Figure V-3: Distributions du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale, comparaison entre cas isotrope et différents cas anisotrope. $K_h = cst$. Régime permanent.

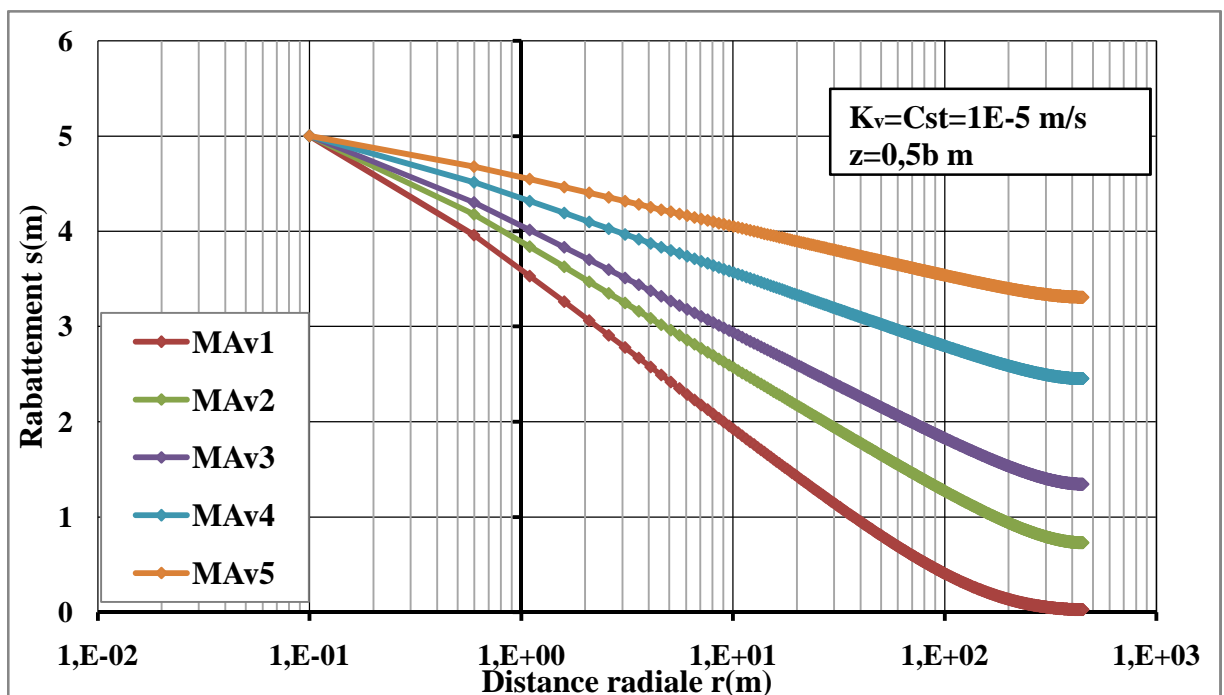


Figure V-4 : Distributions du rabattement en fonction du logarithme de la distance radiale, comparaison entre cas isotrope et différents cas anisotrope. $K_v = cst$. Régime permanent.

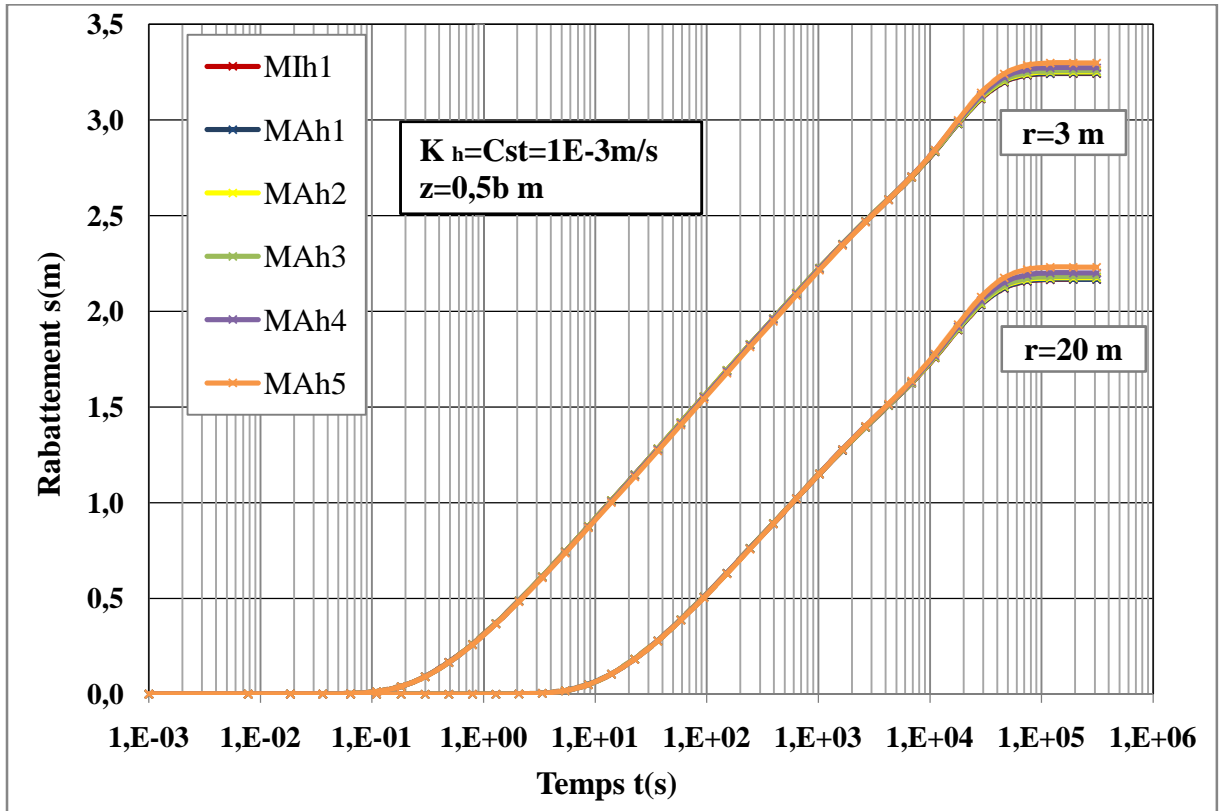
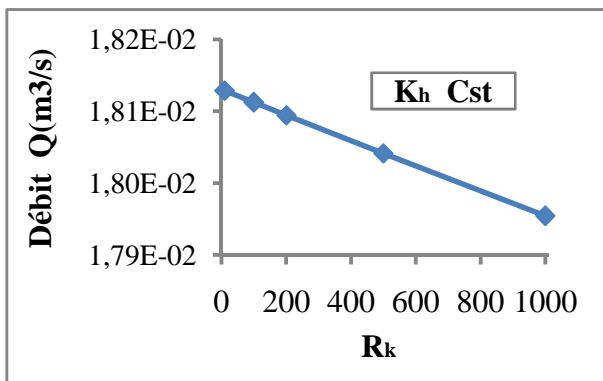
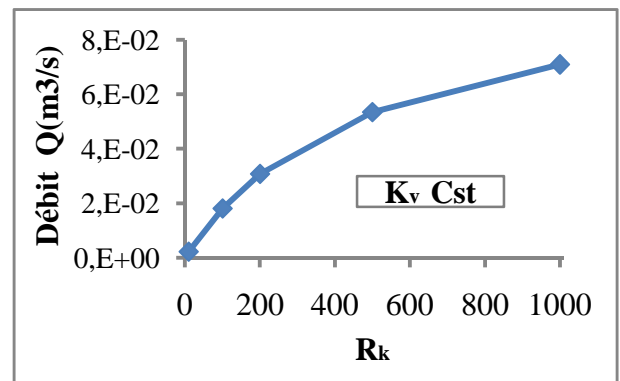


Figure V-5 : Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour différentes distance radiale. Régime transitoire.



-a-



-b-

Figure V-6: Distributions du débit en fonction de R_k .

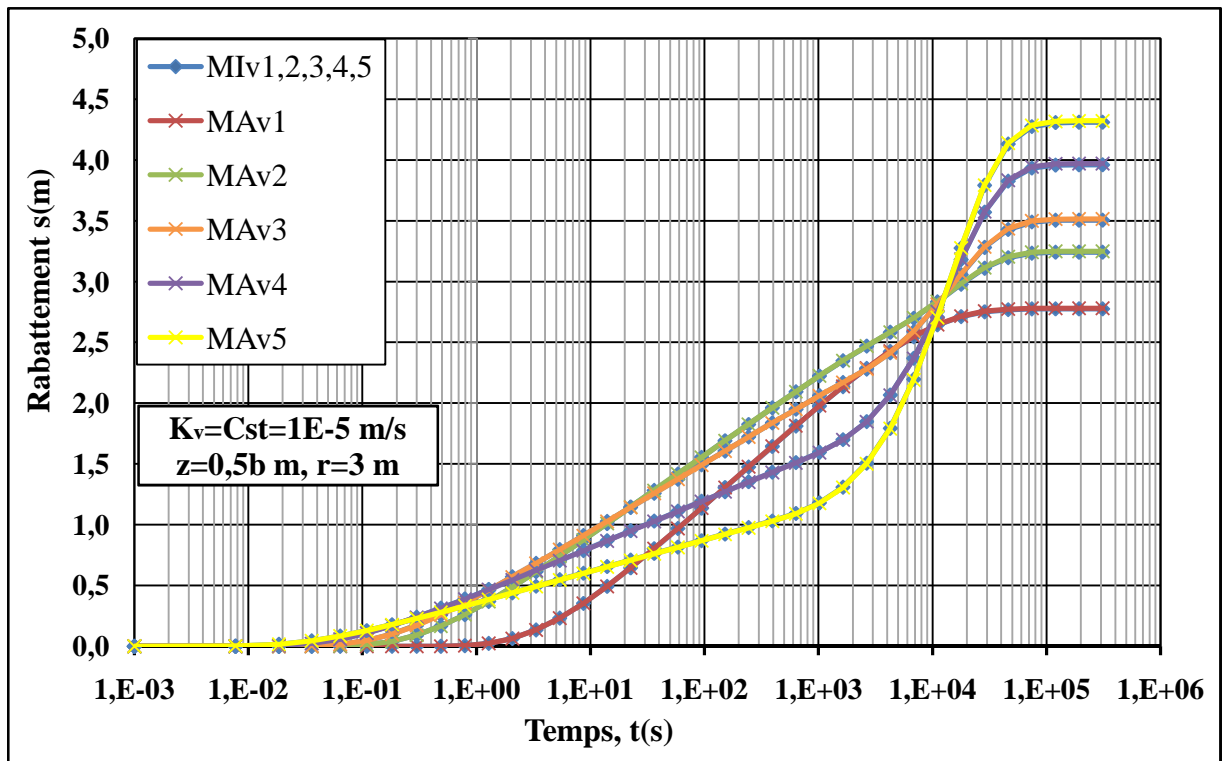


Figure V-7 : Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour une distance radiale $r=3 \text{ m}$. Régime transitoire.

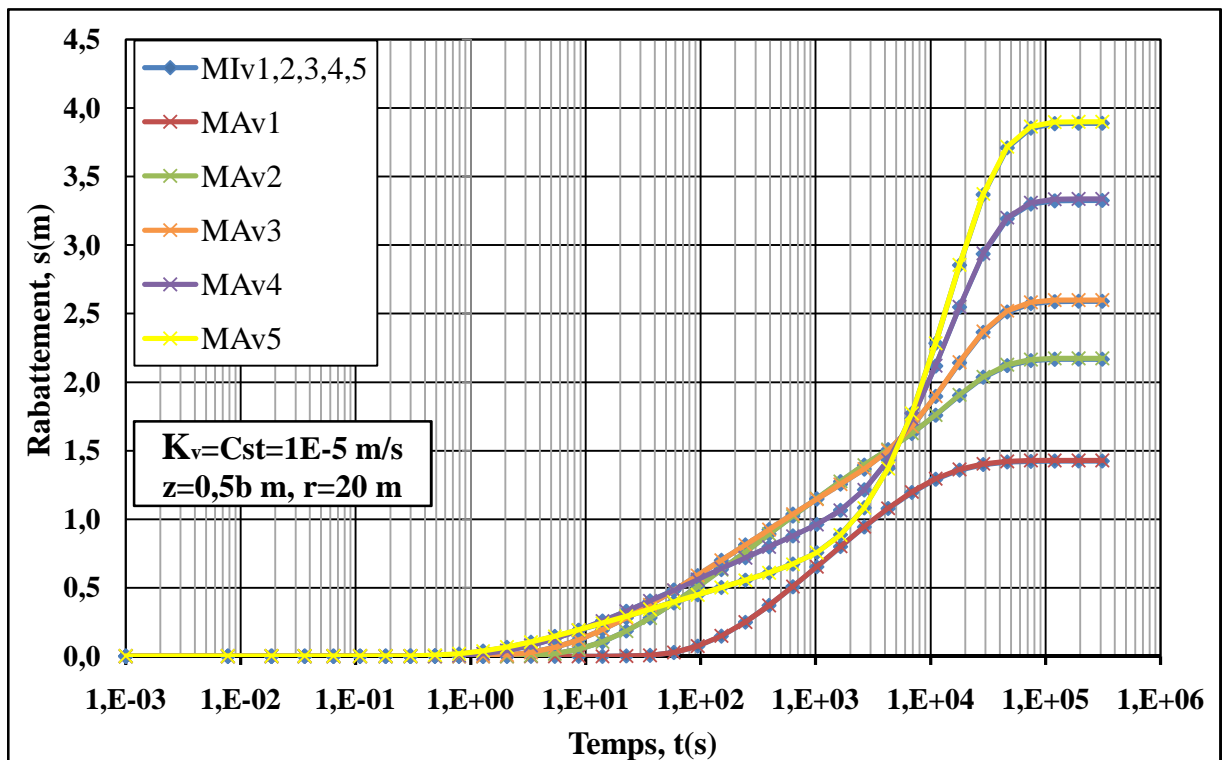


Figure V-8 : Comparaisons des rabattements en fonction du logt, entre cas isotrope et anisotrope pour une distance radiale $r=20 \text{ m}$. Régime transitoire.

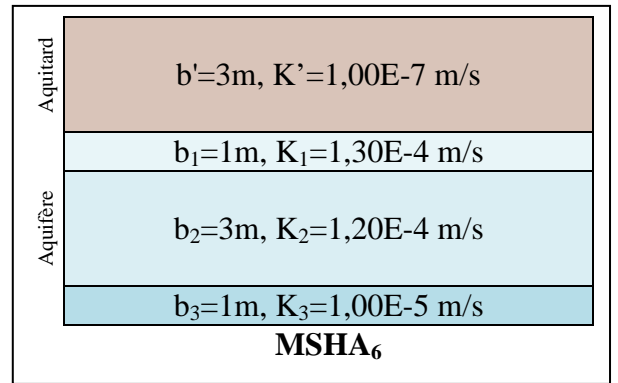
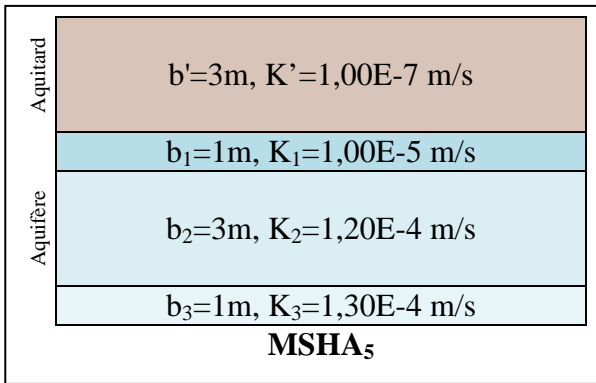
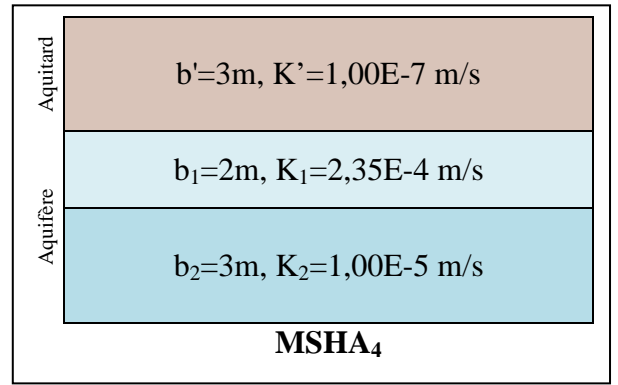
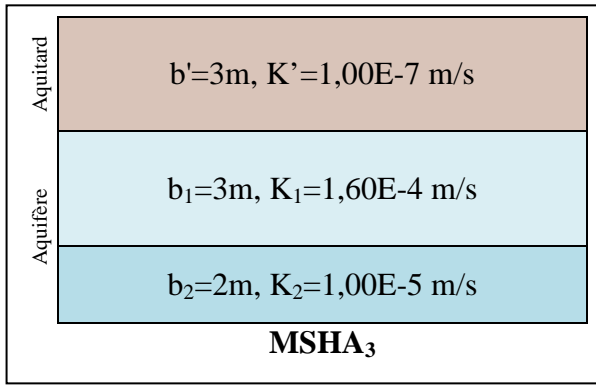
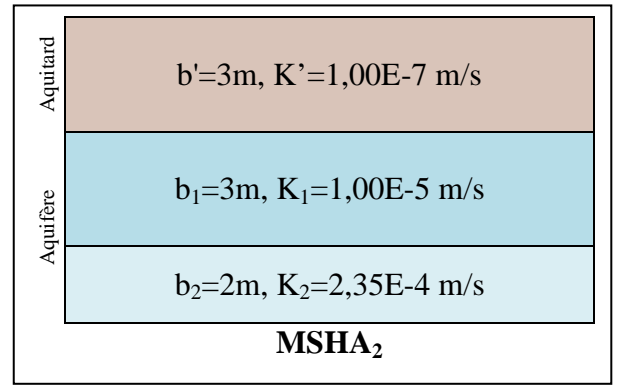
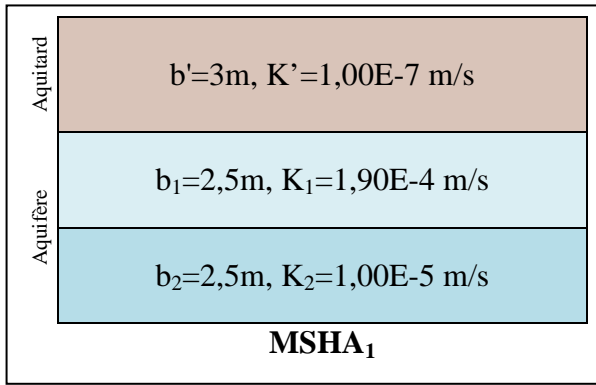


Figure V-9-a : Représentation des différents modèles stratifiés hétérogènes anisotropes MSHA₁₋₆.

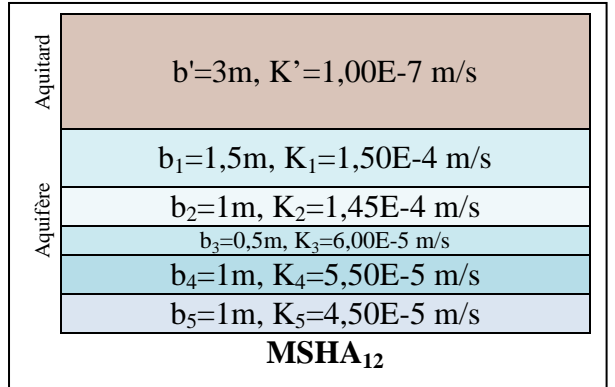
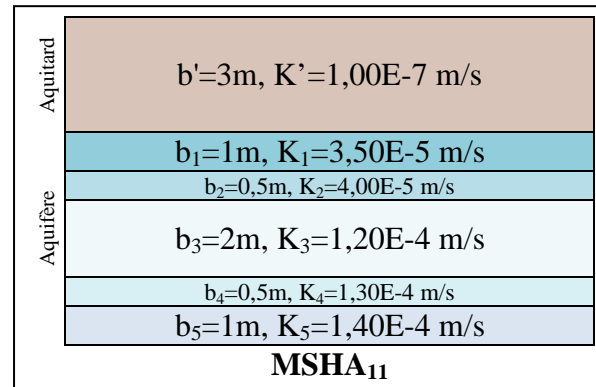
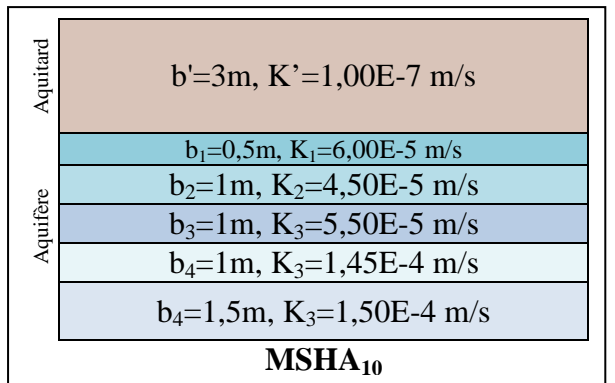
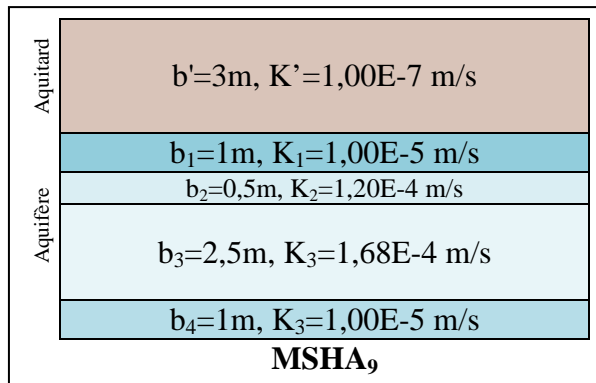
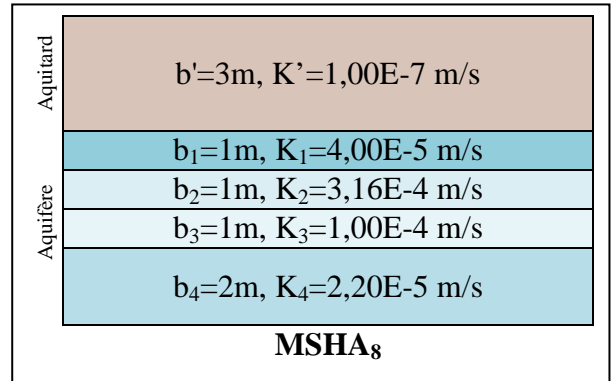
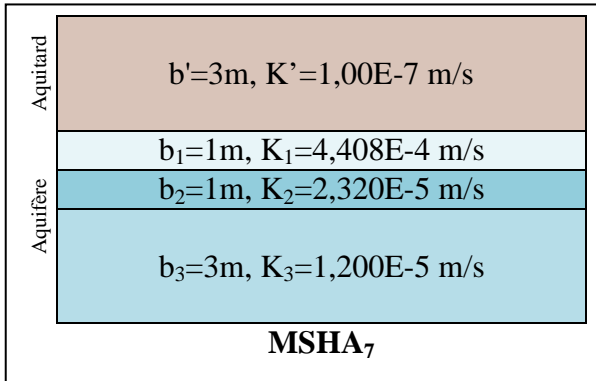


Figure V-9-b : Représentation des différents modèles stratifiés hétérogènes anisotropes MSHA₇₋₁₂

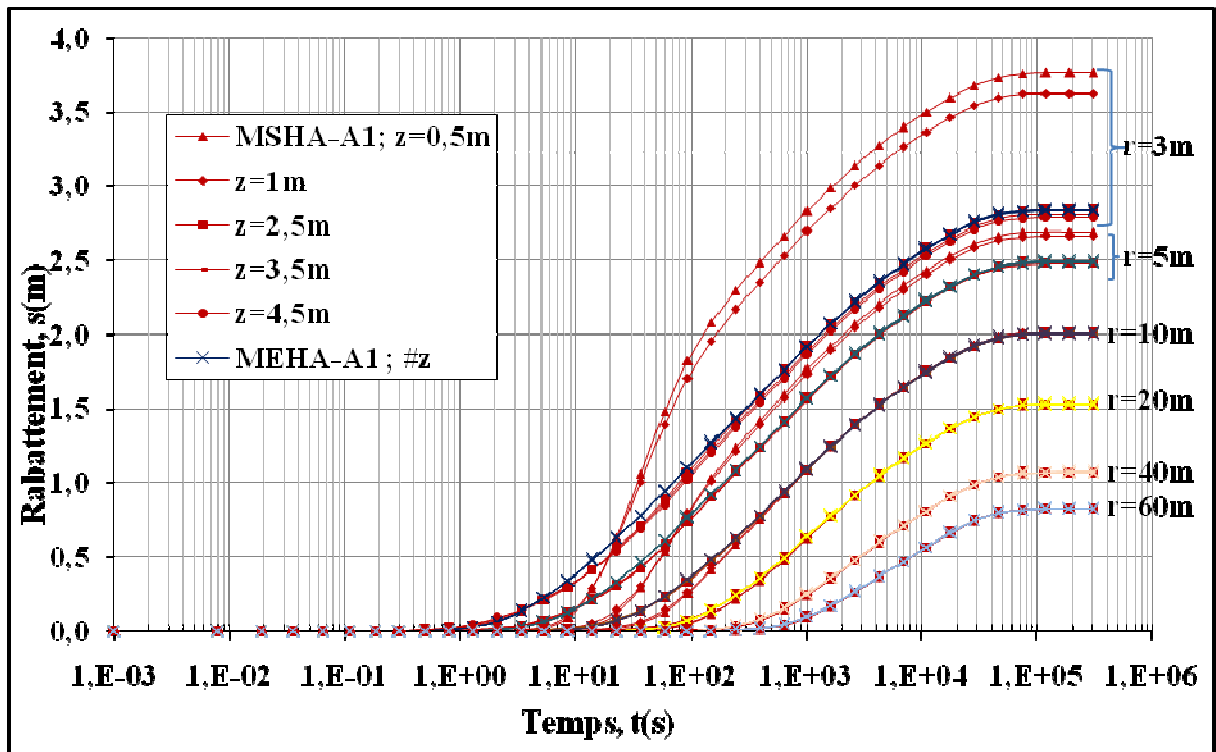


Figure V-10 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A1 et MEHA-A1.

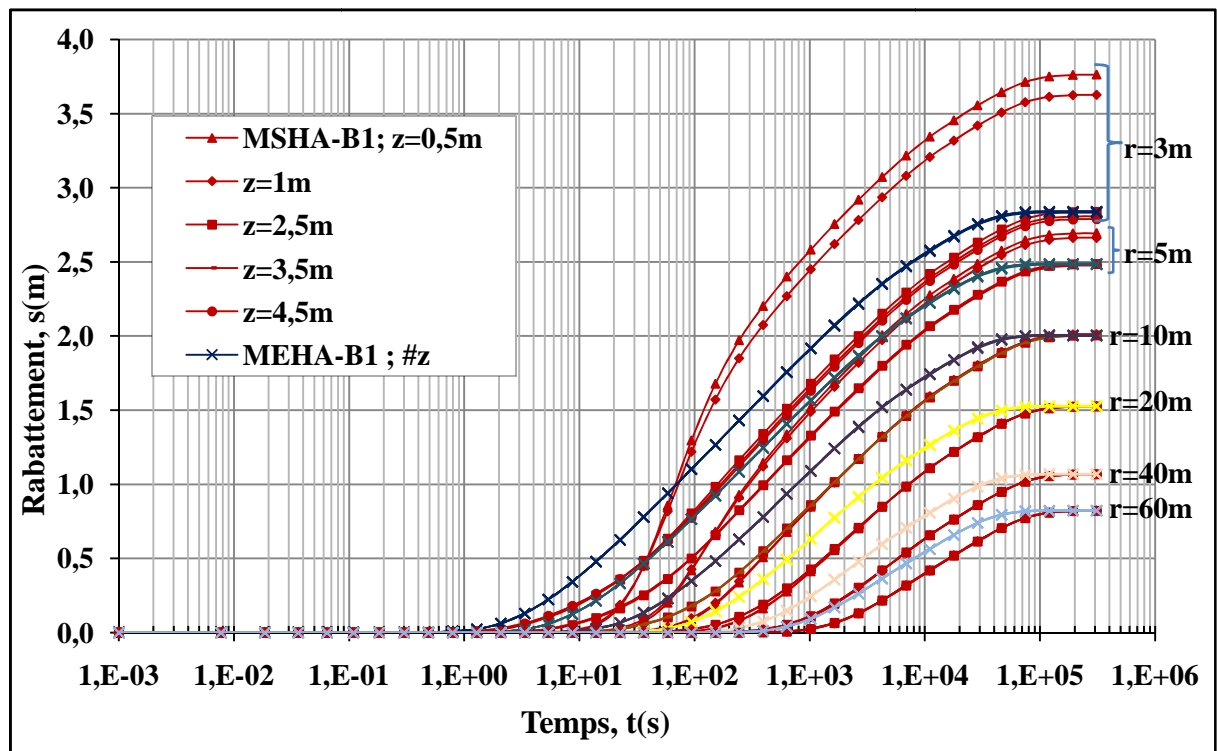


Figure V-11 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B1 et MEHA-B1.

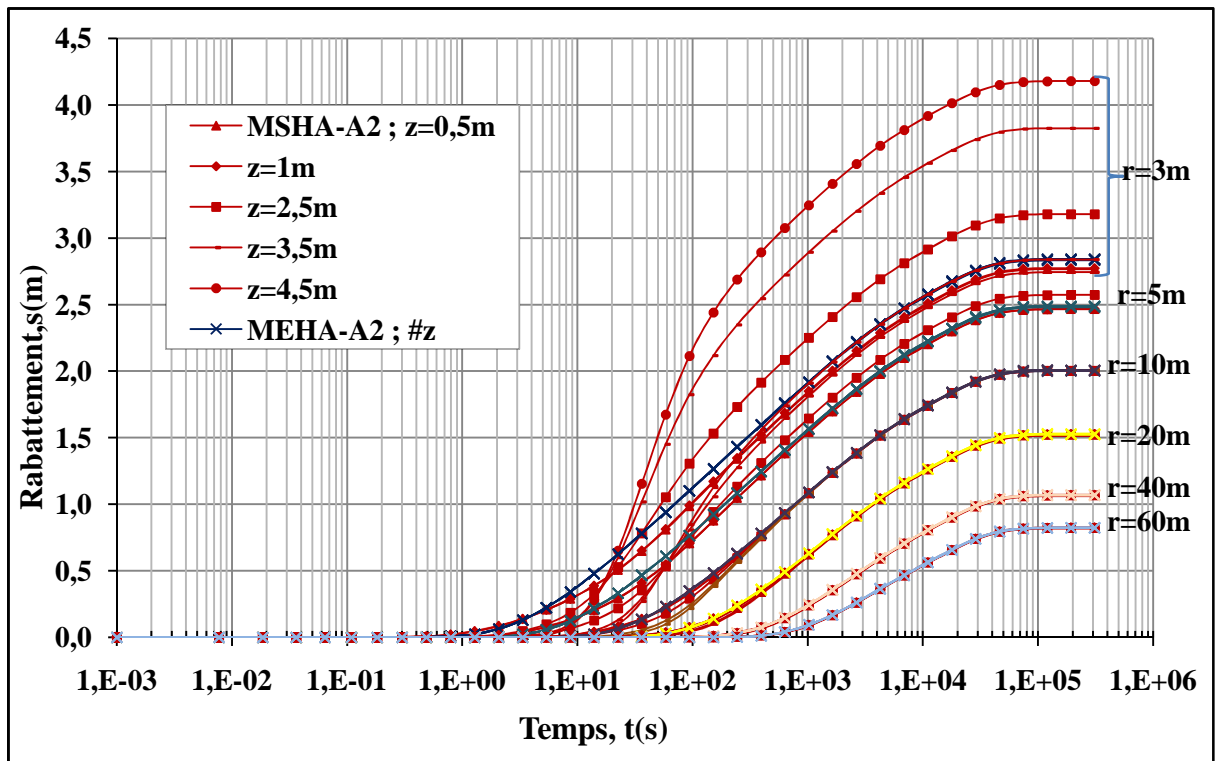


Figure V-12 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A2 et MEHA-A2.

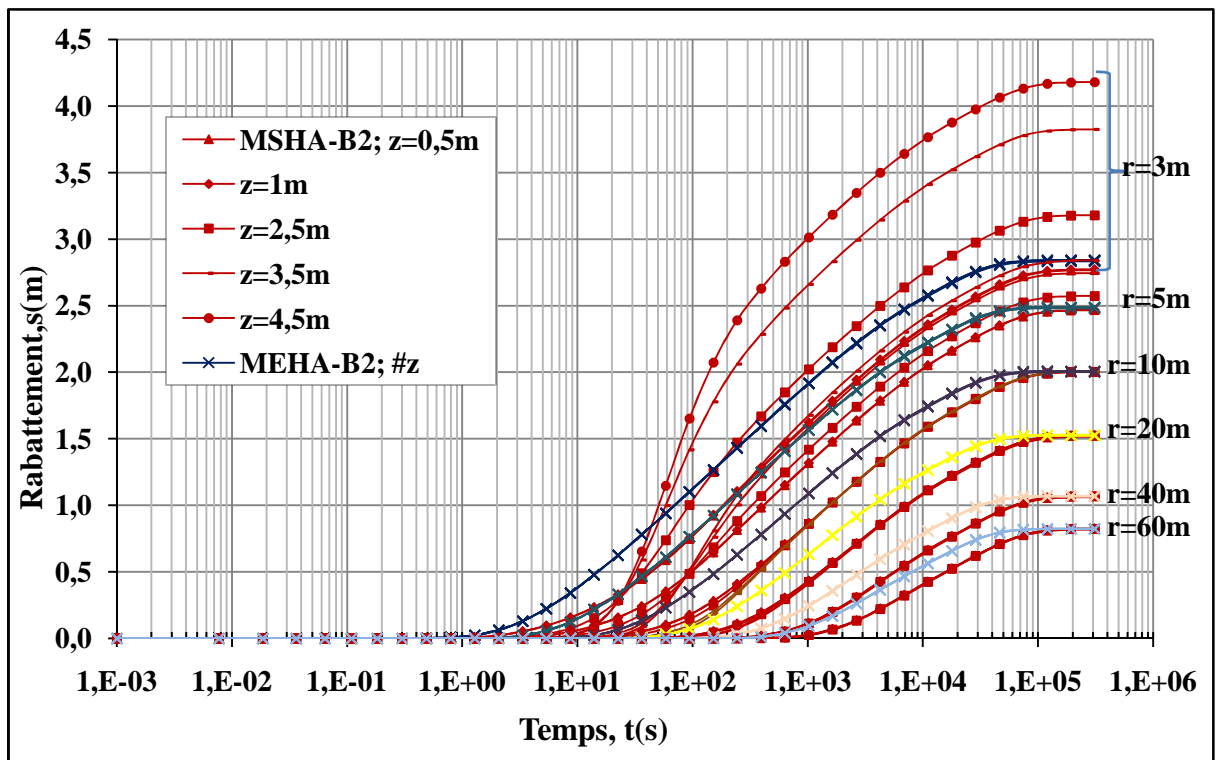


Figure V-13 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B2 et MEHA-B2.

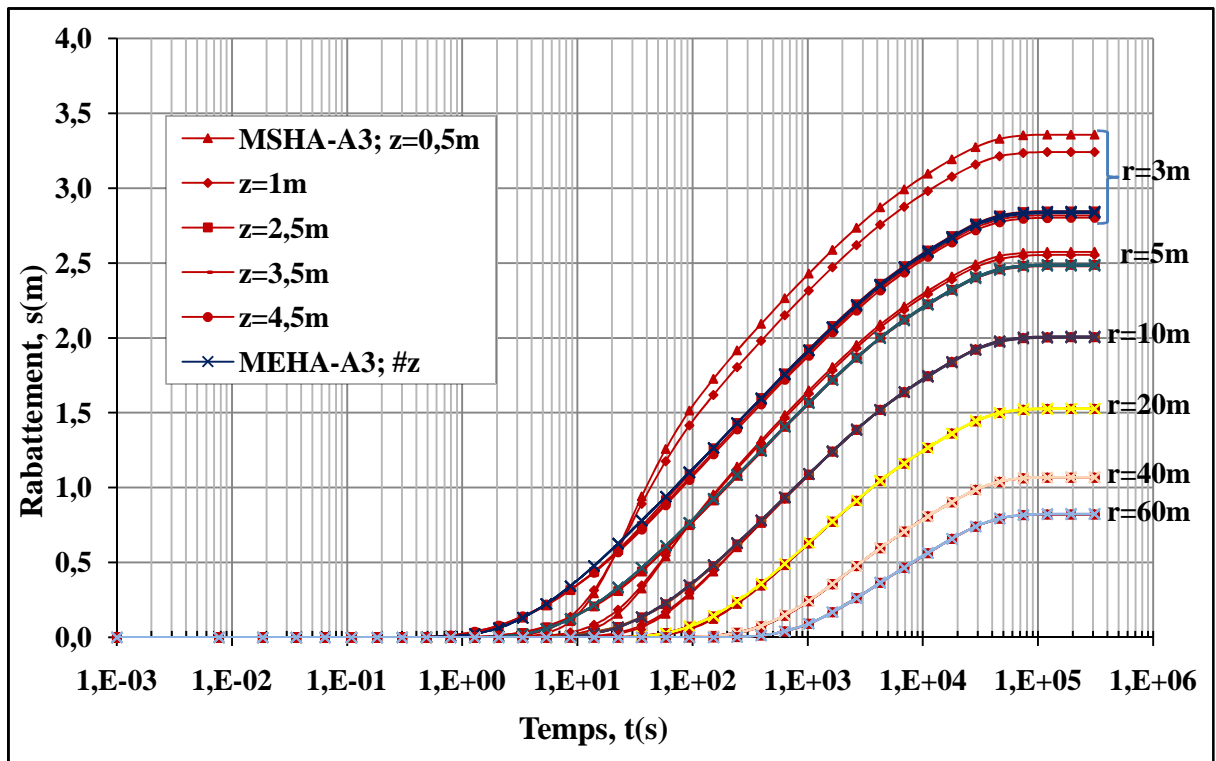


Figure V-14 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A3 et MEHA-A3.

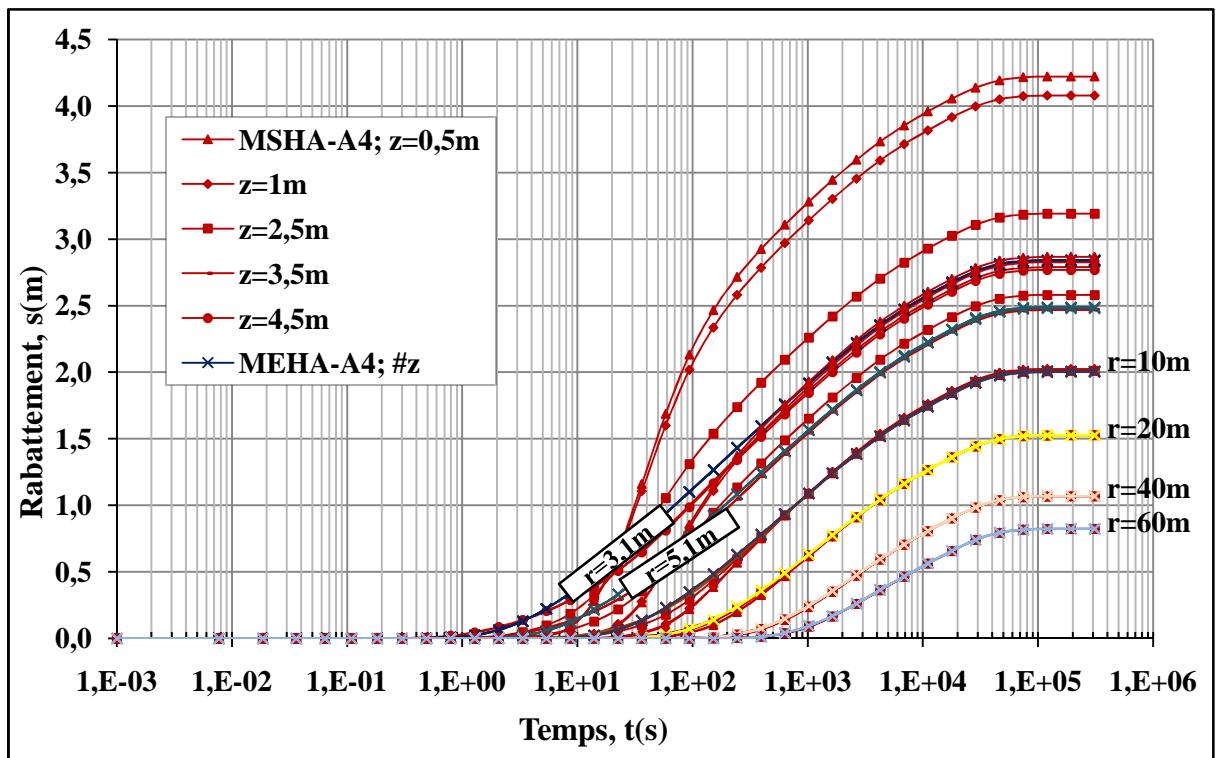


Figure V-15 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A4 et MEHA-A4.

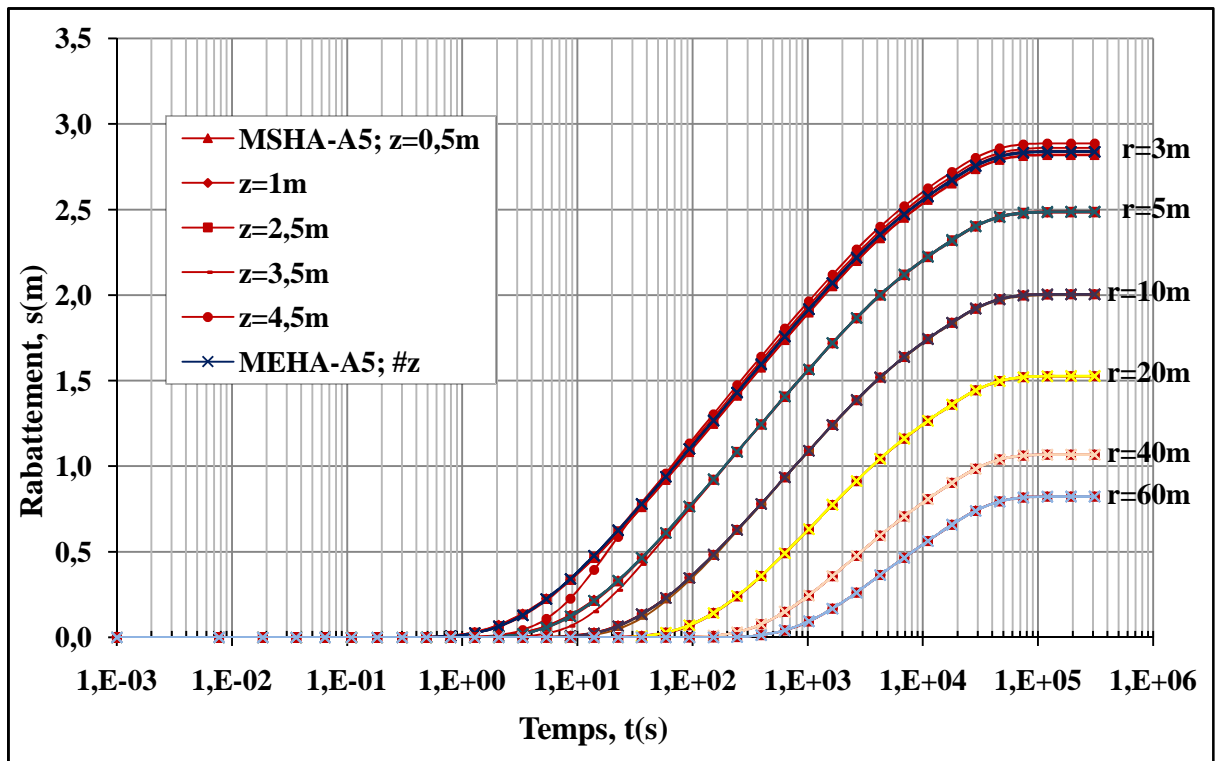


Figure V-16 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A5 et MEHA-A5.

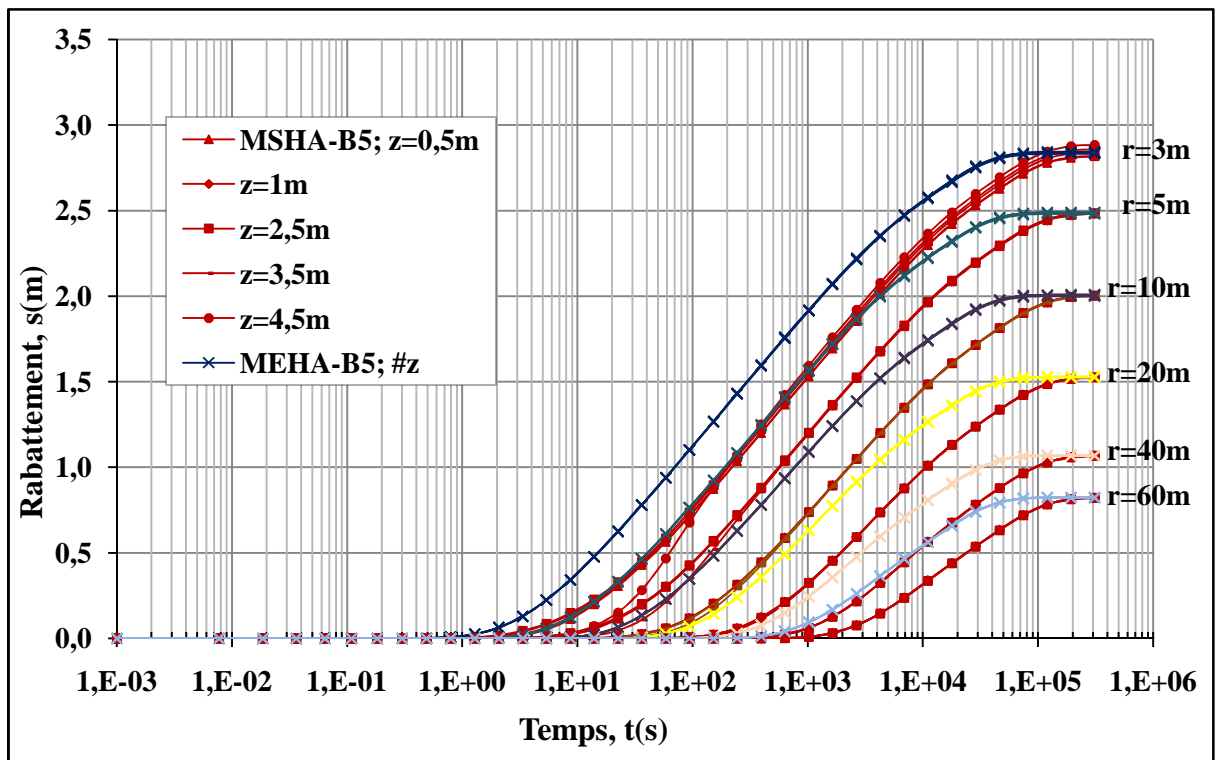


Figure V-17 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B5 et MEHA-B5.

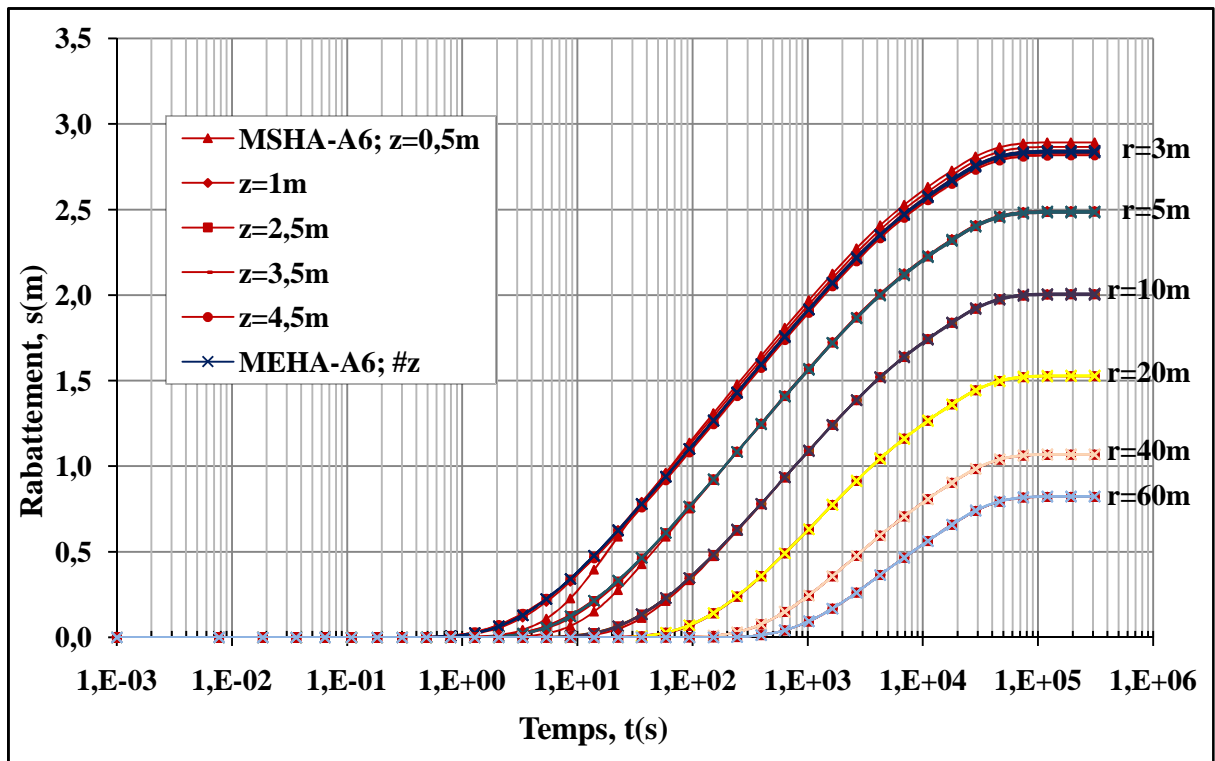


Figure V-18 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A6 et MEHA-A6.

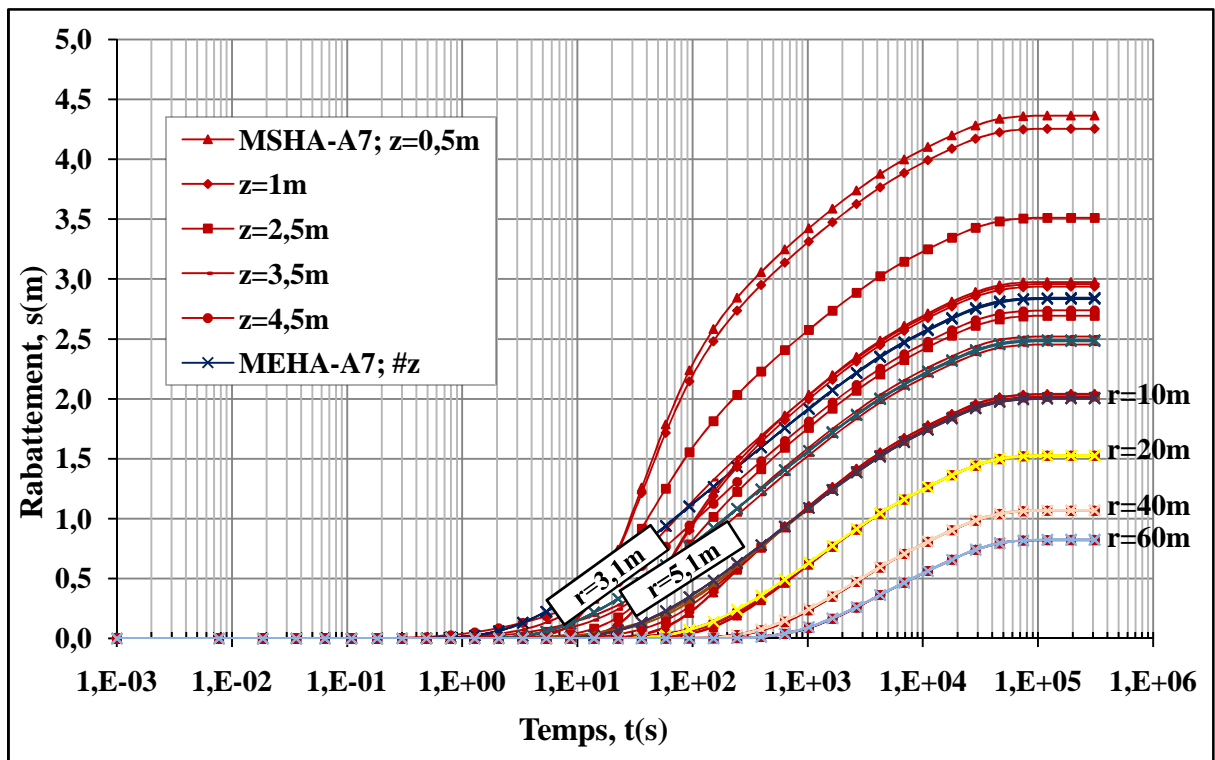


Figure V-19 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A7 et MEHA-A7.

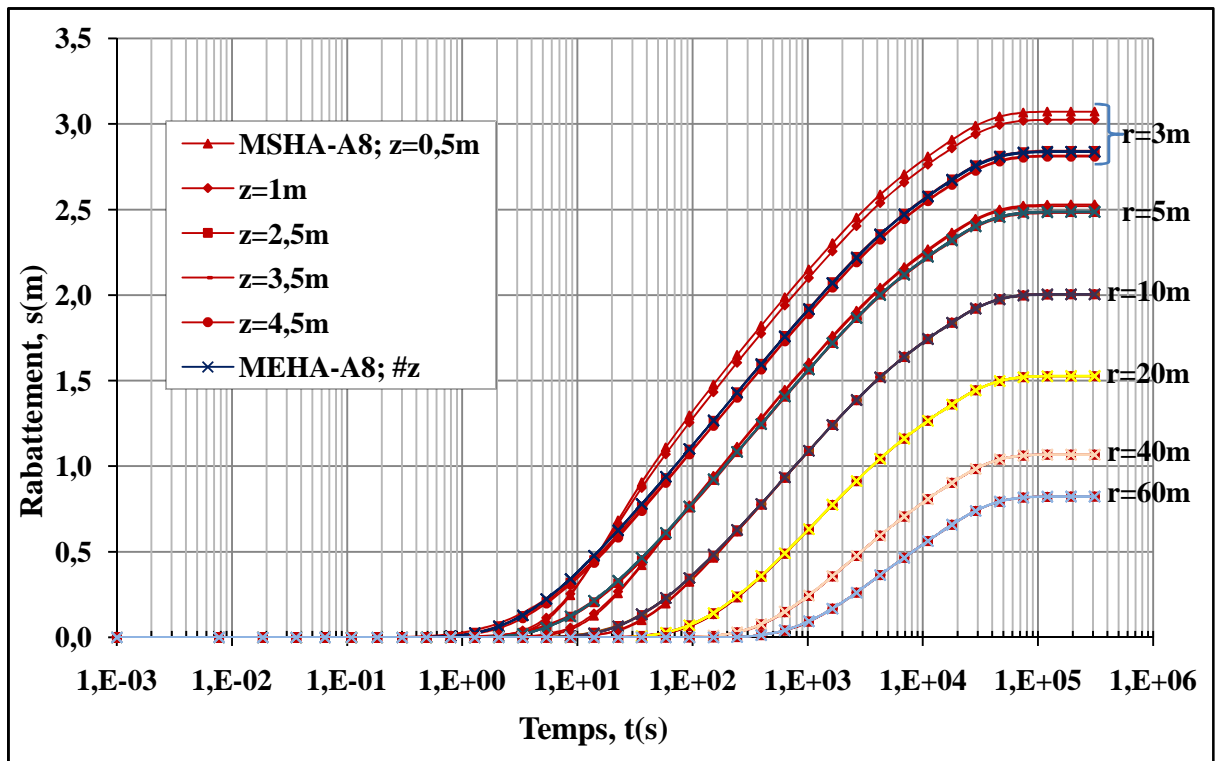


Figure V-20 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du log t à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A8 et MEHA-A8.

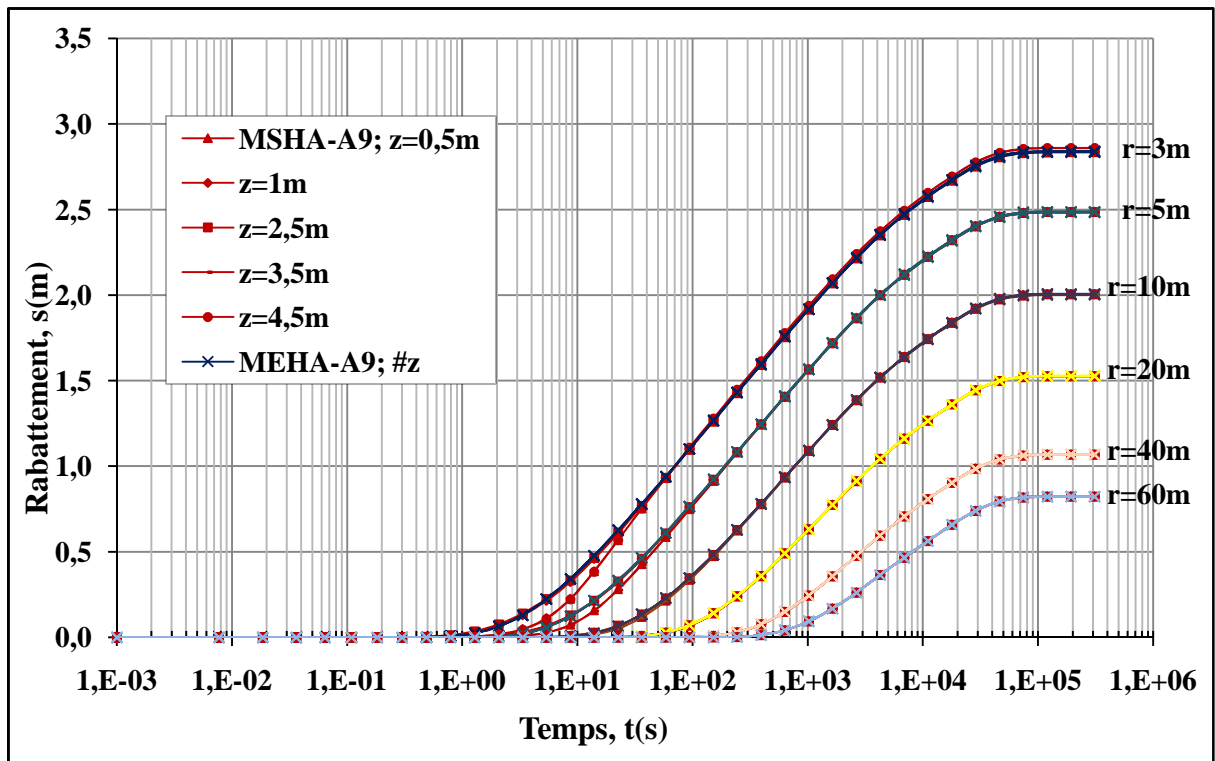


Figure V-21 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A9 et MEHA-A9.

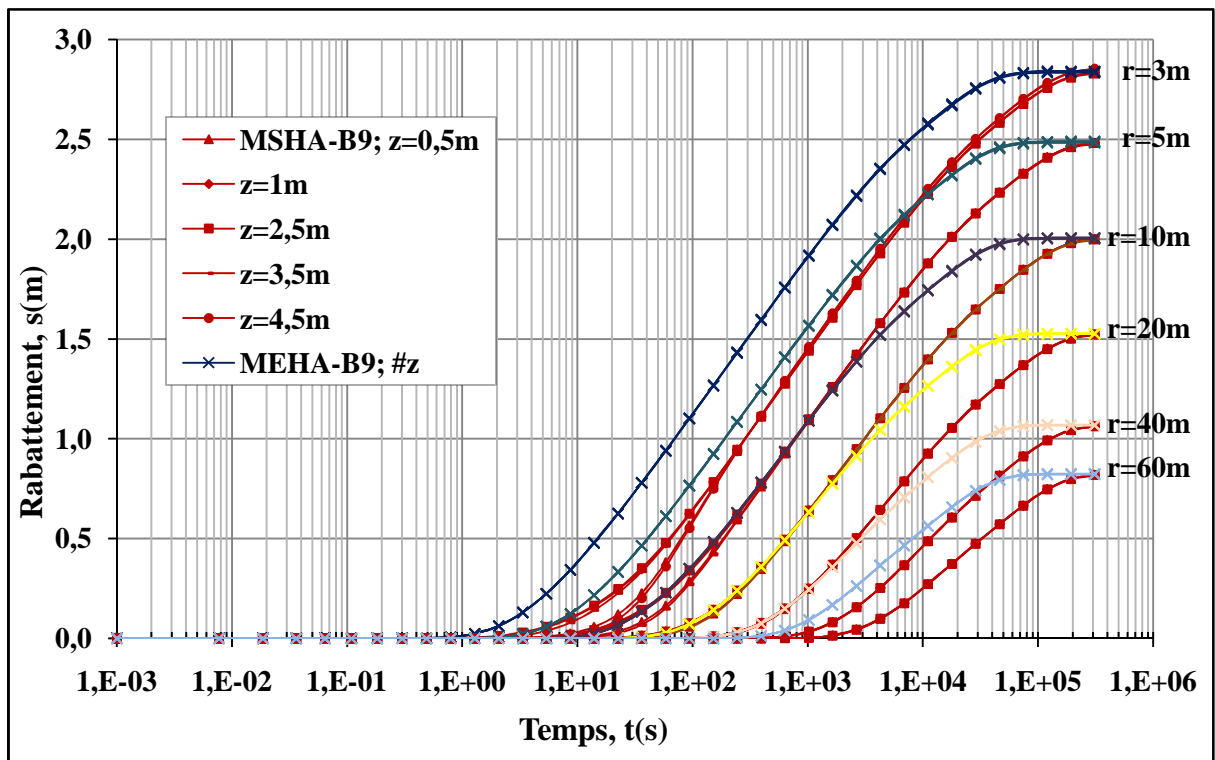


Figure V-22 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B9 et MEHA-B9.

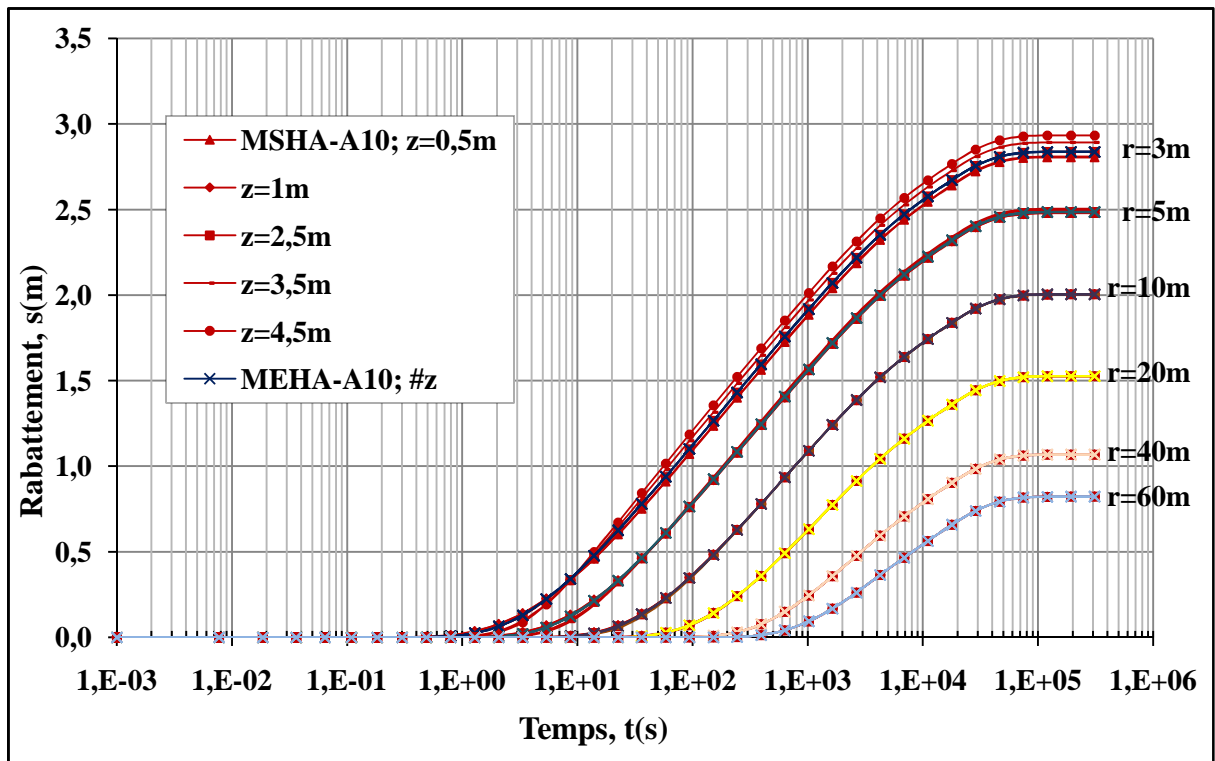


Figure V-23 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A10 et MEHA-10.

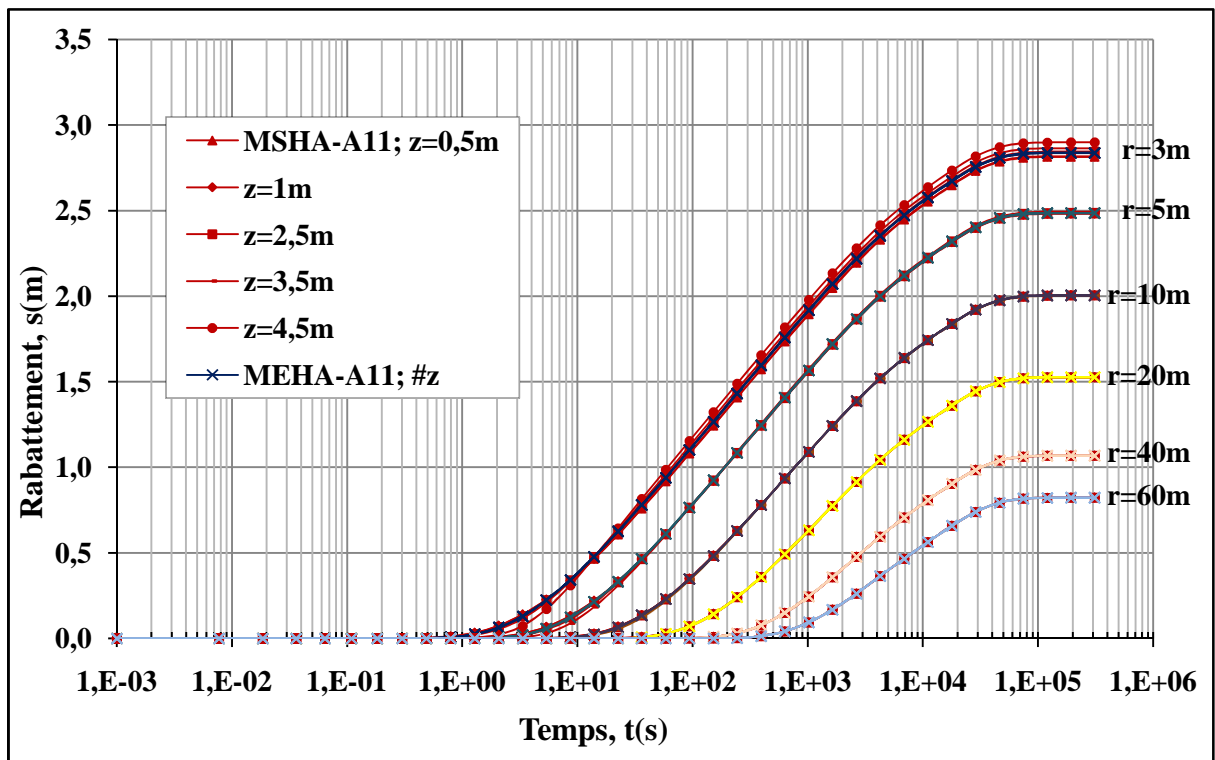


Figure V-24 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A11 et MEHA-A11.

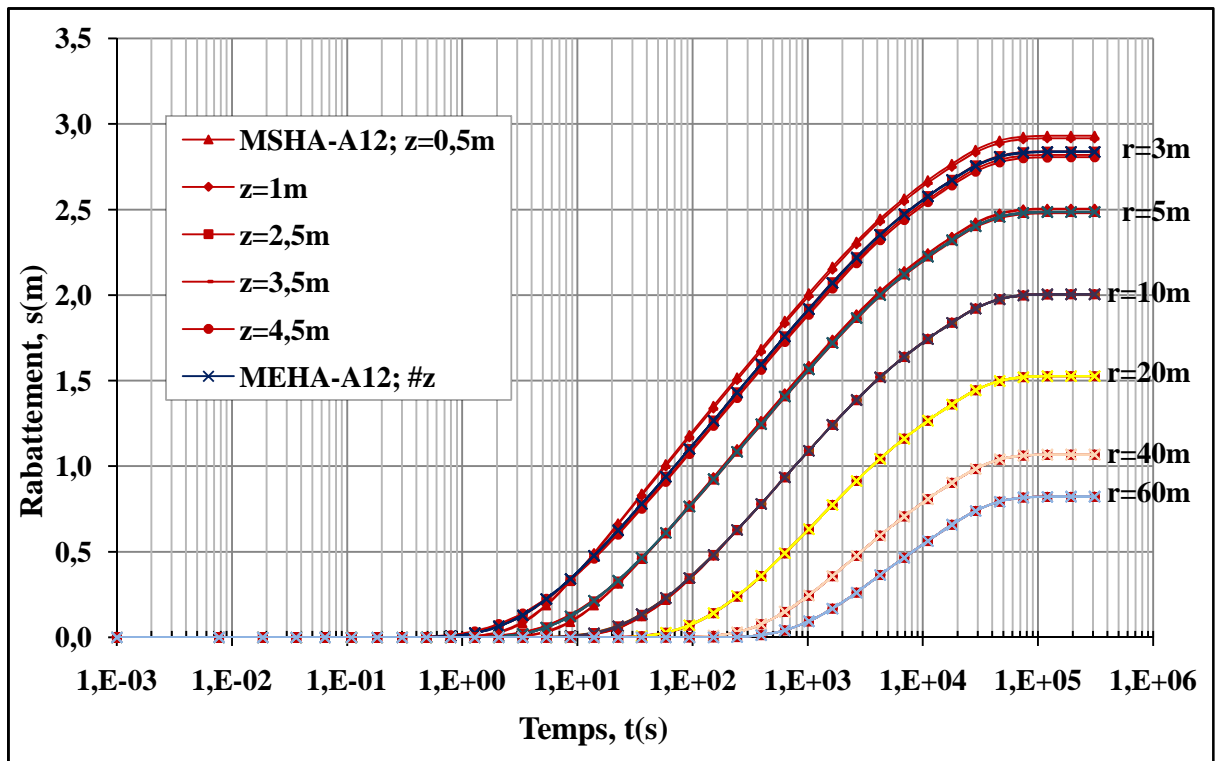


Figure V-25 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-A12 et MEHA-A12.

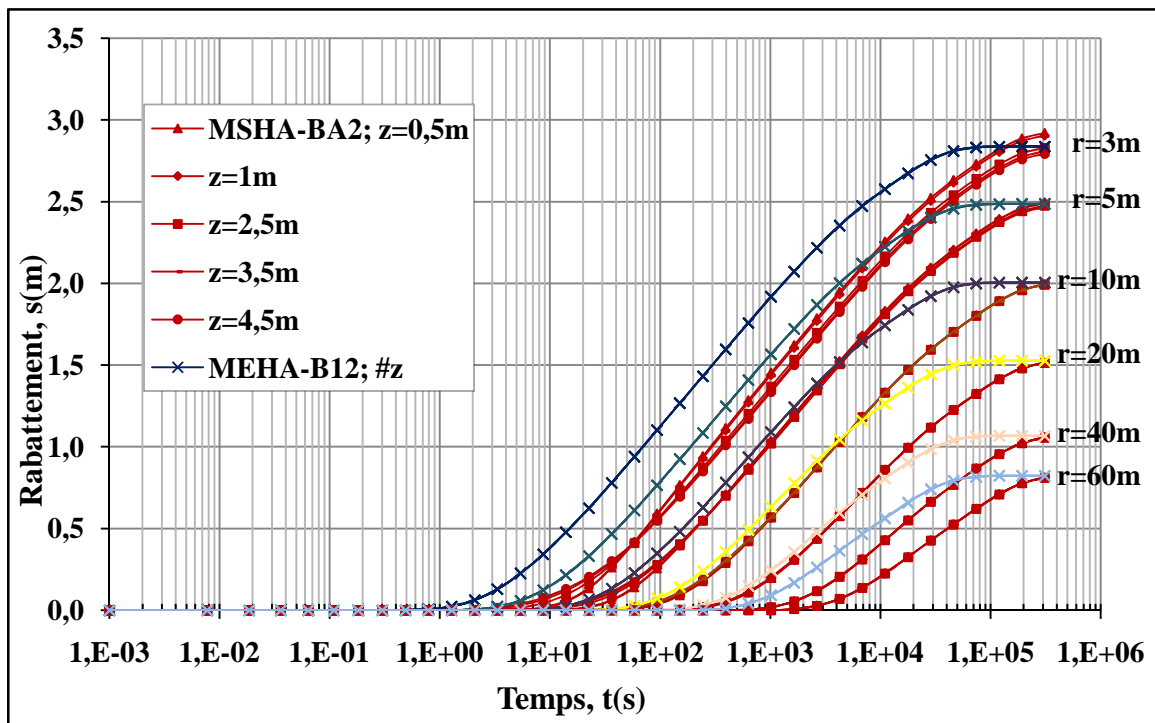


Figure V-26 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA-B12 et MEHA-B12.

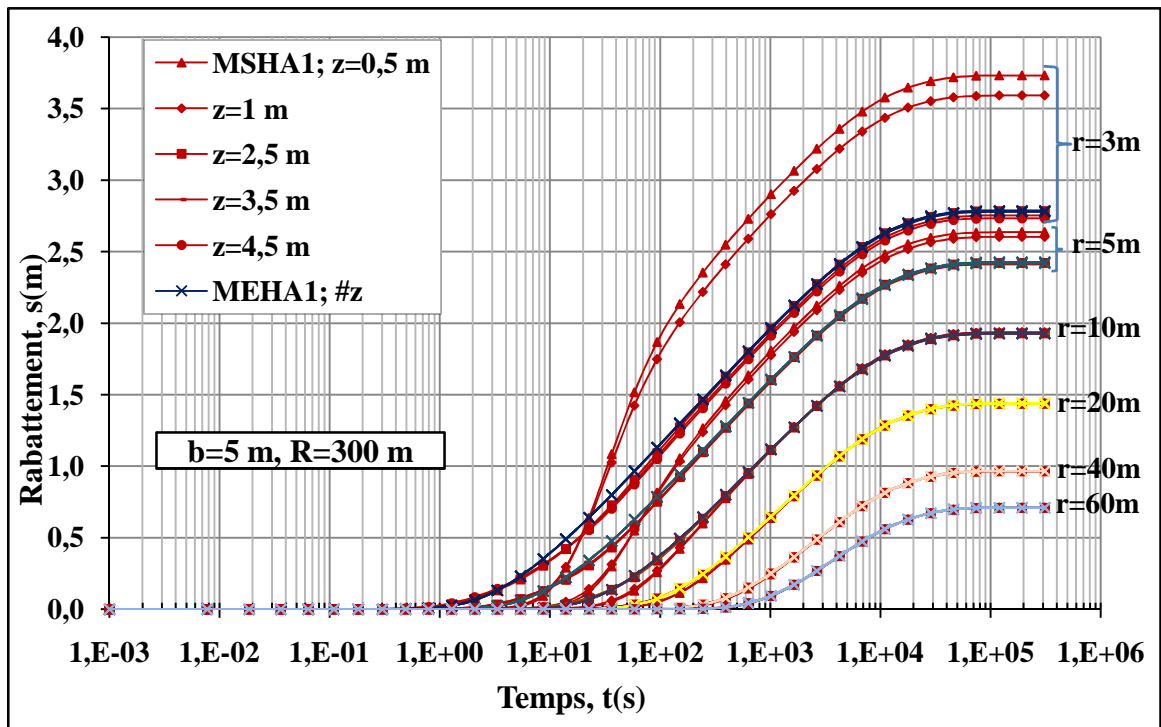


Figure V-27 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₁₁₂ et MEHA₁₁₂.

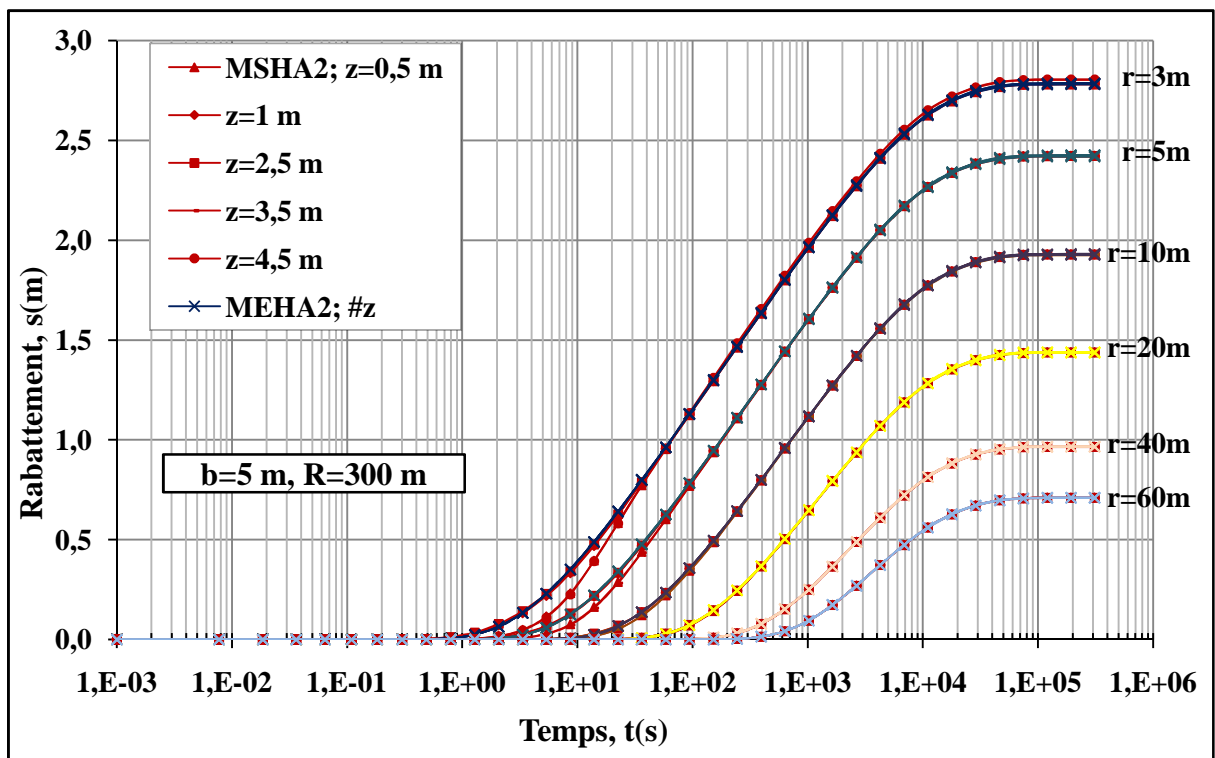


Figure V-28 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₂₁₂ et MEHA₂₁₂.

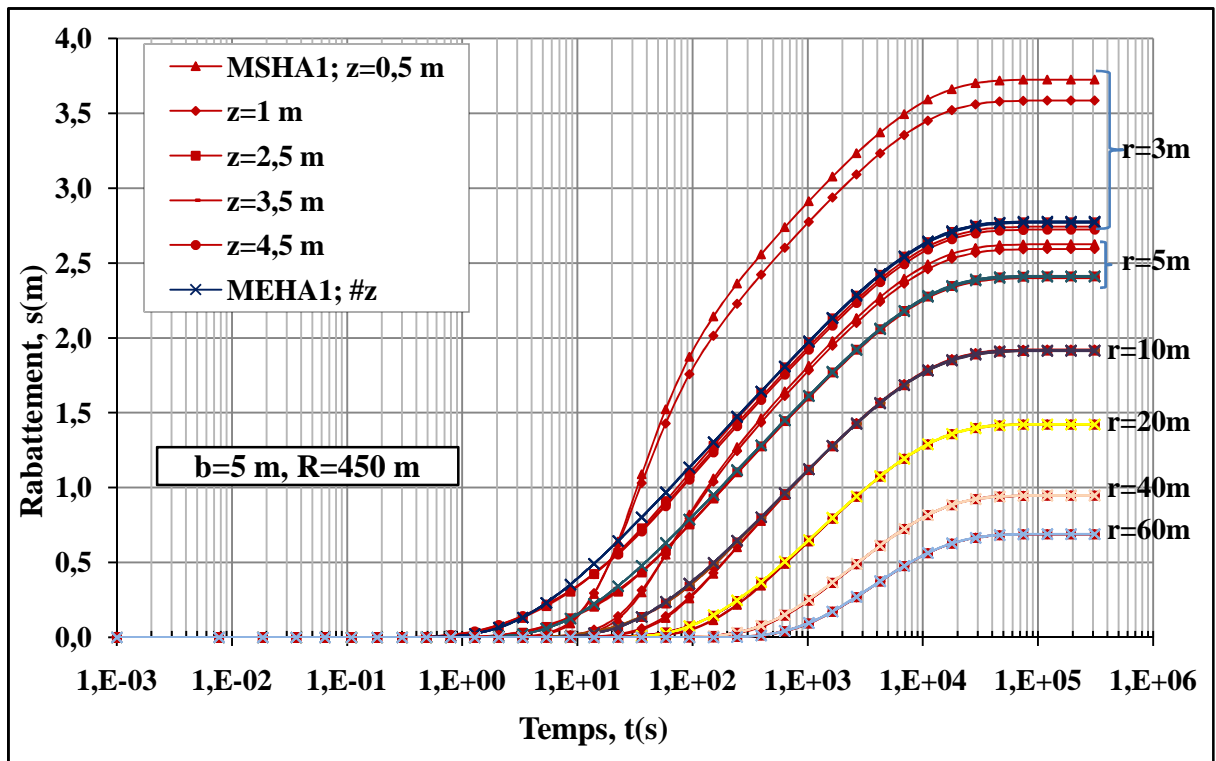


Figure V-29 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles $MSHA_{113}$ et $MEHA_{113}$.

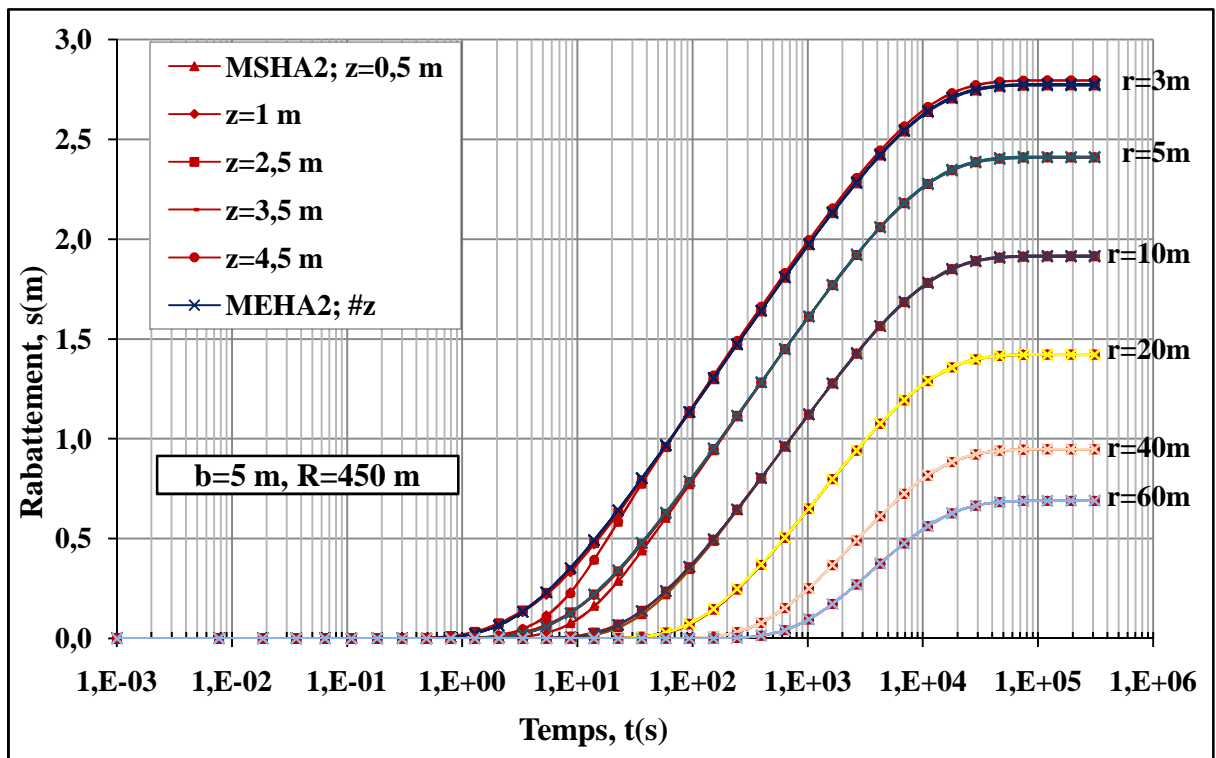


Figure V-30 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles $MSHA_{213}$ et $MEHA_{213}$.

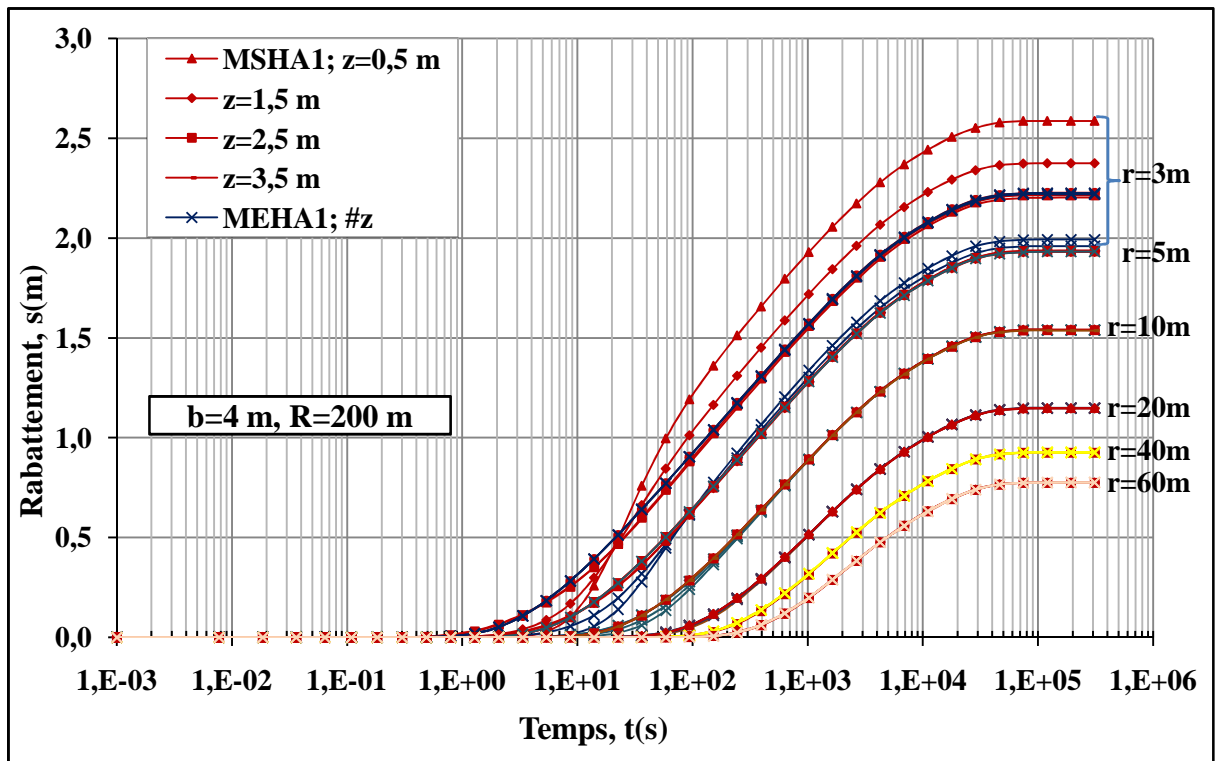


Figure V-31 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₁₂₁ et MEHA₁₂₁.

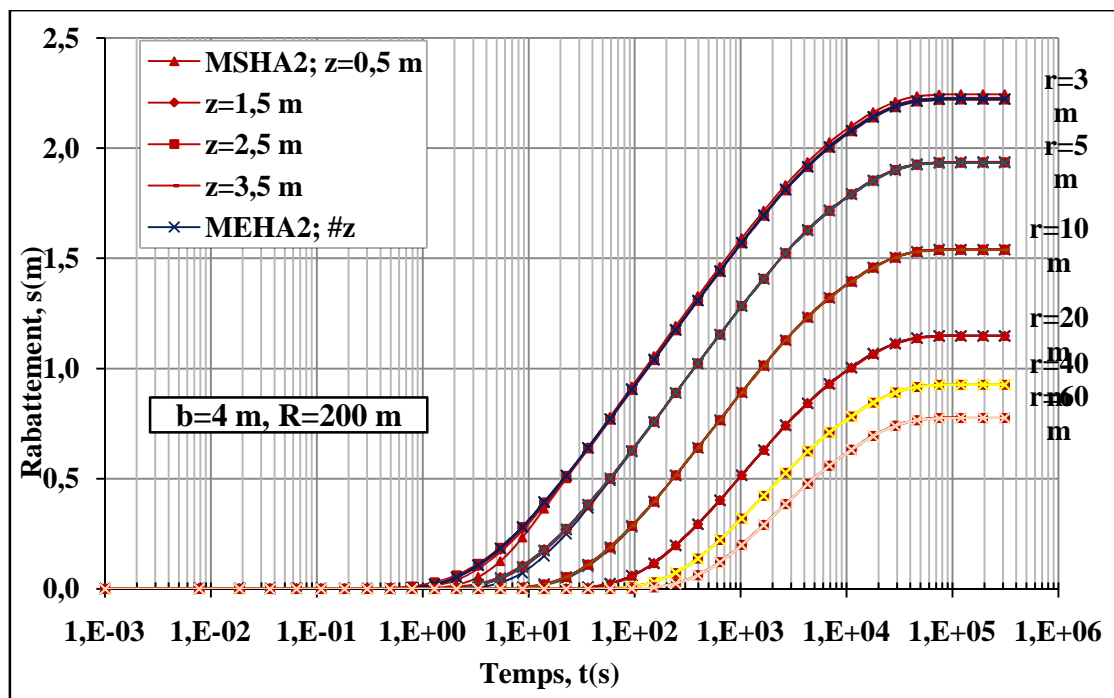


Figure V-32 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₂₂₁ et MEHA₂₂₁.

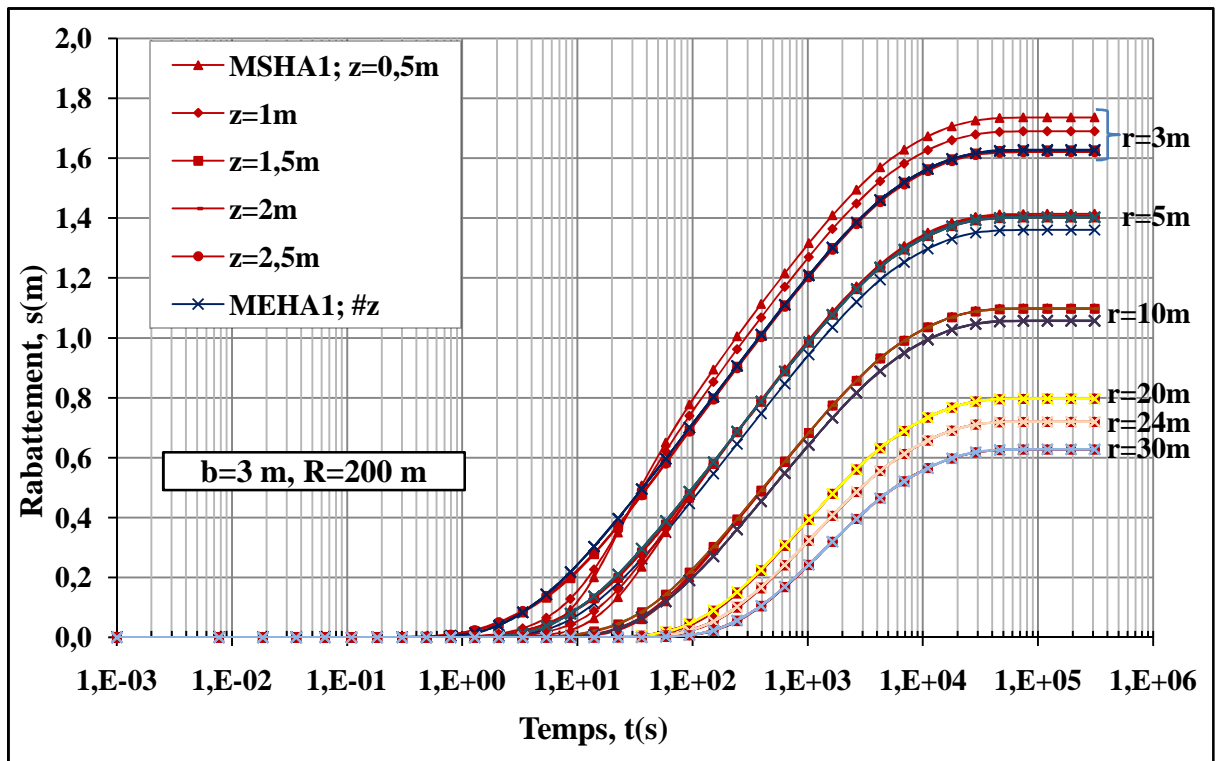


Figure V-33 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₁₃₁ et MEHA₁₃₁.

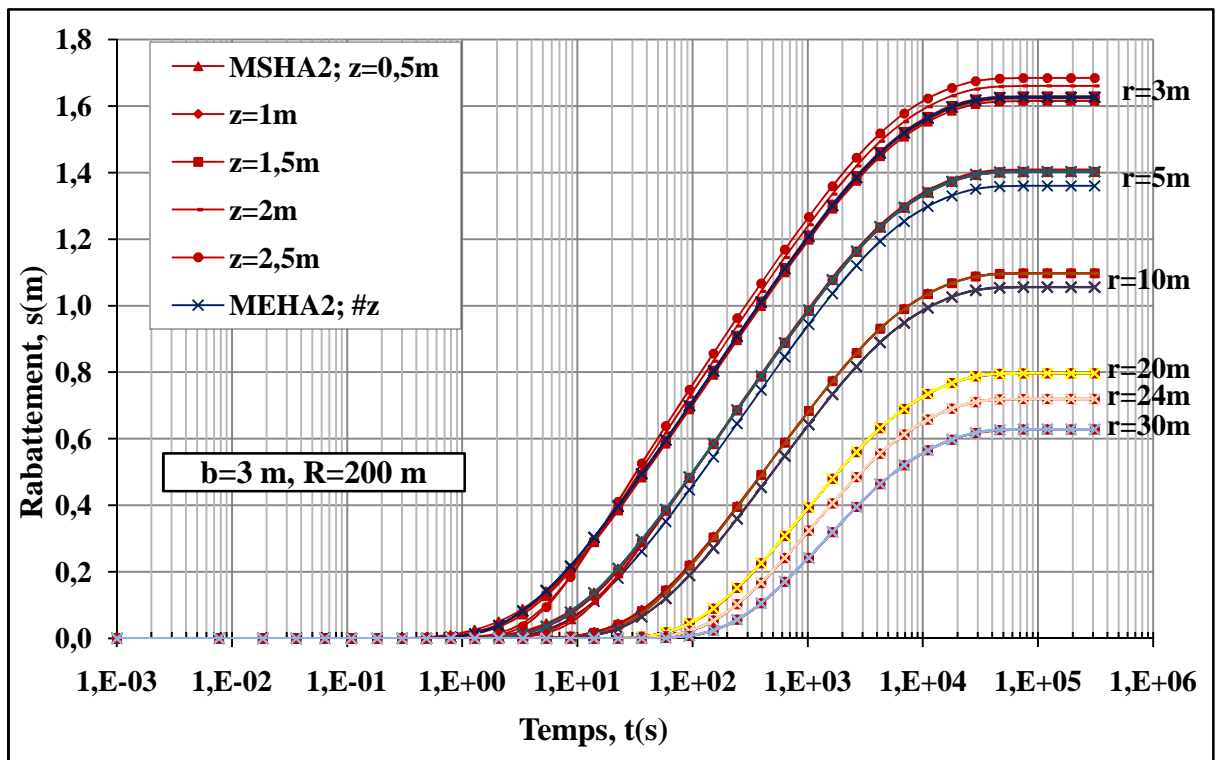


Figure V-34 : Comparaison des rabattements $s(r,t)$ en fonction du logt à différentes élévations et distances radiales entre les modèles MSHA₂₃₁ et MEHA₂₃₁.

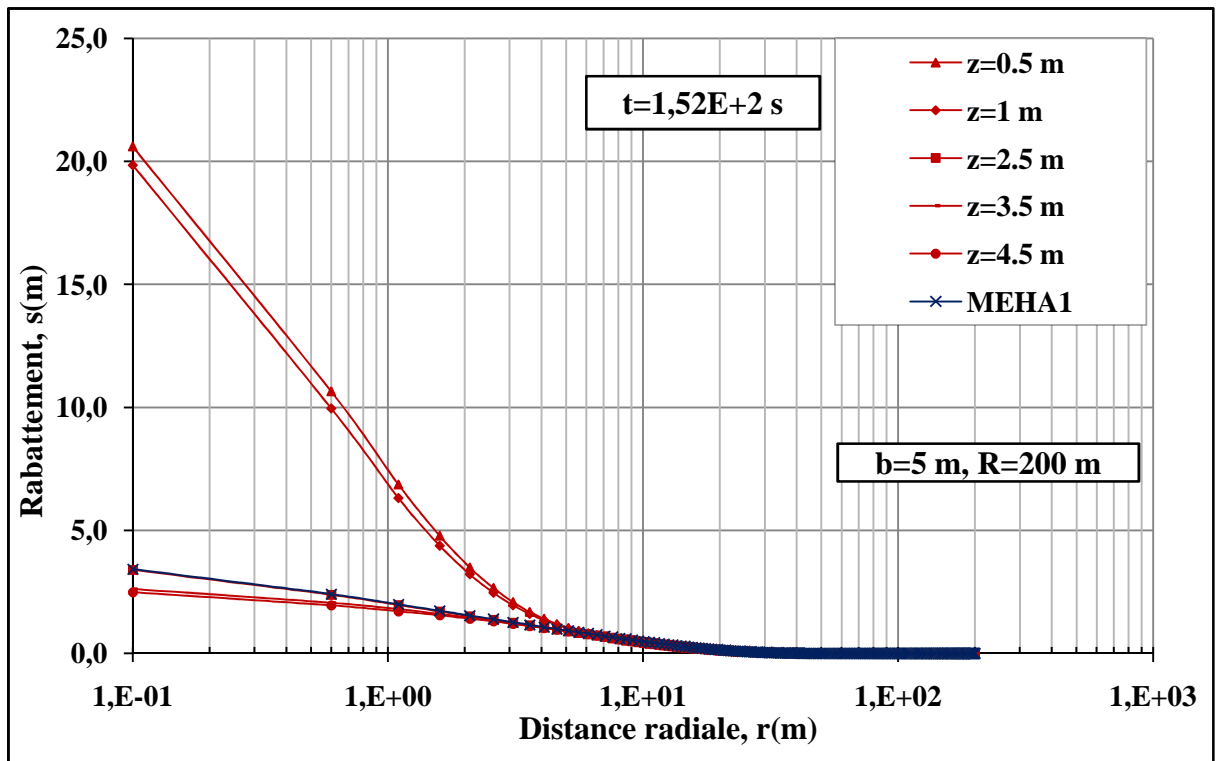


Figure V-35: Comparaison des rabattements en fonction du log_r à différentes élévations entre les modèles MSHA₁₁₁ et MEHA₁₁₁.

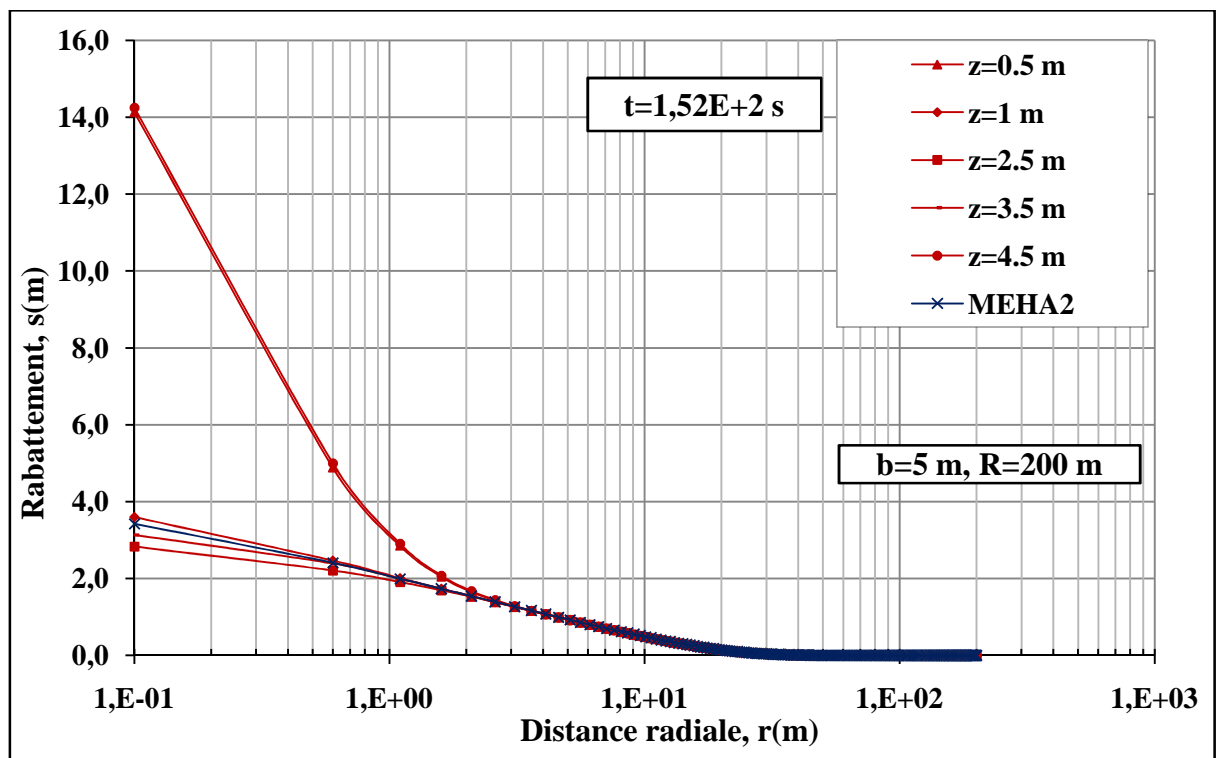


Figure V-36: Comparaison des rabattements en fonction du log_r à différentes élévations entre les modèles MSHA₂₁₁ et MEHA₂₁₁.

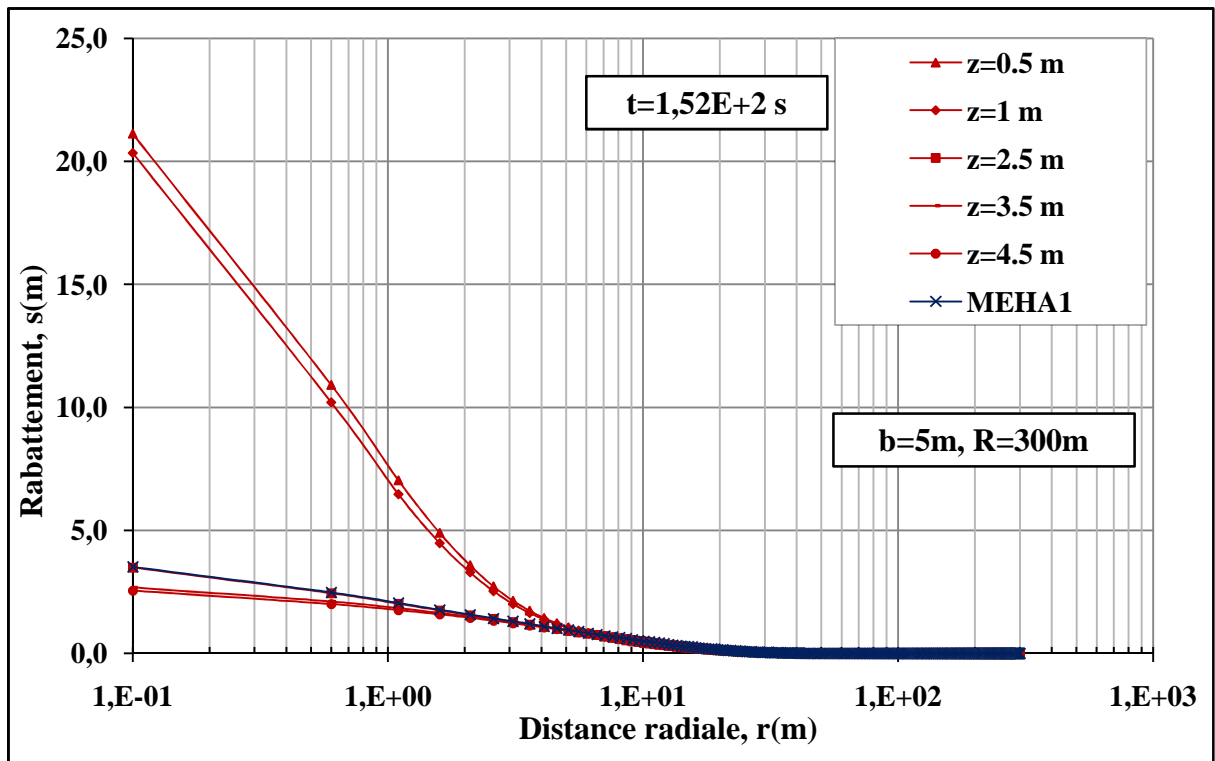


Figure V-37: Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA₁₁₂ et MEHA₁₁₂.

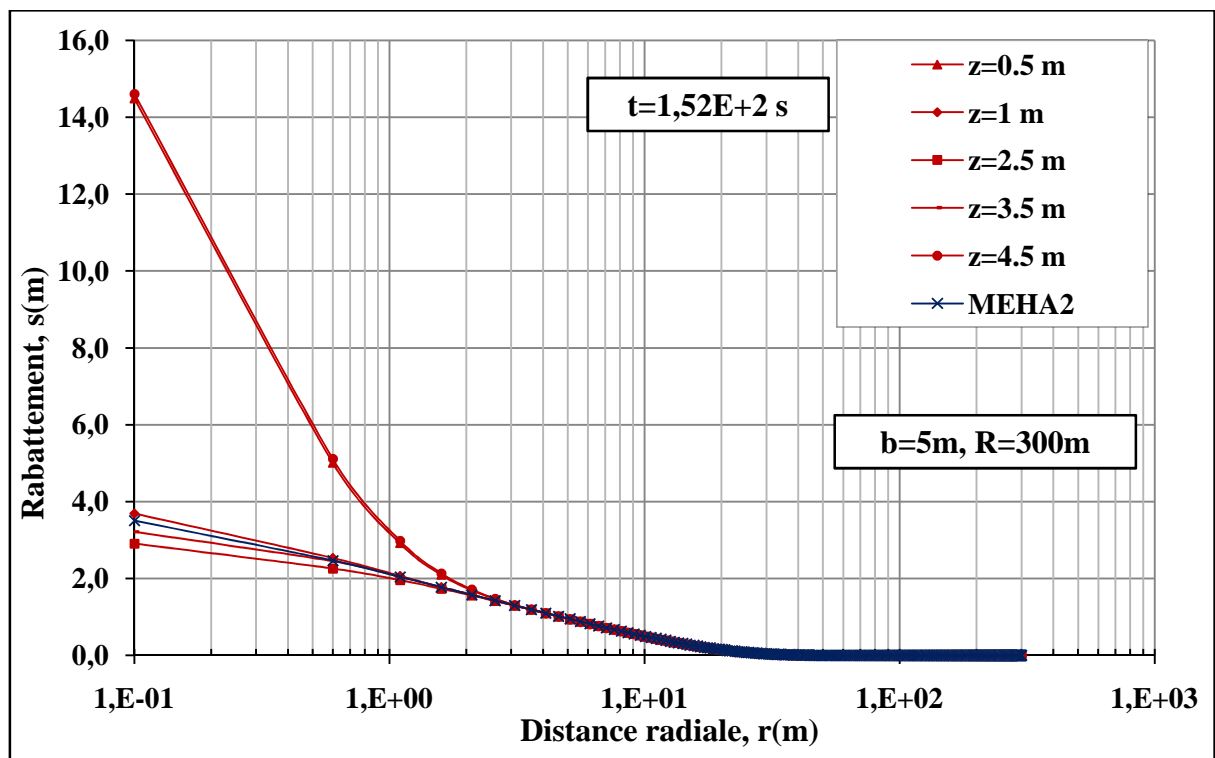


Figure V-38: Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA₂₁₂ et MEHA₂₁₂.

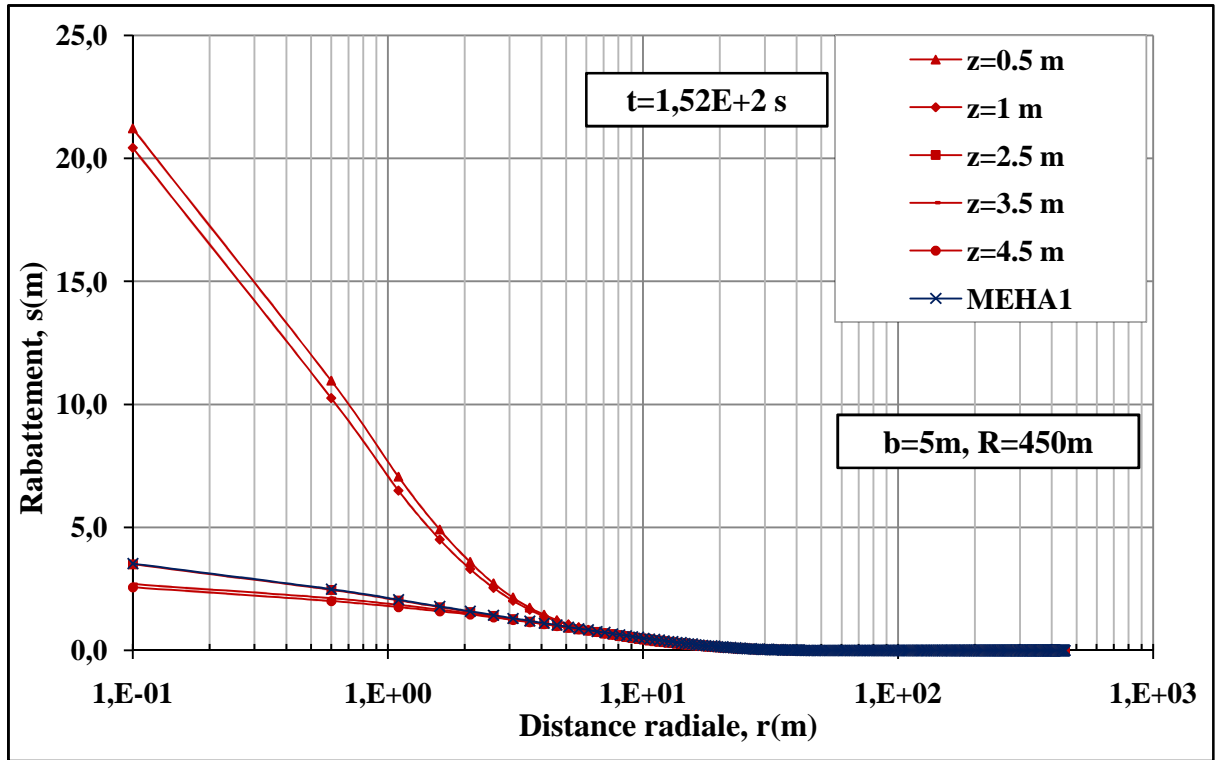


Figure V-39: Comparaison des rabattements en fonction du log r à différentes élévations entre les modèles MSHA₁₁₃ et MEHA₁₁₃.

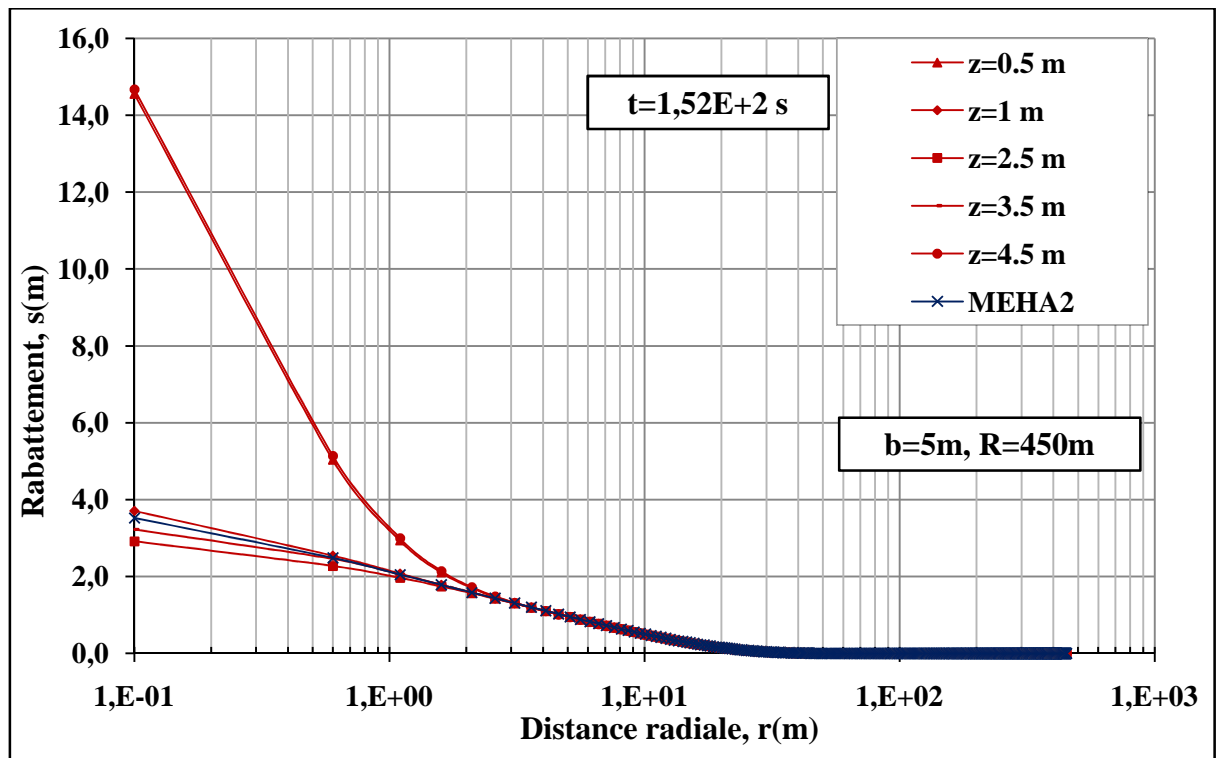


Figure V-40: Comparaison des rabattements en fonction du log r à différentes élévations entre les modèles MSHA₂₁₃ et MEHA₂₁₃.

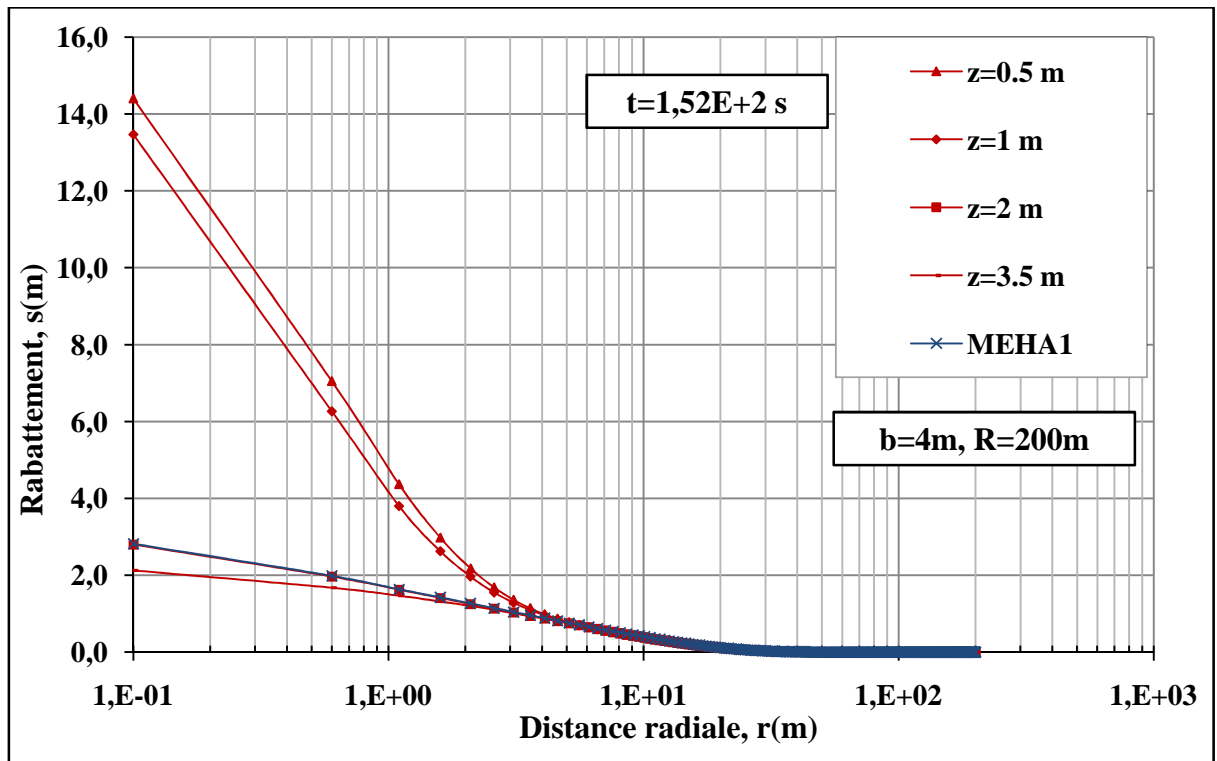


Figure V-41: Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA₁₂₁ et MEHA₁₂₁.

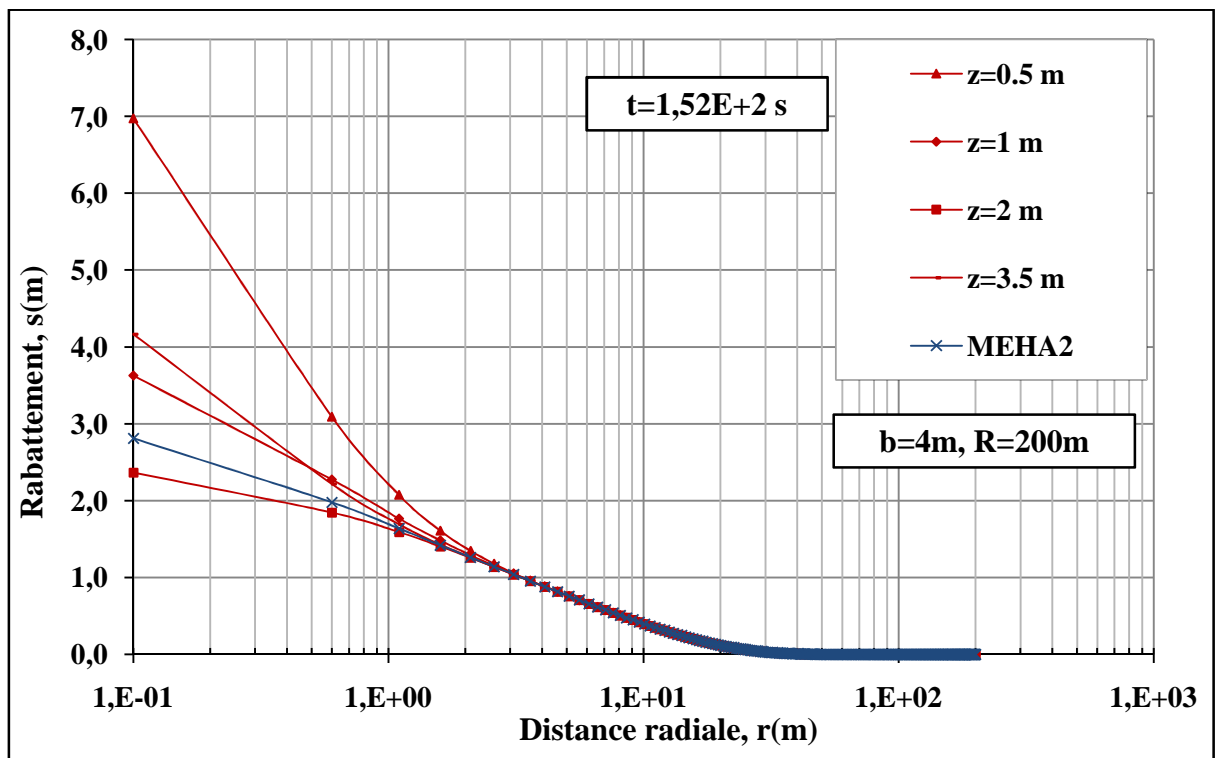


Figure V-42: Comparaison des rabattements en fonction du logr à différentes élévations entre les modèles MSHA₂₂₁ et MEHA₂₂₁.

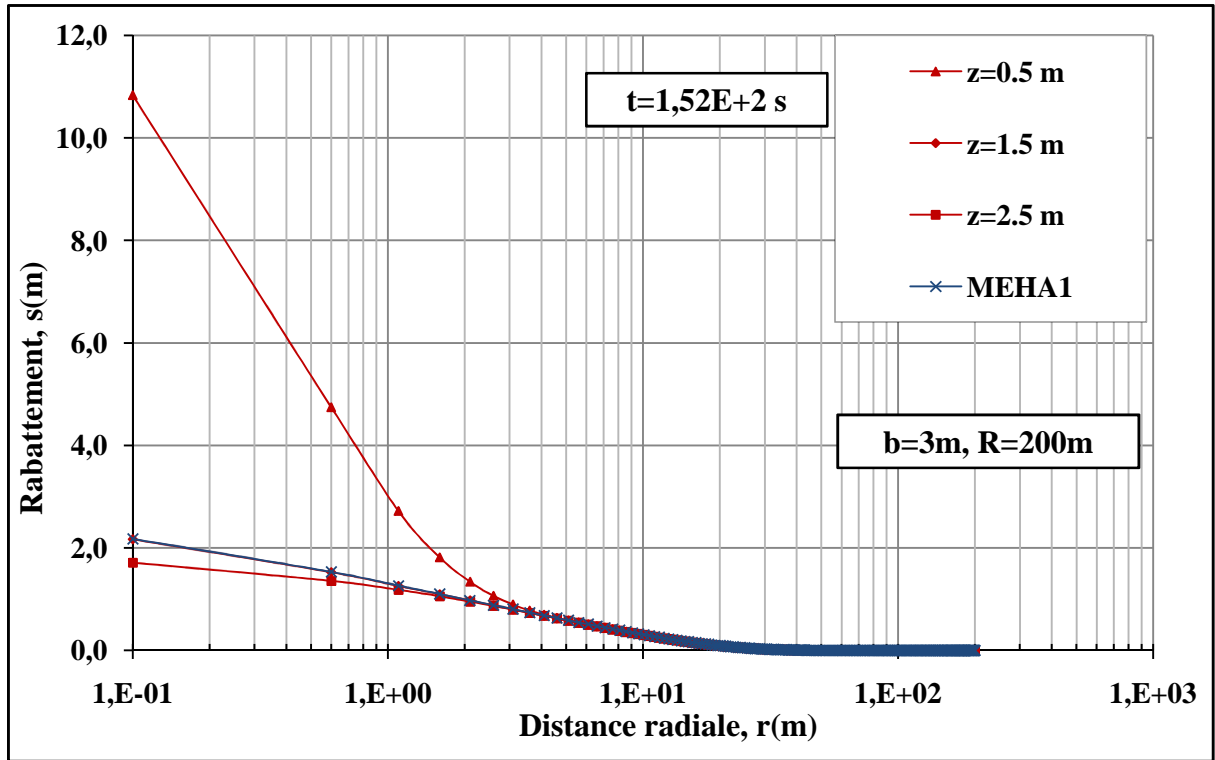


Figure V-43: Comparaison des rabattements en fonction du log r à différentes élévations entre les modèles MSHA₁₃₁ et MEHA₁₃₁.

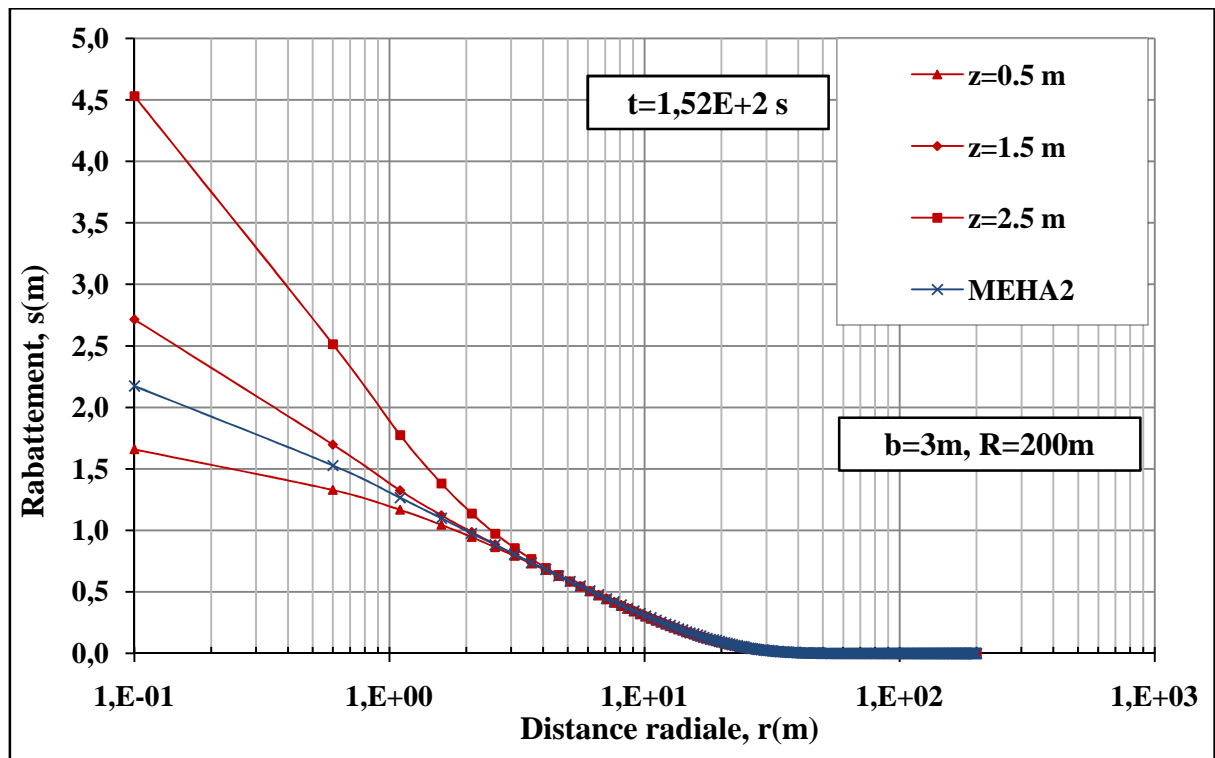


Figure V-44: Comparaison des rabattements en fonction du log r à différentes élévations entre les modèles MSHA₂₃₁ et MEHA₂₃₁.

CHAPITRE VI

CONCLUSIONS

Cette étude nous a permis de nous familiariser avec l'approche de modélisation par éléments finis par le logiciel d'analyse SEEP/W, un outil puissant de validation, de développement et de décision, qui a fait l'objet d'un très grand nombre d'analyses numériques.

Les essais de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive sont interprétés par des méthodes classiques en deux régimes d'écoulement.

En régime permanent, deux méthodes sont utilisées, soient la méthode de DeGlee (1930) et la méthode de Hantush-Jacob (1955). En régime transitoire, certaines méthodes négligent l'effet du coefficient d'emmagasinement S' de l'aquitard, comme les méthodes de Walton (1962), de Hantush (1956), et d'autres ne le négligent pas comme celles de Hantush (1960), et de Neuman et Witherspoon (1972). Ces méthodes sont illustrées par des modèles synthétiques. L'application du logiciel de calcul numérique par éléments finis SEEP/W est valable pour la modélisation d'un essai d'aquifère dans une nappe semi-captive pour la détermination des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère.

Les analyses numériques en régime transitoire d'un aquifère à nappe semi-captive anisotrope, nous montre que la forme et les valeurs des courbes de rabattement dépendent essentiellement de la conductivité hydraulique horizontale lorsqu'on a une anisotropie horizontale et l'écart de rabattement augmente légèrement avec le coefficient d'anisotropie. Le débit suit une ligne décroissante avec la conductivité hydraulique verticale, et une parabole polynomiale avec la conductivité hydraulique horizontale.

L'étude d'un aquifère hétérogène anisotrope à nappe semi-captive a montré qu'on peut utiliser un modèle équivalent homogène anisotrope au lieu d'un modèle stratifié hétérogène anisotrope. Néanmoins, de nombreux facteurs sont à prendre en

considération pour savoir à quelle distance de puits on peut implanter les piézomètres. On doit particulièrement définir l'épaisseur de l'aquifère, sa perméabilité et sa stratification, afin de choisir en bonne connaissance de cause les distance correctes. Il est montré à travers ce travail que l'effet de stratification diminue à partir d'un rayon supérieur à huit (8) fois l'épaisseur de l'aquifère équivalent et à une profondeur centrale de l'aquifère. A partir de cette distance, on peut utiliser un modèle équivalent homogène anisotrope équivalent à l'aquifère stratifié hétérogène anisotrope pour l'interprétation des données de rabattements.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANONYME (1964). Steady flow of groundwater towards wells. Proc. Comm. Hydrol. Research TNO N°.10,179 pp.

ABABOU, R. (2007). Eléments d'hydrologie souterraine. Polycopié. V.6-1.

ABD. AZIZ, A.R., and VINCENT WONG, K. (1992). A neural-Network approach to the Determination of Aquifer Parameters. Ground water, Vol. 30, N°. 2.

AMRO M.M. ELFEKI. (2003). Analysis and numerical simulation of a single-well tracer test in homogeneous, layered and slightly tilted formations. Journal of hydraulic research, Vol. 41, N°. 1.

BATHE, K.J. (1982). Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hall, 735 p.

CABRAL, A. Rappels d'hydrogéologie Géotechnique environnementale, GCI 733, 4.0\manic\Data Personnel\Users Professeurs\caba2501\MyDocuments\acabral\COURS\Geotechnique envir\Notes de cours originales\Chap 4\sec 4 0\SEC 4 0 7 et 4 0 8.doc.

CARLSON, D. Comparison of Estimated Hydraulic Conductivity Values with Traditional Aquifer Test Results. Louisiana Geological Survey, Louisiana State University, Baton Rouge, 15 p.

CASTANY, G., et MARGAT, J., (1977), Dictionnaire français d'hydrogéologie, éditions du B.R.G.M.

CHAPUIS, R.P., CRESPO, R., CHENAF, D., and AUBERTIN, M. (1993). Evaluation of a ground water f.e.m. software for steady and unsteady state conditions. Proceedings, 46th Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, pp. 61-70.

CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., and CRESPO, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. Canadian Geotechnical Journal, 38: 1113-1126.

CHAPUIS, R.P. (1999). Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les publications du Québec, 156p.

CNRS UMR 8579. (2008-2009). Modélisation du transport et du transfert des polluants dans le sol, LMSS-Mat C122.

CNRS UMR 8579. (2007). Déchets, Protection des nappes, Outils de modélisation, Master MSROSE.

DE GLEE, G.J. (1930). Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten. Thesis. J. Waltman, Delft (The Netherlands), 175 pp.

DE GLEE, G.J. (1951). Berekeningsmethoden voor de winning van grondwater. In: Drinkwatervoorziening, 3e Vacantiecursus: 38-80 Moorman's periodieke pers, The Hague.

DE MARSILY, G., (1986). Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers. ACADEMIC PRESS, INC., 440 P.

DRISCOLL, F.G. (1986). Groundwater and wells. 2nd edition. Johnson Division, St.Paul, Minnesota., 1089 p.

FERRIS. J. G., KNOWLES. D.B., BROWN. R.H., and STALLMAN. R. W. (1962). Theory of aquifer tests. Groundwater hydraulics, geological survey water-supply pp1536-e.

FREDLUND, D.G. and 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. and CHERRY, J.A. (1979). Groundwater. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.

GAUTHIER, J. (2003). Vérification numérique des méthodes d'interprétation d'essai de pompage dans un aquifère à nappe semi-captive.

GEO-SLOPE. (1998). Seep/W for finite element seepage analysis. User's Guide. Geo-Slope.

HANTUSH, M.S. (1956). Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 37, pp. 702-714.

HANTUSH, M.S. (1960). Modification of the theory of leaky aquifers. J. Geophys. Res. Vol. 65, pp. 3713-3725.

HANTUSH, M.S. (1964). Hydraulics of wells. In: V.T. Chow (editor). Advances in hydrosience, Vol. I, pp. 281-432. Academic Press, New York and London.

HANTUSH, M.S. (1967). Flow to wells in aquifers separated by a semipervious layer. J. Geophys. Res., Vol. 72, pp. 1709-1720.

HANTUSH, M.S. and C.E. JACOB. (1955). Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer. Trans. Amer. Geophys. Union Vol. 36, pp. 95-100.

KONIKOW, L.F. (1977). Utilisation de modèles numériques pour simuler les processus d'écoulement et de transport dans les eaux souterraines. U.S. Geol. Survey Water-Res. Inv. 77-19: 30 pp.

KRUSMAN, G.P. et DE RIDDER, N.A. (1994). Analysis and evaluation of pumping test data. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Pub 47.

LEDOUX, E. (2003). Modèles mathématiques en hydrogéologie. LHM-RD 86/12, Cours E. Ledoux.

- LEFEBVRE, R. (2006).** Ecoulement multiphase en milieux poreux. Chapitre 2 : Ecoulement dans les milieux poreux saturés et aquifères. 40 p.
- LERAU, J. (2006).** Géotechnique 1, cours chapitres. 33 p.
- MACE, R.E. (2000).** Estimating Transmissivity Using Specific-Capacity Data. Dog-barking draft, 96 p.
- McCARTHY, D. F. (1988).** Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics. 3rd edition. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 614 p.
- M.E.F. (1995).** Les périmètres de protection autour des ouvrages de captage d'eau souterraine. Les publications du Québec, 55.
- MEINZER, O. E. (1923).** The occurrence of groundwater in the United States, with a discussion of principles. U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 489,321 p.
- NELSON, A. (1996).** Méthodes d'études d'un aquifère à nappe libre: application au cas de lachenaie. 80-90 p.
- NEUMAN, S.P. and Witherspoon, P.A. (1968).** Theory of flow in aquicludes adjacent to slightly leaky aquifers. Water Resources Res., Vol. 4, pp. 103-112.
- NEUMAN, S.P. and Witherspoon, P.A. (1969a).** Theory of flow in a confined two aquifer system. Water Resources Res., Vol. 5, pp. 803-816.
- NEUMAN, S.P. and WITHERSPOON, P.A. (1972).** Field determination of the hydraulic properties of leaky multiple aquifer systems. Water Resources Res., Vol. 8, pp. 1284-1298.
- OSBORNE, P.S. (1993).** Ground Water Issue, Suggested Operating Procedures for Aquifer Pumping Tests. 23 p.
- PORTET, F. (2003).** Axe Processus Naturels UP3 « moyens d'investigations » Aide mémoire, Interprétation d'essais de pompage. ENTE Aix en Provence.
- RAGHUNATH, H.M. (1982).** Ground Water. A Halsted Press Book, John Wiley & Sons, New York, 456p.
- RASMUSSEN, H., ROULEAU, A., et CHEVALIER, S. (2006).** Outils de détermination d'aires d'alimentation et de protection de captages d'eau souterraine, (Éditeurs scientifiques), Seconde édition, Notions d'Hydrogéologie, pages 2-1, 2-10.
- SAITO, M., et KAWATANI, T.** Estimation of Hydraulic Conductivities of a Leaky Aquifer System from Observed Drawdowns.
- SCHNEEBELI, G. (1956).** Sur l'hydraulique des puits. Symposia Darcy, publication N°41 de l'A.I.H., tome2, pp.10-27.
- SCHNEEBELI, G. (1956).** Etude des facteurs qui déterminent le comportement d'une nappe phréatique lors d'une réalimentation. pp. 259-268.

ŞEN, Z. (1986). Determination of Aquifer Parameters by the Slope-Matching Method. Ground water, Vol. 24, N°. 2; 217-223 p.

SEPÚLVEDA, N. (2008). Three-Dimensional Flow in the Storative Semiconfining Layers of a Leaky Aquifer. U.S. Geological Survey, FISC, 12703 Research Parkway, Orlando, Journal compilation, GroundWater. Vol. 46, No. 1; 144–155 p.

STALLMAN, R. W. (1971). Aquifer-Test. Design, Observation and Data Analysis. U.S. Geological Survey, Techniques of Water Resources Investigations, Book 3, Chapter B1; CO, 26 p.

TODD, D. K. (1980). Groundwater Hydrology. 2nd edition. John Wiley & Sons, New York, N.Y, 539 p.

TOUBAL, A. C. (2004). Sur l'anisotropie des sables eoliens de bouteldja (nord-est de l'Algérie). Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, N° 03; pp.39-47.

TRINCHERO, P., SANCHEZ-VILA, X., COPTY, N., and FINDIKAKIS, A. (2008). A New Method for the Interpretation of Pumping Tests in Leaky Aquifers. Journal compilation National GroundWaterAssociation. Vol. 46, N°.1; 133–143 p.

TRIPET, J. P. (1972). Etude hydrogéologique du bassin de la source de l'Areuse. Chapitre 4, Hydrogeology, pages 90-115.

WALTON, W. C., (1962). Selected Analytical Methods for Well and Aquifer Evaluations. Illinois State Water Survey Bull., N° 49; 81 pp.

WALTON, W. C., (1970). Ground Water Resource Evaluation. McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 664 pp.

WALTON, W. C. Aquifer Test Modeling. 40 p. Publié par CRC press.

WITHERSPOON, P.A., Javandel, J., Neuman, S.P., and Freeze, R.A. (1967). Interpretation of aquifer gas storage conditions from water pumping tests. Amer. Gas. Assoc. New York, 273 pp.

ANNEXES

Annexe II-1 : Valeurs de la fonction de Walton $W(u,r/L)$ pour aquifers semi-captifs (Hantush 1956).

u	1/u	r/L = 0	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0		∞	1.08(1)	9.44	8.06	7.25	6.67	6.23	5.87	5.56	5.29	5.06
1(-6)	1.00(6)	1.32(1)										
2(-6)	5.00(5)	1.25(1)										
4(-6)	2.50(5)	1.18(1)	1.07(1)									
6(-6)	1.66(5)	1.14(1)	1.06(1)									
8(-6)	1.25(5)	1.12(1)	1.05(1)	9.43								
$W(u,r/L) = W(0,r/L)$												
1(-s)	1.00(5)	1.09(1)	1.04(1)	9.42								
2(-5)	5.00(4)	1.02(1)	9.95	9.30								
4(-5)	2.50(4)	9.55	9.40	9.01	8.03							
6(-5)	1.66(4)	9.14	9.04	8.77	7.98	7.24						
8(-5)	1.25(4)	8.86	8.78	8.57	7.91	7.23						
1(-4)	1.00(4)	8.63	8.57	8.40	7.84	7.21						
2(-4)	5.00(3)	7.94	7.91	7.82	7.50	7.07	6.62	6.22	5.86			
4(-4)	2.50(3)	7.25	7.23	7.19	7.01	6.76	6.45	6.14	5.83	5.55		
6(-4)	1.66(3)	6.84	6.83	6.80	6.68	6.50	6.27	6.02	5.77	5.51	5.27	5.05
8(-4)	1.25(3)	6.55		6.52	6.43	6.29	6.11	5.91	5.69	5.46	5.25	5.04
1(-3)	1.00(3)	6.33		6.31	6.23	6.12	5.97	5.80	5.61	5.41	5.21	5.01
2(-3)	5.00(2)	5.64		5.63	5.59	5.53	5.45	5.35	5.24	5.12	4.89	4.85
4(-3)	2.50(2)	4.95		4.94	4.92	4.89	4.85	4.80	4.74	4.67	4.59	4.51
6(-3)	1.66(2)	4.54			4.53	4.51	4.48	4.45	4.40	4.36	4.30	4.24
8(-3)	1.25(2)	4.26			4.25	4.23	4.21	4.19	4.15	4.12	4.08	4.03
1(-2)	1.00(2)	4.04			4.03	4.02	4.00	3.98	3.95	3.92	3.89	3.85
2(-2)	5.00(1)	3.35				3.34	3.34	3.33	3.31	3.30	3.28	3.26
4(-2)	2.50(1)	2.68					2.67	2.67	2.66	2.65	2.65	2.64
6(-2)	1.66(1)	2.29							2.28	2.28	2.27	2.27
8(-2)	1.25(1)	2.03							2.02	2.01	2.01	2.01
$W(u,r/L) = W(u,0)$												
1(-1)	1.00(1)	1.82								1.81	1.81	1.81
2(-1)	5.00(1)	1.22										1.22
4(-1)	2.50(1)	7.02(-1)										7.00(-1)
6(-1)	1.66(1)	4.54(-1)										
8(-1)	1.25(1)	3.11(-1)										

Annexe II-1 (cont.)

u	1/u	r/L = 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
0		∞	4.85	3.50	2.74	2.23	1.55	1.13
1(-4)	1.00(4)	8.63						
2(-4)	5.00(3)	7.94						
4(-4)	2.50(3)	7.25						
6(-4)	1.66(3)	6.84						
8(-4)	1.25(3)	6.55	4.84					
$W(u,r/L) = W(0,r/L)$								
1(-3)	1.00(3)	6.33	4.83					
2(-3)	5.00(2)	5.64	4.71					
4(-3)	2.50(2)	4.95	4.42	3.48				
6(-3)	1.66(2)	4.54	4.18	3.43				
8(-3)	1.25(2)	4.26	3.98	3.36	2.73			
1(-2)	1.00(2)	4.04	3.81	3.29	2.71	2.22		
2(-2)	5.00(1)	3.35	3.24	2.95	2.57	2.18		
4(-2)	2.50(1)	2.68	2.63	2.48	2.27	2.02	1.52	
6(-2)	1.66(1)	2.29	2.26	2.17	2.02	1.84	1.46	1.11
8(-2)	1.25(1)	2.03	2.00	1.93	1.83	1.69	1.39	1.08
4(-1)	1.00(1)	1.82	1.80	1.75	1.67	1.56	1.31	1.05
2(-1)	5.00	1.22	1.21	1.19	1.16	1.11	9.96(-1)	8.58(-1)
4(-1)	2.50	7.02(-1)	7.00(-1)	6.93(-1)	6.81(-1)	6.65(-1)	6.21(-1)	5.65(-1)
6(-1)	1.66	4.54(-1)	4.53(-1)	4.50(-1)	4.44(-1)	4.36(-1)	4.15(-1)	3.87(-1)
8(-1)	1.25	3.11(-1)	3.10(-1)	3.08(-1)	3.05(-1)	3.01(-1)	2.89(-1)	2.73(-1)
1	1.00		2.19(-1)	2.18(-1)	2.16(-1)	2.14(-1)	2.07(-1)	1.97(-1)
2	5.00(-1)		4.88(-2)	4.871(-2)	4.85(-2)	4.82(-2)	4.73(-2)	4.60(-2)
u	1/u	r/L = 0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
0		∞	8.42(-1)	2.28(-1)	6.95(-2)	2.23(-2)	7.4(-3)	2.5(-3)
1(-2)	1.00(2)	4.04						
2(-2)	5.00(1)	3.35						
4(-2)	2.50(1)	2.68						
6(-2)	1.66(1)	2.29	8.39(-1)					
8(-2)	1.25(1)	2.03	8.32(-1)					
$W(u,r/L) = W(0,r/L)$								
1(-1)	1.00(1)	1.82	8.19(-1)					
2(-1)	5.00	1.22	7.15(-1)	2.27(-1)				
4(-1)	2.50	7.02(-1)	5.02(-1)	2.10(-1)	6.91(-2)			
6(-1)	1.66	4.54(-1)	3.54(-1)	1.77(-1)	6.64(-2)	2.22(-2)		
8(-1)	1.25	3.11(-1)	2.54(-1)	1.44(-1)	6.07(-2)	2.18(-2)		
1	1.00	2.19(-1)	1.85(-1)	1.14(-1)	5.34(-2)	2.07(-2)	7.3(-3)	
2	5.00(-1)	4.89(-2)	4.44(-2)	3.35(-2)	2.10(-2)	1.12(-2)	5.1(-3)	2.1(-3)
4	2.50(-1)	3.78(-3)	3.6(-3)	3.1(-3)	2.4(-3)	1.60(-3)	1.0(-3)	6.0(-4)

Annexe II-2 (cont.)

u	1/u	β					
		1	2	5	10	20	50
1(-6)	1.00 (6)	5.36 (0)	4.67 (0)	3.78 (0)	3.11 (0)	2.47 (0)	1.67 (0)
2(-6)	5.00 (5)	5.01 (0)	4.33 (0)	3.44 (0)	2.79 (0)	2.16 (0)	1.39 (0)
4(-6)	2.50 (5)	4.67 (0)	3.99 (0)	3.11 (0)	2.47 (0)	1.86 (0)	1:14 (0)
6(-6)	1.66 (5)	4.47 (0)	3.80 (0)	2.92 (0)	2.28 (0)	1.69 (0)	9.95(-1)
8(-6)	1.25 (5)	4.33 (0)	3.66 (0)	2.79 (0)	2.16 (0)	1.57 (0)	9.00(-1)
1(-5)	1.00 (5)	4.22 (0)	3.55 (0)	2.68 (0)	2.06 (0)	1.48 (0)	8.29(-1)
2(-5)	5.00 (4)	3.88 (0)	3.22 (0)	2.37 (0)	1.76 (0)	1.22 (0)	6.26(-1)
4(-5)	2.50 (4)	3.55 (0)	2.89 (0)	2.06 (0)	1.48 (0)	9.73(-1)	4.52(-1)
6(-5)	1.66 (4)	3.35 (0)	2.70 (0)	1.88 (0)	1.32 (0)	8.41(-1)	3.65(-1)
8(-5)	1.25 (4)	3.21 (0)	2.57 (0)	1.76 (0)	1.22 (0)	7.53(-1)	3.09(-1)
1(-4)	1.00 (4)	3.11 (0)	2.47 (0)	1.67 (0)	1.14 (0)	6.88(-1)	2.70(-1)
2(-4)	5.00 (3)	2.78 (0)	2.15 (0)	1.39 (0)	8.99(-1)	5.04(-1)	1.68(-1)
4(-4)	2.50 (3)	2.46 (0)	1.85 (0)	1.14 (0)	6.88(-1)	3.51(-1)	9.63(-2)
6(-4)	1.66 (3)	2.28 (0)	1.68 (0)	9.94(-1)	5.77(-1)	2.77(-1)	6.61(-2)
8(-4)	1.25 (3)	2.15 (0)	1.57 (0)	8.98(-1)	5.04(-1)	2.30(-1)	4.94(-2)
1(-3)	1.00 (3)	2.05 (0)	1.48 (0)	8.27(-1)	4.51(-1)	1.98(-1)	3.88(-2)
2(-3)	5.00 (2)	1.75 (0)	1.21 (0)	6.24(-1)	3.08(-1)	1.16(-1)	1.66(-2)
4(-3)	2.50 (2)	1.47 (0)	9.66(-1)	4.50(-1)	1.97(-1)	6.19(-2)	5.88(-3)
6(3)	1.66 (2)	1.31 (0)	8.33(-1)	3.62(-1)	1.46(-1)	4.04(-2)	2.92(-3)
8(-3)	1.25 (2)	1.20 (0)	7.44(-1)	3.06(-1)	1.16(-1)	2.90(-2)	1.69(-3)
1(-2)	1.00 (2)	1.11 (0)	6.78(-1)	2.67(-1)	9.55(-2)	2.21(-2)	1.06(-3)
2(-2)	5.00 (1)	8.68(-1)	4.91(-1)	1.65(-1)	4.87(-2)	8.31(-3)	2.03(-4)
4(-2)	2.50 (1)	6.47(-1)	3.36(-1)	9.31(-2)	2.16(-2)	2.53(-3)	2.69(-5)
6(-2)	1.66 (1)	5.30(-1)	2.59(-1)	6.30(-2)	1.24(-2)	1.12(-3)	6.55(-6)
8(-2)	1.25 (1)	4.53(-1)	2.12(-1)	4.64(-2)	7.97(-3)	5.87(-4)	2.19(-6)
1(-1)	1.00 (1)	3.97(-1)	1.79(-1)	3.59(-2)	5.52(-3)	3.40(-4)	
2(-1)	5.00 (0)	2.45(-1)	9.71(-2)	1.43(-2)	1.49(-3)	4.93(-5)	
4(-1)	2.50 (0)	1.30(-1)	4.41(-2)	4.48(-3)	2.83(-4)	4.24(-6)	
6(-1)	1.66 (0)	7.99(-2)	2.47(-2)	1.95(-3)	8.73(-5)		
8(-1)	1.25 (0)	5.29(-2)	1.52(-2)	9.86(-4)	3.40(-5)		
1 (0)	1.00 (0)	3.65(-2)	9.93(-3)	5.47(-4)	1.51(-5)		
2 (0)	5.00(-1)	7.60(-3)	1.73(-3)	5.51(-5)			
4 (0)	2.50(-1)	5.58(-4)	1.08(-4)	1.89(-6)			
6 (0)	1.66(-1)	5.19(-5)	9.26(-6)				
8 (0)	1.25(-1)	5.36(-6)					

Annexe II-2 : Valeurs de la fonction de Hantush $W(u,\beta)$ pour aquifères semi-captifs (Hantush 1960)

u	1/u	β								
		0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5
1(-6)	1.00 (6)	1.20 (1)	1.14 (1)	1.06 (1)	9.93 (0)	9.25 (0)	8.34 (0)	7.65 (0)	6.96 (0)	6.05 (0)
2(-6)	5.00 (5)	1.15 (1)	1.10 (1)	1.02 (1)	9.57 (0)	8.89 (0)	7.99 (0)	7.30 (0)	6.61 (0)	5.70 (0)
4(-6)	2.50 (5)	1.11 (1)	1.06 (1)	9.84 (0)	9.20 (0)	8.54 (0)	7.64 (0)	6.95 (0)	6.27 (0)	5.36 (0)
6(-6)	1.66 (5)	1.08 (1)	1.03 (1)	9.61 (0)	8.99 (0)	8.33 (0)	7.44 (0)	6.75 (0)	6.06 (0)	5.16 (0)
8(-6)	1.25 (5)	1.05 (1)	1.01 (1)	9.45 (0)	8.84 (0)	8.18 (0)	7.29 (0)	6.61 (0)	5.92 (0)	5.01 (0)
1(-5)	1.00 (5)	1.04 (1)	1.00 (1)	9.32 (0)	8.71 (0)	8.07 (0)	7.18 (0)	6.49 (0)	5.81 (0)	4.90 (0)
2(-5)	5.00 (4)	9.82 (0)	9.51 (0)	8.90 (0)	8.33 (0)	7.70 (0)	6.82 (0)	6.15 (0)	5.46 (0)	4.56 (0)
4(-5)	2.50 (4)	9.24 (0)	8.99 (0)	8.46 (0)	7.93 (0)	7.33 (0)	6.47 (0)	5.80 (0)	5.12 (0)	4.22 (0)
6(-5)	1.66 (4)	8.88 (0)	8.67 (0)	8.19 (0)	7.69 (0)	7.11 (0)	6.26 (0)	5.59 (0)	4.91 (0)	4.02 (0)
8(-5)	1.25 (4)	8.63 (0)	8.43 (0)	8.00 (0)	7.52 (0)	6.95 (0)	6.11 (0)	5.44 (0)	4.77 (0)	3.88 (0)
1(-4)	1.00 (4)	8.43 (0)	8.25 (0)	7.84 (0)	7.38 (0)	6.82 (0)	5.99 (0)	5.33 (0)	4.66 (0)	3.77 (0)
2(-4)	5.00 (3)	7.79 (0)	7.66 (0)	7.33 (0)	6.93 (0)	6.42 (0)	5.62 (0)	4.97 (0)	4.31 (0)	3.43 (0)
4(-4)	2.50 (3)	7.14 (0)	7.04 (0)	6.78 (0)	6.45 (0)	6.00 (0)	5.25 (0)	4.62 (0)	3.96 (0)	3.10 (0)
6(-4)	1.66 (3)	6.75 (0)	6.67 (0)	6.45 (0)	6.16 (0)	5.74 (0)	5.02 (0)	4.40 (0)	3.76 (0)	2.91 (0)
8(-4)	1.25 (3)	6.48 (0)	6.40 (0)	6.21 (0)	5.94 (0)	5.55 (0)	4.86 (0)	4.25 (0)	3.62 (0)	2.77 (0)
1(-3)	1.00 (3)	6.26 (0)	6.20 (0)	6.02 (0)	5.77 (0)	5.40 (0)	4.73 (0)	4.13 (0)	3.50 (0)	2.67 (0)
2(-3)	5.00 (2)	5.59 (0)	5.54 (0)	5.41 (0)	5.22 (0)	4.91 (0)	4.32 (0)	3.76 (0)	3.15 (0)	2.34 (0)
4(-3)	2.50 (2)	4.91 (0)	4.88 (0)	4.78 (0)	4.64 (0)	4.40 (0)	3.89 (0)	3.38 (0)	2.80 (0)	2.03 (0)
6(-3)	1.66 (2)	4.52 (0)	4.49 (0)	4.41 (0)	4.29 (0)	4.08 (0)	3.62 (0)	3.14 (0)	2.60 (0)	1.84 (0)
8(-3)	1.25 (2)	4.23 (0)	4.21 (0)	4.14 (0)	4.04 (0)	3.85 (0)	3.43 (0)	2.98 (0)	2.45 (0)	1.72 (0)
1(-2)	1.00 (2)	4.02 (0)	4.00 (0)	3.93 (0)	3.84 (0)	3.67 (0)	3.28 (0)	2.84 (0)	2.33 (0)	1.62 (0)
2(-2)	5.00 (1)	3.34 (0)	3.33 (0)	3.28 (0)	3.21 (0)	3.09 (0)	2.78 (0)	2.42 (0)	1.97 (0)	1.32 (0)
4(-2)	2.50 (1)	2.67 (0)	2.66 (0)	2.63 (0)	2.58 (0)	2.50 (0)	2.27 (0)	1.98 (0)	1.61 (0)	1.04 (0)
6(-2)	1.66 (1)	2.29 (0)	2.28 (0)	2.26 (0)	2.22 (0)	2.15 (0)	1.96 (0)	1.72 (0)	1.39 (0)	8.84(-1)
8(-2)	1.25 (1)	2.02 (0)	2.01 (0)	1.99 (0)	1.96 (0)	1.90 (0)	1.74 (0)	1.53 (0)	1.24 (0)	7.76(-1)
1(-1)	1.00 (1)	1.82 (0)	1.81 (0)	1.79 (0)	1.77 (0)	1.72 (0)	1.58 (0)	1.39 (0)	1.12 (0)	6.95(-1)
2(-1)	5.00 (0)	1.22 (0)	1.22 (0)	1.21 (0)	1.19 (0)	1.16 (0)	1.07 (0)	9.50(-1)	7.67(-1)	4.60(-1)
4(-1)	2.50 (0)	7.01(-1)	6.99(-1)	6.94(-1)	6.85(-1)	6.68(-1)	6.22(-1)	5.54(-1)	4.48(-1)	2.62(-1)
6(-1)	1.66 (0)	4.53(-1)	4.52(-1)	4.49(-1)	4.44(-1)	4.33(-1)	4.04(-1)	3.61(-1)	2.93(-1)	1.69(-1)
8(-1)	1.25 (0)	3.10(-1)	3.09(-1)	3.07(-1)	3.04(-1)	2.97(-1)	2.77(-1)	2.48(-1)	2.01(-1)	1.15(-1)
1 (0)	1.00 (0)	2.19(-1)	2.18(-1)	2.17(-1)	2.14(-1)	2.10(-1)	1.96(-1)	1.76(-1)	1.43(-1)	8.12(-2)
2 (0)	5.00(-1)	4.88(-2)	4.87(-2)	4.84(-2)	4.79(-2)	4.68(-2)	4.39(-2)	3.95(-2)	3.22(-2)	1.80(-2)
4 (0)	2.50(-1)	3.77(-3)	3.76(-3)	3.74(-3)	3.70(-3)	3.62(-3)	3.40(-3)	3.07(-3)	2.50(-3)	1.39(-3)
6 (0)	1.66(-1)	3.59(-4)	3.59(-4)	3.56(-4)	3.53(-4)	3.45(-4)	3.25(-4)	2.93(-4)	2.39(-4)	1.33(-4)
8 (0)	1.25(-1)	3.76(-5)	3.75(-5)	3.73(-5)	3.69(-5)	3.62(-5)	3.40(-5)	3.07(-5)	2.51(-5)	1.39(-5)

Annexe II-3 : Valeurs de la fonction de Neuman-Witherspoon $W(u, u_c)$ pour aquifères semi-captifs (Witherspoon et al.1967)

u_c	$1/u_c$	$u = 1.25$	6.25(-1)	5.0 (-1)	3.57(-1)	2.5 (-1)	1.25(-1)	6.25(-2)	3.57(-2)	2.5 (-2)	2.5 (-3)	2.5 (-4)	2.5 (-5)	2.5 (-6)	2.5 (-7)	2.5 (-8)	2.5 (-9)	2.5 (-10)	2.5 (-11)
1(-3)	1.00(3)	9.07(-1)	9.22(-1)	9.26(-1)	9.31(-1)	9.35(-1)	9.41(-1)	9.46(-1)	9.49(-1)	9.50(-1)	9.56(-1)	9.58(-1)	9.60(-1)	9.60(-1)	9.61(-1)	9.62(-1)	9.62(-1)	9.62(-1)	9.62(-1)
2(-3)	5.00(2)	8.70(-1)	8.91(-1)	8.96(-1)	9.03(-1)	9.09(-1)	9.18(-1)	9.24(-1)	9.28(-1)	9.30(-1)	9.37(-1)	9.41(-1)	9.43(-1)	9.44(-1)	9.45(-1)	9.46(-1)	9.46(-1)	9.47(-1)	9.47(-1)
3(-3)	3.33(2)	8.43(-1)	8.68(-1)	8.74(-1)	8.82(-1)	8.89(-1)	9.00(-1)	9.07(-1)	9.12(-1)	9.14(-1)	9.24(-1)	9.28(-1)	9.30(-1)	9.32(-1)	9.33(-1)	9.34(-1)	9.34(-1)	9.35(-1)	9.35(-1)
4(-3)	2.50(2)	8.20(-1)	8.48(-1)	8.56(-1)	8.65(-1)	8.73(-1)	8.85(-1)	8.94(-1)	8.99(-1)	9.01(-1)	9.12(-1)	9.17(-1)	9.20(-1)	9.21(-1)	9.23(-1)	9.23(-1)	9.24(-1)	9.25(-1)	9.25(-1)
5(-3)	2.00(2)	8.01(-1)	8.32(-1)	8.40(-1)	8.50(-1)	8.59(-1)	8.72(-1)	8.81(-1)	8.87(-1)	8.90(-1)	9.02(-1)	9.07(-1)	9.10(-1)	9.12(-1)	9.13(-1)	9.14(-1)	9.15(-1)	9.16(-1)	9.16(-1)
6(-3)	1.66(2)	7.84(-1)	8.17(-1)	8.26(-1)	8.36(-1)	8.46(-1)	8.60(-1)	8.71(-1)	8.77(-1)	8.80(-1)	8.93(-1)	8.99(-1)	9.02(-1)	9.04(-1)	9.05(-1)	9.06(-1)	9.07(-1)	9.08(-1)	9.08(-1)
8(-3)	1.25(2)	7.54(-1)	7.91(-1)	8.01(-1)	8.13(-1)	8.24(-1)	8.40(-1)	8.52(-1)	8.59(-1)	8.62(-1)	8.77(-1)	8.83(-1)	8.87(-1)	8.89(-1)	8.91(-1)	8.92(-1)	8.93(-1)	8.94(-1)	8.94(-1)
1(-2)	1.00(2)	7.29(-1)	7.69(-1)	7.79(-1)	7.92(-1)	8.04(-1)	8.22(-1)	8.35(-1)	8.43(-1)	8.47(-1)	8.63(-1)	8.70(-1)	8.74(-1)	8.76(-1)	8.78(-1)	8.79(-1)	8.80(-1)	8.81(-1)	8.82(-1)
2(-2)	5.00(1)	6.37(-1)	6.86(-1)	7.00(-1)	7.16(-1)	7.32(-1)	7.55(-1)	7.72(-1)	7.82(-1)	7.87(-1)	8.08(-1)	8.18(-1)	8.23(-1)	8.27(-1)	8.29(-1)	8.31(-1)	8.32(-1)	8.33(-1)	8.34(-1)
3(-2)	3.33(1)	5.73(-1)	6.28(-1)	6.43(-1)	6.62(-1)	6.79(-1)	7.06(-1)	7.25(-1)	7.37(-1)	7.43(-1)	7.68(-1)	7.79(-1)	7.85(-1)	7.89(-1)	7.92(-1)	7.94(-1)	7.95(-1)	7.97(-1)	7.98(-1)
4(-2)	2.50(1)	5.23(-1)	5.82(-1)	5.98(-1)	6.18(-1)	6.37(-1)	6.66(-1)	6.87(-1)	7.00(-1)	7.07(-1)	7.34(-1)	7.47(-1)	7.54(-1)	7.58(-1)	7.61(-1)	7.63(-1)	7.65(-1)	7.66(-1)	7.67(-1)
5(-2)	2.00(1)	4.82(-1)	5.44(-1)	5.61(-1)	5.82(-1)	6.02(-1)	6.33(-1)	6.55(-1)	6.69(-1)	6.76(-1)	7.05(-1)	7.19(-1)	7.26(-1)	7.31(-1)	7.34(-1)	7.37(-1)	7.39(-1)	7.40(-1)	7.41(-1)
6(-2)	1.66(1)	4.48(-1)	5.11(-1)	5.28(-1)	5.50(-1)	5.71(-1)	6.03(-1)	6.27(-1)	6.42(-1)	6.49(-1)	6.80(-1)	6.94(-1)	7.02(-1)	7.07(-1)	7.11(-1)	7.13(-1)	7.15(-1)	7.17(-1)	7.18(-1)
8(-2)	1.25(1)	3.92(-1)	4.56(-1)	4.75(-1)	4.98(-1)	5.20(-1)	5.54(-1)	5.79(-1)	5.95(-1)	6.03(-1)	6.36(-1)	6.51(-1)	6.60(-1)	6.65(-1)	6.69(-1)	6.72(-1)	6.74(-1)	6.76(-1)	6.77(-1)
1(-1)	1.00(1)	3.48(-1)	4.13(-1)	4.31(-1)	4.55(-1)	4.77(-1)	5.12(-1)	5.39(-1)	5.55(-1)	5.64(-1)	5.98(-1)	6.15(-1)	6.24(-1)	6.30(-1)	6.34(-1)	6.36(-1)	6.39(-1)	6.40(-1)	6.42(-1)
2(-1)	5.00(0)	2.14(-1)	2.73(-1)	2.90(-1)	3.13(-1)	3.36(-1)	3.72(-1)	3.99(-1)	4.17(-1)	4.26(-1)	4.64(-1)	4.83(-1)	4.93(-1)	4.99(-1)	5.04(-1)	5.07(-1)	5.09(-1)	5.11(-1)	5.13(-1)
3(-1)	3.33(0)	1.44(-1)	1.95(-1)	2.10(-1)	2.31(-1)	2.51(-1)	2.85(-1)	3.12(-1)	3.29(-1)	3.38(-1)	3.76(-1)	3.94(-1)	4.04(-1)	4.11(-1)	4.15(-1)	4.18(-1)	4.21(-1)	4.23(-1)	4.24(-1)
4(-1)	2.50(0)	1.02(-1)	1.45(-1)	1.58(-1)	1.76(-1)	1.95(-1)	2.25(-1)	2.50(-1)	2.66(-1)	2.75(-1)	3.11(-1)	3.28(-1)	3.38(-1)	3.44(-1)	3.48(-1)	3.51(-1)	3.54(-1)	3.56(-1)	3.57(-1)
5(-1)	2.00(0)	7.44(-2)	1.10(-1)	1.22(-1)	1.38(-1)	1.54(-1)	1.82(-1)	2.04(-1)	2.19(-1)	2.27(-1)	2.60(-1)	2.77(-1)	2.86(-1)	2.92(-1)	2.96(-1)	2.99(-1)	3.01(-1)	3.03(-1)	3.04(-1)
6(-1)	1.66(0)	5.55(-2)	8.53(-2)	9.54(-2)	1.09(-1)	1.23(-1)	1.48(-1)	1.68(-1)	1.82(-1)	1.89(-1)	2.20(-1)	2.36(-1)	2.44(-1)	2.50(-1)	2.53(-1)	2.56(-1)	2.58(-1)	2.60(-1)	2.61(-1)
8(-1)	1.25(0)	3.23(-2)	5.33(-2)	6.06(-2)	7.09(-2)	8.18(-2)	1.01(-1)	1.18(-1)	1.29(-1)	1.35(-1)	1.61(-1)	1.74(-1)	1.81(-1)	1.86(-1)	1.89(-1)	1.91(-1)	1.93(-1)	1.94(-1)	1.95(-1)
1(0)	1.00(0)	1.96(-2)	3.44(-2)	3.99(-2)	4.75(-2)	5.58(-2)	7.09(-2)	8.40(-2)	9.29(-2)	9.79(-2)	1.19(-1)	1.30(-1)	1.37(-1)	1.40(-1)	1.43(-1)	1.45(-1)	1.46(-1)	1.48(-1)	1.48(-1)
2(0)	5.00(-1)	2.29(-3)	5.14(-3)	6.34(-3)	8.19(-3)	1.03(-2)	1.46(-2)	1.87(-2)	2.16(-2)	2.33(-2)	3.11(-2)	3.52(-2)	3.76(-2)	3.90(-2)	4.00(-2)	4.08(-2)	4.13(-2)	4.18(-2)	4.21(-2)
3(0)	3.33(-1)	3.35(-4)	9.67(-4)	1.25(-3)	1.72(-3)	2.30(-3)	3.55(-3)	4.81(-3)	5.78(-3)	6.35(-3)	9.07(-3)	1.06(-2)	1.14(-2)	1.19(-2)	1.23(-2)	1.26(-2)	1.28(-2)	1.29(-2)	1.31(-2)
4(0)	2.50(-1)	6.38(-5)	2.03(-4)	2.80(-4)	4.04(-4)	5.60(-4)	9.33(-4)	1.33(-3)	1.65(-3)	1.84(-3)	2.79(-3)	3.32(-3)	3.63(-3)	3.82(-3)	3.95(-3)	4.05(-3)	4.12(-3)	4.18(-3)	4.23(-3)
5(0)	2.00(-1)	1.24(-5)	4.52(-5)	6.54(-5)	9.91(-5)	1.46(-4)	2.56(-4)	3.84(-4)	4.89(-4)	5.54(-4)	8.85(-4)	1.07(-3)	1.19(-3)	1.26(-3)	1.30(-3)	1.34(-3)	1.37(-3)	1.39(-3)	1.40(-3)
6(0)	1.66(-1)	4.10(-6)	1.08(-5)	1.59(-5)	2.60(-5)	4.06(-5)	7.80(-5)	1.17(-4)	1.50(-4)	1.73(-4)	2.87(-4)	3.55(-4)	3.95(-4)	4.21(-4)	4.38(-4)	4.50(-4)	4.60(-4)	4.68(-4)	4.74(-4)
8(0)	1.25(-1)	5.46(-9)	6.81(-7)	1.06(-6)	1.89(-6)	3.93(-6)	5.73(-6)	1.12(-5)	1.53(-5)	1.78(-5)	3.12(-5)	4.04(-5)	4.55(-5)	4.88(-5)	5.11(-5)	5.27(-5)	5.40(-5)	5.49(-5)	5.57(-5)