

Université de Liège

Faculté des Sciences Appliquées

**Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie
et de Prospection géophysique**

**Etude et Modélisation du Transport
et du Piégeage des Solutés
en Milieu Souterrain Variablement Saturé**

**Evaluation des Paramètres Hydrodispersifs
par la Réalisation et l'Interprétation
d'Essais de Traçage in Situ**

Thèse de Doctorat

présentée par Serge BROUYERE
*en vue de l'obtention du grade de
Docteur en Sciences Appliquées*

Devant un Jury composé de :

A. Monjoie, Université de Liège
A. Dassargues, Université de Liège
R. Charlier, Université de Liège
S. Cescotto, Université de Liège
S. Dautrebande, Facultés Agronomiques de Gembloux
A. Rorive, Facultés Polytechniques de Mons
V. Hallet, Facultés Notre-Dame de la Paix de Namur
Ph. Ackerer, Université Louis Pasteur à Strasbourg, France
R. Therrien, Université de Laval, Québec

Septembre 2001

Université de Liège

Faculté des Sciences Appliquées

**Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie
et de Prospection géophysique**

**Etude et Modélisation du Transport
et du Piégeage des Solutés
en Milieu Souterrain Variablement Saturé**

**Evaluation des Paramètres Hydrodispersifs
par la Réalisation et l'Interprétation
d'Essais de Traçage in Situ**

Thèse de Doctorat

présentée par Serge BROUYERE

en vue de l'obtention du grade de

Docteur en Sciences Appliquées

Devant un Jury composé de :

A. Monjoie, Université de Liège

A. Dassargues, Université de Liège

R. Charlier, Université de Liège

S. Cescotto, Université de Liège

S. Dautrebande, Facultés Agronomiques de Gembloux

A. Rorive, Facultés Polytechniques de Mons

V. Hallet, Facultés Notre-Dame de la Paix de Namur

Ph. Ackerer, Université Louis Pasteur à Strasbourg, France

R. Therrien, Université de Laval, Québec

Septembre 2001

Nous rendons grâces à notre mère, la Terre, qui nous soutient. Nous rendons grâces aux rivières et aux ruisseaux qui nous donnent de l'eau. Nous rendons grâces à toutes les plantes qui nous donnent les remèdes contre nos maladies. Nous rendons grâces au maïs et à ses sœurs les fèves et les courges, qui nous donnent la vie. Nous rendons grâces aux haies et aux arbres qui nous donnent les fruits. Nous rendons grâces au vent qui remue l'air et chasse les maladies. Nous rendons grâces à la Lune et aux étoiles qui nous ont donné leur clarté après le départ du Soleil. Nous rendons grâces à notre grand-père Hé-No, pour avoir protégé ses petits-enfants des sorcières et des reptiles. Nous rendons grâces au Soleil qui a regardé la Terre d'un œil bienfaisant. Enfin, nous rendons grâces au Grand Esprit en qui s'incarne toute bonté et qui mène toutes choses pour le bien de ses enfants.

Prière iroquoise

Paroles indiennes,

Carnets de Sagesse, ALBIN MICHEL

Je dédie ce travail à la Mémoire de mes Grands-Parents,
Lucette, Ernest, Aimée, René

Résumé

La protection à long terme des ressources en eau souterraine implique d'étudier le comportement de l'eau et des éventuels contaminants qu'elle véhicule depuis l'entrée dans le milieu souterrain (recharge) jusqu'à l'exutoire naturel (émergence, cours d'eau) ou forcé (pompage) de la nappe. Au cours de ce transit, de nombreux phénomènes d'origine physique ou chimique sont susceptibles d'affecter la mobilité et les concentrations du ou des contaminants. Il s'agit donc de tenir compte du pouvoir atténuateur, retardateur, voire auto-épurateur du milieu souterrain à leur égard, les conséquences pouvant être positives (dispersion, dilution, dégradation du contaminant) ou négatives (difficultés de reprise du contaminant, impact à long terme de la contamination, ...).

L'objectif de cette recherche est de développer une approche conceptuelle et mathématique visant à l'étude in situ et à la modélisation de la mobilité et du piégeage temporaire ou définitif des solutés au sein du milieu souterrain variablement saturé en eau. Une classification des processus physico-chimiques influençant la mobilité des solutés est proposée, reposant sur trois critères : (1) une distinction entre processus « microscopiques », ayant cours à l'échelle de quelques pores et processus « macroscopiques », ayant cours à l'échelle du terrain ; (2) une distinction entre processus physiques (affectant tout type de contaminant, indépendamment de sa nature chimique) et processus chimiques (affectant certains contaminants, en fonction de leurs propriétés chimiques spécifiques) ; (3) une distinction entre processus à l'équilibre (indépendant du temps) et processus cinétiques (dépendant explicitement du temps). Sur base de cette analyse, le modèle conceptuel considéré comporte trois éléments principaux : l'advection, la dispersion hydrodynamique et un processus de stockage-déstockage de soluté au sein d'une phase immobile liquide (effet d'eau immobile) ou solide (sorption cinétique), représenté par une équation de transfert de premier ordre. Suivant le schéma conceptuel, les adaptations et développements réalisés au sein du code éléments finis SUFT3D, en vue de permettre la simulation du comportement d'un soluté dans le milieu souterrain variablement saturé, sont décrits.

La détermination des paramètres gouvernant les processus de migration et de piégeage des solutés repose sur l'interprétation d'essais de traçage réalisés in situ, en milieu saturé et non saturé. Une part importante de la recherche a donc été consacrée à l'amélioration des techniques de traçage et d'interprétation des résultats en termes d'évolution de la concentration et d'évolution de la masse restituée du traceur, cette dernière étant plus adaptée à l'évaluation et à la quantification des effets de retard. En vue de représenter de manière plus physique et plus précise l'injection d'un traceur, une nouvelle approche conceptuelle, mathématique et numérique est élaborée, considérant explicitement les interactions puits – aquifère. A l'aide de ce modèle, divers tests numériques démontrent l'impact des conditions d'injection du traceur sur les résultats de traçage, pouvant potentiellement conduire à des erreurs d'interprétation en termes d'identification des processus agissant et de quantification des paramètres calibrés. En vue d'une interprétation correcte des résultats de traçage, le contrôle des conditions d'injection est donc primordial.

Deux études expérimentales servent de base et d'illustration aux développements réalisés. Une campagne d'essais de traçage en milieu saturé a été réalisée dans la plaine alluviale de la Meuse, à Hermalle-sous-Argenteau. Ces essais permettent de valider et d'illustrer l'approche développée en vue de représenter précisément l'injection des traceurs et les interactions puits – aquifère, de mettre en évidence une série de problèmes conceptuels et pratiques rencontrés lors de la réalisation des essais de traçage, d'examiner le comportement chimique de plusieurs traceurs artificiels et de mettre en évidence les propriétés hydrodispersives des formations alluviales. La deuxième étude a eu pour objectif d'étudier les mécanismes de migration de substances dissoutes au sein de la zone non saturée surmontant la nappe aquifère des craies en Hesbaye. Les résultats de ces tests permettent de proposer une approche unifiée visant à représenter le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des craies fissurées sous des conditions variables de recharge, donc de saturation en eau. Cette étude permet également de mettre en évidence le lien entre les propriétés physiques et hydrodynamiques des limons éoliens en Hesbaye.

Mots-Clés : milieu variablement saturé, transport, retard, piégeage, modélisation, essai de traçage, courbe de restitution, injection, eau immobile, craie, graviers

Abstract

The long term protection of groundwater resources implies to study the behaviour of water and contaminants as soon as they penetrate in the underground (recharge) until they leave it at natural outlets (discharge in surface water bodies, springs, ...) or at artificial extraction points (pumping wells, ...). During this residence in the underground, many physical and chemical processes are likely to play a role on contaminant mobility. The attenuation, retardation and auto-purification capacities of the underground medium have thus to be quantified and considered. Consequences of their effect on contaminant behaviour can be positive (contaminant dispersion, dilution, degradation, ...) or negative (difficulties to recover the contaminant, long-term impact of the contamination, ...).

This research aims at providing a conceptual and mathematical framework for studying on the field and for modelling the migration and retardation of solutes in variably saturated underground media. A classification of physico-chemical processes is proposed, based on three main criteria : (1) a differentiation between “microscopic” processes, playing a role at pore-scale and “macroscopic” processes, playing a role at field scale, (2) a distinction between physical processes (affecting any kind of contaminant, independently from its chemical nature) and chemical processes (affecting some contaminants, according to their specific chemical properties), (3) a distinction between equilibrium processes (independent of time) and kinetic processes (explicitly dependent of time). On that basis, the conceptual model includes three main compounds : advection, hydrodynamic dispersion and a mass exchange process between the mobile water and an immobile phase of aqueous (dual porosity effect) or solid (kinetic sorption) nature. Within this conceptual framework, developments and adaptations made in the SUFT3D code in order to model the behaviour of a contaminant in the variably saturated underground are presented.

The evaluation of hydrodispersive parameters governing the migration and the capturing of contaminants relies on the interpretation of field tracer tests, conducted under variably saturated flow conditions. An important part of the research has thus been devoted to an improvement of tracer test techniques and interpretation, more particularly in terms of concentration and mass recovery evolutions, the latter being more appropriate for evaluation and quantification of retardation processes. In order to model more physically and accurately the tracer injection, a new conceptual, mathematical and numerical approach has been developed, considering explicitly well-aquifer interactions. Using this model, numerical tests show the impact of tracer injection conditions on tracer test results, possibly leading to wrong interpretation in terms of both processes identification and parameters quantification. In order to make a correct interpretation of tracer test results, the control of tracer injection conditions is thus essential.

Two experimental studies illustrate the developments of this work. A multi-tracer test experiment was conducted under saturated conditions in the sediments of the alluvial plain of the river Meuse at Hermalle-sous-Argenteau. The results of these tests allow to validate and to illustrate the approach developed in order to model accurately tracer injection and well-aquifer interactions, to highlight other practical and conceptual problems encountered when conducting the experiments, to examine the chemical behaviour of several artificial tracers and to quantify the hydrodispersive properties of alluvial deposits. The objective of the second field experiment was to identify and to quantify solute migration mechanisms in the unsaturated zone overlying the chalk aquifer in the Hesbaye Region. These results allow to suggest a unifying conceptual and mathematical approach in order to represent the hydrodynamic and hydrodispersive properties of fissured chalk under variably saturated conditions. They also show the impact of physical properties of aeolian loess materials on their hydrodynamic properties.

Keywords : variably saturated media, transport, retardation, capturing, model, tracer test, breakthrough curve, injection, chalk, gravels

REMERCIEMENTS

Au sortir de mes études d'ingénieur géologue, quand Alain Dassargues et Monsieur le Professeur Monjoie m'ont proposé d'entamer une thèse de doctorat, ma seule hésitation a été le fait que, n'ayant aucune réelle expérience pratique à ce moment là, je craignais de brûler quelque peu les étapes. Au bout du compte, pas de regrets, cette recherche m'a non seulement appris « à chercher », mais elle m'a aussi permis d'acquérir de l'expérience et le goût pour un domaine de travail qui m'a toujours plus passionné au cours des mois et des années qui viennent de s'écouler.

Avant tout, je souhaite témoigner toute ma gratitude au Professeur Albéric Monjoie et à Alain Dassargues qui m'ont, tout au long de ces années, fourni les moyens nécessaires pour mener à bien cette thèse et qui ont eu la patience et la confiance nécessaires pour me permettre de la finaliser dans les meilleures conditions.

Je m'en voudrais d'attendre plus longtemps pour exprimer ma reconnaissance et mon amitié à Guy Carabin et à Vincent Hallet, compères parmi les collègues. Nos nombreuses discussions, leurs précieux conseils et leur soutien inébranlable m'ont été d'un apport inestimable, m'ont permis d'apprécier au plus au point la richesse du travail d'équipe et de constater que 1+1+1 égale vraiment beaucoup plus que 3 ! Merci aussi, Vincent, d'avoir accepté de faire partie du jury de thèse !

Je tiens aussi tout particulièrement à remercier René Therrien, professeur à l'Université de Laval à Québec, qui, depuis que nous avons fait connaissance par claviers et e-mails interposés, n'a jamais ménagé ses conseils et a toujours fait preuve de patience, enthousiasme et sympathie pour répondre à mes nombreuses requêtes, avant d'accepter de faire partie du jury de thèse. A de futurs contacts encore plus fructueux ! Je me souviens également d'une semaine de formation vraiment enrichissante chez Philippe Ackerer, Professeur à l'Université Louis Pasteur à Strasbourg, que je remercie également très chaleureusement d'avoir accepté de faire partie du jury.

Je remercie également Madame Dautrebande, Professeur au Facultés Argonomiques de Gembloux, Monsieur Rorive, Professeur aux Facultés Polytechniques de Mons et Messieurs Charlier et Cescotto, Professeurs à l'Université de Liège, d'avoir marqué leur intérêt pour mes travaux en acceptant d'être membres du jury.

J'exprime également toute ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui, durant ces années, m'ont apporté de l'aide, des conseils et des résultats. Sans toutes ces personnes, cette recherche n'aurait sans doute pas atteint les mêmes objectifs. Je pense tout particulièrement à Bruno Haerens et Charlotte Crispin, qui furent de tous les coups sur le terrain et au laboratoire, à Johan, Tim, Radu, Frédéric, Gaston, Céline, Laurent, Doru, et certainement bien d'autres encore qui n'ont jamais rechigné à donner un coup de main sur le terrain, au labo, au spectro, de jour comme de nuit, toujours de bonne humeur et souvent avec beaucoup d'humour ! Rappelez-vous le super camping caravaning d'Hermalle-sous-Argenteau !, ou encore le coin pique-nique de Bovenistier ! Coup de chapeau également à Donat pour sa compétence dans la maintenance informatique du labo et tous les petits conseils promulgués au cours des années.

Si ce travail a pu être réalisé dans d'excellentes conditions, c'est également avec le concours des membres du personnel des L.G.I.H., parmi lesquels Madame Bauduin, Madame Bruninx, Fabien et Martine, d'une efficacité sans faille au secrétariat, de René Thiry, Armand Lauwers et Patrice Docquier à l'occasion d'un tirage de plan, d'un dessin ou du don d'un papier calque ou millimétré, Joël Laval, Philippe Jacques et Albert Monjoie, tous au poste pour remonter une pompe (après l'avoir descendue !), faire un petit lever topo, bricoler un super système de robinetterie ou un adaptateur pour le tuyau X à connecter à l'élément Y ou Z et, bien sûr, les As de l'anion et du cation, respectivement Bernard Belot et Jean-Marie Speetjens, pour les centaines (milliers ?) d'analyses réalisées. Un grand merci à tous !

Un grand merci également à distance à tous ceux qui ont eu la gentillesse et la patience de répondre à mes questions, à me passer des bouts de codes, des références et des conseils plus qu'utiles. Je pense tout particulièrement à Joel VanderKwaak, pour le solver WatSolv, mais aussi pour une multitude d'explications et de conseils, *Thanks Joel and come back again in Liège for some beers whenever you want to !*, Ed Sudicky et Rob McLaren, qui m'ont accueilli dans les meilleures conditions à Waterloo pendant deux mois, à l'occasion d'un séjour qui s'est avéré décisif pour certains aspects de cette recherche, mais aussi Piotr Maloszweski et Mario Putti pour leurs réponses relatives à des sujets très divers.

Je suis très reconnaissant envers le Fond National de la Recherche Scientifique qui m'a octroyé, pendant quatre années, un mandat de recherche m'ayant permis de réaliser ce doctorat dans des conditions optimales, mais aussi envers le Jury Pisart, sans le soutien duquel les conditions de finalisation de ce travail auraient sans doute été plus pénibles.

Je n'oublierai jamais non plus le soutien plus qu'inestimable de mes parents, dans les moments d'euphorie, mais aussi et surtout dans les moments plus difficiles.

Sans l'intérêt, le financement et les facilités offertes par plusieurs personnes, laboratoires, organismes et sociétés, il est évident que la partie expérimentale de ce travail n'aurait pas pu se réaliser. Je remercie le Professeur Houssier et les membres de son laboratoire qui nous ont initiés au

fonctionnement du spectrofluorimètre, avant de nous octroyer un accès quasi illimité et de supporter, avec flegme, l'accumulation de boîtes contenant des petits pots bleus ! Je remercie également les sociétés d'eaux (S.W.D.E. et C.I.L.E.) pour les possibilités qu'ils nous offrent régulièrement d'étudier le milieu souterrain in situ, la D.G.R.N.E. et le Ministère de l'Environnement de la Région Wallonne qui ont notamment financé l'étude réalisée à Bovenistier, le MET-SETHY qui, par l'intermédiaire de Monsieur Etienne, m'a permis d'accéder à des informations très intéressantes sur la plaine alluviale de la Meuse, dans le secteur de Hermalle-sous-Argenteau, le Patrimoine de l'Université de Liège, le F.N.R.S. et la Communauté Française de Belgique qui ont régulièrement financé, pour tout ou en partie, des séjours et stages à l'étranger (conférences, formations, bourses de voyage).

Dans la dernière ligne droite de la rédaction de ce document, j'ai également pu compter sur l'aide précieuse de plusieurs personnes : ma Maman, Cristina et Ingrid pour une dernière relecture plus qu'attentive et Monsieur Serge Legrand qui m'a fourni, avec autant de gentillesse que de compétence, toutes les informations nécessaires en vue de sortir ce manuscrit sur les imprimantes du SEGI.

Je terminerai par une pensée pour tous mes amis qui ont dû faire preuve de beaucoup de patience en attendant que je boucle, ENFIN, ce travail.

Evidemment, je n'oublie pas, chère Cristina, toute la patience et la gentillesse dont tu as fait preuve, toute l'aide et tout le soutien que tu m'as apportés depuis que tu es venue partager ma vie !

*When you copy from a single source,
it's called plagiarism, but when you copy
from various sources, it's called research*

Prabhakar Gupta
(Your morning smile, Globe & Mail
de Toronto, 14 novembre 1998)

AVANT PROPOS

Quand on écrit les dernières lignes, on se dit que la difficulté la plus grande est une décision à prendre : « J'arrête ici ! ». Au terme de quelques années de recherches, même si l'on a la conviction d'avoir accompli quelque chose, il reste toujours un petit sentiment de trop peu. Il y a encore tellement de choses à découvrir, à mettre au point. Ce sentiment est exacerbé quand les recherches menées ont suivi un nombre assez important de directions ...

Plutôt qu'un point final, ce document a donc plutôt pour vocation de décrire un état d'avancement des travaux dans la direction donnée à des recherches que j'espère encore fructueuses à l'avenir. Tout ceci s'inscrit dans la suite d'autres travaux réalisés aux L.G.I.H. et ailleurs. Dans cette optique, ce texte ne se veut ni un livre, ni un cours sur la modélisation des écoulements et du transport des solutés en milieu souterrain. La logique est donc de décrire les éléments se rapportant directement aux recherches menées, sans revenir avec moult détails sur des notions et des développements antérieurs, supposés pré-requis. Par contre, j'ai jugé bon d'entrer dans certains détails vis-à-vis de la description des travaux réalisés (essais de terrain, développements théoriques et numériques, ...), de manière à ce que les données recueillies à ces occasions ne se perdent pas, la plupart n'étant consignées dans aucun rapport scientifique. Ceci justifie en partie la longueur totale de ce texte.

La logique des chapitres est de commencer par un rappel de notions de base importantes à la compréhension des développements, suivi d'une description phénoménologique des processus étudiés, d'une proposition de mise en équation et, le cas échéant, de la discussion du sens de ces équations et de leur utilisation dans le cadre des objectifs généraux du travail. Ensuite, les particularités et difficultés rencontrées lors de la résolution numérique des équations sont présentées. Les chapitres décrivant la partie expérimentale du travail ont une structure classique : contexte général et objectifs des essais, résultats obtenus, interprétation de ces résultats, conclusions.

Le texte est subdivisé en cinq grandes « parties » comportant elles-mêmes un nombre variable de chapitres, selon les nécessités. Quelques annexes ont été ajoutées, quand cela s'avérait nécessaire, afin d'apporter quelques compléments d'informations difficiles à insérer directement dans le texte.

Il a été décidé de traiter les références bibliographiques de deux manières : des références principales et des références particulières. Les premières concernent une série d'ouvrages (notes de

cours, livres, ...) qui ont servi de référence permanente durant la recherche et lors de la rédaction du texte. Pour alléger celui-ci et éviter de trop nombreuses répétitions, ces références ne sont pas mentionnées dans le texte. Deux exceptions ont été retenues : pour les ouvrages présentant un intérêt global vis-à-vis du sujet abordé dans le passage référencé et lorsque des citations ou extraits sont reproduits dans le texte. La seconde catégorie de références se rapporte à des articles de revues, des actes de conférences, des rapports, ... Elles ont un intérêt plus ciblé dans le cadre de la description des recherches et sont de ce fait systématiquement mentionnées dans le texte et détaillées, par ordre alphabétique, à la fin de chaque partie du travail à laquelle elles se rapportent. En vue de faciliter la mise en parallèle avec la littérature anglaise très abondante, certains termes techniques sont suivis, entre parenthèses, de leur équivalent anglais.

Pour terminer, il est certainement bon de rappeler que ce travail n'est pas celui d'un numéricien mais bien d'un hydrogéologue qui, ayant vu dans les modèles mathématiques et les méthodes numériques des outils puissants et nécessaires pour progresser dans la connaissance et l'étude des eaux souterraines, s'est familiarisé « sur le tas », au fur et à mesure des besoins et des problèmes rencontrés. A ce titre, il se peut que le lecteur plus aguerri dans le domaine numérique trouve que certains passages du texte manquent de la rigueur absolue qu'il espérerait y trouver. Il leur sera demandé le minimum d'indulgence et de compréhension nécessaire pour faire abstraction de ces aspects.

Bonne lecture !

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements	3
Avant propos	7
Liste des principaux symboles	13
Introduction générale	19

I Première Partie Phénoménologie et Modélisation des écoulements en Milieu Souterrain Variablement Saturé en Eau

<i>I.1 Généralités et définitions</i>	27
I.1.1 Milieu souterrain variablement saturé.....	27
I.1.2 Phase et composant	28
I.1.3 Description des phases en présence	28
<i>I.2 Hydrostatique du milieu variablement saturé</i>	35
I.2.1 Forces agissant sur l'eau dans le sous-sol.....	35
I.2.2 Potentiel total	41
I.2.3 Types d'eau et répartition de l'eau dans le sous-sol.....	42
<i>I.3 Propriétés hydrauliques des milieux non saturés</i>	47
I.3.1 Courbe caractéristique d'humidité ou courbe de rétention	47
I.3.2 Evolution de la conductivité hydraulique en milieu non saturé	51
I.3.3 Expression des propriétés non saturées $\theta(h)$ et $K(\theta)$	56
I.3.4 Hystérésis.....	63
<i>I.4 Hydrodynamique du milieu variablement saturé</i>	67
I.4.1 Equations de mouvement et de bilan	67
<i>I.5 Résolution numérique des équations d'écoulement dans le milieu variablement saturé</i>	75
I.5.1 Choix de la méthode numérique	75
I.5.2 Présentation de la méthode des éléments finis.....	76
I.5.3 Application de la méthode des éléments finis à la résolution de l'équation de Richards.....	78
<i>I.6 Conditions aux limites relatives aux écoulements</i>	97
I.6.1 Condition de Dirichlet ou de 1 ^{er} type.....	97
I.6.2 Condition de Neumann ou de 2 ^{ème} type	98
I.6.3 Condition de Cauchy ou de 3 ^{ème} type.....	98
I.6.4 Condition de Fourier ou mixte ou de flux dépendant d'un potentiel	98
I.6.5 Condition limite variable	99
I.6.6 Pompages et injections.....	100
<i>Références bibliographiques relatives à la première partie</i>	101

II Deuxième partie Phénoménologie et Modélisation du Transport et du Piégeage Temporaire ou Définitif des Solutés en Milieu Souterrain

<i>II.1 Généralités et définitions</i>	111
II.1.1 Champ d'application de la recherche.....	111
II.1.2 Description des phases en présence	111
II.1.3 Hypothèse d'équilibre local	112

II.1.4	Effets d'échelle et notion d'élément de volume représentatif (E.V.R.)	113
II.1.5	Représentativité et sens physique des paramètres du modèle	113
II.2	<i>Migration des solutés en milieu souterrain</i>	115
II.2.1	Advection	115
II.2.2	Dispersion hydrodynamique	116
II.2.3	Microdispersion et macrodispersion	119
II.2.4	Equation de migration d'une substance miscible dans le milieu souterrain	121
II.3	<i>Processus de retard et de piégeage des solutés en milieu souterrain</i>	125
II.3.1	Mécanismes chimiques de retard	125
II.3.2	Mécanismes physiques de retard – effets d'eau immobile	131
II.4	<i>Modèles conceptuels plus élaborés de rétention et de piégeage des solutés - Milieux hétérogènes</i>	137
II.4.1	Hypothèse d'équilibre local et notion de transport idéal	137
II.4.2	Modèles bi-régionaux - Modèles bi-sites	138
II.4.3	Modèles à processus multiples	140
II.4.4	Modèles multiporosité – multiperméabilité	141
II.4.5	Approche cinétique généralisée appliquée aux milieux hétérogènes	143
II.4.6	Conclusions – Choix du modèle conceptuel général	146
II.5	<i>Description du modèle conceptuel général</i>	149
II.5.1	Modélisation du transport en l'absence de composante cinétique	149
II.5.2	Modélisation du transport en présence d'un effet d'eau immobile	150
II.5.3	Prise en compte d'un processus de sorption à l'équilibre dans le modèle MIM	155
II.5.4	Modélisation du transport dans le cas d'un concept « bi-site » (sorption linéaire réversible et sorption cinétique linéaire réversible)	157
II.5.5	Formulation générale des équations considérées dans le code SUFT3D	158
II.6	<i>Résolution numérique de l'équation de transport</i>	161
II.6.1	Introduction – principes généraux	161
II.6.2	Prise en compte de la composante cinétique du transport dans le code SUFT3D	161
II.6.3	Tests de validation de la programmation du concept cinétique dans le code SUFT3D et tests de sensibilité du modèle	163
II.6.4	Partitionnement dynamique de la porosité	176
II.6.5	Forme advective, termes sources et conservation de la masse de soluté	177
II.7	<i>Conditions limites relatives au transport</i>	181
II.7.1	Condition de Dirichlet ou de 1 ^{er} type	181
II.7.2	Condition de Neumann ou de 2 ^{ème} type	181
II.7.3	Condition limite de Cauchy ou de 3 ^{ème} type	182
II.7.4	Condition limite variable	182
II.7.5	Pompages et injections	182
	<i>Références bibliographiques relatives à la deuxième partie</i>	183

III Troisième Partie Modélisation des Interactions Piézomètre – Aquifère Influence de l'Injection sur l'Allure et l'Interprétation des Courbes de Restitution

III.1	<i>Modélisation de l'injection d'un traceur dans un puits : une nouvelle approche mathématique et numérique</i>	193
III.1.1	Introduction	193
III.1.2	Modèle d'injection développé	202
III.1.3	Introduction du modèle d'injection dans le code SUFT3D	212
III.1.4	Illustration	218
III.2	<i>Etude de sensibilité du modèle d'injection aux conditions expérimentales et aux paramètres régissant l'interaction piézomètre – aquifère</i>	223
III.2.1	Introduction	223
III.2.2	Etablissement de solutions analytiques permettant d'évaluer l'évolution de la concentration en traceur dans le puits d'injection	223
III.2.3	Formulation adimensionnelle du modèle d'injection	227
III.2.4	Etude de sensibilité des paramètres du modèle d'injection	229
III.3	<i>Influence de l'injection sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution</i>	247
III.3.1	Introduction	247
III.3.2	Critères d'influence de l'injection sur la courbe de restitution	249
III.3.3	Types d'injections possibles	252
III.3.4	Modes de répercussion de l'injection sur le résultat du traçage	254
III.3.5	Tests de sensibilité de la courbe de restitution aux conditions expérimentales d'injection	256

III.4 Conclusions relatives à la troisième partie.....	283
Références bibliographiques relatives à la troisième partie.....	285

IV Quatrième Partie Influence des Conditions Expérimentales sur les Résultats de Traçages et leur Interprétation

Campagne d'Essais de Traçage dans la Plaine Alluviale de la Meuse à Hermalle-sous-Argenteau

IV.1 Introduction.....	289
IV.1.1 Objectifs des essais	289
IV.1.2 Choix du site expérimental	289
IV.1.3 Organisation de cette partie	289
IV.2 Description du site expérimental de Hermalle-sous-Argenteau.....	291
IV.2.1 Cadre géologique général	292
IV.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques régionales.....	294
IV.2.3 Géologie et hydrogéologie locale	295
IV.3 Description des essais de traçage réalisés.....	297
IV.3.1 Introduction.....	297
IV.3.2 Mode opératoire des injections et de l'échantillonnage.....	298
IV.3.3 Canevas général de la description des injections réalisées.....	299
IV.3.4 Injections réalisées au piézomètre Pz1 (4.69 m du puits de pompage).....	304
IV.3.5 Injections réalisées au piézomètre Pz2 (10.32 m du puits de pompage).....	311
IV.3.6 Injection réalisée au piézomètre Pz3 (27.15 m du puits de pompage).....	319
IV.3.7 Injections réalisées au piézomètre Pz4 (49.94 m du puits de pompage).....	325
IV.3.8 Injections réalisées au piézomètre Pz5 (25.08 m du puits de pompage).....	330
IV.3.9 Injections réalisées au piézomètre Pz6 (46.07 m du puits de pompage).....	341
IV.3.10 Injection réalisée au piézomètre Pz7 (27.61 m du puits de pompage).....	346
IV.3.11 Premières conclusions.....	351
IV.4 Modélisation mathématique des essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau.....	353
IV.4.1 Introduction.....	353
IV.4.2 Modèle conceptuel général	353
IV.4.3 Modélisation des écoulements	357
IV.4.4 Modélisation du transport	363
IV.5 Conclusions relatives à l'étude réalisée à Hermalle-sous-Argenteau.....	407
IV.5.1 Validation expérimentale du modèle d'injection	407
IV.5.2 Influence des injections sur les résultats des traçages.....	408
IV.5.3 Discussion sur les paramètres hydrodispersifs calibrés	409
IV.5.4 Comportement physico-chimique des traceurs artificiels	420
Références bibliographiques relatives à la quatrième partie.....	423

V Cinquième Partie Etude Phénoménologique de la Propagation d'une Substance Dissoute à Travers les Formations non Saturées Surmontant la Nappe Aquifère des Craies Fissurées en Hesbaye

Campagne d'Essais de Terrain à Bovenistier

V.1 Introduction – Objectifs de l'étude.....	429
V.2 Cadre général.....	431
V.2.1 Cadre géographique et géomorphologique de l'étude.....	431
V.2.2 Cadre géologique	432
V.2.3 Cadre hydrogéologique.....	433
V.3 Description du site expérimental, des équipements et des mesures géophysiques réalisées.....	435
V.3.1 Forages réalisés.....	435
V.3.2 Mesures géophysiques en forage	436
V.4 Essais de pompage réalisés dans la zone saturée	439
V.4.1 Essais de pompage réalisés au piézomètre Pz12 de la SWDE	439
V.4.2 Essais de pompage réalisés au Pz CS.....	440
V.4.3 Essais de pompage réalisés au puits central.....	441
V.4.4 Conclusions relatives aux résultats des essais de pompage	443
V.5 Essais Lefranc réalisés dans la zone non saturée	445
V.5.1 Principe de la méthode.....	445
V.5.2 Résultats des essais Lefranc.....	447

V.5.3	Conclusions relatives aux essais Lefranc réalisés dans la zone non saturée	453
V.6	<i>Essais de traçage réalisés dans la zone saturée</i>	455
V.6.1	Objectifs des essais de traçage dans la zone saturée	455
V.6.2	Description des essais de traçage	455
V.6.3	Première analyse des résultats des traçages dans la zone saturée	456
V.7	<i>Essais de traçage réalisés dans la zone non saturée</i>	459
V.7.1	Essais de traçage réalisés à partir du Pz CNS	459
V.7.2	Essais de traçage à partir du Pz CGL.....	462
V.7.3	Essais de traçage à partir du Pz LB.....	464
V.7.4	Essai de traçage à partir du Pz LS.....	465
V.7.5	Première analyse des résultats des traçages réalisés dans la zone non saturée.....	465
V.8	<i>Evaluation des propriétés hydrauliques des formations non saturées à Bovenistier</i>	467
V.8.1	Introduction.....	467
V.8.2	Evaluation des propriétés hydrauliques des limons non saturés	468
V.8.3	Evaluation des propriétés hydrauliques des craies non saturées	505
V.9	<i>Modélisation mathématique des essais de terrain réalisés à Bovenistier</i>	531
V.9.1	Introduction.....	531
V.9.2	Modèle conceptuel général	531
V.9.3	Modélisation des écoulements et du transport dans la zone saturée	536
V.9.4	Modélisation des écoulements dans la zone non saturée	541
V.9.5	Modélisation du transport dans la zone non saturée	546
V.10	<i>Conclusions relatives à l'étude réalisée à Bovenistier</i>	555
V.10.1	Propriétés hydrauliques des formations non saturées	555
V.10.2	Propriétés hydrodispersives des formations non saturées	555
V.10.3	Mécanismes de lessivage des nitrates	556
V.10.4	Sensibilité de l'aquifère crayeux à la pollution	557
	<i>Références bibliographiques relatives à la cinquième partie</i>	559

Conclusions générales..... 565

ANNEXE 1 Résolution numérique de l'équation de Richards en milieu variablement saturé, dans le code SUFT3D

ANNEXE 2 Résolution numérique de l'équation de transport dans le code SUFT3D

ANNEXE 3 Dérivation de la formulation analytique permettant le calcul du flux de transit Q_t en fonction du débit d'injection Q_{in}

ANNEXE 4 Proposition de Méthodologie de Planification, Réalisation et Interprétation d'Essais de Traçage en Milieu Saturé

ANNEXE 5 Données relatives à l'établissement des FPT pour les limons de Bovenistier

ANNEXE 6 Article présenté au 7^{ème} colloque d'Hydrologie en pays calcaires et en milieu fissuré, Besançon, France, 18-20 septembre 2001

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

<u>Symbole</u>	<u>Définition</u>	<u>Unités</u>
C	concentration volumique dans l'eau mobile	(ML^{-3})
$C(h)$	capacité capillaire	(L^{-1})
C_{im}	concentration volumique dans l'eau immobile	(ML^{-3})
C_{in}	concentration en traceur dans le fluide injecté	(ML^{-3})
C_{in}^*	concentration adimensionnelle en traceur dans le fluide injecté	(ML^{-3})
C_{inj}	concentration dans le fluide traceur	(ML^{-3})
C_P	coefficient de Poche	(L)
c_{part}	coefficient de partitionnement de la porosité	$(-)$
C_{out}	concentration en soluté dans le flux de sortie au droit des crépines	(ML^{-3})
C_t	concentration en soluté dans le flux de transit	(ML^{-3})
C_w	concentration en soluté dans le puits	(ML^{-3})
C_w^*	concentration adimensionnelle de traceur dans le puits d'injection	$(-)$
$C_{w,stab}^*$	valeur stabilisée de la concentration C_w^*	$(-)$
$\underline{\underline{D}}$	tenseur de dispersion mécanique ou cinématique	(L^2T^{-1})
$\underline{\underline{D}}$	tenseur de diffusivité hydraulique du milieu	(L^2T^{-1})
$\underline{\underline{D}}_h$	tenseur de dispersion hydrodynamique	(L^2T^{-1})
d_m	coefficient de diffusion moléculaire du soluté au sein du solvant	(L^2T^{-1})
D_m	coefficient de diffusion au sein du milieu poreux	(L^2T^{-1})
e_{crep}	hauteur crépinée	(L)
F	coefficient d'emménagement généralisé	(L^{-1})
$F_{aq}(t)$	réponse impulsionnelle de l'aquifère	
g	accélération de la pesanteur	(LT^{-2})
H	potentiel hydraulique total	(L)
h	potentiel de pression (ou matriciel)	(L)
h_c	hauteur d'ascension ou de descente capillaire	(L)

<u>Symbole</u>	<u>Définition</u>	<u>Unités</u>
H_r	degré d'humidité de la phase gazeuse	(-)
h_w	hauteur de la colonne d'eau dans le puits	(L)
H_w	potentiel hydraulique total dans le puits	(L)
$\underline{\underline{K}}$	tenseur de conductivité hydraulique	(LT ⁻¹)
k_{ads}	constante de sorption de 1 ^{er} ordre	(M ⁻¹ L ³ T ⁻¹)
$k_{dés}$	constante de désorption 1 ^{er} ordre	(T ⁻¹)
K_d	coefficient de distribution entre phases	(L ³ M ⁻¹)
k_r	conductivité hydraulique relative	(-)
$\underline{\underline{K}}_s$	tenseur de conductivité hydraulique à saturation	(LT ⁻¹)
K_w	conductivité hydraulique axiale du puits	(LT ⁻¹)
L_s	longueur totale de la zone crépinée	(L)
M_{inj}	masse de traceur	(M)
M_{out}	masse cumulée de traceur sortant du puits	(-)
M_{out}^*	masse adimensionnelle cumulée de traceur sortant du puits	(-)
M_s	masse de la phase solide	(M)
M_w	masse de la phase liquide	(M)
M_w	masse d'eau présente dans le puits	(M)
M_w^*	masse adimensionnelle de traceur dans le puits d'injection	(-)
n	porosité totale	(-)
n_{EVR}	porosité efficace d'EVR	(-)
n_f	porosité de fissure	(-)
n_m	porosité de matrice	(-)
N	constante de sorption du modèle de Freundlich	
$p = 1 - f$	coefficient de distribution des sites d'adsorption	(-)
p_{atm}	pression atmosphérique	(ML ⁻¹ T ⁻²)
p_c	pression capillaire	(L)
q	terme source ou puits	(T ⁻¹)
Q_{cr}	débit critique d'injection	(L ³ T ⁻¹)
Q_{ch}	débit de chasse	(L ³ T ⁻¹)
Q_{ch}^*	débit de chasse	(L ³ T ⁻¹)
Q_{in}	débit d'injection dans le puits	(L ³ T ⁻¹)
Q_{inj}	débit d'injection du fluide traceur	(L ³ T ⁻¹)

Symbole	Définition	Unités
Q_{out}	débit d'eau quittant le puits via les crépines	(L ³ T ⁻¹)
Q_{out}^*	débit adimensionnel d'eau quittant le puits via les crépines	(L ³ T ⁻¹)
Q_{out}^*	débit adimensionnel d'eau quittant le puits via les crépines	(-)
Q_t	débit de transit à travers les crépines	(L ³ T ⁻¹)
Q_t^0	débit naturel de transit	(L ³ T ⁻¹)
r_c	rayon du tubage aveugle (<i>casing</i>)	(L)
r_c	rayon du tube capillaire	(L)
r_s	rayon des crépines	(L)
r_w	rayon du puits d'injection	(L)
R_d	coefficient de retard	(-)
R_{dm}	coefficient de retard relatif à la sorption linéaire au contact avec l'eau mobile	(-)
R_{dim}	coefficient de retard relatif à la sorption linéaire au contact avec l'eau immobile	(-)
R_F	taux de restitution	(%) ou (-)
S_{eq}	concentration adsorbée	(M.M ⁻¹)
S_{max}	quantité maximale de soluté pouvant être adsorbée	(-)
S_s	coefficient d'emménagement spécifique	(L ⁻¹)
S_w	degré de saturation en eau	(-)
t	temps	(T)
t^*	temps adimensionnel	(-)
T_{adv}	temps advectif de transfert du traceur entre le puits d'injection et le puits de reprise	(T)
T_{ch}	durée de la chasse d'eau	(T)
T_{in}	durée d'injection dans le puits	(T)
T_{inj}	durée expérimentale d'injection du fluide traceur	(T)
T_{inj}^{crit}	durée critique d'injection	(T)
T_{inj}^{eff}	durée effective d'injection	(T)
T_{mod}	temps modal de transfert	(T)
T_w	temps de renouvellement de l'eau dans le puits au débit critique Q_{cr}	(T)
T_t	temps naturel de renouvellement de l'eau	(T)
$ \underline{v}_D $	module du flux de Darcy	(LT ⁻¹)
V_v	volume des vides	(L ³)

<u>Symbole</u>	<u>Définition</u>	<u>Unités</u>
V	volume total	(L ³)
V_{ch}	volume d'eau de chasse	(L ³)
V_{in}	volume d'injection dans le puits	(L ³)
V_{in}^*	facteur de dilution / mélange	(-)
V_{inj}	volume de fluide traceur	(L ³)
V_s	volume de la phase solide	(L ³)
V_w	volume de la phase liquide	(L ³)
V_w	volume d'eau présent dans l'ouvrage	(L ³)
\underline{v}	vitesse effective, vitesse advective	(LT ⁻¹)
\underline{v}_D	flux de Darcy	(LT ⁻¹)
$X_{aq}(t)$	fonction d'entrée du traceur dans l'aquifère	
$X_{éch}(t)$	fonction d'entrée « échelon »	
$X_{pz}(t)$	fonction d'entrée du traceur dans le puits d'injection	
z	cote altimétrique ; potentiel de gravité	(L)
α	coefficient de transfert entre l'eau mobile et l'eau immobile	(T ⁻¹)
α_{el}	constante de sorption liée à l'énergie de liaison	(L ³ M ⁻¹)
α_L	dispersivité longitudinale	(L)
α_T	dispersivité transversale	(L)
α_w	coefficient de distorsion	(-)
γ	coefficient de 1 ^{er} ordre (sorption cinétique)	(T ⁻¹)
δ_{aq}	injection de type Dirac (instantanée) dans l'aquifère	
δ_{IJ}	le symbole de Kronecker ($= 1$ si $I = J$, $= 0$ si $I \neq J$)	
δ_{pz}	injection de type Dirac (instantanée) dans le puits	
Δt	pas de temps	(T)
θ	teneur en eau volumique	(-)
θ_c	proportion d'eau isolée	(-)
θ_{els}	proportion volumique de solide	(-)
θ_{im}	teneur en eau immobile	(-)
θ_m	porosité efficace, teneur en eau mobile	(-)
θ_r	teneur en eau résiduelle	(-)
θ_s	teneur en eau à saturation	(-)
Θ	teneur en eau réduite	(-)
λ	constante de dégradation	(T ⁻¹)

<u>Symbole</u>	<u>Définition</u>	<u>Unités</u>
ρ_b	masse volumique apparente sèche (<i>bulk density</i>)	(ML ⁻³)
ρ_g	masse volumique de la phase gazeuse	(ML ⁻³)
ρ_s	masse volumique de la phase solide	(ML ⁻³)
ρ_w	masse volumique de l'eau	(ML ⁻³)
σ	tension superficielle au contact liquide/solide/gaz	(MT ⁻²)
τ	coefficient de résistance à la diffusion du milieu poreux	(-)
ϕ	angle de contact (ou de mouillabilité)	(rad)
ξ_w	coefficient d'emménagement spécifique au niveau des crépines	(L ⁻¹)
ψ	potentiel de succion	(L)
ψ_a	potentiel d'entrée d'air	(L)

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Contexte général

Par leur localisation dans le sous-sol, les eaux souterraines bénéficient d'une protection naturelle relativement efficace. Toutefois, les vitesses d'écoulement y étant généralement faibles (de quelques centimètres à quelques mètres par jour), lorsqu'une pollution y pénètre et s'y propage, il faut un temps et des efforts très importants en vue de ramener les concentrations en contaminant sous les seuils critiques définis par les normes de potabilité ou d'utilisation de l'eau. Il convient donc d'éviter au maximum une dégradation de la qualité de cette eau et, si cela ne peut être empêché, d'être à même d'évaluer, de manière optimale, le problème posé par la présence du contaminant dans le milieu, afin de proposer les mesures adaptées à la résolution de ce problème.

En Région Wallonne, en vue de protéger les ressources en eau souterraine, des zones de prévention sont définies autour des points de prélèvement (pompage, émergences, ...). Dans la plupart des cas, ces zones sont établies sur base du temps de transfert¹ vers le point de prélèvement, d'un polluant migrant dans la partie saturée de l'aquifère. En garantissant un « temps d'intervention » suffisamment long, elles visent avant tout à fournir une protection à court et moyen termes du captage, principalement à l'encontre de pollutions ponctuelles, à caractère accidentel. Elles ne fournissent par contre aucune information vis-à-vis du maintien à long terme de la qualité de l'eau dans l'ensemble du bassin hydrogéologique et surtout aucune réponse à deux autres questions légitimement posées lorsqu'une pollution est constatée (BROUYÈRE *et al.*, 2001²) : (1) quel est le niveau de pollution atteint et (2) quelle est la durée potentielle de cette pollution ? De plus, les zones de prévention ne sont pas bien adaptées à l'évaluation du risque occasionné par les pollutions diffuses, pour lesquelles la notion de temps de transfert n'est pas clairement définie.

Une protection plus globale des ressources en eau souterraine implique donc d'une part de considérer l'eau contenue dans l'entièreté du milieu souterrain, depuis le moment où elle y fait son

¹ En Région Wallonne, les zones de prévention rapprochée et éloignée correspondent respectivement à des temps de transfert de 24 heures et de 50 jours, au sein de la partie saturée de l'aquifère.

² Une copie de cet article est fournie à l'annexe 6 pour information.

entrée (infiltration) jusqu'à sa sortie naturelle (émergence) ou provoquée (pompage), mais également de tenir compte du caractère atténuateur, retardateur, voire auto-épuration du milieu souterrain vis-à-vis des contaminants véhiculés par l'eau.

La zone partiellement saturée en eau, située entre la surface du sol et le sommet de la nappe aquifère, joue un rôle fondamental, tant sur le plan de la cinétique des écoulements que sur le plan des processus de migration et de piégeage temporaire ou définitif des contaminants. Généralement, une part importante de l'eau qui alimente la nappe transite par cette frange de terrain. Cette eau est susceptible de véhiculer divers polluants (nitrates, herbicides, pesticides, ...), le mélange d'eau, d'air et de matériau solide (poreux ou compact) accentuant le caractère réactif du milieu vis-à-vis des produits en transit.

De nombreux phénomènes d'origine physique ou chimique peuvent également être à l'origine d'une atténuation (dilution, dispersion, ...) ou d'un retard (sorption, effets d'eau immobile, ...) affectant la migration des produits dissous, tant dans la zone non saturée que dans la zone saturée. Cela peut avoir des conséquences positives (atténuation des concentrations, ...) ou négatives (difficultés pour récupérer le polluant, impact à long terme de la pollution, ...).

Objectifs de la recherche

Cette recherche s'inscrit donc dans le cadre du développement d'une méthodologie d'étude et de protection à court, moyen et surtout à long terme des ressources en eau souterraine.

Il s'agit d'abord d'établir un modèle conceptuel et mathématique pour l'étude et la modélisation de la mobilité et du piégeage temporaire ou définitif des solutés au sein du milieu souterrain variablement saturé, applicable à une échelle semi-régionale ou régionale (i.e. à l'échelle des zones de prévention des captages d'eau souterraine).

La détermination des paramètres gouvernant les processus de migration et de piégeage des solutés considérés dans ce modèle repose sur l'interprétation d'essais de traçage réalisés in situ, en milieu saturé et non saturé. Une part importante de la recherche a donc été consacrée à l'amélioration de la méthodologie et de l'interprétation des techniques de traçage, plus particulièrement en vue d'une interprétation des résultats en terme d'évolution de la concentration, mais aussi de masse restituée du traceur au puits de reprise, cette dernière étant plus adaptée à l'évaluation et la quantification des mécanismes de retard.

Les principaux développements réalisés sont introduits ci-dessous.

Développement du modèle conceptuel général de migration et de piégeage des solutés en milieu souterrain variablement saturé

Dans un premier temps, il s'est agi de définir les grandes catégories de processus agissant sur l'écoulement de l'eau et sur la migration et le piégeage des solutés dans le milieu souterrain saturé ou non saturé. Sur cette base essentiellement bibliographique, une synthèse et une classification (par ordre de complexité croissante) des approches conceptuelles et mathématiques permettant de représenter ces processus a été proposée. Cette classification repose principalement sur trois critères :

- une distinction entre les processus « microscopiques » (ayant cours à l'échelle de quelques pores) et les processus macroscopiques (ayant cours à l'échelle du terrain) ;
- une distinction entre les processus physiques (susceptibles d'affecter n'importe quel soluté présent dans l'eau souterraine) et chimiques (affectant de manière spécifique certains solutés réactifs) ;
- une différenciation entre processus à l'équilibre (indépendants du temps) et processus cinétiques (fonction du temps), résultant de la compétition entre d'une part les mécanismes de migration et, d'autre part les mécanismes de piégeage ;

Sur base de cette classification, le schéma conceptuel général retenu a été mis en équations. En vue de permettre la simulation des écoulements et du transport des solutés suivant ce schéma, des adaptations et développements numériques ont été réalisés au sein d'un code numérique de calcul : le code éléments finis SUFT3D, choisi comme outil pour la réalisation de tests numériques et pour l'interprétation des essais de terrain.

Quantification des paramètres de transport et de piégeage par l'interprétation d'essais de traçage réalisés in situ

Pour pouvoir appliquer le modèle à des cas pratiques (simulations prévisionnelles, optimisation de schémas de remédiation, ...), il est nécessaire de mettre en évidence les processus de transport agissant et de quantifier les paramètres qui les régissent. Pour atteindre cet objectif, l'expérimentation de terrain la plus adaptée est l'essai de traçage. La courbe de restitution du traceur au point de prélèvement constitue la distribution des temps de séjour du produit au sein du milieu souterrain. Elle permet d'évaluer la nature et de quantifier l'importance des processus de transport ayant affecté la migration du traceur dans le sous-sol, entre le point où il a été injecté et le point où il est échantillonné.

Généralement, l'information contenue dans cette courbe de restitution est incomplètement, voire mal exploitée. En faisant certaines hypothèses simplificatrices (normalisation des concentrations par rapport à la concentration maximale observée ou par rapport à la masse de traceur restituée), on se

contente souvent de la première « étape » de la calibration, consistant à déterminer approximativement les paramètres de migration (principalement la porosité efficace et la dispersivité longitudinale), en se préoccupant peu de l'influence des mécanismes de piégeage sur le résultat du traçage. Ceci constitue un « gaspillage » de l'information disponible et cela peut conduire à une évaluation erronée des paramètres de migration. De manière encore plus fréquente, l'influence des conditions expérimentales d'injection sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution est complètement négligée. Que ce soient la complexité des interactions puits - aquifère dans la zone saturée ou les conditions de recharge dans la zone non saturée, ces conditions expérimentales peuvent avoir un impact considérable sur le résultat et l'interprétation de l'essai de traçage.

On s'est donc particulièrement intéressé à une série de problèmes conceptuels et pratiques rencontrés lors de la réalisation d'essais de traçage, pouvant conduire à des erreurs d'interprétation des résultats en termes d'identification des processus agissant et de quantification de l'amplitude des paramètres calibrés. Une approche conceptuelle, mathématique et numérique particulièrement novatrice, considérant explicitement les interactions puits - aquifère, a été élaborée en vue de modéliser de manière plus physique et plus précise l'injection d'un traceur dans un puits. Sur cette base, divers tests numériques ont été réalisés (sensibilité aux paramètres, ...). On verra que l'impact des conditions d'injection des traceurs sur l'interprétation des résultats de traçage peut être très grand. Ce modèle offre en outre des perspectives intéressantes en matière de développement des techniques de traçage et d'interprétation des résultats obtenus.

Etudes expérimentales

Deux études expérimentales ont servi de base et d'illustration aux développements réalisés. Une campagne d'essais de traçage en milieu saturé a été réalisée dans la plaine alluviale de la Meuse, à Hermalle-sous-Argenteau. Ces essais ont permis de valider et d'illustrer de manière très nette l'approche développée en vue de représenter de manière plus précise l'injection des traceurs et les interactions puits - aquifère. Ils ont également mis en évidence une série de problèmes conceptuels et pratiques rencontrés lors de l'interprétation des essais de traçage, concernant notamment l'influence de l'hétérogénéité du milieu souterrain sur la migration et le piégeage des solutés et la difficulté de tenir compte précisément de ce facteur. Ces essais de traçage ont également permis de s'intéresser à l'influence du comportement chimique des traceurs artificiels sur les résultats de traçages, facteur qui est fréquemment négligé lors de l'interprétation des essais. Enfin, ces essais ont permis de mieux cerner le comportement hydrodispersifs des graviers alluviaux.

Une deuxième étude expérimentale a eu pour objectif de comprendre et de quantifier les mécanismes de migration de substances dissoutes au sein de la zone non saturée surmontant la nappe aquifère des craies en Hesbaye. Les résultats de ces tests ont permis de proposer une approche unifiée visant à représenter le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des craies fissurées sous des

conditions variables de recharge, donc de saturation en eau. Par ailleurs, les données disponibles ont permis une première analyse de l'influence des propriétés physiques des limons sur leurs propriétés hydrodynamiques, offrant des perspectives d'examen à grande échelle de la variabilité des conditions d'infiltration au sein des limons en Hesbaye.

Organisation générale

Dans un premier temps, le modèle conceptuel général développé, sa mise en équation et les principes généraux de résolution numérique sont présentés pour les écoulements en milieu variablement saturé (partie I) et pour la migration et le piégeage des solutés au sein du milieu souterrain (partie II). Les développements conceptuels, mathématiques et numériques relatifs à l'influence des conditions expérimentales d'injection des traceurs, ainsi qu'une analyse numérique détaillée de l'évolution de l'injection d'un traceur et de l'influence de cette injection sur le résultat du traçage sont ensuite présentés (partie III). Les parties IV et V présentent les résultats et l'interprétation des études expérimentales réalisées respectivement à Hermalle-sous-Argenteau et à Bovenistier.

I PREMIÈRE PARTIE
PHÉNOMÉNOLOGIE ET MODÉLISATION
DES ÉCOULEMENTS EN MILIEU
SOUTERRAIN VARIABLEMENT SATURÉ
EN EAU

I.1 Généralités et définitions

I.1.1 Milieu souterrain variablement saturé

Le sous-sol est constitué d'un assemblage complexe d'éléments solides plus ou moins soudés les uns aux autres, formant la matrice ou le squelette du milieu souterrain. Entre ces éléments solides et en leur sein, existent un nombre plus ou moins important de vides formant l'espace poreux. La porosité du milieu (n) est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V) considéré. Selon leurs dimensions, leurs formes et la forme de leurs interconnexions, ces vides qui correspondent à des pores, micropores, fissures, microfissures influencent de manière plus ou moins importante les écoulements et le transport des contaminants.

La porosité du milieu peut être occupée par des phases liquide ou gazeuse. Le liquide qui nous intéresse dans ce travail est l'eau. Le gaz est l'air. Dans le cas où seule une phase liquide est présente, le milieu est dit **saturé**. Si une phase gazeuse partage l'espace poreux avec la phase liquide, le milieu est dit **non saturé**. La partie saturée du milieu souterrain est située sous le niveau hydrostatique de la nappe aquifère. En conditions de nappe libre¹, ce niveau correspond avec le sommet de la nappe aquifère ; en conditions de nappe captive, avec la base des formations moins perméables rendant l'aquifère captif. La zone saturée est surmontée d'une couche de terrain où l'eau transite entre la surface du sol et le sommet de la nappe.

Le degré de saturation en eau S_w du milieu est la proportion volumique de vides occupés par l'eau ($S_w = V_w/V_v$, V_w étant le volume d'eau présent au sein du volume de référence de solide). La saturation peut être très variable, de presque $S_w = 0$ dans les zones les plus drainées à $S_w = 1$ au droit des fronts d'infiltration (lesquels correspondent à des quantités d'eau provenant d'épisodes pluvieux antérieurs) ou de la frange capillaire (notion qui sera définie ultérieurement) surmontant la nappe aquifère.

La variabilité de la saturation en eau du milieu amène à parler de **milieu variablement saturé** (*variably saturated media*) pour désigner la zone partiellement saturée où les phases solide, liquide et gazeuse coexistent en proportions variables. Cette frange de terrain est caractérisée par un ensemble de processus physico-chimiques complexes qui seront décrits par la suite (chapitre I.2).

¹ La distinction entre nappe libre et nappe captive a été introduite dans l'étude des milieux saturés de manière à conceptualiser l'emménagement de l'eau dans la frange de terrain surmontant l'aquifère (porosité efficace d'écoulement ou porosité de drainage) et au sein même de l'aquifère (emménagement spécifique). A partir du moment où, dans l'étude, on intègre explicitement la frange de terrain surmontant la nappe aquifère proprement dite, ces notions perdent de leur intérêt et de leur sens puisque les processus étant à l'origine du caractère libre ou captif sont explicitement considérés.

I.1.2 Phase et composant

La caractérisation du milieu souterrain passe d'abord par la description des différentes phases qui le constituent. Par **phase**, on entend une entité chimiquement définie et physiquement différentiable (via un interface) des autres phases présentes au sein du milieu étudié (BEAR & BACHMAT, 1990). Dans le cas qui nous intéresse, trois phases sont en présence : la **phase solide** (le squelette servant de support au milieu souterrain), la **phase liquide** (l'eau présente dans le milieu) et la **phase gazeuse** (l'air). Dans le cas plus complexe des écoulements multiphasiques, une ou plusieurs phases liquides supplémentaires peuvent exister (par exemple un hydrocarbure présent à une concentration dépassant sa limite de solubilité dans l'eau). Le cas d'une phase liquide non aqueuse (dense ou légère) ne sera pas abordé dans ce travail même si, comme on le verra par la suite, des analogies évidentes entre la phénoménologie des écoulements multiphasiques et des écoulements en milieu variablement saturé sont souvent exploitées pour solutionner une série de problèmes, tant conceptuels que mathématiques ou numériques.

Une notion importante lorsqu'on abordera la description du transport des contaminants dans le milieu souterrain est le **composant**. Il s'agit de toute substance chimiquement identifiable présente au sein de la phase considérée. Chaque phase présente dans le milieu souterrain peut comporter plusieurs composants (lesquels peuvent éventuellement être distribués entre les différentes phases en présence). Un composant n'est donc pas toujours directement « visible », mais une analyse chimique permet d'établir sa présence et d'évaluer sa quantité au sein de chaque phase.

I.1.3 Description des phases en présence

I.1.3.1 Phase solide

Très souvent, la phase solide est considérée comme totalement inerte, à part le rôle de support et d'occupation d'une part importante du volume du milieu étudié. Toutefois, le squelette poreux, par sa structure, sa texture et sa composition chimique, a une influence très grande sur les écoulements, le transport ou le piégeage des contaminants véhiculés par l'eau.

I.1.3.1.1 Texture et structure

La description de la phase solide s'articule autour de deux aspects fondamentaux : la texture et la structure. La **texture** est définie par les proportions relatives des particules de dimensions différentes (granulométrie) constituant le milieu granulaire. Elle est à l'origine de la plupart des propriétés physico-chimiques du matériau, notamment les interactions avec la phase aqueuse. La **structure** définit le mode d'assemblage des constituants du sol, mais aussi la géométrie de l'espace poreux résultant de cette organisation. De ce fait, elle joue un rôle déterminant dans la migration de l'eau et d'éventuels polluants. Ces aspects seront abordés plus en détails dans la partie expérimentale

où des tests visant à déduire les propriétés hydrauliques non saturées à partir des propriétés physiques mesurées (texture, structure et autres) ont été réalisés à l'aide des données disponibles pour les limons de Hesbaye à Bovenistier (chapitre V.8.2).

I.1.3.1.2 Milieux granulaires - Milieux rocheux

Pour aller plus avant dans la description de la phase solide, une distinction fondamentale doit être faite entre milieu granulaire et milieu rocheux (poreux et/ou fissuré). Il est en effet assez difficile de décrire ces deux types de milieux avec les mêmes paramètres. Un milieu granulaire se prête très bien à une description texturale telle qu'elle se pratique en analyse des sols (granulométrie, ...). Pour un milieu rocheux, même fortement fissuré, une courbe granulométrique n'ayant pas beaucoup de sens, il faut faire appel à d'autres critères pour différencier les milieux sur le plan compositionnel et organisationnel. Cela aura notamment des conséquences importantes dans la manière d'évaluer les propriétés non saturées des matériaux investigués.

Il est toutefois possible de trouver des similitudes dans la manière de représenter mathématiquement les processus d'écoulement et de transport dans ces deux types de milieux. C'est le cas pour le piégeage des polluants dans les milieux à agrégats et dans les milieux fissurés à double porosité (voir chapitre II.3), chacun caractérisé par un effet de retard dû à la présence d'eau immobile (ou quasi immobile) au sein des pores les plus petits (matrice rocheuse ou agrégats) ou au sein de fissures inactives sur le plan des écoulements (par exemple des fissures perpendiculaires à la direction de l'écoulement).

Par milieux granulaires, on entend tous les milieux pour lesquels les différents éléments constituant la phase solide ne sont pas cimentés à « grande échelle », donc qui ne présentent pas une cohésion importante. Des argiles et limons (constitués de particules fines, de diamètres respectivement inférieurs à 2 et 50 μm) aux graviers alluviaux (pouvant présenter des éléments décimétriques), ces matériaux sont généralement d'origine détritique (résultant de l'altération d'un matériau préexistant : roche mère ou milieu granulaire plus ancien). Les agents de transport sont le vent (par exemple pour les limons éoliens de Hesbaye), les cours d'eau (dépôts alluviaux) et la mer, via l'action des courants marins et des marées. Ils peuvent également provenir de l'altération physico-chimique in situ de matériaux préexistants. Certains matériaux rocheux fortement fissurés et déconsolidés sont parfois assimilés conceptuellement à des milieux granulaires.

Par milieux rocheux, on entend des milieux présentant une cohésion à grande échelle. Cette cohésion peut être relative, notamment dans le cas où une fissuration importante affecte le massif rocheux. Celui-ci peut être découpé en éléments de dimensions variables. Dans nos régions, les matériaux rocheux résultent le plus souvent du dépôt par accumulation de grandes quantités d'éléments détritiques cimentés les uns aux autres postérieurement à leur dépôt. La fissuration qui affecte ces milieux résulte du développement de contraintes mécaniques compressives, extensives ou

cisailantes provoquant des ruptures à intervalles plus ou moins réguliers. Selon la nature des roches en présence et le type d'événement tectonique, ces axes de rupture ont des propriétés hydrodynamiques différentes. Des failles extensives sont à l'origine de fractures ouvertes constituant des zones préférentielles d'écoulement. Des failles compressives et cisailantes ont des propriétés hydrauliques dépendant de la nature de leur remplissage, donc de la nature rocheuse des épontes. Par exemple, au sein de roches calcaires, le remplissage est composé de matériaux fracturés assez perméables, pouvant conduire, par dissolution, au développement de conduits karstiques. Dans des roches argileuses et schisteuses, le remplissage est composé d'argiles colmatant généralement les fissures et diminuant la conductivité hydraulique des axes de fracture. Au sein de roches gréseuses, ces fractures présentent un remplissage à caractère sableux plus perméable que l'ensemble du massif.

1.1.3.1.3 Composition de la phase solide

Généralement, on distingue deux composants principaux : la **fraction minérale** et la **fraction organique**. La fraction minérale reflète la composition du matériau dont elle est originellement issue (roche mère,...) tandis que la fraction organique trouve son origine dans l'occupation animale et végétale antérieure, en cours ou postérieure au dépôt de la fraction minérale.

A l'exception des horizons superficiels (sol), voire de certains milieux très particuliers (tourbes,...), la fraction organique n'occupe qu'une part minime de la phase solide. Cette part peut toutefois avoir une influence majeure sur certaines propriétés du milieu, notamment sur les propriétés de rétention ou la dégradation de produits dissous dans l'eau. La fraction minérale constitue la quasi totalité de la phase solide et influence donc très fortement les propriétés physiques, chimiques et mécaniques du milieu.

Une série de paramètres utilisés pour caractériser la phase solide sont décrits à la suite.

I.1.3.1.4 Caractéristiques intrinsèques générales de la phase solide

Si on considère un élément de volume de sol (V), on peut définir :

la masse de solide (M) :	M_s
le volume effectif de la phase solide (L^3):	V_s
la proportion volumique de solide dans le milieu (-):	$\theta_{els} = V_s / V$
la masse volumique de la matrice solide (ML^{-3}):	$\rho_s = M_s / V_s$
la masse volumique apparente sèche (<i>bulk density</i>) (ML^{-3}):	$\rho_b = M_s / V$

I.1.3.2 Phase liquide

L'eau constitue le principal vecteur de la mobilité des polluants présents dans le milieu souterrain. Par ses propriétés physico-chimiques, essentiellement liées à sa structure moléculaire, elle présente des interactions complexes avec la phase solide et la phase gazeuse (voir chapitre I.2), ainsi qu'avec les éléments dissous en son sein. L'ensemble des caractéristiques qui font de l'eau une entité chimique et physique assez particulière ne seront pas détaillées ici mais certaines de ces propriétés seront mentionnées et expliquées au fur et à mesure que cela sera nécessaire à la compréhension des développements.

I.1.3.2.1 Formes de l'eau dans le milieu souterrain

L'eau peut bien sûr être présente dans le sol sous les trois états habituels : l'état solide (glace des horizons superficiels de sols lors des périodes de gel), l'état liquide et l'état gazeux. Généralement, on s'intéresse principalement à l'eau présente à l'état liquide. La présence d'eau sous forme de glace peut toutefois avoir localement des conséquences importantes lors des périodes prolongées de gel. Dans ce cas, la partie superficielle du sol étant gelée, elle est rendue presque complètement imperméable et tout nouvel apport d'eau se traduit par un ruissellement, une évaporation ou une congélation supplémentaire. Cette eau congelée peut également avoir des conséquences sur l'évolution de la structure du milieu, suite à la fracturation (gélifraction) et les déplacements de matériau que peut occasionner la dilatation de l'eau résultant de sa congélation.

L'eau sous forme gazeuse est prise en compte dans le calcul des bilans hydrologiques. L'évaporation de l'eau dans les horizons superficiels est en effet à l'origine d'une diminution de l'eau utile lors de périodes de sécheresse ou de forte chaleur. Sous nos latitudes, il est généralement admis que les phénomènes d'évaporation et de mobilité de l'eau sous forme de vapeur ont peu de conséquences sur le transport et le piégeage des substances dissoutes. Néanmoins, dans les périmètres

irrigués et en conditions de sécheresse, l'évaporation peut contribuer de manière significative à la salinisation des sols.

L'objectif étant d'étudier la migration et le piégeage de substances dissoutes dans le milieu souterrain, on se contentera d'étudier le comportement de la phase liquide, négligeant les formes gazeuse (si ce n'est implicitement pour le calcul des bilans) et solide de l'eau.

1.1.3.2 Caractéristiques intrinsèques générales de la phase aqueuse

D'une façon analogue à ce qui a été développé pour la phase solide, il est possible de définir quelques paramètres de base permettant de caractériser la présence de l'eau dans le milieu souterrain. En considérant à nouveau que l'on s'intéresse à un élément de volume de matériau souterrain (V), on peut définir :

la masse d'eau présente (M):	M_w
le volume effectif d'eau présent (L^3):	V_w
la proportion volumique d'eau dans le milieu (teneur en eau) (-):	$\theta = V_w/V$
la masse volumique de l'eau (ML^{-3}):	$\rho_w = M_w/V_w$

De ces paramètres, c'est la teneur en eau θ qui sera la plus utilisée dans la suite des développements relatifs à la zone non saturée. Elle constitue la variable de base permettant de quantifier la quantité d'eau présente en tout point du milieu souterrain.

1.1.3.3 La phase gazeuse

La phase gazeuse est constituée par l'air présent dans la part de porosité du sol non occupée par l'eau. Cet air étant un fluide, il présente un comportement assez similaire à celui de l'eau, avec toutefois une mobilité plus grande et des propriétés qui lui sont propres (compressibilité, effet plus marqué de la température, ...).

Dans la zone racinaire, l'air peut avoir une composition assez variable dans l'espace et le temps. Cela résulte de nombreux processus de production et de consommation par les racines des plantes, mais aussi d'échanges avec l'air atmosphérique proche (des échanges ont notamment lieu par diffusion moléculaire à travers la surface du sol). A plus grande profondeur, du fait de la disparition de la matière organique et de la diminution des échanges avec l'atmosphère, la composition de l'air est généralement moins variable, principalement influencée par le degré d'humidité (H_r). Celui-ci exprime le rapport entre la pression de vapeur existante (p_v) et saturante (p_{vs}), $H_r = p_v/p_{vs}$ (-).

I.1.3.3.1 Hypothèse de mobilité parfaite de la phase gazeuse

Les phases aqueuse et gazeuse partageant le même espace poreux, il existe une interactivité très grande entre elles (v. également le ch.I.2 à ce sujet), tant sur le plan physico-chimique (dissolution d'air dans l'eau, vaporisation de l'eau) que sur le plan de leur mobilité respective. En toute rigueur, le mélange eau - air doit être traité comme un mélange multiphasique. On simplifie généralement ce problème en supposant que l'air est infiniment mobile (**hypothèse de mobilité parfaite**). Ce faisant, on suppose que toute la phase gazeuse est à la même pression atmosphérique (p_{atm}) et on n'a plus à se préoccuper de son mouvement. Son rôle se cantonne à limiter l'espace poreux pouvant être occupé par l'eau. Son influence se retrouve aussi implicitement dans la manière de représenter le mouvement de l'eau dans la zone non saturée (caractère non linéaire de l'écoulement).

Il existe toutefois une situation pour laquelle l'hypothèse de mobilité parfaite peut conduire à une représentation peu précise des phénomènes : les « effets pistons » (*piston flows*). Dans le cas d'une forte recharge pluviométrique, l'apport massif d'eau au sommet de la zone non saturée peut entraver partiellement la mobilité ascensionnelle de l'air dans le milieu souterrain. Dans ce cas, cet air se met sous pression et influence de deux manières la mobilité de l'eau dans le milieu non saturé : l'eau arrivant depuis la surface est freinée dans sa progression vers le bas et l'eau située sous cette « poche » d'air est « poussée » vers le bas par la surpression se développant dans l'air. Ces effets, fréquemment constatés en laboratoire, se produisent régulièrement sur le terrain.

FORSYTH (1988) a comparé mathématiquement et numériquement l'approche monophasique non saturée correspondant à l'hypothèse de mobilité parfaite de l'air et l'approche biphasique non saturée. Ses travaux confirment que dans la plupart des cas, l'approche monophasique est suffisamment précise. De plus, si l'étude de la composition et de la dynamique de la phase gazeuse est très importante sur le plan agronomique (processus d'aération du sol,...), elle l'est beaucoup moins quand l'objectif est d'étudier les eaux souterraines. L'hypothèse de mobilité parfaite permet donc d'exclure la phase gazeuse du champ de la recherche.

I.2 Hydrostatique du milieu variablement saturé

I.2.1 Forces agissant sur l'eau dans le sous-sol

L'eau présente dans le sous-sol est soumise à l'influence de plusieurs forces. Ces forces peuvent agir dans des sens divers et de leur résultante dépend le mouvement de l'eau. Si toutes les forces se compensent exactement, un **équilibre hydrostatique** est atteint et l'eau n'est animée d'aucun mouvement. Généralement, ces forces sont étudiées via une approche thermodynamique, par l'intermédiaire des potentiels énergétiques qui leur sont associés. Ces potentiels peuvent s'exprimer sous la forme d'une quantité d'énergie par unité de poids (donc en unités de longueur : $J/N = m$) dont dispose l'eau pour se mouvoir dans le sous-sol.

Les principaux sont le **potentiel de pression**, le **potentiel de gravité** et le **potentiel cinétique**. Ce dernier étant proportionnel au carré de la vitesse, il est généralement négligeable dans le milieu souterrain où les écoulements sont habituellement très lents. A ces potentiels principaux, on peut ajouter des potentiels liés à des effets thermiques, électriques et chimiques. Généralement, ces trois dernières catégories sont négligées. Ce n'est que dans des cas très particuliers qu'il est vraiment nécessaire de les considérer (par exemple les effets thermiques doivent être considérés dans le cas particulier des eaux thermales, voire pour des circulations à grande profondeur, en milieu montagneux). On se contentera de décrire les deux premières catégories de potentiels et leurs conséquences sur la statique puis sur la dynamique de l'eau dans le milieu souterrain.

I.2.1.1 Potentiel de pression

L'ensemble de l'eau présente dans le sol subit l'effet de la pression atmosphérique. Selon la nature et l'importance des autres forces auxquelles l'eau est soumise, son état de pression peut varier autour de cette valeur de référence. Sous la surface piézométrique (surface correspondant à une pression nulle), l'eau subit l'effet de la pression hydrostatique produit par la colonne d'eau qui la surmonte. Au-dessus de cette même surface, l'eau est soumise à l'action des forces de rétention agissant à la surface du solide. Elle se trouve alors dans un état de sous pression (tension) par rapport à la pression atmosphérique.

La notion de potentiel étant relative, on peut considérer la pression atmosphérique comme référence ($p_{atm} = 0$). Ceci permet d'établir une distinction nette entre deux parties de l'aquifère où des phénomènes physiques très différents agissent. Dans ce système de référence, le potentiel de pression est positif sous la surface piézométrique, négatif au-dessus. Cela correspond aussi (à la frange capillaire près, cfr le point I.2.1.2) à la distinction entre la zone saturée de l'aquifère où la teneur

en eau du milieu est quasi constante⁴ et indépendante de l'état énergétique du système et la partie non saturée où la teneur en eau est variable.

Il faut toutefois remarquer que le choix de la pression atmosphérique comme pression de référence se justifie pour des études hydrogéologiques à l'échelle locale ou semi-régionale, comme c'est le cas ici. Les variations régionales de pression atmosphérique (essentiellement liées à des variations d'altitude) peuvent jouer un rôle non négligeable sur la dynamique des eaux souterraines à grande échelle, ainsi que dans les zones présentant des variations importantes de relief (ex : en montagne).

Les différentes forces agissant sur le potentiel de pression de l'eau sont décrites ci-dessous.

1.2.1.1.1 Pression hydrostatique

Le potentiel de pression hydrostatique se développe sous le niveau libre de la nappe aquifère. Il résulte du poids exercé en un point par la colonne d'eau qui le surmonte.

Le potentiel de pression (L) s'exprime comme suit :

$$h = \frac{p_w}{\rho_w g} \quad (1.1)$$

où,

- p_w est la pression hydrostatique ($ML^{-1}T^{-2}$);
- g est l'accélération de la pesanteur (LT^{-2});
- ρ_w est la masse volumique de l'eau (ML^{-3}).

1.2.1.1.2 Forces d'adsorption

Au-dessus de la surface piézométrique, le potentiel de pression est négatif et dépend de forces résultant d'interactions liquide – solide – gaz à l'échelle des pores.

La molécule d'eau est composée de deux ions d'hydrogène ayant chacun une charge positive (H^+) et d'un ion d'oxygène comportant deux charges négatives (O^{2-}). Ces trois atomes sont disposés suivant un angle d'environ 104,5 degrés. Du fait de cette géométrie particulière, le centre des charges positives (situés à mi-chemin entre les deux ions d'hydrogène) diffère du centre des charges négatives (situé sur l'ion d'oxygène). La molécule d'eau constitue donc un dipôle électrique lui conférant une série de propriétés remarquables.

⁴ La teneur en eau à saturation correspond à la porosité totale. Celle-ci varie en fonction de la compressibilité du squelette poreux et de l'eau. A l'exception des milieux très compressibles, la variation de la porosité totale est faible et la teneur en eau peut être supposée constante. L'impact sur l'emmagasinement de l'eau dans la zone saturée est considéré via le coefficient d'emmagasinement spécifique.

Parmi ces propriétés, la molécule d'eau est capable de former des liaisons plus ou moins fortes avec des particules chargées électriquement et attachées au squelette poreux. Dans ce cas, il se forme à la surface du solide une « couche limite » ou zone de transition au sein de laquelle les molécules d'eau et les ions libres sont très fortement liés par ces forces d'attraction électrique. Ces liens peuvent conduire à la formation d'une couche « pseudo - cristalline » dont les propriétés physiques diffèrent fortement de l'eau pure à la même température. Pour extraire cette eau, il serait nécessaire d'appliquer des succions énormes (10^6 à 10^{10} kPa selon les auteurs).

I.2.1.1.3 Forces de capillarité

Les forces de capillarité sont à la base d'une part importante de la phénoménologie des écoulements dans la zone non saturée. Elles proviennent des phénomènes de tensions superficielles qui se développent le long de l'interface entre deux fluides de nature différente et non parfaitement miscibles, par exemple à l'interface entre un liquide (eau) et un gaz (air) (fig.I.2.1). Au sein de chaque phase, des forces d'attraction réciproque existent entre les molécules constituant la phase. Si la phase est homogène, la résultante de ces forces est nulle. Par contre, à la limite entre l'eau et l'air, la proportion de molécules d'eau n'est pas la même des deux côtés de l'interface eau - air : la densité de molécules d'eau est moindre du côté de la phase air que du côté de la phase eau. Une molécule d'eau située juste sur l'interface subit donc un déséquilibre des forces d'attraction moléculaire qui tend à la ramener vers l'intérieur de la phase aqueuse. La résultante de ces déséquilibres produit une tension superficielle dans l'interface, se manifestant par une tendance à la contraction de la surface de séparation des deux phases.

A l'échelle microscopique, il existe une couche limite de transition dans laquelle se produisent ces phénomènes. Toutefois, à l'échelle macroscopique d'observation, cette couche est assimilée à une membrane tendue séparant les deux fluides. La tension superficielle représente en réalité le coefficient de proportionnalité entre l'accroissement d'énergie interne de l'interface, résultant d'une augmentation de cette surface.

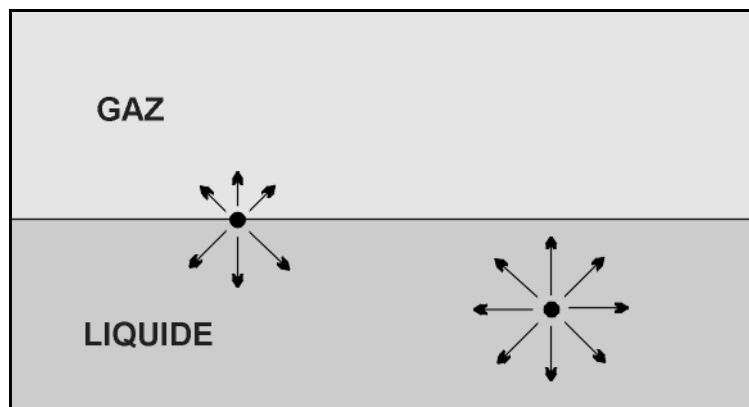


Figure I.2.1. Développement des tensions interfaciales

Si en plus des phases fluides en présence, on fait intervenir une phase solide (ce qui est le cas dans la zone non saturée), le problème se complique un peu puisqu'un équilibre doit être atteint entre les tensions superficielles existant dans les trois interfaces sol - eau (v_{SL}), sol - air (v_{GS}) et eau - air (v_{GL}) (fig.I.2.2). L'angle que forment les trois phases au point triple de contact dépend du type et de la qualité de la surface et du type de liquide considéré. Cet angle est appelé **angle de contact** (ϕ) ou angle de mouillabilité.

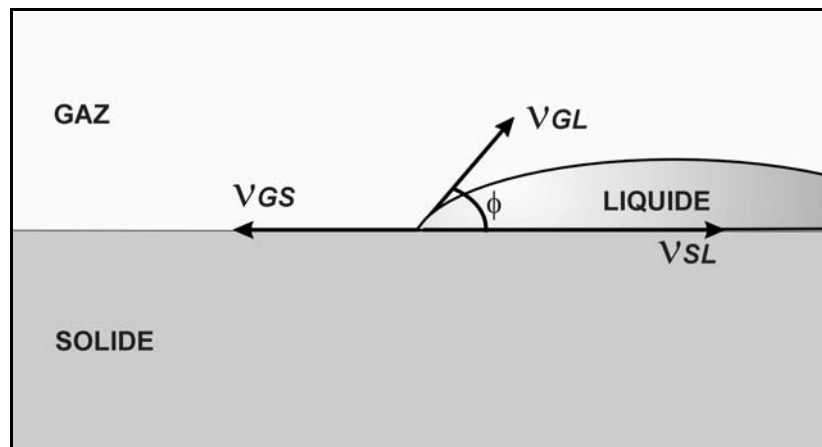


Figure I.2.2. Tensions de surface et angle de contact

En écrivant l'équilibre des tensions superficielles au point de contact des trois phases et suivant la tangente à la surface du solide, on détermine la valeur de l'angle ϕ (relation de Young) :

$$\cos \phi = \frac{v_{GS} - v_{SL}}{v_{GL}} \quad (1.2)$$

Il existe deux cas limites pour les valeurs que peut prendre cet angle :

- si $\phi = 0^\circ$, cela signifie que le liquide « chasse » la phase gazeuse et s'étale complètement sur le solide, lequel est alors dit mouillant ou **hydrophile** ;
- si $\phi = 180^\circ$, cela veut dire que le liquide tend à former des gouttes sur le solide pour minimiser la surface de contact entre les deux phases ; le solide est alors dit **hydrophobe**.

Les matériaux argileux sont très hydrophiles ($\phi = 0^\circ$) tandis que la matière organique est généralement hydrophobe ($\phi = 180^\circ$). Dans les sols, on considère généralement que l'angle de mouillabilité ϕ est nul (solide hydrophile).

Capillarité et loi de Jurin

Lorsqu'un tube de faible diamètre est plongé dans un liquide, on constate un déplacement du liquide dans le tube jusqu'à stabilisation à un niveau pouvant être très différent du niveau du liquide dans le récipient où le tube est plongé (fig.I.2.3). En même temps, la surface de séparation entre le liquide et l'air prend une allure d'autant plus incurvée que le rayon (r_c) du tube capillaire est petit. Cette courbure est le résultat des tensions superficielles développées dans l'interface entre les deux fluides.

Si le liquide est mouillant vis-à-vis du solide constituant le tube capillaire, le ménisque prend une forme concave vers le haut. La résultante des tensions superficielles existant au niveau du ménisque est donc orientée vers le haut et provoque une sous pression dans la colonne, accompagnée d'une montée du fluide dans le tube. La hauteur d'équilibre (h_c) atteinte par le fluide est celle pour laquelle le poids de la colonne d'eau située au-dessus du niveau de base du liquide équilibre la résultante des tensions superficielles. A l'inverse, si le liquide n'est pas mouillant, on observe une descente du liquide dans le tube capillaire, le ménisque présentant cette fois une concavité orientée vers le bas.

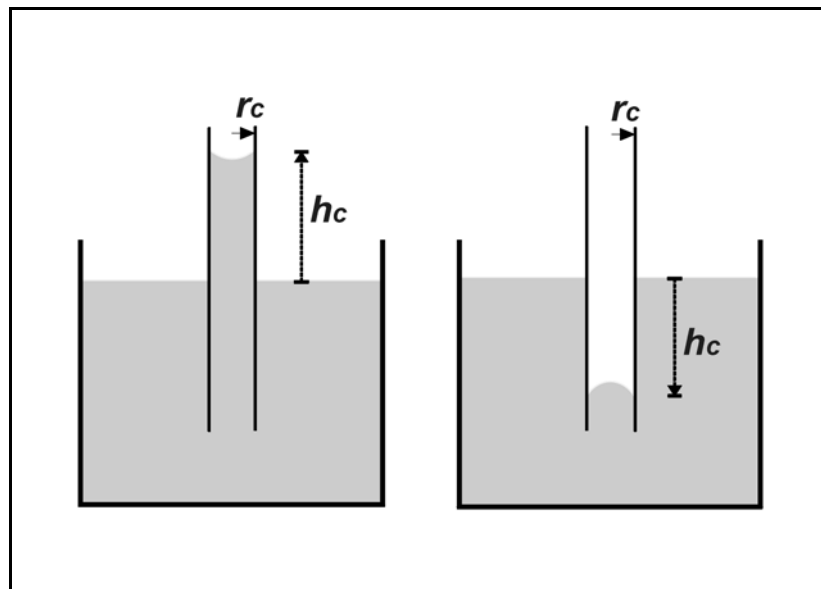


Figure I.2.3. Expérience du tube capillaire

La hauteur h_c peut être aisément calculée par un bilan des forces agissant au niveau du ménisque. L'expression résultante, appelée **loi de Jurin**, est à la base de nombreux développements visant à une meilleure représentation des phénomènes observés dans la zone non saturée :

$$h_c = \frac{2\sigma \cos \phi}{(\rho_w - \rho_g)g r_c} \quad (1.3)$$

où :

- h_c est la hauteur d'ascension ou de descente capillaire, c'est-à-dire la différence de hauteur entre la surface du liquide au repos et la surface du liquide dans le tube capillaire plongé dans le liquide au repos (L) ;

- σ est la résultante des tensions superficielles au point de contact liquide - solide - gaz (MT⁻²) ;

- ϕ est l'angle de contact entre le ménisque du liquide et la paroi du tube capillaire (-) ;

- ρ_w et ρ_g sont les masses volumiques respectives de la phase liquide et de la phase gazeuse (ML⁻³) ;

- g est l'accélération de la pesanteur (LT⁻²) ;

- r_c est le rayon du tube capillaire (L).

Dans le milieu souterrain, l'angle de contact ϕ étant supposé nul, $\cos \phi = 1$.

La relation de Jurin exprimée en unités de pression (la pression atmosphérique étant la référence) peut s'écrire :

$$p_c = -\frac{2\sigma}{r_c} \quad (1.4)$$

La hauteur d'ascension ou de descente h_c du fluide dans le tube capillaire est donc inversement proportionnelle au rayon r_c du tube. Dans le sous-sol, les pores étant généralement très petits, les effets de capillarité peuvent être très développés (plusieurs mètres à plusieurs dizaines de mètres d'ascension de l'eau).

1.2.1.1.4 Potentiel matriciel du milieu souterrain

Une confusion règne souvent entre les différentes notions de potentiels agissant sur l'eau dans le milieu, avec à la clé des erreurs et approximations fréquentes (NITAO & BEAR, 1996). Dans la zone non saturée, l'état de tension régnant au sein de la phase liquide résulte de la combinaison des forces d'adsorption et de capillarité (ainsi que d'autres forces éventuelles négligées dans ce travail). Leurs effets respectifs pouvant difficilement être isolés, l'ensemble des forces créant une dépression dans l'espace poreux du milieu souterrain sont généralement groupées sous le terme de **potentiel matriciel**.

Le potentiel matriciel n'est pas à proprement parlé la somme des potentiels résultant des forces de rétention et de capillarité. En effet, celles-ci sont définies à l'échelle microscopique (du pore), au voisinage immédiat des particules solides ou à l'interface entre les phases présentes. Elles ne sont

donc pas forcément définies en tout point du milieu poreux, ce qui empêche de les considérer directement à l'échelle macroscopique de mesure de l'état énergétique de l'eau. Le potentiel matriciel est donc la résultante à l'échelle macroscopique de l'action des forces de rétention, sans que cette résultante implique forcément une addition simple des effets microscopiques. On utilise fréquemment l'inverse du potentiel matriciel, appelé **potentiel de succion** $\psi = -h$.

En vertu de l'hypothèse de continuité, en tout point du sous-sol, le potentiel matriciel est fonction de la teneur en eau du milieu poreux (θ). Plus la teneur en eau est basse, plus le potentiel matriciel est négatif. Nous allons revenir sur ces relations quand il s'agira de décrire les propriétés hydrauliques des terrains non saturés.

La gamme de variation du potentiel matriciel étant très étendue (jusqu'à 1000 m et plus), on utilise fréquemment la notion de pF . Celui-ci est défini comme le logarithme décimal de la succion :

$$pF = \log|h| = \log(\psi), \psi \text{ étant exprimé en centimètres d'eau.}$$

1.2.1.2 Potentiel de gravité

Dans le milieu souterrain, l'eau est soumise à l'effet de la gravité terrestre. Elle dispose donc d'un **potentiel de gravité** susceptible de la faire migrer vers le bas. Il s'exprime à nouveau par rapport à un niveau de référence, lequel peut être le niveau de la surface du terrain, le niveau de la surface piézométrique ou encore un repère absolu de référence (niveau marin). Le potentiel de gravité est donc positif si l'on se situe au-dessus du niveau de référence choisi et négatif sous ce niveau.

En utilisant des unités d'énergie par unité de poids et en considérant que la phase liquide est homogène, l'expression du potentiel de gravité se ramène à l'expression de la différence d'altitude (z) entre le point considéré du milieu étudié et le niveau de référence.

1.2.2 Potentiel total

Le **potentiel total** est simplement la somme de tous les potentiels agissant sur l'eau en chaque point du milieu souterrain. L'analogie est directe avec la notion de hauteur piézométrique dans la zone saturée (qui est d'ailleurs l'expression du potentiel total pour cette partie de l'aquifère). On exprime généralement le potentiel total H en énergie par unité de poids, c'est-à-dire en unités de longueur (L).

$$H = h + z \tag{1.5}$$

où :

- h est le potentiel matriciel ou de pression (L), selon que l'on se situe au-dessus ou sous le niveau de la surface libre ;

- z est le potentiel de gravité (L).

I.2.3 Types d'eau et répartition de l'eau dans le sous-sol

Selon la nature des forces agissant sur l'eau et la localisation dans le milieu souterrain, on distingue généralement plusieurs types d'eau (fig.I.2.4), lesquels sont décrits ci-dessous. Dans le souci d'être complet, et même si à l'échelle macroscopique il n'est pas tout à fait correct de considérer séparément l'action des différentes forces de tension agissant sur l'eau, des ordres de grandeur de succion critique et les pF associés aux différents types d'eau décrits sont fournis. Ces ordres de grandeur constituent des seuils de succion à appliquer pour, en partant de la saturation complète, éliminer successivement les types d'eau présents dans le sous-sol, plutôt que des gammes de succion associées de manière univoque à chacun des types d'eau.

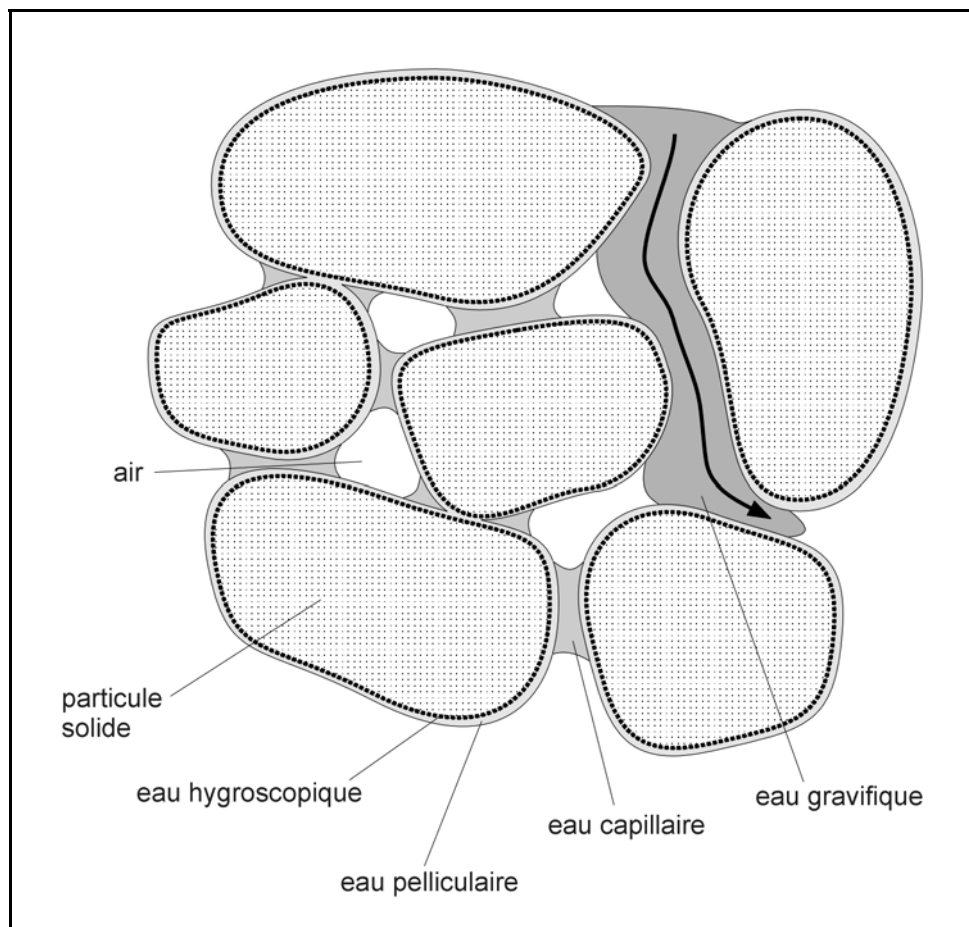


Figure I.2.4. Types d'eau présents dans le milieu souterrain

I.2.3.1 *Eau de rétention ou eau liée*

On appelle **eau de rétention** ou **eau liée** l'eau retenue à la surface des particules constituant le milieu poreux, non soumise à l'effet de la gravité et ne transmettant pas la pression hydrostatique.

On distingue généralement l'**eau hygroscopique**, l'**eau pelliculaire** et l'**eau capillaire suspendue**. Les deux premiers types résultent de l'adhésion de l'eau à la surface du solide par

l'intermédiaire des forces d'adsorption ; le troisième type résulte de l'effet des forces de capillarité se développant à l'interface entre les phases en présence.

1.2.3.1.1 Eau hygroscopique

L'**eau hygroscopique** est une partie de l'eau adsorbée intimement liée au solide. Elle imprègne les micropores et les fines canicules du solide et ne peut se déplacer que sous forme de vapeur. Elle n'est mobilisée que par calcination (élévation de la température au-delà de 450°). Plusieurs auteurs montrent que, d'un point de vue thermodynamique, cela correspond à l'application de succions très élevées, supérieures à 30 bars ($pF = \sim 4.5$). A ce stade poussé de désaturation du milieu, la phase gazeuse atteint un degré d'humidité très élevé (jusqu'à 98%).

1.2.3.1.2 Eau pelliculaire

L'**eau pelliculaire**, également retenue par attraction moléculaire (adhésion), se présente sous la forme de films de très faible épaisseur (généralement inférieure à 0.1 μm), à la surface du solide. Elle peut être extraite par centrifugation ou par la succion exercée par les racines des plantes. Pour la plupart des auteurs, cette eau est éliminée par l'application de succions supérieures à 15 bars ($pF = 4.2$). Ce seuil, qui correspond au stade à partir duquel le solde d'eau restant dans le sol n'est plus disponible pour les végétaux, est souvent appelé point de flétrissement permanent.

1.2.3.1.3 Eau capillaire isolée ou suspendue

L'**eau capillaire isolée** ou **suspendue** est l'eau retenue par capillarité dans l'épaisseur de terrain surmontant la frange capillaire proprement dite (voir par après). Cette eau, située dans la partie de l'espace poreux non occupé par la phase gazeuse, présente des surfaces libres en formes de ménisques. L'eau capillaire existe dans le sol lorsque la succion est comprise entre 0.33 bar ($pF = 2.5$) et 15 bars ($pF = 4.2$). La teneur en eau correspondant à un $pF = 2.5$ est souvent appelée capacité au champ.

1.2.3.2 Eau gravifique ou eau libre

L'**eau gravifique** ou **eau libre** est l'eau susceptible de se déplacer au sein du milieu poreux sous l'effet de la gravité terrestre et de transmettre les variations de pression hydrostatique. On y distingue généralement l'eau capillaire ascendante ou soutenue de l'eau gravifique proprement dite.

1.2.3.2.1 Eau capillaire ascendante ou soutenue

L'effet le plus visible des forces de capillarité est une ascension de l'eau au-dessus de la surface de pression nulle, jusqu'à une altitude inversement proportionnelle au rayon du tube capillaire. Au sein du milieu souterrain, la zone surmontant la nappe aquifère où se produit cet effet est appelée la **frange capillaire**. L'**eau capillaire ascendante** ou **soutenue** est l'eau retenue dans cette

frange de terrain par l'effet des tensions superficielles. Elle y remplit pratiquement tous les pores et interstices et, contrairement à l'eau capillaire suspendue, elle est susceptible de se déplacer au gré des fluctuations du niveau de la nappe aquifère. Le sommet de la frange capillaire peut être plus ou moins irrégulier, en fonction du degré d'uniformité du réseau poreux.

I.2.3.2.2 Eau gravifique

L'**eau gravifique** est l'eau remplissant l'espace poreux et soumise uniquement à l'effet du potentiel de gravité. Il s'agit de l'eau contenue dans le milieu poreux entre la saturation complète et la teneur en eau à la capacité de rétention (capacité au champ des agronomes) correspondant à un pF de l'ordre de 2.5. Certains auteurs y distinguent l'**eau d'infiltration** ou de **percolation**, en mouvement dans la zone non saturée vers la nappe, de l'**eau de la nappe** proprement dite.

I.2.3.3 Répartition de l'eau dans le sous-sol

Certains auteurs (KENDALL & MC DONNELL, 1998) considèrent que le potentiel de pression est le seul potentiel agissant sous le niveau hydrostatique de la nappe, tandis que le potentiel matriciel est le potentiel négatif agissant au-dessus du niveau de la nappe. Ce faisant, ils considèrent que le potentiel de pression hydrostatique est nul au-dessus du niveau hydrostatique de la nappe et, par symétrie, que le potentiel matriciel est nul dans la partie saturée de l'aquifère. Comme cela a déjà été mentionné, cette façon de conceptualiser le milieu est partiellement erronée puisque, même sous le niveau de la nappe, une partie de l'eau est adsorbée, donc retenue à la surface ou au sein du solide.

En réalité, sous le niveau hydrostatique de la nappe, le potentiel de pression compense plus ou moins largement le potentiel matriciel. Dans les pores les plus larges (porosité de drainage ou porosité efficace d'écoulement), ce dernier est alors négligeable et l'eau est libre de se mouvoir. Par contre, au voisinage immédiat des particules constituant le solide et dans les pores les plus étroits où les forces d'adsorption sont très élevées, l'eau reste piégée. Dans la deuxième partie de ce travail, on verra que cela a des conséquences importantes sur le piégeage temporaire ou définitif des solutés (effets d'eau immobile). Pour mobiliser cette eau, il est nécessaire d'appliquer des pressions très élevées afin de contrecarrer l'effet de l'adsorption de l'eau ou de la capillarité.

Les différents types d'eau mentionnés au point précédent peuvent donc être rencontrés dans pratiquement l'entièreté du milieu souterrain. On appelle **profil hydrique** la représentation de l'évolution de la teneur en eau du milieu avec la profondeur, en un endroit et à un moment donné. Généralement, le sous-sol est subdivisé en quelques zones principales, marquées par la présence ou l'absence de l'un ou l'autre type d'eau. On y distingue la **zone de saturation** et la **zone d'aération**. Le tableau I.2.1 synthétise les différentes zones et les types d'eau que l'on y trouve, pour une situation d'équilibre et en l'absence de recharge d'eau à la surface du sol.

		Eau hygroscopique	Eau pelliculaire	Eau capillaire		Eau gravifique
				isolée	continue	
Zone d'aération	Zone d'évapotranspiration					
	Zone de rétention					
	Frange capillaire					
Zone de saturation						

Tableau I.2.1. Répartition de l'eau dans le milieu souterrain (d'après CASTANY, 1967)

I.2.3.3.1 Zone de saturation

La **zone de saturation** correspond à la nappe aquifère proprement dite. Les vides y sont entièrement remplis d'eau et la proportion d'eau gravifique y est maximale. La zone de saturation peut renfermer de l'eau hygroscopique, de l'eau pelliculaire, de l'eau capillaire (isolée et continue) et de l'eau gravifique.

I.2.3.3.2 Zone d'aération

La **zone d'aération** correspond à la frange de terrain située entre le sommet de la zone de saturation et la surface du sol. Selon le degré de saturation, le type d'eau présente et les processus y ayant cours, on peut y distinguer plusieurs horizons, de bas en haut :

la frange capillaire

La frange capillaire a déjà été décrite précédemment. Cette zone renferme de l'eau hygroscopique, de l'eau pelliculaire et de l'eau capillaire isolée et continue.

la zone de rétention

En l'absence d'infiltration d'eau depuis la surface du sol, la teneur en eau s'y trouve à la capacité au champ. On y trouve alors exclusivement de l'eau suspendue : eau hygroscopique, eau pelliculaire et eau capillaire isolée. Cette eau ne présente aucun lien hydraulique avec les horizons inférieurs.

la zone d'évapotranspiration

C'est la frange de terrain située juste sous la surface du sol. Par la proximité avec l'atmosphère et l'existence en son sein de racines de plantes, cette zone est le siège des processus d'évapotranspiration qui lui confèrent son nom. La teneur en eau y est beaucoup plus variable, fonction de la succession des épisodes pluvieux et secs. En cas d'apports déficitaires en eau, la teneur en eau peut y diminuer fortement, éventuellement jusqu'au point de flétrissement. A l'opposé, lors de

grosses pluies, la teneur en eau peut y augmenter rapidement, pour éventuellement atteindre la saturation.

I.3 Propriétés hydrauliques des milieux non saturés

I.3.1 Courbe caractéristique d'humidité ou courbe de rétention

Comme on l'a vu, la zone non saturée est caractérisée par des interactions très complexes entre la phase gazeuse, la phase liquide et le support solide poreux. De ce fait, le comportement global de l'eau y est beaucoup plus difficile à représenter et à maîtriser que dans la zone saturée. La relation fondamentale dans l'étude des milieux non saturés est la **courbe caractéristique d'humidité** ou **courbe de rétention en eau** du milieu. Elle exprime la relation entre le potentiel matriciel h et la teneur en eau θ .

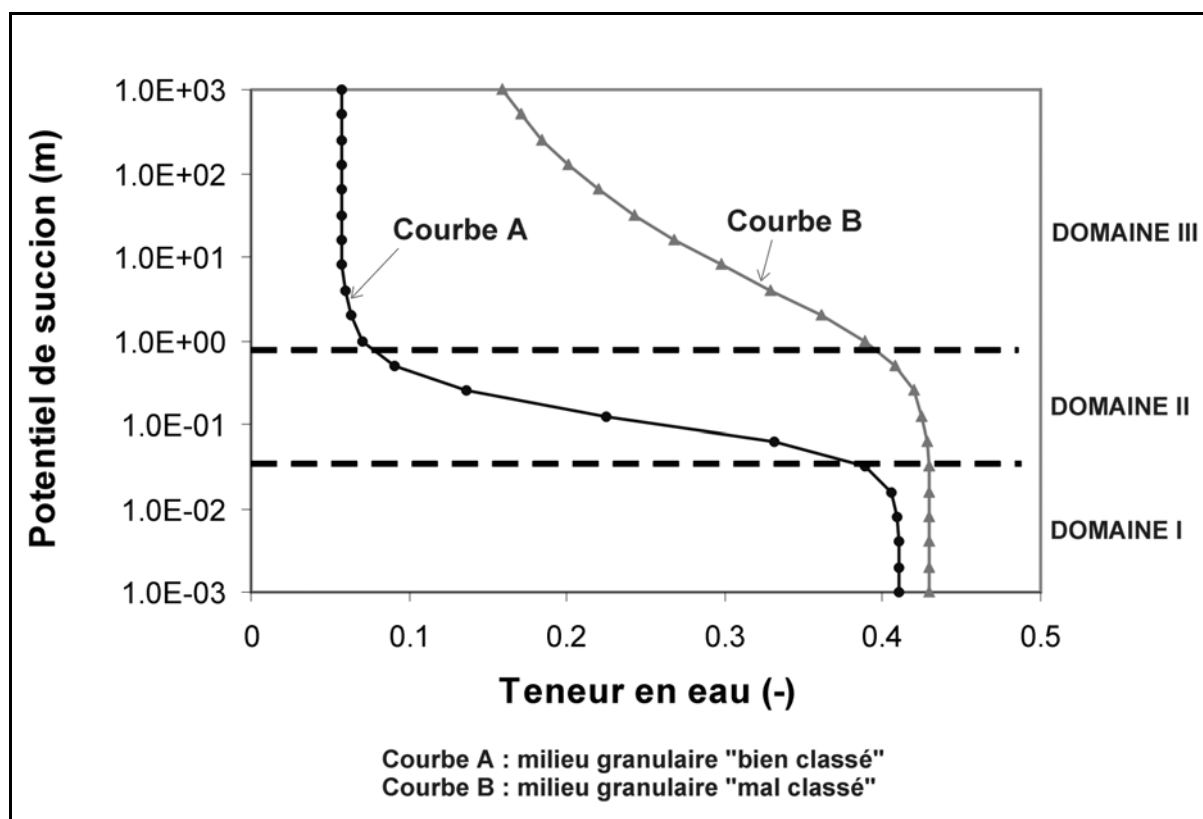


Figure I.3.1. Courbes de rétention pour deux types de sols

La figure I.3.1 présente une courbe de rétention typique (courbe A). Sur ce type de diagramme, on représente généralement l'opposé du potentiel matriciel $\psi = -h$, appelé potentiel de succion, en fonction de la teneur en eau (θ). Ainsi, plus la teneur en eau dans le milieu est basse, plus ψ est élevé.

Si aucune succion ψ n'est appliquée, le milieu est saturé en eau à la valeur θ_s correspondant normalement à la porosité totale (n) du milieu. Toutefois, il arrive fréquemment que la valeur de la teneur en eau à saturation soit légèrement inférieure à la porosité totale n . En effet, un peu d'air reste

généralement piégé dans le milieu poreux ou dissous dans l'eau. A faible teneur, cet air n'influence pas trop les propriétés hydrauliques mais il occupe une partie de l'espace poreux, réduisant ainsi la valeur de θ_s . A teneur plus élevée (quelques %), l'air piégé (*entrapped air*) peut toutefois entraîner une diminution appréciable de la conductivité hydraulique du milieu (FAYBISCHENKO, 1995).

Une quantification précise de θ_s est souvent difficile. Non seulement l'air piégé fausse la mesure, mais le matériau peut être affecté par des phénomènes de gonflement lorsqu'on le sature en eau ou de retrait lorsqu'on le désature (surtout pour les matériaux granulaires fins et argileux), faisant varier ainsi la porosité totale.

Généralement, la teneur en eau reste à saturation tant que l'on n'a pas dépassé un seuil critique de succion appliquée (fig.I.3.1, courbe A, domaine I). C'est surtout le cas pour les matériaux fins, comportant des pores de dimensions réduites. Pour que la désaturation débute, il est nécessaire d'appliquer une succion supérieure au potentiel de capillarité correspondant aux pores les plus larges. Cette valeur critique à partir de laquelle on constate effectivement une désaturation du milieu est souvent appelée **potentiel d'entrée d'air** (ψ_a) (*bubbling pressure*).

Si on augmente encore la succion appliquée, la teneur en eau décroît plus ou moins rapidement et progressivement (fig.I.3.1, courbe A, domaine II). Les pores les plus larges, pour lesquels la succion à appliquer pour vaincre la force de capillarité est la moins élevée, se désaturent en premier. Progressivement des pores de dimensions de plus en plus réduites se désaturent. A un milieu granulaire bien classé (particules de dimensions relativement constantes) correspond une distribution de pores relativement uniforme. Dans ce cas, dès que la succion appliquée compense les forces de capillarité, on observe une vidange rapide et simultanée des pores, la courbe de rétention présentant une variation assez brutale de la teneur en eau θ pour un certain seuil de succion appliquée (fig.I.3.1, courbe A). A contrario, si le matériau est mal classé, la distribution des pores est hétérogène et la courbe de rétention montre une évolution plus lente de la teneur en eau avec la succion appliquée (courbe B).

A partir d'un certain niveau de succion appliquée (fig.I.3.1, courbe A, domaine III), on constate que la teneur en eau ne diminue plus ou seulement de façon imperceptible. Cette teneur en eau « minimale » est appelée teneur en eau résiduelle (θ_r). A l'instar de la teneur en eau à saturation (θ_s), cette valeur n'est pas toujours clairement définie. En réalité, au fur et à mesure que la succion augmente et que les pores se vident de leur eau, un autre phénomène apparaît progressivement : la continuité de la phase aqueuse diminue (fig.I.3.2). A partir d'un certain niveau de succion, les pores qui contiennent encore de l'eau ne sont plus interconnectés, si ce n'est éventuellement via l'eau hygroscopique ou pelliculaire entourant les particules auxquelles elle est fortement soudée.

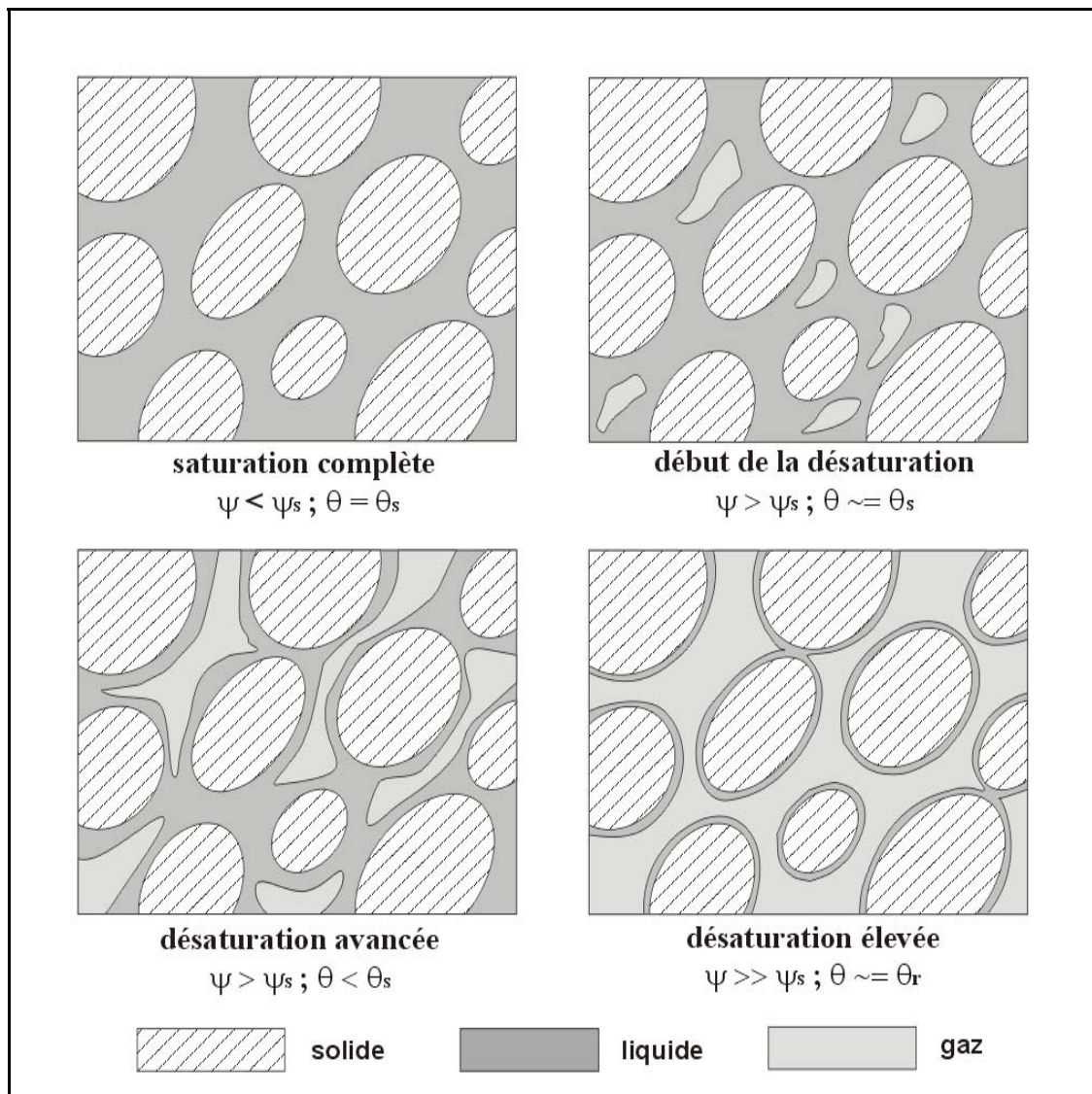


Figure I.3.2. Evolution de la continuité de la phase aqueuse en fonction du degré de saturation en eau

Pour pouvoir encore extraire de l'eau, il est nécessaire d'appliquer des succions excessivement élevées, de l'ordre de 10^6 kPa. Les expériences visant à évaluer la courbe de rétention sont rarement poussées jusqu'à des niveaux aussi élevés de succion, qui demandent des équipements très spécialisés. On se contente donc généralement de définir θ_r par la teneur en eau à laquelle aucune variation importante n'est encore perceptible quand la succion est augmentée ou encore de fixer $\theta_r = 0$ pour une succion de 10^6 kPa (FREDLUNG & XING, 1994).

Il faut noter qu'aux succions très élevées, le transport de l'eau sous forme de vapeur devient non négligeable. Toutefois, dans nos régions, où la pluviosité et l'humidité moyennes sont importantes, la désaturation du sous-sol n'atteint jamais des degrés très élevés.

La courbe de rétention du sol constitue donc une image assez remarquable du milieu poreux, riche en informations sur la géométrie, la distribution et les dimensions des pores. Par conséquent, les propriétés texturales (courbe granulométrique, masse volumique,...) et structurales (degré d'agrégation, porosité totale) auront une influence nette sur la courbe de rétention. Ce fait sera illustré dans les applications de la recherche (site de Bovenistier).

1.3.1.1 Milieux fissurés – milieux macroporeux

Les développements précédents sont valables si l'on étudie des milieux présentant une distribution uni-modale de pores. Dans certains milieux, la distribution des pores peut être représentée avec plus de précision par une distribution bi-, voire multi-modale. Par cela on entend que la distribution des diamètres moyens des pores dans la matériau investigué présente plusieurs maxima. Généralement, un de ces maxima correspond à la valeur modale de la porosité de matrice, l'autre à des pores plus larges dont le développement est soit postérieur à la mise en place du matériau, soit lié à l'existence d'une texture particulière. L'exemple le plus caractéristique illustrant le premier cas est celui des milieux rocheux fissurés, pour le deuxième cas, les milieux meubles macroporeux.

La porosité des roches fissurées est généralement conceptualisée en deux composantes : une porosité de fissure (n_f) très faible et une porosité de matrice (n_m) pouvant dans certains cas être très élevée (jusqu'à 30 à 40% dans les craies du Crétacé de Hesbaye : BIVER, 1993, HALLET, 1999). Quand le milieu est saturé, les fissures et la matrice sont saturées en eau. Toutefois, la largeur des fissures peut être telle qu'une très faible succion suffit à compenser les forces de capillarité qui y règnent et à les désaturer complètement. Par contre, au sein de la matrice rocheuse, les pores ont souvent des dimensions très réduites (de l'ordre de 10 μm pour la matrice crayeuse), nécessitant l'application de succions très élevées pour observer une désaturation.

Les milieux macroporeux ont été investigués par de nombreux auteurs (GERMANN & BEVEN, 1981a et b, BEVEN & GERMANN, 1981, LUXMOORE, 1981, WATSON & LUXMOORE, 1986, WILSON & LUXMOORE, 1988, SMETTEM *et al.*, 1991, CHEN & WAGENET, 1992a).

La macroporosité provient généralement d'une distribution hétérogène des particules, les plus fines (fraction argileuse) constituant des petits amas de particules (agrégats) contenant des pores de petit diamètre (porosité intra-agrégats ou microporosité), entre lesquels se localisent des pores de plus grandes dimensions (interporosité ou macroporosité). Dans certains matériaux meubles, des macropores peuvent également se développer au voisinage de la surface du sol, suite à l'action des racines de plantes, d'animaux fouisseurs ou de processus de dissolution, entraînant le développement de véritables conduits au travers du milieu. Enfin, des variations thermiques ou hydriques peuvent provoquer le développement d'une macroporosité à la suite de phénomènes de gonflement et retrait du matériau, entraînant le développement de fractures (fentes de dessiccation,...). Lors de

l'application d'une succion, les macropores se désaturent très rapidement, à l'instar des fissures en milieu rocheux. Les agrégats jouent un rôle semblable à la matrice des roches fissurées, des succions importantes devant habituellement être appliquées pour extraire l'eau qui y est logée.

Par ces analogies physiques et leurs conséquences sur le comportement hydrologique du sous-sol, les milieux fissurés ou macroporeux sont souvent étudiés avec les mêmes concepts. La courbe de rétention présente une allure assez similaire. Au voisinage de la saturation en eau, l'application d'une petite succion entraîne la désaturation rapide des macropores ou des fissures. Par la suite, une augmentation de la succion appliquée se traduit par une variation plus faible de la teneur en eau au sein du matériau (fig.I.3.3). Des observations de ce type ont été faites dans des craies en Angleterre (COOPER *et al.*, 1990 , GARDNER *et al.*, 1990).

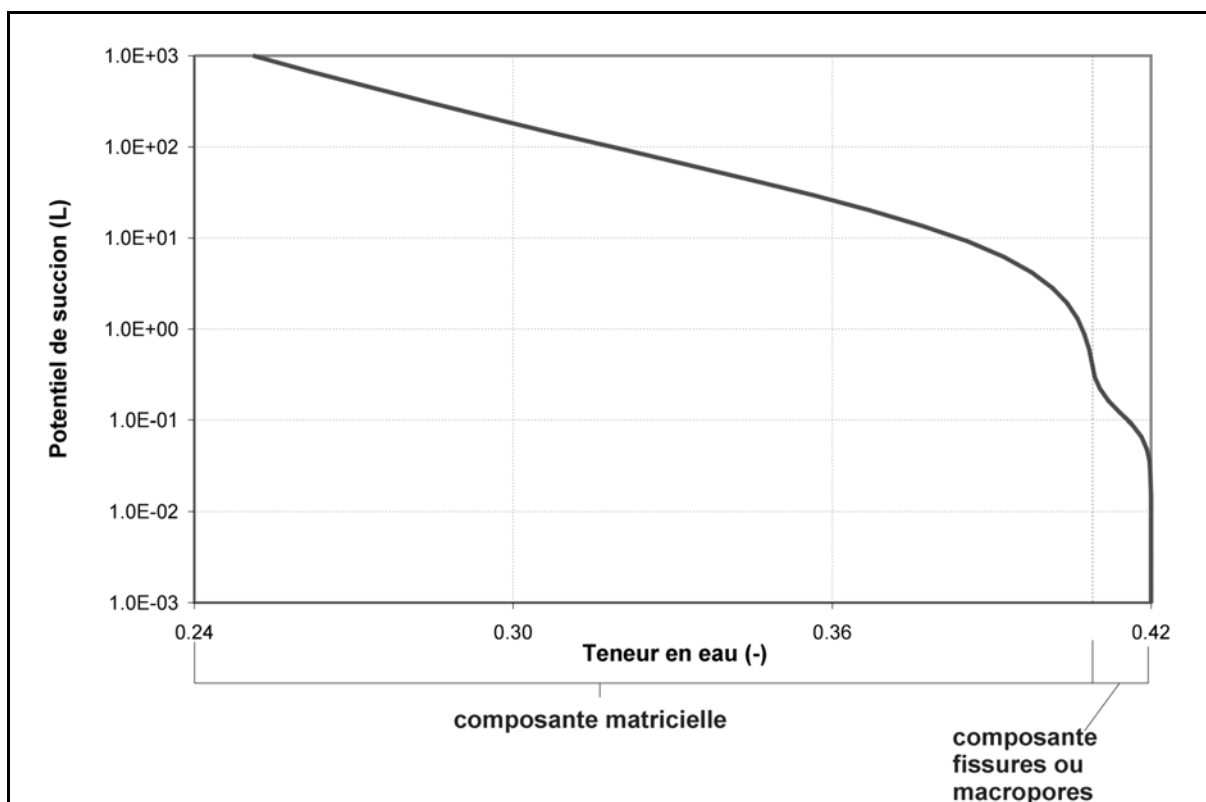


Figure I.3.3. Exemple de courbe de rétention type pour un milieu fissuré ou macroporeux

On verra par la suite que la structure très particulière de ces matériaux entraîne d'importantes conséquences sur l'évolution de la conductivité hydraulique non saturée et sur le transport et le piégeage des solutés. Plus pratiquement, l'importance de tels effets structuraux sur le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des craies en Hesbaye sera illustré.

I.3.2 Evolution de la conductivité hydraulique en milieu non saturé

Même si l'on ne traite pas dans ce chapitre l'hydrodynamique du milieu variablement saturé, il est intéressant d'aborder l'évolution de la conductivité hydraulique K en fonction de la teneur en

eau θ du milieu. Cette relation est en effet considérée comme une des propriétés hydrauliques du milieu non saturé, au même titre que la courbe de rétention. Cela permettra aussi d'introduire une série de phénomènes et processus physiques caractéristiques du milieu non saturé, avant le chapitre consacré à la dynamique des écoulements dans le milieu variablement saturé (chapitre I.4).

La conductivité hydraulique exprime l'aptitude du milieu à conduire l'écoulement de l'eau. Plus elle est faible, plus une charge hydraulique importante est nécessaire afin que l'eau puisse s'y mouvoir. En milieu saturé, la relation entre le débit transitant à travers une section, la charge hydraulique appliquée et la conductivité hydraulique a été définie par DARCY (1856). Cette relation s'exprime sous la forme suivante :

$$\underline{v}_D = -\underline{K}_S \cdot \underline{\nabla}(h + z) = -\underline{K}_S \cdot \underline{\nabla}H \quad (1.6)$$

où :

- \underline{v}_D est le flux de Darcy, c'est-à-dire le débit transitant par unité de surface de milieu poreux (LT^{-1}) ;
- $H = h + z$ est le potentiel hydraulique total défini précédemment (L) ;
- \underline{K}_S est le tenseur de conductivité hydraulique à saturation de l'élément de matériau poreux considéré (LT^{-1}).

Normalement, cette relation n'est applicable que dans une certaine gamme de conductivités hydrauliques. Des déviations apparaissent (fig.I.3.4) dans des milieux caractérisés par de très faibles conductivités comme les argiles et, à l'inverse, dans des milieux à conductivité très élevée où l'hypothèse de régime laminaire d'écoulement peut être prise en défaut (par exemple dans des fissures très ouvertes). Malgré ces limites, la relation de Darcy est presque toujours considérée pour évaluer les flux de filtration en milieu souterrain.

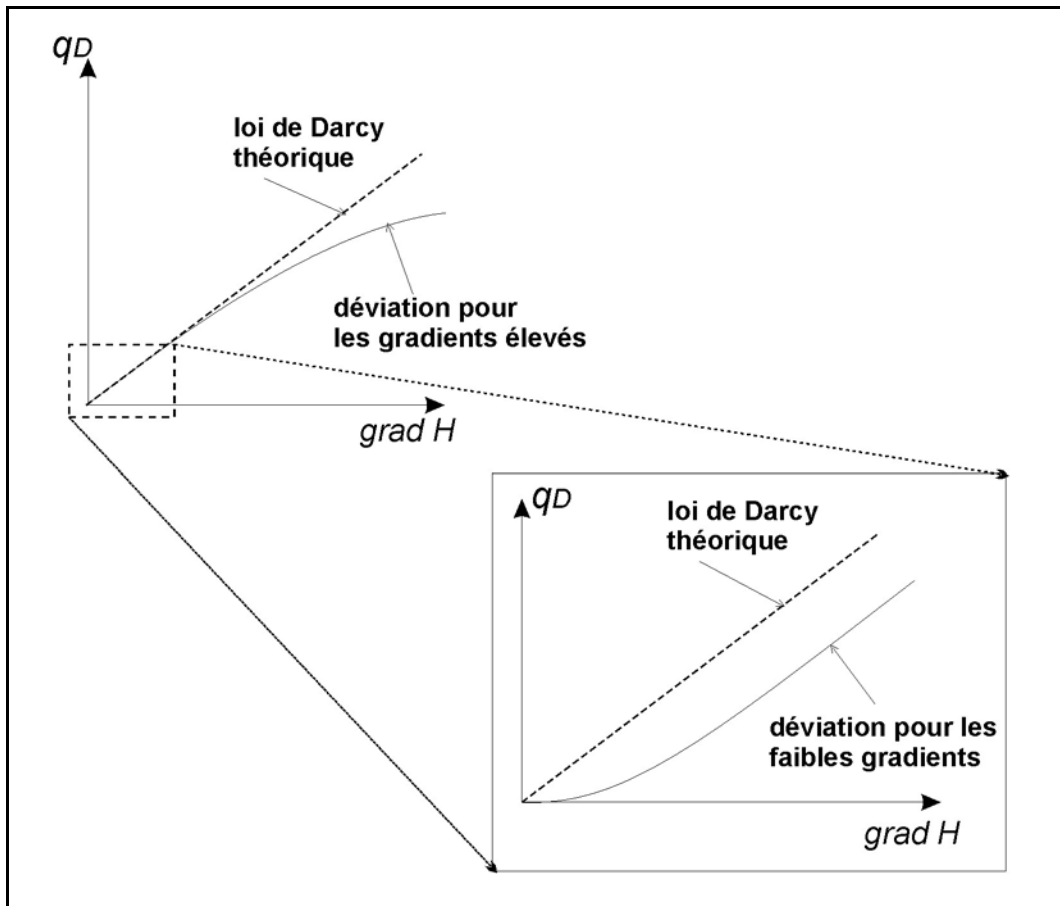


Figure I.3.4. Déviations observées par rapport à la loi de Darcy
(adapté de DASSARGUES, 1992)

Comme expliqué précédemment, la continuité et la mobilité de la phase liquide présente au sein du milieu poreux dépendent du degré de saturation en eau. Plus le milieu est désaturé, plus la phase liquide est discontinue et plus l'eau résiduelle présente une adhésivité forte vis-à-vis du solide. La conductivité hydraulique étant une mesure de l'aptitude du milieu à laisser l'eau se mouvoir en son sein, on comprend aisément que ce paramètre dépend de la teneur en eau.

Lorsqu'on applique une succion au milieu poreux, on draine progressivement les différents types d'eau (eau gravifique, eau capillaire, eau pelliculaire et eau hygroscopique), passant d'une phase aqueuse continue à une phase aqueuse discontinue, caractérisée par des films d'eau entourant chaque particule solide et presque totalement isolée des autres films (sinon aux points de contacts entre particules solides). On passe progressivement d'une conductivité hydraulique plus ou moins élevée (fonction du type de milieu poreux) à une conductivité hydraulique pratiquement nulle, quand la teneur en eau est proche de la teneur en eau résiduelle.

La généralisation de l'expression de la conductivité hydraulique aux milieux non saturés se fait habituellement comme suit :

$$\underline{K}(\theta) = \underline{K}_s k_r(\theta) \quad (1.7)$$

où $k_r(\theta)$ est la **conductivité hydraulique relative** qui peut varier entre 0 (milieu fortement désaturé, au travers duquel aucune eau ne peut se mouvoir) et 1 (milieu poreux complètement saturé en eau).

La conductivité hydraulique à saturation est considérée comme une constante multipliée par un terme k_r qui prend en compte l'influence du degré de saturation en eau sur le paramètre de conductivité.

La figure I.3.5 présente l'allure typique de la conductivité hydraulique relative k_r en fonction de la teneur en eau θ . Cette relation passe par $k_r = 1$ pour $\theta = \theta_s$ et tend vers 0 quand la teneur en eau tend vers la teneur en eau résiduelle θ_r . Les courbes A et B correspondent aux mêmes courbes représentées à la figure I.3.1.

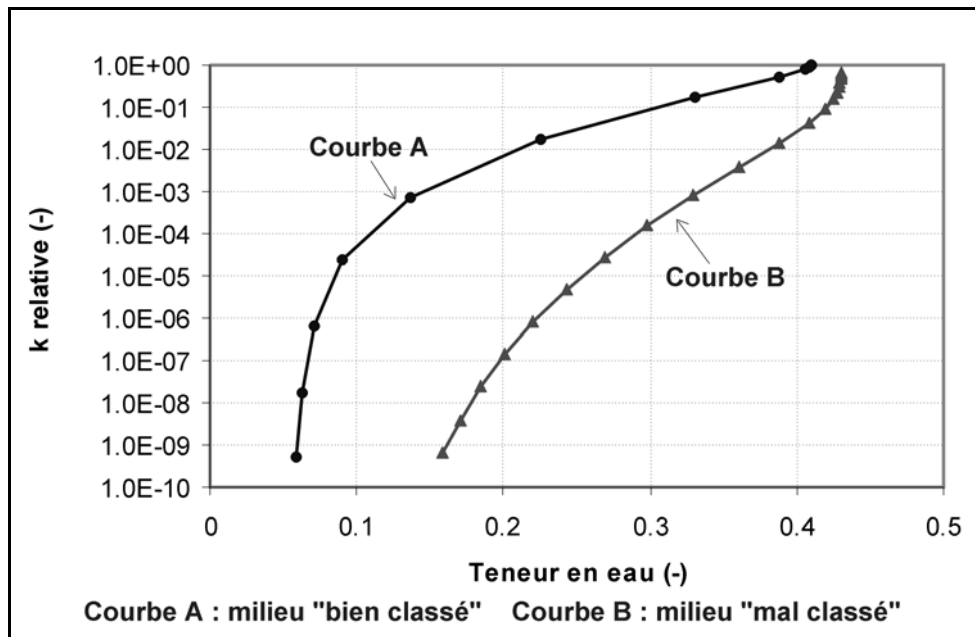


Figure I.3.5. Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau

I.3.2.1 Milieux rocheux fissurés et milieux macroporeux

De façon analogue à la relation $h(\theta)$, la relation $k_r(\theta)$ entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau présente dans les matériaux macroporeux et les roches fissurées des propriétés particulières. La conductivité hydraulique à saturation de ces matériaux dépend essentiellement du degré de fissuration ou de la densité de macropores au sein du matériau, donc de la conductivité hydraulique des fissures ou des macropores. Lorsque le milieu se désature, les macro-fissures ou les macropores se vident très rapidement de leur eau, entraînant une chute importante de la conductivité

hydraulique de l'ensemble, celle-ci n'étant plus gouvernée que par la conductivité hydraulique de la matrice poreuse. La relation $k_r(\theta)$ présente donc une variation assez rapide pour des valeurs de teneur en eau légèrement inférieures à la teneur en eau à saturation (fig.I.3.6).

De plus, certains auteurs ont démontré que dans les milieux fissurés, la présence d'air au sein des fissures a un effet imperméabilisant vis-à-vis de la migration de l'eau suivant une direction orthogonale au plan de fissuration (WANG & NARASIMHAN, 1985, PRUESS & WANG, 1987). Quand les fissures sont désaturées, les écoulements au sein de la matrice sont cantonnés aux points de contacts entre blocs microporeux, ce qui peut réduire nettement la section accessible à l'écoulement de l'eau.

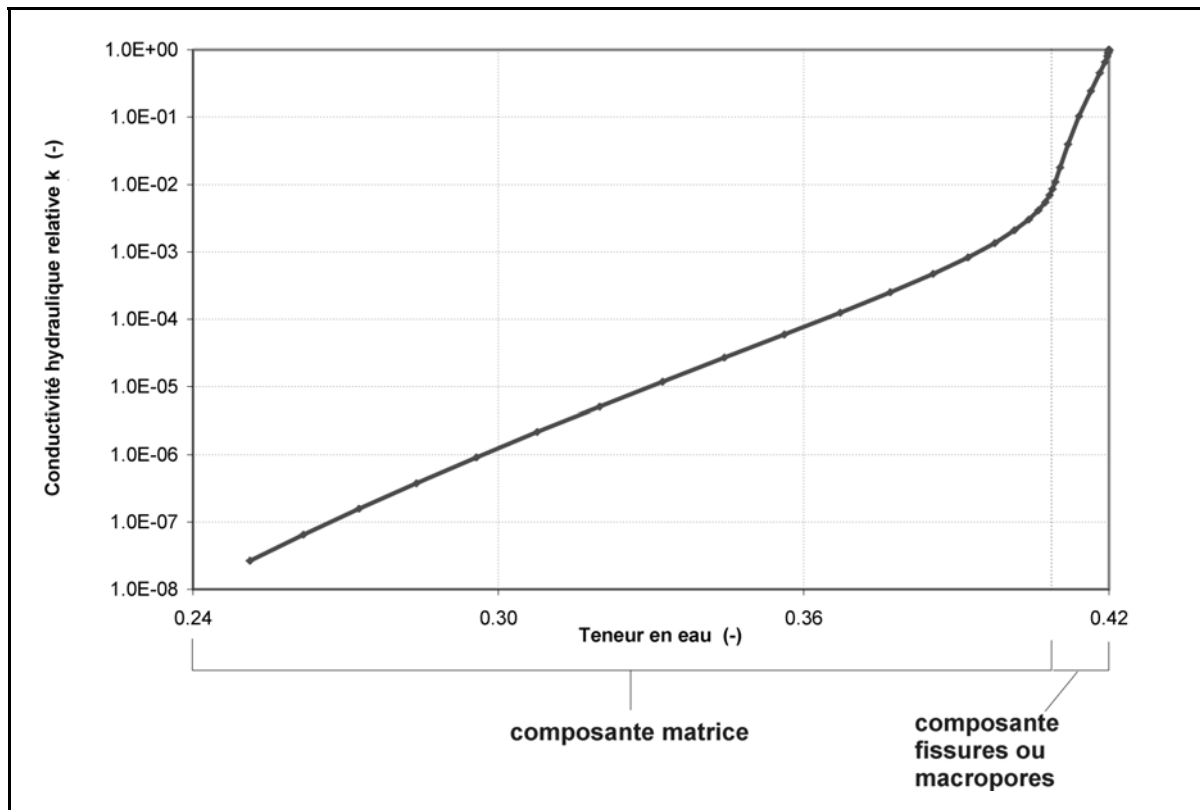


Figure I.3.6. Exemple de courbe de conductivité hydraulique pour un milieu fissuré ou macroporeux

Lorsqu'une recharge en eau est appliquée à la surface de ces matériaux, les fissures ou les macropores ne conduisent effectivement l'eau que si la durée et l'intensité de la recharge sont « suffisantes ». Lors des premiers instants, la matrice poreuse joue le rôle d'une éponge très efficace. Les pores étant petits, des forces de capillarité très puissantes y règnent et pompent littéralement toute l'eau passant à leur contact. C'est le mécanisme d'**imbibition**. A contrario, si une recharge très intense est appliquée, il est possible que le mécanisme d'imbibition ne soit pas assez rapide pour absorber toute l'eau apportée. La matrice se sature superficiellement et ne peut immédiatement accepter un apport supplémentaire d'eau. Dans ce cas, les fissures ou les macropores sont activées avant même que la matrice ne soit complètement saturée et l'on assiste à un phénomène de court circuit (*by-pass*

flow), donc à une migration préférentielle de l'eau via les fissures ou les macropores. Ces phénomènes de court circuit ne se produisent réellement qu'au voisinage de la surface du sol, où aucun effet tampon n'est assuré pour atténuer les variations parfois brutales des apports en eau.

Le comportement hydrodynamique des milieux macroporeux ou fissurés est donc très différent selon que l'on est à saturation complète ou en conditions non saturées. A saturation, la conduite de l'eau est assurée par les macropores ou les fissures (généralement à des vitesses assez grandes). Quand le milieu se désature, le réseau préférentiel d'infiltration est rapidement désactivé. La matrice joue alors le seul rôle de cheminement de l'eau, à une vitesse moyenne d'infiltration généralement inférieure de plusieurs ordres de grandeur par rapport aux conditions saturées.

I.3.3 Expression des propriétés non saturées $\theta(h)$ et $K(\theta)$

I.3.3.1 Présentation des propriétés hydrauliques des sols non saturés

Les propriétés hydrauliques des terrains non saturés sont généralement présentées sous une des formes suivantes :

- sous format tabulaire : dans ce cas, les couples de valeurs (θ_i, h_i) et (θ_i, K_i) ou (h_i, K_i) sont présentées sous la forme d'un tableau reprenant les mesures telles qu'elles ont été réalisées lors des expériences ou de l'estimation des valeurs ;
- sous une forme mathématique plus ou moins complexe, comportant un certain nombre de paramètres sur lesquels il est possible de jouer afin de faire coïncider les mesures expérimentales et les valeurs calculées à l'aide de la relation mathématique.

La représentation sous forme tabulaire présente l'avantage de ne nécessiter aucun traitement ultérieur des données après leur acquisition. La représentation sous forme mathématique présente elle beaucoup d'avantages (VAN GENUCHTEN & NIELSEN, 1985, LEIJ *et al.*, 1997) :

- il s'agit le plus souvent d'une présentation plus simple et plus compacte des relations recherchées, quelques paramètres suffisant généralement à représenter de façon univoque le terrain investigué ;
- l'interpolation des résultats entre les couples de valeurs utilisés lors de l'estimation ou de la mesure des relations se fait tout naturellement puisque les fonctions mathématiques utilisées sont généralement continues sur toute la gamme de valeurs considérées ;
- l'extrapolation des relations en dehors de la plage des mesures, totalement impossible avec une présentation des données sous forme tabulaire est rendue possible, avec la prudence qui est toujours requise lors de tâches d'extrapolation ;

- la comparaison de différents matériaux géologiques sur base de leurs propriétés non saturées se fait beaucoup plus simplement et plus naturellement, sur base d'une comparaison des paramètres utilisés pour chacun d'eux ;
- il est souvent possible de trouver un sens physique aux paramètres utilisés dans la relation mathématique, donc de justifier a posteriori la relation utilisée ;
- ces relations sont plus facilement utilisables dans des modèles mathématiques ;
- l'application des techniques « d'upscaling » est facilitée par l'usage de formules mathématiques.

Pour ces diverses raisons, nous nous attacherons dans la suite à décrire les relations mathématiques utilisées pour représenter les relations non saturées.

Pour être utiles, ces relations doivent idéalement présenter une série de qualités plus ou moins essentielles (MUALEM, 1992) :

- une forme simple permettant une utilisation aisée dans des modèles mathématiques, ainsi qu'une comparaison éventuelle entre des matériaux de natures diverses;
- une généralité suffisante pour pouvoir représenter, avec suffisamment de souplesse, une grande gamme de matériaux et une plage étendue de potentiels matriciels ;
- une précision suffisante afin que leur utilisation en lieu et place des données brutes n'introduise pas trop d'erreurs dans l'estimation ; dans le même ordre d'idées, elles doivent idéalement présenter une forme mathématique continue et dérivable pour une utilisation simple dans les modèles mathématiques.

1.3.3.2 Modèles empiriques, mathématiques ou physiques

Une autre façon de classer les expressions mathématiques utilisées consiste à se baser sur la méthode générale employée pour dériver le modèle établi (MUALEM, 1976, 1992). Cette classification est conventionnelle puisqu'il est souvent difficile d'établir clairement les limites entre les différentes catégories de modèles.

La plupart des expressions utilisées sont purement empiriques. On recherche une expression mathématique permettant de représenter le plus aisément et précisément possible une série de courbes de rétention ou de courbes de conductivité obtenues expérimentalement. C'est le cas pour la plupart des modèles visant à représenter la courbe caractéristique d'humidité $h(\theta)$, un peu moins souvent pour la courbe de conductivité $k_r(\theta)$, fréquemment déduite de la courbe caractéristique d'humidité. Parmi les modèles développés pour la courbe caractéristique d'humidité, les plus connus

sont les modèles de GARDNER (1958), de BROOKS & COREY (1964) et de VAN GENUCHTEN (1980). D'autres modèles ont été développés récemment (ROSSI & NIMMO, 1994, KOSUGI, 1994, MOREL-SEYTOUX & NIMMO, 1999).

Fréquemment, il est d'abord fait appel à un modèle de distribution des pores dans le milieu. De ce modèle sont déduites soit la courbe caractéristique d'humidité du sol, soit la courbe de conductivité, soit les deux. Ces modèles de distribution de pores se basent sur des hypothèses concernant la géométrie, l'organisation et les interactions des pores. Ils peuvent être classés selon le degré de complexité considéré dans ces interactions. Les plus simples (ex : D'HOLLANDER, 1979) reposent sur la loi de Jurin qui établit un lien direct entre le rayon du pore (r_c) et le potentiel capillaire (h_c) régnant en son sein. Il s'agit de modèles de tubes capillaires (*capillary bundle models*) qui supposent que le milieu souterrain est constitué d'une série de « tubes poreux » de diamètres différents, se vidangeant au fur et à mesure que le potentiel de succion appliqué est accru. Ces modèles fonctionnent relativement bien pour des matériaux présentant une granulométrie (donc une distribution de pores) assez uniforme, par exemple des sols sableux bien classés. Ils fonctionnent beaucoup moins bien pour des milieux présentant une granulométrie non uniforme ou comportant une part importante de particules fines, par exemple des terrains fortement argileux.

Des modèles de distribution de pores plus élaborés ont été proposés par BURDINE (1953) et MUALEM (1976). En posant des hypothèses sur la distribution, la géométrie et les dimensions des pores, ces auteurs ont établi des expressions intégrales permettant de déduire la courbe de conductivité hydraulique de la courbe de rétention quand l'expression mathématique de cette dernière est établie. VAN GENUCHTEN (1980) a utilisé ces deux modèles poreux pour déduire la courbe de conductivité hydraulique $k_r(\theta)$ de la courbe de rétention $h(\theta)$ exprimée sous une forme relativement simple et souple.

Dans ces relations, Θ est appelée la teneur en eau réduite ; α , m et n sont des paramètres empiriques permettant d'ajuster le modèle aux courbes expérimentales. Le paramètre α est relié à l'inverse du potentiel d'entrée d'air ψ_a (succion à partir de laquelle le milieu commence effectivement à se désaturer). Le paramètre n est appelé indice de pores puisqu'il semble fortement corrélé au degré de classement des pores constituant l'espace poreux du matériau investigué. Généralement, le nombre de paramètres du modèle est réduit en imposant une relation entre les paramètres m et n .

Modèle de VAN GENUCHTEN (1980)

Courbe de rétention

$$\Theta(h) = \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m, \quad \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (1.8)$$

Courbe de conductivité hydraulique relative basée sur le modèle de Mualem

$$k_r(\Theta) = \Theta^{1/2} \left[1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right]^2, \quad m = 1 - 1/n \quad (1.9a)$$

ou encore, en fonction de h :

$$k_r(h) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha h)^{n-1} \left[1 + (\alpha h)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[1 + (\alpha h)^n \right]^{m/2}}, \quad m = 1 - 1/n \quad (1.9b)$$

Courbe de conductivité hydraulique relative basée sur le modèle de Burdine

$$k_r(\Theta) = \Theta^2 \left[1 - (1 - \Theta^{1/m})^m \right], \quad m = 1 - 2/n \quad (1.10a)$$

ou encore, en fonction de h :

$$k_r(h) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha h)^{n-2} \left[1 + (\alpha h)^n \right]^{-m} \right\}}{\left[1 + (\alpha h)^n \right]^{2m}}, \quad m = 1 - 2/n \quad (1.10b)$$

Il faut noter que des expressions analytiques de la courbe de conductivité $k_r(\theta)$ ne peuvent être déduites de la relation empirique $\theta(h)$ de VAN GENUCHTEN (1980) que dans le cas où la relation suivante est vérifiée : $k = m - 1 + 1/n$, avec k qui est un nombre entier.

Ces relations de van Genuchten et des variantes ultérieures (VAN GENUCHTEN & NIELSEN, 1985, PANICONI *et al.*, 1991) sont probablement les plus utilisées pour représenter les propriétés hydrauliques des terrains non saturés.

En combinant une expression empirique reliant le potentiel de succion et la teneur en eau au modèle proposé par CHILDS & COLLIS-GEORGE (1950), CAMPBELL (1974) propose un modèle relativement simple utilisant un seul et même paramètre b pour décrire les deux relations $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$. Ce modèle ne comporte qu'un paramètre et est entièrement déterminé par la connaissance d'un point de la relation $\theta(h)$ et, pour la relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau, par la connaissance supplémentaire de la conductivité à saturation K_s .

Modèle de CAMPBELL (1974)

Courbe de rétention

$$\theta = \theta_s (\psi / \psi_a)^b \quad (1.11)$$

Courbe de conductivité hydraulique

$$K = K_s (\psi_a / \psi)^{2b+3} \quad (1.12)$$

Dans ces relations, $\psi = -h$ est la succion régnant au sein du matériau investigué (L), ψ_a est le potentiel d'entrée d'air (L), θ_s est la teneur en eau à saturation (-), b est une constante empirique déterminée expérimentalement et K_s est la conductivité hydraulique à saturation (LT⁻¹) ;

Ces différents modèles souffrent souvent d'un manque de généralité. Ils ne sont applicables que pour une certaine géométrie ou composition de milieu poreux et ils s'avèrent très vite peu précis quand le milieu investigué sort de leur champ d'application. Partant d'un modèle général de distribution de pores et de la loi de Jurin, FREDLUNG & XING (1994) établissent une relation générale pour la courbe de rétention. En envisageant différentes formulations mathématiques pour représenter la distribution des pores au sein du milieu, ils montrent que les relations établies précédemment par différents auteurs pour la loi $\theta(h)$ présentent un lien univoque avec une distribution de pores bien déterminée. De cette manière, ils expliquent pourquoi les relations existantes n'ont pas un caractère suffisamment général pour représenter n'importe quel type de milieu poreux, puisqu'elles ne sont parfaitement adaptées qu'à des milieux poreux caractérisés par la distribution de pores correspondante.

Par exemple, la relation de BROOKS & COREY (1964) n'est théoriquement applicable qu'à des milieux présentant une distribution de pores $D(r)$ respectant la relation générale suivante :

$$D(r) = \frac{A}{r^m} \quad (1.13)$$

où,

- A et m sont des paramètres d'ajustement de la distribution de pores ;
- r est le rayon de pore (L).

Enfin, partant du constat que la relation de VAN GENUCHTEN (1980) présente l'inconvénient de tendre rapidement vers une succion nulle lorsque la succion appliquée augmente et que cette relation ne permet pas de représenter des courbes de rétention caractérisées par une dissymétrie importante des plages de teneurs en eau proches respectivement de θ_r et de θ_s , FREDLUNG & XING (1994) établissent une relation $\theta(h)$ ayant un domaine d'application plus général :

Modèle de FREDLUNG & XING (1994)

Courbe de rétention

$$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + (\psi / a)^n \right] \right\}^m} \quad (1.14)$$

$$\text{où } C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi / \psi_s)}{\ln(1 + (1000000 / \psi_r))}$$

Dans cette relation, $C(\psi)$ est une fonction introduite afin de forcer l'annulation de la teneur en eau (θ_r) pour une succion de 10⁶ kPa. Les paramètres empiriques a , n , m et θ_s permettent l'ajustement d'une courbe de rétention théorique sur les courbes expérimentales et $e = 2.71...$

Cette relation permet un ajustement indépendant des parties de la courbe de rétention respectivement proches de la teneur en eau à saturation (θ_s) et de la teneur en eau résiduelle (θ_r). La formulation mathématique de la courbe de conductivité hydraulique qui en est déduite (FREDLUNG *et al.*, 1994) n'a malheureusement pas une forme aisément utilisable (dérivation analytique impossible et programmation assez compliquée).

Plus récemment, des approches basées sur la théorie des fractales (TYLER & WHEATCRAFT, 1989, 1990, BRAKENSIEK *et al.*, 1992, RAWLS *et al.*, 1993, PERFECT *et al.*, 1996) ou sur des réseaux neuronaux ont été proposées. Ces approches, censées reproduire la complexité et la tortuosité de la porosité, semblent fournir des résultats intéressants mais sont assez lourdes à mettre en œuvre.

D'autres relations $\theta(h)$ et $K(\theta)$ ou $K(h)$ utilisées dans le cadre de cette recherche et programmées dans le code éléments finis SUFT3D seront présentées dans les développements ultérieurs.

1.3.3.3 Milieux fissurés et milieux macroporeux

Pour représenter les relations hydrauliques non saturées des milieux fissurés ou macroporeux, les modèles traditionnels sont généralement pris en défaut. Il est en effet difficile de représenter les variations rapides du potentiel de succion et de la conductivité hydraulique au voisinage de la saturation, tout en conservant une bonne adéquation entre le modèle et les mesures pour le reste de la gamme des teneurs en eau. On a vu que les relations caractéristiques $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ présentent souvent des allures très particulières (« doubles bosses ») qui ne peuvent être reproduites avec les fonctionnalités mathématiques des modèles les plus standards.

Les imprécisions observées dans la représentation des relations non saturées caractérisant de tels matériaux proviennent souvent du fait que l'on suppose que le milieu présente une distribution

de pores uni-modale. Partant de ce constat, DURNER (1994) montre qu'une représentation bi-modale de la distribution des pores, associée à une combinaison linéaire de modèles de van Genuchten permet souvent d'améliorer l'ajustement des courbes théoriques $\theta(h)$ sur les données expérimentales, surtout au voisinage de la saturation. OTHMER *et al.* (1991) arrivent aux mêmes conclusions.

ROSS & SMETTEM (1993) proposent de décrire les propriétés hydrauliques de sols par des sommes de fonctions simples, chacune étant censée représenter une des composantes du réseau poreux. Ils obtiennent de très bons résultats en appliquant leur méthode à des courbes $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ obtenues expérimentalement pour des sols ayant montré un caractère nettement macroporeux.

Pour un matériau macroporeux, CHEN *et al.* (1993) utilisent la relation de CAMPBELL (1974) pour représenter l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la saturation en eau pour les micropores et une relation linéaire entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau pour les macropores.

WILSON *et al.* (1992) représentent le milieu poreux par un modèle à trois réseaux. Constatant que l'utilisation d'une relation linéaire entre conductivité hydraulique et teneur en eau conduit à des difficultés numériques, ils proposent une formulation plus élaborée (appelée « formulation de Fermi ») pour les macropores. Pour les mésopores et les micropores, ils utilisent des relations de van Genuchten. La relation $\theta(h)$ déduite de l'assemblage des courbes définies pour les trois réseaux de pores est continue. La courbe de conductivité $k_r(\theta)$ est déduite en appliquant le modèle de MUALEM (1976) à la relation établie pour $\theta(h)$. Leur méthode est une généralisation légèrement modifiée de la méthode proposée par SMETTEM & KIRBY (1990) pour des sols macroporeux.

Pour représenter explicitement les relations hydrauliques de milieux fissurés, WANG & NARASINHAM (1985) utilisent les relations de van Genuchten pour la matrice rocheuse. Pour les fissures, ils développent un modèle d'évolution de la saturation et de la conductivité hydraulique en fonction du potentiel de succion régnant en leur sein. Ce modèle repose sur une distribution statistique des aspérités au sein de chaque fissure caractérisée par une surface irrégulière. Au fur et à mesure que le potentiel de succion augmente, des îlots d'eau se forment autour de points où les deux épontes se touchent ou sont proches. Plus la succion appliquée augmente, plus ces « îlots » diminuent de taille. La mobilité de l'eau est limitée à ces zones restant à saturation, la conductivité hydraulique diminuant progressivement avec l'augmentation du potentiel de succion. A la limite, les îlots ne sont plus en contact les uns avec les autres et la conductivité suivant l'axe de la fissure s'annule. Ce modèle est très intéressant mais demande une caractérisation très précise de la distribution des fissures et de la rugosité de leur surface, ce qui rend son application pratique limitée, surtout à grande échelle.

Pour représenter les propriétés non saturées des craies fissurées de Hesbaye, on proposera une variante des méthodes de DURNER (1994) et de ROSS & SMETTEM (1993) (v. chapitre V.8).

I.3.4 Hystérésis

La relation $h(\theta)$ entre le potentiel de succion et la teneur en eau présente rarement un caractère univoque. Dans de nombreux milieux, cette relation est en effet caractérisée par un phénomène d'hystérésis, l'évolution de la teneur en eau en fonction de la succion appliquée ne suivant pas une même courbe selon que le milieu se sature ou se désature. La relation $h(\theta)$ dépend donc de l'historique du milieu poreux en matière d'évolution de la teneur en eau et de la direction suivie dans le plan (h, θ) .

I.3.4.1 *Origines du phénomène d'hystérésis*

Plusieurs causes peuvent être évoquées pour expliquer ces phénomènes (BEAR & VERRUIJT, 1987, MUSY & SOUTTER, 1991, MERMOUD, 1998) :

- la variation du rayon de courbure de l'interface eau - air selon que le milieu se sature ou se désature (souvent appelé mécanisme de la « goutte d'eau »), illustré à la figure I.3.7. Lors de la désaturation, le milieu étant initialement mouillé, l'angle de contact ϕ est proche de zéro. Par contre, si le milieu se sature en eau, il est initialement sec et présente un angle de contact $\phi > 0$. Les succions correspondantes sont donc différentes.

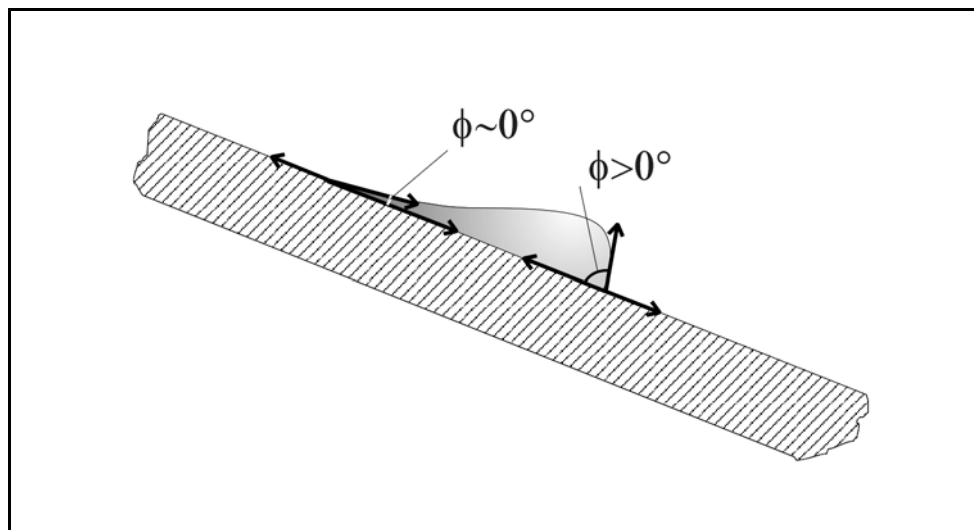


Figure I.3.7. Mécanisme de la « goutte d'eau »

- lors de la désaturation, la succion à appliquer est fonction des rayons de pores les plus petits. Lors de la saturation, elle dépend des rayons de pores les plus grands. C'est ce que l'on appelle communément le mécanisme de la « bouteille d'encre », illustré à la figure I.3.8. Dans le premier cas, pour désaturer le capillaire, il faut appliquer une

succion $\psi(r) = 2\sigma \cos \phi / \rho_w g r$ et pour le saturer, une succion $\psi(R) = 2\sigma \cos \phi / \rho_w g R$. Comme on a $r < R$, on a $\psi(r) > \psi(R)$, donc des succions différentes pour une même teneur en eau du milieu selon l'évolution de la teneur en eau.

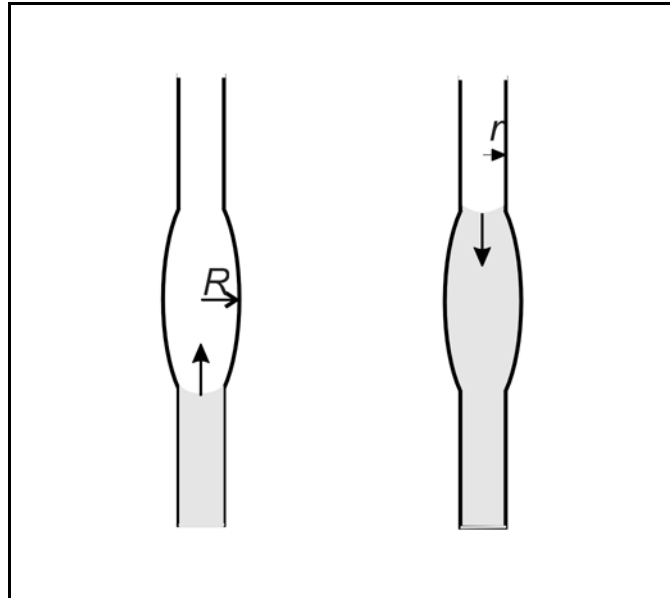


Figure I.3.8. Mécanisme de la « bouteille d'encre »

A ces deux facteurs principaux du mécanisme de succion, on peut encore ajouter d'autres causes secondaires telles que les effets de gonflement et de retrait du milieu qui altèrent partiellement la structure et l'effet du piégeage d'air dans certains pores, celui-ci pouvant être ultérieurement dissous.

I.3.4.2 Description et prise en compte du phénomène d'hystérésis

Lorsque la courbe caractéristique d'humidité du sol est affectée par un phénomène d'hystérésis, celui-ci est généralement représenté par les deux branches principales qui enveloppent l'ensemble des courbes pouvant être suivies par l'évolution de la teneur en eau (fig.I.3.9). A côté de ces deux branches, il est nécessaire de considérer une infinité de courbes, toutes incluses dans la portion du diagramme $h(\theta)$ située entre les branches principales de drainage et d'humidification. La courbe réellement empruntée dépend de l'état initial d'humidité du milieu, donc de l'historique des phases successives de saturation et désaturation.

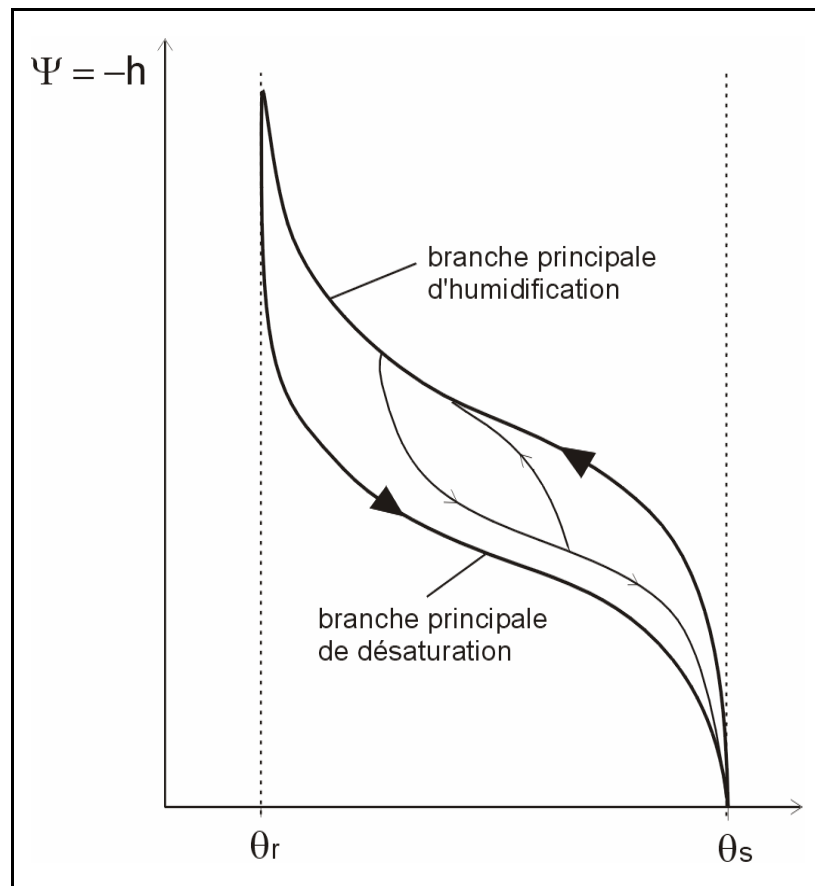


Figure I.3.9. Hystérésis de la courbe caractéristique d'humidité

Les phénomènes d'hystérésis affectent généralement les milieux granulaires grossiers, sous faible succion matricielle. Ces phénomènes étant difficiles à évaluer expérimentalement, ils sont très souvent négligés (ce qui sera le cas dans ce travail). De plus, leur représentation mathématique est compliquée (méthode des états indépendants : TOPP, 1971, POULOVASSILIS & CHILDS, 1971, MUALEM & MILLER, 1979, MUALEM, 1984, modèles analytiques : KOOL & PARKER, 1987). En outre, certains auteurs mentionnent que l'hystérésis est souvent masqué par d'autres effets affectant la dynamique des écoulements dans la zone non saturée, telle que l'hétérogénéité du milieu (KOOL & PARKER, 1987).

Il semble toutefois que les phénomènes d'hystérésis peuvent fortement influencer une série de phénomènes observés, tels que l'emménagement de l'eau dans les nappes libres (STAUFFER *et al.*, 1992) ou le mouvement de l'eau dans la zone non saturée lors de brefs apports de surface (PARISSOPOULOS & WHEATER, 1992).

Les phénomènes d'hystérésis affectent aussi, mais dans une moindre mesure, la relation entre la conductivité hydraulique relative et la teneur en eau $k_r(\theta)$.

I.4 Hydrodynamique du milieu variablement saturé

I.4.1 Equations de mouvement et de bilan

Au début du premier chapitre, les notions de phase et de composant ont été introduites. Ces notions sont nécessaires à la description de l'organisation et de la composition du système étudié (en l'occurrence le milieu souterrain) et à la compréhension des processus physico-chimiques dépendant directement ou indirectement des proportions et des quantités respectives des différents constituants présents.

Pour décrire la dynamique, donc la mobilité des constituants du milieu souterrain, il est nécessaire d'établir les lois physiques qui régissent leur évolution spatio-temporelle. Les équations utilisées à cette fin sont de deux types :

- les **équations de conservation de la quantité de mouvement** (ou équations de moment) qui expriment la mobilité de chaque phase présente au sein du système, abstraction faite de la composition de la phase (chaque composant de la phase étant censé se déplacer à la vitesse moyenne de la phase);

- les **équations de conservation de la masse** (ou équations de bilan) qui expriment l'évolution massique de chaque composant au sein de chaque phase, considérant l'ensemble des flux auxquels le composant est soumis (mobilité avec la phase, échanges entre phases,...).

Ces équations de conservation très générales seront également utilisées dans la deuxième partie de ce travail, consacrée à la phénoménologie du transport et du piégeage des solutés en milieu variablement saturé.

Dans le cas de l'écoulement de l'eau dans le milieu souterrain variablement saturé, trois phases ont été retenues : la phase solide (le milieu souterrain poreux), la phase liquide (l'eau) et la phase gazeuse (l'air). Dans un premier temps, si l'on ignore la présence d'un soluté au sein de l'eau, les composants à considérer sont le solide, l'air et l'eau.

On peut alors écrire une équation de conservation de la quantité de mouvement pour chaque phase et une équation de conservation de la masse pour chaque composant au sein de chaque phase considérée. C'est ce qui est détaillé par la suite, en même temps que les hypothèses qui ont été considérées afin de réduire la complexité du problème étudié.

I.4.1.1 Equations de conservation de la quantité de mouvement

I.4.1.1.1 La phase solide

Le solide est supposé incompressible et complètement inerte. On considère donc qu'il n'est animé d'aucun mouvement ou d'un mouvement négligeable par rapport à la dynamique des autres phases. L'équation de mouvement qui s'y réfère est donc trivialement nulle. Cette hypothèse est communément posée dans les travaux relatifs à la problématique de la qualité des eaux souterraines. Il est cependant clair qu'elle peut être prise en défaut dans certains cas (milieux compressibles). Il peut alors être nécessaire d'établir l'équation de mouvement du solide ou d'établir au minimum le mouvement relatif des autres phases par rapport au solide. Nous n'irons pas plus avant dans ce domaine, renvoyant le lecteur à des ouvrages spécialisés (BEAR & VERRUIJT, 1987, DASSARGUES, 1991).

I.4.1.1.2 La phase gazeuse

Comme cela a déjà été mentionné, on fait l'hypothèse d'équilibre hydrostatique de la phase gazeuse au sein du milieu non saturé. On considère donc que la phase gazeuse est infiniment mobile et qu'il n'est pas nécessaire d'établir l'équation de mouvement s'y référant.

I.4.1.1.3 La phase liquide

Approches théoriques existantes

La présence d'une multiporosités ou d'un réseau de fissures complique parfois la conceptualisation du problème. Il peut être nécessaire de considérer plusieurs phases pour représenter l'eau dans le milieu. Plusieurs approches mathématiques sont alors envisageables (PETERS & KLAVETTER, 1988, BERKOWITZ *et al.*, 1988, BAI *et al.*, 1993), selon que l'on représente explicitement ou implicitement chaque réseau d'écoulement et selon qu'on les considère continus ou discontinus. Les différents concepts dont il est question ci-dessous sont illustrés dans le cas d'un milieu poreux fissuré à la figure I.4.1.

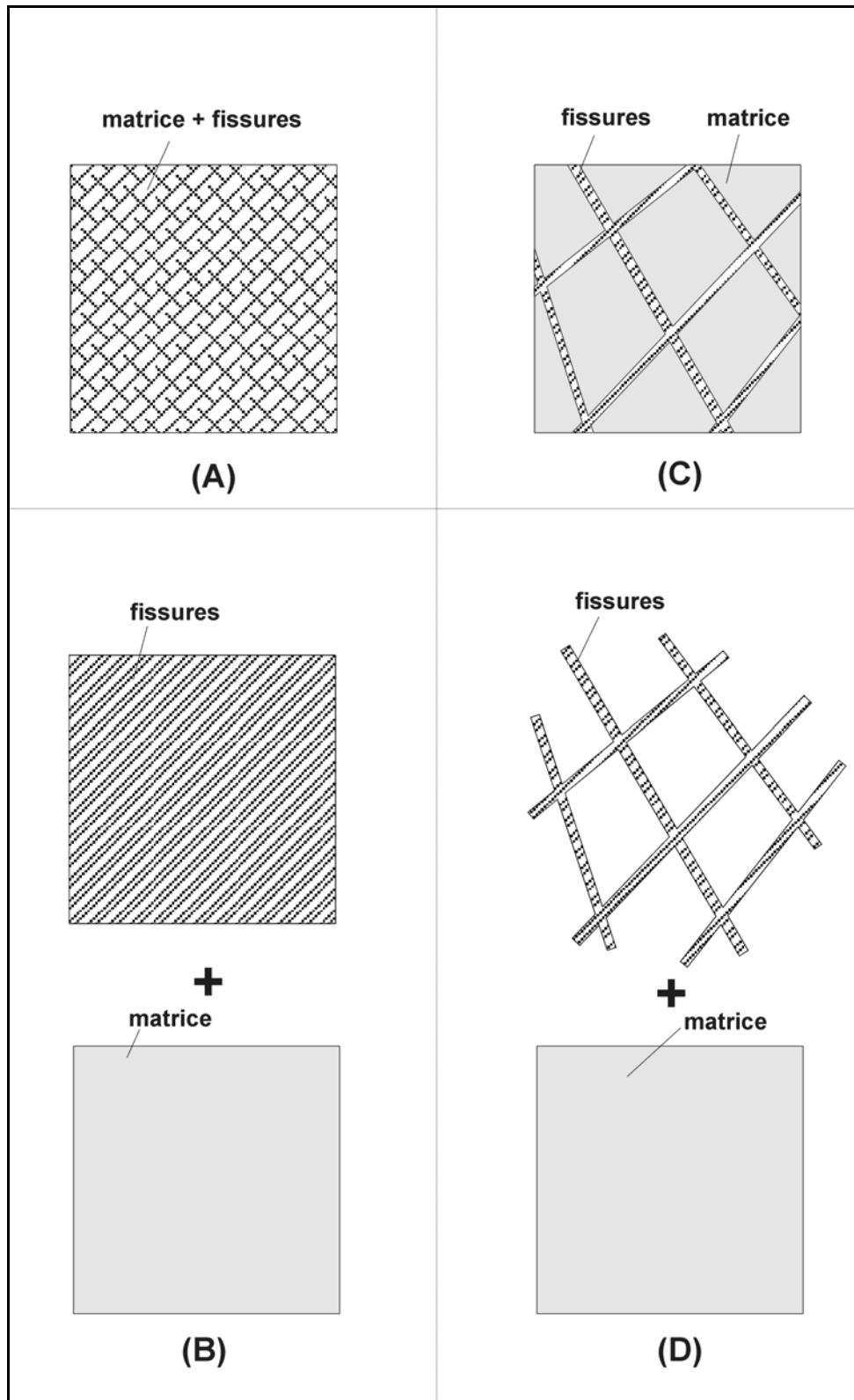


Figure I.4.1. Approches conceptuelles possibles pour la représentation d'un milieu fissuré

Le plus simple consiste à supposer que le milieu est conceptualisé par un réseau unique et continu d'écoulement dont les propriétés macroscopiques reflètent en moyenne les caractéristiques des fissures (ou des macropores) et de la matrice poreuse. Il s'agit donc d'une **représentation**

implicite et continue des réseaux d'écoulement, illustrée par le diagramme A. Pour caractériser le comportement non saturé, on doit alors considérer des relations hydrauliques $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ plus complexes (telles que celles décrites au point I.3.3.3). Cette technique possède l'avantage qu'une seule phase est nécessaire pour représenter l'eau dans le milieu souterrain. La difficulté d'établir les relations hydrauliques, ainsi que quelques problèmes conceptuels se posant pour la modélisation du transport (cf. partie II) en constituent les principaux inconvénients.

Si l'on souhaite considérer de manière explicite l'effet des fissures ou des macropores, la méthode la plus simple est de les représenter par un deuxième continuum d'écoulement. Cette façon de procéder permet de prendre en compte la spécificité de ces milieux généralement caractérisés par des écoulements préférentiels, tout en ne nécessitant pas une connaissance très détaillée de l'emplacement de ces éléments à géométrie particulière (plans 2D ou conduits 1D). Cela nécessite tout au plus une idée de leur distribution dans le milieu souterrain et de leurs propriétés hydrauliques et géométriques moyennes. Il s'agit donc d'une **représentation explicite et continue** du milieu, illustrée par le diagramme B.

GWO (1992) et GWO *et al.* (1994, 1995, 1996) proposent un modèle de ce type, comportant un nombre arbitraire de régions, dans lesquelles les écoulements sont caractérisés par des cinétiques différentes. GERKE & VAN GENUCHTEN (1993a et b) développent un modèle unidimensionnel (transitoire) à double porosité pour la représentation des écoulements préférentiels et du transport des solutés dans des milieux poreux structurés. DYKHUIZEN (1987, 1990) utilise une approche similaire pour des milieux fracturés non saturés.

A partir du moment où l'on connaît de manière très détaillée l'emplacement des fissures ou des macropores et que l'on souhaite tenir compte de ces informations, on peut passer à des modes discrets de représentation. Généralement, les fissures sont représentées par des éléments bidimensionnels plans ou tridimensionnels aplatis et les macropores par des éléments unidimensionnels ou des conduits cylindriques. Il s'agit cette fois d'une **représentation explicite et discontinue** du milieu. Dans ce cas, les deux réseaux peuvent être mitoyens (diagramme C), auquel cas chaque point du milieu souterrain appartient soit à la composante matrice, soit à la composante fissure ou macropore. Ils peuvent également se recouvrir partiellement, certains points du milieu étant conceptuellement considérés comme appartenant à chaque réseau d'écoulement (diagramme D). L'inconvénient de ces représentations discontinues est de devoir travailler avec des structures géométriques de dimensions diverses et, surtout, la nécessité de bien connaître la localisation et les caractéristiques géométriques des fissures ou macropores. THERRIEN (1992) utilise une représentation de ce type pour modéliser un milieu poreux fissuré. VANDERKWAAK (1999) considère ce type d'approche pour des fissures (2D) et des macropores (1D).

Les approches énoncées ci-dessus se différencient également par la façon de représenter le couplage entre les réseaux d'écoulement. L'approche implicite suppose trivialement qu'un équilibre

hydrostatique existe constamment entre les différents réseaux poreux. Les approches explicites peuvent aussi reposer sur le principe d'équilibre hydrostatique entre réseaux, simplifiant par la même occasion la solution du problème puisque le nombre d'inconnues (généralement les pressions) s'en trouve réduit.

Toutefois, des sollicitations transitoires appliquées au milieu souterrain peuvent entraîner des variations de pressions entre réseaux, par exemple entre les fissures qui réagissent généralement très vite et la matrice beaucoup plus inertielle. Dans ce cas, le couplage hydrodynamique doit idéalement considérer un transfert d'eau proportionnel au gradient de pression se développant localement entre les deux réseaux. Cela est surtout vrai pour les premiers instants suivant la sollicitation transitoire, notamment dans le cas où se développent des écoulements en court circuit (*by-pass flow*). Avec le temps, la différence de pression s'atténue et un nouvel équilibre est atteint. GWO (1992), Gwo *et al.* (1994, 1995, 1996) et GERKE & VAN GENUCHTEN (1993a et b) considèrent des couplages de ce type dans leurs modèles. THERRIEN (1992) suppose qu'un équilibre hydrostatique existe entre les réseaux d'écoulement, tandis que le modèle de VANDERKWAAK (1999) permet de choisir entre les deux types de couplage des réseaux.

Ces approches explicites sont bien sûr beaucoup plus complètes du point de vue de la représentation des phénomènes, mais elles demandent de définir autant de champs de pressions qu'il y a de réseaux d'écoulement, ce qui alourdit assurément les calculs. DYKHUIZEN (1987) discute différentes hypothèses sous lesquelles il est possible de se ramener à un milieu poreux équivalent (équilibre hydrostatique entre les phases).

Il faut également noter que l'applicabilité de tels concepts dépend fortement des échelles spatiales et temporelles auxquelles on étudie les écoulements dans le milieu souterrain. A l'échelle microscopique ou locale, il est clair que d'importantes différences de pression sont souvent observées. A grande échelle, une moyennisation intervient et ce n'est plus que dans certains milieux présentant des réseaux d'écoulements très contrastés qu'une distinction doit être établie pour garantir une bonne précision des résultats.

Approche retenue dans le cadre de cette recherche

Dans le cadre de cette recherche, il a été décidé de ne pas considérer un milieu multiperméable ou multiporeux pour le modèle conceptuel d'écoulement. L'usage d'une telle approche augmenterait considérablement le nombre d'inconnues à considérer dans la résolution du problème alors qu'il s'agit ici de travailler à moyenne échelle. Cela compliquerait également le travail de paramétrisation des relations considérées.

L'équation permettant de décrire la mobilité de la phase liquide (l'eau) est la formulation généralisée de l'équation de Darcy (1.15) qui exprime la relation entre le flux de filtration (débit moyen au travers d'une section unitaire de milieu poreux) et le gradient de potentiel hydraulique total

auquel est soumise la phase liquide. Cette formulation est valable tant dans la zone non saturée que dans la zone saturée, la différence se marquant au niveau de l'évaluation de la conductivité hydraulique qui dépend de la teneur en eau du milieu dans la zone non saturée.

Cette relation peut s'exprimer sous la forme suivante :

$$\underline{v}_D = -k_r(\theta)\underline{K}_S \cdot \underline{\nabla}(h+z) = -k_r(\theta)\underline{K}_S \cdot \underline{\nabla}H \quad (1.15)$$

où,

- $k_r(\theta)$ est la conductivité hydraulique relative dépendant de la teneur en eau θ si le milieu est désaturé (-) ;

- \underline{K}_S est le tenseur de conductivité hydraulique à saturation (LT⁻¹) ;

- $H = h(\theta) + z$ est le potentiel total de l'eau, somme du potentiel matriciel (dans la zone non saturée) ou hydrostatique (dans la zone saturée) et du potentiel de gravité (L).

L'équation (1.15) est bien sûr une des lois fondamentales sur lesquelles reposera la suite des développements.

1.4.1.2 Equations de conservation de la masse

Normalement, il est nécessaire d'écrire pour chacun des trois composants considérés (solide, eau et air) une équation de conservation de la masse dans chacune des trois phases. Une partie de l'eau peut ainsi se trouver dans la phase gazeuse sous forme de vapeur, mais on a mentionné que l'on négligeait ici ce mécanisme de migration de l'eau. De même, une certaine quantité d'air peut être dissoute dans l'eau ou piégée dans la microporosité du solide, mais sans que cela ne se traduise par une variation notable des caractéristiques hydrodynamiques du milieu (sinon en réduisant la proportion de milieu accessible à l'eau). Enfin, l'eau peut être fortement adsorbée sur le solide, mais cela aura essentiellement des conséquences sur le transport des contaminants ; nous reviendrons sur cet aspect dans la suite du travail (partie II).

On se contentera donc de décrire le comportement des composants majeurs de chacune des phases considérées, plus particulièrement celui de l'eau.

1.4.1.2.1 Le solide

L'hétérogénéité habituelle des formations aquifères fait que la composition de la phase solide varie énormément d'un point à l'autre, parfois sur des courtes distances. La composition du solide peut aussi varier fortement au cours du temps, en fonction des substances dissoutes véhiculées par l'eau et pouvant réagir chimiquement avec les molécules constituant le squelette. Des phénomènes de

dissolution - précipitation, échanges cationiques, adsorption - désorption peuvent modifier considérablement la composition et les propriétés du solide. Une altération physique du solide peut également se marquer, notamment dans les milieux calcaires karstiques où les mécanismes de corrosion se conjuguent aux processus de dissolution dans le développement des cavités karstiques.

Tous ces processus physico-chimiques affectant le solide relèvent de disciplines à part entière de l'hydrogéologie, telles que l'étude des systèmes de multicomposants réactifs (ex : STEEFEL & YABUSAKI, 1996). Certains aspects chimiques seront étudiés dans la deuxième partie du travail, mais dans l'ensemble, on se contentera de supposer que le solide présente une composition relativement constante et une inertie suffisante pour que l'équation de conservation de la masse qui lui est appliquée soit trivialement satisfaite.

1.4.1.2.2 L'air

La composition de la phase gazeuse peut aussi être très variable : proche de la composition de l'air atmosphérique à proximité de la surface du sol, s'en écartant de plus en plus lorsqu'on descend dans le milieu souterrain. De plus, l'air peut en partie se dissoudre dans l'eau ou accueillir une certaine proportion de vapeur d'eau. La connaissance de la composition de la phase gazeuse et des échanges entre les différentes phases revêt surtout une importance dans le cadre des études d'interactions du milieu souterrain avec les végétaux ou encore pour expliquer certains processus d'atténuation naturelle (dénitrification, hydrocarbures, PCB, ...). Dans le cadre de cette recherche, il sera considéré que l'air présente une composition constante, occupant simplement une partie de l'espace poreux, sans autre effet sur la dynamique des écoulements.

1.4.1.2.3 L'eau

L'équation de conservation utilisée pour établir le bilan en eau dans la phase aqueuse est l'équation de Richards généralisée. Cette équation exprime le bilan en eau sur un élément de volume au sein du milieu souterrain. La description et l'utilisation de cette équation est l'objet du paragraphe suivant.

1.4.1.3 Les différentes formes de l'équation de Richards

De manière générale, l'équation de Richards exprime que la variation de la masse d'eau présente au sein d'un volume donné de milieu souterrain est égale à la somme des flux entrant et sortant de ce volume. Dans cette optique, il est possible d'utiliser soit la teneur en eau θ , soit le potentiel de pression h comme variable principale. Selon ce choix, on distingue différentes formes de l'équation de Richards (CELIA *et al.*, 1990,...).

Formulation en fonction de h

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \underline{\nabla} \cdot \underline{K}(h) \cdot \underline{\nabla} h + \underline{\nabla} \cdot \underline{K}(h) \cdot \underline{\nabla} z + q \quad (1.16a)$$

Formulation mixte (θ, h)

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \underline{\nabla} \cdot \underline{K}(\theta) \cdot \underline{\nabla} h + \underline{\nabla} \cdot \underline{K}(\theta) \cdot \underline{\nabla} z + q \quad (1.16b)$$

Formulation en fonction de θ

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \underline{\nabla} \cdot \underline{D}(\theta) \cdot \underline{\nabla} \theta + \underline{\nabla} \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} z + q \quad (1.16c)$$

où,

- θ est la teneur en eau volumique du milieu (-) ;
- $\underline{K}(\theta) = k_r(\theta) \underline{K}_s$ la conductivité hydraulique du milieu ($L T^{-1}$) ;
- z l'altitude par rapport au niveau de référence (L) ;
- q un terme source ou puits éventuel (T^{-1}) ;
- $\underline{D}(\theta) = \underline{K}(\theta) / C(\theta)$, la diffusivité du milieu ($L^2 T^{-1}$) ;
- $C(h)$ est appelé capacité capillaire du milieu (L^{-1}).

Dans la cas d'un milieu ne comportant aucune zone saturée en eau, les trois formulations sont mathématiquement équivalentes. Par contre, si une zone saturée est considérée, le choix de l'une ou de l'autre formulation a des conséquences très importantes sur le plan numérique, tant pour ce qui concerne la stabilité que la précision des schémas numériques dérivés de ces équations.

L'équation de Richards est difficile à traiter mathématiquement et numériquement. Dans la zone non saturée, elle présente un caractère fortement non linéaire, provenant de la dépendance entre la teneur en eau (θ) et la conductivité hydraulique (K) ou le potentiel de succion (h). Certains auteurs ont établi des solutions analytiques (GREEN & AMPT, 1911) ou semi-analytiques (PHILIPS, 1957a et b) mais ces solutions, généralement unidimensionnelles, nécessitent un nombre important d'hypothèses simplificatrices qui limitent fortement leur champ d'application pratique. Pour pouvoir étudier des cas plus complexes, présentant une hétérogénéité des propriétés d'écoulement et des sollicitations variées, il est nécessaire d'avoir recours à des approches numériques qui, même si elles ne permettent d'établir qu'une solution approchée (bien que généralement très précise) du problème considéré, sont beaucoup plus puissantes et plus souples. La résolution numérique des équations appliquées à l'écoulement de l'eau dans le milieu variablement saturé est l'objet du chapitre suivant.

I.5 Résolution numérique des équations d'écoulement dans le milieu variablement saturé

Ce chapitre décrit le formalisme numérique utilisé pour résoudre les problèmes d'écoulement de l'eau dans le milieu souterrain variablement saturé. Les choix numériques principaux sont justifiés. Les détails relatifs aux développements numériques sont fournis à l'annexe 1.

I.5.1 Choix de la méthode numérique

Ces dernières années, l'usage des méthodes numériques a connu une croissance extraordinaire dans tous les domaines des sciences de l'ingénieur, y compris dans le domaine de l'hydrogéologie et du transport des polluants en milieu souterrain. Le succès de ces méthodes provient de leur capacité à résoudre des problèmes de plus en plus complexes (milieux hétérogènes, écoulements multiphasiques,...) mais aussi de la croissance exponentielle de la puissance des outils de calcul numérique. C'est donc tout naturellement qu'un grand nombre de chercheurs se sont tournés vers les méthodes numériques, pour les développer et disposer d'outils puissants d'analyse et de simulation.

Il ne sera pas fait ici un exposé exhaustif des méthodes fréquemment utilisées et de leurs principes. Une littérature abondante existe sur le sujet (HUYAKORN & PINDER, 1983, BEAR & VERRUIJT, 1987). On se contentera de préciser le choix fait dans le cadre de cette recherche et d'en présenter les avantages et inconvénients par rapport aux principales autres méthodes numériques existantes.

Pour la résolution spatiale de l'équation d'écoulement, la méthode des éléments finis a été utilisée. L'approximation numérique des schémas temporels utilise classiquement la méthode des différences finies.

Le principal avantage de la méthode des éléments finis est sa grande souplesse pour représenter la complexité spatiale des aquifères, lesquels présentent souvent une géométrie irrégulière. Ceci entrave fréquemment l'application de la méthode des différences finies qui nécessite le plus souvent un maillage constitué de briques parallélépipédiques. La méthode des éléments finis permet également de solutionner des problèmes de champ très complexes, y compris l'incorporation de conditions aux limites élaborées.

En contrepartie, il faut admettre que ce n'est pas la méthode numérique la plus intuitive, ce qui alourdit fréquemment le travail de programmation. Elle présente quelques problèmes de stabilité numérique (communs à presque toutes les méthodes numériques) et de conservation de la masse : le formalisme des éléments finis n'assure qu'une conservation globale de la masse, contrairement, par exemple, à la méthode des volumes finis qui assure une conservation locale. Le calcul de certains champs dérivés du champ primaire pose également problème lorsque l'on utilise l'approximation

linéaire pour le champ primaire (par exemple le calcul des vitesses d'écoulement dérivées du champ de potentiel hydraulique). Sur ce plan, d'autres méthodes se sont avérées plus puissantes, comme la méthode des éléments finis mixtes hybrides (ACKERER & MOSER, 1997), mais au prix de l'utilisation d'un nombre d'inconnues plus important et d'un travail de programmation beaucoup plus lourd.

Enfin, une des raisons plus pratique du choix de la méthode des éléments finis était l'existence aux L.G.I.H. au commencement de ce travail de recherche, du code éléments finis SUFT3D (Saturated Unsaturated Flow and Transport in 3D) pouvant servir de base aux développements réalisés. Au départ, ce code avait essentiellement la vocation de modéliser des écoulements à l'échelle locale. De ce fait, les choix numériques considérés n'étaient pas bien adaptés à l'étude des écoulements à plus grande échelle. Une part importante de la recherche a donc été de déterminer des schémas numériques plus adéquats et adapter le code SUFT3D dans ce sens.

I.5.2 Présentation de la méthode des éléments finis

I.5.2.1 Principes de la méthode

La méthode des éléments finis permet la résolution numérique d'équations aux dérivées partielles ou la minimisation de fonctionnelles quand la complexité du problème envisagé ne permet plus l'utilisation de méthodes analytiques. Elle est particulièrement bien adaptée aux problèmes présentant une géométrie complexe vu que le domaine étudié est décomposé en sous-domaines plus simples.

Considérons la résolution d'une équation aux dérivées partielles sur un domaine V avec des conditions sur la frontière S de ce domaine,

$$A(u) = 0 \quad \text{sur } V$$

$$B(u) = 0 \quad \text{sur } S$$

avec $u(\underline{x}, t)$ un champ scalaire inconnu (par exemple, la pression ou la concentration).

Le domaine étudié est subdivisé en une série de domaines plus simples appelés éléments (finis). Ces éléments sont interconnectés par l'intermédiaire d'un certain nombre (N) de nœuds. Le champ u est approximé par des fonctions simples de ses valeurs aux nœuds.

$$u(\underline{x}, t) \cong \hat{u}(\underline{x}, t) = \left(\sum_{j=1}^N u_j^n N_j^x(\underline{x}) \right) N_n^t(t) + \left(\sum_{j=1}^N u_j^{n+1} N_j^x(\underline{x}) \right) N_{n+1}^t(t) \quad (1.17)$$

Les u_j sont les valeurs nodales du champ approximé \hat{u} aux N nœuds du maillage éléments finis.

Les fonctions $N_J^x(\underline{x})$ sont les fonctions d'interpolation spatiale du nœud J . Ces fonctions sont définies par morceaux sur les éléments V_e et sont telles que $N_J^x(x_J) = \delta_{IJ}$ (δ_{IJ} étant le symbole de Kronecker). Elles ont une forme simple sur les éléments comportant le nœud J et sont nulles sur les autres éléments. Les fonctions $N_n^t(t)$ sont les fonctions d'interpolation temporelle, n étant le niveau temporel de discrétisation. En effet, en plus de la discrétisation spatiale, le temps est également discrétisé en pas de temps $\Delta t = (t_{n+1} - t_n)$, le plus souvent suivant un schéma de différences finies.

La discrétisation permet de ramener le problème de champ à résoudre en tous points à un problème plus simple, comportant un nombre fini d'inconnues à déterminer : les valeurs du champ u aux N nœuds du maillage. Il faut disposer d'un nombre d'équations égal au nombre d'inconnues nodales. On utilise un ensemble d'équilibres pondérés sur le voisinage spatial de chaque nœud et sur le pas de temps pour obtenir le système d'équations recherché.

On écrit donc,

$$\int_{\Delta t} \left[\int_{\Delta V} A(\hat{u}) W_I(\underline{x}, t) dV + \int_{\Delta S} B(\hat{u}) W_I(\underline{x}, t) dS \right] dt = 0, \quad I = 1, N \quad (1.18)$$

Les fonctions $W_I(\underline{x}, t)$ sont les fonctions de pondération spatio-temporelles au voisinage du nœud I .

Ce système de N équations à N inconnues (les u_J^{n+1} au temps t_{n+1}) peut s'écrire sous forme matricielle (avant introduction de la discrétisation temporelle) :

$$[M] \cdot \frac{du}{dt} + [K] \cdot \underline{u} = \underline{g} \quad (1.19)$$

où,

- $[M]$ est la matrice globale de masse généralisée ;
- $[K]$ est la matrice globale de rigidité généralisée (matrice de flux quand on résout l'équation d'écoulement) ;
- \underline{g} est le vecteur des flux nodaux équivalents ;
- \underline{u} est le vecteur des inconnues ;
- $\frac{du}{dt}$ est le vecteur de la dérivée temporelle de \underline{u} .

1.5.2.2 Fonctions de pondération

Il existe beaucoup de formes possibles pour les fonctions de pondération spatio-temporelles. Dans le code SUFT3D, la méthode classique de Bubnov – Galerkin est utilisée.

Les fonctions de pondération suivantes sont utilisées:

$$W_I(\underline{x}, t) = N_I^x(\underline{x}) W^t(t) \quad (1.20)$$

Les fonctions de pondération spatiale $N_I^x(\underline{x})$ et temporelle $W^t(t)$ sont découplées. Les fonctions de pondération spatiale sont prises égales aux fonctions d'interpolation utilisées pour approximer le champ \underline{u} . Les fonctions de pondération temporelles introduisent la discrétisation temporelle suivant un schéma différences finies.

Après introduction de la discrétisation temporelle, le système matriciel obtenu est écrit de manière à grouper d'un côté les inconnues dans un vecteur et leurs coefficients multiplicateurs dans une matrice de résolution, de l'autre côté le vecteur contenant les termes indépendants connus. Le système matriciel est alors résolu par une méthode d'inversion de la matrice de résolution, généralement basée sur un processus itératif. Cela fournit les N valeurs nodales du champ \underline{u} , donc la forme approchée (1.17) du champ \underline{u} .

1.5.3 Application de la méthode des éléments finis à la résolution de l'équation de Richards

1.5.3.1 Formulation numérique de l'équation de Richards

Bien que de nombreux travaux aient été consacrés à ce problème, la résolution numérique de l'équation de Richards pose toujours d'importants problèmes. Une série de contraintes pratiques doivent être considérées dans le choix des schémas numériques envisagés, surtout dans le cas qui nous intéresse :

- il s'agit de développer des modèles mathématiques pour des domaines relativement étendus (ex: zone d'appel d'un captage) et sur des périodes plus ou moins longues (allant de la durée d'un essai de traçage réalisé en milieu saturé à une étude hydrogéologique pluri-saisonnière), ce qui requiert de limiter autant que possible le nombre d'inconnues considérées et le temps de calcul nécessaire. Il est nécessaire de travailler avec des maillages peu raffinés et, éventuellement, des pas de temps assez longs ;

- souhaitant réaliser des simulations quantitatives de transport de polluant, il faut avant même de s'intéresser au problème de transport, s'assurer d'une bonne conservation de la masse d'eau dans le domaine étudié ;

- les relations caractéristiques $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ confèrent à l'équation de Richards un caractère fortement non linéaire qui doit être traité avec soin si l'on souhaite obtenir un schéma numérique qui converge de manière robuste et rapide.

Le respect de ces contraintes pratiques est tributaire d'une série de choix dans l'établissement du schéma numérique de résolution du problème envisagé. Il faut décider quelle forme de l'équation de Richards (équations 1.16a à c) on va utiliser. Dans la partie saturée de l'aquifère, la teneur en eau étant constante (valeur à saturation), ses dérivées spatiale et temporelle sont nulles. Les formulations en θ et mixte (θ, h) ne sont donc pas directement adaptées à la représentation des écoulements dans de tels milieux. Nous verrons toutefois qu'il est possible d'outrepasser cette difficulté. D'autre part, le terme de diffusivité $D(\theta)$ apparaissant dans la formulation en θ (équation 1.16c) peut présenter une discontinuité assez forte au passage saturé - non saturé. Cela limite l'usage de la formulation en θ à l'étude des milieux complètement désaturés. Pour le reste, les trois formes sont mathématiquement tout à fait équivalentes.

De nombreux auteurs (ALLEN & MURPHY, 1986, MILLY, 1988, CELIA *et al.*, 1990, ŠIMUNEK *et al.*, 1995, LEHMANN, 1996, UNGER *et al.*, 1996) font remarquer que l'évaluation du terme d'emménagement (dérivée temporelle) de l'équation de Richards est cruciale pour obtenir un schéma numérique conservatif. Le caractère fortement non linéaire de ce terme est la source principale des problèmes de conservation de la masse d'eau.

Pour évaluer le terme d'emménagement, de nombreuses méthodes existent, basées soit sur une évaluation directe de $\frac{\partial \theta}{\partial t}$, soit sous la forme $C(h) \frac{\partial h}{\partial t}$, où $C(h) = \frac{d\theta}{dh}$ est l'expression généralisée du coefficient d'emménagement dans le milieu poreux. HUYAKORN *et al.* (1984) utilisent la formulation en h et proposent pour l'approximation numérique du coefficient d'emménagement généralisé plusieurs méthodes « de la corde » (*chord slope methods*) qui consistent à évaluer la dérivée par une différence finie soit entre les valeurs relatives à deux niveaux successifs de pas de temps, soit entre deux itérations non linéaires successives. D'autres auteurs (KALUARACHCHI & PARKER, 1987, PANICONI & PUTTI, 1994,...) utilisent la formulation en h en évaluant analytiquement le coefficient d'emménagement généralisé $C(h)$.

ABRIOLA & RATHFELDER (1993) et RATHFELDER & ABRIOLA (1994) utilisent l'analogie entre les écoulements en milieu non saturé et les écoulements multiphasiques pour proposer à leur tour des schémas numériques conservatifs appliqués à la formulation en h . Ils partent du constat que les

problèmes de conservation de masse proviennent du fait que les deux formes employées pour exprimer le terme de stockage (dérivée temporelle de l'équation de Richards) sont mathématiquement équivalentes mais que leurs formes discrétisées ne le sont pas. Ils cherchent alors des schémas numériques qui garantissent l'égalité des deux formalismes sous leur forme discrétisée et montrent dans ce cas que la formulation en h peut fournir des résultats très semblables à la formulation mixte, au prix parfois d'un travail de programmation plus lourd.

Dans ce travail, le schéma de discrétisation de la forme mixte de l'équation de Richards proposé par CELIA *et al.* (1990) a été utilisé. Ce schéma de résolution conserve explicitement la teneur en eau dans le terme de variation temporelle durant tout le processus de discrétisation de l'équation de Richards par la méthode des éléments finis. Ce faisant, on obtient un système comportant $2N$ inconnues (N valeurs de h et N valeurs de θ), N étant le nombre de nœuds du maillage éléments finis. Pour se ramener à un système de N inconnues (les N valeurs du potentiel de pression h aux nœuds du maillage), les termes dépendant explicitement de la teneur en eau θ sont modifiés lors de l'assemblage de la matrice globale de résolution, en introduisant un développement en série limité au premier ordre de la teneur en eau en fonction du potentiel de pression:

$$\theta_{k+1}^{n+1} = \theta_k^{n+1} + \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k^{n+1} (h_{k+1}^{n+1} - h_k^{n+1}) \quad (1.21)$$

n étant l'indice du pas de temps de calcul et k l'indice de l'itération de la boucle non linéaire.

Il faut remarquer que la forme originale proposée par CELIA *et al.* (1990) ne permet pas de calculer correctement le comportement d'un milieu qui se sature complètement en eau. En effet, la linéarisation du problème, découlant de la saturation complète du milieu, aboutit à la résolution d'une itération temporelle par itération non linéaire. Le formalisme a donc été adapté de manière à permettre la modélisation d'un milieu complètement saturé en eau sans autre modification du code SUFT3D. L'adaptation proposée consiste à conserver la forme en h pour les nœuds situés dans la zone saturée dans tout le processus de discrétisation de l'équation de Richard et d'utiliser la forme mixte (h, θ) pour les nœuds situés dans la zone non saturée (fig. I.5.1).

Le schéma éléments finis ainsi construit assure une excellente conservation de la masse en eau ainsi qu'une stabilité numérique meilleure, quelque soit le schéma de linéarisation utilisé (voir par après).

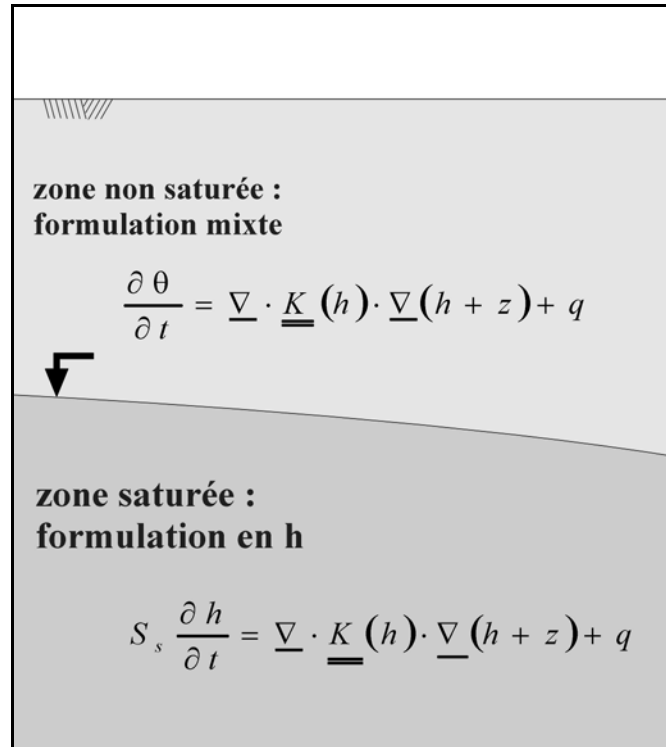


Figure I.5.1. Formulations de l'équation de Richards utilisées en fonction du degré de saturation en eau du milieu.

I.5.3.1.1 Illustration

L'exemple d'illustration est basé sur des données publiées par HAVERKAMP *et al.* (1977) et a été utilisé par CELIA *et al.* (1990) afin de comparer les formulations en h et mixte de l'équation de Richards discrétisée avec la méthode des éléments finis. Ce test a également été utilisé pour valider les résultats des calculs d'écoulements transitoires avec le code SUFT3D.

Le problème consiste en l'infiltration d'eau dans une colonne verticale de sol de 40 cm de longueur, où règne initialement une pression uniforme de -61.5 cm. Les relations décrivant les propriétés du sol sont les suivantes:

$$\theta(h) = \frac{\alpha(\theta_s - \theta_r)}{\alpha + |h|^\beta} + \theta_r \qquad K(h) = \frac{A}{A + |h|^\gamma}$$

avec $\alpha = 1.611 \times 10^6$, $\theta_s = 0.287$, $\theta_r = 0.075$, $\beta = 3.96$, $K_s = 0.00944 \text{ cm.s}^{-1}$, $A = 1.175 \times 10^6$, $\gamma = 4.74$.

Les conditions initiales sont $h(z,0) = -61.5 \text{ cm}$, les conditions limites sont $h(40,t) = -20.7 \text{ cm}$ et $h(0,t) = -61.5 \text{ cm}$. La colonne est constituée de 40 éléments de 1 cm. La figure I.5.2 compare les résultats obtenus à différents pas de temps avec la formulation en h et avec la formulation mixte. Le front de saturation calculé avec la formulation en h est toujours en retard sur le front de saturation

calculé avec la formulation mixte. La formulation mixte assurant une bonne conservation de la masse d'eau, le front de saturation est bien positionné. Par contre, la formulation en h , qui ne garantit pas une conservation optimale de la masse d'eau, « perd numériquement » une partie de celle-ci, ce qui explique le retard du front d'infiltration prédit dans ce cas.

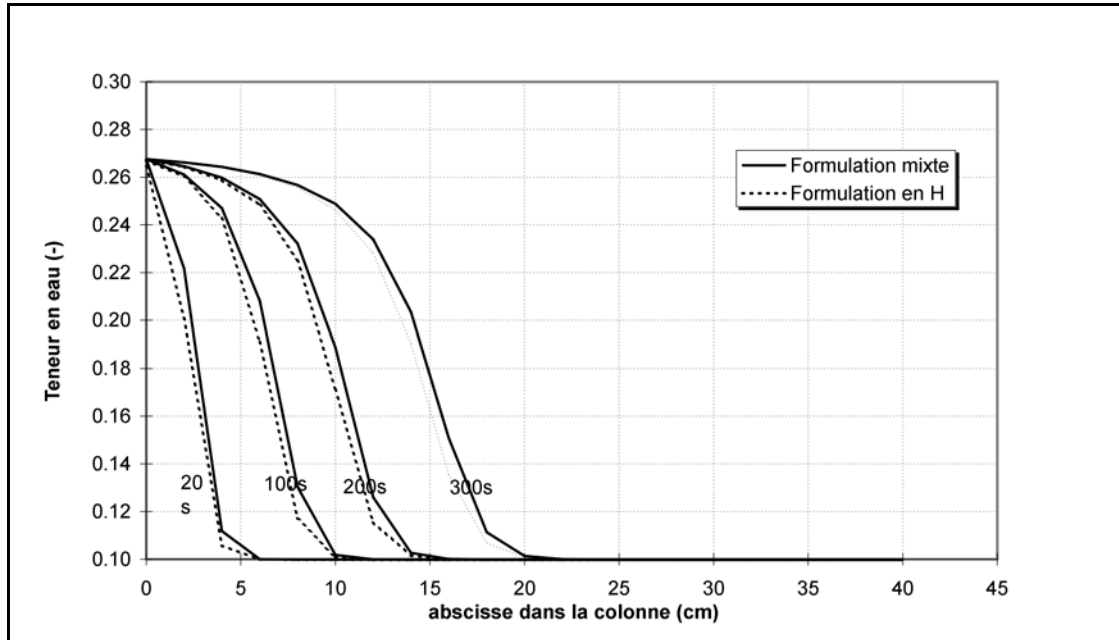


Figure I.5.2. Comparaison des formulations en h et mixte en terme de conservation de la masse d'eau

I.5.3.2 Conservation globale et conservation locale

La formulation classique des éléments finis telle que présentée au point I.5.3.1 n'assure qu'une conservation globale (c'est-à-dire sur l'ensemble du maillage) de la masse. D'autres méthodes numériques, telles que la méthode des volumes finis sont plus avantageuses puisqu'elles garantissent une conservation locale (sur chaque volume fini) de la masse.

Il existe néanmoins un formalisme modifié de la méthode des éléments finis qui, tout en conservant la souplesse de la méthode, assure une conservation locale de la masse au voisinage de chaque nœud du maillage : la **méthode des éléments finis avec volume de contrôle** (*Control Volume Finite Elements - CVFE*). Cette méthode a été appliquée récemment par plusieurs auteurs (LETNIEWSKI & FORSYTH, 1991, THERRIEN, 1992, FORSYTH, 1991, FORSYTH, 1994, THERRIEN & SUDICKY, 1996, VANDERKWAAK, 1999) à des problèmes d'écoulement et de transport monophasique ou multiphasique en hydrogéologie.

La philosophie générale de la méthode est d'évaluer symétriquement les flux entre nœuds connectés, de manière à assurer, par la construction du système d'équations, la conservation locale de la masse. Les principes mathématiques et leur application pratique à la résolution de l'écoulement

sont présentés à l'annexe A.I. Il faut noter que la méthode CVFE présente d'autres avantages (R.THERRIEN, *communication personnelle*) tels qu'une plus grande clarté dans la signification physique des termes ajoutés à la matrice de résolution lors de l'assemblage et une simplification de l'introduction de certains schémas numériques tels que les méthodes upstream,...

La méthode CVFE a été programmée dans le code SUFT3D, le choix restant possible entre les deux méthodes : éléments finis classiques ou éléments finis avec volume de contrôle. Lors des tests réalisés ou des cas pratiques envisagés, il n'a pas été observé de différences notables en terme de conservation de la masse. Celles-ci se marquent probablement dans le cas de sollicitations plus sévères. L'intérêt a été ici de faciliter fortement la programmation d'une formulation upstream de la conductivité hydraulique afin d'assurer la « monotonie » (*monotonicity*) du champ de pressions dans les cas présentant de fortes variations spatiales des teneurs en eau (v. point I.5.3.6).

I.5.3.3 Processus de linéarisation

L'équation de Richards étant non linéaire, un traitement particulier est nécessaire pour la résoudre. Le problème doit être linéarisé en utilisant un processus itératif qui, par correction progressive des valeurs de pressions calculées et des paramètres qui en dépendent, fait évoluer le système vers la bonne solution. Il existe de nombreuses méthodes permettant de résoudre ce type de problème. Dans le cas de l'utilisation d'un schéma de discrétisation temporelle purement explicite (c'est-à-dire quand les termes dépendant explicitement du temps sont évalués au début du pas de temps de calcul), il n'est pas nécessaire de faire appel à une méthode itérative. En effet, les relations $\theta(h)$ et $k_r(h)$ dépendent des pressions h ou des teneurs en eau θ au début du pas de temps (donc de valeurs connues) et le processus de résolution fournit directement la solution du système. Malheureusement, les schémas explicites ne sont que conditionnellement stables. La stabilité n'est garantie que pour des très petits pas de temps de calcul. Le coût de résolution du problème d'écoulement est donc rendu prohibitif par le nombre de pas de temps nécessaires pour obtenir les résultats sur la durée souhaitée.

Partant de ce constat, PANICONI *et al.* (1991) évaluent une série de processus non itératifs approximatifs et des processus itératifs, en terme de précision obtenue et de robustesse (stabilité numérique et vitesse de convergence). Les méthodes non itératives proposées sont souvent des versions limitées à une seule itération de processus itératifs correspondants. N'étant généralement précises qu'au premier ordre (méthode de Picard et de Newton généralisées), elles nécessitent l'usage de petits pas de temps pour obtenir un degré de précision analogue à leurs équivalents itératifs. D'autres méthodes proposées dans le même article sont précises au second ordre (méthode « implicit factored scheme »), mais au prix d'un schéma de résolution plus lourd, faisant intervenir des termes à trois niveaux de pas de temps et des calculs plus complexes (dérivées secondes,...), ce qui diminue leur efficacité. Finalement, PANICONI *et al.* (1991) arrivent à la conclusion que les méthodes les plus

performantes sont les schémas de linéarisation de Picard, de Newton-Raphson et leurs variantes. Il faut noter que leurs travaux se limitent à des problèmes unidimensionnels. De plus, l'objectif de leur travail étant de comparer l'efficacité de différentes stratégies proposées pour résoudre le problème de la discrétisation temporelle, ils travaillent avec des maillages très raffinés afin de minimiser les erreurs spatiales de troncature par rapport à leurs équivalents temporels. PANICONI & PUTTI (1994) comparent l'application des méthodes de linéarisation de Picard et de Newton-Raphson appliquée à la résolution de problèmes multidimensionnels, faisant intervenir l'équation de Richards et évaluent l'influence de la discrétisation spatiale et temporelle sur la convergence des schémas non linéaires.

Dans ce travail, les méthodes de linéarisation de Picard et Newton - Raphson ont été utilisées.

1.5.3.3.1 Linéarisation de l'équation par la méthode de Picard

Soit le système à résoudre au pas de temps $n + 1$:

$$A(h^{n+1})h^{n+1} = F^{n+1} \quad (1.22)$$

où la matrice A et le vecteur F résultent de la discrétisation par la méthode des éléments finis de l'équation de Richards, la non linéarité s'exprimant dans la dépendance de A en fonction des inconnues h aux nœuds du maillage.

Le processus itératif de Picard est le suivant :

A l'itération $k + 1$, on calcule :

$$A(h_k^{n+1})h_{k+1}^{n+1} = F_k^{n+1} \quad (1.23)$$

où h_k^{n+1} est la solution de l'équation matricielle à l'itération k du pas de temps n , h_{k+1}^{n+1} est l'inconnue du même système à l'itération $k + 1$ du pas de temps $n + 1$.

Après la résolution du système, on peut calculer l'erreur sur la solution par :

$$A(h_{k+1}^{n+1})h_{k+1}^{n+1} - F_{k+1}^{n+1} = R_{k+1}^{n+1} \quad (1.24)$$

La convergence du schéma numérique implique que le résidu R_{k+1}^{n+1} tende vers 0.

En pratique, on regarde en chaque nœud du maillage la différence entre les valeurs calculées de h aux itérations k et $k + 1$. Si cette différence est inférieure au critère de convergence spécifié par l'utilisateur, le processus itératif est arrêté et la dernière solution h obtenue est considérée comme la solution du système au pas de temps $n + 1$.

Souvent, on utilise le formalisme de Picard modifié pour lequel on ne travaille pas directement avec les inconnues h_{k+1}^{n+1} mais avec l'accroissement sur ces inconnues Δh_{k+1}^{n+1} entre les itérations k et $k+1$:

$$h_{k+1}^{n+1} = h_k^{n+1} + \Delta h_{k+1}^{n+1} \quad (1.25)$$

Le système à résoudre peut alors s'écrire :

$$A(h_k^{n+1}) \Delta h_{k+1}^{n+1} = F_k^{n+1} - A(h_k^{n+1}) h_k^{n+1} \quad (1.26)$$

La convergence est cette fois obtenue quand $|\Delta h_{k+1}^{n+1}| \leq$ au critère de convergence.

La méthode de Picard est assez robuste mais elle ne converge que linéairement, ce qui conduit fréquemment à un nombre prohibitif d'itérations pour atteindre la solution du problème. Dans certains cas, cette méthode conduit également à des solutions oscillant entre deux jeux de valeurs des inconnues encadrant la solution du système, sans jamais l'atteindre.

1.5.3.3.2 Linéarisation de l'équation par la méthode de Newton – Raphson

La méthode de linéarisation de Newton-Raphson est une amélioration de la méthode de Picard basée sur un développement en série du résidu de la relation (1.24).

$$R_{k+1}^{n+1} = R_k^{n+1} + \left(\frac{\partial R}{\partial h} \right)_k^{n+1} \Delta h_{k+1}^{n+1} + O(R^2) \quad (1.27)$$

les termes dérivés d'ordre supérieur à 1 étant négligés.

En annulant R_{k+1}^{n+1} et en remplaçant R_k^{n+1} par son expression dans (1.24) et en réarrangeant les termes, on obtient:

$$A(h_k^{n+1}) \Delta h_{k+1}^{n+1} + \left(\left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_k^{n+1} h_k^{n+1} - \left(\frac{\partial F}{\partial h} \right)_k^{n+1} \right) \Delta h_{k+1}^{n+1} = F_k^{n+1} - A(h_k^{n+1}) h_k^{n+1} \quad (1.28)$$

L'équation (1.28) est très similaire à l'équation (1.26) décrivant la méthode de Picard modifiée. Il y apparaît en plus des termes comportant les dérivées des éléments de la matrice A et du vecteur charge F en fonction des potentiels de pression h aux nœuds du maillage. PANICONI *et al.* (1991) font remarquer que la formulation modifiée de Picard est une approximation de la méthode de Newton-Raphson pour laquelle on néglige les termes dérivés.

La méthode de Newton-Raphson est plus lourde à programmer et le temps de calcul par itération non linéaire est plus important (suite au calcul des termes dérivés). Toutefois, si l'approximation initiale est bien choisie, la convergence est quadratique et le nombre d'itérations

nécessaires pour obtenir la solution du problème est fortement diminué, rendant la méthode de Newton-Raphson compétitive par rapport à la méthode de Picard.

Dans le code SUFT3D, la méthode de Picard peut être utilisée aussi bien avec la formulation en h qu'avec la formulation mixte de l'équation de Richards. Par contre, la méthode de Newton-Raphson appliquée à la formulation en h pouvant conduire à des solutions aberrantes (LEHMANN, 1996), elle n'est appliquée qu'à la formulation mixte.

La programmation effectuée permet désormais de choisir entre l'une ou l'autre méthode ou d'effectuer quelques itérations de Picard avant de passer à la méthode de Newton-Raphson, ce qui permet d'avoir une approximation initiale meilleure, améliorant la convergence dans la suite des calculs.

1.5.3.3.3 Illustration

L'exemple proposé est présenté par PANICONI *et al.* (1991) pour comparer l'efficacité en termes de convergence et de temps de calcul de différentes méthodes de linéarisation de l'équation de Richards. Il s'agit une nouvelle fois d'un test d'infiltration d'eau dans une colonne.

Les lois $\theta(h)$ et $K(h)$ utilisées sont :

$$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)(1 + \beta)^{-m} \quad \text{pour } h < h_0$$

$$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)(1 + \beta_0)^{-m} + S_s(h - h_0) \quad \text{pour } h \geq h_0$$

$$K(h) = K_s (1 + \beta)^{-5m/2} [(1 + \beta)^m - \beta^m]^2 \quad \text{pour } \theta < 0$$

$$K(h) = K_s \quad \text{pour } \theta \geq 0$$

$$\text{avec } \beta = (h / h_s)^n \text{ et } \beta_0 = (h_0 / h_s)^n$$

Les paramètres de ces relations prennent les valeurs suivantes : la perméabilité saturée K_s vaut 5 m.h^{-1} , la teneur en eau à saturation $\theta_s = 0.45$, la teneur en eau résiduelle $\theta_r = 0.08$, le potentiel d'entrée d'air $h_s = -3 \text{ m}$, le coefficient d'emmagasinement spécifique $S_s = 0.001$ et l'indice de distribution des pores $n = 3$. Le paramètre $h_0 = -0.1911 \text{ m}$ est un paramètre introduit pour assurer la continuité du coefficient d'emmagasinement en $h = 0$.

La colonne a une longueur de 10 m. Elle est discrétisée par un nombre d'éléments finis variant de 10 à 1000 éléments selon la simulation considérée. Au sommet de la colonne ($z = 10 \text{ m}$), un recharge de 10^{-2} m.h^{-1} est appliquée. A la base de la colonne ($z = 0 \text{ m}$), le potentiel de pression est

imposé $h(0,t) = 0$ m. Les conditions initiales supposent que la colonne est à l'équilibre hydrostatique $h(z,0) = -z$. Le temps est discrétisé en pas variant de 18 s à 3600 s, selon les simulations.

La figure I.5.3. présente les résultats obtenus avec une colonne très raffinée (1000 éléments de 1 mm) superposés aux résultats obtenus avec des colonnes discrétisées avec respectivement 100, 40 et 10 éléments suivant la verticale, pour le temps initial et après 18 s, 2898 s, 28820 s et 108000 s.

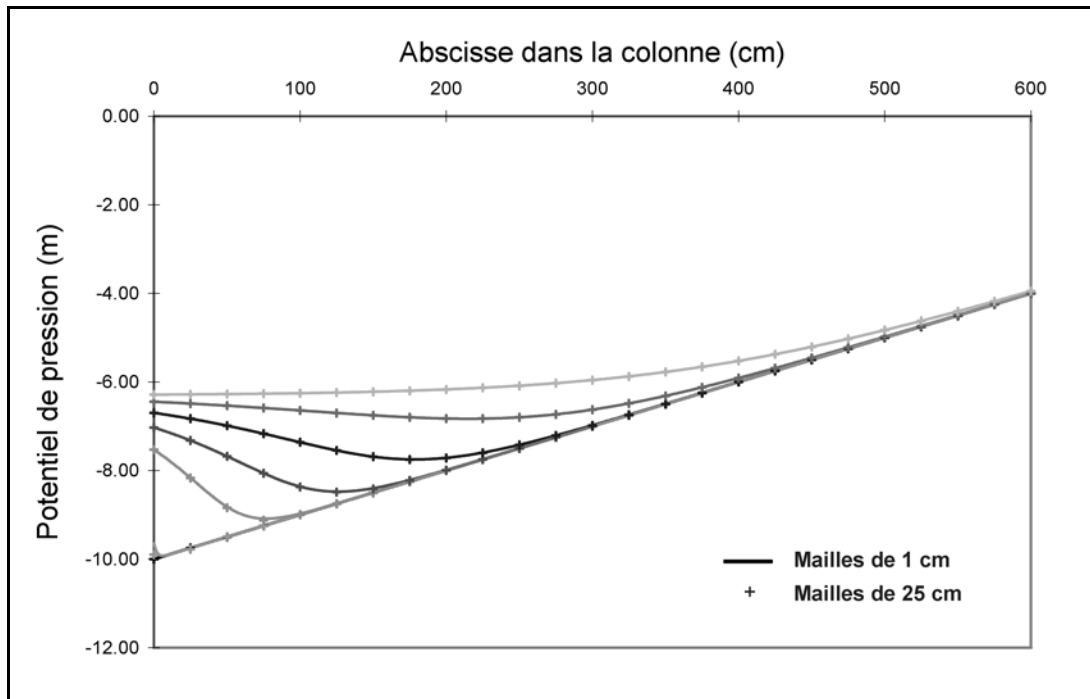


Figure I.5.3. Evolution du potentiel de pression dans la colonne pour deux niveaux de discrétisation (mailles de 1 cm et de 25 cm)

Le temps de calcul nécessaire pour réaliser les simulations aux différentes discrétisations spatiales et temporelles avec la méthode de linéarisation de Picard ou celle de Newton - Raphson est présenté au tableau I.5.1. Moins la discrétisation spatiale et temporelle est fine, plus la méthode de Newton-Raphson est performante par rapport à la méthode de Picard. Cela se marque surtout pour l'utilisation de grands pas de temps. Cette conclusion est importante dans la mesure où l'on est fréquemment amené à réaliser des simulations sur des longues périodes pour lesquelles l'utilisation de petits pas de temps rendrait le temps total de calcul excessif.

Temps d'exécution						
Pas de temps →	18s/6400 pas de temps		180s/640 pas de temps		3600s/32 pas de temps	
Nb d'éléments ↓	Picard	Newton	Picard	Newton	Picard	Newton
1000	6h45'48"	9h31'05"	non calculé	non calculé	non calculé	non calculé
100	0h48'34"	1h03'42"	0h06'29"	0h07'19"	0h00'42"	0h00'28"
40	0h23'53"	0h30'03"	0h03'13"	0h03'23"	0h00'22"	0h00'13"
20	0h15'12"	0h18'53"	0h02'20"	0h02'04"	0h00'15"	0h00'08"
10	0h12'46"	0h13'00"	non calculé	non calculé	non calculé	non calculé

Tableau I.5.1. Comparaison des méthodes de linéarisation sur base des temps de calcul à différents niveaux de discrétisation spatiale et temporelle

I.5.3.4 *Sous relaxation dynamique de la boucle non linéaire*

Dans des cas fortement non linéaires ou pour des sollicitations importantes du système, des problèmes de convergence peuvent apparaître. Il peut alors s'avérer très efficace de « freiner » la convergence en limitant le degré d'actualisation du vecteur des pressions d'une itération non linéaire à l'autre. C'est le principe de la sous relaxation.

A l'itération non linéaire $k + 1$, la résolution du système matriciel linéarisé fournit un vecteur d'incrément de pressions nodales Δh_{k+1}^{n+1} . Les pressions nodales sont alors actualisées en ajoutant ce vecteur au résultat issu du calcul de l'itération k :

$$h_{k+1}^{n+1} = h_k^{n+1} + \Delta h_{k+1}^{n+1} \quad (1.29)$$

La condition de convergence de la boucle non linéaire est que l'incrément maximum δ_{k+1} tende vers zéro :

$$\delta_{k+1} = \max_i |\Delta h_{k+1}^{n+1}(i)| \rightarrow 0 \quad (1.30)$$

i étant l'indice de numérotation des nœuds

La sous relaxation apparaît dans l'actualisation du vecteur des pressions nodales à l'itération $k + 1$. On écrit alors :

$$h_{k+1}^{n+1} = h_k^{n+1} + \omega_{k+1} \Delta h_{k+1}^{n+1} \quad (1.31)$$

ω_{k+1} est le coefficient de sous relaxation dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

La façon la plus simple et la plus courante est d'utiliser un coefficient de sous relaxation constant, fixé par l'utilisateur au départ de la simulation. L'inconvénient est que cela peut aussi conduire à un ralentissement excessif de la convergence. Le mieux est donc de disposer d'un schéma dynamique de sous relaxation.

COOLEY (1983) a proposé un schéma « optimal » de sous relaxation. Celui-ci et quelques variantes sont utilisés avec succès par plusieurs auteurs (HUYAKORN *et al.*, 1986, KALUARACHCHI & PARKER, 1987, VANDERKWAAK, 1999).

Schéma de sous relaxation de COOLEY (1983)

Etape 1 :

$$\text{Si } k > 0 \quad \omega_s = \frac{e_{k+1}}{\omega_k e_k} \quad (1.32a)$$

$$\text{Si } k = 0 \quad \omega_s = 1 \quad (1.32b)$$

Etape 2 :

$$\text{Si } \omega_s \geq -1 \quad \omega^* = \frac{3 + \omega_s}{3 + |\omega_s|} \quad (1.33a)$$

$$\text{Si } \omega_s < -1 \quad \omega^* = \frac{1}{2|\omega_s|} \quad (1.33b)$$

Etape 3 :

$$\omega_{k+1} = \min \left(\omega^*, \frac{\Delta h_{\max}^{S-R}}{|e_{k+1}|} \right) \quad (1.34)$$

où e_{k+1} est l'incrément de pression dont la valeur absolue est δ_{k+1} et Δh_{\max}^{S-R} est l'incrément maximum de pression toléré au cours d'une itération non linéaire.

Ce schéma introduit de la sous relaxation dans les cas oscillants. Pour les cas présentant une tendance divergente ($\omega_s > 1$), des tests réalisés avec le code SUFT3D ont révélé qu'il pouvait également être intéressant de sous relaxer la boucle non linéaire. Le schéma qui a donc été finalement introduit dans le SUFT3D est une version un peu modifiée du schéma de Cooley.

Schéma de sous relaxation introduit dans le code SUFT3D

Etape 1 :

$$\text{Si } k > 0 \quad \omega_s = \frac{e_{k+1}}{\omega_k e_k} \quad (1.35a)$$

$$\text{Si } k = 0 \quad \omega_s = 1 \quad (1.35b)$$

Etape 2 :

$$\text{Si } \omega_s < -1 \quad \omega^* = \frac{1}{2|\omega_s|} \quad (1.36a)$$

$$\text{Si } -1 \leq \omega_s \leq 1 \quad \omega^* = \frac{3 + \omega_s}{3 + |\omega_s|} \quad (1.36b)$$

$$\text{Si } \omega_s > 1 \quad \omega^* = \frac{1}{\omega_s} \quad (1.36c)$$

Etape 3 :

$$\omega_{k+1} = \min \left(\omega^*, \frac{\Delta h_{\max}^{S-R}}{|e_{k+1}|} \right) \quad (1.37)$$

La différence entre les deux schémas de sous relaxation est illustrée à la figure I.5.4.

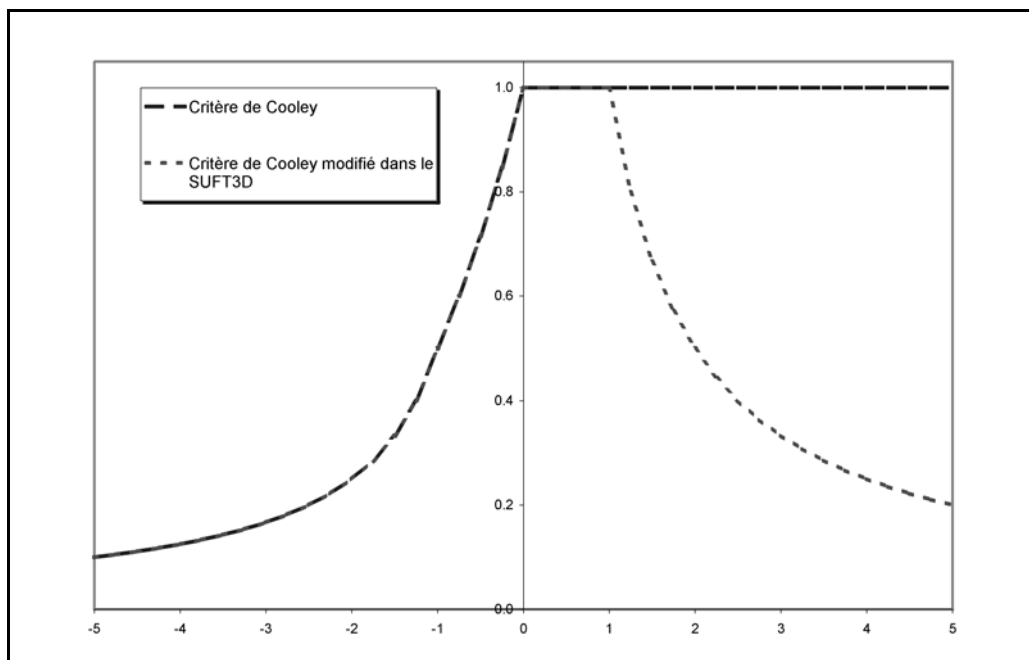


Figure I.5.4. Comparaison du schéma de sous relaxation de Cooley et du schéma utilisé dans le SUFT3D

1.5.3.5 Gestion dynamique des pas de temps

Lorsque la sollicitation du système modélisé est trop importante sur le pas de temps de calcul, quelle que soit la méthode de linéarisation utilisée, il se peut que la sous relaxation ne soit pas suffisante et que des problèmes de convergence surviennent. Plusieurs auteurs préconisent donc d'adapter la longueur des pas de temps au degré de sollicitation et/ou à l'évolution de la convergence. L'idéal est bien évidemment de disposer du schéma d'adaptation le plus dynamique possible afin de réduire le degré d'intervention de l'utilisateur.

Les méthodes adaptatives les plus simples se basent sur la vitesse de convergence et la dimension du pas de temps précédent (SIMUNEK *et al.*, 1995, LEHMANN, 1996). BAKER (1993, 1995) propose des méthodes d'adaptation du pas de temps basées sur une minimisation de l'erreur temporelle de troncature et faisant appel à des schémas d'ordre supérieur (Runge-Kutta). DIERSCH & PERROCHET (1999) proposent deux méthodes de gestion du pas de temps. La première consiste à adapter sa longueur de manière à obtenir la convergence de la boucle non linéaire en une seule itération, par la méthode de Newton-Raphson (« *adaptive predictor – corrector one-step Newton time marching scheme* »), l'autre vise à adapter le pas de temps de manière à contrôler et limiter le degré de variation de la variable principale du problème, en l'occurrence la pression (« *target-based full Newton time stepping scheme* »). Cette méthode a été utilisée avec succès par divers auteurs (FORSYTH *et al.*, 1995, VANDERKWAAK, 1999). VANDERKWAAK (*communication personnelle*) fait remarquer que cette méthode est très intéressante à utiliser conjointement à la sous relaxation dynamique. Les deux techniques ont en effet pour but de contrôler le degré maximum de variation de la variable principale, au sein de la boucle non linéaire (la sous relaxation) et au sein de la boucle temporelle (la gestion du pas de temps). Elles jouent donc toutes deux dans un même sens, ce qui aide le système à évoluer sur un chemin de convergence. Cette méthode a été programmée dans le code SUFT3D.

1.5.3.5.1 Algorithme général de gestion des pas de temps

Si h_n et h_{n+1} désignent les vecteurs des pressions nodales respectivement aux pas de temps n et $n+1$, la variation de pression maximale, en valeur absolue et sur le pas de temps Δt_n , est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta h_{\max}^n = \max_i |h_{n+1}(i) - h_n(i)| \quad (1.38)$$

i étant l'indice de numérotation des nœuds

Si le maximum absolu de variation de pression souhaité est Δh_{\max}^{obj} , on peut calculer un coefficient d'adaptation du pas de temps par :

$$t_{mult}^{n+1} = \frac{\Delta h_{max}^{obj}}{|\Delta h_{max}^n|} \quad (1.39)$$

L'actualisation du pas de temps se fait alors comme suit :

$$\Delta t_{n+1} = t_{mult}^{n+1} \Delta t_n \quad (1.40)$$

De cette manière, si la variation de pression mesurée sur le pas de temps Δt_n est supérieure au maximum souhaité, le pas de temps suivant Δt_{n+1} est réduit proportionnellement. Inversement, si le champ de pression varie moins que le maximum autorisé, on augmente la durée du pas de temps suivant.

Le choix du Δh_{max}^{obj} dépendra essentiellement du degré de non linéarité du problème. Dans des cas fortement non linéaires, il sera intéressant de le limiter assez fortement ($\Delta h_{max}^{obj} = 0.5$ m par exemple). Ce choix peut aussi servir pour la sous relaxation dynamique, où on limite également la variation maximale de pression sur l'itération non linéaire. De bons résultats ont été obtenus en prenant un Δh_{max}^{S-R} égal à une fraction de Δh_{max}^{obj} (par exemple la moitié), ce qui empêche de manière assez logique le processus non linéaire de varier plus vite que le maximum de variation autorisé sur le pas de temps.

Il est aussi préférable de placer des limites de variations et des bornes pour certains des paramètres de l'algorithme. On fixe donc des pas de temps minimum (Δt_{min}) et maximum (Δt_{max}), une dimension maximale au coefficient d'adaptation du pas de temps (t_{mult}^{max}) et un nombre maximum d'itérations non linéaires (*nitmax*). Si la boucle non linéaire n'a pas convergé endéans ce nombre maximal d'itérations, le calcul de l'écoulement est recommencé avec un pas de temps divisé par un facteur t_{div} supérieur à 1 (généralement entre 2 et 10).

$$\Delta t_{red}^{n+1} = \frac{\Delta t_n}{t_{div}} \quad (1.41)$$

A chaque actualisation du pas de temps, un test vérifie que le nouveau temps cible ne dépasse pas un temps auquel on souhaite sauver des résultats (soit les résultats sur l'ensemble du maillage, soit l'évolution des variables en certains nœuds). Si c'est le cas, le pas de temps Δt_{n+1} est réduit de manière telle que le nouveau temps cible corresponde au pas de temps de sauvetage souhaité. De la même manière, il est possible d'imposer au code de calcul de réinitialiser la dimension du pas de temps à certains moments (par exemple si les sollicitations du système sont changées).

Cette gestion dynamique des pas de temps est très intéressante puisqu'elle permet un contrôle très précis de l'évolution temporelle en fonction des sollicitations et des besoins de l'utilisateur

(résultats,...) en requérant un minimum d'intervention de sa part. Elle s'est également avérée très utile pour obtenir la solution de problèmes stationnaires (régime permanent d'écoulement) présentant des difficultés de convergence. Dans ce cas, on réalise une simulation transitoire avec des sollicitations constantes, sur une durée suffisante pour atteindre un régime d'équilibre. Le processus de gestion dynamique des pas de temps permet de définir au départ des pas de temps très courts pour éviter une sollicitation trop brutale du système. Progressivement, le système tendant vers l'équilibre recherché, la longueur des pas de temps est augmentée, ce qui permet de réduire le temps de calcul global de la simulation transitoire utilisée pour obtenir la solution du régime permanent.

1.5.3.6 Diagonalisation de la matrice de masse et formulation upstream des conductivités hydrauliques

Dans le cas où la sollicitation du système modélisé est importante (recharge en eau élevée, grands contrastes de saturation en eau d'un point à l'autre,...), on observe fréquemment le développement d'oscillations des valeurs du champ de pression et des teneurs en eau au voisinage des fronts d'infiltration, voire des difficultés de convergence vers la solution. Ces problèmes numériques sont accentués par l'usage de discrétisations spatiales et temporelles peu raffinées.

Physiquement, des oscillations trop importantes sont difficilement acceptables. Elles ne reproduisent aucun phénomène réel et peuvent être la source de problèmes ultérieurs, par exemple dans des calculs dérivés de l'écoulement (simulation du transport,...). Il est donc fortement souhaitable de disposer de schémas numériques assurant des solutions monotones (non oscillantes). Plusieurs techniques numériques, souvent assez artificielles et même fréquemment très empiriques, peuvent être utilisées pour atteindre cet objectif.

Sur le plan de l'évaluation des termes dépendant explicitement du temps, il est d'usage commun d'utiliser des schémas complètement implicites. A côté de cette règle incontournable, plusieurs auteurs recommandent de pratiquer une « diagonalisation » de la matrice de masse (*mass lumping*) apparaissant dans l'évaluation des termes de dérivées temporelles (matrice $[M]$ de l'équation 1.19). En comparant les formes de l'équation de Richards discrétisées respectivement avec la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, CELIA *et al.* (1990) montrent que le caractère nettement moins oscillant des résultats obtenus avec la méthode des différences finies provient du fait que celle-ci assure naturellement une évaluation purement diagonale de la matrice de masse, ce qui n'est pas le cas pour la méthode des éléments finis. En pratiquant « artificiellement » la diagonalisation de la matrice de masse, on se rapproche du formalisme différences finies et on améliore la monotonie du schéma numérique éléments finis.

La méthode de « mass lumping » peut être utilisée dans le code SUFT3D. Elle consiste simplement à modifier le système comme suit :

$$M_{diag}(i, j) = \sum_k M(i, k) \quad \text{pour } j = i \quad (1.42a)$$

$$M_{diag}(i, j) = 0 \quad \text{pour } j \neq i \quad (1.42b)$$

L'emploi du mass lumping améliore fortement la stabilité et la monotonie des solutions mais ne l'assure pas dans tous les cas. Par une analyse numérique détaillée, FORSYTH & KROPINSKI (1997) montrent que plusieurs conditions doivent être simultanément remplies afin d'obtenir un schéma numérique parfaitement monotone. Parmi ces conditions, l'usage d'une formulation « upstream » des conductivités hydrauliques relatives est fortement recommandée, surtout pour des maillages relativement grossiers.

Plusieurs schémas upstream sont proposés dans la littérature (KALUARACHCHI & PARKER, 1989, FORSYTH *et al.*, 1995, DIERSCH & PERROCHET, 1999). Dans le SUFT3D, une formulation upstream avec décentrage complet, telle que suggérée par FORSYTH *et al.* (1995) a été programmée. Le choix entre la formulation habituelle des conductivités hydrauliques relatives (évaluation numérique au sein de la matrice de flux par la méthode d'intégration de Gauss) et la formulation upstream y a toutefois été maintenu. En effet, la méthode upstream ne donne réellement des résultats que si le maillage ne comporte pas trop d'éléments distordus ou disproportionnés (allongement ou aplatissement excessifs), sources de « transmissibilités » négatives (LETNIEWSKI & FORSYTH, 1991, FORSYTH, 1991). Celles-ci produisent des flux allant dans le sens opposé au gradient de potentiel total, dégradant de la sorte la robustesse du système à résoudre et la convergence. Des conditions géométriques difficiles à respecter dans le cas de l'usage de maillages déstructurés (irréguliers) doivent être respectées.

Plus de détails concernant la programmation et l'usage de la formulation upstream des conductivités hydrauliques sont fournis à l'annexe 1.

1.5.3.7 Résolution du système d'équations linéarisées

Une fois que le système d'équations est linéarisé, il est nécessaire de le résoudre pour obtenir le champ de pressions à l'itération non linéaire suivante. Le système comportant un grand nombre d'inconnues (les valeurs nodales du champ de pression), il faut généralement faire appel à une méthode itérative de résolution du système d'équations matricielles. De plus, la non linéarité pouvant conduire à un grand nombre d'itérations, comportant à chaque fois une résolution complète du système, il faut que la méthode de résolution soit efficace de manière à ne pas allonger démesurément le temps de calcul.

Dans la version originale du code SUFT3D, plusieurs algorithmes de résolution du système d'équations linéarisées étaient disponibles. Malheureusement aucune des méthodes n'a montré une robustesse et une rapidité suffisantes. Ces diverses méthodes ont donc été laissées de côté et remplacées par une bibliothèque de sous routines développées à l'Université de Waterloo (Ontario –

Canada) : le solveur **WatSolv** (VANDERKWAAK *et al.*, 1997). Ce solveur a montré une robustesse et une efficacité sans faille tout au long des utilisations ultérieures du code SUFT3D. Le lecteur intéressé par les détails relatifs aux méthodes numériques employées dans WatSolv se référera au manuel de référence de ce programme et à la littérature spécialisée (SAAD, 1996). On ne fournira ici que quelques informations générales sur WatSolv.

WatSolv résout le système d'équations linéarisées par des itérations successives. La méthode itérative de résolution est préconditionnée par une factorisation incomplète ILU (*incomplete Lower-Upper factorisation*). Deux algorithmes d'accélération de la convergence sont disponibles : la méthode GMRES (*generalized minimal residual*) ou Bi-CGSTAB (*biconjugate gradient stabilised*).

Une méthode très efficace de stockage des termes non nuls de la matrice de résolution est utilisée, ce qui permet de réduire très fortement la dimension du tableau de stockage nécessaire aux opérations de résolution par la méthode des éléments finis.

I.6 Conditions aux limites relatives aux écoulements

Dans tout travail de modélisation, la première étape consiste à définir de façon précise la géométrie et l'extension du domaine investigué. Ce domaine n'est pas infini et n'est généralement pas isolé de son environnement, avec lequel il a de nombreuses interactions et échanges. Quand on modélise les écoulements dans le milieu souterrain, les échanges consistent en des transferts d'eau entre l'aquifère ou de façon plus générale le milieu souterrain dans son ensemble (puisque l'on modélise explicitement la zone non saturée), et son environnement. Ces échanges sont considérés via la définition de conditions aux limites, lesquelles sont exprimées sous la forme d'équations mathématiques généralement simplifiées et censées représenter au mieux les différents processus d'échanges.

L'objet de ce chapitre est de résumer les principales conditions limites disponibles dans le code SUFT3D. On ne s'attardera pas beaucoup sur les détails de programmation, ceux-ci n'ayant pas fait l'objet de ce travail de recherche.

I.6.1 Condition de Dirichlet ou de 1^{er} type

Définir une condition limite de 1^{er} type consiste à spécifier sur une partie (B_d) de la frontière la valeur du potentiel de pression h (ou du potentiel total H). Cette valeur est soit fixe, soit variable au cours du temps mais elle est indépendante de l'évolution temporelle des flux et potentiels à l'intérieur du modèle. La définition d'une condition de ce type amène le code de calcul à considérer un flux d'eau passant au travers de cette portion B_d de la frontière, ce flux représentant l'apport ou l'export d'eau nécessaire au maintien du potentiel à son niveau imposé.

Cette condition est typiquement celle d'un contact nappe - rivière (lorsque la conductivité hydraulique de l'interface est relativement élevée), le potentiel total imposé étant égal à la cote de la surface libre de la rivière. Ce type de condition est également utilisé lorsque les limites de la partie modélisée d'un aquifère ne coïncident pas avec les limites du bassin hydrogéologique de l'aquifère pris dans son ensemble. C'est par exemple le cas lors de l'élaboration de modèles « locaux » visant à interpréter des essais de terrain (essais de pompage ou de traçage). Dans ce cas, les frontières doivent être reportées au-delà du rayon d'influence des essais réalisés, de manière à ne pas influencer la solution et les valeurs définies en fonction de la piézométrie régionale. Les conditions de Dirichlet se justifient alors par la nécessité de considérer implicitement les échanges entre la zone étudiée et l'aquifère dans son ensemble. Ces conditions doivent reproduire de manière la plus précise possible la piézométrie régionale.

Mathématiquement, la condition de Dirichlet s'exprime :

$$H(x, y, z, t) = H_D(x, y, z, t) \quad \text{sur la portion } B_d \text{ de la frontière} \quad (1.43)$$

I.6.2 Condition de Neumann ou de 2^{ème} type

La condition de 2^{ème} type consiste à imposer sur une portion B_n de la frontière le gradient du potentiel de pression normal à cette frontière, donc un flux au travers de cette frontière. Conceptuellement, ce type de condition limite n'a pas un intérêt très grand. On lui préfère généralement la condition de Cauchy (voir la suite), physiquement plus proche de la réalité des échanges observés.

Mathématiquement, la condition de Neumann s'exprime comme suit :

$$-K \frac{\partial h}{\partial n} = q_N(x, y, z, t) \text{ sur la portion } B_n \text{ de la frontière} \quad (1.44)$$

avec n : un vecteur unitaire normal à la frontière, dirigé vers l'extérieur.

I.6.3 Condition de Cauchy ou de 3^{ème} type

La condition de Cauchy consiste à imposer sur une portion B_c de la frontière le gradient de potentiel total normal à cette frontière. Cette condition limite revient à imposer un flux d'eau entrant ou sortant du modèle. Elle est notamment utilisée pour imposer une recharge nette en eau provenant de l'alimentation pluviométrique.

Mathématiquement, la condition de Cauchy s'exprime comme suit :

$$-\underline{n} \cdot \underline{K} \cdot (\nabla h + \nabla z) = q_c(x_b, y_b, z_b) \text{ sur la portion } B_c \text{ de la frontière} \quad (1.45)$$

Lors de l'application de la méthode des éléments finis à l'équation d'écoulement exprimée en termes de potentiels de pression, le théorème de Green est appliqué au terme de flux pour diminuer d'un degré le niveau de dérivation des fonctions d'interpolation (formulation « faible » des éléments finis). Ceci fait naturellement apparaître la condition de Cauchy qui s'y exprime sous la forme du terme d'intégration sur la surface du domaine. Pour cette raison, la condition de Cauchy est souvent qualifiée de condition naturelle.

Cela signifie également que, sur toute portion de la frontière où l'on n'impose aucune condition limite, on considère par défaut une condition de Cauchy avec un flux nul, donc que cette portion de la frontière est imperméable.

I.6.4 Condition de Fourier ou mixte ou de flux dépendant d'un potentiel

Les conditions mixtes expriment que le flux à travers la frontière varie en fonction des changements de hauteur piézométrique à cet endroit. Cette condition frontière permet d'imposer une relation entre le potentiel et le flux sur la frontière.

Mathématiquement, la condition de Fourier s'exprime comme suit :

$$-K \frac{\partial h}{\partial n} = K' \frac{(h_s - h)}{b'} = q_F(x, y, z, t) \quad (1.46)$$

avec K' défini comme le coefficient de perméabilité et b' comme l'épaisseur de la couche semi perméable.

I.6.5 Condition limite variable

Les conditions limites variables s'appliquent à l'interface sol-air où se produit l'infiltration ou l'évapotranspiration. Mathématiquement, ces conditions se traduisent :

durant les périodes de recharge :

$$h = h_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad (1.47)$$

ou

$$-\underline{n} \cdot \underline{K} \cdot (\nabla h + \nabla z) = q_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{avec } q_p > 0 \text{ (flux entrant)} \quad (1.48)$$

Lorsque le potentiel h à la frontière du modèle est inférieur à h_p , le flux d'infiltration q_p est imposé. En général, h est égal à zéro sauf si l'on tolère l'accumulation d'une hauteur d'eau à la surface du sol (*allowed ponding depth*).

durant les périodes sans recharge :

$$h = h_m(x_b, y_b, z_b, t) \quad (1.49)$$

ou

$$h = h_p(x_b, y_b, z_b, t) \quad (1.50)$$

ou

$$-\underline{n} \cdot \underline{K} \cdot (\nabla h + \nabla z) = q_e(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{avec } q_e > 0 \text{ (flux sortant)} \quad (1.51)$$

Dans ce cas, la condition exprime que l'évapotranspiration n'agit que dans une gamme de potentiel de pression à l'interface sol-air comprise entre h_p (v. précédemment) et h_m qui est la valeur minimale de h en deçà de laquelle l'évapotranspiration potentielle q_e ne peut plus s'effectuer (point de flétrissement).

I.6.6 Pompages et injections

Les termes source ou puits ponctuels ne sont généralement pas considérés comme des conditions limites mais plutôt comme des sollicitations du milieu souterrain. Vu la grande similitude avec les conditions limites, il serait assez logique de les mentionner à ce stade du travail. Toutefois, la représentation de ces termes, tant au niveau de l'équation d'écoulement que de l'équation de transport, a fait l'objet de développements mathématiques et numériques importants dans le cadre de la présente recherche. Un chapitre leur sera donc spécialement consacré par la suite (partie III).

Références bibliographiques relatives à la première partie

Références générales

- BEAR, J., VERRUIJT, A., Modeling Groundwater Flow and Pollution, D.Reidel Publ. Company, Kluwer Academic Publ., Dordrecht, Pays-Bas, 414 p., 1987.
- BEAR, J., BACHMAT, Y., Introduction to modeling of transport phenomena in porous media, Kluwer Academic Publishers, 553p, 1990.
- CASE, C. M., Physical principles of flow in unsaturated porous media, Oxford University Press, New York, USA, 372 p., 1994.
- CASTANY, G., Principes et méthodes de l'hydrogéologie, Editions Dunod, Paris, 238 p., 1967
- DASSARGUES, A., Modélisation des réservoirs souterrains, Notes de cours, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 234 p, 2000.
- FETTER, C. W., Contaminant Hydrogeology (2nd edition), Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, NJ, U.S.A., 500 p., 1999.
- HILLEL, D. L., L'eau et le sol : principes et processus physiques, Pedasup n°5, ed. Academia, Louvain-la-Neuve, 294p, 1988.
- HUYAKORN, P. S., PINDER, G. F., Computational Methods in Subsurface Flow, Academic Press, New York, U.S.A., 473 p., 1983.
- IWATA, S., TABUCHI, T., WARKENTIN, B. P., Soil-Water interactions. Mechanisms and applications, ed. Marcel Dekker Inc., New York, USA, 440 p., 1994.
- MERMOUD, A., Eléments de physique du sol, Editions *H*G*A*, Bucarest, Roumanie, 132 p., 1998.
- MIYAZAKI, T., Water flow in soils, ed. Marcel Dekker Inc., New York, USA, 296 p., 1993.
- MONJOIE, A., Notes du cours d'hydrogéologie, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 125 p., 1981
- MUSY, A., SOUTTER, M., Physique du sol, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, E.P.F., Lausanne, CH, 335p, 1991.

Références particulières

- ABRIOLA, L. M., RATHFELDER, K., Mass balance errors in modeling two-phase immiscible flows: causes and remedies, *Adv. Water Resour.*, 16, 223-239, 1993.
- ACKERER, Ph., MOSER, R., Résolution numérique des équations aux dérivées partielles : application à l'hydrologie, *Notes de cours de la semaine de formation donnée à l'IFARE*, Strasbourg, 30/06-04/07/1998.
- ALLEN, M. B., MURPHY, C. L., A finite-element collocation method for variably saturated flow in two space dimensions, *Water Resour. Res.*, 22(11), 1537-1542, 1986.

- BAI, M., ELSWORTH, D., ROEGERS, J.-C., Multiporosity/multipermeability approach to the simulation of naturally fractured reservoirs, *Water Resour. Res.*, 29(6), 1621-1633, 1993.
- BAKER, D. L., A second order diagonally implicit Runge-Kutta time-stepping method, *Ground Water*, 31(6), 890-895, 1993.
- BAKER, D. L., Applying higher order DIRK time steps to the "Modified Picard" method, *Ground Water*, 33(2), 259-390, 1995.
- BERKOWITZ, B., BEAR, J., BRAESTER, C., Continuum models for contaminant transport in fractured porous formations, *Water Resour. Res.*, 24(8), 1225-1236, 1988.
- BEVEN, K., GERMANN, P., Water flow in soil macropores. 2. A combined flow model, *J. Soil Sci.*, 32, 15-29, 1981.
- BIVER, P., Etude phénoménologique et numérique de la propagation de polluants miscibles dans un milieu à porosité multiple, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 389p, 1993.
- BRAKENSIEK, D. L., RAWLS, W. J., LOGSDON, S. D., EDWARDS, W. M., Fractal description of macroporosity, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 56, 1721-1723, 1992.
- BROOKS, R. H., COREY, A. T., Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Paper 3*. Colorado State Univ., Fort Collins, CO, 1964.
- BURDINE, N. T., Relative permeability calculations from pore-size distribution data, *Petr. Trans., Am. Inst. Mining, Metall. Eng.*, 198, 71-77, 1953.
- CAMPBELL, G. S., A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data, *Soil Sci.*, 117(6), 311-314, 1974.
- CARABIN, G., DASSARGUES, A., Modeling groundwater with ocean and river interaction, *Water Resour. Res.*, 35(8), 2347-2358, 1999.
- CELIA, M. A., BOULOUTAS, E. T., ZARBA, R. L., A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation, *Water Resour. Res.*, 26(7), 1483-1496, 1990.
- CHEN, C., WAGENET, R. J., Simulation of water and chemicals in macropore soils. 1. Representation of the equivalent macropore influence and its effect on soilwater flow, *J. Hydrol.*, 130, 105-126, 1992a.
- CHEN, C., WAGENET, R. J., Simulation of water and chemicals in macropore soils. 2. Application of linear filter theory, *J. Hydrol.*, 130, 127-149, 1992b.
- CHEN, C., THOMAS, D. M., GREEN, R. E., WAGENET, R. J., Two-domain estimation of hydraulic properties in macropore soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 680-686, 1993.
- CHILDS, E. C., COLLIS-GEORGE, N., The permeability of porous materials, *Proc. Roy. Soc. London, Ser. A*, 201, 392-405, 1950.
- COOLEY, R. L., Some procedures for numerical solution of variably saturated flow problems, *Water Resour. Res.*, 19(5), 1271-1285, 1983.

- COOPER, J. D., GARDNER, C. M. K., MACKENZIE, N., Soil controls on recharge to aquifers, *J. Soil Sci.*, 41, 613-630, 1990.
- DARCY, H., Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Dalmont, Paris, 1856.
- DASSARGUES, A., Paramétrisation et simulation des réservoirs souterrains : discrétisation du domaine, préparation statistique des données, couplages et non linéarités des paramètres, Thèse de Doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 313p, 1991.
- D'HOLLANDER, E. H., Estimation of the pore size distribution from the moisture characteristic, *Water Resour. Res.*, 15(1), 107-112, 1979.
- DIERSCH, H.-J. G., PERROCHET, P., On the primary variable switching technique for simulating unsaturated-saturated flows, *Adv. Water Resour.*, 23, 271-301, 1999.
- DURNER, W., Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure, *Water Resour. Res.*, 30(2), 211-223, 1994.
- DYKHUIZEN, R. C., Transport of solutes through unsaturated fractured media, *Water Res.*, 21(12), 1531-1539, 1987.
- DYKHUIZEN, R. C., A new coupling term for dual-porosity models, *Water Resour. Res.*, 26(2), 351-356, 1990.
- FAYBISCHENKO, B. A., Hydraulic behavior of quasi-saturated soils in the presence of entrapped air: Laboratory experiments, *Water Resour. Res.*, 31(10), 2421-2435, 1995.
- FORSYTH, P. A., Comparison of the single-phase and two-phase numerical model formulation for saturated-unsaturated groundwater flow, *Comput. Meth. App. Mech. Eng.*, 69, 243-259, 1988.
- FORSYTH, P. A., A control volume finite element approach to NAPL groundwater contamination, *SIAM J. Sci. Stat. Comput.* 12(5), 1029-1057, 1991.
- FORSYTH, P. A., Three-dimensional modeling of steam flush for DNAPL site remediation, *Int. J. Num. Met. Fl.*, 19, 1055-1081, 1994.
- FORSYTH, P. A., WU, Y. S., PRUESS, K., Robust numerical methods for saturated-unsaturated flow with dry initial conditions in heterogeneous media, *Adv. Water Resour.*, 18, 25-38, 1995.
- FORSYTH, P. A., KROPINSKI, M. C., Monotonicity considerations for saturated-unsaturated subsurface flow, *SIAM J. Sci. Stat. Comput.* 18(5), 1328-1354, 1997.
- FREDLUNG, D. G., XING, A., Equations for the soil-water characteristic curve, *Can. Geotech. J.*, 31, 521-532, 1994.
- FREDLUNG, D. G., XING, A., HUANG, S., Predicting the permeability function from unsaturated soils using the soil-water characteristic curve, *Can. Geotech. J.*, 31, 533-546, 1994.
- GARDNER, C. M. K., COOPER, J. D., WELLINGS, S. R., BELL, J. P., HODNETT, M. G., BOYLE, S. A., HOWARD, M. J., Hydrology of the unsaturated zone of the chalk of south-east England, in: *Chalk*, Ed. Thomas Telford, London, 611-618, 1990.
- GARDNER, W. R., Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table, *Soil Sci.*, 85, 228-232, 1958.

- GERKE, H. H., VAN GENUCHTEN, M. TH., A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media, *Water Resour. Res.*, 29(2), 305-319, 1993a.
- GERKE, H. H., VAN GENUCHTEN, M. TH., Evaluation of a first-order water transfer term for variably saturated dual-porosity flow models, *Water Resour. Res.*, 29(4), 1225-1238, 1993b.
- GERMANN, P., BEVEN, K., Water flow in soil macropores. 1. An experimental approach, *J. Soil Sci.*, 32, 1-13, 1981a.
- GERMANN, P., BEVEN, K., Water flow in soil macropores. 3. A statistical approach, *J. Soil Sci.*, 32, 31-39, 1981b.
- GREEN, W. H., AMPT, G. A., Studies on soil physics. 1. The flow of air and water through soils, *J. Agric. Sci.*, 4, 1-24, 1911.
- GWO, J.-P., Multi-region flow and transport in subsurface media, Ph.D. thesis, Dpt of Civil and Environmental Engineering, Pennsylvania State University, 283p, 1992.
- GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., Modeling small-scale physical non-equilibrium and large-scale preferential fluid and solute transport in a structured soil, *Comput. Meth. in Water Resour. X*, ed. A. Peters et al., Kluwer Academic Press, Dordrecht, NL, 465-472, 1994.
- GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., A multiple-pore-region concept to modeling mass transfer in subsurface media, *J. Hydrol.*, 164, 217-237, 1995.
- GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., Using a multiregion model to study the effects of advective and diffusive mass transfer on local physical nonequilibrium and solute mobility in a structured soil, *Water Resour. Res.*, 32(3), 561-570, 1996.
- HALLET, V., Etude de la contamination de la nappe aquifère de Hesbaye par les nitrates : hydrogéologie, hydrochimie et modélisation mathématique des processus d'écoulement et de transport en milieu saturé, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences, 361p, 1999.
- HAVERKAMP, R., VAUCLIN, M., TOUMA, J., WIERENGA, P. J., VACHAUD, G., A comparison of numerical simulation models for one-dimensional infiltration, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, 285-294, 1977.
- HUYAKORN, P. S., THOMAS S. D., THOMPSON, B. M., Techniques for making finite elements competitive in modeling flow in variably saturated porous media, *Water Resour. Res.*, 20(8), 1099-1115, 1984.
- HUYAKORN, P. S., SPRINGER, E. P., GUVANASEN, V., WADSWORTH, T. D., A three dimensional finite element model for simulating water flow in variably saturated porous media, *Water Resour. Res.*, 22(13), 1790-1808, 1986.
- KALUARACHCHI, J. J., PARKER, J. C., Finite element analysis of water flow in variably saturated soil, *J. Hydrol.*, 90, 269-291, 1987.

- KALUARACHCHI, J. J., PARKER, J. C., An efficient finite element method for modeling multiphase flow, *Water Resour. Res.*, 25(1), 43-54, 1989.
- KENDALL, C., McDONNELL, J. J., Isotope tracers in catchment hydrology, Elsevier, Amsterdam, 839p, 1998.
- KOOL, J. B., PARKER, J. C., Development and evaluation of closed-form expressions for hysteretic soil hydraulic properties, *Water Resour. Res.*, 23(1), 105-114, 1987.
- KOSUGI, K., Three-parameter lognormal distribution model for soil water retention, *Water Resour. Res.*, 30(4), 891-901, 1994.
- LEHMANN, F., Hydrodynamique en milieux poreux hétérogènes non saturés : identification des paramètres par approche inverse, Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur Strasbourg, Institut de mécanique des fluides, 191p, 1996.
- LEIJ, F. J., RUSSELL, W. B., LESCH, S. M., Closed-form expression for water retention and conductivity data, *Ground Water*, 35(5), 848-858, 1997.
- LETNIEWSKI, F. W., FORSYTH, P. A., A control volume finite element method for three-dimensional NAPL groundwater contamination, *Int. J. Num. Met. Fl.*, 13, 955-970, 1991.
- LUXMOORE, R. J., Micro-, meso-, and macroporosity of soil, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, 671-672, 1981.
- MILLY, P. C. D., Advances in modeling of water in the unsaturated zone, *Transp. Porous Media*, 3, 491-514, 1988.
- MOREL-SEYTOUX, H. J., NIMMO, J. R., Soil water retention and maximum capillary drive from saturation to oven dryness, *Water Resour. Res.*, 35(7), 2031-2041, 1999.
- MUALEM, Y., A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, 12(3), 513-522, 1976.
- MUALEM, Y., DAGAN, G., Hydraulic conductivity of soils: unified approach to the statistical models, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 42, 392-395, 1978.
- MUALEM, Y., Hydraulic conductivity of unsaturated porous media: generalised macroscopic approach, *Water Resour. Res.*, 14(2), 325-334, 1978.
- MUALEM, Y., MILLER, E. E., A hysteresis model based on an explicit domain-dependence function, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 43, 1067-1073, 1979.
- MUALEM, Y., A modified dependent-domain theory of hysteresis, *Soil Sci.*, 137(5), 283-291, 1984.
- MUALEM, Y., Modeling the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, in : *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 15-36, 1992.
- NITAO, J. J., BEAR, J., Potentials and their role in transport in porous media, *Water Resour. Res.*, 32(2), 1996
- OTHMER, H., DIEKKRÜGER, B., KUTILEK, M., Bimodal porosity unsaturated hydraulic conductivity, *Soil Sci.*, 152(3), 139-150, 1991.

- PANICONI, C., ALDAMA, A. A., WOOD, E. F., Numerical evaluation of iterative and noniterative methods for the solution of the nonlinear Richards equation, *Water Resour. Res.*, 27(6), 1147-1163, 1991.
- PANICONI, C., PUTTI, M., A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems, *Water Resour. Res.*, 30(12), 3357-3374, 1994.
- PARISSOPOULOS, G. A., WHEATER, H. S., Effects of hysteresis on groundwater recharge from ephemeral flows, *Water Resour. Res.*, 28(11), 3055-3061, 1992.
- PERFECT, E., MCLAUGHLIN, N. B., KAY, B. D., TOPP, G. C., An improved fractal equation for the soil water retention curve, *Water Resour. Res.*, 32(2), 281-287, 1996.
- PETERS, R. R., KLAVETTER, E. A., A continuum model for water movement in an unsaturated fractured rock mass, *Water Resour. Res.*, 24(3), 416-430, 1988.
- PHILIPS, J. R., The theory of infiltration : 1. The infiltration equation and its solution, *Soil Sci.*, 83, 345-357, 1957a.
- PHILIPS, J. R., The theory of infiltration : 2. The profile of infinity, *Soil Sci.*, 83, 435-448, 1957b.
- POULOVASSILIS, A., CHILDS, E.C., The hysteresis of pore water domain : the non-independence of domains, *Soil Sci.*, 112(5), 301-312, 1971.
- PRUESS, K., WANG, J. S. Y., Numerical modeling of isothermal and nonisothermal flow in unsaturated fractured rock - a review, in: *Flow and transport through unsaturated fractured rocks*, *Geophys. Monogr. n°42*, AGU, 11-21, 1987.
- RATHFELDER, K., ABRIOLO, L. M., Mass conservative numerical solutions of the head-based Richards equation, *Water Resour. Res.*, 30(9), 2579-2586, 1994.
- RAWLS, W. J., BRAKENSIEK, D. L., LOGSDON, S. D., Predicting saturated hydraulic conductivity utilizing fractal principles, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 1193-1197, 1993.
- ROSS, P. J., SMETTEM, R. J., Describing soil hydraulic properties with sums of simple functions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 26-29, 1993.
- ROSSI, C., NIMMO, J. R., Modeling the water retention from saturation to oven dryness, *Water Resour. Res.*, 30(3), 701-708, 1994.
- SAAD, Y., Iterative methods for sparse linear systems, PWS Publishing Co., Boston, MA, 447p, 1996.
- ŠIMUNEK, J., HUANG, K., VAN GENUCHTEN, M. TH., The SWMS_3D code for simulating water flow and solute transport in three-dimensional variably-saturated media, Research report n°. 139, U.S. Salinity Laboratory, Riverside, CA, 155p, 1995.
- SMETTEM, K. R. J., KIRKBY, C., Measuring the hydraulic properties of a stable aggregated soil, *J. Hydrol.*, 117, 1-13, 1990.
- SMETTEM, K. R. J., CHITTLEBOROUGH, D. J., RICHARDS, B. G., LEANEY, F. W., The influence of macropores on runoff generation from a hillslope soil with a contrasting textural class, *J. Hydrol.* 122, 235-252, 1991.

- STAUFFER, F., FRANKE, H. J., DRACOS, Th., Hysteretic storativity concept for aquifer simulation, *Water Resour. Res.*, 28(9), 2307-2314, 1992.
- STEEFEL, C. I., YABUSAKI, S. B., Multicomponent reactive transport modelling, notes de cours de la formation donnée à Heriot-Watt University, Dpt of Petroleum Engineering, Edimbourg (Ecosse) du 8 au 10 janvier 1996.
- TERRIEN, R., Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, Ph.D. thesis, University of Waterloo, Dpt of Earth Sciences, 1992.
- TERRIEN, R., SUDICKY, E. A., Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, *J. Contam. Hydrol.*, 23, 1-44, 1996.
- TOPP, G.C., Soil-water hysteresis : the domain theory extended to pore interaction conditions, *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 35, 219-225, 1971.
- TYLER, S. W., WHEATCRAFT, S. W., Application of fractal mathematics to soil water retention estimation, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 53, 987-996, 1989.
- TYLER S. W., WHEATCRAFT, S. W., Fractal processes in soil water retention, *Water Resour. Res.*, 26(5), 1047-1054, 1990.
- UNGER, A. J. A., FORSYTH, P. A., SUDICKY, E. A., Variable spatial and temporal weighting schemes for use in multi-phase compositional problems, *Adv. Water Resour.*, 19(1), 1-27, 1996.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898, 1980.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., NIELSEN, D. R., On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils, *Annales Geophysicae*, 3(5), 615-628, 1985.
- VANDERKWAAK, J. E., FORSYTH, P. A., MACQUARRIE, K. T. B., SUDICKY, E. A., WatSolv sparse matrix iterative solver, User's guide for version 2.16, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 22p, 1997.
- VANDERKWAAK, J. E., Numerical simulation of flow and chemical transport in integrated surface-subsurface hydrologic systems, PhD Thesis, University of Waterloo, Department of Earth Sciences, 217p, 1999.
- WANG, J. S. Y., NARASIMHAN, T. N., Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium, *Water Resour. Res.*, 21(12), 1861-1874, 1985.
- WATSON, K. W., LUXMOORE, R. J., Estimating macroporosity in a forested watershed by use of a tension infiltrometer, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 50, 578-582, 1986.
- WILSON, G. V., LUXMOORE, R. J., Infiltration, macroporosity, and mesoporosity distributions on two forested watersheds, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 52, 329-335, 1988.
- WILSON, G. V., JARDINE, P. M., GWO, J. P., Modeling the hydraulic properties of a multiregion soil, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 56, 1731-1737, 1992.

YEH, G. T., Application of finite element methods to subsurface flows, Short course lecture notes, June 28-July 2, 1993, IGWMC, Delft, The Netherlands, 69p, 1993.

II DEUXIÈME PARTIE
PHÉNOMÉNOLOGIE ET MODÉLISATION
DU TRANSPORT ET DU PIÉGEAGE
TEMPORAIRE OU DÉFINITIF DES SOLUTÉS
EN MILIEU SOUTERRAIN

II.1 Généralités et définitions

II.1.1 Champ d'application de la recherche

Par **soluté**, on entend toute substance présente dans la phase aqueuse à une concentration inférieure à sa limite de solubilité dans l'eau. De ce fait, le produit est un des composants des phases présentes, sans constituer lui-même une phase à part entière. Cette restriction exclut du champ d'application de ce travail les mécanismes de transport multiphasique que l'on peut retrouver lors de pollutions par des hydrocarbures ou d'autres produits dont la limite de solubilité dans l'eau est très basse. Par contre, l'hypothèse n'exclut pas les hydrocarbures dissous et les produits tels que les métaux lourds. Ces derniers étant très peu solubles dans l'eau, ils précipitent rapidement ou réagissent chimiquement à la surface du solide constitué par le squelette poreux. Le cas échéant, cela peut éventuellement être représenté par un processus d'adsorption ou une dégradation, sans considérer le véritable processus chimique à l'origine de la réaction.

De plus, on fait l'hypothèse que le soluté est à une concentration suffisamment faible pour qu'aucune influence sur la masse volumique ou sur la viscosité de l'eau ne doive être prise en compte. Cette recherche s'inscrit plutôt dans la problématique générale liée à l'étude des zones de prévention de captages d'eau souterraine, basées sur la détermination de temps de transfert de polluants par essais de traçage. Afin de ne pas dépasser les limites de potabilité, de visibilité ou de gustativité, la quantité de traceur injecté est faible. On peut donc considérer que, dans la majorité des cas, l'hypothèse de **solution diluée idéale** (BIVER, 1993) est respectée. Quant aux polluants habituels tels que les nitrates, herbicides et pesticides, ils sont généralement présents dans les eaux souterraines à des concentrations suffisamment faibles (bien que pouvant être considérées comme critiques sur un plan toxicologique ou environnemental) pour respecter également l'hypothèse formulée.

Pour des produits tels que les hydrocarbures, il est clair que l'influence de la densité ou de la viscosité (DNAPL-LNAPL, ...), ajoutée au caractère éventuellement multiphasique de l'écoulement, peut être déterminante notamment en ce qui concerne l'optimisation des méthodes de remédiation (bioremédiation, lessivage, endiguement,...). Ces aspects ne seront pas abordés dans le cadre de ce travail.

II.1.2 Description des phases en présence

La modélisation des écoulements nous a amené à définir trois phases : la phase liquide, la phase solide et la phase gazeuse, cette dernière ayant un rôle limité à l'occupation d'une proportion plus ou moins variable de l'espace poreux.

Pour l'étude du transport des solutés, la nature et l'importance des différentes phases considérées sont un peu différentes. La phase principale étudiée reste bien sûr l'eau, vecteur principal

de la mobilité des polluants dissous en son sein. Toutefois, il sera fréquemment nécessaire de différencier conceptuellement deux types d'eau dans le domaine : une eau mobile véhiculant les polluants et une eau quasi immobile jouant un rôle primordial en matière de piégeage temporaire ou définitif des solutés.

La phase solide peut aussi jouer un rôle important si elle présente une affinité physico-chimique avec le soluté présent. Celui-ci peut alors s'y fixer de manière plus ou moins réversible, conduisant selon les cas à un piégeage ou à un retard de transit dans le milieu souterrain.

La phase gazeuse est considérée comme totalement inerte. Dans certains cas, cette hypothèse peut conduire à une évaluation peu précise du transport des polluants, notamment pour certains hydrocarbures susceptibles de se mouvoir sous forme gazeuse. Pour ce genre de produits, des approches plus élaborées, considérant par ailleurs la mobilité de la phase gazeuse (approches multiphasiques), sont nécessaires (ABRIOLA & PINDER, 1985 a et b, FAUST *et al.*, 1989, FORSYTH, 1994, UNGER *et al.*, 1995).

En résumé, on considérera dans cette étude un maximum de trois phases (eau mobile, eau immobile et solide) et 2 composants (l'eau et le produit constituant le soluté). La figure II.1.1 illustre le schéma retenu et indique les échanges à considérer, ainsi qu'une série de processus physiques et chimiques ayant cours au sein des différentes phases et sur lesquels on reviendra en détail par la suite.

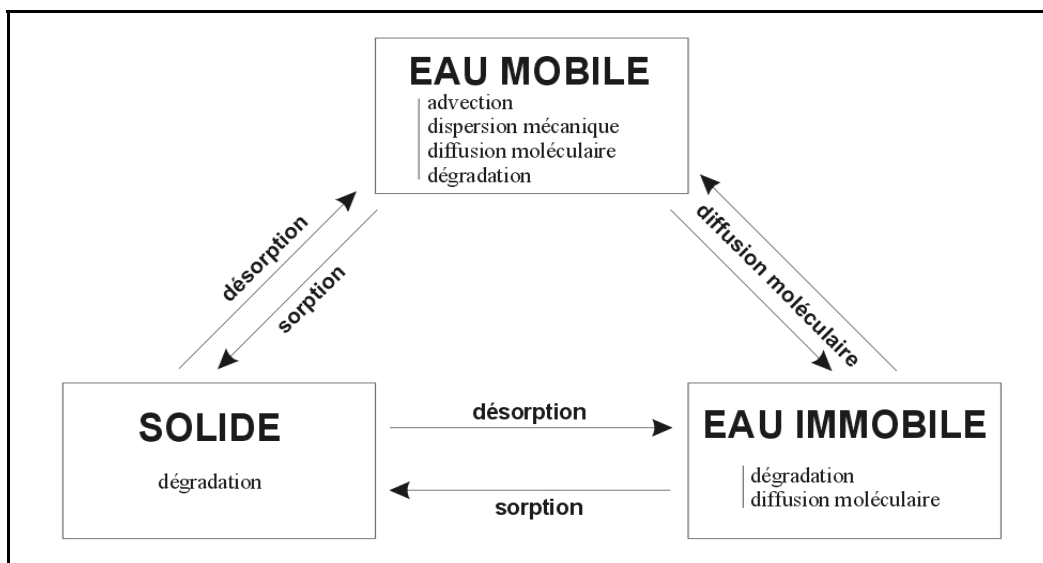


Figure II.1.1. Phases et processus considérés dans l'étude de la migration et du piégeage d'un soluté dans le milieu souterrain (adapté de BIVER, 1993)

II.1.3 Hypothèse d'équilibre local

Une substance dissoute dans l'eau souterraine est entraînée par l'eau mobile dans son mouvement. Dans un même temps, elle peut être piégée dans le milieu souterrain par stockage dans une des autres phases : sur les particules solides ou au sein de l'eau immobile. Si le temps moyen de

séjour de la substance dans le milieu souterrain est suffisamment long et si le processus de transfert entre les phases est réversible, un équilibre entre concentrations dans les différentes phases peut être atteint. Par contre, si l'entraînement du soluté par l'eau est trop rapide ou si le processus d'échange entre phases est irréversible, l'équilibre entre les phases n'a pas le temps de se réaliser.

Une compétition existe donc entre d'une part les mécanismes de migration, d'autre part les mécanismes de piégeage, donc entre les processus de mobilité intra- et inter- phases. Du rapport des « forces en présence » dépend fortement le comportement global du soluté au sein du milieu souterrain et la façon de conceptualiser ce comportement. Le résultat de cet effet combiné peut s'exprimer sous la forme d'une **hypothèse d'équilibre local** (RUBIN, 1983) relative à la répartition du soluté entre les phases en présence.

On verra que le respect de l'hypothèse d'équilibre local permet de réduire le nombre de phases et de composants à considérer explicitement dans les calculs. A contrario, les processus physiques ou chimiques qui ne respectent pas cette hypothèse font intervenir le temps dans leur conceptualisation mathématique et doivent être considérés explicitement dans le modèle.

II.1.4 Effets d'échelle et notion d'élément de volume représentatif

(E.V.R.)

Le milieu souterrain est caractérisé par une très forte hétérogénéité de sa composition et de ses propriétés, dont il n'est généralement pas possible de tenir compte jusqu'à un degré ultime de précision, surtout à l'échelle du terrain. Il est donc nécessaire de procéder à une certaine « moyennisation volumique » des propriétés. Les valeurs moyennes des propriétés et la conceptualisation des processus affectant la mobilité de l'eau et des solutés dépendent fortement de l'échelle à laquelle on étudie le milieu. L'unité de base de cette échelle est l'**élément de volume représentatif** ou **E.V.R.** (ex : DE MARSILY, 1986), volume sur lequel les propriétés sont définies et les équations déterministes établies sont valables. La taille de cet E.V.R. doit être suffisamment petite pour que les propriétés étudiées soient continues et puissent être représentées par les équations mathématiques établies et suffisamment grande pour que les propriétés puissent être définies expérimentalement.

II.1.5 Représentativité et sens physique des paramètres du modèle

Dans la suite, on s'attachera systématiquement à mettre en évidence l'importance des notions d'échelle et d'équilibre local sur la conceptualisation des phénomènes observés et la quantification des paramètres utilisés pour les représenter. Une série de problèmes conceptuels proviennent d'une inadéquation entre l'E.V.R. considéré au niveau du modèle d'écoulement et l'E.V.R. considéré au niveau du modèle de transport. L'utilisation d'un champ moyen de conductivité hydraulique sur l'E.V.R., en lieu et place du champ réel beaucoup plus hétérogène, a des conséquences très grandes,

notamment sur les mécanismes de dispersion (macrodispersion) mais aussi de piégeage des polluants dissous.

Il sera nécessaire d'envisager les paramètres intervenant dans les équations sous deux angles. D'un côté, ces paramètres ont un sens physique bien précis, de l'autre, il sera parfois nécessaire d'oublier quelque peu leur signification physique « pure » pour les considérer plutôt comme des paramètres mathématiques équivalents à l'échelle de l'E.V.R., nécessaires pour l'utilisation des mêmes concepts mathématiques en vue de représenter de façon simplifiée la réalité complexe du milieu.

Dans les chapitres qui suivent, les mécanismes de migration et de piégeage des solutés sont d'abord décrits physiquement. Ensuite, une synthèse des approches conceptuelles et mathématiques communément utilisées pour les représenter est fournie. Cette synthèse vise à dégager la formulation générale retenue pour la modélisation mathématique du transport, censée permettre de reproduire de façon précise, fiable et efficace d'un point de vue numérique, l'ensemble des phénomènes susceptibles d'être rencontrés dans la réalité.

II.2 Migration des solutés en milieu souterrain

Par **migration**, on entend le déplacement du soluté au sein du milieu souterrain. On décrira donc ici l'ensemble des mécanismes qui sont à l'origine de la mobilité du soluté dans la zone non saturée puis dans l'aquifère.

II.2.1 Advection

L'**advection** (ou convection) est le mécanisme simple d'entraînement du soluté avec l'eau en mouvement dans le milieu souterrain. On a vu que le flux de filtration de l'eau dans le milieu est donné par la relation de Darcy :

$$\underline{v}_D = -k_r(\theta)\underline{K}_S \cdot \underline{\nabla}(h(\theta) + z) \quad (1.15)$$

Cette relation exprime un flux moyen de filtration (\underline{v}_D) par unité de surface de milieu souterrain poreux. Cela suppose que l'ensemble de l'eau se déplace à une même vitesse et surtout que le milieu poreux est assimilé à un continuum. Dans la réalité, seule une partie du milieu est accessible à l'écoulement. Cette proportion est représentée par la porosité efficace (θ_m). La vitesse moyenne réelle d'écoulement est donc :

$$\underline{v} = \underline{v}_D / \theta_m \quad (2.1)$$

Cette vitesse moyenne de migration du soluté est aussi appelée **vitesse effective** ou **vitesse advective** (LT^{-1}).

Si le soluté est présent dans l'eau mobile à une concentration volumique C (ML^{-3}), le flux advectif de soluté ($ML^{-2}T^{-1}$) est donné par l'expression suivante :

$$\underline{f}_c = C\underline{v} = C\underline{v}_D / \theta_m \quad (2.2)$$

Afin d'évaluer de manière précise et fiable la composante advective du transport, la détermination de la porosité efficace θ_m sur l'E.V.R. concerné est primordiale. Considérer qu'elle est égale à la porosité totale peut conduire à une sous estimation de la vitesse effective du polluant. En effet, une part non négligeable de la porosité peut être occupée par de l'eau immobile (ou quasi immobile) qui réduit la section nette d'écoulement accessible au polluant. La porosité efficace θ_m doit donc être évaluée indépendamment de la porosité totale n . Il faut noter que, dans la zone non saturée, la porosité efficace est généralement fonction du degré de saturation en eau.

II.2.1.1 Porosité efficace d'E.V.R.

L'amplitude et, dans certains cas, le sens physique attribués à la porosité efficace sont conditionnés par la taille de l'E.V.R. considéré. Par exemple, dans un milieu fissuré, si l'on considère un E.V.R. de dimension similaire à la largeur des fissures, on obtiendra au sein de celles-ci une porosité très grande (et une perméabilité également très grande). Par contre, si l'on ne représente pas explicitement les fissures mais que l'on considère qu'elles sont implicitement intégrées dans les propriétés d'un E.V.R. de plus grande taille, la porosité efficace moyenne est beaucoup plus petite puisqu'elle représente la proportion de « vides » représentés par les fissures dans le volume total de roche présent au sein de cet E.V.R. La conductivité hydraulique d'ensemble est également plus faible car elle tient compte d'une part de la perméabilité des fissures, d'autre part de la perméabilité beaucoup plus faible des épontes rocheuses qui les encadrent (voir partie I).

Les deux approches fournissent finalement une vitesse d'advection semblable, la baisse de perméabilité de l'ensemble étant compensée par une diminution équivalente de la porosité efficace. HALLET (1999) a introduit la notion de **porosité efficace d'E.V.R.** (n_{EVR}) pour nommer la porosité efficace moyenne sur l'E.V.R. considéré en milieu fissuré.

De nombreux auteurs se sont intéressés au problème de paramétrisation équivalente des milieux fissurés par des approches continues. BERKOWITZ *et al.* (1988) évaluent les conditions sous lesquelles il est possible de modéliser par une approche continue le transport d'un contaminant dissous dans un milieu fracturé bi-dimensionnel. Des paramètres équivalents de transport déduits de cette analyse permettent de reproduire le comportement du soluté dans le milieu fissuré à l'aide de l'approche continue. DE MARCO (1998) évalue des paramètres équivalents pour représenter un milieu fissuré par une approche continue. Son étude s'applique aux écoulements unidimensionnels et aux écoulements radiaux divergents.

Ces problèmes d'utilisation de paramètres équivalents dans les modèles seront à nouveau évoqués par la suite. Cela ne concerne en effet pas uniquement la porosité efficace et les mécanismes d'advection.

II.2.2 Dispersion hydrodynamique

La **dispersion hydrodynamique** regroupe un ensemble de mécanismes qui produisent un étalement du soluté autour de la position advective moyenne. Les mécanismes responsables de cet étalement sont décrits ci-après.

II.2.2.1 Diffusion moléculaire

Si l'on introduit une substance soluble dans un solvant au repos, elle a tendance à s'étaler et se disperser jusqu'à uniformisation de sa concentration en tout point du solvant. La **diffusion**

moléculaire, provenant de l'agitation brownienne des molécules de soluté et de solvant, est à l'origine de ce processus d'étalement et d'atténuation des concentrations.

La diffusion moléculaire agit également dans l'eau souterraine, où son extension peut être en partie freinée par la présence du squelette poreux qui limite la distance sur laquelle elle peut agir. La diffusion moléculaire est indépendante de la vitesse d'écoulement dans le milieu souterrain. A ce titre, elle joue un rôle important dans les milieux faiblement perméables tels que les argiles.

Le processus de diffusion est habituellement représenté par une loi de Fick qui établit le lien entre le gradient de concentration (moteur du processus) et le flux de matière \underline{f}_m observé :

$$\underline{f}_m = -D_m \underline{\nabla} C \quad (2.3)$$

où $D_m = \tau d_m$, avec d_m (L^2T^{-1}) le coefficient de diffusion moléculaire du soluté au sein du solvant et τ le coefficient de résistance à la diffusion du milieu poreux ($\tau < 1$), D_m (L^2T^{-1}) étant le coefficient de diffusion au sein du milieu poreux.

II.2.2.2 Dispersion mécanique

La vitesse d'advection introduite au point (II.2.1) est une vitesse moyenne de déplacement du soluté avec l'eau, découlant de l'évaluation du flux de Darcy et de la porosité efficace θ_m . Dans la réalité, les vitesses d'écoulement varient d'un point à l'autre de l'E.V.R. Il en résulte un étalement progressif et plus ou moins important du « nuage » de soluté, selon le degré d'hétérogénéité du champ des vitesses.

Ce processus est appelé **dispersion mécanique**. Conventionnellement, on utilise également une loi fickienne pour représenter le flux de matière qui en résulte :

$$\underline{f}_d = -\underline{\underline{D}} \cdot \underline{\nabla} C \quad (2.4)$$

où :

- C est la concentration volumique dans l'eau mobile (ML^{-3}) ;

- $\underline{\underline{D}}$ est appelé tenseur de dispersion mécanique ou cinématique (L^2T^{-1}), qui peut s'exprimer de manière assez simple dans des axes de Frenet attachés au point d'observation :

$$\underline{\underline{D}}_f = \begin{bmatrix} \alpha_L \cdot |v|^m & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_T \cdot |v|^m & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_T \cdot |v|^m \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

avec :

- α_L la dispersivité longitudinale, exprimant l'étalement du soluté dans la direction moyenne de l'écoulement (L) ;
- α_T la dispersivité transversale, exprimant l'étalement du soluté dans des directions perpendiculaires à la direction moyenne de l'écoulement (L) ;
- \underline{v} est la vitesse d'advection du soluté ($L T^{-1}$), m étant un paramètre souvent fixé à 1 (relation linéaire entre la dispersion mécanique et la vitesse d'advection).

Le retour aux axes globaux de coordonnées se fait par un changement d'axes, via une transformation du type :

$$\underline{\underline{D}} = \underline{\underline{C}}^T \cdot \underline{\underline{D}}_f \cdot \underline{\underline{C}} \quad (2.6)$$

avec $\underline{\underline{C}}$ la matrice de projection exprimant le changement d'axes, entre les axes de Frenet et les axes fixes (x, y, z) .

Les termes de la matrice de dispersion $\underline{\underline{D}}$ peuvent être formulés comme suit :

$$D_{ij} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{v_i v_j}{|\underline{v}|} + \alpha_T |\underline{v}| \delta_{ij} \quad (2.7)$$

où,

- v_i est la composante suivant l'axe i du vecteur vitesse ;
- α_L et α_T sont les dispersivités longitudinale et transversale ;
- δ_{ij} est le symbole de Kronecker (=1 si $i = j$, 0 si $i \neq j$).

Souvent, partant du constat qu'à l'échelle macroscopique il n'est pas aisé de différencier les effets de la diffusion moléculaire des effets de la dispersion mécanique, on les regroupe dans une seule expression : la **dispersion hydrodynamique** ($L^2 T^{-1}$):

$$\begin{aligned} \underline{\underline{f}}_D &= \underline{\underline{f}}_m + \underline{\underline{f}}_d \\ &= -D_m \underline{\underline{I}} \cdot \underline{\underline{\nabla}} c - \underline{\underline{D}} \cdot \underline{\underline{\nabla}} c \\ &= -\underline{\underline{D}}_h \cdot \underline{\underline{\nabla}} c \end{aligned} \quad (2.8)$$

On a donc : $\underline{\underline{D}}_h = \underline{\underline{D}} + D_m \underline{\underline{I}}$ avec $\underline{\underline{I}}$ le tenseur unité

Selon que les vitesses d'écoulement sont faibles ou grandes, la dispersion mécanique sera plus ou moins importante par rapport à la diffusion moléculaire.

II.2.3 Microdispersion et macrodispersion

On peut conceptuellement faire la différence entre deux types de dispersion, agissant à des échelles et avec des amplitudes très différentes.

II.2.3.1 *Microdispersion*

La dispersion mécanique au sens propre résulte de l'ensemble des variations locales du vecteur vitesse (en amplitude et en direction), produisant un étalement à petite échelle (celle de quelques pores) du soluté dans le milieu poreux.

Les causes principales de la dispersion mécanique sont à chercher dans la tortuosité du réseau poreux, la variabilité des ouvertures de chenaux et la friction régnant au sein de l'eau en écoulement ou au contact du solide (fig.II.2.1). La tortuosité du milieu force le soluté à contourner les particules solides, entraînant des variations de direction et d'amplitude des vecteurs vitesse. La vitesse d'écoulement dans le milieu poreux est aussi fonction du diamètre moyen des pores. Si ceux-ci présentent une distribution hétérogène, les vitesses résultantes seront très variables. Enfin, la distribution des vecteurs vitesse n'est pas uniforme suivant la largeur des pores. La vitesse est maximale au centre du chenal et pratiquement nulle au contact avec le solide où la friction est importante. Au sein de fissures, la dispersion mécanique dépend principalement du régime d'écoulement, de l'ouverture des fissures et de la rugosité des épontes. Tous ces éléments permettent d'expliquer la dispersion observée à une échelle très locale. En référence à l'échelle à laquelle ces processus agissent, on parlera de **microdispersion** pour la dispersion mécanique, par opposition à la notion de macrodispersion dont il sera question par la suite.

La microdispersion est typiquement celle que l'on met en évidence par des essais d'injection de soluté dans des colonnes en laboratoire, fournissant des dispersivités de l'ordre du millimètre ou du centimètre. Etant caractéristique de la structure locale du milieu poreux (distribution des pores, ouvertures,...), la microdispersion peut être considérée comme une propriété intrinsèque du milieu.

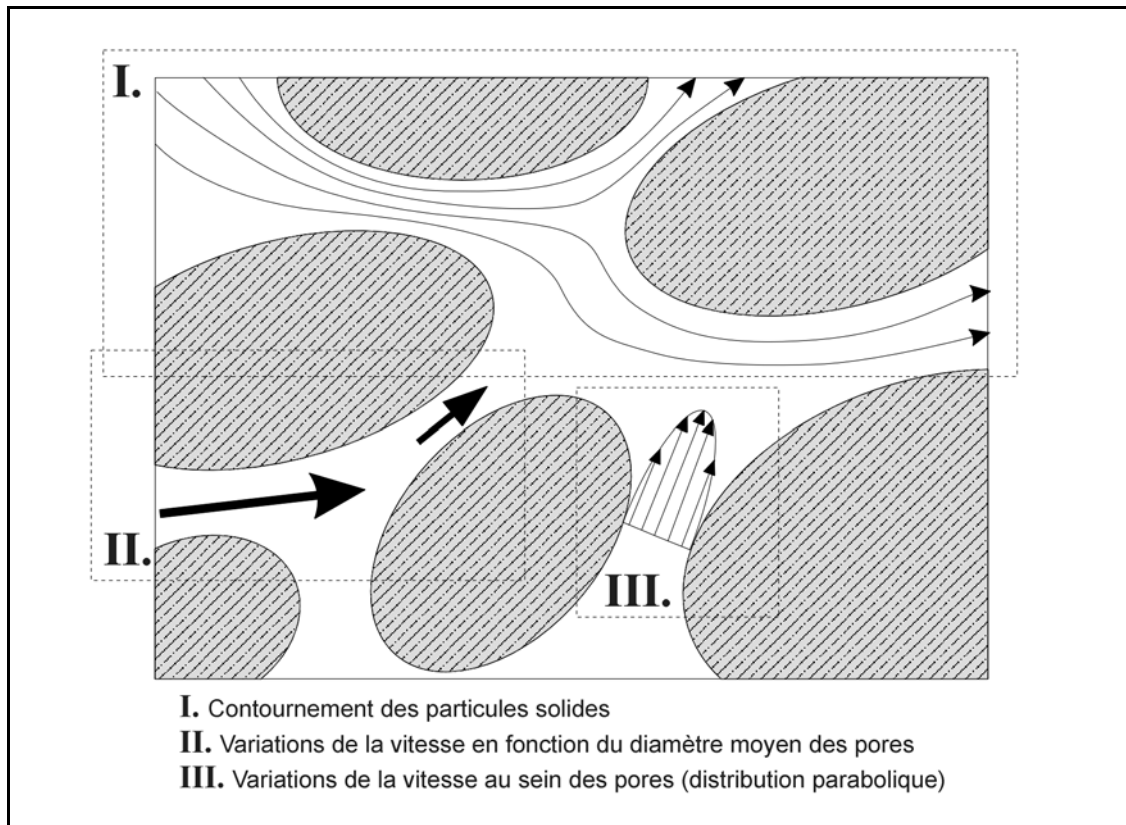


Figure II.2.1. Causes principales de la dispersion mécanique en milieu poreux

II.2.3.2 Macrodispersion

Quand on étudie le comportement d'un soluté « in situ », on constate de façon systématique que : (1) la dispersion hydrodynamique à considérer pour expliquer l'étalement est beaucoup plus grande qu'attendu en invoquant les mécanismes de microdispersion ; (2) la dispersivité augmente avec la distance parcourue par le polluant dans l'aquifère (effet d'échelle).

Pour expliquer ces phénomènes, il faut revenir au concept d'E.V.R. Dans la réalité, la dispersion à grande échelle, que l'on appellera par la suite **macrodispersion**, est le reflet de l'hétérogénéité du champ d'écoulement à une échelle inférieure ou égale à celle de l'E.V.R. Théoriquement, si l'on pouvait représenter avec beaucoup de détails le champ d'écoulement (donc le champ de conductivité hydraulique), il ne serait plus nécessaire de considérer une composante de macrodispersion. Expérimentalement, cela n'est pas facile. Habituellement, on utilise donc des valeurs moyennes, obtenues à l'échelle du terrain et on est obligé d'intégrer l'influence de l'hétérogénéité réelle du milieu dans la macrodispersion, paramètre qui globalise cet effet (*lumping parameter*).

Cette façon de voir permet de comprendre assez simplement (sans essayer ici de l'expliquer, ce n'est pas l'objet de ce travail) les effets d'échelle qui affectent la macrodispersion. Plus le trajet parcouru par le soluté dans l'eau souterraine est grand, plus les « chances » de rencontrer des

hétérogénéités caractérisées par des échelles spatiales différentes sont grandes, donc plus le soluté est affecté par un étalement se traduisant par une macrodispersion élevée.

La conséquence la plus immédiate est que la macrodispersion n'est pas une propriété intrinsèque du milieu souterrain. Elle ne dépend pas de l'endroit où le soluté se trouve dans le milieu, mais plutôt du cheminement qu'il y emprunte. Attribuer des valeurs élevées de dispersion dans un modèle mathématique doit donc être fait avec beaucoup de prudence et en sachant pertinemment qu'il ne s'agit que d'une vision tronquée de la réalité. DASSARGUES *et al.* (1996) discutent du problème de l'utilisation simultanée d'un champ de perméabilité hétérogène et de dispersivités élevées dans un même domaine, pour y expliquer le comportement d'un traceur.

Tous ces problèmes font actuellement l'objet de nombreuses recherches de pointe dont les principales directions sont: (1) la caractérisation et la génération de champs hétérogènes des propriétés du milieu souterrain, principalement du champ de perméabilités, à la base de tous les autres processus d'écoulement et de transport (DESBARATS & BACHU, 1994, JUSSEL *et al.*, 1994a, b, ABABOU *et al.*, 1989), (2) les méthodes d'upscaling ou de moyennisation des paramètres d'écoulement/transport (KING, 1989, NEUMANN, 1990, DURLOFSKY, 1991, 1992, DESBARATS, 1990a, 1992a, 1992b, 1994, SÁNCHEZ-VILA *et al.*, 1995, RENARD & DE MARSILY, 1997, GELHAR & AXNESS, 1983, DESBARATS, 1990b, DAGAN, 1994).

II.2.4 Equation de migration d'une substance miscible dans le milieu souterrain

Avant d'aborder les mécanismes de piégeage des solutés, il est utile de présenter la formulation mathématique générale de l'**équation de migration** d'une substance miscible dans le milieu souterrain sans, pour le moment, considérer les différents mécanismes de piégeage pouvant exister.

Le terme d'équation de transport sera réservé à la forme finale dans laquelle les contributions des effets de retard et de piégeage auront été intégrés.

II.2.4.1 Equations de mouvement et de bilan

Comme pour la modélisation des écoulements, le calcul du transport d'une substance miscible dans le milieu souterrain nécessite l'établissement d'une équation de mouvement pour chaque phase considérée et une équation de bilan pour chaque constituant au sein de chaque phase. Dans un premier temps, si on ne considère que la mobilité du soluté avec l'eau, sans aucun échange de soluté entre phases, seule la **phase aqueuse** nous intéresse, les deux constituants à suivre étant l'**eau** et le **soluté dissous** en son sein.

L'équation de mouvement appliquée à la « phase eau » a déjà été mentionnée au chapitre I.4 : c'est la relation de Darcy (1.15). On a également présenté l'équation de conservation de la masse d'eau en tant que constituant : c'est la relation généralisée de Richards (1.16). Il reste donc à établir l'équation de conservation du soluté présent dans l'eau. Celle-ci s'obtient en établissant le bilan de masse sur l'élément de volume représentatif considéré.

II.2.4.2 *Equation de conservation de la masse de soluté dans le milieu souterrain*

Cette équation exprime classiquement que la variation de masse en soluté dans le volume de référence considéré (la porosité efficace θ_m) est égale à la somme des flux échangés entre ce volume de référence et son environnement.

L'équation de base est :

$$\frac{\partial(\theta_m C)}{\partial t} = -\underline{\nabla} \cdot (\underline{v}_D C) + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + qC' + \sum_{k=1}^{N_{\text{éch}}} f_m^{\varphi_k} \quad (2.9)$$

Les différents termes qui composent cette équation ont été détaillés précédemment, à l'exception des deux derniers du membre de droite. Le terme qC' représente soit une source de soluté (à la concentration $C' = C_{in}$) associée à l'injection d'un débit d'eau $q > 0$, soit un terme puits (la concentration étant alors celle qui règne dans le domaine à l'emplacement du terme puits : $C' = C$) associé à l'extraction d'un débit d'eau $q < 0$. Le dernier terme de l'équation (2.9) est une expression générale, exprimant les flux massiques d'échange de soluté entre l'eau mobile (m) et les autres phases φ_k pouvant exister (solide, eau immobile,...), sur lesquels nous reviendrons ultérieurement.

II.2.4.3 *Forme conservative et forme advective de l'équation de transport*

L'équation (2.9) constitue la **forme conservative** de l'équation de transport. Dans la version originale du code SUFT3D, une forme légèrement modifiée de cette équation était utilisée et a été conservée.

La modification consiste à développer le terme advectif et, en faisant usage de l'équation de bilan en eau, de se défaire du terme exprimant directement la divergence de la vitesse. La forme obtenue est appelée **forme advective**. Elle présente certains avantages, notamment pour la modélisation de réactions chimiques (HUYAKORN *et al.*, 1985) ou pour l'utilisation de méthodes lagrangiennes de résolution du transport (YEH, 1990).

La forme advective de l'équation de transport s'obtient comme suit :

L'équation (2.9) peut être réécrite :

$$\frac{\partial(\theta_m C)}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C - C \underline{\nabla} \cdot \underline{v}_D + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q C' + \sum_{k=1}^{N_{éch}} f_m^{\varphi_k} \quad (2.10)$$

Dans cette équation, la divergence de la vitesse peut être reformulée en utilisant l'équation d'écoulement :

$$\underline{\nabla} \cdot \underline{v}_D = q - F \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.11)$$

avec $F = S_s + \frac{d\theta}{dh}$ le coefficient d'emménagement généralisé.

$$\frac{\partial(\theta_m C)}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q C' - C \left(q - F \frac{\partial h}{\partial t} \right) + \sum_{k=1}^{N_{éch}} f_m^{\varphi_k} \quad (2.12)$$

Si l'on développe le terme de dérivée temporelle, l'équation (2.12) peut être réécrite :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) + C \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) + \sum_{k=1}^{N_{éch}} f_m^{\varphi_k} \quad (2.13)$$

On verra par la suite que le calcul du champ de vitesses d'écoulement doit être réalisé avec prudence. On verra que le terme $F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t}$ doit également être traité avec prudence, selon que la porosité efficace est considérée comme une constante ou comme dépendant du degré de saturation en eau du milieu.

L'équation (2.13) est la forme de base utilisée dans la suite des développements, en y incorporant les contributions des processus de piégeage et de retard du soluté.

II.3 Processus de retard et de piégeage des solutés en milieu souterrain

Dans le même temps que le soluté se déplace dans le milieu souterrain par advection et s'y disperse de façon plus ou moins importante, il est soumis à une série de processus physiques et chimiques qui freinent son évolution de manière temporaire (**retard** ou **piégeage temporaire**) ou définitive (**piégeage définitif**). Une évaluation précise de la nature et de l'amplitude de ces processus est primordiale, tant sur le plan des mesures de prévention visant à protéger les eaux souterraines et surtout les points de prélèvement, que sur le plan des décisions à prendre en matière de remédiation des cas avérés de pollution.

L'objectif de ce chapitre est de présenter, sous un angle phénoménologique, les principaux processus à la base du retard et du piégeage des solutés dans le milieu souterrain. Au chapitre suivant, une synthèse des approches plus élaborées proposées dans la littérature visera à fournir les bases du développement d'un modèle mathématique et numérique permettant de représenter les principaux processus envisagés.

De manière générale, les principaux mécanismes concernés peuvent être classés en deux grandes familles : les **mécanismes chimiques de retard** et les **mécanismes physiques de retard**. Par la suite, l'influence de l'**hétérogénéité du milieu** sera abordée car son effet sur le retard et le piégeage des solutés peut s'apparenter fortement à un mécanisme physique de piégeage.

II.3.1 Mécanismes chimiques de retard

Les mécanismes chimiques de retard regroupent une série de processus d'interaction soluté - phase solide (sorption - désorption) (FETTER, 1999) :

- l'adsorption sur le solide : c'est la fixation du soluté à la surface du solide ;
- les échanges cationiques : c'est le remplacement de cations fixés par d'autres cations présentant une affinité électrique plus grande avec la surface du solide chargée négativement ;
- la chemisorption : le soluté est incorporé chimiquement au sédiment ;
- l'absorption : diffusion du soluté dans les micropores du solide (v. effet d'eau immobile).

Lors de ces interactions, le soluté se distribue entre les phases fluide et solide en présence (**partitionnement**). Si les concentrations adsorbée S_{eq} ($M.M^{-1}$) et dissoute C (ML^{-3}) atteignent un équilibre (fonction de la température), l'hypothèse d'équilibre local est vérifiée et un modèle

d'**isotherme d'adsorption à l'équilibre** peut être défini. Si le processus de sorption est trop lent vis-à-vis du transport de la substance dissoute, l'équilibre entre phases n'a pas le temps de s'établir et des **modèles de sorption cinétique** doivent être utilisés.

II.3.1.1 Modèles de sorption à l'équilibre

Ces modèles supposent que la réaction de liaison chimique entre le soluté et le solide dispose d'un temps suffisant pour atteindre l'équilibre, donc qu'elle ne dépend pas du temps. C'est le cas des réactions d'adsorption à cinétique très rapide ou encore quand l'écoulement est suffisamment lent pour permettre un contact local soluté - solide suffisamment long. Les principaux modèles de ce type sont présentés à la suite.

II.3.1.1.1 Isotherme de sorption linéaire

La concentration adsorbée S_{eq} est proportionnelle à la concentration dissoute C :

$$S_{eq} = K_d C \quad (2.14)$$

où,

$$K_d = \text{coefficient de distribution entre les phases (L}^3\text{M}^{-1}\text{)}$$

Ce modèle très simple présente quelques inconvénients importants : (1) il n'y a pas de limite dans la quantité pouvant être adsorbée, (2) des extrapolations en dehors du jeu de données expérimentales sont dangereuses.

II.3.1.1.2 Isotherme de Freundlich

Cette isotherme est définie par la relation suivante :

$$S_{eq} = K_d C^N \quad (2.15)$$

ou encore :

$$\log S_{eq} = \log K + N \log C \quad (2.16)$$

Ce modèle présente les mêmes limitations que le modèle linéaire.

II.3.1.1.3 Isotherme de Langmuir

Le principe de base de ce modèle est de supposer qu'il existe, à la surface du solide, un nombre limité de sites où la sorption est possible, donc que ce processus possède une capacité limite. Cela peut se représenter mathématiquement par une relation du type :

$$\frac{C}{S_{eq}} = \frac{1}{\alpha_{el} S_{mas}} + \frac{C}{S_{max}} \quad (2.17)$$

où,

α_{el} : constante de sorption liée à l'énergie de liaison (L^3M^{-1}) ;

S_{max} : quantité maximale de soluté pouvant être adsorbée (-).

II.3.1.2 Prise en compte des modèles de sorption à l'équilibre dans l'équation générale de transport

En toute rigueur, le solide constituant une phase à part entière, il est nécessaire d'écrire les équations de mouvement (trivialement nulle puisqu'on suppose le solide incompressible) et de conservation du soluté adsorbé (représenté par la variable S_{eq}). Toutefois, vu la relation directe existant dans les modèles de sorption à l'équilibre entre les variables C et S_{eq} , il est possible de réduire le formalisme à une équation qui ne comporte que la concentration C comme inconnue et qui considère l'effet de la sorption à l'équilibre implicitement, via un coefficient de retard (R).

L'équation de transport considérant un processus de sorption à l'équilibre peut s'écrire :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \rho_b \frac{\partial S_{eq}}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) + q(C' - C) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \quad (2.18)$$

Si, dans cette équation, on substitue S_{eq} par l'expression de l'isotherme de sorption à l'équilibre considérée, on peut se ramener à une forme plus compacte :

$$\theta_m R \frac{\partial C}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) + q(C' - C) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \quad (2.19)$$

La formulation du coefficient de retard R est fonction du modèle de sorption considéré.

Pour l'isotherme de sorption linéaire :

$$R_{lin} = 1 + \frac{\rho_b}{\theta_m} K_d \quad (2.20)$$

Pour le modèle de sorption de Freundlich :

$$R_{Fr} = 1 + \frac{\rho_b K_d N C^{N-1}}{\theta_m} \quad (2.21)$$

Pour le modèle de sorption de Langmuir :

$$R_{La} = 1 + \frac{\rho_b}{\theta_m} \left(\frac{\alpha \beta}{(1 + \alpha C)^2} \right) \quad (2.22)$$

En l'absence de processus de sorption à l'équilibre, le coefficient R est égal à 1. L'occurrence d'un processus de retard se marque par un coefficient R supérieur à l'unité. Il faut noter que les expressions des coefficients de retard relatifs aux isothermes de Freundlich ou de Langmuir font intervenir explicitement la concentration C , conférant de la sorte un caractère non linéaire à l'équation de transport.

II.3.1.3 Modèles de sorption cinétique

Si l'écoulement est rapide ou si la réaction de fixation du soluté à la surface du solide est lente, le degré d'échange atteint par la réaction est fonction du temps. Les modèles qui en découlent sont généralement les pendant des modèles d'équilibre présentés précédemment.

Conceptuellement, la principale différence avec les modèles d'équilibre est la dépendance temporelle qui y apparaît.

II.3.1.3.1 Adsorption irréversible

C'est le modèle le plus simple. Il n'y a pas à proprement parler d'effet de retard, mais une atténuation des concentrations au cours du temps. La fixation irréversible du soluté étant assimilable à une disparition, il s'agit d'un modèle de dégradation. Il faut noter que, dans la réalité, l'adsorption irréversible d'un soluté s'accompagne généralement de la libération d'un autre soluté.

Dans la plupart des cas, si on poussait le modèle plus loin, on pourrait considérer qu'il s'agit d'un problème de réaction chimique plutôt que d'un problème d'adsorption. Tant que l'on ne s'intéresse qu'au comportement d'un composant chimique, on peut ignorer les produits provenant de la réaction de fixation et assimiler l'adsorption irréversible à une dégradation.

Ce modèle est défini par la relation suivante :

$$\frac{\partial S_{cin}}{\partial t} = k_{deg} C \quad (2.23a)$$

où,

k_{deg} : constante de décroissance de 1^{er} ordre ($L^3M^{-1}T^{-1}$)

II.3.1.3.2 Dégradation biologique ou radioactive

S'il ne s'agit pas fondamentalement de réactions chimiques, les processus de dégradation biologique (activité microbienne,...) ou radioactive sont présentés ici vu leur grande similitude, tant sur le plan conceptuel que sur le plan des conséquences, avec l'adsorption irréversible. Dans tous ces cas, on considère implicitement qu'une partie du soluté disparaît du système et n'est plus considérée dans la suite des calculs.

Lors de sa dégradation, le soluté se transforme en fait en d'autres produits. Par exemple, le processus de dégradation radioactive conduit à la transformation d'un atome instable en une chaîne d'atomes plus légers accompagnés de l'émission de rayonnement dont la nature dépend du type de réaction. A nouveau, le processus de dégradation n'est qu'une vision simplifiée d'un processus réactionnel mettant en jeu plusieurs composants chimiques. Si l'on ne s'intéresse qu'au produit « mère », l'hypothèse est acceptable, mais en toute rigueur, il faudrait envisager le processus réactionnel complet et l'ensemble des composants de la réaction.

Les processus de dégradation sont représentés mathématiquement par une équation tout à fait semblable à l'adsorption irréversible (décroissance exponentielle de la concentration en fonction du temps).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\lambda C \quad (2.23b)$$

où,

λ : constante de dégradation de 1^{er} ordre (T⁻¹)

II.3.1.3.3 Modèle de sorption cinétique linéaire réversible

Ce modèle suppose que les processus de sorption-désorption se produisent avec des cinétiques différentes, chacune caractérisée par une constante propre.

$$\frac{\partial S_{cin}}{\partial t} = k_{ads} C - k_{dés} S_{cin} \quad (2.24)$$

où,

- k_{ads} : constante de sorption de 1^{er} ordre (L³M⁻¹T⁻¹) ;

- $k_{dés}$: constante de désorption de 1^{er} ordre (T⁻¹).

L'équation (2.24) peut être écrite sous une forme un peu différente mais équivalente (NIELSEN *et al.*, 1986) :

$$\frac{\partial S_{cin}}{\partial t} = \gamma(k_{eq} C - S_{cin}) \quad (2.25)$$

où,

γ : coefficient de 1^{er} ordre (T⁻¹);

k_{eq} : équivalent du coefficient K_d du modèle linéaire de sorption à l'équilibre (L³M⁻¹).

Ce modèle est l'équivalent cinétique du modèle linéaire de sorption à l'équilibre, vers lequel il tend d'ailleurs (quand $\frac{\partial S_{cin}}{\partial t} \rightarrow 0$).

II.3.1.3.4 Modèle de sorption cinétique réversible non linéaire

Ce modèle est décrit par l'équation suivante :

$$\frac{\partial S}{\partial t} = k_{ads} C^N - k_{dés} S_{cin} \quad (2.26)$$

où,

k_{ads} : constante de sorption ;

$k_{dés}$: constante de désorption (T^{-1}) ;

N : constante de non linéarité de la sorption.

Ce modèle suppose donc que la sorption est non linéaire et la désorption linéaire.

II.3.1.3.5 Modèle d'adsorption bilinéaire

Il s'agit de la version cinétique du modèle de Langmuir, caractérisée par la relation suivante :

$$\frac{\partial S_{cin}}{\partial t} = k_{ads} C(\beta - S_{cin}) - k_{dés} S_{cin} \quad (2.27)$$

De nombreux modèles similaires, comportant des combinaisons variées de modèles plus simples peuvent être développés. Le plus souvent, la difficulté réside dans l'applicabilité de ces modèles et dans la détermination des constantes qui sont spécifiques tant aux produits considérés, qu'au contexte géologique.

II.3.1.4 **Prise en compte des modèles de sorption cinétique dans l'équation générale de transport**

La dépendance temporelle introduite par l'effet cinétique rend la prise en compte des modèles de sorption cinétique plus ardue. Il est nécessaire de considérer explicitement le solide comme une phase à part entière et d'établir une équation de bilan pour le soluté adsorbé sur le solide. Les équations (2.25, 2.26, 2.27) utilisées pour présenter les principaux modèles de sorption cinétique retenus constituent en fait les équations de bilan du soluté adsorbé sur le solide.

Dans l'équation de transport, on ajoute un terme de transfert correspondant au signe près à chacun des membres de droite des équations détaillées ci-dessus. Par la suite, on reviendra plus en détail sur la prise en compte des processus cinétiques dans l'équation de transport (cf. chapitre II.5).

II.3.2 Mécanismes physiques de retard – effets d'eau immobile

Dans le milieu souterrain, la porosité réellement accessible à l'eau (porosité totale, n) est généralement très différente de la porosité efficace θ_m accessible à l'écoulement (fig. II.3.1). Une partie de la phase fluide ne participe pas à l'écoulement. Ce fluide peut se trouver isolé dans des pores fermés ou des fissures fermées ou inactives (porosité n_c), auquel cas il ne participe pas non plus au transport ou au piégeage des solutés. Une part de l'eau immobile, occupant une proportion θ_{im} du volume poreux ($\theta_{im} = n - \theta_m - n_c$) est par contre en contact direct avec l'eau mobile avec laquelle elle peut échanger du soluté, via un processus de diffusion.

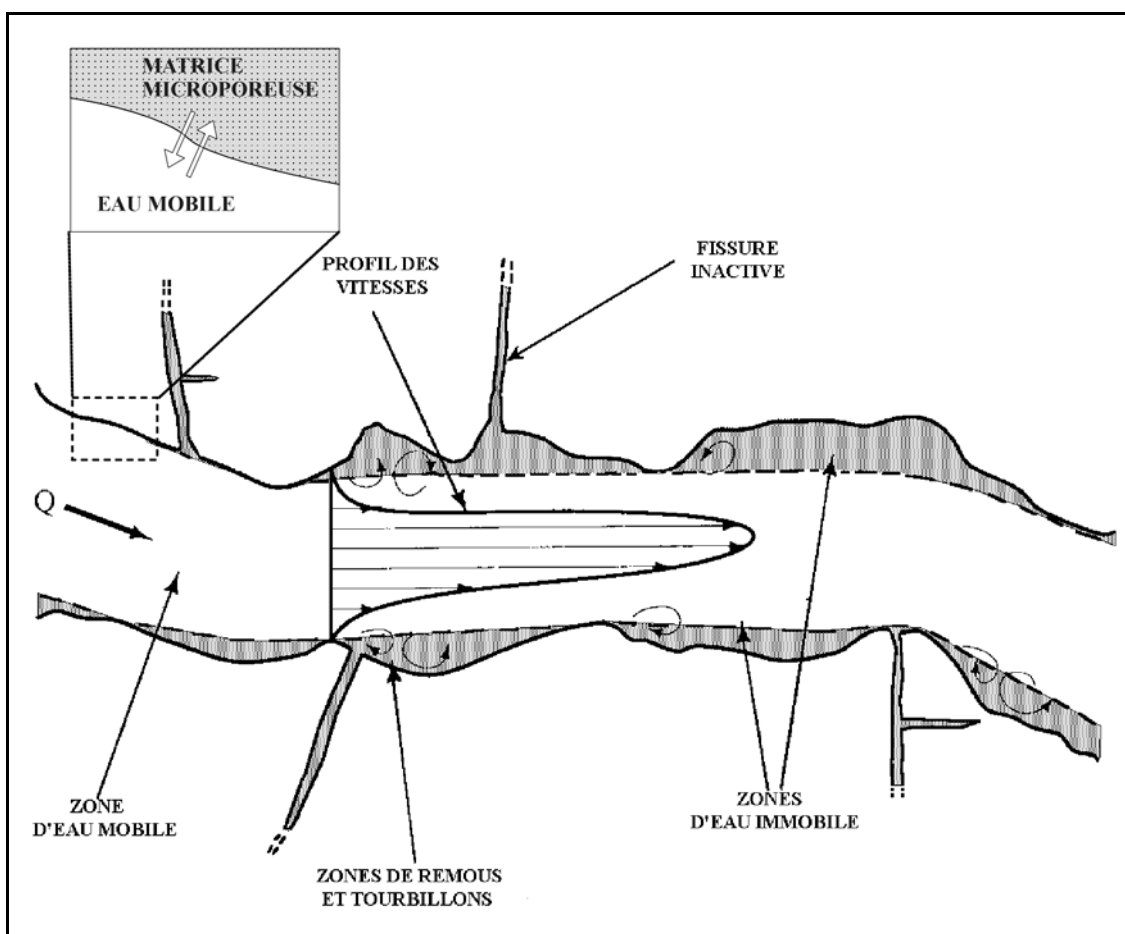


Figure II.3.1. Mobilité de l'eau et effets sur le transport des solutés
(adapté de HALLET, 1999)

Au départ, les **effets d'eau immobile** ont été introduits suite à l'échec du modèle traditionnel d'advection - dispersion (appelé modèle AD par la suite) pour la simulation du transport dans des milieux hétérogènes (COATS & SMITH, 1964, VAN GENUCHTEN & WIERENGA, 1976, 1977, VAN GENUCHTEN *et al.*, 1977, SKOPP & GARDNER, 1981, 1992).

Lors d'expérimentations, l'effet d'eau immobile se marque principalement par des temps de transfert plus courts, des queues de restitution plus longues et une atténuation d'ensemble des concentrations. Le premier effet découle du fait que le soluté n'a pas accès à l'entièreté de la porosité pour migrer dans le milieu souterrain mais seulement à une partie de celle-ci (porosité efficace) ; les deux autres proviennent du stockage temporaire du soluté dans l'eau immobile.

GERKE & VAN GENUCHTEN (1993a) présentent une synthèse des milieux concernés par les effets d'eau immobile, fréquemment appelés milieux structurés :

- les **milieux fissurés** où l'eau immobile est présente dans la matrice poreuse ou dans des fissures inactives et l'eau mobile s'écoule au sein des fissures actives ;
- les **milieux à agrégats**, où l'eau immobile est présente dans les agrégats (zones moins perméables contenues dans le sol) et l'eau mobile s'écoule au sein des macropores, entre les agrégats.

SKOPP & WARRICK (1974) et NKEDI-KIZZA *et al.* (1983) intègrent dans l'eau immobile, l'eau pelliculaire entourant les particules de sol.

Pour modéliser de tels effets, deux phases doivent être considérées : une pour l'eau mobile, dans laquelle l'ensemble des mécanismes de transport peuvent agir (advection, dispersion hydrodynamique, diffusion moléculaire,...) et une pour l'eau immobile, dans laquelle on suppose généralement que la diffusion moléculaire est le seul mécanisme régissant le déplacement d'une substance dissoute dans l'eau. Une équation de bilan doit être établie pour chacune de ces phases.

Les concentrations dans l'eau mobile et dans l'eau immobile sont reliées par une équation de transfert. Diverses approches proposées dans la littérature sont répertoriées ci-dessous.

II.3.2.1 Principaux modèles de couplage entre eau mobile et eau immobile

II.3.2.1.1 Modèle eau mobile - eau immobile avec coefficient de transfert du premier ordre

Le taux de transfert f_m^{im} entre phases est proportionnel à la différence de concentration régnant entre les phases.

$$f_m^{im} = \alpha(C_m - C_{im}) \quad (2.28)$$

où,

- C_m et C_{im} sont les concentrations volumiques respectivement dans l'eau mobile (m) et dans l'eau immobile (im) (ML^{-3}) ;
- α est le coefficient de transfert de premier ordre entre eau mobile et eau immobile (T^{-1}).

Un coefficient de transfert α relie le taux de transfert de masse à la différence de concentration entre les phases. Il dépend du coefficient de diffusion moléculaire de la substance dissoute dans le milieu étudié, d'une longueur caractéristique sur laquelle la différence de concentration est évaluée et de la section nette à travers laquelle le processus de diffusion vers l'eau immobile a lieu (COATS & SMITH, 1964). Différents auteurs ont proposé des expressions semi-empiriques pour ce coefficient (RAO *et al.*, 1980 a et b,...).

GAUDET *et al.* (1977) appliquent ce concept au transfert de CaCl_2 au travers d'une colonne de sable non saturé. VAN GENUCHTEN & WIERENGA (1976a) développent des solutions analytiques en incluant deux types de sites d'adsorption : une partie des sites directement en contact avec le liquide en écoulement, l'autre partie pour laquelle la sorption est freinée par la lenteur du processus de diffusion vers les sites d'adsorption. Ils réalisent une étude de sensibilité sur différents paramètres tels que la fraction de fluide ou de sites d'adsorption contenus dans l'eau immobile, le coefficient de transfert entre phases, le coefficient de dispersion ou le coefficient d'adsorption. Dans deux articles ultérieurs, VAN GENUCHTEN & WIERENGA (1977) et VAN GENUCHTEN *et al.* (1977) appliquent ce modèle à deux expériences réalisées respectivement avec du tritium (non-sorptif) et du 2,4,5-T (acide 2,4,5-trichlorophenoxyacétique, sorptif). BIVER (1993) et HALLET (1999) ont utilisé le concept d'eau immobile pour modéliser un milieu crayeux à double porosité.

II.3.2.1.2 Modèles de diffusion

Les modèles de diffusion essaient de mieux intégrer la physique des phénomènes en représentant explicitement le processus de diffusion à la base de l'échange de soluté entre l'eau mobile et l'eau immobile. Le milieu est toujours caractérisé par une double porosité. Les zones d'eau mobile sont représentées par la porosité entre 'grains' constituant le terrain (macroporosité) et les zones d'eau immobile par la porosité dans les grains (microporosité). Pour les zones d'eau immobile, la géométrie est simplifiée (sphères, cubes,...). Au sein de ces grains, une loi purement diffusive (formulation sphérique de la loi de Fick) est appliquée, avec une condition de continuité à l'interface grain - eau mobile.

Pour des sphères, on obtient:

$$\left(1 + \frac{\rho_b K_d}{\theta_{im}}\right) \frac{\partial C_a}{\partial t} = D_a \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial r} \left(r^2 \frac{\partial C_a}{\partial r} \right) \quad (2.29)$$

où,

- r la coordonnée locale dans la sphère microporeuse de rayon a (L) ;
- C_a la concentration locale dans l'eau stagnante (ML^{-3}) ;
- D_a la diffusion moléculaire effective dans la sphère microporeuse (LT^{-2}) .

La concentration dans l'eau immobile est assimilée à la concentration moyenne dans la sphère

$$\text{microporeuse (ML}^{-3}\text{)} : C_{im} = \frac{3}{r^3} \int_0^a C_a(x, r, t) r^2 dr .$$

Une condition limite de type Dirichlet (concentration imposée, v. chapitre II.7) assure la continuité des concentrations à l'interface entre la sphère microporeuse et l'eau mobile (en $r = a$) :

$$C_m(x, t) = C_a(x, a, t) .$$

RAO *et al.* (1980 a et b) utilisent ce modèle pour calculer la diffusion de deux traceurs non sorptifs (eau tritiée $^3\text{H}_2\text{O}$ et Cl^-) hors de sphères poreuses initialement saturées en traceur et plongées dans un fluide saturé en CaCl_2 où la concentration initiale en traceur est nulle. La comparaison des résultats du modèle de diffusion et du modèle de premier ordre leur permet de tirer des conclusions qualitatives et quantitatives sur l'évaluation du coefficient de transfert α et sur l'influence de divers paramètres comme la dimension des sphères (agrégats). Le désavantage du modèle de diffusion est qu'il faut connaître de façon très détaillée la structure du milieu poreux (BRUSSEAU *et al.*, 1989), plus particulièrement la géométrie des éléments microporeux. Toutefois, RAO *et al.* (1982) utilisent avec succès le modèle de diffusion pour évaluer la diffusion de Br^- et Cl^- hors d'agrégats sphériques et cubiques en assimilant leur géométrie à des sphères, moyennant l'utilisation d'un rayon de sphère équivalent. Ces mêmes résultats montrent, qu'en conditions hydrostatiques, le modèle de diffusion est plus précis que le modèle de premier ordre. Toutefois, si un écoulement existe, le modèle de premier ordre fournit en général de très bons résultats.

Certains auteurs (THOMA *et al.*, 1992, MOENCH, 1995) intègrent dans le modèle de diffusion un ou plusieurs paramètres prenant en compte l'altération des épontes des fissures. Cette altération (physique ou chimique) tend à freiner le processus de diffusion depuis l'eau mobile vers l'eau immobile contenue dans la matrice poreuse.

NKEDI-KIZZA *et al.* (1982) essaient de mesurer de façon indépendante les différents paramètres intervenant dans le modèle de diffusion. Ceci soulève un problème majeur : la difficulté de réaliser des expérimentations indépendantes pour l'acquisition des paramètres et donc la question de l'unicité des jeux de paramètres déterminés.

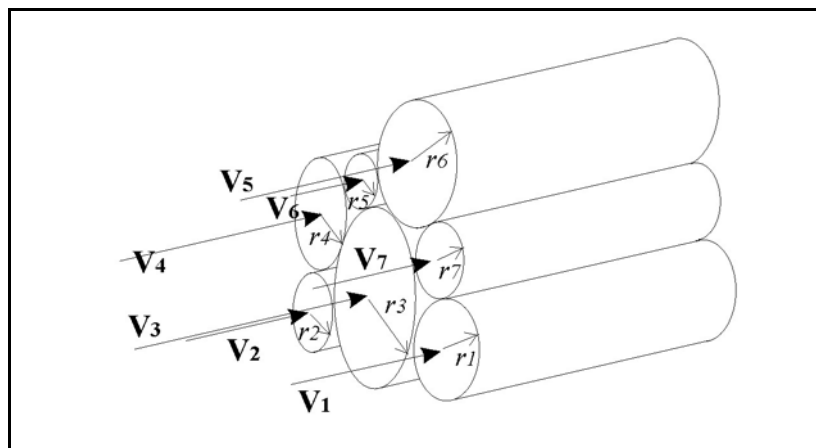
VAN GENUCHTEN & DALTON (1986) synthétisent les modèles de diffusion développés dans des cas où la phase immobile peut être représentée par une géométrie simple (sphères, cubes,...). Ils tentent d'établir dans chaque cas la fonctionnalité d'un coefficient correcteur de forme permettant de revenir à un modèle équivalent de diffusion dans des sphères. Ils font ensuite une comparaison entre le modèle de diffusion et le modèle de premier ordre. Cette comparaison montre que le modèle de premier ordre est une bonne approximation du modèle de diffusion.

II.3.2.1.3 Prise en compte de l'effet d'eau immobile via un terme de dispersion modifié

Une troisième approche est proposée par PASSIOURA (1971) et PASSIOURA & ROSE (1971). L'effet d'eau immobile est inclus dans un terme dispersif modifié (*lumped approach*). BRUSSEAU (1993) étudie l'influence de différents paramètres (dimension des molécules de soluté, vitesse dans les pores, microporosité, ...) sur la dispersion et le transport dans le sol. Il fournit une expression généralisée de la dispersion intégrant diverses contributions (diffusion axiale, dispersion hydrodynamique, diffusion de film et diffusion vers la microporosité). Il en déduit une dispersivité apparente qui est celle que l'on détermine réellement lors d'expérimentations. Cette expression n'intègre pas les effets de macrodispersion dus à l'hétérogénéité du milieu. Son utilité reste donc confinée à l'interprétation d'essai sur des échantillons de taille réduite.

II.3.2.1.4 Les modèles de tubes capillaires (*capillary bundle models*)

Il s'agit d'une approche assez séduisante par la simplicité du concept et des conséquences pratiques que cela induit. Elle consiste à considérer le milieu poreux comme étant constitué d'une série de « tubes » de diamètres variables, caractérisés par des vitesses d'écoulement variables (fig. I.3.2). Aucune interaction entre les différents tubes capillaires n'est supposée. Ce genre d'approche est également utilisé dans l'étude des écoulements non saturés. TORIDE *et al.* (1995) proposent des solutions analytiques utilisables pour interpréter des déplacements de solutés dans les sols (à échelle locale).



**Figure II.3.2. Illustration du modèle de tubes capillaires
(adapté de TORIDE *et al.*, 1995)**

RAO *et al.* (1976) appliquent ce concept à un sol à agrégats. Au lieu d'utiliser une seule vitesse moyenne de pores, ils utilisent une distribution de vitesses basée sur un modèle de tubes capillaires, lui-même déduit de la courbe caractéristique $h(\theta)$ du sol. Les résultats ne sont pas très concluants, ce qui confirme la nécessité de prendre en compte une interaction entre les différents tubes capillaires.

Certains modèles plus élaborés (modèles multirégionaux), présentés au chapitre suivant, solutionnent partiellement ce problème.

II.4 Modèles conceptuels plus élaborés de rétention et de piégeage des solutés - Milieux hétérogènes

Après être revenu sur la notion d'équilibre local et avoir introduit les notions de transport idéal et non idéal, une synthèse d'approches plus élaborées visant à représenter le retard et le piégeage des solutés en milieu souterrain est proposée. La plupart des approches dont il sera question considèrent simultanément des processus chimiques et physiques de piégeage des solutés. Ces modèles sont présentés selon un degré croissant de complexité, en insistant sur leurs avantages et inconvénients respectifs.

Ensuite, le problème de l'influence de l'hétérogénéité est abordé avant de décrire, à la lumière des informations synthétisées, le modèle conceptuel général finalement considéré dans cette recherche.

II.4.1 Hypothèse d'équilibre local et notion de transport idéal

L'hypothèse d'équilibre local a été introduite au point II.3.1. Vu les conséquences qu'elle induit dans la définition du modèle conceptuel de transport, il est intéressant de s'y attarder un peu, conjointement à la notion de transport idéal.

Des mécanismes de piégeage tels que les effets d'eau immobile ou l'adsorption cinétique sont des processus de non équilibre. Dans le cas des effets d'eau immobile, le déséquilibre naît du fait que la vitesse de migration du soluté vers l'eau immobile est limitée par le processus de diffusion. Lorsque celui-ci est lent par rapport à l'advection, les concentrations dans les phases mobile et immobile ne peuvent pas s'équilibrer. Les processus chimiques de non équilibre résultent d'une limitation de la vitesse de réaction entre le soluté et les sites d'adsorption.

Des nombres adimensionnels sont fréquemment utilisés pour quantifier le degré de déséquilibre atteint par le système étudié (VALOCCHI, 1985 et 1986, PARKER & VALOCCHI, 1986, BAHR & RUBIN, 1987). Ils permettent par exemple de comparer la vitesse d'advection à la vitesse de transfert entre phases et portent fréquemment le nom de **nombres de Damkohler**. La notion d'équilibre local joue également un rôle important pour la modélisation du transport de multicomposants réactifs. Ici, ce sont les vitesses de réaction chimique qui sont comparées à la vitesse d'écoulement afin de voir le type d'équations à utiliser. Généralement, l'équation de bilan de masse est reformulée de manière à mettre en évidence les termes responsables du déséquilibre (équation hors équilibre = équation à l'équilibre + terme supplémentaire). L'étude de ce terme supplémentaire permet de définir un critère d'application de la formulation à l'équilibre.

Cependant, on n'observe pas toujours les effets cinétiques et le déséquilibre qui en résulte. Si le temps de résidence ou la distance de parcours du soluté dans l'aquifère sont réduits, les

mécanismes de piégeage ne disposent pas d'un temps de « contact » suffisant pour se développer. On peut assimiler ce comportement à un court-circuit. A l'opposé, si le temps de transfert est grand ou la distance de parcours longue, un équilibre entre les processus de migration et de piégeage peut s'établir.

Dans ces deux cas extrêmes, il est possible d'utiliser le modèle d'advection - dispersion classique pour reproduire la migration du soluté dans l'aquifère. Sur courte distance, les paramètres hydrodispersifs obtenus sont représentatifs d'une zone moins étendue de l'aquifère et, généralement, de la portion la plus perméable du cheminement parcouru. Sur grande distance, ils sont caractéristiques du comportement d'ensemble de l'aquifère. Dans ce cas, la macrodispersion intègre tant l'effet dispersif dû aux variations de vitesses que l'effet de retard résultant du passage du soluté dans les horizons les moins perméables. Plusieurs auteurs (BRUSSEAU, 1994,...) parlent dans ce cas de **transport idéal**. A l'opposé, lorsque le modèle d'advection - dispersion traditionnel est pris en défaut et qu'une composante cinétique doit être considérée pour représenter de manière précise le comportement du soluté, on parle de **transport non idéal**.

Transports idéaux et non idéaux se différencient aussi par la dépendance temporelle du coefficient de retard (R) dans le cas non idéal. Ce coefficient, calculé sur base d'une analyse des moments temporels principaux du nuage de soluté, augmente avec le temps de séjour du traceur dans le milieu souterrain. Cet effet a notamment été clairement observé sur le site Cape Cod dans le Massachusetts (ZHANG *et al.*, 1998). Ceci explique entre autres que le modèle d'advection - dispersion qui considère un coefficient de retard indépendant du temps n'est pas à même de reproduire précisément la migration des solutés dans de tels milieux.

Les écarts par rapport au modèle idéal se marquent essentiellement aux échelles spatiales et temporelles intermédiaires. Dans ces cas en réalité très nombreux, les effets de mobilité et de piégeage sont du même ordre de grandeur sur le plan cinétique. De leur compétition découle le comportement global particulier du soluté dans le milieu souterrain. Plusieurs auteurs mentionnent les effets d'échelles spatiale et temporelle sur l'occurrence d'un transport non idéal (MALOSZEWSKI & ZUBER, 1985, BRUSSEAU, 1994, LI *et al.*, 1994). Il faut alors faire appel à des modèles conceptuels de transport plus élaborés.

Ci-dessous, une classification générale de ces approches est proposée.

II.4.2 Modèles bi-régionaux - Modèles bi-sites

Mathématiquement, le modèle eau mobile - eau immobile avec coefficient de transfert du premier ordre (appelé modèle MIM par la suite) est équivalent au modèle d'adsorption cinétique linéaire réversible (modèle ACLR). Ils peuvent tous deux être écrits sous une même forme adimensionnelle (NKEDI-KIZZA *et al.*, 1984). Généralement, le modèle ACLR est associé à un modèle de sorption linéaire à l'équilibre. Les sites d'adsorption sont partagés entre ceux qui présentent une

adsorption linéaire réversible (instantanée) et ceux qui présentent une adsorption cinétique (différée). Le modèle MIM est communément appelé **modèle bi-régional** (fig.II.4.1a), tandis que le modèle résultant de la combinaison du modèle ACLR et de la sorption linéaire est appelé **modèle bi-site** (fig.II.4.1b).

Le modèle bi-régional peut également inclure un processus de sorption (généralement linéaire). Dans ce cas, un coefficient de fractionnement (f) des sites en contact avec l'eau mobile et avec l'eau immobile doit être introduit. Ce paramètre étant difficile à quantifier expérimentalement, SELIM & MA (1995) proposent un modèle bi-régional modifié (fig.II.1.4c), pour lequel les sites d'adsorption sont groupés et non plus séparés en fonction de leur contact respectif avec l'eau mobile ou l'eau immobile.

VAN GENUCHTEN & WAGENET (1989) développent une solution analytique unidimensionnelle pour les modèles bi-sites et bi-régionaux. Cette solution est utilisée avec succès par GAMERDINGER *et al.* (1990) pour représenter le transport de $^3\text{H}_2\text{O}$, de Cl^- et de l'atrazine.

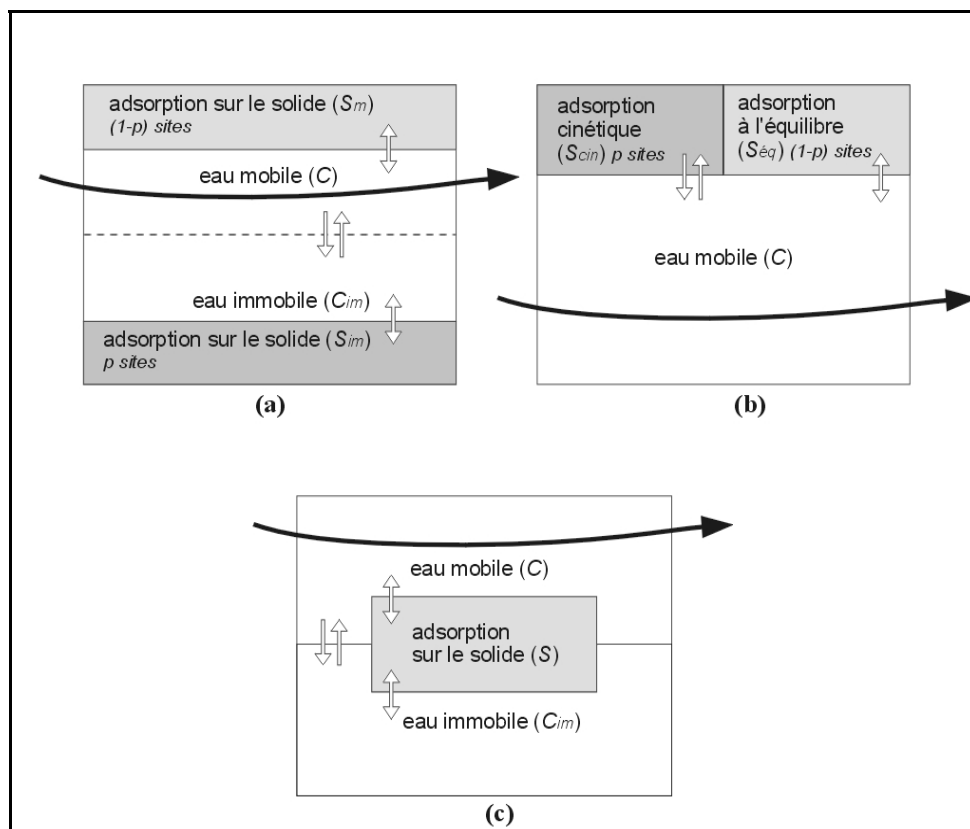


Figure II.4.1. Représentation schématique des modèles (a) bi-régional, (b) bi-site et (c) bi-régional modifié

II.4.3 Modèles à processus multiples

BRUSSEAU *et al.* (1989) constatent que la plupart des modèles bi-sites ou bi-régionaux qui n'intègrent qu'un seul processus de déséquilibre (soit chimique, soit physique) ne permettent pas toujours de reproduire les effets de retard observés, ceux-ci résultant généralement de la conjugaison de plusieurs effets. Ils proposent un modèle intégrant des processus multiples de non équilibre (MPNE pour « *Multi Process Non Equilibrium model* »). Ce modèle considère une phase mobile et une phase immobile couplées en parallèle. Chacune de ces deux phases est connectée en série avec des sites d'adsorption à l'équilibre et cinétique (fig.II.4.2).

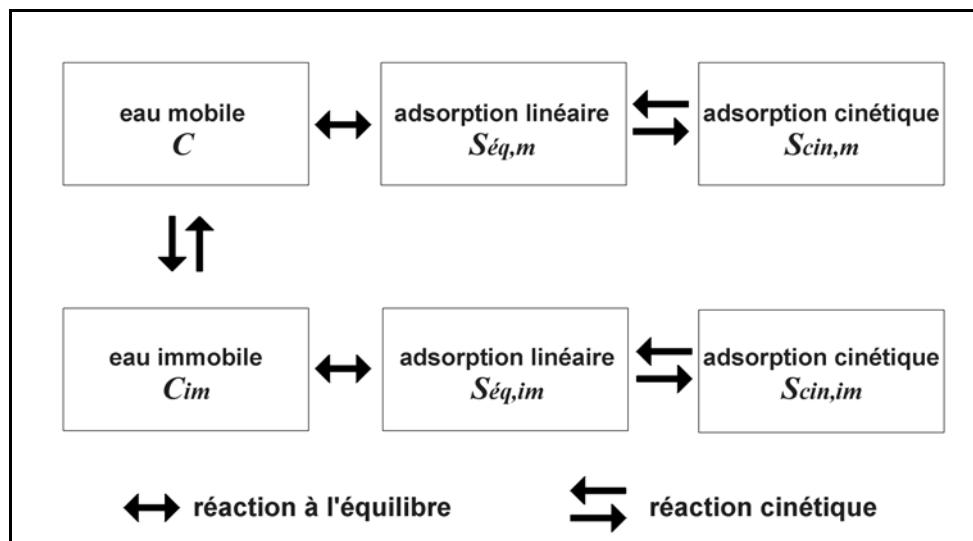


Figure II.4.2. Représentation schématique du modèle de BRUSSEAU *et al.* (1989)

Ils testent leur modèle sur des données réelles et obtiennent des résultats meilleurs qu'en considérant un seul processus de déséquilibre. Cela confirme que plusieurs effets s'additionnent en général pour donner le déséquilibre observé. Diverses méthodes d'évaluation indépendante des paramètres du modèle sont proposées. Il s'agit là d'un point critique. Ce modèle, comme beaucoup de ceux dont il est question ici, comporte beaucoup de paramètres qu'il est souvent difficile d'évaluer séparément, par mesures directes.

HAGGERTY & GORELICK (1995) généralisent les modèles exposés précédemment et montrent que tous peuvent être ramenés à un type général qu'ils nomment « *Multiple - Rate Model* ». Cette approche leur permet d'établir l'équivalence complète des modèles de diffusion et MIM, ce qui étend les conclusions de NKEDI-KIZZA *et al.* (1984). Ce modèle général diffère des précédents par le fait qu'il permet d'intégrer simultanément un nombre arbitraire de types de transfert et de taux de transfert. Les processus considérés n'ayant cours qu'à l'échelle des grains constituant le terrain, l'effet des macro - hétérogénéités (lentilles argileuses, ...) n'est pas considéré. Ils étudient les conséquences des processus de déséquilibre sur l'optimisation et la durée de pompages de remédiation de sites pollués.

A nouveau ce modèle est conceptuellement intéressant mais il semble difficile de déterminer indépendamment les paramètres intervenant.

II.4.4 Modèles multiporosités – multiperméabilité

Les approches présentées précédemment considèrent que l'eau mobile est toujours constituée par une seule phase.

Les modèles eau mobile - eau immobile reposent sur cette hypothèse de base et sont très intéressants par leur simplicité et leur facilité d'utilisation et de programmation. Certaines hypothèses sous-tendent toutefois leur utilisation :

- la porosité du milieu peut être partagée entre porosité d'eau mobile, porosité d'eau immobile et porosité non saturée ;
- les transferts de solutés entre phases se font uniquement par diffusion.

La première hypothèse énoncée pose un problème quand on souhaite étudier des écoulements non saturés transitoires (ZURMÜHL & DURNER, 1996). Si l'on considère que la porosité d'eau immobile est constante, toute variation transitoire de la teneur totale en eau se répercute entièrement sur la teneur en eau mobile (porosité efficace). Or, la vitesse effective de l'eau au sein du milieu est égale au quotient du flux de Darcy par la porosité d'eau mobile. Si la teneur totale en eau diminue d'une amplitude voisine de la valeur de porosité efficace, cette dernière tend vers zéro et la vitesse effective tend vers l'infini, ce qui est absurde.

Dans la réalité, la conductivité hydraulique diminue quand le milieu se désature. L'eau considérée au départ comme immobile (relativement à l'eau se mouvant à une vitesse beaucoup plus grande) devient le seul vecteur de mobilité du soluté et ne peut donc plus être considérée comme inerte. Le partitionnement de la porosité entre phases mobile et immobile doit donc être actualisé en fonction de l'évolution du degré total de saturation en eau. On reviendra par la suite sur le fonctionnement de ce modèle et sur les hypothèses qu'il sous tend.

La seconde hypothèse implique qu'au sein de l'E.V.R., le milieu étudié est caractérisé par un champ unique de pressions. Or des différences de pressions peuvent exister ou se développer d'un point à l'autre du milieu souterrain, que ce soit en régime permanent ou en régime transitoire. C'est par exemple le cas des milieux fissurés comportant une matrice poreuse. Les champs de pressions au sein des fissures et au sein de la matrice ne sont pas forcément à l'équilibre, ni égaux. De plus, les variations de pressions sont beaucoup plus rapides dans les fissures que dans la matrice. Le gradient de pression qui en résulte peut donc être à l'origine d'un transfert d'eau entre les deux phases. Le soluté présent dans l'eau ne transite alors plus uniquement par diffusion mais aussi par advection (WANG & NARASIMHAN, 1985, BAI *et al.*, 1993).

Les modèles proposés pour faire face à ces difficultés considèrent généralement une équation d'écoulement et une équation de transport pour chaque réseau d'écoulement (par exemple les fissures et la matrice) et un terme de transfert d'eau et de soluté entre les réseaux.

Dans le modèle unidimensionnel de GERKE & VAN GENUCHTEN (1993a et b), visant à représenter les écoulements préférentiels et le transport des solutés dans des milieux poreux structurés, le transport est régi, au sein de chaque région, par un modèle advection - dispersion. Les transferts d'eau et de soluté entre les deux régions sont pris en compte à l'aide d'équations de transfert du premier ordre (GERKE & VAN GENUCHTEN, 1993b). Ici, le soluté est donc transféré tant par un processus de diffusion que par l'advection résultant du transfert d'eau entre les régions. Ce modèle est à même de modéliser des écoulements transitoires.

DYKHUIZEN (1987) déduit une expression généralisée pour le coefficient de transfert utilisé dans l'équation de transport en comparant la formulation de son modèle avec un modèle plus complexe, considérant que la matrice poreuse est constituée de sphères (NERETNIEKS & RASMUSSEN, 1984). Cette expression n'est précise que pour des situations faiblement transitoires. Dans un article ultérieur, DYKHUIZEN (1990) propose une expression modifiée du coefficient de transfert, valable pour des situations de régime transitoire important.

SKOPP *et al.* (1981) développent une solution analytique de transport unidimensionnel dans un milieu composé de deux régions animées d'écoulements à des vitesses différentes. Dans chaque région, ils considèrent l'équation classique d'advection - dispersion, un terme d'échange de premier ordre assurant le transfert de soluté entre les régions. Cette solution suppose un régime permanent d'écoulement et n'est valable que dans le cas d'une interaction faible entre les deux régions. Si le coefficient d'échange est annulé, le modèle dégénère en un modèle de tubes capillaires. A l'inverse, si le coefficient est très élevé, le modèle est équivalent au modèle advection - dispersion, moyennant la prise en compte d'une vitesse moyenne et d'un coefficient de dispersion moyen. Le modèle MIM est un cas particulier de ce modèle, pour lequel la vitesse d'advection est nulle dans une des deux régions. Ces quelques considérations peuvent être généralisées à la plupart des modèles multirégionaux.

SKOPP & GARDNER (1992) développent un modèle de transport qui intègre une distribution continue des vitesses dans le milieu poreux et un transfert de soluté par un processus de diffusion entre les régions de vitesses différentes. L'équivalence avec le modèle advection - dispersion est établie à l'aide de la méthode des moments. Ce modèle prédit les effets d'échelle observés sur la dispersion en fonction de la vitesse.

Dans le modèle multirégional de GWO (1992) et GWO *et al.* (1994, 1995, 1996), le transport est régi, au sein de chaque région, par l'équation d'advection - dispersion. Le soluté transite entre les régions par advection avec l'eau transférée et par diffusion via la définition d'un coefficient de transfert de premier ordre. Ce modèle diffère toutefois des modèles multiporosités - multiperméabilités (modèle MPMP) utilisés notamment en milieux fissurés (BAI *et al.*, 1993) par la façon de caractériser les

perméabilités associées aux différentes régions et la façon de poser les conditions limites. Les différentes régions sont associées à des classes de pores définies sur base (plus ou moins arbitraire) de différentes plages de la courbe caractéristique $k_r(\theta)$ du sol. Ceci revient pratiquement à un modèle de tubes capillaires, la différence résidant dans la possibilité d'échange d'eau et de soluté entre les différentes régions. En surface, la recharge en eau est appliquée à des régions de conductivité hydraulique croissante, au fur et à mesure que les régions de conductivité inférieure ont atteint leur capacité d'absorption. En conditions de drainage, des conditions limites particulières sont également appliquées. En conditions saturées, ce modèle est équivalent au modèle MPMP.

HUTSON & WAGENET (1995) présentent un modèle multirégional d'écoulement et de transport assez semblable. Dans celui-ci, le sol est subdivisé verticalement en segments et horizontalement en régions. La différence réside dans le fait que les propriétés non saturées des différents segments sont définies de manière indépendante les unes des autres. Le désavantage de ce modèle est qu'il est difficile, voire impossible de déterminer les paramètres de ces lois, indépendamment pour toutes les régions. Son applicabilité reste donc confinée à des cas théoriques.

II.4.5 Approche cinétique généralisée appliquée aux milieux hétérogènes

Les milieux fissurés à grande échelle, les milieux présentant une stratification importante du champ de perméabilité et les milieux très hétérogènes tels que des dépôts alluviaux (présentant des alternances ou des mélanges de matériaux tantôt graveleux, tantôt silto-argileux) ont en commun le fait d'être caractérisés par un degré élevé d'hétérogénéité. Des écarts par rapport au modèle advection – dispersion y sont souvent observés et proviennent de la migration d'une partie du soluté dans les niveaux les moins perméables du milieu, où il reste temporairement piégé.

Les approches présentées précédemment constituent des voies pouvant être envisagées pour corriger ces écarts. Toutefois, elles impliquent généralement de représenter de manière détaillée les hétérogénéités (fissures, ...), ce qui n'est pas toujours possible, soit parce que toutes les hétérogénéités ne sont pas connues, soit parce que leur nombre est trop élevé pour qu'elles soient toutes explicitement représentées dans le modèle. Pour reproduire l'atténuation et le retard observés, certains auteurs proposent de recourir à un « macro » effet cinétique. Conceptuellement, celui-ci ressemble fortement à l'effet d'eau immobile au sens strict, tel que décrit précédemment. Physiquement, il est toutefois difficile de considérer qu'il s'agit d'un pur effet d'eau immobile pour les deux raisons suivantes :

- le « transfert » du soluté entre l'eau mobile (contenue dans la porosité efficace) et l'eau immobile (contenue dans les niveaux moins perméables) ne repose pas sur un processus diffusif au sens strict du terme, mais sur un processus ayant un caractère partiellement advectif ou dispersif ;

- l'échelle des hétérogénéités est beaucoup plus grande que l'échelle des pores à laquelle les effets d'eau immobile se produisent habituellement.

HERR *et al.* (1989) étudient expérimentalement, par des essais d'injection sur des colonnes de sables, l'influence d'hétérogénéités locales créées artificiellement sur les courbes de restitution des traceurs injectés dans la colonne. Leurs conclusions sont très intéressantes. Lorsque les hétérogénéités locales sont caractérisées par une conductivité hydraulique plus élevée que la conductivité hydraulique d'ensemble de la colonne, la courbe de restitution est plus étalée mais présente toujours une allure symétrique, le pic de restitution apparaissant à peu près au même moment (temps modal identique). Dans tous ces cas, ils arrivent à modéliser la courbe de restitution par le modèle advection - dispersion classique, avec un coefficient de dispersion d'autant plus important que la conductivité hydraulique des hétérogénéités locales est élevée. Lorsque les hétérogénéités locales sont caractérisées par une conductivité hydraulique plus faible que l'ensemble, un effet de retard et d'allongement de la courbe de restitution se fait sentir. Il est similaire à un effet d'eau immobile et est d'autant plus important que la conductivité des hétérogénéités locales est faible. Cette fois, les courbes de restitution résultantes ne peuvent être modélisées qu'à l'aide du modèle eau mobile - eau immobile. Le rapport θ_m / θ_{im} utilisé dans le modèle est proportionnel au rapport des volumes associés au sable constituant l'essentiel de la colonne (θ_m) et aux hétérogénéités (θ_{im}). Le coefficient de transfert équivalent α est d'autant plus faible que la perméabilité des hétérogénéités locales est faible. Ils établissent que le coefficient α obtenu est donné par une relation du type :

$$\alpha = \alpha_A q / \theta_m \quad (2.30)$$

où,

- α_A est un paramètre qui ne dépend que des propriétés de l'aquifère (L^{-1});
- q / θ_m est la vitesse effective moyenne dans la colonne (LT^{-1}).

LI *et al.* (1994) évaluent la possibilité d'appliquer le modèle MIM au cas des milieux fortement stratifiés, en l'occurrence un milieu stratifié bi-couche. Dans chaque couche, une équation d'advection - dispersion est considérée. Un terme de couplage assure le transfert entre les deux couches. Il est proportionnel à la différence de concentration entre les deux couches. Si l'on tente de représenter ce système par un modèle MIM équivalent (la couche moins perméable étant considérée comme immobile), l'étude théorique suggère que l'évaluation du coefficient de transfert entre les deux couches dépend du « temps caractéristique d'interaction » entre les deux couches, donc du régime d'écoulement.

Pour des faibles contrastes de vitesse entre les deux couches, α est proportionnel à V^2 / D avec $V = V_1 - V_2$ (V_1 et V_2 étant les vitesses d'écoulement dans les deux couches) et D la

dispersion hydrodynamique moyenne considérée. Dans ce cas, les échanges de solutés sont essentiellement gouvernés par des variations locales de vitesses, donc par la dispersion. Ils qualifient cette interaction entre couches de longitudinale (*longitudinal interaction*). La proportionnalité proposée implique qu'une distinction peut être faite entre les très petits régimes d'écoulement, pour lesquels la dispersion est indépendante de la vitesse et les régimes « intermédiaires » d'écoulement pour lesquels il est communément supposé que la dispersion varie linéairement avec le vitesse. Dans le premier cas, α est directement proportionnel à V^2 . Dans le second cas, α varie linéairement en fonction de V , ce qui rejoint les observations de HERR *et al.* (1989).

Pour des contrastes élevés entre les vitesses au sein des deux couches, le coefficient α est proportionnel à D_T/e^2 , où D_T est le coefficient de diffusion inter-régions et e une épaisseur caractéristique de l'aquifère stratifié. Dans ce cas, les échanges sont essentiellement gouvernés par les contrastes de concentrations qui se développent rapidement suite à la grande différence de vitesse entre les deux couches. Ils qualifient ce type d'interaction de transversale (*transverse interaction*). Via des tests numériques et des essais expérimentaux sur colonnes à différents régimes d'écoulement, ils montrent que les dépendances supposées entre vitesse d'écoulement, dispersion et coefficient de transfert sont en très bon accord avec le modèle conceptuel proposé.

En partant d'une série de résultats expérimentaux publiés, GRIFFIOEN *et al.* (1998) discutent l'interprétation physique à donner aux paramètres du modèle eau mobile - eau immobile (porosité d'eau immobile et coefficient de transfert). Cette analyse montre que, dans beaucoup de cas, le transfert de soluté entre les deux phases n'est pas uniquement diffusif, mais également lié, en milieu hétérogène, aux contrastes de vitesses de transport. On reviendra plus en détails sur les résultats et les conclusions de cet article lors de la discussion des résultats des traçages réalisés à Hermalle-sous-Argenteau (chapitre IV.5).

Pour représenter le transport et le piégeage de solutés dans un matériau comportant des lentilles de faible perméabilité par un modèle MIM, la formule suivante est proposée pour évaluer le coefficient de transfert équivalent (α_{equ}) du milieu (KOBUS *et al.*, 1992 et SCHÄFER, 1991, *in* REICHLER *et al.*, 1998) :

$$\alpha_{equ} = \frac{1}{n_m \phi} \left(\frac{\phi}{\phi + 1} \right)^{2/3} \frac{3}{2 + \frac{K_{im}}{K_m}} \frac{K_{im}}{K_m} \frac{|u|}{L} \quad (2.31)$$

où,

- K_m et K_{im} sont les perméabilités des deux régions (LT^{-1});

- L est une longueur caractéristique des lentilles peu perméables (L);

- $\phi = n_{im} / n_m$ est le rapport eau immobile / eau mobile (-);

- $|u|$ est la vitesse effective (LT⁻¹).

Ainsi, tout comme les notions de porosité d'E.V.R. et de macrodispersion représentent des processus advectifs et dispersifs moyens sur l'E.V.R., il paraît généralement possible de considérer un **effet cinétique équivalent** pour reproduire le comportement hydrodispersif complet du soluté dans le milieu souterrain.

II.4.6 Conclusions – Choix du modèle conceptuel général

II.4.6.1 Classification générale des modèles conceptuels

En conclusion de la synthèse bibliographique relative aux différentes approches conceptuelles permettant de modéliser le transport et le piégeage des solutés en milieu souterrain, on peut retenir quelques idées majeures, utiles au choix du modèle considéré dans le cadre de ce travail de recherche.

Les approches proposées sont naturellement axées autour du modèle classique advection - dispersion, qualifié de modèle « idéal ». Les différences résident essentiellement dans les adaptations qui visent généralement à prendre en compte, via l'introduction d'une composante cinétique, les sources - parfois nombreuses - de comportement non idéal du transport, que le modèle AD traditionnel n'est pas à même de reproduire.

BRUSSEAU (1994) présente un inventaire des causes de non idéalité de la migration et du piégeage des solutés en milieu souterrain. Ensuite, il propose une classification très générale des différents modèles conceptuels existant, en trois catégories majeures :

II.4.6.1.1 Les modèles à paramètres globaux (lumped parameter models)

Un seul paramètre est généralement utilisé dans ces approches pour représenter la contribution de la plupart voire de tous les facteurs influençant la mobilité du soluté dans le milieu. Le plus souvent, ce paramètre global est la macrodispersion qui inclut alors aussi bien les effets de l'hétérogénéité du champ de vitesse que les effets cinétiques associés au processus de transfert (fictifs ou réels) entre phases. L'inconvénient est que les paramètres déduits (par ajustement) ne sont généralement valables que pour la situation qui a permis de les établir.

C'est le cas par exemple du modèle de PASSOURIA (1971) qui englobe l'effet d'eau immobile dans un terme de dispersion modifié.

II.4.6.1.2 Les modèles à processus multiples (*process-specific models ou distributed parameters models*)

Chaque processus physique ou chimique affectant la mobilité et le piégeage des solutés dans le milieu souterrain est représenté individuellement et explicitement au sein du modèle. En théorie, en quantifiant indépendamment l'ensemble des paramètres caractérisant les processus considérés, il est possible de reproduire directement le comportement du soluté au sein du milieu souterrain, sans passer par une phase de calibration. Le modèle final peut alors être utilisé à de véritables fins prévisionnelles très précises. Dans la réalité, le nombre de paramètres introduits est rapidement prohibitif. De plus, il est très difficile de les déterminer indépendamment les uns des autres. A grande échelle, l'influence de l'hétérogénéité vient ajouter une composante supplémentaire à la difficulté d'utiliser ces modèles. Leur emploi reste donc confiné à des expérimentations en laboratoire ou pour le moins à petite échelle. C'est le cas des approches proposées par BRUSSEAU *et al.* (1989) et BRUSSEAU (1991).

II.4.6.1.3 Les modèles à paramètres équivalents (*equivalent parameters models*)

Ces modèles constituent un compromis entre les deux premières catégories, tirant parti de leurs avantages, sans souffrir de leurs inconvénients respectifs. Les principales catégories de processus affectant la mobilité du soluté au sein du milieu sont considérées, mais sous une forme simplifiée qui permet de réduire le nombre de paramètres à quantifier et de les considérer comme des paramètres effectifs ou équivalents. Dans cette catégorie, on peut intégrer les approches cinétiques généralisées, telles que celles proposées par HERR *et al.* (1989) et LI *et al.* (1994).

L'approche retenue dans le cadre de ce travail et programmée dans le code SUFT3D se situe résolument dans cette troisième catégorie. Le modèle repose sur l'équation d'advection - dispersion, auquel est adjoint un processus de piégeage des solutés, représenté via un concept cinétique généralisé, en faisant usage du modèle avec coefficient de transfert de premier ordre. La programmation du modèle veillera toutefois à laisser à l'utilisateur le choix de travailler avec des paramètres équivalents ou de considérer ceux-ci dans leur sens physique premier. On verra que ce choix aura des conséquences sur la façon d'écrire et de traiter numériquement les équations du modèle.

II.5 Description du modèle conceptuel général

L'équation de transport (exprimée sous sa forme advective) comporte de manière générale trois composantes majeures et l'une ou l'autre composante secondaire.

Les composantes majeures sont :

- la composante advective (reposant sur les résultats du modèle écoulement, par l'évaluation des flux de Darcy, donc sur le champ de perméabilité), dont le paramètre de base est la porosité efficace ou la porosité d'E.V.R. ;
- la composante dispersive, dont le paramètre de base est la dispersion hydrodynamique ou la macrodispersion ;
- la composante cinétique, dont les paramètres principaux sont un coefficient de transfert de premier ordre et un coefficient d'inertie (« volume » de la phase cinétique).

Les composantes secondaires sont les termes sources / puits, dégradation,...

Les paramètres principaux du modèle peuvent être considérés soit dans leur sens physique premier (porosité efficace, dispersion hydrodynamique et effet d'eau immobile), soit dans un sens équivalent (porosité efficace d'E.V.R., macrodispersion et effet d'eau immobile équivalent).

Le formalisme général du modèle doit donc être capable de considérer la porosité efficace tantôt comme une constante (n_{EVR}), tantôt comme variant dynamiquement en fonction de la porosité totale, une méthode de partitionnement de la porosité étant alors nécessaire. De plus, la programmation de la composante cinétique doit disposer d'une souplesse suffisante pour pouvoir représenter soit une approche bi-régionale (avec éventuellement une porosité d'eau immobile variable), soit une approche bi-site (sites d'adsorption à l'équilibre et sites d'adsorption cinétique), soit enfin une approche cinétique généralisée (voir ch.II.4.5).

Ci-dessous, les équations relatives à ces différents cas sont brièvement décrites avant de dégager la formulation générale du modèle considéré dans le code SUFT3D.

II.5.1 Modélisation du transport en l'absence de composante cinétique

En l'absence de composante cinétique, on a vu que la forme advective générale de l'équation de transport, considérant un processus de sorption à l'équilibre et un processus de dégradation linéaire, peut être écrite :

$$\theta_m R \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) - \lambda R \theta_m C + q(C' - C) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \quad (2.32)$$

Les différents termes de cette équation sont décrits au chapitre II.3.

Dans l'équation (2.32), la forme finale du terme $\left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C$ dépend de la fonctionnalité donnée à θ_m en fonction de θ .

Dans la zone saturée, $\theta_m = \text{constante}$ et $F \approx S_s$. Dans ce cas :

$$\left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \approx S_s \frac{\partial h}{\partial t} C \quad (2.33)$$

Vu la faible valeur habituelle de S_s le terme (2.33) est souvent négligeable.

Dans la zone non saturée, $F \approx \frac{d\theta}{dh}$:

$$\text{Si } \theta_m = \text{constante} : \quad \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \approx \frac{\partial \theta}{\partial t} C \quad (2.34)$$

Le terme (2.34) constitue la correction à apporter à l'équation de transport suite au développement de la divergence de la vitesse.

Si θ_m est variable, on peut envisager deux cas :

- $\theta_m = \theta$ et $F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \approx \frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ (2.35)

- $\theta_m = f(\theta)$ et $F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \approx \left(1 - \frac{d\theta_m}{d\theta} \right) \frac{\partial \theta}{\partial t}$ (2.36)

Dans le premier cas, aucune correction ne doit donc être apportée. Dans le second cas, la correction nécessite de définir la fonctionnalité $d\theta_m/d\theta$.

II.5.2 Modélisation du transport en présence d'un effet d'eau immobile

Normalement, le modèle MIM traditionnel est seulement applicable en milieu saturé en eau ou dans le cas d'un régime permanent d'écoulement, situations pour lesquelles les teneurs en eau sont constantes et les proportions de la phase aqueuse associée avec l'eau mobile et l'eau immobile ne varient pas. Si l'écoulement dans la zone non saturée présente un caractère transitoire, les variations de teneur en eau au sein du milieu peuvent conduire à des situations physiquement et mathématiquement inacceptables (teneur en eau mobile ou immobile inférieure ou égale à zéro).

Dans la réalité, on a vu que le modèle eau mobile - eau immobile n'est qu'une conceptualisation de la répartition des vitesses en une composante moyenne ou modale (vitesse

moyenne ou modale d'écoulement) et une composante nulle (vitesse négligeable). Si la teneur en eau dans le milieu varie, cette schématisation doit être adaptée. ZURMÜHL & DURNER (1996) proposent différents critères de partitionnement de l'eau en une composante mobile et une composante immobile. Une de ces méthodes consiste simplement à supposer que le rapport θ_{im}/θ est constant, quelle que soit la valeur de θ . L'autre méthode, plus physique, consiste à évaluer les teneur en eau mobile et immobile de manière telle que le rapport des conductivités hydrauliques relatives associées à ces deux valeurs soit constant :

$$c_{part} = k_r(\theta_{im})/k_r(\theta) = cste \quad (2.37)$$

Cela revient plus ou moins à supposer que l'écoulement dans le milieu suit un concept capillaire, chaque diamètre de pore étant associé à une plage de la courbe de conductivité hydraulique, donc à une vitesse d'écoulement, la relation $k_r(\theta)$ reflétant la distribution de vitesses dans le milieu. La relation (2.37) exprime donc le rapport supposé entre les vitesses « lentes » et « rapides ». Cette méthode dynamique de partitionnement de la porosité est illustrée à la figure II.5.1, pour un coefficient de partitionnement $c_{part} = 0.01$.

A la fin de chaque pas de temps de calcul, la proportion des deux phases mobile et immobile doit être actualisée. Celles-ci changeant de « volume », il est nécessaire, en plus du transfert diffusif de soluté entre phases (proportionnel à la différence de concentration régnant entre les deux phases), d'ajouter un terme de transfert « advectif » de soluté associé à la modification des proportions respectives des deux phases. ZURMÜHL & DURNER (1996) actualisent les proportions et adaptent les concentrations en soluté dans les deux phases (suite à l'effet de dilution/concentration que le transfert d'eau entraîne) à la fin de chaque pas de temps de calcul. Il paraît toutefois préférable et conceptuellement plus correct de considérer le transfert de soluté associé au transfert d'une portion de phase via un terme source/puits d'échange entre les phases mobile et immobile, lors du calcul du pas de temps de transport, plutôt que de procéder à un ajustement à la fin du pas de temps de transport, comme le font ces auteurs. Nous verrons d'ailleurs dans les développements qui suivent que ce transfert d'une portion de phase apparaît assez naturellement dans l'écriture des équations de conservation de la masse.

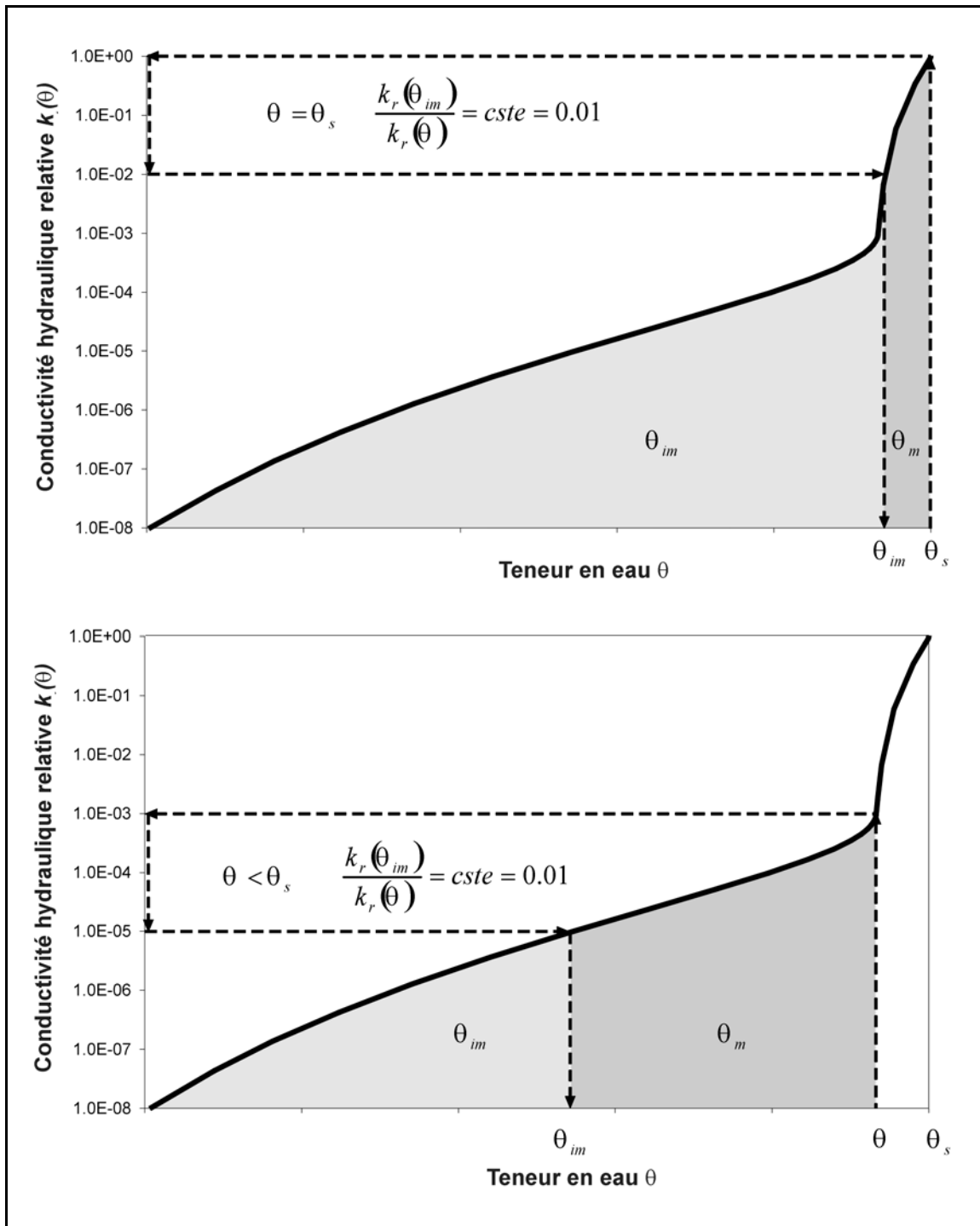


Figure II.5.1. Partitionnement de la porosité sur base du rapport des conductivités hydrauliques associées

Si, dans un premier temps, on néglige l'existence possible d'un processus d'adsorption linéaire, l'équation générale de conservation de la masse de soluté peut s'écrire :

$$\begin{aligned} \theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} (\theta_{im} C_{im}) = \\ - \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \lambda(\theta_m C + \theta_{im} C_{im}) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \end{aligned} \quad (2.38)$$

Pour la phase constituée par l'eau immobile seule, on a :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta_{im} C_{im}) = \alpha(C - C_{im}) - \lambda \theta_{im} C_{im} + f_{\Delta\theta}^C \quad (2.39)$$

Le dernier terme tient compte du transfert « advectif » de soluté entre l'eau mobile et l'eau immobile quand le volume relatif de ces deux phases est modifié durant le pas de temps. Si la teneur totale en eau θ augmente, la teneur en eau immobile θ_{im} augmente aussi. On a donc un transfert de phase depuis l'eau mobile vers l'eau immobile, contenant du soluté à la concentration de l'eau mobile C .

$$\text{Si } \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} > 0, \quad f_{\Delta\theta}^C = \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} C \quad (2.40a)$$

Si la teneur en eau θ diminue, la teneur en eau immobile θ_{im} diminue également et le transfert de phase se fait de l'eau immobile vers l'eau mobile, contenant du soluté à la concentration de l'eau immobile C_{im} :

$$\text{Si } \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} < 0, \quad f_{\Delta\theta}^C = \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} C_{im} \quad (2.40b)$$

L'équation de bilan de masse dans l'eau immobile peut donc s'écrire sous une forme générale :

$$\theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} = \alpha(C - C_{im}) - \lambda \theta_{im} C_{im} + (C^* - C_{im}) \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} \quad (2.41)$$

C^* est la concentration dans l'eau mobile ou la concentration dans l'eau immobile selon que le transfert de phase se fait vers l'eau immobile ou vers l'eau mobile respectivement. Le dernier terme du membre de droite n'existe donc que si le transfert se fait de l'eau mobile vers l'eau immobile ($\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} > 0$). Dans le cas contraire, la concentration dans l'eau immobile n'est nullement affectée par la perte d'une partie du volume de la phase. En effet, la réduction du volume de la phase immobile s'accompagne d'un départ proportionnel de soluté à la concentration C_{im} . Dans le cas d'un apport

d'eau en provenance de la phase mobile, le soluté présent dans l'eau immobile est dilué ou concentré selon que $C_m < C_{im}$ ou inversement.

Si l'on introduit l'expression (2.41) dans l'équation générale de conservation de la masse de soluté (2.38), on obtient, après arrangement et simplifications :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} C^* = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \lambda \theta_m C - \alpha(C - C_{im}) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \quad (2.42)$$

Dans la zone saturée, les dérivées temporelles de θ_m et θ_{im} sont égales à zéro. L'équation (2.42) se réduit alors au modèle classique d'advection - dispersion avec un effet d'eau immobile :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \lambda \theta_m C - \alpha(C - C_{im}) + S_s \frac{\partial h}{\partial t} C \quad (2.43)$$

Dans la zone non saturée, on a :

$$\theta = \theta_m + \theta_{im} + \theta_c \quad (2.44)$$

où θ_c représente l'éventuelle proportion d'eau isolée, c'est-à-dire l'eau qui ne participe pas au transport des solutés. On supposera que cette proportion d'eau est soit négligeable, soit constante (auquel cas elle ne varie pas au cours du temps, ce qui se justifie par son isolement).

On a donc :

$$F \frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta_m}{\partial t} + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} \quad (2.45)$$

En faisant usage de cette relation et de l'équation (2.41) relative à l'eau mobile, l'équation (2.38) de conservation de la masse de soluté dans l'eau mobile peut être développée et simplifiée. Elle s'écrit alors :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \lambda \theta_m C - \alpha(C - C_{im}) + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} (C - C^*) \quad (2.46)$$

Le dernier terme du membre de droite n'existe que si le transfert se fait de l'eau immobile vers l'eau mobile ($\partial \theta_{im} / \partial t < 0$). Cette fois, c'est la concentration dans l'eau mobile qui n'est pas directement affectée par le transfert d'une partie de la phase vers l'eau immobile, la réduction du volume de la phase mobile s'accompagnant d'un départ proportionnel de soluté à la concentration C .

Dans le cas d'un apport d'eau en provenance de la phase immobile, le soluté présent dans l'eau mobile est dilué ou concentré selon que $C > C_{im}$ ou inversement.

II.5.3 Prise en compte d'un processus de sorption à l'équilibre dans le modèle MIM

La formulation classique du modèle MIM ne pose pas beaucoup de problèmes pour prendre en compte, en même temps que l'effet d'eau immobile, un processus de sorption linéaire à l'équilibre (BIVER, 1993). Les sites d'adsorption sont fractionnés en deux groupes, l'un en contact avec l'eau mobile, l'autre en contact avec l'eau immobile, via un coefficient p qui représente la proportion de sites en contact avec l'eau immobile.

Dans le cas où l'on souhaite utiliser un effet d'eau immobile dans le milieu non saturé, le fait de considérer un partitionnement dynamique de la porosité entre eau mobile et eau immobile complique un peu les développements puisque l'on ne peut plus considérer que la proportion de sites d'adsorption en contact avec les deux phases aqueuses est une constante. En toute logique, le coefficient de répartition des sites d'adsorption p doit être modifié conjointement au partitionnement de l'eau entre les phases mobile et immobile. On peut écrire pour la quantité de soluté adsorbé sur le solide :

$$S = S_m + S_{im} = (1 - p)K_d C_m + pK_d C_{im} \quad (2.47)$$

II.5.3.1 Pour l'eau immobile

$$\theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_b S_{im})}{\partial t} = \alpha(C - C_{im}) - \lambda(\theta_{im} C_{im} + \rho_b S_{im}) + (C^* - C_{im}) \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} \quad (2.48)$$

En remplaçant S_{im} par l'expression de l'isotherme de sorption linéaire :

$$\theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_b p K_d C_{im})}{\partial t} = \alpha(C - C_{im}) - \lambda(\theta_{im} + \rho_b p K_d) C_{im} + (C^* - C_{im}) \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t}$$

Ce qui peut s'écrire :

$$\theta_{im} R_{dim} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} + \rho_b K_d C_{im} \frac{\partial p}{\partial t} = \alpha(C - C_{im}) - \lambda \theta_{im} R_{dim} C_{im} + (C^* - C_{im}) \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} \quad (2.49)$$

II.5.3.2 Pour l'eau mobile

$$\begin{aligned} \theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_b S_m)}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) + q(C' - C) \\ - \lambda(\theta_m C + \rho_b S_m) - \alpha(C - C_{im}) + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} (C - C^*) \end{aligned} \quad (2.50)$$

En remplaçant S_m par sa valeur dans l'expression de l'isotherme de sorption linéaire :

$$\begin{aligned} \theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_b(1-p)K_d C)}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) + q(C' - C) \\ - \lambda(\theta_m C + \rho_b(1-p)K_d C_m) - \alpha(C - C_{im}) + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} (C - C^*) \end{aligned} \quad (2.51)$$

Ce qui peut encore s'écrire :

$$\begin{aligned} \theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} + \rho_b K_d C \frac{\partial(1-p)}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) \\ + q(C' - C) - \lambda R_{dm} \theta_m C - \alpha(C - C_{im}) + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} (C - C^*) \end{aligned} \quad (2.52)$$

avec :

$$R_{dm} = 1 + \frac{\rho_b K_d (1-p)}{\theta_m} \quad \text{et} \quad R_{dim} = 1 + \frac{\rho_b K_d p}{\theta_{im}}, \quad \text{les coefficients de retard relatifs à la}$$

sorption linéaire au contact avec respectivement l'eau mobile et l'eau immobile.

II.5.3.2.1 Traitement des dérivées temporelles du coefficient de partitionnement des sites de sorption

Dans le cas où le milieu est complètement saturé en eau, le coefficient p est généralement considéré comme constant. Certains auteurs (NKEDDI-Kizza *et al.*, 1983, 1984, SELIM & AMACHER, 1988,...) supposent qu'il est égal au rapport θ_{im}/θ . D'autres auteurs considèrent que ce coefficient doit prendre une valeur de 0 (sorption uniquement au contact de l'eau mobile) ou 1 (sorption uniquement au contact de l'eau immobile). Dans tous ces cas, le partitionnement de la porosité entre eau mobile et immobile est constant. Par contre, si la répartition de l'eau entre les phases mobile et immobile est variable, la répartition des sites d'adsorption doit également varier.

A défaut de posséder des informations détaillées et par souci de simplifier les équations, on supposera que le coefficient p est égal au coefficient de partitionnement de la porosité entre l'eau mobile et l'eau immobile. Cela permet de se débarrasser du travail de calcul de la dérivée temporelle de p , tout en lui conservant un sens physiquement acceptable. Un autre choix physiquement

acceptable serait de considérer que $p = 1$ (toute l'adsorption se fait au contact de l'eau immobile). En effet, on peut supposer que l'absence d'écoulement dans la phase immobile y favorise le processus d'adsorption, ce qui n'est pas le cas dans l'eau mobile. De plus, on peut supposer que les sites les plus réactifs se situent vraisemblablement au sein des niveaux les moins perméables. On pourrait également grouper les sites d'adsorption, donc ne plus les différencier selon qu'ils sont en contact avec l'eau mobile ou avec l'eau immobile, comme proposé par SELIM & MA (1993).

II.5.4 Modélisation du transport dans le cas d'un concept « bi-site » **(sorption linéaire réversible et sorption cinétique linéaire réversible)**

Le cas d'une approche bi-site combinée à une approche bi-régionale n'a pas été envisagé. Cela conduit en effet à un système relativement compliqué, non réductible à la formulation générale proposée par la suite. La difficulté de considérer la sorption cinétique en contact avec l'eau immobile est que, dans ce cas, les deux processus cinétiques sont en série.

Si l'on considère que les sites de sorption en contact avec l'eau mobile se répartissent entre des sites de sorption linéaire à l'équilibre et des sites de sorption cinétique réversible, on peut écrire :

$$S = S_{\acute{e}q} + S_{cin} \quad (2.53)$$

$$\text{avec } S_{\acute{e}q} = (1 - p)K_d C \quad (2.54a)$$

$$\rho_b \frac{\partial S_{cin}}{\partial t} = \gamma(pK_d C - S_{cin}) - \lambda \rho_b S_{cin} \quad (2.54b)$$

L'équation de bilan dans l'eau mobile s'écrit alors :

$$\begin{aligned} \theta_m \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} (\rho_b (S_{\acute{e}q} + S_{cin})) = \\ - \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \lambda(\theta_m C + \rho_b S) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C \end{aligned} \quad (2.55)$$

En y introduisant les expressions pour $S_{\acute{e}q}$ et S_{cin} , on obtient :

$$\begin{aligned} \theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} = - \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) \\ - \lambda R_{dm} \theta_m C + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C - \gamma(pK_d C - S_{cin}) \end{aligned} \quad (2.56)$$

II.5.5 Formulation générale des équations considérées dans le code

SUFT3D

Si l'on examine les différents cas énoncés ci-dessus, on constate qu'ils peuvent tous être ramenés à une même forme mathématique. Cette formulation générale comporte deux équations : une pour la phase mobile, une pour la phase cinétique (« immobile »). En jouant sur la formulation mathématique des paramètres généraux de ces équations, on revient au cas particulier que l'on souhaite utiliser en pratique.

La forme générale des équations peut finalement s'écrire :

Pour la phase mobile :

$$\theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \alpha_m^* C + \beta_m^* C_{im}^* \quad (2.57)$$

Pour la phase cinétique :

$$R_{dim} \frac{\partial C_{im}^*}{\partial t} = \alpha_{im}^* C - \beta_{im}^* C_{im}^* \quad (2.58)$$

où R_{dm} , R_{dim} , α_m^* , α_{im}^* , β_m^* , β_{im}^* sont les paramètres généraux dont la fonctionnalité dépend de l'approche considérée. C_{im}^* est une variable générale représentant la concentration en soluté dans la phase cinétique (C_{im} ou S_{im} selon le modèle adopté). Le tableau II.5.1 reprend sous forme synthétique la fonctionnalité des différents paramètres généraux en fonction du modèle conceptuel de transport considéré. Le chapitre II.6 expose comment la forme générale est intégrée numériquement de manière efficace et modulable dans le code SUFT3D.

Modèle		Conceptualisation θ_m/θ_{im}	Paramètres généraux							
			R_{dm}	α^*_m	β^*_m	R_{dim}	α^*_{im}	β^*_{im}		
AD classique	z. sat	$\theta_m = cste$	R (fonction de l'isotherme d'adsorption)	$\lambda R \theta_m - S_s \frac{\partial h}{\partial t}$	0	---	---	---		
	z. non sat	$\theta_m = cste$		$\lambda R \theta_m - \frac{\partial \theta}{\partial t}$						
		$\theta_m = f(\theta)$		$\lambda R \theta_m - \left(1 - \frac{d\theta_m}{d\theta}\right) \frac{\partial \theta}{\partial t}$						
MIM ou MIM équivalent	z. sat.	$\theta_m = cste$	$1 + \frac{\rho_b K_d (1-p)}{\theta_m}$	$\lambda R_{dm} \theta_m + \alpha - S_s \frac{\partial h}{\partial t}$	α	$1 + \frac{\rho_b K_d p}{\theta_{im}}$	α	$\alpha + \lambda R_{dim} \theta_{im}$		
	z. non sat.	$\theta_m = cste$		$\lambda R_{dm} \theta_m + \alpha - \frac{\partial \theta}{\partial t}$	α		α	$\alpha + \lambda R_{dim} \theta_{im}$		
		$\theta_m = f(\theta)$		si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} > 0$:	$\lambda R_{dm} \theta_m + \alpha$	si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} > 0$:	α	si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} > 0$:	$\alpha + \lambda R_{dim} \theta_{im} + \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t}$	
				si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} < 0$:	$\lambda R_{dm} \theta_m + \alpha - \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t}$	si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} < 0$:	$\alpha - \frac{\partial \theta_{im}}{\partial t}$	si $\frac{\partial \theta_{im}}{\partial t} < 0$:	$\alpha + \lambda R_{dim} \theta_m$	
		ACLR		z. sat	$\theta_m = cste$	$1 + \frac{\rho_b K_d (1-p)}{\theta_m}$	$\lambda R_{dm} \theta_m + \gamma p K_d - S_s \frac{\partial h}{\partial t}$	γ	ρ_b	$p \gamma K_d$
	z. non sat			$\theta_m = cste$	$\lambda R_{dm} \theta_m + \gamma p K_d - \frac{\partial \theta}{\partial t}$					
$\theta_m = f(\theta)$			$\lambda R_{dm} \theta_m + \gamma p K_d - \left(1 - \frac{d\theta_m}{d\theta}\right) \frac{\partial \theta}{\partial t}$							

Tableau II.5.1. Formulation des paramètres généraux en fonction du modèle conceptuel de transport considéré

II.6 Résolution numérique de l'équation de transport

Dans ce chapitre, à côté des principes généraux de résolution numérique de l'équation de transport, on abordera plus en détails quelques difficultés numériques rencontrées et des aspects particuliers abordés lors de l'adaptation du code SUFT3D aux objectifs de la recherche. Des tests de validation et des tests de sensibilité illustrent les développements réalisés dans le code.

Plus de détails relatifs à la programmation de l'équation de transport dans le SUFT3D sont fournis à l'annexe 2.

II.6.1 Introduction – principes généraux

L'évaluation du transport (migration et retard) passe par la résolution numérique des deux équations générales (2.57) et (2.58) établies à la fin du chapitre précédent (II.5), fournissant les évolutions spatio-temporelles de la concentration dans l'eau mobile (C) et dans la phase cinétique (C_{im}^*). Pour résoudre ce problème, on utilise la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale (v. ch.I.5) et un schéma différences finies pour la discrétisation temporelle du champ de concentration.

Le couplage entre les deux phases (mobile et cinétique), via une équation de transfert, nécessite un traitement un peu particulier. La formulation numérique utilisée dans le code SUFT3D est expliquée avant de présenter et de discuter les résultats de différents tests de validation et de sensibilité réalisés avec le code. La possibilité d'un partitionnement dynamique de la porosité demandera également un examen attentif, de manière à assurer un schéma numérique conservatif et souple.

Enfin, on verra qu'en présence de termes sources, le développement du terme de la divergence de la vitesse, propre à l'emploi de la forme advective de l'équation de transport, peut causer des problèmes de conservation de la masse de soluté, liés à une estimation peu précise du champ des flux de Darcy, au voisinage de ces termes sources.

II.6.2 Prise en compte de la composante cinétique du transport dans le code SUFT3D

II.6.2.1 Méthodes numériques existantes

Plusieurs approches peuvent être envisagées afin d'intégrer la composante cinétique dans le code. GALLO *et al.* (1996) comparent différentes méthodes sur le plan de l'efficacité et de la stabilité. Ils évaluent d'abord l'approche couplée (GAMBOLATI *et al.*, 1994). Dans ce cas, la concentration dans l'eau

immobile (C_{im}^*) est considérée comme une variable d'état au même titre que la concentration dans l'eau mobile (C). Le nombre d'inconnues passe alors de N à $2N$ (N étant le nombre de nœuds du maillage), ce qui augmente considérablement la taille du système matriciel à résoudre, donc le temps de calcul. Les résultats obtenus sont fiables mais d'autres approches donnent des résultats aussi valables pour un temps de calcul bien moins important.

GAMBOLATI *et al.* (1993) testent une approche intégró-différentielle permettant d'intégrer analytiquement l'équation de conservation de la masse dans l'eau immobile. L'expression obtenue est introduite dans l'équation différentielle de transport dans l'eau mobile. Cette approche est intéressante du point de vue temps de calcul mais n'est pas stable quand le coefficient de transfert entre l'eau mobile et l'eau immobile est élevé.

IBARAKI & SUDICKY (1995) et GAMBOLATI *et al.* (1996) proposent une approche découplée pour laquelle l'expression de conservation de la masse pour la phase cinétique est remplacée par un schéma aux différences finies sur le pas de temps. L'expression résultante est introduite dans la forme discrétisée de l'équation pour l'eau mobile. Cette approche fournit de bons résultats et présente une excellente stabilité.

Une quatrième approche (BIVER, 1993), intermédiaire entre l'approche intégró-différentielle et l'approche découplée, a été utilisée dans le code SUFT3D. Une expression semi-analytique de la concentration dans l'eau immobile est évaluée sur le pas de temps en cours et introduite dans l'équation de transport dans l'eau mobile. L'équation résultante est ensuite traitée par la méthode des éléments finis.

II.6.2.2 Evaluation semi-analytique de la concentration dans la phase cinétique

L'expression semi-analytique déduite de l'équation de conservation de la masse dans la phase cinétique peut s'écrire (BIVER, 1993) :

$$C_{im}^*(t') = C_{im}^{*,n} \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} t'\right) + C^{n \rightarrow n+1} \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} t' + \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \left(C^n - \frac{R_{dim}}{\beta_{im}^*} C^{n \rightarrow n+1} \right) \left(1 - \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} t'\right) \right) \quad (2.59)$$

où $C^{n \rightarrow n+1} = \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t}$ et $t' = t - t_n$, n étant le niveau du pas de temps.

Cette expression peut être substituée dans l'équation de conservation de la masse dans l'eau mobile. La méthode des éléments finis est appliquée à la forme résultante qui ne comporte plus que la concentration C dans l'eau mobile. Quand le problème est résolu, l'équation (2.59) peut être évaluée en $t' = t_{n+1}$ pour actualiser les concentrations dans la phase cinétique.

Dans le code SUFT3D, une sous routine a pour tâche de gérer la composante cinétique du transport quand un tel processus est considéré. Selon l'approche cinétique considérée, les paramètres généraux de cette composante du modèle sont évalués en faisant usage des expressions reprises au tableau II.5.1.

II.6.3 Tests de validation de la programmation du concept cinétique dans le code SUFT3D et tests de sensibilité du modèle

Afin de vérifier l'exactitude et l'efficacité de la programmation du concept cinétique dans le code SUFT3D, des tests de validation ont été entrepris. Ces tests comportent des comparaisons avec une solution analytique et des tests de validation croisée avec le code éléments finis FRAC3DVS (THERRIEN, 1992, THERRIEN & SUDICKY, 1996).

Pour l'ensemble de ces simulations, on suppose qu'un effet d'eau immobile traditionnel est à l'origine de la composante cinétique. De toute manière, l'équivalence mathématique et numérique des différentes approches permet de généraliser les résultats à toute forme physique de la composante cinétique, moyennant une équivalence des paramètres du modèle.

II.6.3.1 Tests unidimensionnels de validation

L'exemple utilisé est décrit par VAN GENUCHTEN & WIERENGA (1976). Dans cet article, ils développent la solution analytique du transport unidimensionnel avec effet d'eau immobile d'un pulse de soluté sorptif (adsorption linéaire) introduit dans une colonne.

La colonne est supposée semi-infinie. En pratique, cela signifie que sa longueur doit être telle que la condition limite imposée à l'extrémité aval a une influence négligeable sur l'évolution de la concentration dans la portion de la colonne, où l'on observe effectivement l'évolution de la concentration. Une condition de Dirichlet est imposée à cette extrémité aval :

$$\lim_{z \rightarrow \infty} (C(z, t)) = 0 \quad (2.60a)$$

A l'entrée de la colonne, le flux total de soluté est imposé (condition de Cauchy) :

$$\lim_{z \rightarrow 0^+} \left(v_m C - D_h \frac{\partial C_m}{\partial x} \right) = \begin{cases} v_m C_0 & 0 \leq T < T_1 \\ 0 & T \geq T_1 \end{cases} \quad (2.60b)$$

A l'instant initial, la colonne ne contient aucun soluté :

$$C(z, 0) = C_{im}(z, 0) = 0 \quad (2.61)$$

T est un nombre adimensionnel défini par $T = \frac{v_0 t}{L} = \frac{v_m t \Phi}{L}$

où

- v_0 est la vitesse moyenne de pore ;

- v_m est la vitesse moyenne de pore dans l'eau mobile ;

$$- \Phi = \frac{\theta_m}{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_m + \theta_{im}} ;$$

- $\theta, \theta_m, \theta_{im}$ représentent la teneur totale en eau, la teneur en eau mobile et la teneur en eau immobile ;

- t est le temps ;

- L est la distance à laquelle on observe la concentration dans la colonne.

Les mêmes conditions sont simulées avec le code SUFT3D sur une colonne de 1 m de long, discrétisée avec 100 éléments de 1 cm suivant la direction de l'écoulement. Dans les directions perpendiculaires, les paramètres et sollicitations sont constants, afin de se ramener à un test unidimensionnel.

Pour l'exemple utilisé, les paramètres de bases sont : $q = v_m \theta_m = v \theta = 10 \text{ cm.j}^{-1}$, $\theta = 0.40$, $\rho_b = 1.30 \text{ g.cm}^{-3}$, $D_h = 30 \text{ cm}^2.\text{j}^{-1}$, $f = 1 - p = 0.4$, $\phi = 0.65$, $\alpha = 0.15 \text{ j}^{-1}$, $T_1 = 3$, $K_d = 0.50$

Les paramètres α , K_d , f , ϕ , D_h sont modifiés successivement afin de mettre en évidence leur influence respective. L'évolution de la concentration est observée en $L = 30 \text{ cm}$. Les résultats obtenus avec le code SUFT3D sont comparés à ceux obtenus avec le code CXTFIT (TORIDE *et al.*, 1995) dans lequel les solutions analytiques de VAN GENUCHTEN & WIERENGA (1976) ont été programmées. Ces résultats sont fournis à la figure II.6.1 (graphiques a à e).

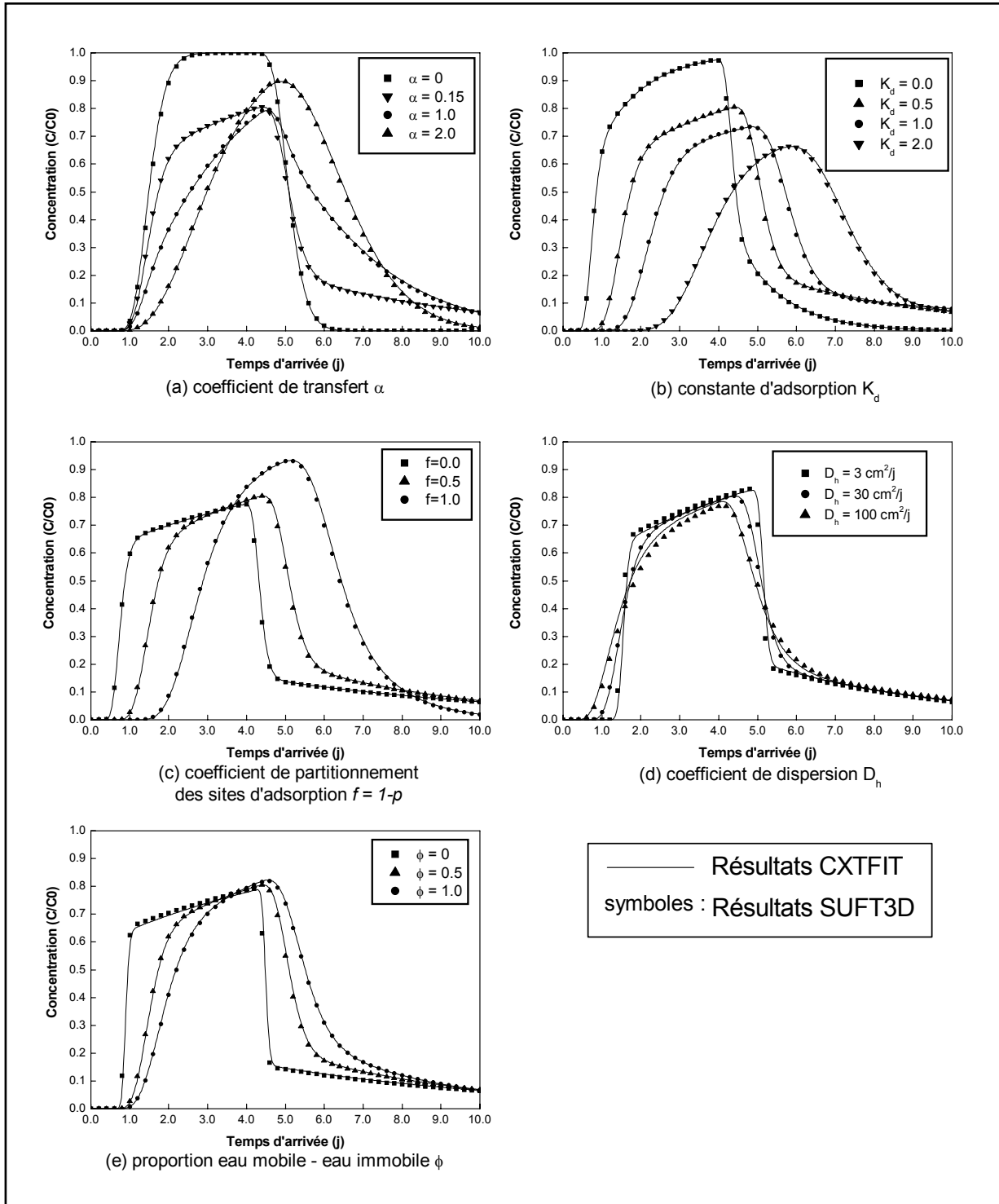


Figure II.6.1 Comparaison des résultats obtenus avec le SUFT3D aux résultats obtenus avec CXTFIT pour l'exemple de VAN GENUCHTEN & WIERENGA (1976)

Comme le montrent les figures précédentes, les résultats obtenus avec le code SUFT3D sont très semblables à ceux obtenus avec la solution analytique. Seule la figure II.6.1d montre quelques écarts. Quand la dispersion est très faible ($D_h = 3 \text{ cm}^2 \cdot \text{j}^{-1}$), la solution éléments finis est un peu plus dispersive (arrivée plus rapide du soluté en $L = 30 \text{ cm}$). Quand la dispersion est élevée ($D_h = 100$

$\text{cm}^2.\text{j}^{-1}$), le phénomène inverse est remarqué (la première arrivée observée avec la solution éléments finis est un peu plus tardive). Dans ce cas, la condition limite aval (sortie de soluté par advection uniquement, la dispersion étant annulée) a une légère influence sur l'évolution de la concentration dans la colonne. Dans tous les cas, ces différences restent tout à fait acceptables.

II.6.3.2 Tests tridimensionnels de validation et tests de sensibilité

Le cas envisagé est celui du transport d'un traceur injecté dans un aquifère homogène, isotrope et infini. Le maillage est composé de 4 couches d'éléments finis de 2 m d'épaisseur chacune, totalisant 8 m d'épaisseur (fig.II.6.2). L'extension horizontale du maillage est de 640×640 m, la dimension des éléments variant de 20 m près des frontières à 0.5 m au voisinage des puits. Aux frontières du modèle, des conditions de Dirichlet sont imposées ($H_d = 10$ m). Un modèle local d'une extension de $112 \text{ m} \times 80 \text{ m}$ est utilisé pour les simulations du transport.

Une masse unitaire de traceur est injectée à une distance de 20 m d'un puits de reprise (situé au centre du domaine) où un débit de $10 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$ est extrait (assurant un écoulement radial convergent). L'injection, d'une durée de 1 heure, est simulée par un terme source imposé aux différents nœuds situés à la verticale du piézomètre d'injection.

La nappe est supposée captive (niveau piézométrique statique à 10 m). La conductivité hydraulique saturée (K_s) est de $5.0 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$, la porosité efficace (θ_m) de 0.01, la dispersivité longitudinale (α_L) de 5 m et la dispersivité transversale (α_T) de 2 m.

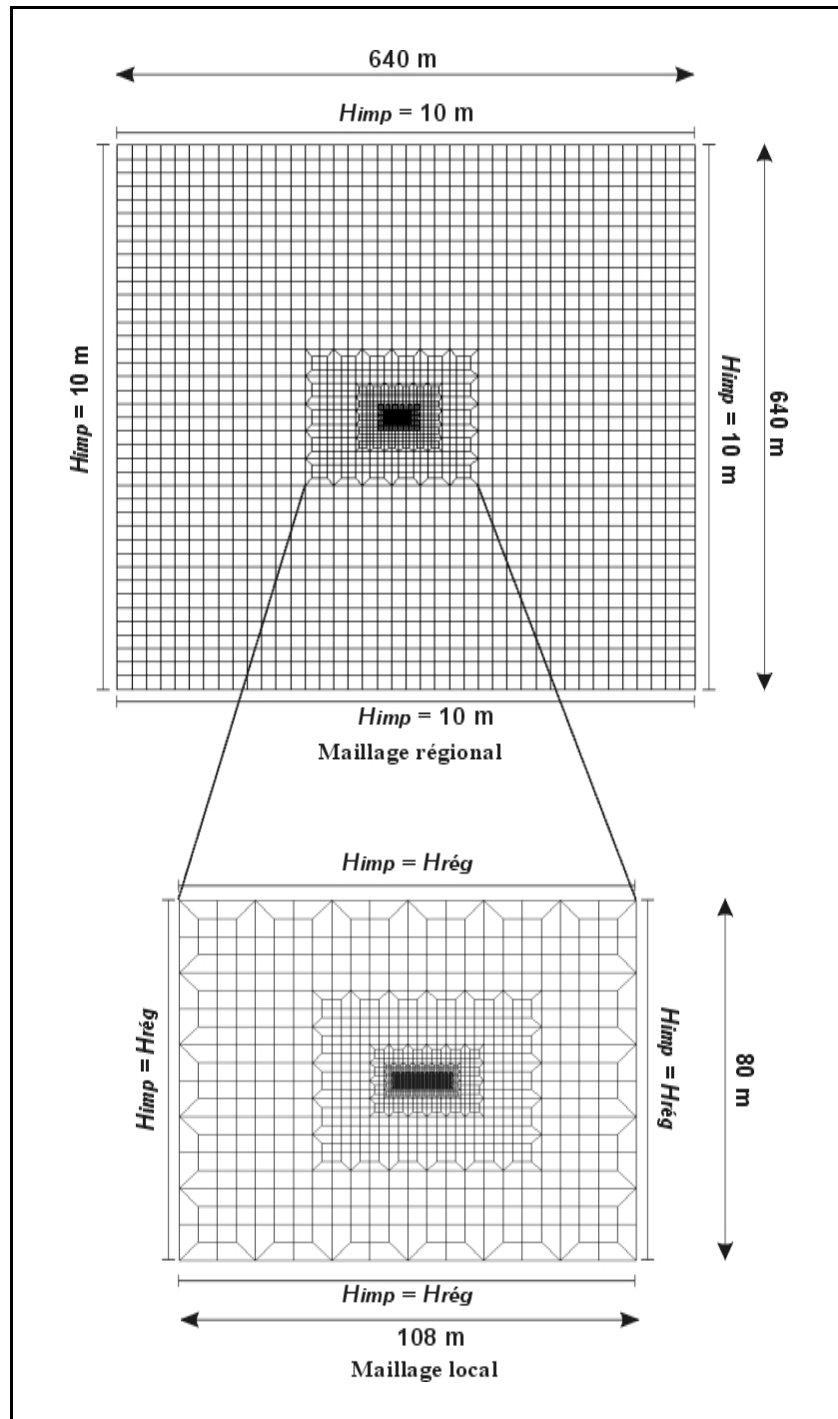


Figure II.6.2. Maillage éléments finis utilisé et conditions aux limites

II.6.3.2.1 Tests de validation

Aucune solution ne permettant de calculer la courbe de restitution analytiquement ou semi-analytiquement, la validation est basée sur une comparaison des courbes de restitution calculées respectivement avec le code SUFT3D et avec le code éléments finis FRAC3DVS (THERRIEN, 1992, THERRIEN & SUDICKY, 1996). Dans FRAC3DVS, l'approximation de l'équation (2.58) proposée par

IBARAKI & SUDICKY (1995) est utilisée. La validation est donc basée sur la comparaison des résultats obtenus avec deux méthodes différentes d'évaluation de la composante cinétique.

Pour le test, la porosité d'eau immobile (θ_{im}) est fixée à 0.30 et le coefficient de transfert (α) est modifié de 0 à $1.0 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. Aucun processus d'adsorption n'est considéré et l'effet de la diffusion moléculaire sur la migration du traceur est supposée négligeable.

La figure II.6.3. montre la comparaison des résultats obtenus avec le code SUFT3D et le code FRAC3DVS. Les petits écarts visibles sont attribuables à des différences dans la manière de traiter numériquement l'équation de transport dans les deux codes et, surtout, à des différences de raffinement du maillage (pour des raisons de facilité de génération, le maillage employé avec FRAC3DVS était constitué de briques moins raffinées au voisinage des ouvrages). Dans l'ensemble, la concordance entre les résultats des deux codes est excellente. Comme mentionné par GALLO *et al.* (1996), les stratégies numériques employées pour représenter le concept cinétique peuvent différer sur le plan de la stabilité du schéma résultant. Les approches programmées dans les codes SUFT3D et FRAC3DVS semblent être très stables, même pour un coefficient de transfert de $1 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, ce qui constitue déjà une valeur très élevée pour un matériau crayeux.

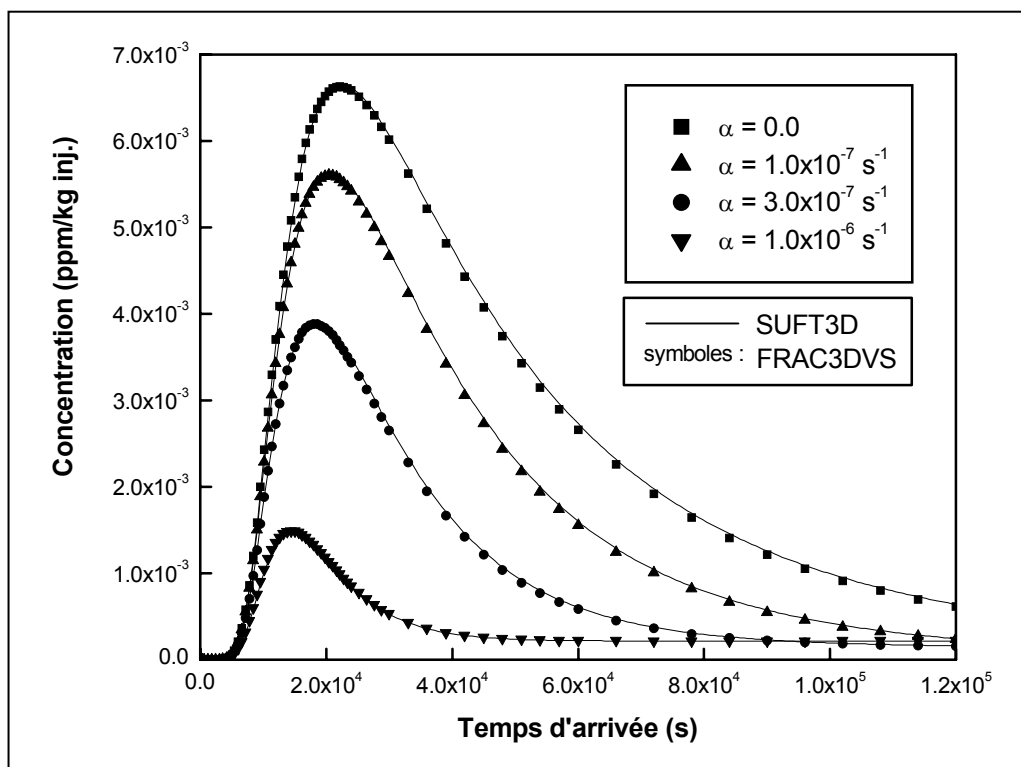


Figure II.6.3. Comparaison des résultats obtenus avec les codes SUFT3D et FRAC3DVS

II.6.3.2.2 Tests de sensibilité

Des essais de traçage en écoulement radial convergent sont très fréquemment réalisés pour quantifier les paramètres de transport et de piégeage (ils constituent d'ailleurs la base expérimentale

de la présente recherche). Ils offrent plusieurs avantages sur les tests en écoulement naturel et sur les méthodes de puits unique, notamment celui de permettre une analyse quantitative en terme de taux de restitution du traceur (proportion massique de traceur injecté qui est effectivement récupéré au puits). Si aucun mécanisme de retard ou de piégeage n'agit sur le traceur, l'entièreté de la masse injectée doit être récupérée au puits de pompage. Toutefois, il arrive très fréquemment que le taux de restitution calculé soit beaucoup plus faible que l'unité, ce qui peut indiquer soit que le traceur a migré dans une direction autre que celle du puits, soit qu'il a été l'objet d'effets importants de retard ou de piégeage.

Les effets d'eau immobile (ou de manière générale les effets cinétiques) peuvent avoir une influence significative sur l'allure des courbes de restitution et l'amplitude du taux de restitution, donc sur l'interprétation qui en est tirée en termes de paramètres de transport. Il est intéressant de mieux cerner de quelle manière et dans quelles proportions les effets d'eau immobile vont se marquer sur les résultats et l'interprétation de l'essai de traçage. Les résultats qui suivent ne constituent toutefois pas à proprement parler une analyse de sensibilité, laquelle demanderait un nombre beaucoup plus grand de tests. On se contentera ici de constater les grandes tendances imprimées sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution quand les paramètres de la composante cinétique sont modifiés.

Les tests sont réalisés avec le même exemple que celui utilisé au paragraphe précédent. Dans un premier temps, la teneur en eau immobile θ_{im} est fixée à une valeur de 0.20, le coefficient de transfert α variant de zéro à $1.0 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. Dans un deuxième temps, le coefficient de transfert α est fixé à une valeur de $3.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$, la teneur en eau immobile θ_{im} variant de zéro à 0.30. Les courbes de restitution résultantes sont présentées aux figures II.6.4a et II.6.4b.

La figure II.6.4a indique clairement que l'atténuation du pic de restitution est principalement gouvernée par l'amplitude du coefficient de transfert α . Une augmentation du coefficient α se traduit par une diminution de l'amplitude de la concentration modale, le temps modal correspondant étant par ailleurs atteint plus rapidement. Les premières arrivées de traceur ne semblent elles pas fortement affectées. Ces arrivées correspondent au transit le plus rapide du traceur entre le piézomètre d'injection et le puits. Ce transit rapide empêche un transfert important de traceur vers l'eau immobile.

L'atténuation du pic et son apparition plus rapide s'expliquent aisément si l'on note la similitude entre le processus de stockage dans l'eau immobile et un processus de dégradation linéaire, donc entre le coefficient de transfert α et une constante de dégradation linéaire λ . Au commencement de l'essai, la concentration dans l'eau immobile est pratiquement négligeable vis-à-vis de la concentration dans l'eau mobile. Dans ce cas, en négligeant le terme de dégradation linéaire et le

terme correctif relatif à l'expansion de la divergence de la vitesse, l'équation de transport dans l'eau mobile (2.43) se ramène à :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} = -v_D \cdot \nabla C + \nabla \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \nabla C) + q(C' - C) - \alpha C \quad (2.62)$$

De manière simplifiée, l'équation relative à l'eau immobile peut s'écrire :

$$\theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} = \alpha(C - C_{im}) \quad (2.63)$$

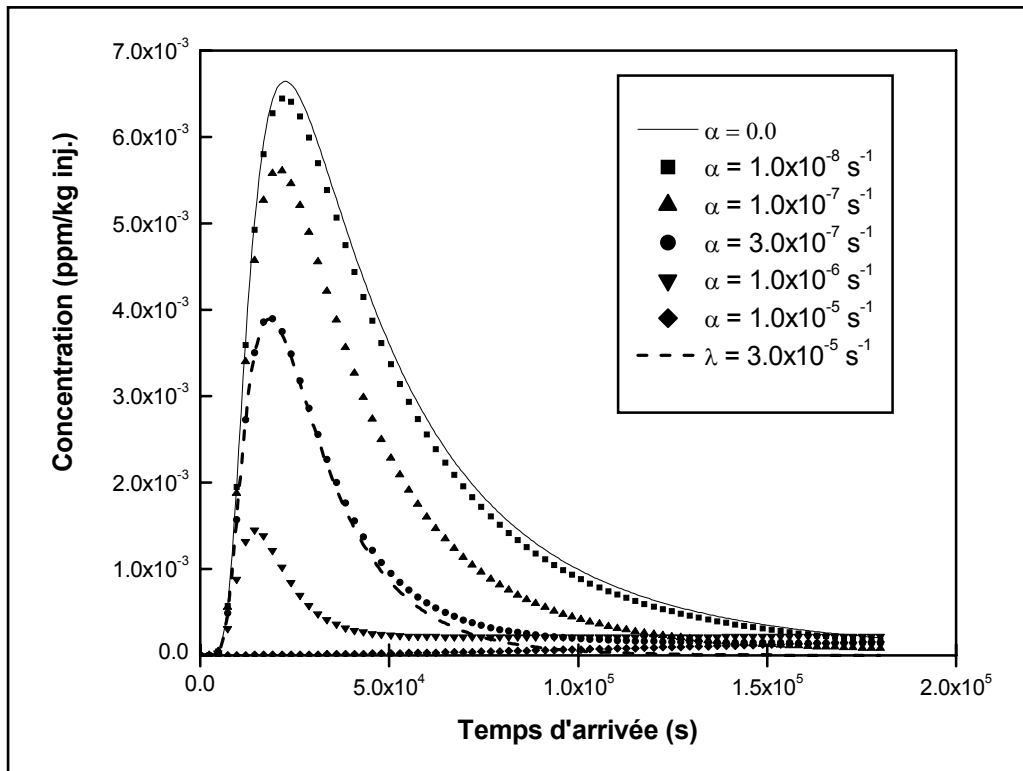


Figure II.6.4a. Influence du coefficient de transfert α sur l'allure de la courbe de restitution au puits

Pour les premiers temps de la restitution, l'effet d'eau immobile joue donc un rôle tout à fait semblable à celui d'une dégradation linéaire. Le soluté « dégradé » est celui qui est stocké durant toute cette période dans l'eau immobile. Par similitude, on peut exprimer un coefficient de dégradation « équivalent » par l'expression :

$$\lambda_{eq} = \frac{\alpha}{\theta_m} \quad (2.64)$$

L'équivalence a été testée en considérant un traceur caractérisé par une constante de dégradation λ_{eq} de $3.0 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, équivalente au coefficient de transfert α de $3.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ combiné à la porosité efficace θ_m de 0.01 (sans effet d'eau immobile cette fois). La courbe de restitution résultante

est représentée à la figure II.6.4a (tirets). Elle est très proche de la courbe de restitution obtenue avec un coefficient de transfert $\alpha = 3.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$, sauf pour les arrivées tardives où la concentration tend rapidement vers zéro, sans reproduire la très longue queue de restitution à faible concentration caractéristique de l'effet d'eau immobile.

Ce résultat a une conséquence pratique intéressante. Beaucoup de codes numériques commerciaux (AQUA3D, FEMWATER,...) ne permettent pas de considérer un effet d'eau immobile dans l'interprétation des essais de traçage. En revanche, ces mêmes codes permettent le plus souvent de considérer une dégradation linéaire. Moyennant l'approximation proposée ci-dessus, il est possible d'obtenir une évaluation du coefficient de transfert α en se servant du coefficient de dégradation linéaire. Si l'on soupçonne l'existence d'un effet d'eau immobile (suite notamment à l'atténuation du pic de restitution), le début de la courbe de restitution peut être ajustée à l'aide du coefficient de dégradation (en plus de la porosité efficace et de la dispersivité) de manière à reproduire une atténuation correcte. Une fois l'ajustement terminé, la relation (2.64) peut être utilisée pour estimer α .

Quand le coefficient de transfert α est élevé ($1.0 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$), en plus du pic d'advection habituel, un deuxième pic très étalé apparaît après que la majeure partie du nuage de traceur soit arrivée au puits, quand les concentrations dans l'eau mobile tendent vers zéro. A ce moment, la quantité de soluté stockée temporairement dans l'eau immobile rediffuse vers l'eau mobile, venant y « renforcer » le niveau de concentration. VAN KOOTEN (1996) obtient des allures de courbes de restitution similaires par solutions analytiques, dans des cas unidimensionnels et tridimensionnels.

Si le coefficient de transfert α devient très grand ($1.0 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$), le pic advectif n'apparaît plus. Le transfert entre les deux phases est tellement rapide que les concentrations C et C_{im} s'équilibrent instantanément. Les courbes d'évolution de la concentration dans l'eau mobile et dans l'eau immobile sont alors confondues. On pourrait alors utiliser un modèle advection - dispersion avec une porosité efficace θ_m égale à la porosité totale ($\theta = \theta_m + \theta_{im}$) et un coefficient de dispersion modifié de manière à intégrer l'influence de l'effet d'eau immobile.

Cet exemple illustre très bien le concept de transport idéal abordé au point II.4.2. Les effets cinétiques se marquent essentiellement aux échelles spatiales et temporelles intermédiaires. On a donc une sorte de continuum entre les différents modèles conceptuels de transport : modèle AD normal (quand l'amplitude de α est faible), modèle AD avec une composante cinétique (quand l'amplitude de α est moyenne) et modèle AD global (quand l'amplitude de α est très élevée). La « localisation » du régime de transport dans ce continuum dépend du rapport de forces entre les composantes de migration (advection - dispersion) et de retard (effet cinétique).

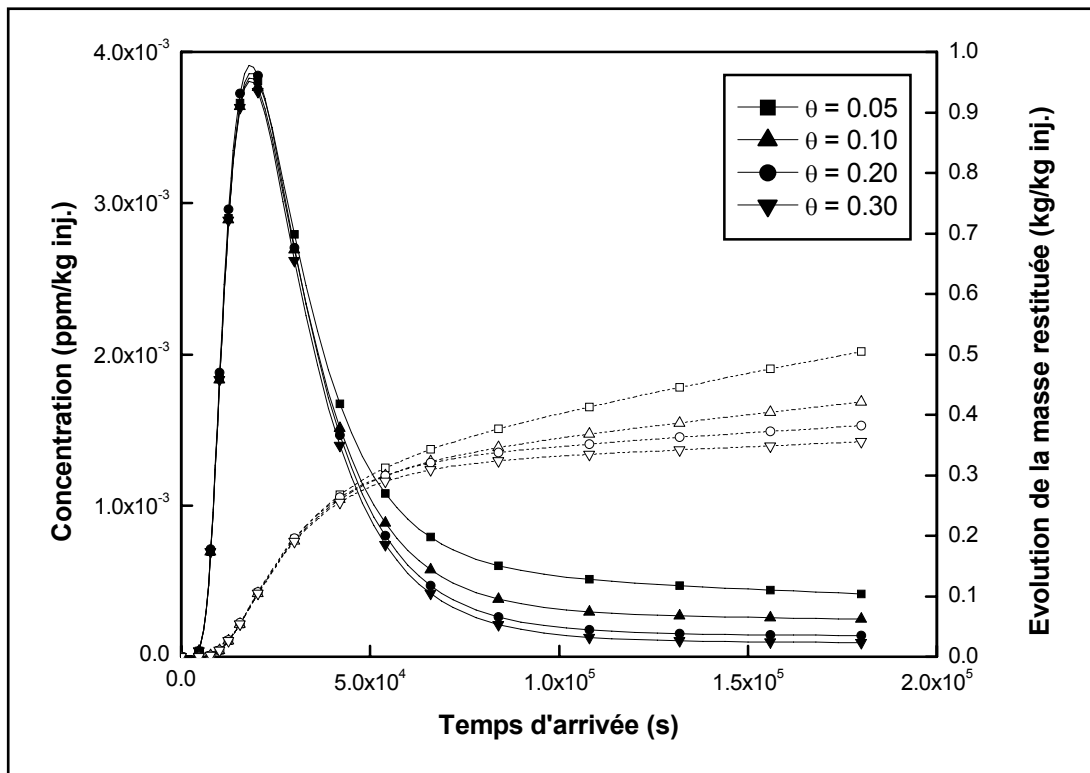


Figure II.6.4b. Influence de la teneur en eau immobile θ_{im} sur l'allure de la courbe de restitution au puits

La figure II.6.4b montre que la porosité d'eau immobile (θ_{im}) a peu d'influence sur l'amplitude (l'atténuation) du pic de restitution du traceur et sur le temps modal de restitution. Par contre, l'amplitude de θ_{im} se marque très nettement sur les arrivées tardives du traceur. Plus θ_{im} est élevé, plus le niveau de concentration de la queue de la courbe de restitution est basse.

Dans l'équation simplifiée de conservation de la masse de soluté dans l'eau immobile (2.63), θ_{im} multiplie la dérivée temporelle de la concentration dans l'eau immobile C_{im} . A ce titre, il joue le rôle du coefficient d'inertie de l'évolution de C_{im} . Donc, plus θ_{im} est élevé, plus l'évolution temporelle de C_{im} est lente. Dans ce cas, quand le pic de concentration du nuage de traceur est passé, le niveau de concentration atteint dans l'eau immobile n'est pas très élevé et la concentration dans l'eau mobile C peut décroître rapidement jusqu'à ce niveau minimum. A contrario, si la porosité d'eau immobile θ_{im} est petite, la concentration C_{im} y croît rapidement pour atteindre un niveau élevé de « bruit de fond ». Après le pic, la concentration dans l'eau mobile C est « soutenue » par le niveau élevé de rétrodiffusion en provenance de l'eau immobile, produisant des arrivées tardives de traceur, à un niveau nettement plus élevé.

La figure II.6.4b présente également l'évolution de la masse restituée pour les différentes valeurs prises par la teneur en eau immobile. Il en ressort que plus la teneur en eau immobile θ_{im} est

élevée, plus la « pente » de la courbe de masse restituée est faible pour les arrivées tardives. L'évolution temporelle de la masse restituée devrait donc constituer une information intéressante en vue de quantifier la teneur en eau immobile indépendamment des autres paramètres. VERECKEN *et al.* (1999) proposent des méthodes asymptotiques d'interprétation des essais de traçage sur base du comportement à long terme des queues de restitution. Leurs observations sont similaires, malheureusement, les solutions asymptotiques ne semblent pas pouvoir être dérivées en écoulement radial convergent (VERECKEN, 2000, *communication personnelle*).

Sur un plan pratique, les tests relatifs à l'influence de la teneur en eau immobile sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution montrent que si la teneur en eau immobile est élevée, la queue de restitution du traceur au puits peut être très longue (pente très faible de la courbe de masse restituée pour les arrivées tardives) et à un niveau de concentration très bas. Dans ce cas, une quantité importante du traceur peut être restituée au puits à une concentration inférieure à sa limite de détection analytique. Dans ce cas, le taux de restitution expérimental calculé est inférieur à l'unité et une incertitude pourra subsister sur ce qu'il est advenu du traceur.

II.6.3.2.3 Influence des paramètres du modèle cinétique sur l'évaluation des autres paramètres de transport

La composante cinétique du transport est rarement considérée dans les modèles car peu de codes numériques commerciaux permettent de considérer un tel processus et, dans beaucoup de cas, faute d'informations précises, on préfère limiter le nombre de paramètres d'ajustement lors de la calibration. Les tests précédents viennent de démontrer que l'effet d'eau immobile peut avoir une influence très grande sur l'allure de la courbe de restitution. Négliger cet effet lors de l'interprétation peut donc conduire à une estimation erronée des autres paramètres de transport, essentiellement la porosité efficace et la dispersivité longitudinale.

Afin de vérifier cette affirmation et de distinguer dans quel sens les erreurs commises risquent de se marquer, certaines courbes générées avec un effet d'eau immobile à l'aide du code SUFT3D ont été réinterprétées, mais cette fois en négligeant l'effet d'eau immobile. Pour garantir l'objectivité de cette calibration, il serait utile de disposer d'une méthode d'ajustement automatique des paramètres. Cela n'étant disponible ni pour le code SUFT3D, ni pour le code FRAC3DVS, la solution semi-analytique développée par SAUTY (1978, 1980) et programmée dans le code CATTI (SAUTY *et al.*, 1992) a été utilisée car ce programme propose une méthode d'ajustement automatique des paramètres (programme POP).

Les paramètres considérés pour la calibration sont la porosité efficace (θ_m) et la dispersivité longitudinale (α_L). Le taux de restitution (R_F) a également été autorisé à varier vu l'impossibilité d'obtenir des résultats réalistes en considérant que toute la masse de traceur est effectivement restituée au puits (dans un délai « raisonnable »). Ce problème provient de la grande influence de

l'effet d'eau immobile sur le taux de restitution, généralement impossible à reproduire avec le modèle advection – dispersion. Cette procédure revient en quelque sorte à normer les courbes de restitution par rapport au maximum de concentration pour permettre leur comparaison visuelle (essentiellement les premières arrivées et le pic de restitution). Cette façon de procéder est courante mais sans doute trompeuse lorsque des solutions analytiques sont utilisées pour interpréter des essais de traçage quand les taux de restitution s'écartent fortement de 100%.

La dispersion transversale étant négligée dans CATTI, même pour obtenir un ajustement sur la courbe de restitution générée avec le code SUFT3D sans effet d'eau immobile, il a fallu introduire dans CATTI des paramètres de transport différents des paramètres réels. A ce sujet, Il faut remarquer que même si de nombreux auteurs affirment qu'en écoulement radial convergent, la dispersion transversale n'a pas d'influence sur le transport des solutés, cette supposition est physiquement erronée. Comme le confirme la comparaison des résultats obtenus avec le code SUFT3D et avec CATTI, la dispersion transversale a plutôt un effet retardateur sur le transfert des traceur. Par contre, il est clair que cette dispersion transversale est souvent très faible.

La porosité efficace et la dispersivité longitudinale obtenues avec CATTI pour cette courbe de référence ($\alpha = 0$) sont donc des valeurs équivalentes correspondant au cas où l'on néglige la dispersion transversale. L'influence de l'effet d'eau immobile sur l'évaluation de la porosité efficace et de la dispersivité longitudinale est donc évaluée par rapport à ces valeurs équivalentes.

La courbe de restitution étant plus sensible au coefficient de transfert α (cf. fig.II.6.4a), les tests ont porté sur différentes valeurs de ce paramètre, la teneur en eau immobile étant fixée à 0.20. La figure II.6.5 présente la comparaison des courbes de restitution « expérimentales » (i.e. obtenues avec le SUFT3D et l'effet d'eau immobile) et les meilleurs ajustements obtenus avec le code CATTI. Le tableau II.6.1. permet de comparer les paramètres de transport obtenus par la calibration avec CATTI et les paramètres « réels », pour les différentes valeurs du coefficient de transfert α . De manière générale, on constate que le fait de négliger la composante cinétique conduit à une sous évaluation de la porosité efficace (θ_m) et de la dispersivité longitudinale (α_L). Cela est aussi illustré à la figure II.6.6 montrant, pour ce test, l'évolution de ces deux paramètres en fonction du coefficient de transfert α .

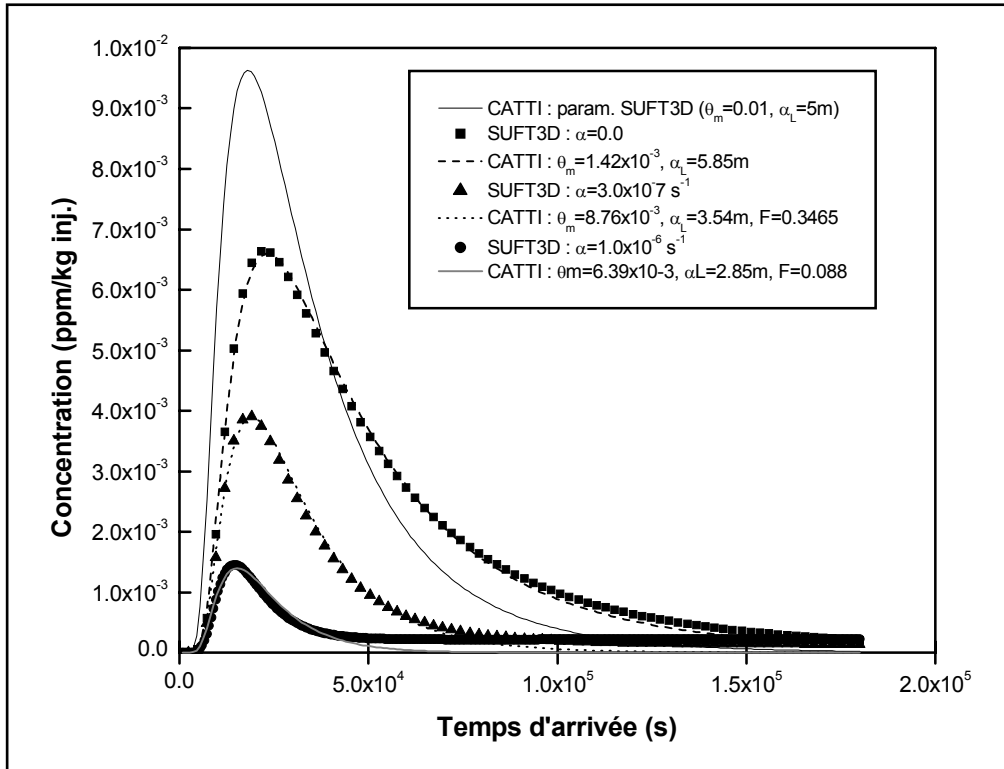


Figure II.6.5. Comparaison des courbes de restitution « expérimentales » (SUFT3D) et calibrées (CATTI) en négligeant l'effet d'eau immobile

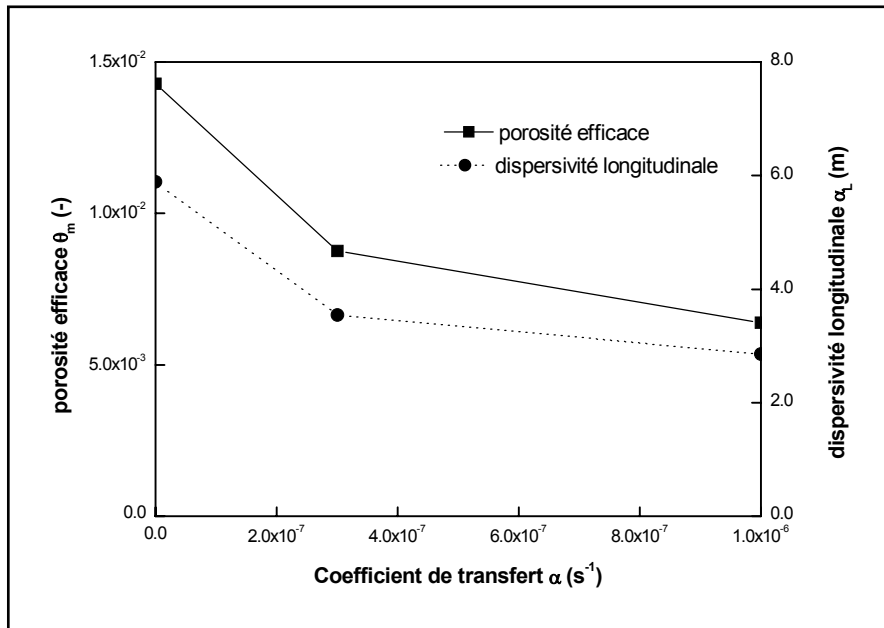


Figure II.6.6. Evolution de θ_m et α_L en fonction de α pour les tests réalisés

	SUFT3D	CATTI	SUFT3D	CATTI	SUFT3D	CATTI
α (s ⁻¹)	0.0	-	3×10 ⁻⁷	-	10 ⁻⁶	-
θ_m (-)	0.01	1.428×10 ⁻²	0.01	8.76×10 ⁻³	0.01	6.39×10 ⁻³
α_L (m)	5.0	5.89	5.0	3.54	5.0	2.85
R_F (-)	1.0	0.973	1.0	0.347	1.0	0.088

Tableau II.6.1. Influence du coefficient de transfert α sur la calibration des paramètres de transport (θ_m , α_L)

II.6.4 Partitionnement dynamique de la porosité

Afin de préserver la généralité du formalisme programmé dans le code SUFT3D, la porosité doit pouvoir être considérée soit comme une constante (porosité d'E.V.R.), soit comme variant dynamiquement, en fonction de la teneur en eau.

Cette conceptualisation se répercute de deux manières sur l'équation de transport : (1) au niveau du terme correctif apparaissant suite à l'expansion de la divergence de la vitesse, (2) au niveau de la composante cinétique dans le cas où l'on modélise un effet d'eau immobile dans un écoulement transitoire non saturé, pour lequel un échange advectif de soluté entre l'eau mobile et l'eau immobile est possible. Même dans le cas d'un écoulement en régime permanent, il est possible qu'un partitionnement dynamique de la porosité soit nécessaire dans le cas où le milieu est caractérisé par des teneurs en eau variant spatialement.

II.6.4.1 Calcul du partitionnement dans le code SUFT3D

Les trois critères de partitionnement proposés par ZURMÜHL & DURNER (1996) ont été programmés dans le code SUFT3D :

$$-\theta_{im} = cste \quad (2.65a)$$

$$-\frac{\theta_{im}}{\theta} = cste \quad (2.65b)$$

$$-\frac{K(\theta_{im})}{K(\theta)} = cste \quad (2.65c)$$

Dans les trois cas, la porosité d'eau mobile est donnée par la différence entre la teneur totale en eau et la teneur en eau immobile :

$$\theta_m = \theta - \theta_{im} \quad (2.66)$$

Le principe général de calcul du partitionnement est le suivant :

1. On résout le problème d'écoulement par la méthode des éléments finis entre les temps t_n et t_{n+1} .
2. A la fin de cette résolution, on calcule pour chaque nœud la variation temporelle de la teneur en eau $\Delta\theta^{n+1} = \theta^{n+1} - \theta^n$.
3. En fonction de cette variation et du critère de partitionnement, on évalue les variations respectives des teneurs en eau mobile et immobile $\Delta\theta_m^{n+1}$ et $\Delta\theta_{im}^{n+1}$, les taux de variation sur le pas de temps étant respectivement : $t_{x,m}^{n+1} = \Delta\theta_m^{n+1} / \Delta t$ et $t_{x,im}^{n+1} = \Delta\theta_{im}^{n+1} / \Delta t$. Ces taux sont stockés dans un tableau pour servir ultérieurement lors de la résolution du transport.
4. On calcule le transport entre les temps t_n et t_{n+1} . Sur ce pas de temps, l'équation de transfert tient compte de la variation de volume de la phase immobile via les équations (2.41) et (2.46) (v. chapitre II.5).

Dans le code SUFT3D, une sous routine évalue le partitionnement de la porosité à la fin de chaque pas de temps d'écoulement.

II.6.5 Forme advective, termes sources et conservation de la masse de soluté

II.6.5.1 Position du problème

On a mentionné au chapitre II.2 que la forme advective de l'équation de transport est utilisée dans le code SUFT3D. Sous une forme un peu simplifiée, cette équation peut s'écrire :

$$\theta_m \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) + \left(F \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial \theta_m}{\partial t} \right) C + \sum_{k=1}^{N_{éch}} f_m^{\varphi_k} \quad (2.13')$$

On voit apparaître le terme source modifié $q(C' - C)$ en lieu et place du terme habituel qC' . L'usage de la forme advective fait donc appel à un terme correctif $-qC$ agissant au(x) nœud(s) où un terme source/puits est imposé. Dans le cas d'un pompage, $C' = C$ et la correction est nulle. S'il s'agit d'une injection, C' est égal à la concentration dans le fluide injecté (C_{inj}) et la différence $C_{inj} - C$ introduit une dégradation équivalente ($q \leftrightarrow \lambda$) proportionnelle à la concentration C au point d'injection.

Cette dégradation purement numérique agit en compétition avec le flux d'entraînement du soluté dans l'aquifère. Si ce flux est mal évalué, le déséquilibre qui apparaît entre les deux composantes (entraînement et dégradation), peut être à l'origine d'importants problèmes de conservation de la masse de soluté. La précision du schéma numérique est donc fortement tributaire de l'évaluation des flux de Darcy au voisinage du point d'injection.

En fait, en remplaçant le terme de divergence de la vitesse ($\underline{\nabla} \cdot \underline{v}_D$) par son expression donnée par la relation de Richards (équation 2.11), on introduit dans l'équation de transport la « meilleure évaluation possible » de ce terme puisqu'on le remplace par son équivalent mathématique parfait.

$$\underline{\nabla} \cdot \underline{v}_D = q - F \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.11)$$

II.6.5.2 Evaluation du champ des flux de Darcy

Si le champ des flux de Darcy est dérivé directement (élément par élément) du champ de pressions h , il présente une discontinuité au passage d'un élément à l'autre et au voisinage des termes source/puits. Le champ de pression variant linéairement ($h = \sum_j h_j N_j$) sur le domaine, le champ de vitesse qui en est dérivé est constant sur chaque élément.

Pour une série d'applications dérivées du calcul de l'écoulement, il est intéressant de disposer d'un champ continu de vitesses. C'est notamment le cas si l'on souhaite employer des méthodes lagrangiennes de transport ou pour le tracé de lignes de courant. Plusieurs méthodes proposées dans la littérature permettent d'obtenir un tel champ de vitesses. YEH (1981) préconise le calcul du champ de vitesses par l'application directe de la méthode des éléments finis à l'équation de Darcy. CORDES & KINZELBACH (1992) proposent une méthode de post-processing visant à « corriger » le champ de vitesse pour le rendre continu d'un élément à l'autre. MOSE *et al.* (1994) proposent une résolution combinée du champ de pressions et des flux de Darcy par la méthode des éléments finis mixtes hybrides. DURLOFSKY (1994) compare les champs de vitesses calculés à partir de la méthode des éléments finis avec volume de contrôle et à partir de la méthode des éléments finis mixtes. ZHANG *et al.* (1994) proposent eux une méthode d'interpolation cubique pour l'obtention d'un champ continu de vitesses.

D'un autre côté, l'emploi d'un champ de flux continu avec la forme advective de l'équation de transport pose un problème délicat pour traiter les fonctions Dirac que sont les injections nodales. Toute injection dans un champ d'écoulement produit une discontinuité locale de flux. Ceci est très schématiquement illustré à la figure II.6.7, dans le cas unidimensionnel. Le flux q_2 à l'aval du nœud d'injection est la somme du flux amont q_1 et du flux résultant de l'injection nodale q_{inj} . L'utilisation

d'un champ continu fait que le flux calculé au point d'injection est une « moyenne » des flux voisins ($|q_{nod}| \approx (q_1 + q_2)/2$). En réalité, le flux d'entraînement du traceur correspond plutôt au flux aval q_2 qu'au flux moyen q_{nod} . Comme $q_{nod} < q_2$, le traceur n'est pas évacué assez vite du point d'injection et le terme correctif de dégradation prend trop d'importance. Cela conduit donc à une dégradation « artificielle », donc à une mauvaise conservation de la masse de traceur injecté.

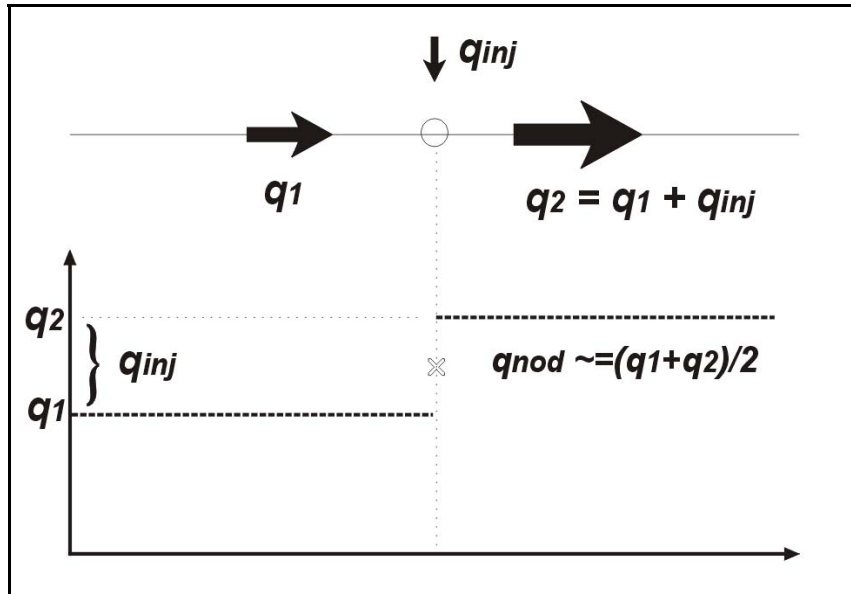


Figure II.6.7. Discontinuité des flux en présence d'un terme source (cas unidimensionnel)

II.6.5.3 Correction apportée dans le code SUFT3D

Dans sa version originale, lorsque la discrétisation éléments finis faisait intervenir le flux de Darcy (notamment pour la composante advective), l'évaluation numérique des intégrales correspondantes faisait appel à l'évaluation aux points d'intégration des composantes de flux à partir des valeurs calculées précédemment aux nœuds de l'élément :

$$\underline{v}_D(k_g) = \sum_{J=1}^{nnode} N_J(k_g) \underline{v}_{D,J}(k_g) \quad (2.67)$$

k_g représentant un point d'intégration dans l'élément et $nnode$ étant le nombre de nœuds de l'élément.

Le changement a consisté à remplacer les composantes de flux par leurs équivalents calculés à l'aide de la loi de Darcy, évaluée directement aux points d'intégration :

$$\underline{v}_D(k_g) = -\underline{K}(k_g) \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} \underline{\nabla} h(k_g) + \underline{\nabla} z \right) \quad (2.68)$$

Ce changement a permis d'améliorer de manière importante la conservation de masse de soluté en présence de termes sources. La résolution éléments finis fournissant le champ continu des flux aux nœuds du maillage a toutefois été conservée pour les tâches de visualisation et pour quelques opérations pour lesquelles ce champ est requis (voir partie III).

II.7 Conditions limites relatives au transport

Comme pour les écoulements, du point de vue du transport des solutés, le milieu souterrain a de nombreux échanges avec son environnement. Les transferts de masse qui en résultent accompagnent généralement un transfert d'eau, vecteur de la mobilité des solutés. Différents types de conditions limites peuvent être utilisées pour représenter ces transferts. Celles-ci sont brièvement décrites ci-dessous.

II.7.1 Condition de Dirichlet ou de 1^{er} type

Cette condition limite revient à imposer, sur une portion de la frontière B_d limitant le domaine investigué, la concentration (soit constante, soit variant au cours du temps) du soluté dans l'eau. Il en résulte un flux massique entrant ou sortant visant à assurer l'apport (ou l'extraction) de soluté de manière à garantir la constance de la concentration sur la zone où celle-ci est imposée.

Ce type de condition limite ne permet pas un contrôle aisé de la masse de soluté réellement impliquée dans le problème et, on le verra dans la troisième partie de ce travail, elle constitue souvent une condition trop forte ou trop contraignante. Elle n'a donc en fait son intérêt que pour quelques situations particulières telles que les interfaces côtiers où le volume d'eau de mer est tel que l'on peut en bonne approximation considérer que la concentration en sel dans l'eau est réellement imposée au voisinage de la frontière.

Mathématiquement, la condition de Dirichlet peut s'exprimer comme suit :

$$C(x, y, z, t) = C_D(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{sur } B_d \quad (2.69)$$

II.7.2 Condition de Neumann ou de 2^{ème} type

Cette condition limite consiste à imposer sur une portion B_n de la frontière la composante dispersive du flux massique de soluté (donc le gradient de concentration), la composante advective de ce flux pouvant varier.

Cette condition limite apparaît naturellement dans l'écriture de la formulation faible des éléments finis appliquée à l'équation de transport. L'application du théorème de Green au terme dispersif (dans le but de réduire d'un niveau le degré de dérivation des fonctions de formes) fait apparaître un terme qui n'est autre que cette composante dispersive sur la frontière, généralement considérée comme nulle. Pour le calcul du transport, la condition limite naturelle est donc la condition de Neumann.

Cela signifie qu'une frontière imperméable du point de vue écoulement sera imperméable du point de vue transport et qu'une frontière à potentiel hydraulique imposé en écoulement sera une

frontière laissant transiter le soluté par advection uniquement si aucune condition particulière n'est imposée du point de vue du transport.

Mathématiquement, la condition de Neumann peut s'exprimer comme suit :

$$\underline{n} \cdot \left(-\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C \right) = q_N(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{sur } B_n \quad (2.70)$$

II.7.3 Condition limite de Cauchy ou de 3^{ème} type

La condition limite de Cauchy consiste à imposer le flux massique total (composante advective et dispersive) sur une portion B_c de la frontière du domaine souterrain modélisé. Ce type de condition limite est celui que l'on utilise typiquement pour représenter la lixiviation de solutés dans des colonnes ou encore le flux massique du polluant accompagnant l'infiltration d'eau, en provenance d'une zone de stockage de déchets (bassins de décantation,...).

Mathématiquement, la condition de Cauchy peut s'exprimer comme suit :

$$\underline{n} \cdot \left(\underline{v}_D C - \theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C \right) = q_C(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{sur } B_c \quad (2.71)$$

II.7.4 Condition limite variable

Une condition limite variable n'est pas à proprement parlé un type différent de condition limite, mais bien une adaptation, selon la direction du flux de Darcy, du type de condition limite imposée sur la portion B_v de frontière.

Si le flux d'eau entre dans le domaine, la concentration en soluté est spécifiée au sein de ce flux. Si le flux d'eau quitte le domaine, la composante dispersive du flux massique est annulée (condition de Neumann nulle).

Mathématiquement, la condition limite variable peut s'exprimer comme suit :

$$\underline{n} \cdot \left(\underline{v}_D C - \theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C \right) = \underline{n} \cdot \underline{v}_D C_v(x_b, y_b, z_b, t) \quad \text{si } \underline{n} \cdot \underline{v}_D < 0 \quad (2.72a)$$

$$\underline{n} \cdot \left(-\underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C \right) = 0 \quad \text{si } \underline{n} \cdot \underline{v}_D > 0 \quad (2.72b)$$

II.7.5 Pompages et injections

Comme cela a déjà été précisé, la représentation des injections de soluté via des termes sources - puits a fait l'objet de développements mathématiques et numériques importants dans le cadre de cette recherche. Ces développements font l'objet de la troisième partie de ce travail. Ils ne sont donc pas détaillés ici.

Références bibliographiques relatives à la deuxième partie

Références générales

Bear, J., Verruijt, A., Modeling Groundwater Flow and Pollution, D.Reidel Publ. Company, Kluwer Academic Publ., Dordrecht, Pays-Bas, 414 p., 1987.

De Marsily, G., Quantitative hydrogeology, Academic Press, San Diego, CA, 440p, 1986.

Fetter, C. W., Contaminant Hydrogeology (2nd edition), Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, NJ, U.S.A., 500 p., 1999.

Huyakorn, P. S., Pinder, G. F., Computational Methods in Subsurface Flow, Academic Press, New York, U.S.A., 473 p., 1983.

Sun, N.-Z., Mathematical Modeling of Groundwater Pollution, Springer Verlag, New York, U.S.A., 1994.

Références particulières

ABABOU, R., McLAUGHLIN, D., GELHAR, L. W., TOMPSON, A. F. B., Numerical simulation of three-dimensional saturated flow in randomly heterogeneous porous media, *Transport in Porous Media*, 4, 549-565, 1989.

ABRIOLA, L. M., PINDER, G. F., A multiphase approach to the modeling of porous media contamination by organic compounds. I. Equation development, *Water Resour. Res.*, 21(1), 11-18, 1985a.

ABRIOLA, L. M., PINDER, G. F., A multiphase approach to the modeling of porous media contamination by organic compounds. II. Numerical simulation, *Water Resour. Res.*, 21(1), 19-26, 1985b.

BAHR, J. M., RUBIN, J., Direct comparison of kinetic and local equilibrium formulations for solute transport affected by surface reactions, *Water Resour. Res.*, 23(3), 438-452, 1987.

BAI, M., ELSWORTH, D., ROEGERS, J.-C., Multiporosity/multipermeability approach to the simulation of naturally fractured reservoirs, *Water Resour. Res.*, 29(6), 1621-1633, 1993.

BERKOWITZ, B., BEAR, J., BRAESTER, C., Continuum models for contaminant transport in fractured porous formations, *Water Resour. Res.*, 24(8), 1225-1236, 1988.

BIVER, P., Etude phénoménologique et numérique de la propagation de polluants miscibles dans un milieu à porosité multiple, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 389p, 1993.

- BRUSSEAU, M. L., JESSUP, R. E., RAO, P. S. C., Modeling the transport of solutes influenced by multiprocess nonequilibrium, *Water Resour. Res.*, 25(9), 1971-1988, 1989.
- BRUSSEAU, M. L., Application of a multiprocess nonequilibrium sorption model to solute transport in a stratified porous medium, *Water Resour. Res.*, 27(4), 589-595, 1991.
- BRUSSEAU, M. L., The influence of solute size, pore water velocity and intraparticle porosity on solute dispersion and transport in soil, *Water Resour. Res.*, 29(4), 1071-1080, 1993.
- BRUSSEAU, M. L., Transport of reactive contaminants in heterogeneous porous media, *Rev. Geophys.*, 32(3), 285-313, 1994.
- COATS, K. H., SMITH, B. D., Dead-end pore volume and dispersion in porous media, *Soc. Pet. Eng. J.*, 4, 73-84, 1964.
- CORDES, C., KINZELBACH, W., Continuous groundwater velocity fields and path lines in linear, bilinear, and trilinear finite elements, *Water Resour. Res.*, 28(11), 2903-2911, 1992.
- DAGAN, G., Upscaling of dispersion coefficients in transport through heterogeneous formations, *Comput. Methods in Water Resour.*, X, ed. A. Peters et al., Kluwer Academic Press, Dordrecht, NL 431-439, 1994.
- DASSARGUES, A., BROUYÈRE, S., DEROUANE, J., From calibration on tracer test data to computation of protection zones : upscaling difficulties in a deterministic modelling framework, proceedings de *ModelCARE'96* (Golden, Colorado), ed. Kovar, van der Heijde, IAHS Publ. n°237, 253-264, 1996.
- DEMARCO, D. T., On the parametrization of dual-porosity and equivalent-continuum theories describing mass transport in fractured rock : a stochastic analysis, MSc Thesis, University of Waterloo, Dept of Earth Sciences, 78 p., 1998.
- DESBARATS, A. J., Spatial averaging of transmissivity, *Proceedings Fifth Canadian/American Conference on hydrogeology*, 139-154, 1990a.
- DESBARATS, A. J., Macrodispersion in sand-shale sequences, *Water Resour. Res.*, 26(1), 153-163, 1990b.
- DESBARATS, A. J., Spatial averaging of transmissivity in heterogeneous fields with flow toward a well, *Water Resour. Res.*, 28(3), 757-767, 1992a.
- DESBARATS, A. J., Spatial averaging of hydraulic conductivity in three-dimensional heterogeneous porous media, *Math. Geol.* 24(3), 249-267, 1992b.
- DESBARATS, A. J., Spatial averaging of hydraulic conductivity under radial flow conditions, *Math. Geol.* 26(1), 1-21, 1994.
- DESBARATS, A. J., BACHU, S., Geostatistical analysis of aquifer heterogeneity from the core scale to the basin scale: A case study, *Water Resour. Res.*, 30(3), 673-684, 1994.
- DURLOFSKY, L. J., Numerical calculation of equivalent grid block permeability tensors for heterogeneous porous media, *Water Resour. Res.*, 27(5), 699-708, 1991.

DURLOFSKY, L. J., Representation of grid block permeability in coarse scale models of randomly heterogeneous porous media, *Water Resour. Res.*, 28(7), 1791-1800, 1992.

DURLOFSKY, L. J., Accuracy of mixed and control volume finite element approximations to Darcy velocity and related quantities, *Water Resour. Res.*, 30(4), 965-973, 1994.

DYKHUIZEN, R. C., Transport of solutes through unsaturated fractured media, *Water Res.*, 21(12), 1531-1539, 1987.

DYKHUIZEN, R. C., A new coupling term for dual-porosity models, *Water Resour. Res.*, 26(2), 351-356, 1990.

FAUST, C. R., GUSWA, J. H., MERCER, J. W., Simulation of three-dimensional flow of immiscible fluids within and below the unsaturated zone, *Water Resour. Res.*, 25(12), 2449-2464, 1989.

FORSYTH, P. A., Three-dimensional modelling of steam flush for DNAPL site remediation, *Int. J. Num. Met. Fl.*, 19, 1055-1081, 1994.

GALLO, C., PANICONI, C., GAMBOLATI, G., Comparison of solution approaches for the two-domain model of nonequilibrium transport in porous media, *Adv. Water Resour.*, 19(4), 241-253, 1996.

GAMBOLATI, G., PUTTI, M., PANICONI, C., Mass transfer analysis in sorbing porous media by an integro-differential approach, *Advances in Hydro-Science and -Engineering*, 1, 1819-1828, 1993.

GAMBOLATI, G., GALLO, C., PANICONI, C., Numerical integration methods for the dual porosity model in sorbing porous media, *Comput. Methods in Water Resour.*, X, ed. A. Peters et al., Kluwer Academic Press, Dordrecht, NL, 621-628, 1994.

GAMBOLATI, G., PUTTI, M., PANICONI, C., Projection methods for the finite element solution of the dual-porosity model in variably saturated porous media, in: *Advances in Groundwater Pollution Control and Remediation*, NATO-ASI Series 2: Environment, vol.9, ed. M. M. Aral, Kluwer Academic, Dordrecht, Holland, 97-125, 1996.

GAMERDINGER, A. P., WAGENET, R. J., VAN GENUCHTEN, M. TH., Application of two-site/two-region models for studying simultaneous nonequilibrium transport and degradation of pesticides, *Soil Sc. Soc. Am. J.*, 54, 957-963, 1990.

GAUDET, J. P., JÉGAT, H., VACHAUD, G., WIERENGA, P. J., Solute transfer, with exchange between mobile and stagnant water, through unsaturated sand, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41(4), 665-671, 1977.

GELHAR, L. W., AXNESS, C. L., Three-dimensional stochastic analysis of macrodispersion in aquifers, *Water Resour. Res.*, 19(1), 161-180, 1983.

GERKE, H. H., VAN GENUCHTEN, M. TH., A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media, *Water Resour. Res.*, 29(2), 305-319, 1993a.

GERKE, H. H., VAN GENUCHTEN, M. TH., Evaluation of a first-order water transfer term for variably saturated dual-porosity flow models, *Water Resour. Res.*, 29(4), 1225-1238, 1993b.

GRIFFIOEN, J.W., BARRY, D. A., PARLANGE, P.-Y., Interpretation of two-region model parameters, *Water Resour. Res.*, 34(3), 373-384, 1998.

GWO, J.-P., Multi-region flow and transport in subsurface media, Ph.D. thesis, Dpt of Civil and Environmental Engineering, Pennsylvania State University, 283p, 1992.

GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., Modeling small-scale physical non-equilibrium and large-scale preferential fluid and solute transport in a structured soil, *Comput. Meth. in Water Resour. X*, ed. A. Peters et al., Kluwer Academic Press, Dordrecht, NL, 465-472, 1994.

GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., A multiple-pore-region concept to modeling mass transfer in subsurface media, *J. Hydrol.*, 164, 217-237, 1995.

GWO, J. P., JARDINE, P. M., WILSON, G. V., YEH, G.-T., Using a multiregion model to study the effects of advective and diffusive mass transfer on local physical nonequilibrium and solute mobility in a structured soil, *Water Resour. Res.*, 32(3), 561-570, 1996.

HAGGERTY, R., GORELICK, S. M., Multiple-rate mass transfer for modeling diffusion and surface reactions in media with pore-scale heterogeneity, *Water Resour. Res.*, 31(10), 2383-2400, 1995.

HALLET, V., Etude de la contamination de la nappe aquifère de Hesbaye par les nitrates : hydrogéologie, hydrochimie et modélisation mathématique des processus d'écoulement et de transport en milieu saturé, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences, 361p, 1999.

HERR, M., SCHÄFER, G., SPITZ, K., Experimental studies of mass transport in porous media with local heterogeneities, *J. Cont. Hydrol.*, 4, 127-137, 1989.

HUTSON, J. L., WAGENET, R. J., A multiregion model describing water flow and solute transport in heterogeneous soils, *Soil Sc. Soc. Am. J.*, 59, 743-751, 1995.

HUYAKORN, P. S., MERCER, J. W., WARD, D. S., Finite element matrix and mass balance computational schemes for transport in variably saturated porous media, *Water Resour. Res.*, 21(3), 346-358, 1985.

IBARAKI, M., SUDICKY, E. A., Colloid-facilitated contaminant transport in discretely fractured porous media. I: Numerical formulation and sensitivity analysis, *Water Resour. Res.*, 31(12), 2945-2960, 1995.

JUSSEL, P., STAUFFER, F., DRACOS, Th., Transport modeling in heterogeneous aquifers. 1. Statistical description and numerical generation of gravel deposits, *Water Resour. Res.*, 30(6), 1803-1817, 1994a.

JUSSEL, P., STAUFFER, F., DRACOS, Th., Transport modeling in heterogeneous aquifers. 2. Three-dimensional transport model and stochastic numerical tracer experiments, *Water Resour. Res.*, 30(6), 1819-1831, 1994b.

- KING, P. R., The use of renormalisation for calculating effective permeability, *Transport in Porous Media*, 4, 37-58, 1989.
- KOBUS, H. G., SCHÄFER, G., SPITZ, K., HERR, M., Dispersive transportprozesse und ihre modellierung (*en allemand*), DFG Forschungsbericht/Deutsche Forschungsgemeinschaft, vol.1, in: *Schadstoffe im Grundwasser*, 17-79, 1992.
- LI, L., BARRY, D. A., CULLINGAN-HENSLEY, P. J., BAJRACHARYA, K., Mass transfer in soils with local stratification of hydraulic conductivity, *Water Resour. Res.*, 30(11), 2891-2900, 1994.
- MALOSZEWSKI, P., ZUBER A., On the theory of tracer experiments in fissured rocks with a porous matrix, *J. Hydrol.*, 79, 333-358, 1985.
- MALOSZEWSKI, P., ZUBER A., Mathematical modeling of tracer behaviour in short-term experiments in fissured rocks, *Water Resour. Res.*, 26(7), 1517-1528, 1990.
- MALOSZEWSKI, P., ZUBER A., Tracer experiments in fractured rocks: matrix diffusion and the validity of models, *Water Resour. Res.*, 29(8), 2723-2735, 1993.
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion : A Laplace transform solution, *Water Resour. Res.*, 25(3), 439-447, 1989.
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion in a double-porosity aquifer with fracture skin : Analytical solution and application to a field experiment in fractured chalk, *Water Resour. Res.*, 31(8), 1823-1835, 1995.
- MOSÉ, R., SIEGEL, P., ACKERER, P., CHAVENT, G., Application of the mixed hybrid finite element approximation in a groundwater flow model : luxury or necessity ?, *Water Resour. Res.*, 30(11), 3001-3012, 1994.
- NERETNIEKS, I., RASMUSSEN, A., An approach to modelling of radionuclide migration in a medium with strongly varying velocity and block sizes along the flow path, *Water Resour. Res.*, 20(12), 1823-1836, 1984.
- NEUMAN, S. P., Universal scaling of hydraulic conductivities and dispersivities in geologic media, *Water Resour. Res.*, 26(8), 1749-1758, 1990.
- NIELSEN, D. R., VAN GENUCHTEN, M. TH., BIGGAR, J. W., Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone, *Water Resour. Res.*, 22(9), 895-1085, 1986.
- NKEDI-KIZZA, P., RAO, P. S. C., JESSUP, R. E., DAVIDSON, J. M., Ion exchange and diffusive mass transfer during miscible displacement through an aggregated oxisol, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 46, 471-476, 1982.
- NKEDI-KIZZA, P., BIGGAR, J. W., VAN GENUCHTEN, M. TH., WIERENGA, P. J., SELIM, H. M., DAVIDSON, J. M., NIELSEN, D. R., Modeling tritium and chloride 36 through an aggregated oxisol, *Water Resour. Res.*, 19(3), 691-700, 1983.
- NKEDI-KIZZA, P., BIGGAR, J. W., SELIM, H. M., VAN GENUCHTEN, M. TH., WIERENGA, P. J., DAVIDSON, J. M., NIELSEN, D. R., On the equivalence of two conceptual models for describing

ion exchange during transport through aggregated oxisol, *Water Resour. Res.*, 20(8), 1123-1130, 1984.

PARKER, J. C., VALOCCHI, A. J., Constraints on the validity of equilibrium and first-order kinetic transport models in structured soils, *Water Resour. Res.*, 22(3), 399-407, 1986.

PASSIOURA, J. B., Hydrodynamic dispersion in aggregated media. II. Effects of velocity and aggregated size, *Soil Sci.*, 111(6), 339-344, 1971.

PASSIOURA, J. B., ROSE, D. A., Hydrodynamic dispersion in aggregated media. I. Theory, *Soil Sci.*, 111(6), 345-351, 1971.

RAO, P. S. C., GREEN, R. E., AHUJA, L. R., DAVIDSON, J. M., Evaluation of a capillary bundle model for describing solute dispersion in aggregated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 40, 815-820, 1976.

RAO, P. S. C., JESSUP, R. E., ROLSTON, D. E., DAVIDSON, J. M., KILCREASE, D. P., Experimental and mathematical description of nonadsorbed solute transfer by diffusion in spherical aggregates, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 684-688, 1980a.

RAO, P. S. C., ROLSTON, D. E., JESSUP, R. E., DAVIDSON, J. M., Solute transport in aggregated porous media : theoretical and experimental evaluation, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 1139-1146, 1980b.

RAO, P. S. C., JESSUP, R. E., ADDISCOTT, T. M., Experimental and theoretical aspects of solute diffusion in spherical and nonspherical aggregates, *Soil Sci.*, 133(6), 342-349, 1982.

REICHLER, R., KINZELBACH, W., KINZELBACH, H., Effective parameters in heterogeneous and homogenous transport models with kinetic sorption, *Water Resour. Res.*, 34(4), 583-594, 1998.

RENARD, Ph., DE MARSILY, G., Calculating equivalent permeability: a review, *Adv. Water Resour.*, 20(5-6), 253-278, 1997.

RUBIN, J., Transport of reacting solutes in porous media: relation between mathematical nature of problem formulation and chemical nature of reactions, *Water Resour. Res.*, 19(5), 1231-1252, 1983.

SÁNCHEZ-VILA, X., GIRARDI, J. P., CARRERA, J., A synthesis of approaches to upscaling of hydraulic conductivities, *Water Resour. Res.*, 31(4), 867-882, 1995.

SAUTY, J.-P., Identification des paramètres du transport hydrodispersif dans les aquifères par l'interprétation de traçages en écoulement cylindrique convergent ou divergent, *J. Hydrol.*, 39, 69-103, 1978.

SAUTY, J.-P., An analysis of hydrodispersive transfer in aquifers, *Water Resour. Res.*, 16(1), 145-158, 1980.

SAUTY, J.-P., KINZELBACH, K., VOSS, A., CATTI : computer aided tracer test interpretation, program documentation, BRGM, Orléans, France, 64p, 1992.

SCHÄFER, G., Einfluss von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern (*en allemand*), Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, vol. 60, Univ. Stuttgart, All., 1991.

- SELIM, H. M., AMACHER, M. C., A second-order kinetic approach for modeling solute retention and transport in soils, *Water Resour. Res.*, 24(12), 2061-2075, 1988.
- SELIM, H. M., MA, L., Transport of reactive solutes in soils : a modified two-region approach, *Soil Sc. Soc. Am. J.*, 59, 75-82, 1995.
- SKOPP, J., WARRICK, A. W., A two-phase model for the miscible displacement of reactive solutes in soils, *Soil Sci. Soc. Amer. Proc.*, 38(4), 545-550, 1974.
- SKOPP, J., GARDNER, W. R., TYLER, E. J., Solute movement in structured soils: two-region model with small interaction, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, 837-842, 1981.
- SKOPP, J., GARDNER, W. R., Miscible displacement : an interacting flow region model, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 56, 1680-1686, 1992.
- THERRIEN, R., Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, Ph.D. thesis, University of Waterloo, Dpt of Earth Sciences, 1992.
- THERRIEN, R., SUDICKY, E. A., Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, *J. Contam. Hydrol.*, 23, 1-44, 1996.
- THOMA, S. G., GALLEGOS, D. P., SMITH, D. M., Impact of fracture coatings on fracture/matrix flow interactions in unsaturated, porous media, *Water Resour. Res.*, 28(5), 1357-1367, 1992.
- TORIDE N., LEIJ F. J., VAN GENUCHTEN M. TH., The CXTFIT Code for Estimating Transport Parameters from Laboratory or Field Tracer Experiments, Version 2.0, Research Report No. 137, U.S. Salinity Laboratory, USDA, ARS, Riverside, CA, 121p, 1995.
- UNGER, A. J. A., SUDICKY, E. A., FORSYTH, P. A., Mechanisms controlling vacuum extraction coupled with air sparging for remediation of heterogeneous formations contaminated by dense nonaqueous phase liquids, *Water Resour. Res.*, 31(8), 1913-1925, 1995.
- VALOCCHI, A. J., Validity of the local equilibrium assumption for modeling sorbing solute transport through homogeneous soils, *Water Resour. Res.*, 21(6), 808-820, 1985.
- VALOCCHI, A. J., Effect of radial flow on deviations from local equilibrium during sorbing solute transport through homogeneous soils, *Water Resour. Res.*, 22(12), 1693-1701, 1986.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., DALTON, F. N., Models for simulating salt movement in aggregated field soils, *Geoderma*, 38, 165-183, 1986.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., DAVIDSON, J. M., WIERENGA, P. J., An evaluation of kinetic and equilibrium equations for the prediction of pesticide movement through porous media, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 38, 29-35, 1974.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., WIERENGA, P. J., Mass transfer studies in sorbing porous media : I. Analytical solutions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 40, 473-480, 1976.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., WIERENGA, P. J., Mass transfer studies in sorbing porous media : II. Experimental evaluation with tritium ($^3\text{H}_2\text{O}$), *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, 272-278, 1977.

-
- VAN GENUCHTEN, M. TH., WIERENGA, P. J., O'CONNOR, G. A., Mass transfer studies in sorbing porous media : III. Experimental evaluation with 2,4,5-T, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, 278-284, 1977.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., WAGENET, R. J., Two-site/two-region models for pesticide transport and degradation: theoretical development and analytical solutions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 53(5), 1303-1310, 1989.
- VAN KOOTEN J. J. A., A method to solve the advection-dispersion equation with a kinetic adsorption isotherm, *Adv. Water Res.*, 19, 193-206, 1996.
- VERECKEN, H., JAEKEL, U., GEORGESCU, A., Asymptotic analysis of solute transport with linear nonequilibrium sorption in porous media, *Transp. Porous Media*, 36, 189-210, 1999.
- WANG, J. S. Y., NARASIMHAN, T. N., Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium, *Water Resour. Res.*, 21(12), 1861-1874, 1985.
- YEH, G.-T., On the computation of darcian velocity and mass balance in the finite element modeling of groundwater flow, *Water Resour. Res.*, 17(5), 1529-1534, 1981.
- YEH, G.-T., A lagrangian-eulerian method with zoomable hidden fine mesh approach to solving advection-dispersion equations, *Water Resour. Res.*, 26(6), 1133-1144, 1990.
- ZHANG, Z., XUE, Y., WU, J., A cubic-spline technique to calculate darcian velocities in aquifers, *Water Resour. Res.*, 30(4), 975-981, 1994.
- ZHANG, H., SCHWARTZ, F. W., WOOD, W. W., GARABEDIAN, S. P., LEBLANC, D. R., Simulation of variable-density flow and transport of reactive and nonreactive solutes during a tracer test at Cape Cod, Massachusetts, *Water Resour. Res.*, 34(1), 67-82, 1998.
- ZURMÜHL, T., DURNER, W., Modeling transient water and solute transport in biporous soil, *Water Resour. Res.*, 32(4), 819-829, 1996.

III TROISIÈME PARTIE

MODÉLISATION DES INTERACTIONS

PIÉZOMÈTRE – AQUIFÈRE

INFLUENCE DE L'INJECTION

SUR L'ALLURE ET L'INTERPRÉTATION

DES COURBES DE RESTITUTION

III.1 Modélisation de l'injection d'un traceur dans un puits : **une nouvelle approche mathématique et numérique**

III.1.1 Introduction

Sur le plan expérimental, une part importante du travail repose sur l'utilisation des techniques de traçage in situ, à l'aide de traceurs artificiels. Il s'agit principalement d'essais de traçage en écoulement radial convergent mais la portée des développements qui suivent s'étend à l'ensemble des techniques de traçage in situ.

Les résultats exploités sont des courbes de restitution aux puits de pompages et des courbes d'évolution de la concentration en des points d'observation (échantillonnage) de l'aquifère. Ces courbes sont utilisées non seulement pour déduire les paramètres gouvernant les processus de migration des solutés au sein de l'aquifère (l'advection et la dispersion) mais également pour mettre en évidence la nature et l'importance des effets de retard et de piégeage affectant le soluté dans le milieu.

En termes d'interprétation des courbes de restitution, il est communément admis que l'advection et la dispersion gouvernent essentiellement les premières arrivées du traceur. L'évaluation des paramètres s'y afférant ($\theta_m, \alpha_L, \alpha_T$) repose principalement sur l'ajustement de la première arrivée du traceur au point d'observation et du temps modal d'arrivée du traceur (« pic de restitution »). Le temps modal est caractéristique du mode advectif de transport (bien qu'en écoulement radial convergent, le temps modal s'écarte d'autant plus du temps advectif que la dispersion hydrodynamique dans le milieu est élevée). La différence entre le temps correspondant à la première arrivée et le temps modal est essentiellement fonction du caractère dispersif de la migration du traceur (fig.III.1.1).

Les effets de retard se marquent principalement par des arrivées tardives du traceur et par une atténuation des concentrations (diminution de l'amplitude de la concentration au pic de restitution par rapport au cas où aucun effet de retard n'agit). La quantification des effets de retard et de piégeage est donc surtout basée sur l'ajustement des « queues » de restitution de traceur et de l'atténuation du pic de restitution.

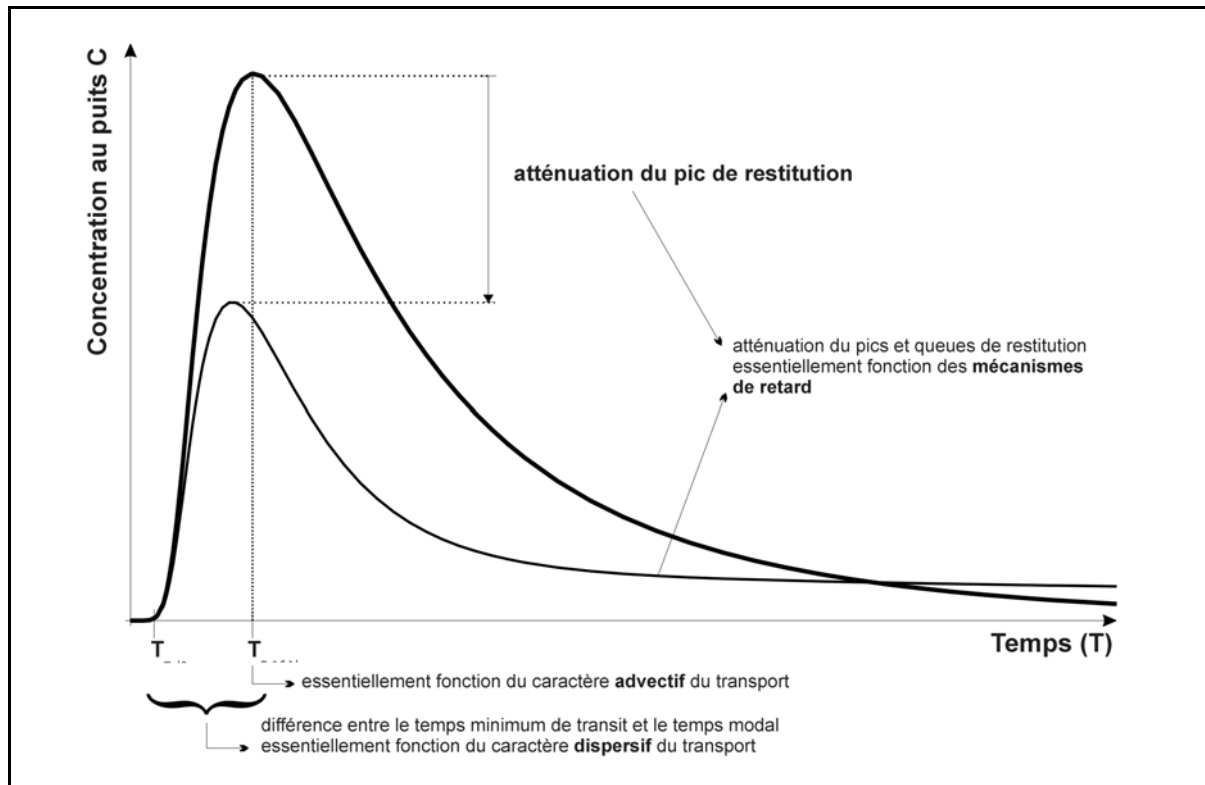


Figure III.1.1. Interprétation d'une courbe de restitution. Domaine d'influence des paramètres

En pratique, il n'est pas aisé d'évaluer les différents paramètres de transport indépendamment les uns des autres (v. point II.6.3.2 dans le cas d'un effet d'eau immobile). Cet ajustement est donc réalisé simultanément, souvent par une méthode d'essais et erreurs.

On considère en général que l'allure de la courbe de restitution n'est gouvernée que par les caractéristiques physico-chimiques de l'aquifère et par la nature chimique du traceur. Pourtant, des essais de traçage réalisés à l'occasion de ce travail ont clairement montré que l'allure de la courbe de restitution peut être fortement influencée par les conditions expérimentales d'injection du traceur et la nature des interactions puits - aquifère (BROUYERE & RENTIER, 1997, HAERENS *et al.*, 1999).

Avant toute tentative de quantifier de manière précise et fiable les différents paramètres de transport, plus particulièrement les effets de retard, il s'est donc avéré indispensable de consacrer une partie de la recherche à cette problématique. Une étude expérimentale réalisée dans la plaine alluviale de la Meuse à Hermalle-sous-Argenteau a permis de mieux cerner les principaux facteurs liés à l'injection et susceptibles d'influencer le résultat du traçage et son interprétation. Les résultats de ces essais sont décrits dans la partie IV. A la lumière de ces résultats, une étude théorique, mathématique et numérique a conduit au développement d'une approche novatrice, visant à représenter de manière beaucoup plus précise l'injection des traceurs et les interactions, en terme de transport des solutés, entre le puits et l'aquifère. Cette nouvelle approche permet une meilleure estimation des paramètres hydrodispersifs de l'aquifère puisque le modèle tient compte des conditions expérimentales et de leur influence sur le résultat de l'essai de traçage.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le modèle conceptuel développé, sa mise en équation et sa programmation dans le code SUFT3D. Dans les deux chapitres suivants, le modèle est exploité pour étudier en détails d'abord l'évolution de l'injection en fonction des paramètres gouvernant ce processus (chapitre III.2), ensuite l'influence de l'injection sur l'allure des courbes de restitution et l'interprétation qui en est faite (chapitre III.3).

III.1.1.1 Facteurs physiques influençant le processus d'injection

De nombreux facteurs sont susceptibles d'influencer l'évolution de l'injection du traceur. Certains sont facilement maîtrisables, telle que la durée de l'injection. Les débits d'injection et de chasse peuvent aussi avoir une influence importante. A la limite, s'ils sont très élevés, ils peuvent être à l'origine de l'observation de doubles pics de restitution au puits de reprise, dans le cas d'un traçage en écoulement radial convergent (GUVANASEN & GUVANASEN, 1987, BROUYÈRE & RENTIER, 1997). Tous ces facteurs, qui peuvent être qualifiés d'expérimentaux ou d'externes, sont normalement sous le contrôle de l'expérimentateur qui peut définir les conditions expérimentales de manière à minimiser leur influence.

A côté, d'autres effets liés aux propriétés de l'aquifère, aux caractéristiques géométriques du puits d'injection et à l'interaction puits - aquifère sont plus difficiles à contrôler. Ils sont donc souvent totalement négligés alors qu'ils peuvent avoir une très grande influence sur le résultat du traçage. Ces facteurs sont détaillés ci-dessous.

III.1.1.1.1 Effet de mélange dans le puits d'injection (well bore mixing effect)

Lors de l'injection, la masse de traceur utilisée (M_{inj}) est diluée dans un volume d'eau (V_{inj}) à une concentration C_{inj} . Lorsqu'il est injecté, le fluide traceur subit une dilution dans le volume d'eau (V_w) présent dans l'ouvrage, au sein duquel il peut en outre demeurer piégé de manière plus ou moins prolongée. Ces effets entraînent une atténuation et un étalement plus ou moins important de la courbe de restitution au puits de reprise. On les quantifie généralement par un coefficient exprimant le rapport des volumes d'eau injecté et présent dans le puits:

$$V_{inj}^* = V_{inj} / V_w \quad (3.1)$$

L'effet de mélange ou de dilution se marque pour des valeurs faibles de V_{inj}^* , donc quand le volume injecté est petit vis-à-vis du volume d'eau présent dans le puits (puits de grands diamètres ou très profonds).

NOVAKOWSKI (1992a) a développé une solution unidimensionnelle pour représenter le déplacement d'un soluté dans une colonne, en considérant un effet de mélange dans les réservoirs connectés aux deux extrémités de la colonne. MOENCH (1989, 1995) considère des effets de mélange

dans le développement d’une solution analytique applicable au calcul de courbes de restitution de traçages réalisés en écoulement radial convergent, dans un milieu à double porosité. Cette solution suppose toutefois que le volume de fluide traceur est négligeable vis-à-vis du volume d’eau initialement présent dans l’ouvrage.

III.1.1.1.2 Distorsion du champ d’écoulement au voisinage du puits

L’existence d’un puits ou d’un piézomètre introduit une discontinuité linéaire locale dans le champ de conductivité hydraulique, source d’une modification des lignes de courant à son voisinage. Si le puits a été bien foré et est convenablement développé et équipé, l’existence de cette discontinuité conduit généralement à une augmentation locale de la conductivité hydraulique. Cela se traduit par une convergence des lignes de courant au pourtour de l’ouvrage (fig.III.1.2a). Si le puits est endommagé (colmatage des crépines, invasion de boue dans le massif filtrant,...), s’il est mal équipé ou si le forage a entraîné une compaction du matériau aquifère autour de l’ouvrage, la conductivité hydraulique est réduite au voisinage du puits et l’on observe une divergence des ligne de courant autour, celui-ci créant un effet « d’eau morte ». Dans ce cas, l’eau contenue dans le puits y séjourne plus longtemps en moyenne (fig.III.1.2b).

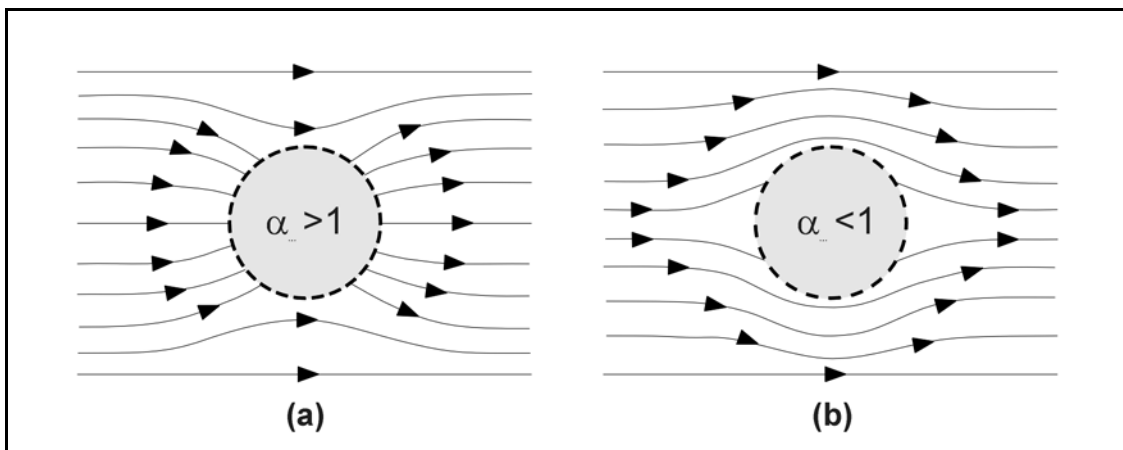


Figure III.1.2. Distorsion du champ d’écoulement au voisinage d’un ouvrage linéaire

L’effet de distorsion du champ d’écoulement est bien connu des expérimentateurs utilisant les méthodes de traçage par puits unique (dilution ponctuelle,...) (HAVELY *et al.*, 1967 ; DROST *et al.*, 1968 ; KLOTZ *et al.*, 1979). Il peut conduire à une évaluation erronée des vitesses d’écoulement au voisinage des puits. Une correction de la valeur du flux de transit est apportée en introduisant un coefficient de distorsion α_w exprimant le rapport entre les flux théorique et réel transitant à travers la section du puits perpendiculaire à la direction générale de l’écoulement à son voisinage :

$$\alpha_w = \frac{Q_t^0}{2r_w e_{crep} |v_D|} \quad (3.2)$$

où,

- Q_t^0 est le débit naturel de transit au travers des crépines (L3T-1) ;

- r_w est le rayon du puits d'injection (L) ;

- e_{crep} est la hauteur crépinée du puits (L) ;

- $|\underline{v}_D|$ est le module du flux de Darcy dans l'aquifère, à l'emplacement du puits, si celui-ci n'existait pas (LT-1).

Moyennant une connaissance détaillée des caractéristiques hydrauliques de l'équipement du puits et du matériau aquifère environnant, il est possible de calculer la valeur du coefficient de distorsion. DROST *et al.* (1968) ont développé une solution analytique permettant d'évaluer α_w dans le cas d'une discontinuité multicirculaire, dans un matériau homogène. BIDAUX & TSANG (1991) ont généralisé cette approche pour pratiquement toute géométrie de la discontinuité autour du puits. En régime permanent, leur méthode permet de déterminer analytiquement l'allure des lignes de courant au voisinage du puits ainsi que les flux en tout point de sa circonférence. Elle permet également de prendre en compte l'influence d'un terme source ou puits sur l'évolution des écoulements et des flux au voisinage de l'ouvrage.

La solution analytique de MOENCH (1989) a été améliorée par ZLOTNIK & LOGAN (1996) pour prendre en compte l'effet de distorsion du champ d'écoulement au voisinage du puits d'injection.

III.1.1.1.3 Variations verticales de conductivité le long du puits d'injection

Du fait du caractère hétérogène des matériaux aquifères, la conductivité hydraulique est susceptible de varier le long de l'axe du puits d'injection. Lorsqu'on injecte de l'eau dans le puits, le flux de sortie au droit des crépines n'est donc pas réparti de manière uniforme. Les flux les plus élevés se développent au droit des horizons les plus perméables, tels que des fractures ou des niveaux graveleux (fig.III.1.3). Si ce flux d'eau véhicule une certaine quantité de traceur, la répartition non uniforme du flux massique le long des crépines produit un étalement du soluté dans l'aquifère, au voisinage du puits d'injection. Lors de l'interprétation de l'essai de traçage, si la partie crépinée englobe plusieurs points (par exemple différents nœuds d'un maillage éléments finis), en toute rigueur, il est nécessaire de tenir compte de la distribution non uniforme des flux massiques, faute de quoi l'interprétation peut s'en trouver erronée. En pratique, cette recommandation n'est pas souvent suivie.

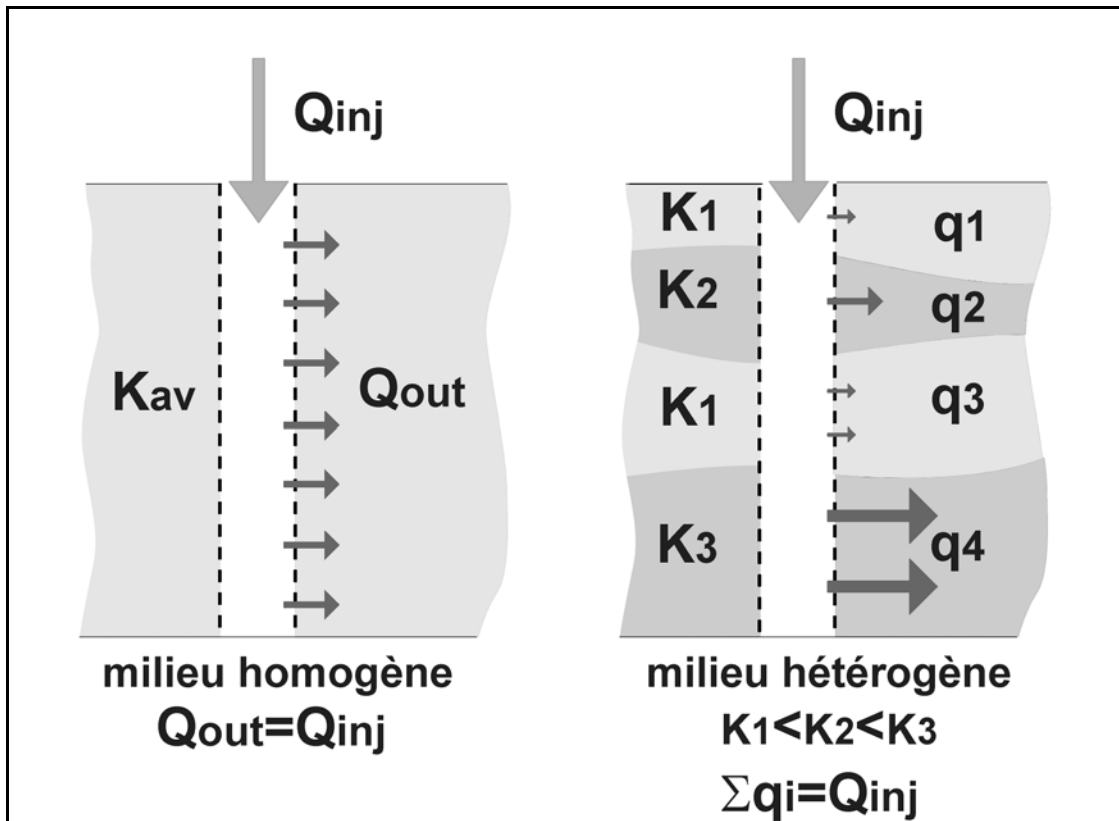


Figure III.1.3. Distribution des flux le long des crépines lors de l'injection d'eau dans un puits en milieu homogène et en milieu hétérogène

Pour interpréter un essai de traçage réalisé en milieu hétérogène (ici un milieu stratifié comportant des graviers plus perméables à la base) et présentant un double pic de restitution, DASSARGUES *et al.* (1997) répartissent la masse de soluté injectée de manière inégale et arbitraire aux différents nœuds d'injection. Cette approche confirme l'importance que peut avoir la répartition des flux massiques suivant l'axe du puits mais elle souffre du caractère fortement subjectif du choix de la distribution aux différents nœuds de la masse de traceur injectée. Il est donc nécessaire de disposer d'une méthode de pondération « naturelle » du flux massique aux différents points d'injection.

III.1.1.2 Choix des conditions limites pour représenter l'injection

A côté des problèmes liés à l'interaction complexe existant entre le puits et l'aquifère, le choix du type de condition limite pour représenter l'injection dans le modèle est crucial. Plusieurs aspects doivent être successivement considérés de manière à obtenir un modèle conceptuel précis et complet. La complexité du problème est démontrée dans la suite de ce travail.

III.1.1.2.1 Sens physique des concentrations

Le choix du type de condition limite peut conditionner le sens à donner aux concentrations calculées (PARKER & VAN GENUCHTEN, 1984, VAN GENUCHTEN & PARKER, 1984, NOVAKOWSKI, 1992a).

Tantôt elles doivent être considérées comme des **concentrations résidentes** (c'est-à-dire la concentration moyenne de soluté contenu dans un volume élémentaire de matériau, à un instant donné), tantôt comme des **concentrations de flux** (la concentration moyenne traversant une section unitaire de milieu poreux pendant une durée élémentaire). La forme de l'équation de transport appliquée à ces deux expressions de la concentration est en fait identique et seul le choix du type de condition limite détermine l'interprétation physique à y donner.

Sur le plan pratique, la différence physique entre ces deux types de concentrations a également beaucoup d'importance. Par exemple, dans des milieux structurés (matériaux fissurés ou macroporeux), l'échantillonnage d'un lixiviat fournira plutôt des concentrations de flux puisque l'on évalue la concentration dans la phase mobile quittant la colonne avec le flux d'eau sortant. Une mesure indirecte de la concentration au sein du matériau (par exemple par un suivi de l'évolution de la conductivité électrique) ne permet aucune distinction entre la concentration dans l'eau mobile et dans l'eau immobile. Elle fournit donc plutôt une concentration moyenne sur un volume de matériau voisin du dispositif de mesure, donc une concentration résidente.

Ainsi, une mauvaise interprétation du type de concentration fournie par le dispositif d'échantillonnage ou de mesure peut conduire à une interprétation erronée des résultats. Beaucoup de prudence est donc requise tant pour l'interprétation physique des mesures réalisées que dans la manière de poser mathématiquement le problème et les conditions limites associées.

III.1.1.2.2 Représentation mathématique du « couplage » entre le dispositif d'injection et le milieu aquifère

Pour représenter mathématiquement le flux massique du traceur entre le dispositif d'injection et le milieu testé, deux types de conditions limites sont habituellement utilisées. Une condition de Dirichlet ($C_{\text{imposé}} = C_{\text{injection}}$) est parfois considérée pour représenter l'injection du traceur, lors de l'interprétation d'essais unidimensionnels sur colonne. Pour l'interprétation d'essais in situ, ce type de condition limite n'est pas très adapté car on ne dispose généralement pas d'un contrôle précis du flux d'eau passant dans l'aquifère au droit du point où la condition limite est imposée. De ce fait, il est difficile de contrôler la masse réellement injectée.

Une condition limite de troisième type (condition de Cauchy ou de flux massique imposé) est plus fréquemment employée pour représenter l'injection. Elle revient à imposer le flux massique total (composantes advective et dispersive) à l'injection. Pour représenter des injections dans des puits et piézomètres, on utilise plutôt un terme source (qC_{inj}) conceptuellement proche de la condition de Cauchy, celle-ci étant plutôt réservée à l'interprétation d'essais sur colonne.

Plusieurs auteurs étudient le problème du choix entre les deux types de conditions limites. Pour représenter l'injection d'un traceur dans un écoulement radial divergent, CHEN (1987) montre,

par un bilan de masse à l'interface puits - aquifère, que pour les premiers instants après l'injection, la condition de Cauchy donne une représentation physique plus correcte de l'évolution de la concentration dans l'aquifère, au voisinage du puits. Une condition de Dirichlet s'avère toutefois suffisante pour représenter l'évolution de la concentration à plus long terme, quand les effets de la dispersion ont adouci les contrastes de concentration au voisinage du point d'injection. NOVAKOWSKI (1992b) tente de lever le problème du choix des conditions limites par approche expérimentale. Il réalise des tests de déplacement de traceur sur des colonnes et en déduit que l'utilisation de la condition de Cauchy reproduit mieux physiquement les données expérimentales. Ses conclusions sont directement étendues au cas de l'injection d'un traceur dans un puits, sans considérer les processus plus particuliers rencontrés sur le terrain et présentés au point III.1.1.1. MOENCH (1989, 1995) considère une condition de Dirichlet à l'interface puits d'injection - aquifère. Ce faisant, il suppose que la concentration dans le puits d'injection est égale à la concentration dans l'aquifère à son voisinage immédiat.

L'avantage de la condition de Cauchy est de considérer la discontinuité macroscopique existant, au début de l'injection, entre la concentration dans le dispositif d'injection (piézomètre, bac,...) et le milieu aquifère à son voisinage immédiat. La condition de Dirichlet a pour conséquence qu'un flux massique « artificiel » est transféré entre le dispositif d'injection et l'aquifère, de manière à garantir l'égalité des concentrations entre ces deux entités. Dans la réalité, cette égalité n'apparaît que progressivement, grâce au lissage des contrastes de concentration sous l'effet de la dispersion. L'autre conséquence dommageable de l'emploi de la condition de Dirichlet est le lien fort qu'elle établit entre la concentration dans le milieu et la concentration dans le dispositif d'injection. De ce fait, les processus censés agir sur le soluté à partir du moment où il se trouve dans le milieu aquifère (y compris l'adsorption et les effets d'eau immobile) affectent aussi le soluté qui n'est pas encore réellement dans le milieu souterrain. Il n'est donc pas possible, par une telle approche, de différencier les effets agissant selon l'endroit où est localisé le soluté.

La nécessité de considérer une discontinuité des concentrations à travers la condition limite provient du fait que l'on travaille avec des concentrations macroscopiques, résultant de la moyennisation de leurs équivalents microscopiques sur l'E.V.R. (fig.III.1.4). A très petite échelle, la distribution des concentrations est continue à travers la condition limite mais un gradient important de concentration existe également. Le « passage » des processus actifs au sein du dispositif d'injection aux processus actifs au sein de l'aquifère est également progressif. Toutefois, le processus de moyennisation tend à rendre négligeable l'épaisseur de la zone de transition entre la concentration dans le fluide d'injection (côté dispositif d'injection) et celle dans le milieu testé (BEAR & VERRUIJT, 1987). On tend donc vers une variation brutale de concentration, assimilée à une discontinuité à l'échelle macroscopique.

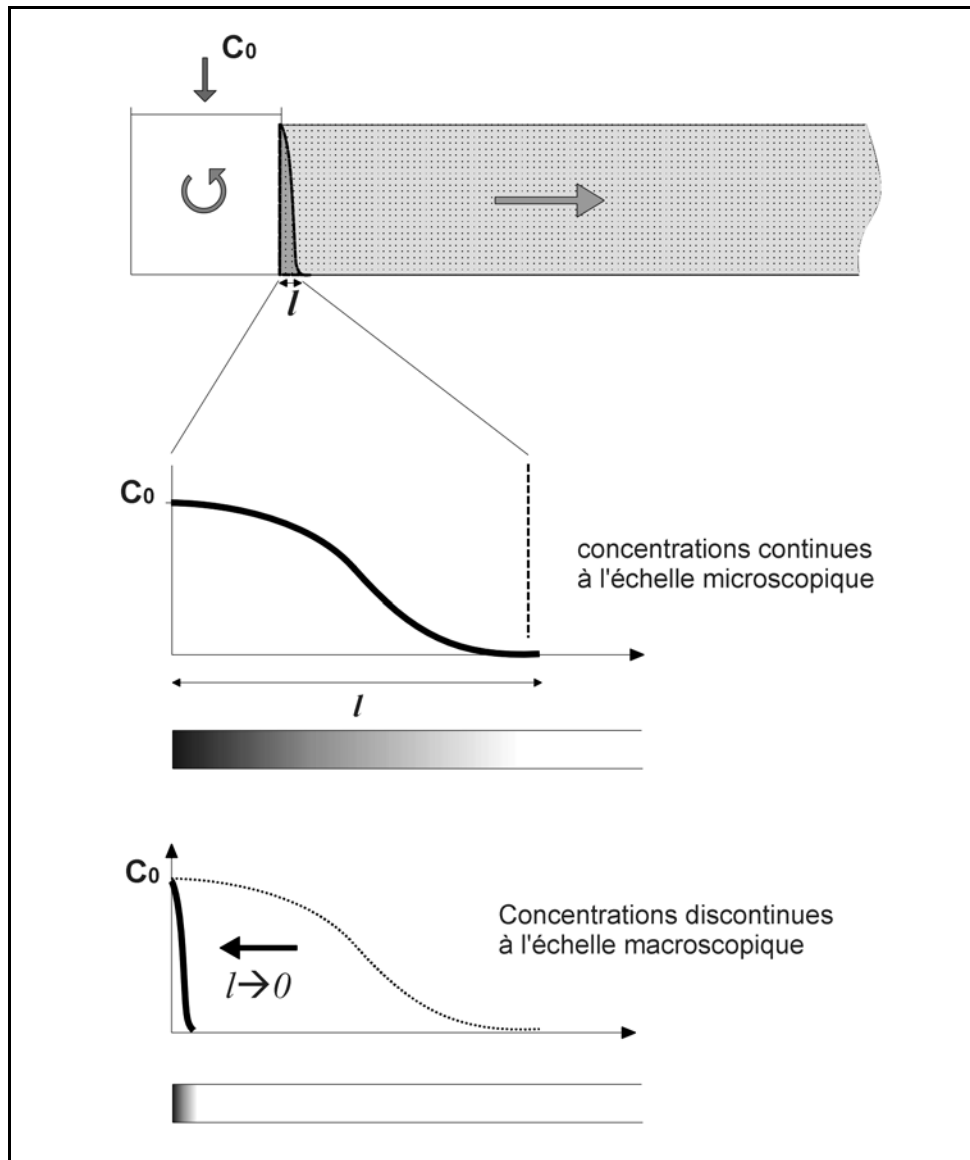


Figure III.1.4. Interprétations microscopique et macroscopique des concentrations au travers de la condition limite

III.1.1.2.3 *Prise en compte des effets de mélange et de distorsion*

Pour pouvoir considérer l'effet de mélange entre le volume de fluide traceur injecté et le volume d'eau initialement présent dans l'ouvrage, le modèle doit intégrer le volume d'eau présent au sein du puits dans un bilan de masse calculé sur ce dernier. Conceptuellement, le traceur est donc introduit dans le dispositif d'accès au milieu aquifère testé, plutôt que directement dans ce milieu aquifère, ce qui, tout en étant beaucoup plus correct, permet la prise en compte de l'effet de mélange.

La prise en compte de l'effet de distorsion n'a de sens que pour des essais de traçage réalisés in situ. Il apparaît via une modification de l'évaluation du flux d'entraînement du traceur de manière à considérer l'effet de la convergence ou de la divergence des lignes de courant au pourtour du puits

d’injection. Pour rappel, c’est ce que proposent ZLOTNIK & LOGAN (1996) comme adaptation à la solution analytique de MOENCH (1995).

En conclusion, il apparaît que beaucoup de travaux ont été consacrés à la problématique du choix des conditions limites adéquates pour la représentation des injections de traceurs, en conditions de laboratoire (essais sur des colonnes) comme en conditions de terrain (injection dans des puits). Aucune des solutions proposées n’est à même de prendre en compte l’ensemble des processus physiques ou des problèmes mathématiques rencontrés. Par exemple, les solutions analytiques de MOENCH (1988, 1995) considèrent les effets de mélange dans le puits d’injection et de distorsion à son voisinage, mais le couplage puits – aquifère est assuré par une condition de Dirichlet trop contraignante. D’un autre côté, la solution de NOVAKOWSKI (1992a) considère des conditions limites de Cauchy mais elle reste limitée à des problèmes unidimensionnels de déplacement de traceurs dans des colonnes (NOVAKOWSKI, 1999, *communication personnelle*).

Pour aller plus loin dans la conceptualisation de l’injection des traceurs, l’utilisation des méthodes numériques va permettre de s’affranchir d’une série de contraintes inhérentes à l’usage de solutions analytiques.

III.1.2 Modèle d’injection développé

Le modèle est basé sur deux équations de conservation de la masse : **une équation pour l’eau** présente dans le puits d’injection et **une équation pour le traceur**. Le volume de référence est le volume d’eau (V_w) présent dans le puits, ce dernier échangeant des flux d’eau et de traceur avec son environnement (c’est-à-dire avec la « surface », via le tubage et avec l’aquifère, à travers les crépines).

A ce stade, le modèle est proche des travaux de NOVAKOWSKI (1992a). Cette approche est développée plus loin en considérant, dans un premier temps, l’existence d’un flux de transit à travers les crépines (suite au mouvement naturel de l’eau dans l’aquifère), avec un éventuel effet de distorsion au voisinage du puits d’injection (le débit de transit étant non seulement fonction du coefficient de distorsion caractérisant l’interaction puits – aquifère, mais aussi du débit d’injection Q_{in}), ensuite en considérant une concentration non nulle C_t dans le flux de transit, enfin en considérant l’influence de l’hétérogénéité de l’aquifère sur la répartition des flux massiques le long du puits d’injection.

Le système « puits – aquifère » peut être schématisé comme suit :

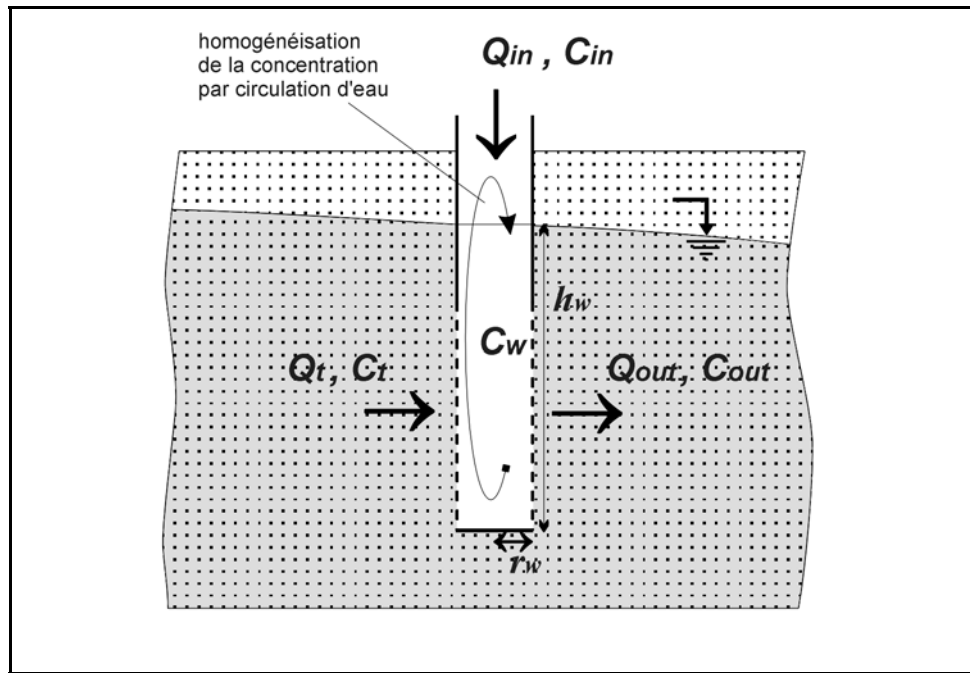


Figure III.1.5. Représentation schématique du système puits – aquifère et flux d'échanges

Les différents termes d'échanges figurés sont :

Q_{in} : le débit imposé durant l'injection ou la chasse du traceur (L^3T^{-1});

Q_t : le débit d'eau pénétrant dans le puits via les crépines, suite au mouvement naturel de l'eau dans l'aquifère (L^3T^{-1});

Q_{out} : le débit total d'eau quittant le puits via les crépines (L^3T^{-1});

C_{in} , C_t , C_{out} et C_w étant les concentrations en soluté, respectivement dans le fluide injecté, dans le flux de transit entrant au droit des crépines, dans le flux de sortie au droit des crépines et dans le puits (ML^{-3}).

III.1.2.1 Conservation de la masse d'eau dans le puits

L'équation générale de conservation de la masse d'eau dans le puits peut s'écrire :

$$\frac{\partial M_w(t)}{\partial t} = \rho_w (Q_{in}(t) + Q_t(t) - Q_{out}(t)) \quad (3.3)$$

où,

- ρ_w est la masse volumique de l'eau (ML^{-3});

- M_w est la masse d'eau présente dans le puits (M).

Si les effets de densité liés à la présence de soluté dans l'eau sont négligés ($\rho_w = cste$), on peut travailler avec une équation volumique :

$$\frac{\partial V_w(t)}{\partial t} = Q_{in}(t) + Q_t(t) - Q_{out}(t) \quad (3.4)$$

où $V_w = \pi r_w^2 h_w$ est le volume d'eau dans le puits à l'instant t (r_w est le rayon du puits et h_w la hauteur d'eau dans le puits)

III.1.2.2 Conservation de la masse de soluté

$M(z, t)$ est la masse de soluté présente dans le puits au niveau z et à l'instant t . Si on fait l'hypothèse d'une concentration uniforme dans le puits (en pratique, assurée grâce à une homogénéisation par circulation de l'eau dans le puits), on peut écrire :

$$M(z, t) = M(t) = C_w(t) V_w(t) \quad \forall z \quad (3.5)$$

L'équation générale de conservation de la masse de soluté présente dans le puits d'injection peut alors s'écrire (en omettant l'écriture des dépendances temporelles) :

$$\frac{\partial M}{\partial t} = \frac{\partial (V_w C_w)}{\partial t} = Q_{in} C_{in} + Q_t C_t - Q_{out} C_{out} \quad (3.6)$$

En développant le terme de dérivée temporelle, on peut écrire l'équation (3.6) sous la forme :

$$\pi r_w^2 \left(C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} + h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} \right) = Q_{in} C_{in} + Q_t C_t - Q_{out} C_{out} \quad (3.7)$$

III.1.2.3 Hypothèses complémentaires

III.1.2.3.1 Concentration dans le flux de sortie C_{out}

On suppose que la concentration C_{out} du soluté dans le flux d'eau sortant du puits d'injection vers l'aquifère est égale à la concentration C_w du soluté dans le puits. Il s'agit là d'une hypothèse assez commune et peu restrictive. Elle se justifie par le fait, qu'à l'échelle locale du voisinage du puits d'injection (sur une distance correspondant à quelques fois le rayon du puits), on peut supposer que la dispersion est négligeable.

On a donc :

$$C_{out}(t) = C_w(t) \quad (3.8)$$

En pratique, des écarts par rapport à l'égalité (3.8) peuvent éventuellement exister. Ainsi, on suppose que la concentration est homogène dans le puits d'injection. Dans la réalité, cette hypothèse

n'est pas toujours parfaitement rencontrée (circulation d'eau insuffisante, ...). Il est donc possible, qu'à certains niveaux, le flux sortant entraîne du traceur à une concentration supérieure ou inférieure à la concentration moyenne régnant au sein du puits d'injection. De plus, pour homogénéiser la concentration dans le puits d'injection, et afin d'y prélever des échantillons pour analyse, une circulation de l'eau est assurée par pompage et rejet de l'eau dans le puits. Il se peut que ce dispositif perturbe les écoulements au voisinage du puits d'injection. Par exemple, de l'eau de la nappe peut être aspirée au niveau de la prise d'eau de la pompe et, a contrario, l'eau rejetée par le dispositif de circulation quitte plus rapidement que prévu le puits au niveau du point de rejet. Dans ce cas aussi on peut envisager des écarts par rapport à l'hypothèse sus mentionnée.

III.1.2.3.2 Evaluation du débit de transit Q_t

En l'absence de tout débit d'injection ($Q_{in} = 0$, fig. III.1.6a), le flux de transit est évalué par l'expression suivante, provenant directement de la relation (3.2) :

$$Q_t^0 = 2\alpha_w r_w e_{crep} |v_D| \quad (3.9)$$

Si un débit d'injection Q_{in} existe, les lignes d'écoulement sont modifiées au voisinage du puits d'injection, modification qui se répercute directement sur la répartition des flux échangés entre le puits et son environnement. Si le débit Q_{in} est faible, on observera un débit de transit Q_t peu perturbé. Plus le débit d'injection augmente, plus il tend à compenser le débit de transit (fig. III.1.6b). A partir d'un certain débit critique Q_{cr} , le débit de transit Q_t est annulé (fig. III.1.6c). A ce stade et pour des débits d'injection encore supérieurs, l'eau quittant le puits au niveau des crépines est uniquement de l'eau injectée (fig. III.1.6d).

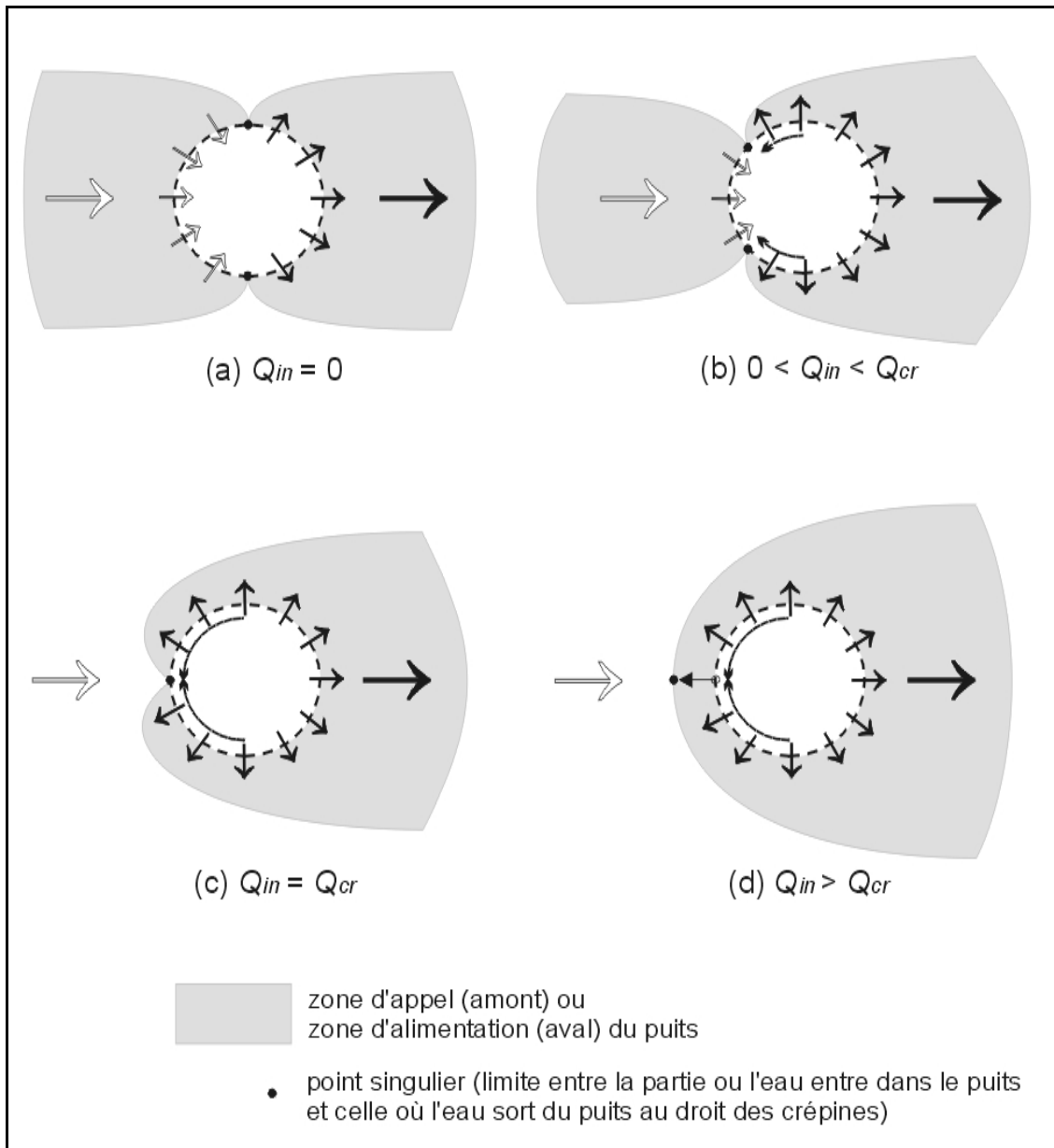


Figure III.1.6. Modification des lignes de courant et de la répartition des flux au voisinage du puits, en fonction du débit d'injection Q_{in}

Les développements théoriques de BIDAUX & TSANG (1991) ont été utilisés afin de déduire une expression analytique fournissant le débit de transit Q_t en fonction des propriétés locales de l'aquifère et du débit d'injection Q_{in} . Tous les développements et les justifications de l'utilisation générale de cette formulation sont fournis à l'annexe A3.

L'expression résultante est :

$$Q_t = Q_t^0 \sin(\arccos Q_{in}^*) - 2 \left(\frac{Q_{in}}{2\pi} \right) \arccos Q_{in}^* \quad (3.10)$$

où,

$$-Q_{in}^* = Q_{in} / Q_{cr} ;$$

- Q_{cr} le débit critique d'injection (L^3T^{-1}), c'est-à-dire le débit d'injection Q_{in} qui annule exactement tout débit de transit au travers des crépines ;

- Q_t^0 le débit de transit, en l'absence d'un terme d'injection ($Q_{in} = 0$), donné par la relation (3.9).

L'expression (3.10) considère naturellement la variation continue du débit Q_t entre le débit de transit Q_t^0 quand le débit d'injection est nul et zéro quand le débit d'injection Q_{in} est supérieur au débit critique. La variation de Q_t en fonction de Q_{in} et des propriétés hydrauliques du système puits-aquifère est illustrée à la figure III.1.7.

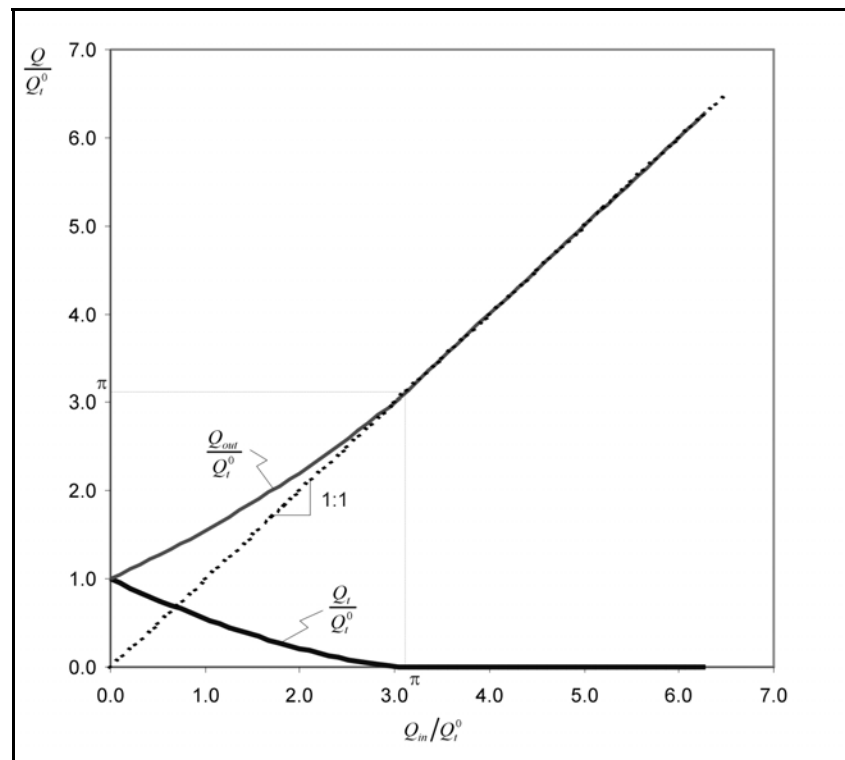


Figure III.1.7. Evolution du débit de transit Q_t et du débit de sortie Q_{out} en fonction du débit d'injection Q_{in}

Remarque

Le débit critique Q_{cr} est directement lié au débit naturel de transit Q_t^0 , par la relation $Q_{cr} = \pi Q_t^0$. Ce lien mathématique s'explique très simplement si l'on observe que le flux d'eau correspondant au débit critique Q_{cr} doit compenser en moyenne le flux correspondant au débit

de transit Q_t . Or, ces deux flux agissent sur des surfaces différentes (fig.III.1.8) : la section $S_w = 2r_w h_w$ pour le débit de transit et la surface associée au périmètre du puits $P_w = 2\pi r_w h_w$ pour le débit critique. Ces deux surfaces diffèrent d'un facteur π , que l'on retrouve dans la relation entre les deux débits.

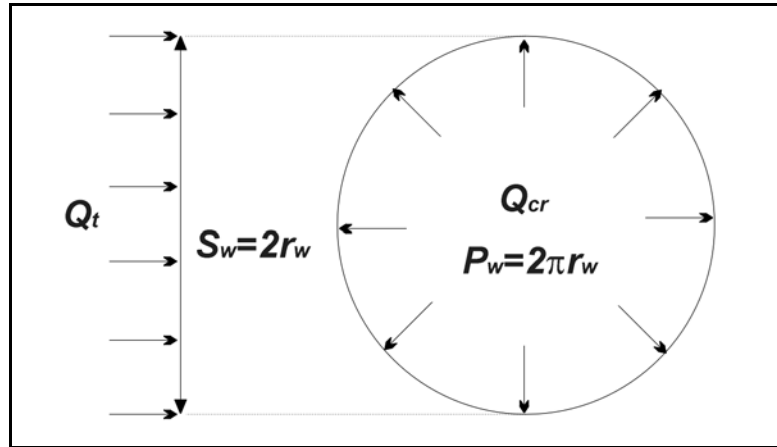


Figure III.1.8. Illustration du lien géométrique entre le débit naturel le transit Q_t^0 et le débit critique Q_{cr}

Normalement, l'expression (3.10) n'est valable que dans le cas d'un régime permanent d'écoulement. En conditions transitoires, une théorie plus générale que celle de BIDAUX & TSANG (1991) devrait être considérée. Toutefois, les débits d'injection sont généralement assez faibles et/ou l'injection de courte durée. Par comparaison avec les autres processus (transport du traceur, débit de pompage,...), on peut donc considérer que les effets transitoires induits par l'injection sont très locaux (dus à des variations par paliers des débits d'injection). Un nouvel équilibre entre les différents flux étant rapidement atteint, la théorie est une approximation acceptable de la réalité des interactions entre flux. De plus, les cas où la composante transitoire n'est pas négligeable sont ceux pour lesquels le débit d'injection Q_{in} est élevé et probablement supérieur au débit critique Q_{cr} . Dans ce cas, le flux de transit est nul et le problème lié à l'approximation ne se pose plus.

Dans le cas où la composante transitoire ne provient pas du débit d'injection mais d'une fluctuation du niveau de l'aquifère, la variation de niveau dans le puits pourra être assimilée à un débit d'injection ou de prélèvement $Q_{in/out}^\Delta = \Delta V_w / \Delta t_f$, Δt_f étant la durée sur laquelle la fluctuation du niveau d'eau est enregistrée. Le calcul de Q_t étant en fait basé sur la valeur de Q_{in} , procéder de la sorte fournit un résultat acceptable.

III.1.2.3.3 Concentration dans le débit de transit C_t

Si un débit de transit Q_t existe, il est possible qu'il véhicule une certaine quantité de soluté, à la concentration C_t , dans le puits d'injection. Durant l'injection du traceur proprement dite, il est nécessaire, dans un certain nombre de cas, de quantifier cette concentration C_t .

Si le débit Q_{in} est beaucoup plus petit que le débit critique Q_{cr} , le débit de transit Q_t peut être suffisant pour compenser une dispersion « amont » du traceur dans et hors du puits d'injection (fig. III.1.9a). Dans ce cas, l'eau qui entre côté « amont » du puits étant « non contaminée », C_t est nul. Une telle évolution de concentration dans le puits a été montrée expérimentalement par DROST *et al.* (1968).

Dans le cas où le débit d'injection Q_{in} est supérieur au débit critique Q_{cr} , le débit de transit Q_t est annulé et il n'est plus nécessaire de s'intéresser à la concentration C_t . Ce cas se présente souvent puisque, même si les volumes d'injection sont réduits, les injections et chasses se font généralement sur des durées assez courtes, donc à débit élevé. L'injection provoque localement un écoulement radial divergent et une dispersion du traceur dans toutes les directions autour du puits d'injection, y compris dans la direction amont par rapport à l'écoulement naturel (fig. III.1.9b). Par la suite, le traceur « poussé » dans la direction amont par l'injection et la chasse a tendance à revenir vers le puits quand le débit injecté est annulé. A ce moment, la concentration dans le débit de transit n'est plus nulle et le flux massique f_{Mt} correspondant doit être considéré dans l'équation de bilan (3.7).

Enfin, si un puits d'observation est situé sur le parcours du traceur, entre le point d'injection et de prélèvement, lorsque ce « nuage » de traceur y passe, le débit de transit Q_t véhicule du traceur à une concentration non négligeable. Pour modéliser de telles situations, il est nécessaire d'estimer le plus correctement possible la concentration C_t dans le flux de transit. Nous verrons que l'implémentation du modèle d'injection dans un code numérique (en l'occurrence le code SUFT3D) permettra d'évaluer de manière assez naturelle et élégante le terme relatif à la concentration C_t dans le flux de transit.

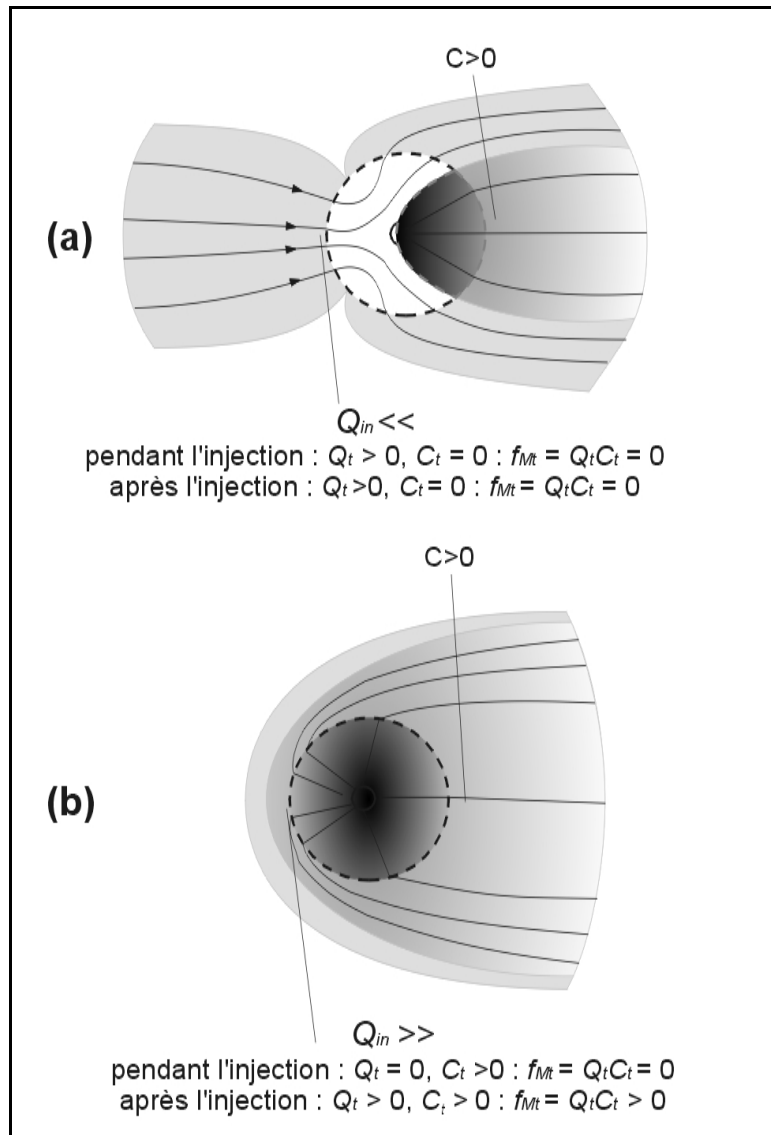


Figure III.1.9. Evolution de la concentration dans et au voisinage du puits d'injection, pendant et après l'injection

III.1.2.4 Equation générale du modèle d'injection

L'équation (3.4) peut être réécrite de manière à exprimer Q_{out} en fonction des autres termes :

$$Q_{out} = Q_{in} + Q_t - \pi r_w^2 \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (3.11)$$

En introduisant (3.11) dans l'équation (3.7) tout en tenant compte de l'hypothèse (3.8), on obtient :

$$\pi r_w^2 h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} = Q_{in} (C_{in} - C_w) + Q_t (C_t - C_w) \quad (3.12)$$

Dans l'expression (3.12), l'absence de la dérivée temporelle de h_w provient du remplacement de Q_{out} par l'expression (3.11). Toutefois, le terme h_w , qui multiplie la dérivée temporelle de C_w , n'est pas nécessairement constant au cours du temps. Le modèle peut donc considérer une variation du volume d'eau dans l'ouvrage, au cours du temps, celle-ci n'étant négligée que dans le calcul de l'équilibre des flux, supposés à tout moment à l'équilibre.

III.1.2.5 Solution générale par la méthode des différences finies

Pour calculer l'évolution de la concentration C_w dans le puits d'injection et du flux massique de traceur (M_{out}) échangé entre le puits et l'aquifère, il est nécessaire de résoudre l'équation différentielle (3.12). Sous certaines conditions, il est possible de dégager des formes analytiques. Celles-ci seront très utiles pour étudier de manière détaillée l'influence de l'injection sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution (v. chapitre III.2), mais elles ne sont pas assez générales. Afin de disposer d'un outil mathématique performant, on leur préfère une solution approchée, capable de considérer l'ensemble des processus évoqués auparavant.

L'équation (3.12) est donc évaluée numériquement, à l'aide d'un schéma aux différences finies sur le pas de temps de calcul (Δt). Pour cela, on doit introduire pour les différents termes de l'équation les approximations classiques suivantes :

$$C_w(t) \approx \omega_w C_w(t + \Delta t) + (1 - \omega_w) C_w(t) \quad (3.13a)$$

$$\frac{\partial C_w(t)}{\partial t} \approx \frac{C_w(t + \Delta t) - C_w(t)}{\Delta t} \quad (3.13b)$$

$$h_w(t) \approx \omega_w h_w(t + \Delta t) + (1 - \omega_w) h_w(t) \quad (3.13c)$$

ω_w est le coefficient de pondération temporelle ($\omega_w = 1$: schéma implicite, $\omega_w = 0$, schéma explicite).

Si l'on introduit ces approximations dans l'équation (3.12) et que l'on arrange les termes, on obtient l'expression (3.14) permettant de calculer l'évolution temporelle de C_w :

$$\left[\frac{\pi r_w^2 h_w^*}{\Delta t} + \omega_w (Q_{in} + Q_t) \right] C_w(t + \Delta t) = \left[\frac{\pi r_w^2 h_w^*}{\Delta t} - (1 - \omega_w)(Q_{in} + Q_t) \right] C_w(t) + Q_{in} C_{in} + Q_t C_t \quad (3.14)$$

Avec les conditions initiales appropriées, cette équation détermine l'évolution de la concentration C_w dans le puits d'injection. La précision de cette solution ne dépend que de la discrétisation temporelle adoptée.

III.1.3 Introduction du modèle d'injection dans le code SUFT3D

La solution différences finies (3.14), établie au point précédent, peut être aisément incorporée dans tout code numérique de calcul des écoulements et du transport des solutés en milieu souterrain. Si l'utilisateur n'a pas accès au code source, il est toujours possible de calculer « extérieurement » l'évolution de la concentration et du flux massique échangé entre le puits d'injection et l'aquifère, puis d'imposer le profil « réel » d'injection comme un terme source « classique », avec un profil d'évolution de la concentration donné par (3.14). Cette solution de fortune ne permet toutefois pas de considérer la présence de soluté dans le flux de transit mais elle constitue déjà une approximation bien meilleure que la condition de Cauchy classique.

La programmation du modèle d'injection au sein même du code numérique va permettre de pousser plus loin les développements, en vue de disposer d'un outil performant et précis pour la modélisation des injections de traceurs dans les puits. Cela permettra notamment de considérer une répartition non uniforme du flux massique de traceur quittant le puits d'injection, au droit des crépines, ainsi que le possible « retour » de traceur dans le puits après l'injection, via le flux de transit.

III.1.3.1 Représentation des puits et piézomètres par des éléments unidimensionnels

Lorsque l'eau est injectée dans le puits, les flux les plus élevés, à travers les crépines, sont observés au droit des horizons les plus perméables. Si la hauteur des crépines n'est pas trop grande, on peut raisonnablement considérer que l'injection est ponctuelle. Cependant, il arrive souvent qu'elle doive être répartie à plusieurs nœuds voisins du maillage éléments finis. Le plus souvent, le flux massique de traceur est distribué uniformément, le débit imposé à chaque nœud étant alors égal au débit total divisé par le nombre de nœuds considérés pour l'injection ou le pompage, ou de manière complètement arbitraire, conduisant dans la plupart des cas à une interprétation approximative de l'essai de traçage.

Pour remédier à ce problème, la solution la plus élégante est en définitive de représenter explicitement les puits par des éléments unidimensionnels, laissant le soin au code numérique de calculer une répartition « naturelle » du débit total injecté ou pompé aux différents nœuds composant le puits. Récemment, plusieurs approches ont été développées dans ce sens. Une synthèse peut être trouvée dans WU *et al.* (1996).

Dans le cadre de cette recherche, l'approche proposée par SUDICKY *et al.* (1995) est utilisée pour calculer les écoulements et l'interaction puits - milieu souterrain. Les ouvrages linéaires (puits,...) sont modélisés par des éléments finis unidimensionnels, caractérisés par une conductivité

axiale très grande et un coefficient d'emménagement modifié, pour prendre en compte l'effet de stockage de l'eau dans le tubage. Les contributions des éléments 1D sont ajoutées au système d'équations résultant de la discrétisation 3D du milieu souterrain, dans lequel le puits est implanté. Les flux d'eau échangés aux nœuds communs à l'aquifère et au puits dépendent des caractéristiques hydrauliques des éléments finis 3D connectés aux nœuds puits. Cela assure que tout débit de pompage ou d'injection imposé dans le puits est naturellement réparti aux différents nœuds le composant. Pour les détails de programmation, le lecteur intéressé consultera les références bibliographiques fournies. Les principales étapes sont décrites et la manière par laquelle ces éléments 1D sont utilisés dans le cadre du modèle d'injection est détaillée.

L'équation unidimensionnelle d'écoulement dans un puits s'écrit :

$$\pi \left(\frac{r_c^2}{L_s} + r_s^2 \zeta_w \right) \frac{\partial H_w}{\partial t} = \pi r_s^2 K_w \pm q_{n|r_s} \mp Q_{in} \delta(l-l') \quad (3.15)$$

où,

- $H_w = H_w(l) = h_w(l) + z(l)$ est le potentiel hydraulique total dans le puits à la hauteur l (L) ;
- r_c et r_s sont les rayons respectivement du casing et des crépines (L) ;
- ζ_w est le coefficient d'emménagement spécifique (L^{-1}) au niveau des crépines ($\zeta_w = \rho_w g \beta_w$, avec ρ_w la masse volumique de l'eau, β_w la compressibilité de l'eau et g l'accélération de la pesanteur) ;
- L_s est la longueur totale de la zone crépinée (L) ;
- K_w est la conductivité hydraulique axiale du puits (LT^{-1}), soit fournie par l'utilisateur, soit évaluée par la relation de Hagen-Poiseuille dans l'hypothèse d'un écoulement laminaire ($K_w^{H-P} = r_s^2 \rho_w g / 8\mu$, avec μ la viscosité du fluide) ;
- $q_{n|r_s}$ est un terme de flux d'échange entre le puits et l'aquifère au niveau des nœuds du puits, évalué naturellement et implicitement lors de la somme des contributions du puits et de l'aquifère, en faisant l'hypothèse d'égalité des pressions côté puits et côté aquifère ($H = H_w$) ;
- Q_{in} est le débit d'injection/pompage imposé à la cote l dans le puits, la fonction Dirac δ exprimant mathématiquement ce fait.

III.1.3.2 Incorporation du modèle d'injection

LACOMBE *et al.* (1995) ont généralisé l'utilisation d'éléments unidimensionnels pour représenter des puits pour le calcul du transport. Ils montrent l'habileté du concept à modéliser des problèmes de contamination croisée d'aquifères, via des puits mal scellés. Une telle approche permet de considérer l'effet de mélange dans le puits d'injection, mais le couplage éléments 1D – aquifère est assuré par une condition de Dirichlet qui, on l'a vu, n'est pas très adaptée puisqu'elle ne permet pas de considérer les contrastes très grands de concentration pouvant exister entre le puits et l'aquifère, particulièrement au début des opérations d'injection des traceurs.

Cette méthode a malgré tout été implémentée dans le code SUFT3D pour représenter le transport axial du soluté aux puits de pompage où les contrastes de concentrations entre l'aquifère et l'ouvrage sont moins importants qu'au puits d'injection et où le débit de pompage est généralement suffisamment élevé pour que la composante advective soit dominante au voisinage du puits. Si ces conditions sont remplies, la composante dispersive peut y être négligée, ce qui assure une précision suffisante à la condition de Dirichlet employée pour l'interface puits – aquifère.

Du côté de l'injection, le modèle reposant sur l'équation (3.12) établie au point III.1.2.4 est généralisé. Les différents flux d'échanges ne sont plus considérés de façon unique et globale, mais évalués séparément aux différents nœuds des éléments 1D composant le puits d'injection. Ainsi, si n_w nœuds connectent le puits d'injection et l'aquifère, le calcul des écoulements conduit à une distribution du débit total injecté Q_{in} , du débit de transit Q_t et du débit de sortie Q_{out} en n_w composantes :

$$Q_{in} = \sum_{K=1}^{n_w} q_{in}^K, \quad Q_{out} = \sum_{K=1}^{n_w} q_{out}^K, \quad Q_t = \sum_{K=1}^{n_w} q_t^K$$

L'équation (3.12) peut alors être réécrite :

$$\pi r_w^2 h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} = \sum_{K=1}^{n_w} q_{in}^K (C_{in} - C_w) + \sum_{K=1}^{n_w} q_t^K (C_t^K - C_w) \quad (3.16)$$

où,

- C_w est la concentration dans le puits (on suppose toujours celle-ci homogène dans l'ensemble du puits) ;

- C_t^K est la concentration dans le flux de transit au nœud K .

III.1.3.2.1 *Evaluation numérique de la concentration dans le flux de transit*

Pour utiliser l'équation (3.16), il est nécessaire de définir la concentration C_t^K dans le flux de transit aux n_w nœuds connectant le puits et l'aquifère. Ce problème a déjà discuté sur le plan conceptuel au point III.1.2.3. Il reste ici à définir numériquement le traitement réservé à ce terme.

Les concentrations dans l'aquifère peuvent varier fortement selon la position considérée autour du puits d'injection. A priori, un maillage extrêmement raffiné est donc nécessaire si l'on veut obtenir une estimation précise. Plutôt que cette représentation explicite et très détaillée du puits et de son voisinage, qui conduirait, à la limite, à représenter le puits par des éléments 3D cylindriques, une solution « globale », basée sur des évidences physiques liées aux processus d'écoulement et de transport au voisinage du puits d'injection, est proposée :

- Pour toute phase durant laquelle un fluide est injecté dans le puits (injection proprement dite ou chasse d'eau après l'injection du traceur), on suppose que le flux massique de traceur quittant le puits d'injection est proportionnel à la concentration régnant en son sein. Ce choix peut se justifier par la discussion menée au point III.1.2.3 : soit l'injection est réalisée à petit débit, auquel cas il n'y a pas de dispersion amont du traceur et $C_t^K = 0$, soit le débit d'injection est supérieur au débit nodal critique ($q_K^* > 1$) et le flux de transit q_t^K est nul. Dans ces deux cas, le flux massique de transit est nul.

- Après l'injection, on suppose, à chaque nœuds K , que le flux massique de traceur est proportionnel au gradient de concentration $(C_w - C_t)$ régnant entre le puits et l'aquifère. La concentration C^K peut être considérée comme étant la concentration moyenne (au sens des éléments finis) régnant autour du puits d'injection, au niveau du nœud K . Le comportement du système puits - aquifère est donc analogue à celui d'un milieu à double porosité, le flux de transit Q_t étant le coefficient de transfert couplant les deux entités considérées et le volume d'eau V_w au sein du puits étant analogue à la porosité d'eau immobile. Par cette analogie, on pressent déjà beaucoup mieux de quelle manière l'injection pourra avoir une influence sur le résultat du traçage.

III.1.3.3 *Développement de la forme globale du modèle numérique*

La programmation du modèle d'injection utilise l'approximation différences finies sur le temps présentée à l'équation (3.14). Sur le pas de temps Δt , l'évolution de la concentration dans le puits est donc évaluée comme suit :

$$C_w^{N+1} = \frac{1}{R_w} \left(Q_{in} C_{in} + \sum_K q_t^K C_K^N + B_w C_w^N \right) \quad (3.17)$$

où,

$$-R_w = \frac{\pi r_w^2 h_w}{\Delta t} + \omega_w \sum_K (q_t^K + q_{in}^K)$$

$$-B_w = \frac{\pi r_w^2 h_w}{\Delta t} - (1 - \omega_w) \sum_K (q_t^K + q_{in}^K)$$

Dans cette équation, la concentration C_k^N est évaluée explicitement. Cela est nécessaire pour éviter que les concentrations calculées dans l'aquifère, à un des nœuds de jonction puits - aquifère, ne dépendent des concentrations aux autres nœuds de jonction. L'emploi d'une forme explicite ne pose aucun problème de stabilité puisqu'elle se rapporte simplement à l'évaluation d'une sollicitation du système et non à l'évaluation de la variable principale.

Si l'équation de transport, en trois dimensions, est représentée par un opérateur $T_{3D}(C)$, incluant l'ensemble des processus considérés (advection,...), l'expression suivante peut être utilisée pour décrire la programmation du modèle d'injection dans le code numérique :

$$T_{3D}(C) - \sum_{K=1}^{n_w} (q_{out}^K C_w - q_t^K C_t^K) = 0 \quad (3.18)$$

Il faut remarquer que cette expression est indépendante de la méthode numérique de résolution de l'équation de transport et peut donc être utilisée pour décrire l'implémentation du modèle dans n'importe quel code numérique. Le système d'équations à résoudre a la forme suivante :

$$[R_C] \cdot \{C\}^{N+1} = \{G_b\} - \sum_{K=1}^{n_w} q_t^K C_t^{K,N} + \sum_{K=1}^{n_w} q_{out}^K (\omega_w C_w^{N+1} + (1 - \omega_w) C_w^N) \quad (3.19)$$

$[R_C]$ et $\{G_b\}$ sont la matrice d'assemblage et le vecteur charge résultant de la discrétisation numérique de l'équation de transport $T_{3D}(C)$.

Dans cette équation, les termes faisant intervenir la concentration C_w^{N+1} sont remplacés par l'expression (3.17). Le système d'équations est alors classiquement réarrangé et résolu.

Remarque

Pour pouvoir calculer la répartition du débit sortant du puits au niveau des crépines, il faut non seulement connaître le débit d'injection (Q_{in}) et sa répartition (les q_{in}^K) aux différents nœuds « puits », mais aussi connaître le débit de transit associé à chaque nœud en l'absence de tout terme d'injection ($q_{t,0}^K$).

Le plus simple est d'évaluer le flux de Darcy moyen à chaque nœud du puits et de le multiplier ensuite par le coefficient de distorsion (α_w) du puits et par la section du puits S_w^K associée au nœud K . Le problème est que l'on a besoin de connaître le flux de Darcy non influencé par le terme d'injection (flux « naturel » de Darcy), ce qui n'est pas le cas lors de la modélisation de l'injection. Pour obtenir la valeur de ce flux en dehors de l'influence de l'injection, plusieurs méthodes peuvent être proposées. Prendre une valeur moyenne des flux de Darcy aux nœuds voisins ou dans les éléments voisins du nœud de calcul devrait fournir une estimation acceptable. En effet, même si le terme d'injection a une influence sur les valeurs des flux calculés à son voisinage, si les points de calcul sont « suffisamment bien répartis » autour du nœud où l'on cherche à calculer le flux naturel de Darcy, les composantes des flux liées au terme d'injection doivent se compenser en moyenne, puisque l'injection a un effet local divergent (fig.III.1.10).

L'autre solution, retenue dans la version actuelle du code SUFT3D, consiste à calculer les flux de Darcy aux nœuds puits avant l'imposition du terme source, sur base des conditions initiales d'écoulement. En effet, lors de la modélisation d'un essai de traçage, une simulation des écoulements est généralement réalisée pour disposer de conditions initiales d'écoulement, incluant le pompage de reprise s'il s'agit d'un essai de traçage en écoulement radial convergent. Les flux de Darcy calculés aux n_w nœuds puits à ce moment sont donc bien ceux qui, moyennant multiplication par le coefficient de distorsion, transitent au travers du puits en écoulement « naturel », c'est-à-dire lorsque le système est soumis à l'ensemble des sollicitations, à l'exception du terme d'injection. Les flux calculés, sur la base des conditions initiales d'écoulement, sont stockés dans un tableau pour être utilisés ultérieurement, afin de calculer la distribution effective des flux au niveau des crépines.

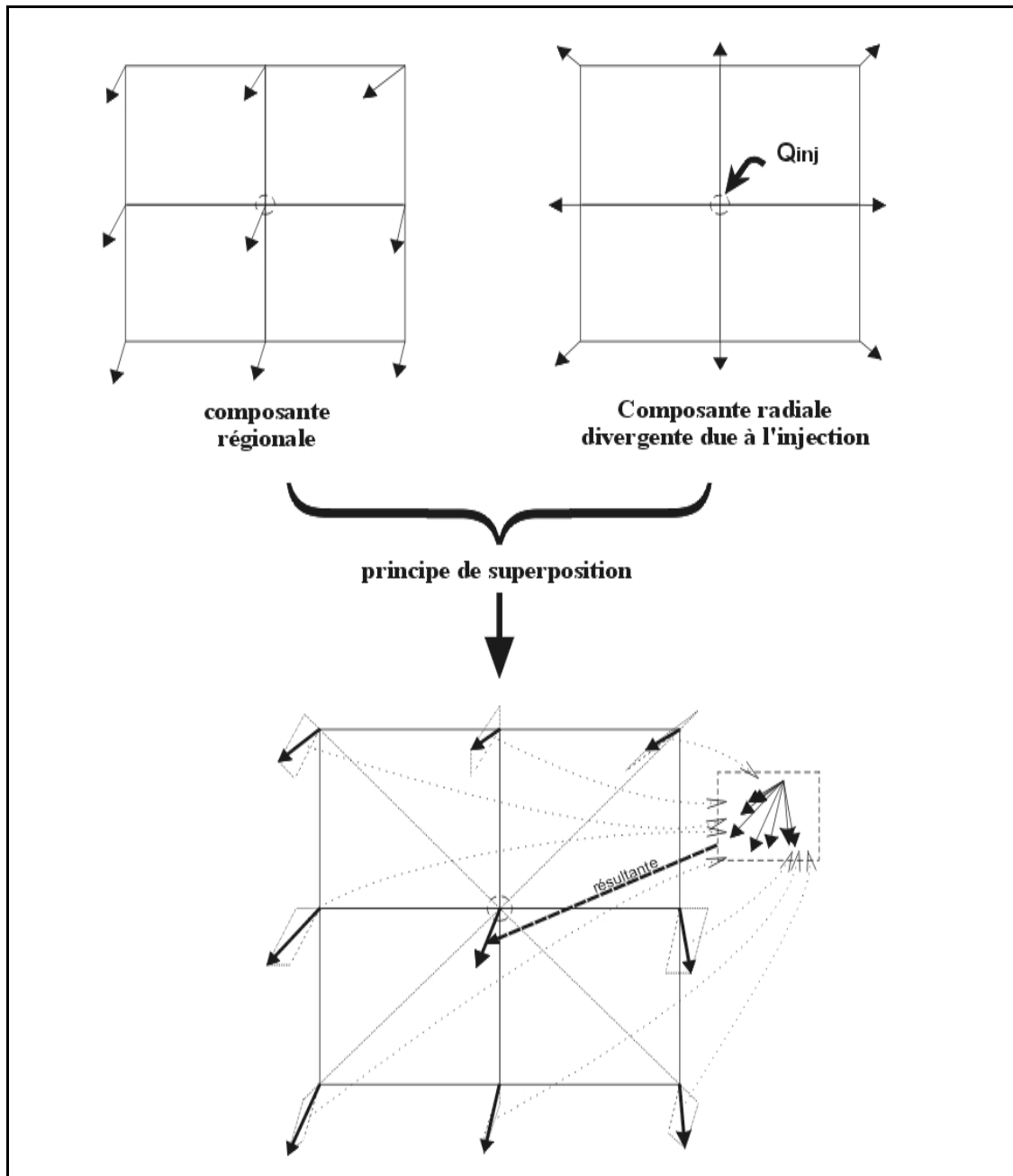


Figure III.1.10. Calcul des flux de Darcy aux nœuds puits

III.1.4 Illustration

L'exemple qui suit a pour objectif d'illustrer les développements mathématiques et numériques présentés dans ce chapitre et de mettre clairement en évidence les avantages du nouveau concept sur les approches plus classiques. L'exemple choisi s'écarte en partie de conditions expérimentales habituellement définies, mais ce n'est que dans le but de montrer un maximum de capacités du modèle.

Le test a été réalisé à l'aide du code SUFT3D, dans lequel les développements qui précèdent ont été introduits. Il consiste à modéliser un essai de traçage en écoulement radial convergent. Le

maillage est composé de 4 couches d'éléments finis de 2 m d'épaisseur chacune, totalisant 8 m d'épaisseur (fig.III.1.11). L'extension horizontale du maillage est de 640 × 640 m, la dimension des éléments variant de 20 m près des frontières à 0.5 m au voisinage des puits. Au frontières du modèle, des conditions de Dirichlet sont imposées ($H_d = 10$ m). Un maillage local est utilisé pour les simulations du transport.

L'aquifère a une conductivité hydraulique saturée $K_s = 5.0 \times 10^{-2} \text{ m.s}^{-1}$, une porosité efficace $\theta_m = 0.05$, une dispersivité longitudinale $\alpha_L = 2$ m, une dispersivité transversale $\alpha_T = 0.5$ m. Le traceur est conservatif (pas d'adsorption) et l'aquifère n'est caractérisé par aucun mécanisme physique de retard. Le niveau piézométrique initial est situé à 10 m (aquifère complètement saturé). Au centre du domaine, un puits de pompage (de rayon = 0.10 m) permet l'extraction d'un débit de $50 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$.

Un puits d'injection (de rayon = 0.02 m) est situé à une distance de 20 m du pompage, un puits intermédiaire d'observation (de rayon = 0.05 m) se trouvant à mi-distance entre l'injection et le pompage (à 10 m de chaque). Les puits d'injection et d'échantillonnage sont caractérisés par des coefficients de distorsion α_w respectivement de 2.0 (puits bien développé) et 0.5 (puits endommagé).

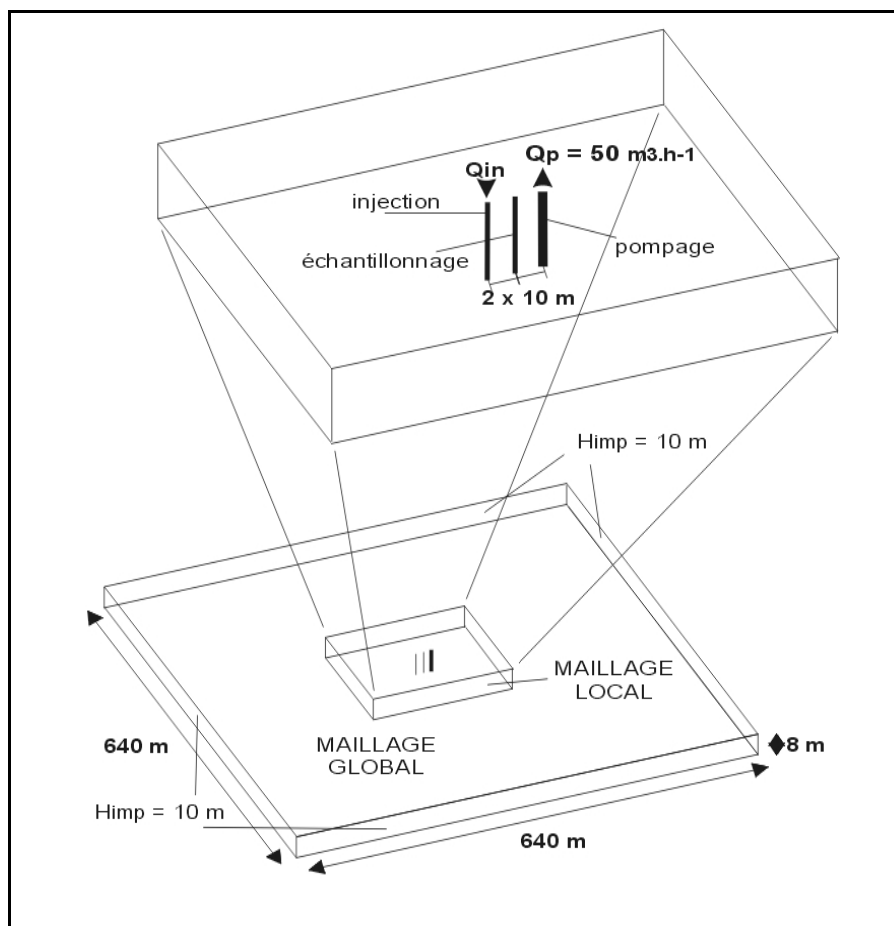


Figure III.1.11. Exemple d'illustration des capacités du modèle :
maillage, conditions limites et sollicitations

Une masse unitaire de traceur, dilué dans un volume $V_{inj} = 0.1 \text{ m}^3$, est injectée pendant une durée T_{inj} de 2 heures (7200 s). Après l’injection, une chasse d’eau, visant à forcer la migration du traceur vers l’aquifère, est assurée avec un volume d’eau $V_{ch} = 0.2 \text{ m}^3$, injecté durant une période $T_{ch} = 1/4 \text{ h}$ (900 s).

Des échantillons sont prélevés au puits de pompage (courbe de restitution), au puits d’injection (courbe d’évolution de la concentration à l’injection) et au puits intermédiaire (courbe intermédiaire d’évolution de la concentration). En ces deux points de prélèvement, on suppose qu’un dispositif d’homogénéisation de la concentration est assuré par pompage de l’eau dans la partie profonde de l’ouvrage, suivi de sa ré-injection au sommet. Cette circulation d’eau permet également de suivre l’évolution temporelle de la concentration moyenne en traceur (C_w) dans ces deux puits.

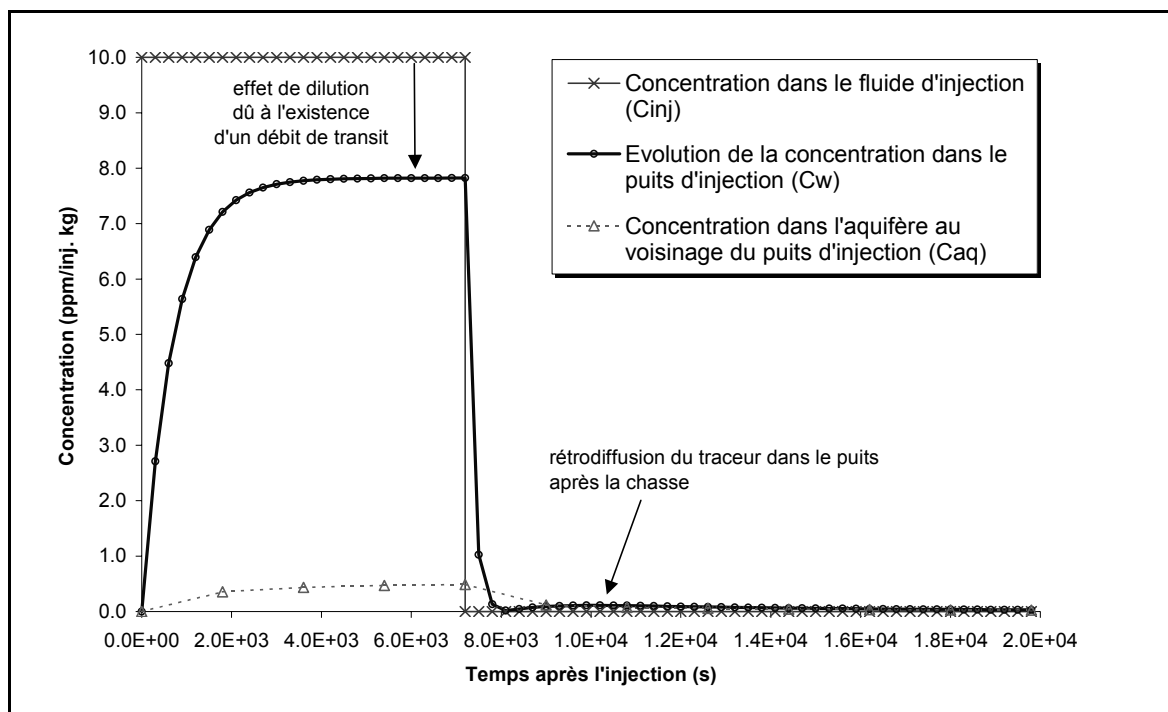


Figure III.1.12a. Evolution de la concentration en traceur au voisinage du puits d’injection

La figure III.1.12a présente, au cours du temps, la concentration en traceur au point d’injection, respectivement dans le fluide d’injection (le volume d’eau V_{inj} dans lequel est dilué la masse unitaire de traceur M_{inj} à une concentration C_{inj}), dans le puits d’injection (C_w) et dans l’aquifère au voisinage du puits d’injection (C_{aq}).

Le résultat montre bien l’aptitude du modèle à reproduire les différentes évolutions de la concentration au voisinage du puits d’injection. L’usage d’une approche plus classique, telle qu’un terme source qui « imposerait » directement le profil expérimental d’injection (Q_{inj} , C_{inj}) au nœuds

d'injection, ne permettrait pas de faire cette distinction qui, on le verra, peut être fondamentale en termes d'interprétation du traçage.

A la fin de la chasse, on constate également que le modèle est à même de prédire un « retour » d'une partie du traceur dans le puits d'injection. Cet effet, observé en pratique à Hermalle-sous-Argenteau (voir partie IV) s'explique simplement. La chasse d'eau qui suit l'injection du traceur a pour effet de rincer le puits d'injection d'une majeure partie de son contenu résiduel en traceur. Le débit de chasse étant relativement élevé (c'est souvent le cas en pratique), le traceur est poussé hors du puits, dans toutes les directions. Quand la chasse est terminée, le flux de transit Q_t véhicule une quantité de traceur, à une concentration supérieure à la concentration résiduelle régnant au sein du puits d'injection. Ce flux massique vient donc augmenter temporairement la masse de traceur présente dans le puits, ce qui se traduit par une augmentation de la concentration C_w dans les instants qui suivent la fin de la chasse. Par la suite, la concentration au sein de l'aquifère diminuant progressivement, la concentration dans le puits d'injection diminue à nouveau dès qu'elle est redevenue légèrement supérieure à la concentration dans l'aquifère (à l'instar de ce qui se produit dans le cas de l'existence d'un effet d'eau immobile).

Enfin, on constate également que la concentration C_w dans le puits d'injection se stabilise en cours d'injection, à un niveau $C_{w,stab} = 7.82$ ppm/kg inférieur à la concentration dans le fluide d'injection $C_{inj} = 10$ ppm/kg. Au chapitre III.2, on verra que cet effet se produit dans le cas d'une injection à un débit Q_{inj} inférieur au débit critique d'injection Q_{cr} . Dans ce cas, il existe un débit de transit Q_t qui vient s'ajouter au débit d'injection Q_{inj} pour entraîner le traceur hors du puits d'injection ($Q_{out} = Q_{inj} + Q_t$). Il en résulte un effet de dilution qui empêche la concentration C_w d'atteindre le maximum théorique que constitue la concentration C_{inj} dans le fluide d'injection.

La figure III.1.12b présente la courbe de restitution du traceur au puits de reprise et les courbes d'évolution de la concentration dans et au voisinage immédiat du puits intermédiaire. Dans le cas présent, les paramètres choisis pour le schéma d'injection et les interactions puits - aquifère ne permettent pas de mettre clairement en évidence l'influence de l'injection sur l'allure de la courbe de restitution au puits. En effet, l'utilisation d'une condition de Cauchy en lieu et place du modèle d'injection n'a pas fourni une courbe de restitution différant fortement de celle qui est présentée à la figure III.1.12b. Nous verrons par la suite que ce n'est généralement pas le cas.

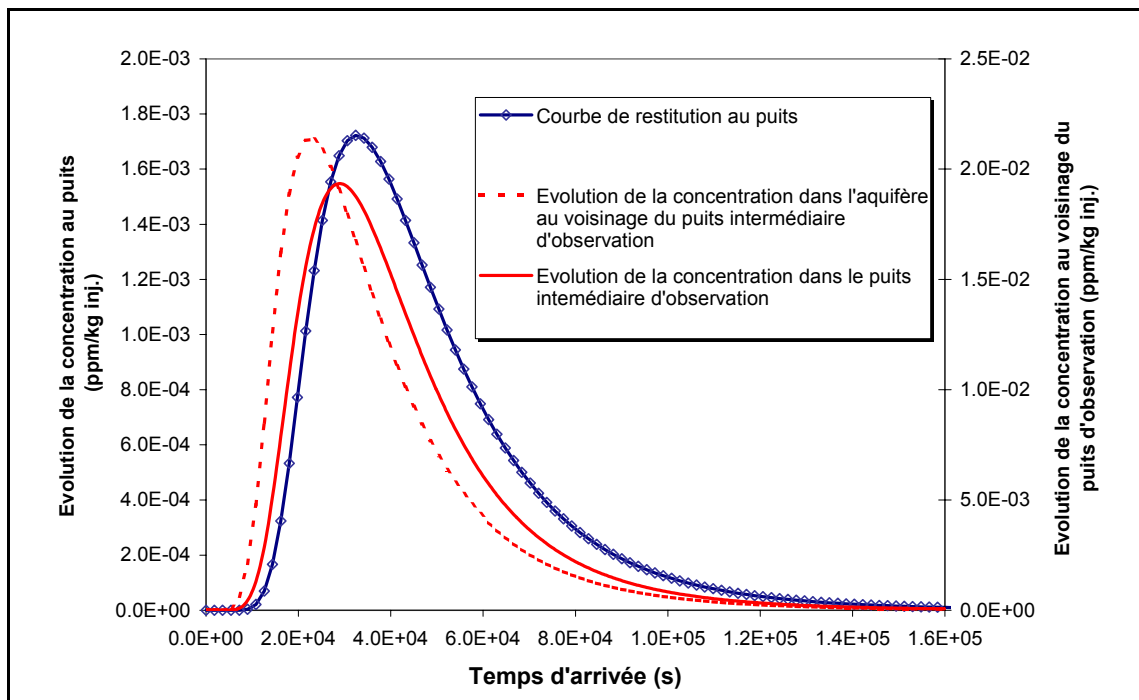


Figure III.1.12b. Evolution de la concentration au voisinage du puits intermédiaire et au puits de reprise

L'examen de la figure III.1.12b permet une fois de plus de montrer les avantages de la nouvelle approche sur les approches plus classiques. Au puits intermédiaire, l'évolution de la concentration dans l'ouvrage est décalée et atténuée par rapport à la concentration dans l'aquifère autour. Cet effet bien connu (ROBBINS, 1989) résulte de la dilution du traceur, suite à la présence d'eau au sein du puits d'observation. Cette eau est progressivement renouvelée et mélangée avec l'eau entrant dans l'ouvrage via le débit de transit. Celui-ci véhicule le traceur qui, dans un premier temps, est fortement dilué puis se trouve partiellement piégé dans le tubage (pour une durée d'autant plus longue que le coefficient de distorsion du puits est faible). Ces deux effets expliquent les différences observées entre les concentrations observées dans le puits et dans l'aquifère autour. De telles observations ont été faites en pratique lors d'essais de traçages réalisés dans la plaine alluviale de la Meuse à Amay (HOFFER *et al.*, 1997).

L'exemple illustre bien la capacité d'utilisation du modèle pour l'interprétation de nombreuses techniques de traçages, ce y compris les techniques de traçage par puits unique (dilution ponctuelle,...). Moyennant un affinement des techniques d'échantillonnage et de monitoring des concentrations dans les puits et piézomètres, l'exemple proposé (et les cas pratiques présentés par la suite) ouvre également des perspectives de développement des techniques de traçage, combinant les avantages de l'essai en écoulement radial convergent (meilleur contrôle en terme de taux de restitution,...) et des méthodes de puits unique, en suivant et en interprétant, de manière simultanée, ce qui se passe à l'injection et au puits de reprise. Plus de détails à ce sujet seront fournis dans la suite de ce travail.

III.2 Etude de sensibilité du modèle d'injection aux conditions expérimentales et aux paramètres régissant l'interaction piézomètre – aquifère

III.2.1 Introduction

Quelle que soit la technique de traçage employée sur le terrain (méthode de puits unique, traçage en écoulement naturel, traçage en écoulement radial convergent, ...), l'injection du traceur, via un puits d'accès au milieu souterrain, constitue la première étape dans la réalisation de l'expérience. L'évolution globale de l'essai dépend non seulement des conditions expérimentales (durée de l'injection, débit d'injection, ...) mais aussi des processus gouvernant l'interaction entre le puits et l'aquifère. Le développement du modèle d'injection, proposé au chapitre précédent, a clairement mis en évidence la complexité de cette interaction et la nécessité de recourir à un formalisme précis pour représenter les échanges de soluté entre ces deux éléments.

Avant d'examiner en détails l'influence de l'injection du traceur sur l'évolution de l'essai de traçage, son résultat (la courbe de restitution) et l'interprétation qui en est tirée en termes de paramètres de transport, il est intéressant d'étudier la sensibilité du modèle d'injection aux différents paramètres qu'il comporte. Pour cela, des solutions analytiques, décrivant l'évolution temporelle de la concentration et de la masse de traceur dans le puits d'injection (C_w et M_w), ainsi que de la masse cumulée de traceur le quittant (M_{out}), sont déduites du modèle (équation 3.7). Pour obtenir une forme plus générale des équations et réduire le nombre de tests nécessaires, un formalisme adimensionnel du modèle est adopté. Une analyse de sensibilité et une discussion détaillée de l'influence des conditions expérimentales et des processus agissant sur l'évolution de l'injection en découlent.

III.2.2 Etablissement de solutions analytiques permettant d'évaluer l'évolution de la concentration en traceur dans le puits d'injection

Il aurait bien sûr été possible de générer, à l'aide du code SUFT3D, les évolutions de concentrations à l'injection, en fonction des différents paramètres du modèle. Cela aurait demandé un travail de calcul assez lourd et assez lent au regard du coût de l'utilisation d'une solution analytique, même au prix de l'une ou l'autre approximation. Nous verrons que les informations et les conclusions déduites de l'analyse basée sur la solution analytique revêtiront un caractère suffisamment général et précis, en regard de l'objectif poursuivi.

III.2.2.1 Hypothèses de validité et formulation de base des solutions analytiques

Pour établir une solution analytique à partir des équations de conservation de la masse d'eau et de traceur présents dans le puits d'injection, il est nécessaire de faire l'une ou l'autre hypothèse simplificatrice.

III.2.2.1.1 Concentration nulle dans le flux de transit $C_t = 0$

A priori, cette concentration étant influencée par les processus ayant cours dans la nappe, il n'est pas possible de l'évaluer sans considérer, de manière explicite, l'aquifère au voisinage du puits d'injection. Dans un premier temps, si l'on souhaite ne s'intéresser qu'à ce qui se passe dans le puits d'injection, cela n'est pas faisable. Heureusement, dans un certain nombre de cas, il est possible de faire l'hypothèse simplificatrice que le flux massique de transit ($f_{Mt} = C_t Q_t$) est nul ou négligeable. On a vu au chapitre précédent que si l'injection est réalisée à débit élevé (ce qui est souvent le cas, vu que les injections se font sur de courtes durées), on se situe au-delà du débit critique (Q_{cr}) et le débit de transit (Q_t) est annulé. Si l'injection est réalisée à petit débit, on peut raisonnablement supposer que le flux de transit lessive le puits d'injection et empêche toute migration « amont » du traceur, lequel quitte par la partie aval des crépines. Dans ce cas, l'eau entrant dans le puits par l'amont n'est pas contaminée et $C_t = 0$. Dans beaucoup de cas, la concentration C_t dans le flux de transit Q_t est négligeable vis-à-vis de la concentration C_w dans le puits d'injection. On peut alors raisonnablement écrire que $C_w - C_t \approx C_w$.

Dans le cas contraire (C_t non négligeable), les solutions analytiques développées en négligeant ce terme conduiront à une surestimation du flux massique de traceur quittant le puits d'injection. C'est le cas longtemps après l'injection, quand la concentration dans le puits est redevenue très basse. Mais à ce moment, l'essentiel de la masse de traceur se trouve dans l'aquifère et l'influence de l'injection est minime.

Les solutions analytiques ne sont par ailleurs pas à même de prédire l'effet de rétro-diffusion du traceur dans le piézomètre après la chasse d'eau, tel qu'illustré dans l'exemple présenté au point III.1.4.

III.2.2.1.2 Evolution du niveau d'eau dans le puits d'injection

Selon que l'on considère que la hauteur d'eau (h_w) dans le puits est constante ou qu'elle peut varier au cours du temps, on obtiendra des solutions analytiques assez différentes.

On peut considérer que le niveau d'eau est constant dans un certain nombre de cas. Tout d'abord, si un système « packer » est utilisé pour isoler le niveau où le traceur est injecté, le volume d'eau qui nous intéresse dans les bilans de masse est celui qui y est confiné. Enfin, si l'aquifère est

suffisamment perméable, l'injection ne provoque pas de variation trop importante du niveau d'eau dans le puits. Dans ces deux cas, l'hypothèse d'un volume d'eau constant dans le piézomètre peut être considérée.

III.2.2.1.3 Formulation de base des solutions analytiques

L'équation de base des solutions analytiques est l'équation de conservation de la masse de traceur (3.7) établie au chapitre précédent, en négligeant le terme faisant intervenir la concentration C_t et en faisant l'hypothèse que $C_{out} = C_w$.

$$\pi r_w^2 \left(C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} + h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} \right) = Q_{in} C_{in} - Q_{out} C_w \quad (3.20)$$

La fonctionnalité liant le débit de transit Q_t et le débit d'injection Q_{in} , présentée au point III.1.2.3 (équation 3.10) et détaillée à l'annexe 3, est considérée dans le calcul des solutions analytiques.

III.2.2.2 Solutions analytiques

III.2.2.2.1 Solution pour un niveau d'eau constant ($h_w = cste$)

Dans le cas où le niveau d'eau h_w (donc le volume $V_w = \pi r_w^2 h_w$) est constant, sa dérivée temporelle est nulle ($\frac{\partial h_w}{\partial t} = 0$). L'équation différentielle régissant le problème est alors :

$$\pi r_w^2 h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} = V_w \frac{\partial C_w}{\partial t} = Q_{in} C_{in} - Q_{out} C_w \quad (3.21)$$

Avec la condition initiale générale $C_w(t = t_0) = C_0$, la solution analytique donnant l'évolution de C_w au cours du temps est facilement obtenue :

$$\ln \left(\frac{Q_{in} C_{in} - Q_{out} C_w}{Q_{in} C_{in} - Q_{out} C_0} \right) = - \frac{Q_{out}}{V_w} (t - t_0) \quad (3.22)$$

Ce qui donne :

$$C_w(t) = \frac{Q_{in} C_{in} - (Q_{in} C_{in} - Q_{out} C_0)}{Q_{out}} \exp \left(- \frac{Q_{out}}{V_w} (t - t_0) \right) \quad (3.23)$$

Moyennant l'utilisation des concentrations et débits adéquats, cette équation peut être utilisée pour représenter n'importe quelle étape de l'injection du traceur (injection, chasse et lessivage du traceur par le flux de transit après la chasse).

III.2.2.2.2 Solution pour un niveau d'eau variable ($h_w \neq cste$)

Si l'on considère que le niveau d'eau peut varier dans le puits d'injection, la dérivée temporelle de h_w n'est plus nulle dans (3.20). Dans ce cas, si l'on introduit l'équation (3.11) exprimant Q_{out} en fonction des autres termes, on obtient :

$$Q_{out} = Q_{in} + Q_t - \pi r_w^2 \frac{\partial h_w}{\partial t} \quad (3.11)$$

$$\pi r_w^2 h_w \frac{\partial C_w}{\partial t} = Q_{in} C_{in} - Q'_{out} C_w \quad (3.24)$$

où $Q'_{out} = Q_{in} + Q_t$ diffère d'autant plus de Q_{out} que le caractère transitoire de l'injection est élevé. Durant toute phase d'injection, le terme Q'_{out} est constant (comme Q_{out}), vu que Q_{in} est constant et Q_t est calculé à partir de (3.10) qui suppose un équilibre des débits.

On retrouve exactement la même forme que pour l'équation (3.21), obtenue dans le cas $h_w = cste$. Cette fois, le terme qui multiplie la dérivée temporelle dépend du temps. Pour dégager une formulation analytique, il est nécessaire de connaître la fonctionnalité $h_w(t)$. Celle-ci est en partie gouvernée par l'injection, mais aussi par les caractéristiques de l'aquifère. A priori, on ne la connaît pas mais diverses formes peuvent être envisagées, parmi lesquelles une variation linéaire de h_w au cours du temps :

$$h_w(t) = h_0 + \gamma(t - t_0) \quad (3.25)$$

Sous cette hypothèse et avec la condition initiale générale $C_w(t = t_0) = C_0$, la solution analytique donnant l'évolution de C_w au cours du temps est :

$$\ln\left(\frac{Q_{in} C_{in} - Q'_{out} C_w}{Q_{in} C_{in} - Q'_{out} C_0}\right) = \frac{-Q'_{out}}{\gamma} \ln\left(\frac{h_0 + \gamma(t - t_0)}{h_0}\right) \quad (3.26)$$

Ce qui donne :

$$C_w(t) = \frac{Q_{in} C_{in} - (Q_{in} C_{in} - Q'_{out} C_0) \left(\frac{h_0 + \gamma(t - t_0)}{h_0}\right)^{-Q'_{out}/\gamma}}{Q'_{out}} \quad (3.27)$$

Mathématiquement, cette solution est assez différente de la solution (3.23), obtenue dans le cas $h_w = cste$. On ne peut pas la considérer comme une forme générale, dont l'équation (3.23) est dérivée, puisqu'elle n'est pas valable pour un coefficient $\gamma = 0$.

Dans la suite de cette analyse, on se servira uniquement de la solution analytique obtenue en supposant un niveau d'eau h_w constant dans le puits d'injection. En effet, on a vu que cette forme est applicable, en bonne approximation, dans de nombreux cas. De plus, la forme dégagée pour un niveau h_w non constant souffre du caractère arbitraire de la fonctionnalité décrivant l'évolution temporelle de ce terme (variation pouvant tout aussi bien être liée à l'injection qu'à des fluctuations naturelles de l'aquifère). Dans certains cas, il est clair qu'il serait nécessaire d'envisager l'influence d'une variation du niveau d'eau dans le puits d'injection. Une augmentation devrait se traduire par une entrée d'eau dans le puits, provoquant une dilution du traceur qui s'y trouve (en supposant que la concentration en traceur dans l'eau entrant dans le piézomètre est inférieure à la concentration en traceur dans le piézomètre). Une diminution du niveau d'eau se traduirait par une « accélération » du processus de libération du traceur vers l'aquifère avec le volume d'eau quittant le piézomètre (comme expliqué au point III.1.2.3).

III.2.3 Formulation adimensionnelle du modèle d'injection

A côté de l'intérêt de disposer d'équations dont le formalisme est indépendant des dimensions du problème, la recherche d'une formulation adimensionnelle présente un autre avantage majeur. Elle permet de dégager les paramètres principaux gouvernant les processus représentés par l'équation considérée, donc de mettre en évidence des équivalences possibles entre combinaisons de ces paramètres. Au chapitre suivant, cela permettra de réduire au minimum le nombre de tests nécessaires afin d'évaluer l'influence de l'injection sur la courbe de restitution.

Pour établir une forme adimensionnelle du modèle d'injection, il est nécessaire de définir les grandeurs caractéristiques des dimensions du modèle. Tous les termes de l'équation (3.23) sont alors normés par rapport à ces termes de référence.

III.2.3.1 Grandeurs caractéristiques fondamentales

Pour ces grandeurs, plusieurs choix sont possibles. Les valeurs retenues ici sont la concentration en traceur dans le fluide d'injection (C_{inj}) représentant le maximum de concentration pouvant être atteint dans le puits d'injection, le volume d'eau présent au sein du piézomètre (V_w) offrant une quantification des effets de mélange et de piégeage, le débit critique d'injection (Q_{cr}) permettant de différencier deux scénarios contrastés en termes d'effets de dilution du traceur et le

temps de renouvellement de l'eau dans le piézomètre (T_w) à un débit d'injection correspondant au débit critique. On notera les égalités suivantes :

$$C_{inj} = M_{inj} / V_{inj}$$

$$V_{inj} = Q_{inj} T_{inj}$$

$$V_w = Q_{cr} T_w$$

La concentration dans le fluide d'injection. Le choix du temps caractéristique (lié au débit critique d'injection Q_{cr}) est partiellement arbitraire. On pourrait choisir le temps de renouvellement de l'eau dans le piézomètre en l'absence de toute injection (i.e. quand $Q_{in} = 0$), c'est-à-dire sous le seul effet du débit naturel de transit Q_t^0 , lequel serait alors la valeur caractéristique associée aux termes de débits. Ce choix est plus approprié dans le cadre de l'évaluation de l'influence de l'injection sur l'allure des courbes de restitution (voir chapitre suivant) puisqu'il présente un lien plus direct avec l'interaction piézomètre - aquifère. Toutefois, deux raisons incitent à utiliser le temps de renouvellement de l'eau au débit critique :

1. Dans un premier temps, ce qui nous intéresse le plus est l'évolution de la concentration dans le puits d'injection ; il est donc normal de chercher des termes de normation qui lui sont intimement liés.

2. Comme cela a été mentionné au point III.1.2.3, le débit critique Q_{cr} est directement lié au débit naturel de transit Q_t^0 par la relation :

$$Q_{cr} = \pi Q_t^0 \quad (3.28)$$

La normation est donc équivalente, à un facteur π près.

III.2.3.2 Formes adimensionnelles des équations

III.2.3.2.1 Concentration adimensionnelle dans le puits d'injection

Avec les valeurs caractéristiques définies précédemment, la forme adimensionnelle de l'équation (3.23) peut être écrite :

$$C_w^*(t^*) = \frac{Q_{in}^* C_{in}^* - (Q_{in}^* C_{in}^* - Q_{out}^* C_0^*) \exp(-Q_{out}^* t^*)}{Q_{out}^*} \quad (3.29)$$

avec, de manière générale :

$$C_{in}^* = C_{in} / C_{inj}, \quad Q_{in}^* = Q_{in} / Q_{cr}, \quad t^* = (t - t_0) / T_w$$

III.2.3.2.2 Masse adimensionnelle dans le puits d'injection

On peut également calculer la masse adimensionnelle de traceur dans le puits d'injection (M_w^*) et la masse adimensionnelle cumulée de traceur (M_{out}^*) sortant du puits (donc entrant dans l'aquifère) après un temps adimensionnel t^* .

$$M_w^* = \frac{M_w}{M_{inj}} = \frac{C_w^*}{V_{inj}^*}, \quad (3.30)$$

$$\text{avec } V_{inj}^* = \frac{V_{inj}}{V_w}$$

Pour rappel, V_{inj}^* représente le degré de dilution du fluide traceur par le volume d'eau initialement présent dans le puits d'injection. Plus V_{inj}^* est petit, plus le volume de fluide traceur est petit vis-à-vis du volume d'eau dans le puits, donc plus l'effet de mélange à l'injection est prononcé.

III.2.3.2.3 Masse adimensionnelle cumulée sortant du piézomètre / entrant dans l'aquifère

Cette évolution peut être calculée comme suit :

$$M_{out}^*(t) = \frac{M_{out}(t)}{M_{inj}} = \frac{1}{M_{inj}} \int_0^t C_w(t') Q_{out}(t') dt' = \int_0^{t^*} \frac{C_w^*(t'') Q_{out}^*(t'')}{V_{inj}^*} dt'' \quad (3.31)$$

Suivant le schéma d'injection (avec ou sans chasse suivant l'injection du traceur,...) et selon la phase d'injection considérée (injection elle-même, chasse, lessivage après la chasse), le chemin d'intégration de cette expression doit éventuellement être fractionné en plusieurs composantes.

On verra que cette équation est très intéressante à discuter quand il s'agira d'évaluer l'influence de l'injection sur le résultat d'un essai de traçage.

III.2.4 Etude de sensibilité des paramètres du modèle d'injection

L'étude de sensibilité va porter sur l'évolution de la concentration adimensionnelle $C_w^*(t^*)$ et de la masse adimensionnelle cumulée de traceur entrant dans l'aquifère $M_{out}^*(t^*)$. Ce choix se justifie pour les raisons suivantes. D'un point de vue pratique, l'évolution de la concentration $C_w^*(t^*)$ est l'information dont on peut disposer par échantillonnage au point d'injection. Quant à l'évolution de la masse entrant dans l'aquifère, elle constitue la fonction d'entrée du traceur dans l'aquifère, directement utile pour évaluer l'influence de l'injection sur l'allure de la courbe de restitution.

On pourrait aussi étudier l'évolution de la masse adimensionnelle de traceur dans le piézomètre d'injection $M_w^*(t^*)$. Sur le plan pratique, cette information n'est toutefois pas très utile puisqu'on ne peut pas la mesurer directement. De plus, on a vu que cette évolution est directement liée à celle de la concentration dans le piézomètre d'injection, via le facteur de dilution V_{inj}^* (équation 3.30). Son étude serait donc redondante.

III.2.4.1 Conditions de réalisation des tests de sensibilité

Sur le plan purement expérimental, l'injection du traceur dans un puits est classiquement constituée de trois phases : (1) l'injection proprement dite du traceur (dilué dans un volume V_{inj} et injecté pendant une durée T_{inj}), (2) la réalisation d'une chasse d'eau (avec un volume d'eau V_{ch} injecté sur une durée T_{ch}), visant à accélérer le transfert du traceur du puits vers l'aquifère, (3) le lessivage du contenu résiduel en traceur du puits, par l'action du débit naturel de transit Q_t^0 au travers des crépines.

L'analyse comportera donc trois volets :

1. l'évolution de la concentration et de la masse de traceur en cours d'injection, durant laquelle les facteurs essentiels sont le facteur de mélange V_{inj}^* , gouvernant le piégeage du traceur et son degré de dilution au sein du puits et le rapport entre le débit d'injection Q_{inj} et le débit critique Q_{cr} qui gouverne la cinétique de l'échange puits - aquifère ;
2. l'influence de la chasse qui joue un rôle sur le taux de décroissance de la concentration en traceur au sein du puits d'injection (« rendement » de sortie du traceur) et sur l'évolution de la masse cumulée de traceur entrant dans l'aquifère ; le rapport $V_{ch}/(V_{inj} + V_{ch})$ aura une influence directe sur la concentration résiduelle en traceur dans le puits, à la fin de l'opération expérimentale, mais pas sur l'évolution ultérieure de cette concentration, gouvernée uniquement par le flux de transit Q_t ;
3. l'évolution de la concentration et de la masse de traceur au cours du lessivage naturel (donc en dehors de l'influence de tout terme source extérieur), dépendant du contenu résiduel en traceur dans le puits d'injection et du débit naturel de transit, seul à gouverner, à ce stade, la cinétique d'échange piézomètre - aquifère.

L'étude consistera donc à déterminer comment évoluent les variables C_w^* et M_{out}^* lorsqu'on fait varier les paramètres décrivant les différentes phases de l'injection (V_{inj} , T_{inj} , Q_{inj}) par rapport aux paramètres caractéristiques du puits d'injection (V_w , T_w , Q_{cr}), donc de V_{inj}^* , t_{inj}^* et Q_{inj}^* . Pour la clarté

du texte, on omettra par la suite de préciser que les termes sont considérés sous leur forme adimensionnelle, sauf si le contexte prête à confusion.

L'équation caractéristique suivante peut être utilisée pour décrire chaque phase de l'injection :

$$V_{in}^* = Q_{in}^* t_{in}^* \quad (3.32)$$

Le paramètre de variation est le temps t^* . On fera varier soit le débit d'injection Q_{in}^* (à $V_{in}^* =$ constante), soit le volume d'injection V_{in}^* (à $Q_{in}^* =$ constante).

III.2.4.2 Evolution de la concentration dans le puits d'injection en fonction des paramètres du modèle

III.2.4.2.1 Evolution de la concentration pendant l'injection

Les intervalles de variation des paramètres ont été choisis de manière à couvrir une gamme aussi grande que possible de cas réels. Le temps d'injection t_{inj}^* est varié de 0 à 10, le débit Q_{inj}^* et le volume de fluide traceur V_{inj}^* de 0.1 à 10, la relation (3.32) étant respectée dans tous les cas de figure.

Si l'on suppose que la concentration initiale est nulle dans le puits, au démarrage de l'injection ($C_0(t=0) = 0$), l'évolution de la concentration est donnée par l'expression (3.29) avec $C_{in}^* = C_{inj}^* = C_{inj} / C_{inj} = 1$, $Q_{in}^* = Q_{inj}^*$, $C_0^* = 0$:

$$C_w^*(t^*) = \frac{Q_{inj}^* C_{inj}^* (1 - \exp(-Q_{out}^* t^*))}{Q_{out}^*} \quad (3.33)$$

La figure III.2.1 présente cette évolution, pour différentes valeurs du débit d'injection. Chaque courbe continue est caractéristique d'un débit d'injection Q_{inj}^* constant, le déplacement sur une courbe correspondant à des volumes croissants de fluide traceur V_{inj}^* (a fortiori des durées croissantes d'injection t_{inj}^*). Pour un même débit, la concentration dans le puits d'injection suit donc une même évolution, le niveau final de concentration dépendant de la durée (et du volume) de l'injection.

On constate également que les concentrations croissent d'autant plus vite et atteignent des niveaux d'autant plus élevés que le débit d'injection est important et que le temps (donc le volume) d'injection est grand.

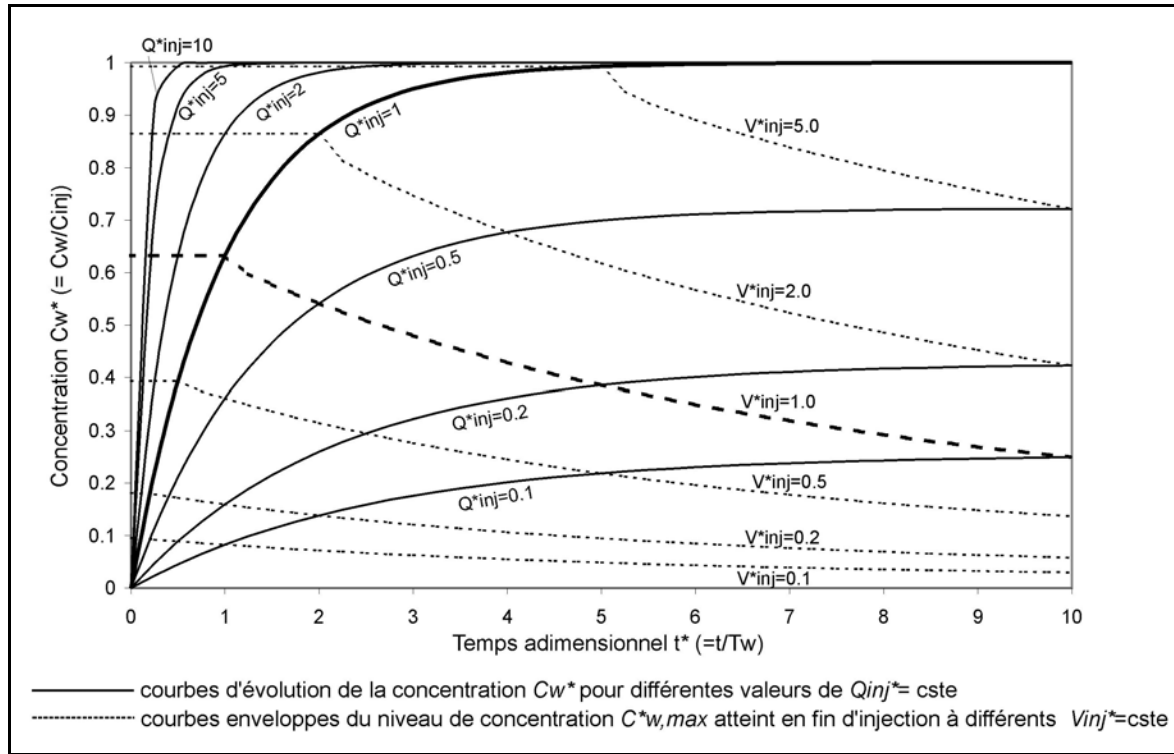


Figure III.2.1. Abaque d'évolution de la concentration dans le puits pendant l'injection du traceur

La courbe $C_w^*(Q_{inj}^* = 1)$ sépare deux domaines assez différents quant à l'évolution de la concentration. Pour des débits $Q_{inj}^* > 1$, si le volume de fluide traceur injecté est suffisamment grand par rapport au volume d'eau initialement présent dans le puits ($V_{inj}^* \gg 1$), la concentration dans le puits tend vers la concentration dans le fluide traceur ($C_w^* \rightarrow 1$).

Par contre, si $Q_{inj}^* < 1$, la concentration dans le puits d'injection ne tend jamais vers la concentration dans le fluide traceur ($C_w^* < 1$). Cela s'explique par le fait que le débit d'injection étant inférieur au débit critique, il existe un débit de transit Q_t , passant au travers des crépines et diluant de manière plus ou moins importante le traceur présent dans l'ouvrage. Dans ce cas, si la durée de l'injection est suffisamment longue, la concentration C_w^* tend à se stabiliser à une valeur $C_{w,stab}^*$ d'autant plus basse que le flux de transit est élevé.

Cette valeur stabilisée de la concentration peut être évaluée par l'expression suivante :

$$C_{w,stab}^* = \lim_{t_{inj}^* \rightarrow \infty} \left(\frac{Q_{inj}^* C_{inj}^* (1 - \exp(-Q_{out}^* t_{inj}^*))}{Q_{out}^*} \right) = \frac{Q_{inj}^*}{Q_{out}^*} C_{inj}^* = \frac{Q_{inj}^*}{Q_{inj}^* + Q_t^*} \quad (3.34a)$$

Ceci a une conséquence pratique immédiate. En injectant le traceur à faible débit et sur une durée suffisamment longue, le suivi à l'injection permet de déterminer le niveau de stabilisation de la

concentration, à partir duquel il est possible de quantifier le facteur de dilution dû au débit de transit. Cette méthode peut être vue comme une généralisation de la méthode de dilution ponctuelle (DROST *et al.* 1968, ...). Ceci permet de calculer Q_t :

$$Q_t = Q_{inj} \left(\frac{1}{C_{w,stab}^*} - 1 \right) \quad (3.34b)$$

La méthode doit être plus simple à mettre en œuvre puisqu'il n'est pas nécessaire de mettre au point un dispositif « instantané » d'introduction du traceur qui ne perturbe pas le champ d'écoulement autour du piézomètre.

Sur la figure III.2.1 sont également figurées (en trait discontinu) les courbes enveloppes du maximum atteint par la concentration C_w^* à la fin de l'injection du fluide traceur, pour différents volumes d'injection V_{inj}^* . On constate que si on se trouve dans la plage correspondant aux débits d'injection $Q_{inj}^* > 1$, le maximum de concentration est constant et indépendant de la durée de l'injection. Par contre, dans la plage correspondant aux débits d'injection $Q_{inj}^* < 1$, le maximum de concentration décroît avec la durée de l'injection.

Ceci s'explique par le fait que, pour des débits d'injection supérieurs au débit critique ($Q_{inj}^* > 1$), le débit de transit est nul. Le niveau de concentration atteint dans le puits ne dépend alors que de l'effet de mélange entre le volume injecté (V_{inj}) et le volume d'eau initialement présent dans le puits d'injection (V_w), aucun autre effet de dilution n'ayant cours. Par contre, si l'injection est réalisée à un débit inférieur au débit critique ($Q_{inj}^* < 1$), à l'effet de dilution provenant du mélange de l'eau injectée avec l'eau du puits s'ajoute un effet de dilution par l'eau véhiculée par le débit de transit. Dans ce cas, plus la durée d'injection est grande, plus le débit d'injection Q_{inj} est faible et le débit de transit Q_t élevé par rapport à Q_{inj} . L'effet de dilution qui en résulte augmente donc avec la durée de l'injection, diminuant par la même occasion, le niveau maximum de concentration atteint en fin d'opération.

Ces observations peuvent être déduites mathématiquement en partant de la forme adimensionnelle (3.29). On cherche en fait à calculer la concentration dans le puits à la fin de l'injection, donc en $t^* = t_{inj}^*$:

Si $Q_{inj}^* \geq 1$: on a $C_{inj}^* = 1$, $C_{w,0}^* = 0$, $Q_{out}^* = Q_{inj}^*$ et $Q_{inj}^* t_{inj}^* = V_{inj}^*$

$$C_{w,f_{inj}}^* = \frac{Q_{inj}^* (1 - \exp(-Q_{out}^* t_{inj}^*))}{Q_{out}^*} = 1 - \exp(-V_{inj}^*) \quad (3.35a)$$

Si $Q_{inj}^* < 1$: $Q_{out}^* = Q_{inj}^* + Q_t^*$

$$C_{w,f_{inj}}^* = \frac{Q_{inj}^* (1 - \exp(-(V_{inj}^* + Q_t^* t_{inj}^*)))}{Q_{out}^*} \quad (3.35b)$$

Lorsque le débit d'injection est supérieur au débit critique, la concentration finale dépend bien uniquement du facteur de mélange V_{inj}^* . Cela signifie qu'en mesurant la concentration dans le puits d'injection à la fin de cette étape expérimentale, il est théoriquement possible de déterminer le volume effectif de mélange (V_w^{eff}) dans le puits d'injection, ce qui lève l'indétermination sur un paramètre du dispositif expérimental. On parle de volume effectif parce que l'on verra dans la partie IV qu'il est parfois nécessaire de considérer un volume différent du volume d'eau « réel » dans le puits. Le volume effectif d'eau V_w^{eff} est donc le volume d'eau présent dans le puits d'injection et dans son voisinage immédiat qui joue effectivement un rôle dans l'effet de dilution (et éventuellement de piégeage) du fluide traceur, lors de son injection dans le puits.

L'observation de l'évolution du maximum de concentration atteint pour un même volume injecté sur des durées variables permet aussi de proposer théoriquement une méthode expérimentale susceptible de quantifier le débit critique Q_{cr} , donc le débit naturel de transit Q_t^0 qui y est lié par un facteur π .

Supposons que l'on dispose d'un nombre suffisant de traceurs (ou que l'on attend le temps nécessaire, entre les injections, pour que la concentration du traceur décroisse suffisamment dans le puits d'injection). On réalise alors une série d'injections avec un volume de fluide traceur V_{inj} constant, à des débits d'injection Q_{inj} variables et décroissants (en augmentant d'une fois à l'autre la durée d'injection T_{inj}). Tant que le débit d'injection est au-dessus du débit critique, la concentration mesurée en fin d'injection dans le puits est constante. Un fois que l'on passe sous le débit critique, cette concentration finale diminue progressivement. En reportant les couples de valeurs (t_{inj}^* , $C_{w,f_{inj}}^*$) dans un graphique (fig. III.2.2), le point (éventuellement extrapolé), à partir duquel la concentration

finale ($C_{w,f_{inj}}^*$) commence à diminuer, est forcément situé sur la courbe d'évolution de la concentration pour $Q_{inj}^* = 1$, donc pour $Q_{inj} = Q_{cr}$. L'abscisse de ce point correspond à la durée d'injection ($T_{inj,M}$) qui permettrait d'injecter le traceur au débit critique.

Celui-ci est donc directement déduit par :

$$Q_{cr} = \frac{V_{inj}}{T_{inj,M}} \quad (3.36)$$

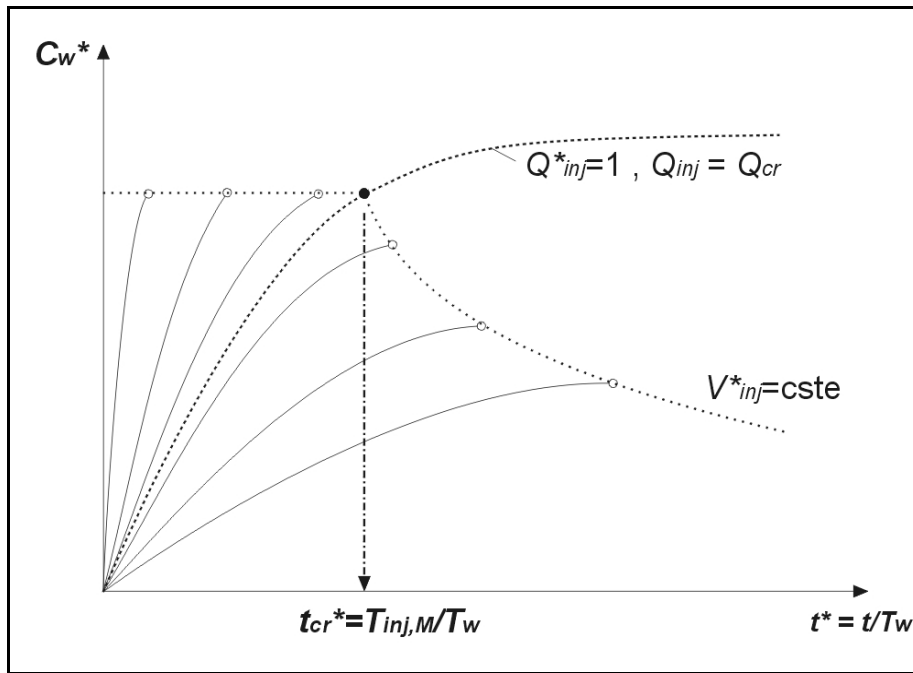


Figure III.2.2. Détermination expérimentale du débit critique Q_{cr}

III.2.4.2.2 Evolution de la concentration pendant la chasse

Pendant la chasse, de l'eau claire ($C_{ch}^* = C_{ch}/C_{inj} = 0$) est injectée dans le puits à un débit Q_{ch}^* . L'évaluation de (3.29) pendant cette phase donne donc :

$$C_w^* = C_{w,0}^* \exp(-Q_{out}^* t^*) \quad (3.37)$$

où,

- $C_{w,0}^*$ est la concentration dans le puits d'injection au début de la chasse ;

$$-Q_{out}^* = Q_{ch}^* + Q_t^*$$

Durant la chasse, la concentration dans le puits d'injection décroît exponentiellement au cours du temps, d'autant plus rapidement que le débit de chasse est élevé. La figure III.2.3 présente cette

évolution (en supposant $C_{w,0}^* = 1$) pour différentes intensités du débit de chasse Q_{ch}^* . Il existe une courbe limite, correspondant à une vitesse de décroissance minimale via le débit naturel de transit ($Q_{ch}^* = 0$ et $Q_{out}^* = Q_t^{0*} = 1/\pi$).

Plus la durée de la chasse est élevée, donc plus le volume de chasse est grand, plus le niveau final de concentration est bas, à la fin de la chasse. Pour un même débit de chasse, on se déplace donc le long d'une des courbes continues représentées à la figure III.2.3.

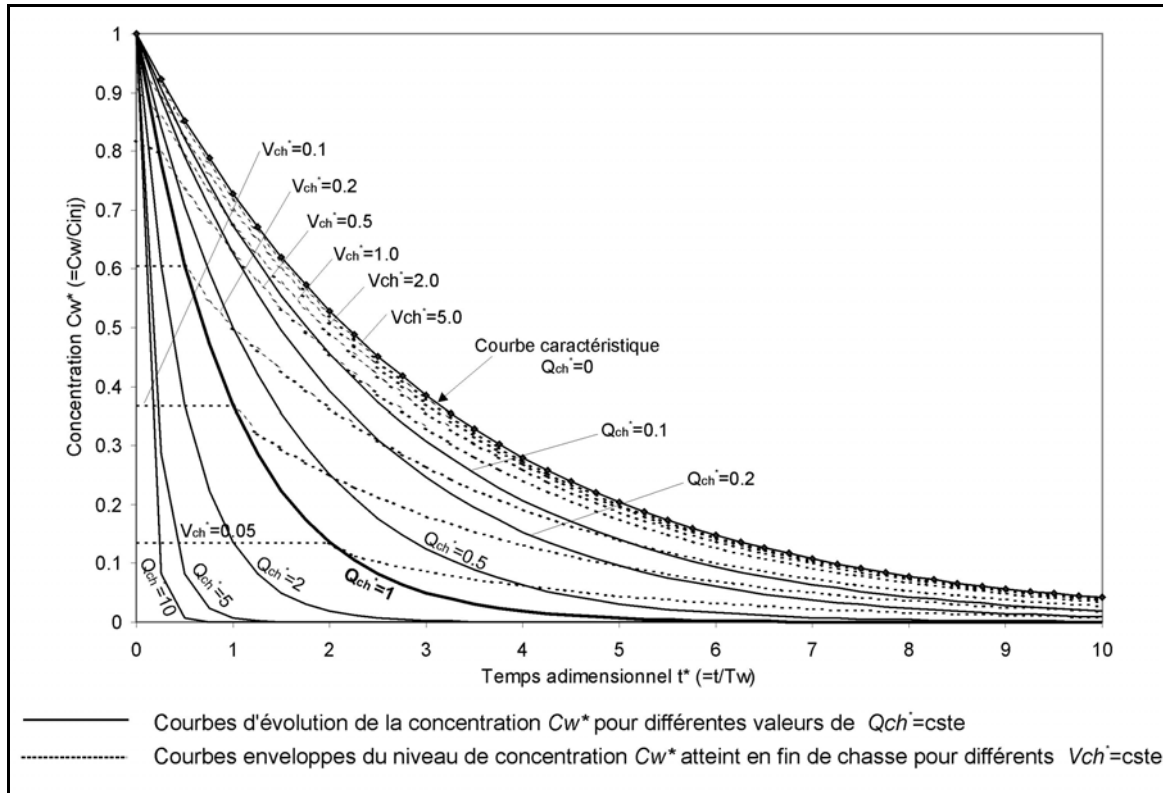


Figure III.2.3. Abaque d'évolution de la concentration dans le puits durant la chasse du traceur

De manière similaire à ce qui a été montré pendant la phase d'injection, si le débit de chasse est supérieur au débit critique, le niveau final de concentration atteint pendant la chasse $C_{w,f, ch}^*$ ne dépend que du facteur de mélange $V_{ch}^* = V_{ch}/V_w$ et, bien sûr, du niveau initial de concentration en traceur dans le puits d'injection :

$$\text{Si } Q_{ch}^* \geq 1 : \quad \text{on a } C_{ch}^* = 0, \quad Q_{out}^* = Q_{ch}^* \text{ et } Q_{ch}^* t_{ch}^* = V_{ch}^*$$

$$C_{w,f, ch}^* = C_0^* \exp(-Q_{ch}^* t_{ch}^*) = C_0^* \exp(-V_{ch}^*) \quad (3.38a)$$

$$\text{Si } Q_{ch}^* < 1 : \quad \text{on a } Q_{out}^* = Q_{ch}^* + Q_t^*$$

$$C_{w,f, ch}^* = C_0^* \exp(-(V_{ch}^* + Q_t^* t_{ch}^*)) \quad (3.38b)$$

Ceci constitue à nouveau une méthode pour évaluer le volume effectif de mélange (V_w^{eff}) dans le puits d'injection.

Dans un diagramme $(t^*, \ln C_w^*)$, la décroissance de concentration pendant la chasse est linéaire. En mesurant la pente de la décroissance de C_w^* , il est donc possible de calculer le débit de sortie Q_{out}^* :

$$\ln C_w^* = \ln C_0^* - Q_{out}^* t^* \quad (3.39)$$

Le débit critique n'étant pas toujours connu avec précision, il n'est généralement pas possible de normer l'axe temporel. Dans des axes $(t, \ln C_w^*)$ dans lesquels seules les concentrations sont normées, la pente Δ_{ch} de la décroissance de concentration est donnée par :

$$\Delta_{ch} = -Q_{out} / V_w \quad (3.40a)$$

avec V_w le volume d'eau au sein du puits, qui peut être estimé assez précisément ou supposé égal au volume d'eau présent au sein de l'ouvrage.

En pratique, on représente plutôt le diagramme $(t, \log C_w^*)$, dans lequel la pente de la décroissance de concentration mesurée est donnée par :

$$\Delta_{ch} = -\frac{Q_{out}}{V_w} \log e \approx -0.4343 \frac{Q_{out}}{V_w} \quad (3.40b)$$

Si $Q_{ch} \geq Q_{cr}$, donc $Q_{ch}^* \geq 1$, on a $Q_{out} = Q_{ch}$ et à l'aide de (3.40b), on peut à nouveau évaluer le volume effectif d'eau V_w^{eff} dans le puits d'injection.

A l'inverse, si $Q_{ch} < Q_{cr}$, on a $Q_{out} = Q_{ch} + Q_t$ et, moyennant une estimation du volume d'eau V_w présent dans le puits d'injection, on peut évaluer le débit de transit, qui s'ajoute au débit d'injection, par :

$$Q_t = \frac{\Delta_{ch} V_w}{\log e} - Q_{ch} \quad (3.41)$$

Ce débit de transit est bien sûr fonction du débit de chasse, ce n'est pas le débit naturel de transit Q_t^0 .

III.2.4.2.3 Influence du rapport $V_{ch} / (V_{inj} + V_{ch})$

La chasse a pour effet principal d'accélérer la décroissance de la concentration en traceur dans le puits d'injection, en le « poussant » vers l'aquifère. Cette évolution suit donc un cheminement inverse à celui qui caractérise l'injection : une décroissance de la concentration en cours de chasse.

La chasse joue donc essentiellement sur le niveau de concentration atteint dans le puits d'injection à la fin de l'opération. Par la suite, que l'on ait atteint ce niveau de concentration par un cheminement croissant (injection) ou décroissant (chasse) ne change pas grand chose à l'évolution ultérieure de l'injection. Par contre, selon que le volume d'eau de chasse est important ou pas, le niveau final de concentration, donc la quantité de traceur toujours piégée au sein du puits, à la fin de l'opération d'injection, peut être très variable. La chasse a donc un intérêt majeur dans le cas où l'on souhaite que la fonction d'entrée du traceur dans l'aquifère se rapproche d'une injection instantanée (Dirac).

Il est donc intéressant de voir l'influence du rapport entre le volume d'eau de chasse et le volume total injecté (fluide traceur + chasse) sur le niveau de masse résiduelle dans le puits, à la fin de la chasse.

La figure III.2.4 illustre par un exemple les considérations développées ci-dessus. On suppose qu'un volume total (injection + chasse) de 0.040 m³ est injecté dans un puits contenant également 0.040 m³ d'eau. L'injection et la chasse sont réalisées sur des durées de 1200 s, le débit critique d'injection étant de 2.778×10^{-5} m³.s⁻¹. On fait varier la proportion respective du volume d'injection et de chasse. L'évolution de la concentration dans le puits d'injection et de la masse entrant dans l'aquifère sont représentées, pour différentes valeurs du rapport $V_{ch} / (V_{inj} + V_{ch})$. Il en ressort que plus le volume de la chasse est élevé par rapport au volume de fluide traceur, plus le niveau de concentration dans le puits d'injection est bas à la fin de l'injection.

En pratique, cela veut dire que pour assurer une injection rapide du traceur (tendant vers la fonction de Dirac), si le volume d'eau disponible est limité, il vaut mieux le consacrer majoritairement à la chasse. Il vaut donc mieux « pousser » le traceur préalablement injecté que l'injecter dilué dans un volume plus grand qui, même s'il minimise le coefficient de mélange V_{inj}^* , conduit à une masse résiduelle plus élevée dans le puits à la fin de l'injection.

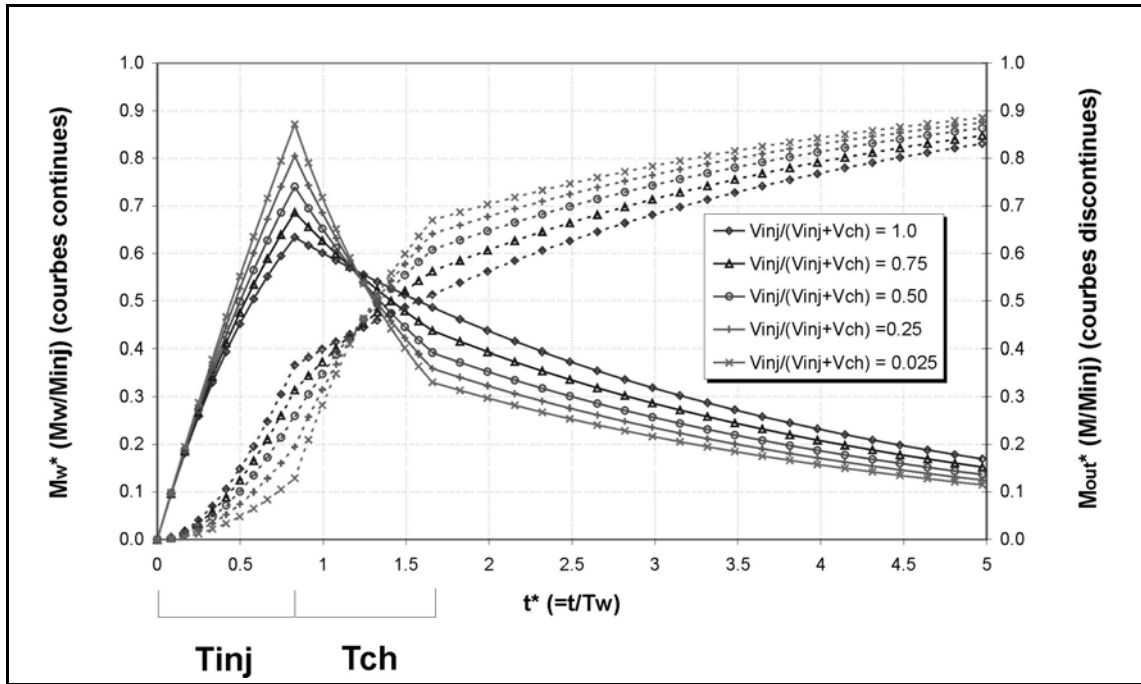


Figure III.2.4. Influence de la chasse sur l'évolution de la concentration et de la masse entrant dans l'aquifère

III.2.4.2.4 Evolution de la concentration dans le puits pendant le lessivage naturel

Après l'injection et la chasse, seul le débit naturel Q_t^0 , associé au flux de transit, entraîne le traceur hors du puits d'injection. Ce lessivage est plus ou moins rapide, selon que les vitesses d'écoulement sont élevées ou pas et que les caractéristiques hydrauliques du puits et de son voisinage sont bonnes ou mauvaises (effet de distorsion). Pour cette phase de l'injection, l'équation (3.29) est évaluée comme suit :

$$Q_{in}^* = 0, Q_{out}^* = Q_t^{0*} = \frac{1}{\pi}, C_0^* = C_{w,f}^*,$$

$$t^* = \frac{t - t_{ch}}{T_w} \text{ (le temps est ici évalué à partir de la fin de la chasse)}$$

L'évolution de la concentration dans le puits est donnée par l'expression suivante :

$$C_w^*(t^*) = C_{w,f}^* \exp\left(-\frac{t^*}{\pi}\right) \tag{3.42}$$

Cette expression signifie que dans le domaine adimensionnel, une seule courbe suffit à décrire toutes les évolutions possibles de la concentration dans le puits d'injection pour la phase de lessivage (fig.III.2.5). Elle est décrite par l'équation :

$$C_w^*(t^*) = \exp\left(-\frac{t^*}{\pi}\right) \tag{3.43}$$

La concentration dans le puits d'injection décrit une exponentielle décroissante au cours du temps. Il suffit de considérer la portion de courbe située au-delà d'un temps $t_{w,f}^*$, correspondant à une concentration adimensionnelle $C_{w,f}^*$ (concentration dans le puits à la fin de la chasse ou la fin de l'injection si aucune chasse n'est réalisée), pour obtenir l'évolution réelle de la concentration, durant la phase de lessivage par le flux de transit.

Il faut remarquer que le temps $t_{w,f}^*$ ne correspond pas à la durée écoulée depuis le début de l'injection du traceur ($t_{inj}^* + t_{ch}^*$) puisque $t_{w,f}^*$ est le temps théoriquement nécessaire au débit de transit pour lessiver le traceur depuis $C_w^* = 1$ jusqu'à $C_{w,f}^*$. Pour avoir égalité, il faudrait que l'injection et la chasse assurent une sortie du traceur à un débit égal au débit naturel de transit. Ceci n'est possible que lorsque les débits d'injection et de chasse sont nuls (dans tous les autres cas, le débit de sortie est supérieur au débit naturel de transit). Il ne peut donc jamais y avoir d'égalité :

$$t_{w,f}^* = t_{inj}^* + t_{ch}^* .$$

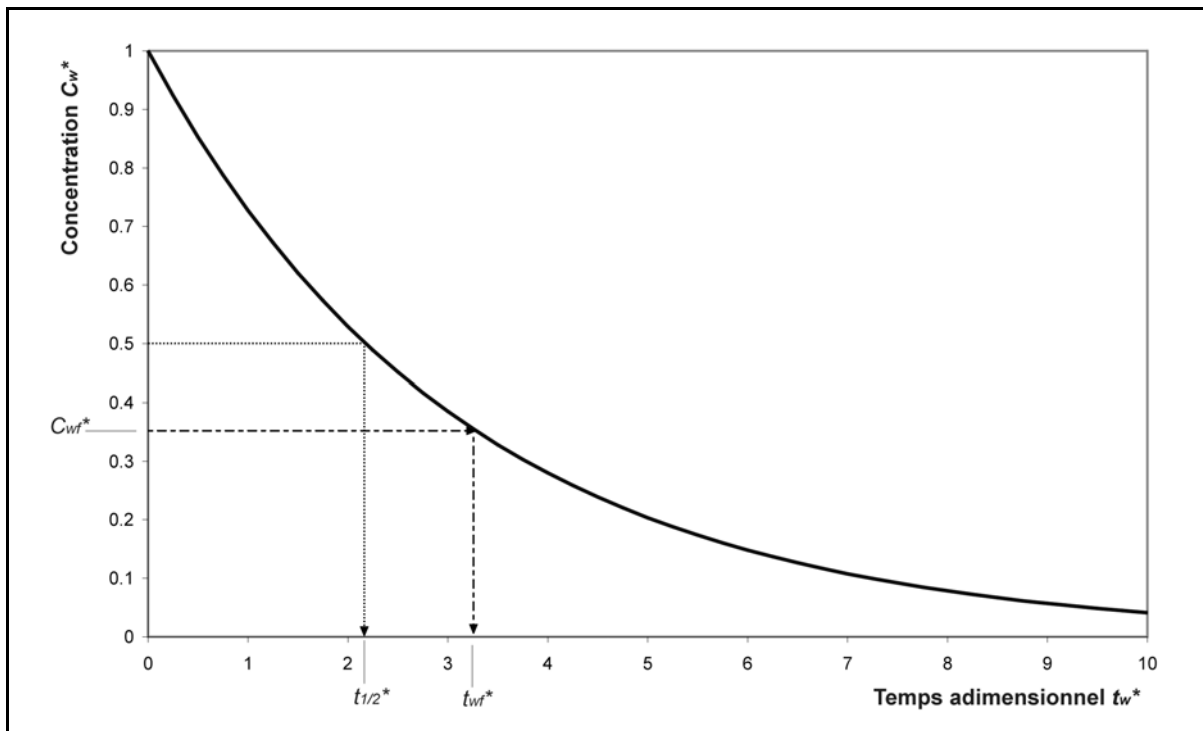


Figure III.2.5. Evolution de la concentration dans le puits durant le lessivage naturel et courbe caractéristique l'évolution de la concentration

III.2.4.2.5 Courbe caractéristique d'évolution de la concentration dans le puits d'injection

On vient de montrer qu'une seule courbe (exponentielle décroissante en fonction du temps) suffit pour représenter l'évolution de la concentration lors de la phase de lessivage par le débit naturel de transit. Cette courbe est donc une **courbe caractéristique d'évolution de la concentration dans le puits d'injection**. Elle correspond dans la réalité à une injection de type « Dirac » du traceur dans le puits (injection d'une masse unitaire sur une durée infiniment courte).

En termes de théorie des systèmes, la courbe caractéristique est la réponse impulsionnelle du système « puits d'injection ». Cette courbe limite sera très utile dans le cadre de l'étude de l'influence de l'injection sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution (v. chapitre III.3).

Par analogie avec les processus de dégradation, on peut définir un temps caractéristique de décroissance de la concentration dans le puits d'injection. Il s'agit du temps nécessaire pour que la concentration y décroisse d'un facteur 2. Cela se traduit mathématiquement par l'expression :

$$t^* = -\pi \ln C_w^* \quad (3.44)$$

Le temps caractéristique de décroissance est évalué en $C_w^* = 0.5$, ce qui donne :

$$t_{1/2}^* = 2.1776 \quad (3.45)$$

Ceci permet d'évaluer sur base d'une courbe de décroissance le débit de transit Q_t lessivant le puits.

III.2.4.2.6 Evaluation graphique du débit naturel de transit

Dans le diagramme $(t^*, \ln C_w^*)$, la décroissance de concentration est linéaire, le lessivage naturel étant en fait le cas limite pour lequel le volume (donc le débit) de chasse tend vers zéro. La pente de la décroissance permet le calcul du débit naturel de transit Q_t^{0*} ($1/\pi$ sous forme adimensionnelle) :

$$\ln C_w^* = \ln C_0^* - t^* / \pi \quad (3.46)$$

La pente Δ_{nat} de la décroissance de concentration est donnée par :

$$\Delta_{nat} = -Q_t^0 / V_w \quad (3.47a)$$

avec V_w le volume d'eau présente au sein du puits.

Remarque

A nouveau, on représente plutôt le diagramme $(t, \log C_w^*)$. La pente de la décroissance de concentration mesurée dans un tel diagramme est alors donnée par :

$$\Delta_{nat} = -\frac{Q_t^0}{V_w} \log e \approx -0.4343 \frac{Q_t^0}{V_w} \quad (3.47b)$$

III.2.4.3 Evolution de la masse cumulée de traceur entrant dans l'aquifère

La masse de traceur quittant le puits d'injection et entrant dans l'aquifère est évaluée à partir de l'expression (3.31). On discutera successivement ce qui se passe pendant l'injection, pendant la chasse et pendant le lessivage naturel.

III.2.4.3.1 Evolution de la masse entrant dans l'aquifère pendant l'injection

Cette évolution est gouvernée par l'expression suivante :

$$M_{out}^*(t^*) = \int_0^{t^*} \frac{Q_{inj}^*}{V_{inj}^*} (1 - \exp(-Q_{out}^* t')) dt' = \quad (3.48)$$

$$\frac{Q_{inj}^* t^*}{V_{inj}^*} + \frac{Q_{inj}^*}{V_{inj}^* Q_{out}^*} (\exp(-Q_{out}^* t^*) - 1) = \frac{t^*}{t_{inj}^*} + \frac{1}{Q_{out}^* t_{inj}^*} (\exp(-Q_{out}^* t^*) - 1)$$

Cette expression comporte deux termes. Le premier, exprimant une croissance linéaire de la masse au cours du temps, représente en fait l'évolution, au cours du temps, de la masse injectée dans le puits. C'est donc le terme source classiquement employé pour représenter les injections dans les modèles. Le deuxième terme est la correction apportée à cette variation linéaire pour tenir compte du fait que tout le traceur injecté n'est pas instantanément transféré vers l'aquifère, une partie étant temporairement stockée au sein du puits d'injection.

L'importance respective des deux termes varie fortement en fonction du débit d'injection. Le premier terme (évolution linéaire) ne dépend nullement du débit d'injection. Pour une durée d'injection donnée, il évolue toujours de la même manière. Par contre, par la fonctionnalité qui fait intervenir le débit sortant Q_{out}^* au niveau du numérateur et de l'exponentielle décroissante, le deuxième terme dépend très fortement des conditions expérimentales d'injection.

Si le traceur est injecté à débit élevé ($Q_{inj}^* \gg$), le débit sortant (Q_{out}^*) est élevé. Dans ce cas, le deuxième terme de l'expression (3.48) tend rapidement vers zéro et la masse entrant dans l'aquifère suit une évolution pratiquement linéaire. Cela est très visible à la figure III.2.6 présentant l'évolution de la masse entrant dans l'aquifère, à différents débits d'injection Q_{inj}^* (donc pour différents facteurs

de mélange V_{inj}^*). Plus le facteur de mélange V_{inj}^* est élevé, plus la courbe décrivant la masse entrant dans l'aquifère tend vers une évolution linéaire.

A l'opposé, si le traceur est injecté à faible débit ($Q_{inj}^* \ll 1$), la correction apportée par le deuxième terme est importante et l'évolution de masse suit un cheminement plus complexe.

On reviendra plus en détails sur l'évolution de la masse entrant dans l'aquifère au point III.3.3 où l'on discutera des différents types de fonctions d'entrée pouvant être rencontrées.

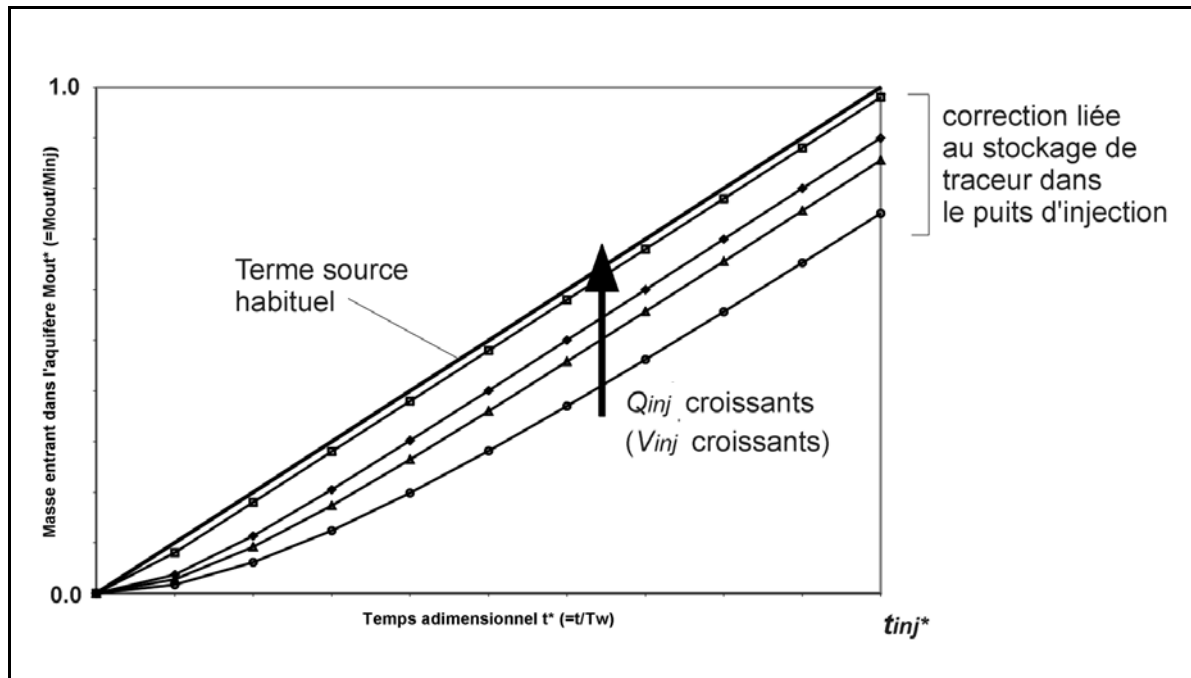


Figure III.2.6. Evolution de la masse entrant dans l'aquifère à différents débits d'injection

III.2.4.3.2 Evolution de la masse entrant dans l'aquifère pendant la chasse

En appelant $C_{w,f_{inj}}^*$ et $M_{out,f_{inj}}^*$ respectivement la concentration dans le puits d'injection et la masse dans l'aquifère à la fin de l'injection (en $t^* = t_{inj}^*$), l'évaluation de l'expression (3.31) permet de calculer l'évolution de la masse entrant dans l'aquifère pendant la chasse :

$$M_{out}^*(t^*) = M_{out,f_{inj}}^* + \frac{C_{w,f_{inj}}^*}{V_{inj}^*} (1 - \exp(-Q_{out}^*(t^* - t_{inj}^*))) \quad (3.49)$$

Si l'on se rappelle que l'expression adimensionnelle de la masse de traceur au sein du puits d'injection est donnée par la relation (3.30), on peut réécrire (3.49) sous la forme :

$$M_{out}^*(t^*) = M_{out,f_{inj}}^* + M_{w,f_{inj}}^* (1 - \exp(-Q_{out}^*(t^* - t_{inj}^*))) \quad (3.50)$$

où,

$M_{w,f_{in}}^* = \frac{M_w(t^* = t_{inj}^*)}{M_{inj}} = 1 - M_{out,f_{inj}}^*$ est la masse de traceur présente au sein du puits à la fin de l'injection.

La relation (3.50) peut être réécrite sous une forme qui met clairement en évidence le fait que la masse entrant dans l'aquifère tend vers l'unité, d'autant plus vite que le débit Q_{out}^* est élevé et la durée de la chasse est importante :

$$M_{out}^*(t^*) = M_{out,f_{inj}}^* + (1 - M_{out,f_{inj}}^*) (1 - \exp(-Q_{out}^*(t^* - t_{inj}^*))) \quad (3.51)$$

L'évolution de la masse de traceur entrant dans l'aquifère après l'injection est représentée à la figure III.2.7 (en supposant $t_{inj}^* = 0$) pour différentes valeurs du débit de chasse Q_{ch}^* . On y observe à nouveau une courbe limite (minimale) de variation temporelle de la masse entrant dans l'aquifère, correspondant au cas où le volume de chasse est nul. On va revenir sur cette courbe limite par la suite. De manière semblable à ce qui a été montré pour l'évolution des concentrations pendant la chasse, si le débit de chasse est supérieur au débit critique, le niveau de masse résiduel atteint en fin de chasse ne dépend que du facteur de mélange associé à la chasse V_{ch}^* .

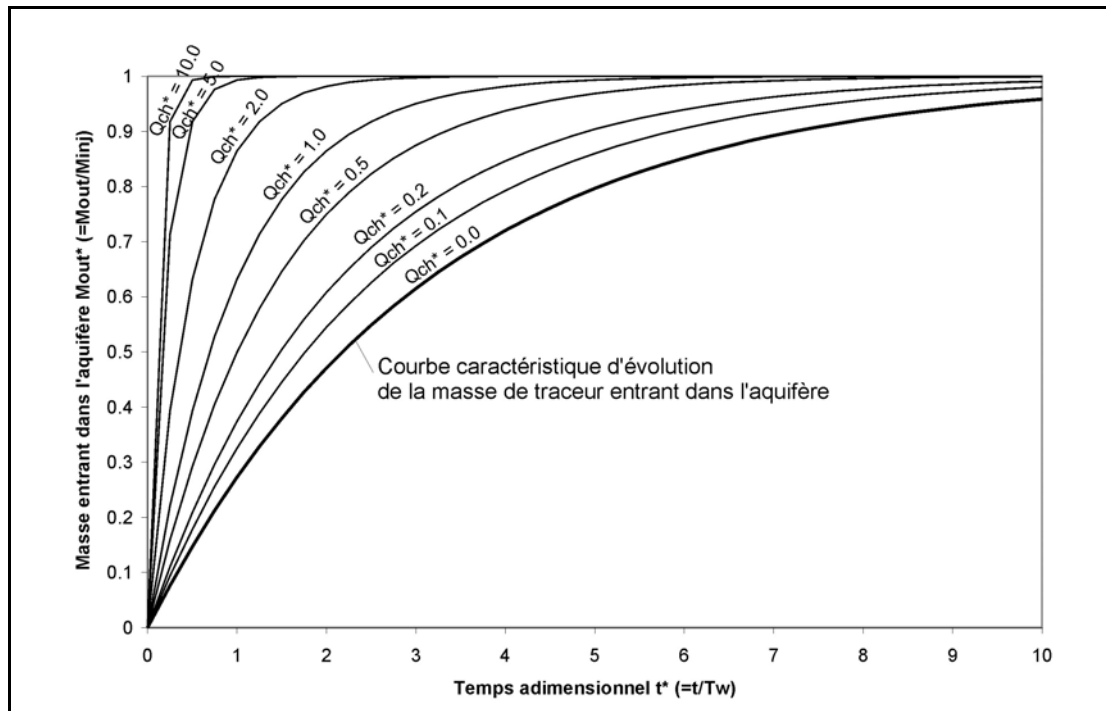


Figure III.2.7. Evolution de la masse entrant dans l'aquifère à différents débits de chasse et courbe caractéristique d'évolution de la masse de traceur

III.2.4.3.3 Evolution de la masse entrant dans l'aquifère pendant le lessivage naturel

En appelant respectivement $C_{w, f_{ch}}^*$ et $M_{out, f_{ch}}^*$ la concentration dans le puits d'injection et la masse dans l'aquifère à la fin de la chasse (en $t^* = t_{ch}^*$), on peut écrire l'évolution de la masse dans l'aquifère, pendant le lessivage du contenu résiduel de traceur dans le puits d'injection, comme suit :

$$M_{out}^* = M_{out, f_{ch}}^* + \frac{C_{w, f_{ch}}^*}{V_{inj}^*} \left(1 - \exp\left(-\frac{t^* - t_{ch}^*}{\pi}\right) \right) \quad (3.52)$$

L'expression (3.52) est le pendant de la courbe caractéristique d'évolution de la concentration dans le puits d'injection. On peut donc définir de manière analogue à ce qui a été fait pour la concentration une **courbe caractéristique d'évolution de la masse de traceur** entrant dans l'aquifère (fig.III.2.7). Cette courbe constitue cette fois l'évolution de la masse de traceur dans l'aquifère, pour une masse unitaire de traceur introduite instantanément dans le puits d'injection, à l'instant initial (injection de type Dirac dans le puits). Il s'agit donc de la fonction d'entrée (en terme de masse) du traceur dans l'aquifère, pour une injection instantanée dans le puits.

Cette courbe caractéristique est décrite par l'évolution suivante :

$$M_{out, \delta}^* = 1 - \exp\left(-t^*/\pi\right) \quad (3.53)$$

Après l'injection, l'évolution de la masse entrant dans l'aquifère suit une courbe caractéristique translatée sur l'axe des temps de manière à « démarrer » d'un niveau égal à la masse résiduelle dans le piézomètre à la fin de l'injection ($M_{out, f_{inj}}^*$).

On reviendra plus en détails sur l'évolution de la masse sortante dans le chapitre suivant. C'est en effet cette évolution qui va gouverner toute l'influence que pourra avoir l'injection du traceur sur les courbes de restitution.

III.3 Influence de l’injection sur l’allure et l’interprétation des courbes de restitution

III.3.1 Introduction

La courbe de restitution obtenue en échantillonnant l’eau pompée au puits de reprise peut être considérée comme la réponse, en un point de l’aquifère (le puits de reprise) d’un « système aquifère », à la sollicitation que constitue l’injection du traceur en un autre point de l’aquifère (le puits d’injection).

Si on appelle $X_{aq}(t)$ la fonction d’entrée du traceur dans l’aquifère (l’injection du traceur) et $F_{aq}(t)$ la fonction de transfert (la fonction aquifère), la courbe de restitution est une fonction $Y(t)$ donnée par le produit de convolution :

$$Y(t) = X_{aq}(t) * F_{aq}(t) \tag{3.54}$$

$F_{aq}(t)$ est la réponse impulsionnelle de l’aquifère, c’est-à-dire la courbe de restitution obtenue pour l’injection instantanée (injection de type Dirac) d’une masse unitaire de traceur ($X_{aq}(t) = \delta_{aq}(t)$, δ_{aq} étant la fonction de Dirac directement appliquée à l’aquifère. Dans ce cas, $Y(t) = F_{aq}(t)$). On peut alors schématiser l’essai de traçage comme suit :

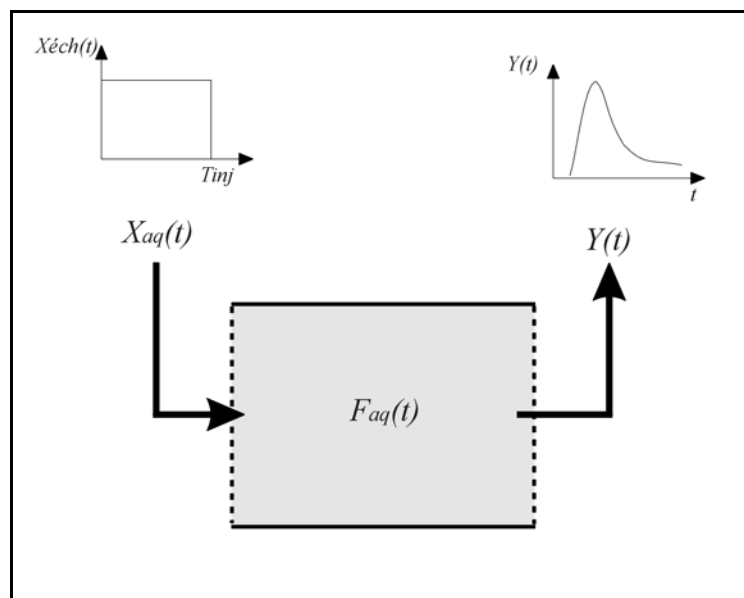


Figure III.3.1. Représentation systémique « classique » d’un essai de traçage

Si l'on suppose qu'un régime permanent d'écoulement est atteint dans l'aquifère, la fonction aquifère $F_{aq}(t)$ peut, en première approximation, être considérée comme invariante. Les écarts effectivement observés, entre la réponse impulsionnelle et la courbe de restitution, sont alors liés aux écarts entre la fonction d'entrée $X_{aq}(t)$ réelle et l'impulsion de Dirac $\delta_{aq}(t)$. Plus l'écart entre ces deux fonctions est grand, plus des différences s'observent sur la courbe de restitution.

Classiquement, l'injection du traceur est représentée par un terme source. La masse M_{inj} de traceur (supposée unitaire par la suite) est diluée dans un volume d'eau V_{inj} , à une concentration C_{inj} . On suppose alors que le fluide traceur est injecté sur une durée T_{inj} , directement dans l'aquifère, à un débit d'injection $Q_{inj} = V_{inj}/T_{inj}$. La fonction d'entrée adaptée à ce type d'injection est un échelon de durée égale à la durée d'injection T_{inj} (échelon $X_{éch}(t)$ sur la figure III.3.1).

En réalité, cette formulation du terme source est relative à l'injection du traceur dans le puits d'injection $X_{pz}(t)$ plutôt que directement dans l'aquifère. Comme on l'a vu au chapitre III.2, la fonction d'entrée réelle dans l'aquifère $X_{aq}(t)$ peut être beaucoup plus complexe. Une représentation systémique plus correcte de l'essai de traçage est donc présentée à la figure III.3.2.

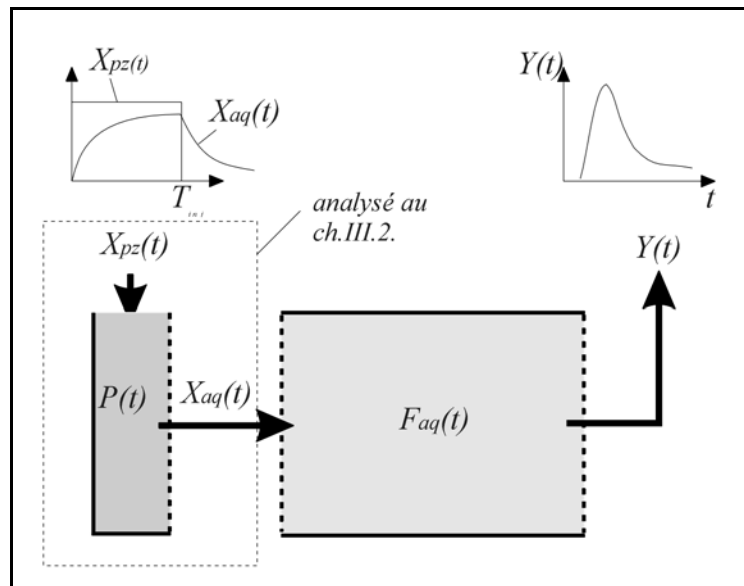


Figure III.3.2. Représentation systémique « correcte » d'un essai de traçage

La fonction d'entrée aquifère $X_{aq}(t)$ est donc obtenue par convolution de la fonction d'entrée dans le puits d'injection $X_{pz}(t)$ et de la fonction de transfert du même puits $P(t)$:

$$X_{aq}(t) = P(t) * X_{pz}(t) \tag{3.55}$$

La courbe de restitution réelle est donc évaluée par le produit de convolution suivant :

$$Y(t) = F_{aq}(t) * X_{aq}(t) = F_{aq}(t) * (P(t) * X_{pz}(t)) \quad (3.56)$$

Dans le chapitre III.2., on s'est intéressé en détails à l'examen de la première partie de ce système (le puits d'injection). Dans le présent chapitre, on va utiliser les résultats de cette analyse afin d'étudier la deuxième partie du système présenté à la fig.III.3.2 et mieux cerner comment et dans quelle mesure l'injection influence l'allure et l'interprétation de la courbe de restitution.

III.3.2 Critères d'influence de l'injection sur la courbe de restitution

Définir objectivement le seuil à partir duquel on peut considérer que la courbe de restitution est influencée par l'injection n'est pas aisé. Il existe plutôt une continuité entre les cas pour lesquels la courbe de restitution n'est pas modifiée et ceux pour lesquels l'influence est très grande. Le plus simple est donc de définir des seuils de variation de l'allure de la courbe de restitution par rapport à la réponse impulsionnelle, à partir desquels on peut considérer que l'influence de l'injection se marque effectivement.

Ces seuils peuvent être, par exemple, des pourcentages de variation de l'amplitude de la concentration modale C_{mod} ou du temps modal de restitution T_{mod} (fig. III.3.3). On considère donc que la courbe de restitution est influencée si :

$$\left| \Delta C_{mod}^{obs} \right| \geq x_{c,lim} C_{mod}^{\delta} \quad (3.57a)$$

ou

$$\left| \Delta T_{mod}^{obs} \right| \geq x_{t,lim} T_{mod}^{\delta} \quad (3.57b)$$

Dans ces expressions, $x_{c,lim}$ et $x_{t,lim}$ sont les pourcentages maximums de variation autorisée par rapport à la réponse impulsionnelle.

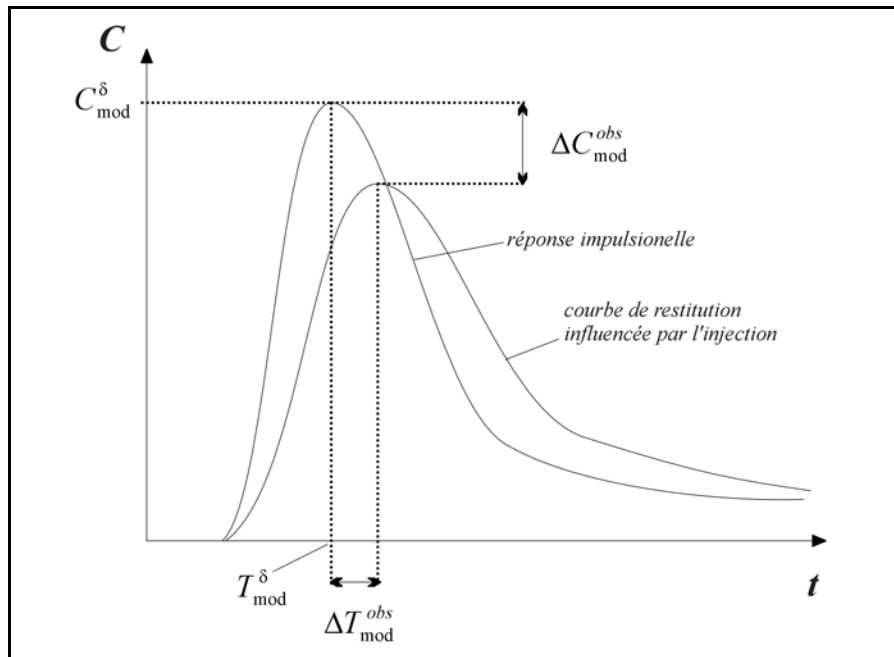


Figure III.3.3. Critères d’influence de l’injection sur l’allure de la courbe de restitution

III.3.2.1 Durée critique d’injection

Etant donné que l’on se réfère à la réponse impulsionnelle de l’aquifère, donc à la courbe de restitution résultant d’une injection instantanée, les écarts s’observeront pour des injections s’écartant de l’impulsion de Dirac, en pratique, quand la durée effective d’injection (T_{inj}^{eff}) dépassera une **durée critique d’injection** T_{inj}^{crit} , à partir de laquelle un des critères (3.57a ou b) est dépassé. Cette durée critique est bien sûr fonction du temps global de transfert du traceur entre le puits d’injection et le puits de pompage. Plus ce temps est important, plus on peut « tolérer » des injections longues, sans que cela ait une répercussion perceptible sur le résultat du traçage.

Pour ce temps global de transfert, on peut considérer le temps advectif de transfert T_{adv} du traceur entre le puits d’injection et le puits de reprise. On pourrait également considérer le temps modal de transfert T_{mod} correspondant au maximum de concentration de la restitution du traceur, caractéristique de la courbe de restitution aisée à déterminer.

En milieu homogène et en écoulement radial convergent, le temps advectif de transfert correspond au temps de renouvellement de l’eau contenue dans le volume cylindrique d’aquifère centré sur le puits de pompage et de rayon égal à la distance d entre les puits d’injection et de pompage (fig.III.3.4).

$$T_{adv} = \frac{\pi d^2 e \theta_m}{Q_p} \quad (3.58)$$

Dans cette expression, θ_m est la porosité efficace du milieu aquifère, e est l'épaisseur saturée de l'aquifère et Q_p est le débit extrait au puits de pompage.

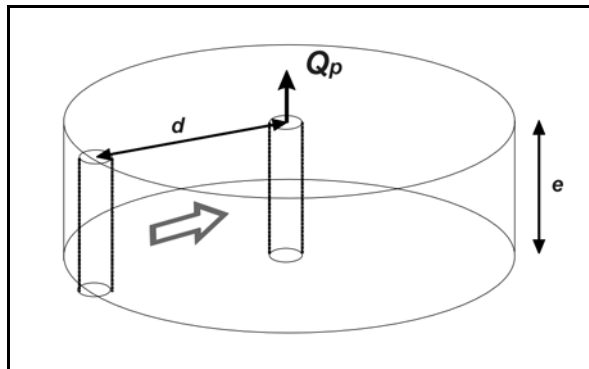


Figure III.3.4. Evaluation du temps advectif de transfert du traceur vers le puits de reprise

III.3.2.2 *Durée effective d'injection*

Si l'on représente l'injection du traceur par une approche classique (fonction échelon, directement imposée dans l'aquifère), la **durée effective d'injection** T_{inj}^{eff} est simplement égale à la durée de l'échelon T_{inj} après laquelle tout le traceur se trouve dans l'aquifère. Par contre, si l'on représente l'injection du traceur à l'aide du modèle d'injection, en théorie, il n'existe pas de durée au-delà de laquelle tout le traceur se trouve dans l'aquifère. En effet, le transfert du traceur étant proportionnel à la concentration dans le puits d'injection ou à la différence de concentration entre le puits d'injection et l'aquifère, la concentration tend vers zéro, sans jamais vraiment l'atteindre. Il faut alors définir un seuil temporel correspondant cette fois à la durée après laquelle une proportion définie (par exemple 99%) de masse est transférée du puits d'injection vers l'aquifère. De manière tout à fait analogue, ce seuil pourrait aussi être considéré pour définir la durée effective de l'échelon d'injection.

En résumé, la durée effective d'injection peut être évaluée comme suit :

Pour une représentation de l'injection par un terme source (échelon) :

$$T_{inj,s}^{eff} = T_{inj} \text{ (ou } 0.99 \times T_{inj} \text{)} \quad (3.59a)$$

Pour une représentation avec le modèle d'injection :

$$T_{inj,i}^{eff} = T(M_{out}^* = 0.99) \quad (3.59b)$$

III.3.3 Types d’injections possibles

De manière à réduire le nombre de tests numériques nécessaires, on va déterminer, par un examen poussé du diagramme d’évolution de la masse entrant dans l’aquifère $M_{out}^*(t^*)$, les différents « types » possibles d’évolution de l’injections, en fonction des paramètres gouvernant ce processus (fig.III.3.5).

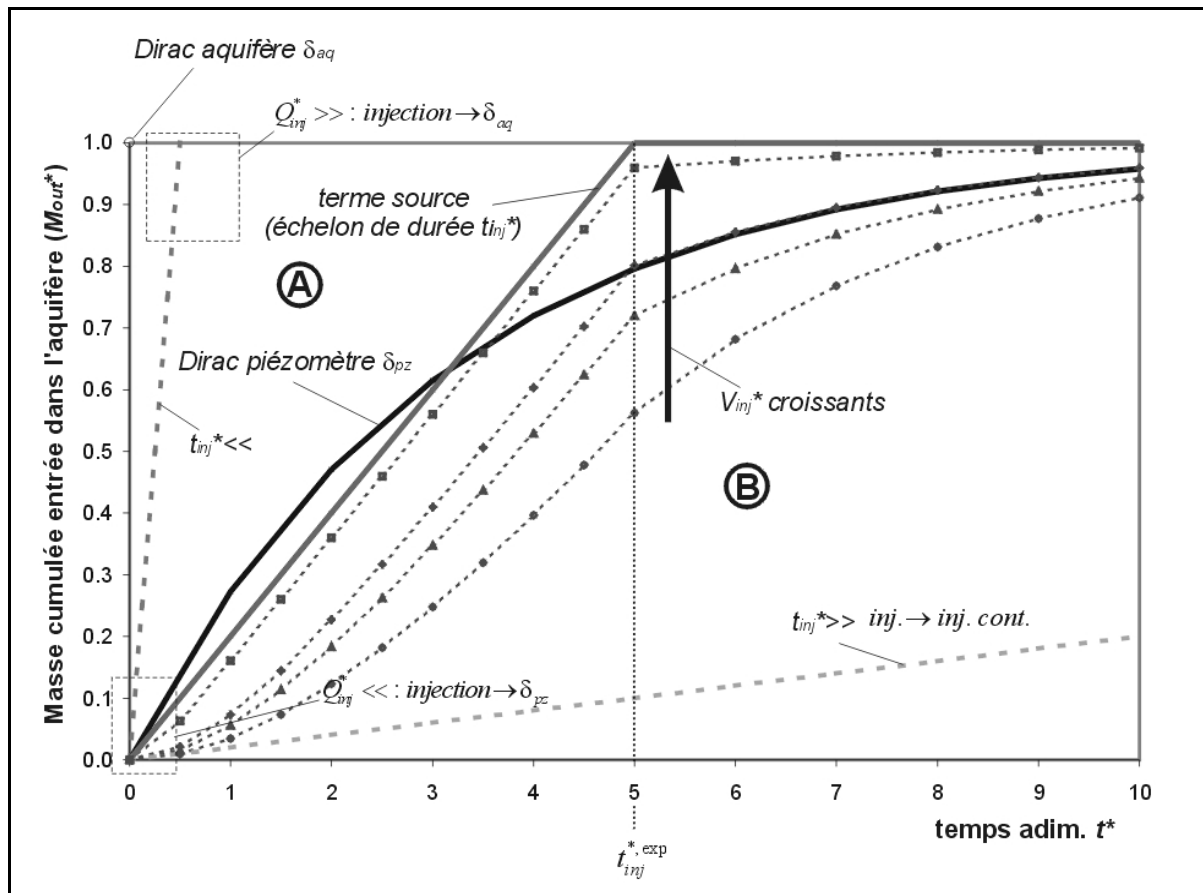


Figure III.3.5. Types d’injections possibles

Quelques profils d’injection particuliers sont intéressants à noter : Une injection instantanée du traceur dans l’aquifère (Dirac aquifère $\delta_{aq}(t)$) se résume au point (0,1) dans le plan (t^*, M_{out}^*). Dans ce cas, dès l’instant initial, le traceur se trouve entièrement dans l’aquifère. A l’opposé, la courbe caractéristique d’évolution de la masse entrante constitue la fonction d’entrée dans l’aquifère, pour le traceur introduit instantanément et entièrement dans le puits d’injection, à l’instant initial (Dirac piézomètre $\delta_{pz}(t)$).

On peut considérer que la courbe caractéristique scinde le diagramme en deux catégories d'injections :

- les évolutions pour lesquelles le niveau de masse entrée dans l'aquifère, à la fin de la durée expérimentale d'injection (t_{inj}^*), est supérieur au niveau atteint après la même durée si seul le flux naturel de transit entraîne le traceur dans l'aquifère (fig.III.3.5, page A);
- les évolutions pour lesquelles le transfert de masse piézomètre - aquifère est plus lent que sous l'effet seul du flux naturel de transit (fig.III.3.5, page B).

Les premières peuvent être qualifiées de « rapides ». Ce sont toutes les injections pour lesquelles le niveau de masse atteint dans l'aquifère, à la fin de la durée expérimentale d'injection, est situé au-dessus de la courbe caractéristique. Il s'agira donc d'injections réalisées sur des durées relativement courtes (droite $t_{inj}^* \ll$ sur la figure III.3.5), à une débit d'injection relativement élevé.

Les secondes peuvent a contrario être qualifiées de « lentes » puisque le simple fait d'injecter instantanément le traceur, dilué dans un petit volume d'eau, et de laisser le flux naturel de transit lessiver le puits d'injection, suffirait à assurer une croissance plus rapide de la masse de traceur dans l'aquifère. Il s'agit donc d'injections « anormalement longues » (droite $t_{inj}^* \gg$ sur la figure III.3.5), pour lesquelles le niveau de masse atteint à la fin de la durée expérimentale d'injection est situé au-dessous et à droite de la courbe caractéristique. La longueur expérimentale de l'injection freine par elle-même la croissance de la masse entrant dans l'aquifère.

L'évolution de la masse pour une injection échelon est également figurée (pour une injection de durée $t_{inj}^* = 5$). Dans ce cas, la masse dans l'aquifère varie linéairement de 0 à 1, entre l'instant initial et la fin de l'injection ($t^* = t_{inj}^*$). Conjointement, l'évolution de masse prédite par le modèle d'injection, pour une même durée d'injection, est figurée pour différentes valeurs du facteur de mélange V_{inj}^* . Plus le débit d'injection est élevé, donc plus le facteur de mélange V_{inj}^* est grand, plus la masse dans l'aquifère est voisine de 1 à la fin de la durée expérimentale d'injection. A la limite, le modèle d'injection tend vers le modèle échelon. Ceci se produit lors d'injections réalisées avec de gros volumes de fluide traceur injecté à grand débit. Dans ce cas, le volume d'eau présent initialement dans le puits tend à devenir négligeable vis-à-vis du volume injecté et on peut pratiquement considérer que l'échelon d'injection est directement appliqué à l'aquifère.

A l'opposé, si le coefficient de mélange est petit (volume d'injection petit) et l'injection relativement courte (ce qui va souvent de pair), l'évolution de la masse ne s'écarte pas de manière importante de la courbe caractéristique, ce qui est normal puisque l'on se rapproche sensiblement d'une injection de type Dirac dans le puits d'injection.

En termes de théorie des systèmes, le coefficient de mélange V_{inj}^* peut donc être considéré comme étant à l’origine d’un phénomène de court-circuit du puits d’injection. Ceci est illustré par une représentation modifiée du système puits d’injection – aquifère à la figure III.3.6.

Si l’injection est très longue, les deux approches (modèle d’injection et échelon) tendent vers une injection continue.

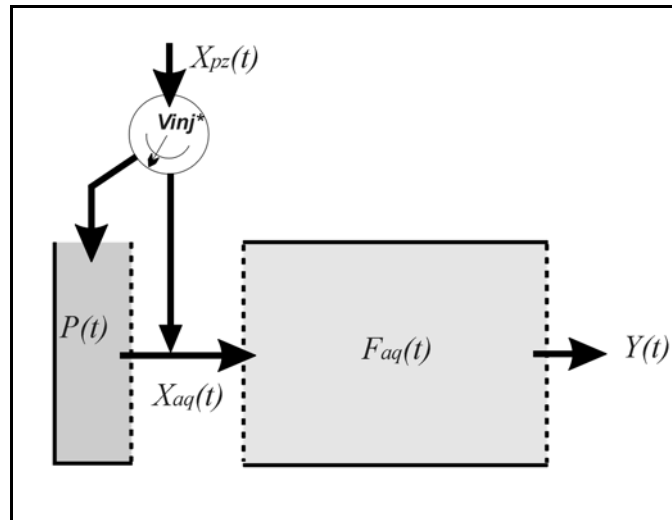


Figure III.3.6. Effet « court-circuit » du facteur de mélange

En conclusion de cette analyse sur l’évolution de la masse entrant dans l’aquifère, on peut énoncer quelques principes majeurs. Si le volume de fluide traceur est petit vis-à-vis du volume d’eau initialement présent dans le puits d’injection (facteur de mélange V_{inj}^* petit), la fonction d’entrée du traceur est très proche de la courbe caractéristique d’évolution de la masse entrant dans l’aquifère. Par contre, si le volume de fluide traceur est élevé, la fonction d’entrée dépend principalement de l’intensité du débit d’injection. Si ce débit est élevé, la masse entrant dans l’aquifère évolue quasi linéairement au cours du temps et le modèle d’injection tend vers le modèle échelon. S’il est faible, l’injection est « anormalement » longue et présente une évolution plus complexe. Pour des valeurs intermédiaires du facteur de mélange V_{inj}^* , l’évolution de la masse entrant dans l’aquifère suit également un cheminement relativement complexe.

III.3.4 Modes de répercussion de l’injection sur le résultat du traçage

Au point III.3.2, on a vu que la courbe de restitution n’est pas influencée dans le cas où la durée effective d’injection est inférieure à un seuil temporel critique T_{crit} , c’est-à-dire lorsque la masse de traceur est transférée « suffisamment rapidement » dans l’aquifère. Si ce n’est pas le cas, les écarts observés sont liés soit directement à la durée expérimentale de l’injection, soit aux processus physiques gouvernant l’injection, soit à la combinaison de ces deux effets. Dans le premier cas,

l'injection constitue un échelon trop long pour être assimilée à la fonction de Dirac classique. Dans le deuxième cas, le transfert du traceur entre le puits et l'aquifère étant lent, le profil d'injection s'écarte de la forme traditionnelle en échelon ou s'allonge de manière importante. Ceci est illustré dans le diagramme adimensionnel d'évolution de la masse sortante $M_{out}^*(t^*)$, pour une injection de durée t_{inj}^* modélisée soit par un terme source (échelon), soit par le modèle d'injection (fig.III.3.7).

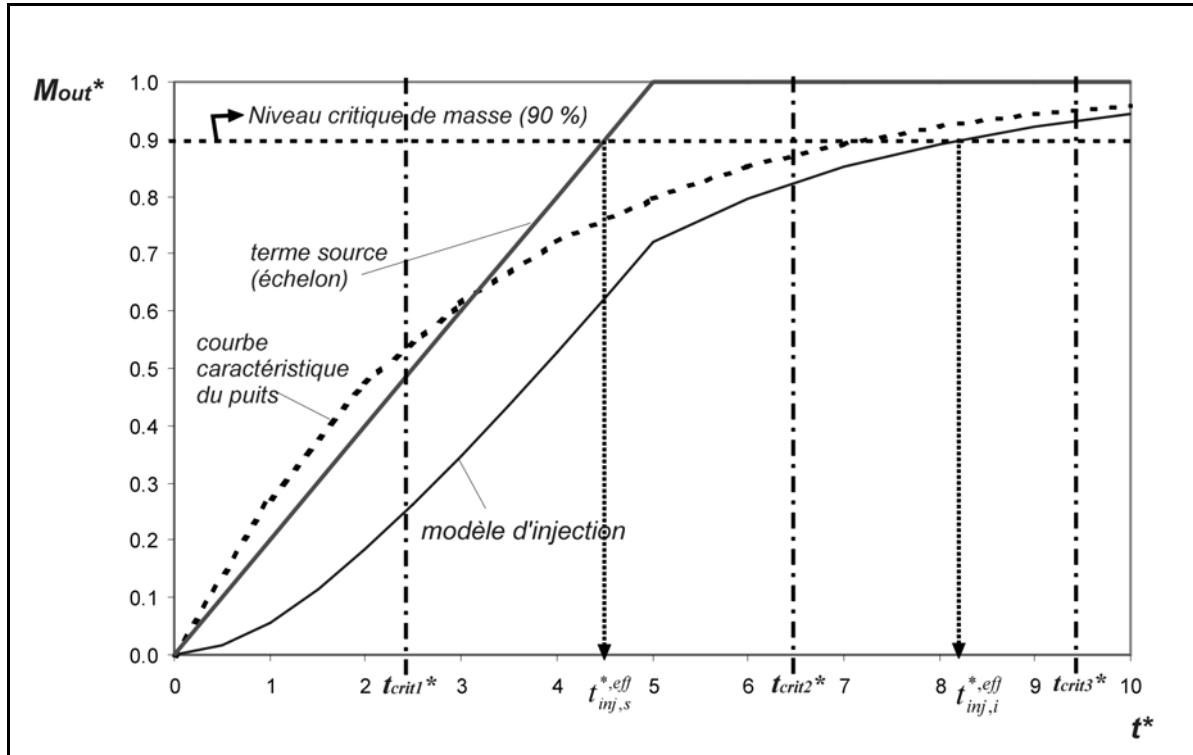


Figure III.3.7. Plages d'influence des facteurs liés à l'injection pour différentes durées critiques d'injection

Pour la clarté de la figure, on suppose que la durée effective d'injection correspond à une masse cumulée de 90% entrée dans l'aquifère (plutôt que 99% comme proposé précédemment, cela ne change rien ni au raisonnement, ni aux conclusions). L'emploi d'un terme source suppose que cette masse cumulée varie linéairement de 0 à 1 entre le début ($t^* = 0$) et la fin de l'injection ($t^* = t_{inj}^*$). Elle est donc représentée par une droite. Si l'on fait appel au modèle d'injection, l'évolution de la masse suit un cheminement plus complexe également représenté.

A chacune de ces courbes correspond une durée effective d'injection ($t_{inj,s}^{*,eff}$ pour le terme source, $t_{inj,i}^{*,eff}$ pour le modèle d'injection). Suivant la durée critique d'injection $t_{crit}^* = T_{crit} / T_w$, on peut discerner différentes plages pour lesquelles les facteurs, à l'origine des écarts observés sur la courbe de restitution, sont différents.

Si la durée critique d’injection est élevée (t_{crit3}^*), l’injection n’a pas d’influence notable sur l’allure de la courbe de restitution. Dans ce cas, le modèle d’injection ou un terme source peuvent être utilisés indifféremment, sans que cela ait des répercussions sur le résultat et l’interprétation de l’essai de traçage. Le modèle d’injection présente néanmoins les avantages illustrés auparavant en terme d’interprétation des propriétés de l’aquifère, au voisinage du point d’injection (v. l’exemple d’illustration du modèle au point III.1.4).

Pour une durée critique d’injection intermédiaire t_{crit2}^* , l’influence de l’injection sur la courbe de restitution n’est pas liée à une durée expérimentale d’injection (T_{inj}) trop grande (le traceur est injecté « suffisamment vite » dans le puits). Si les processus d’interaction puits – aquifère étaient négligeables, aucune influence ne serait perceptible sur le résultat du traçage (en effet, $t_{inj,s}^* < t_{crit2}^*$). La modélisation de l’injection pourrait alors être représentée par un terme source. L’origine des écarts observés est dans ce cas à chercher du côté des processus physiques gouvernant l’injection du traceur et l’interaction puits – aquifère ($t_{inj,i}^{*,eff} > t_{crit2}^*$).

Si la durée critique d’injection est très courte (t_{crit1}^*), les écarts observés sur la courbe de restitution sont liés tant à une durée expérimentale d’injection T_{inj} trop grande qu’aux processus physiques gouvernant l’évolution de l’injection du traceur.

En conclusion de cette analyse, il s’avère que l’influence de l’injection sur la courbe de restitution résulte de deux facteurs :

- l’influence de la durée expérimentale d’injection T_{inj} qui, si elle est trop longue, a un impact direct sur l’allure de la courbe de restitution ;
- l’influence des processus physiques gouvernant l’injection du traceur et les interactions puits – aquifère.

On va donc analyser plus en détails l’effet de ces deux facteurs sur l’allure et l’interprétation de la courbe de restitution au puits. Grâce à l’interprétation des essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau, on verra que d’autres facteurs sont susceptibles d’avoir une influence déterminante.

III.3.5 Tests de sensibilité de la courbe de restitution aux conditions expérimentales d’injection

III.3.5.1 Types de tests

S’il était possible d’obtenir une solution analytique ou semi-analytique permettant un calcul de la courbe de restitution qui tienne compte de la complexité de la condition limite à l’injection, une

analyse théorique complète de cette influence pourrait être menée. Malheureusement, une telle solution n'est pas disponible. Les tests de sensibilité doivent donc être réalisés numériquement, en calculant, à l'aide du code SUFT3D, une série de courbes de restitution correspondant à des conditions expérimentales d'injection variées, puis en analysant l'évolution de ces courbes en fonction des paramètres gouvernant l'injection du traceur.

Une telle approche ne permet évidemment pas de considérer tous les cas de figure possibles. Il faut donc ramener l'ensemble des tests envisageables à un nombre restreint, en choisissant de manière optimale les cas envisagés, de manière à bien faire ressortir le sens et le degré d'influence des conditions expérimentales sur la courbe de restitution. L'analyse aura donc pour objectif de montrer, sur le plan qualitatif, comment l'injection influence le résultat du traçage et à quels types d'erreurs d'interprétation des résultats cela peut conduire.

Au point III.3.4, on a vu que les modes d'influence de l'injection sur la courbe de restitution sont de deux types : l'influence de la **durée expérimentale d'injection** et l'influence des **processus physiques gouvernant l'injection du traceur et les interactions piézomètre - aquifère**. Même s'il est clair que ces effets peuvent jouer simultanément, on évaluera leur influence respective par des tests numériques distincts. De toute manière, les conclusions qui seront tirées pourront, en bonne approximation, être extrapolées aux cas plus généraux, par superposition des observations faites.

Dans un premier temps, on analysera l'influence de la durée expérimentale d'injection seule, en la modélisant à l'aide d'un terme source (échelon d'injection), de manière à ne pas subir l'effet des processus physiques qui gouvernent en réalité l'injection. Ensuite, en simulant une durée expérimentale d'injection inférieure à la durée critique, on fera une série de tests à l'aide du modèle d'injection.

On analysera d'abord les résultats sur la base d'un examen général des courbes de restitution obtenues. Ensuite, une « recalibration » des courbes de restitution, en négligeant à chaque fois la « cause » des écarts observés entre les courbes de restitution générées et la réponse impulsionnelle, permettra de voir de quelle manière l'évaluation des paramètres de transport dans l'aquifère est affectée par une représentation peu précise de l'injection du traceur.

III.3.5.2 Description du cas test

Le test consiste à modéliser, à l'aide du code SUFT3D, un essai de traçage en écoulement radial convergent, dans un milieu homogène et saturé en eau. Il est assez proche de l'exemple illustrant les capacités du modèle d'injection, présenté au chapitre III.1.4. Le maillage éléments finis est constitué de 4 couches d'éléments de 2 m d'épaisseur chacune (l'aquifère présente donc une épaisseur de 8 m). L'extension horizontale du maillage est de 640 m x 640 m, les frontières étant reportées suffisamment loin pour éviter qu'elles aient une influence sur la piézométrie au centre du domaine. Les dimensions horizontales des mailles vont de 16 m près des frontières du modèle à 0.5 m

au centre. La piézométrie initiale est uniformément située à 10 m (aquifère confiné), des conditions limites de premier ordre (potentiels imposés) étant assurées sur toutes les frontières latérales. L'aquifère est caractérisé par les propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives suivantes : une conductivité hydraulique de $5 \times 10^{-2} \text{ m.s}^{-1}$, une porosité efficace de 0.05, une dispersivité longitudinale de 2 m et une dispersivité transversale de 0.5 m (minimum pouvant être représenté avec le maillage). Aucun effet de retard n'affecte le traceur ou l'aquifère. On supposera que le piézomètre d'injection est situé à une distance de 20 m du puits de pompage.

Pour le calcul des écoulements, les deux ouvrages linéaires sont modélisés par des éléments unidimensionnels de grande conductivité axiale. Le milieu étant homogène, le calcul répartit uniformément les débits (de pompage ou d'injection) aux différents nœuds constituant les éléments unidimensionnels. Pour le calcul du transport, l'approche proposée par LACOMBE *et al.* (1995) est employée pour le puits de pompage. A l'injection, on a vu que le type de condition dépendra des tests envisagés.

Les ouvrages sont crépinés sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Ils sont respectivement caractérisés par des rayons de 0.10 m pour le puits de reprise et 0.075 m pour le puits d'injection. Un débit Q_p de $50 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$ est extrait en continu au puits de pompage. Au sein du puits d'injection, on suppose qu'un système « packer » limite le volume à la colonne de 8 m correspondant à l'épaisseur saturée de l'aquifère.

III.3.5.3 Sensibilité de la courbe de restitution à la durée expérimentale d'injection

Des courbes de restitution ont été générées en considérant des durées croissantes d'injection (T_{inj}). Vu que l'influence de la durée d'injection dépend du temps mis par le traceur pour migrer depuis le puits d'injection jusqu'au puits de reprise, il est préférable de normer la durée d'injection par le temps advectif de transfert, évalué à l'aide de la relation (3.47).

La durée advective de transfert est :

$$T_{adv} = \frac{\pi d^2 e \theta_m}{Q_p} = \frac{\pi \times 20^2 \times 8 \times 0.05}{(50/3600)} = 36191.15 \text{ s} \approx 10 \text{ h}$$

On ne dispose pas de la véritable réponse impulsionnelle de l'aquifère, mais l'examen a posteriori des courbes de restitution générées numériquement permettra d'évaluer la durée critique d'injection T_{inj}^{crit} et d'assimiler à la réponse impulsionnelle les courbes générées avec des durées d'injection inférieures à cette durée critique.

Le tableau III.3.1 résume les tests numériques réalisés et la figure III.3.8 présente les courbes de restitution obtenues. Il est à noter que, malgré tout le soin apporté au schéma numérique et au maillage, quelques petits problèmes de conservation de la masse de soluté ont affecté le calcul des

courbes de restitution générées pour les durées les plus courtes (pour lesquelles la discrétisation de l'échelon d'injection n'est pas très détaillée). Ces pertes de masse proviennent vraisemblablement de l'effet « choc thermique », dû à la sollicitation importante que constitue l'injection dans les premiers instants. Ces erreurs minimales n'affectent pas trop les résultats. L'évaluation des écarts est également tributaire du degré de précision de la discrétisation temporelle utilisée (le pas de temps est fixé à $\Delta t = 300s$), celui-ci ne pouvant être trop petit, sous peine de grever le temps de calcul.

T_{inj} (s)	T_{inj} / T_{adv}	$\Delta C_{mod} / C_{mod}^{max}$	$\Delta T_{mod} / T_{mod}^{\delta}$
600	0.0166	0	0
1800	0.0497	0	0
2700	0.0746	0	0
3600	0.099	≈ 0	0
7200	0.199	0.0625	0.005
18000	0.497	0.3125	0.058
36000	0.995	0.75	0.209

Tableau III.3.1. Résultats des tests relatifs à l'influence de la durée expérimentale d'injection

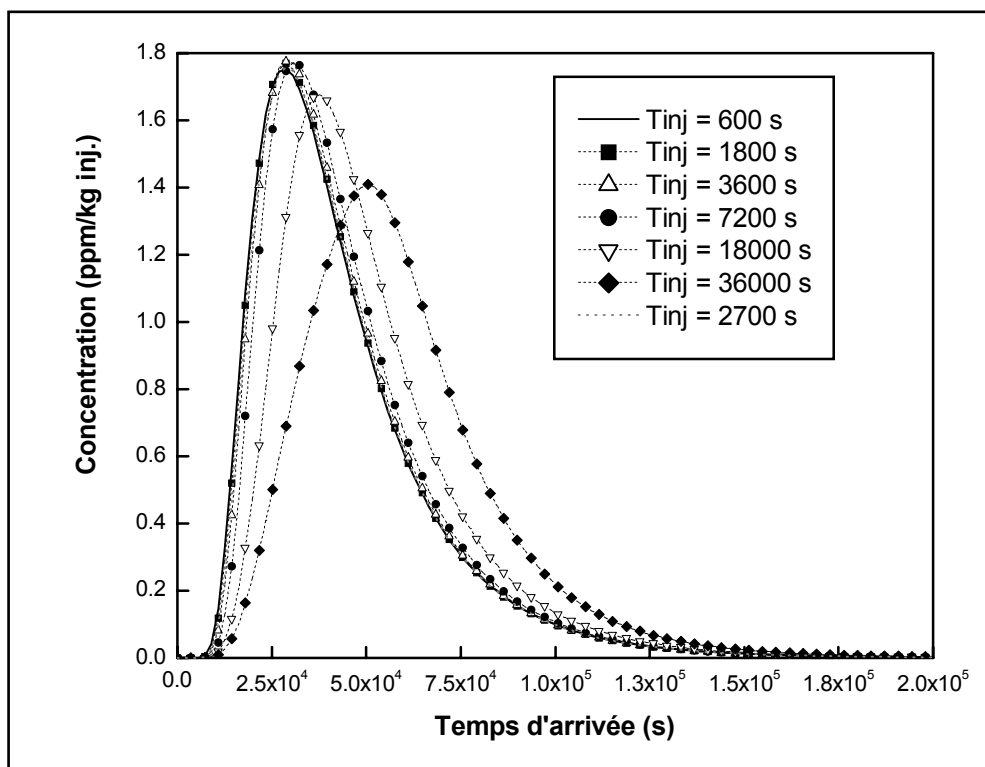


Figure III.3.8. Courbes de restitution obtenues pour différentes durées expérimentales d'injection

L'examen du tableau III.3.1 permet de situer la durée critique d'injection autour de 3600 s.

Généralement, le critère temporel ($\Delta T_{mod} / T_{mod}^{\delta}$) est dépassé le plus rapidement, ce qui paraît logique puisque les tests sont basés sur une variation de la durée de l'injection.

III.3.5.3.1 Influence de la durée expérimentale d'injection sur l'évaluation des paramètres de transport

Les courbes de restitution présentées à la figure III.3.8 ont ensuite été calibrées en négligeant l'influence de la durée d'injection, donc en simulant l'injection du traceur sur une durée inférieure à la durée critique d'injection (en pratique, $T_{inj} = 2700s$).

Le tableau III.3.2 reprend les paramètres hydrodispersifs nécessaires pour obtenir l'ajustement des courbes de restitution. Les courbes de restitution issues de ces calibrations sont reprises à la figure III.3.9a.

T_{inj} (s)	T_{inj}/T_{adv}	θ_m (-)	α_L (m)
δ_{aq}	0.000	0.050	2.00
7200	0.199	0.051	1.83
18000	0.497	0.059	1.45
36000	0.995	0.077	1.15

Tableau III.3.2. Paramètres hydrodispersifs employés pour calibrer les courbes en négligeant la durée de l'injection

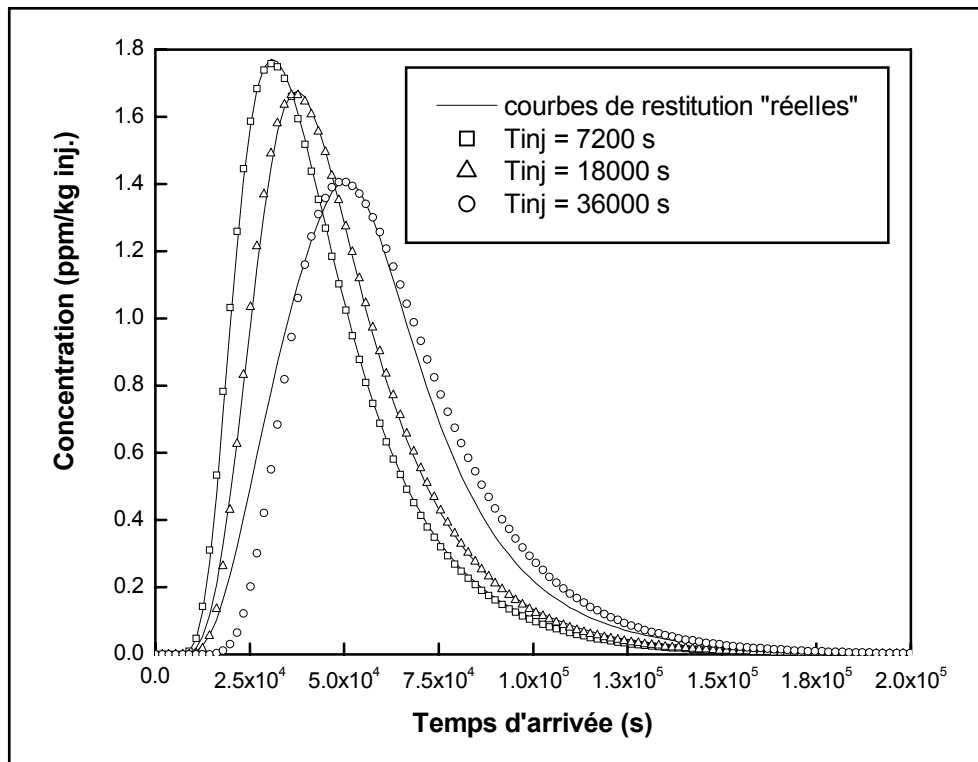


Figure III.3.9a. Comparaison des courbes de restitution « réelles » et « calibrées »

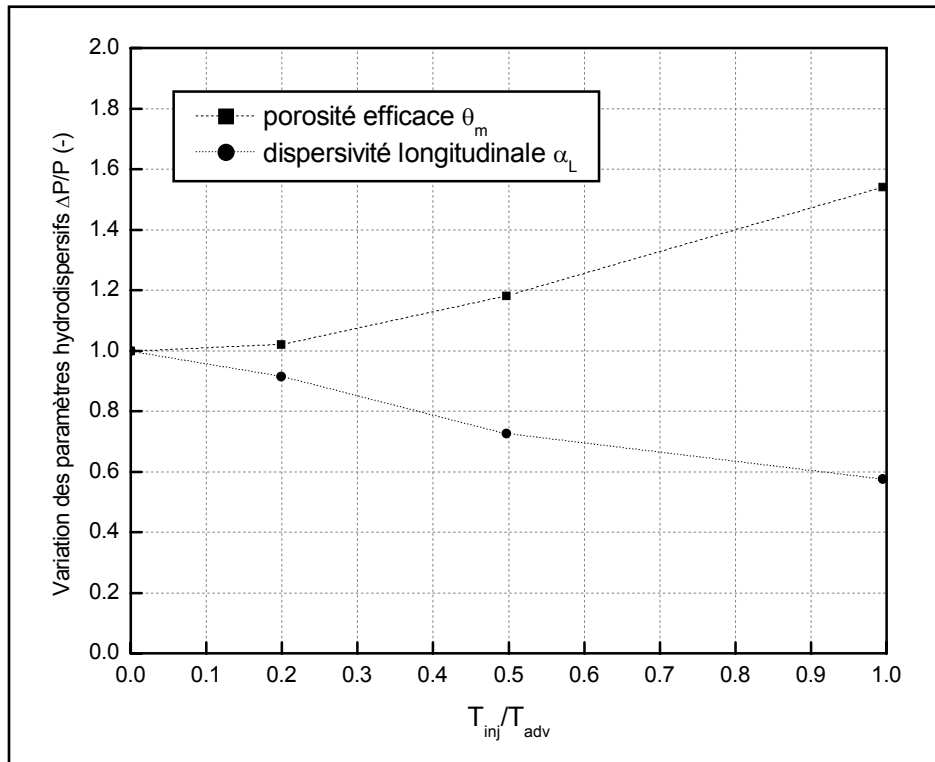


Figure III.3.9b. Influence de la durée expérimentale d'injection sur la calibration des paramètres hydrodispersifs

La figure III.3.9a montre que si la durée réelle de l'injection est grande vis-à-vis du temps advectif de transfert, il devient très difficile de calibrer l'entièreté de la courbe de restitution, la première arrivée du traceur étant de plus en plus mal représentée. Des tests de calibration ont été entrepris en considérant d'autres processus, telle que de l'adsorption linéaire, mais sans succès.

Du fait de la durée de l'injection, le pic de restitution apparaît relativement tard, obligeant l'utilisation d'une porosité efficace élevée pour calibrer le temps modal. Dans un même temps, l'étalement apparent de la courbe de restitution requerrait l'usage d'une dispersivité longitudinale élevée. La conjonction de ces deux facteurs conduirait à une atténuation trop importante du pic de restitution (la concentration maximale calculée est inférieure à la concentration « réelle »). Dans ces cas, il a été décidé, qu'à défaut d'être parfaite, la calibration devait reproduire au mieux la position du pic de restitution (temps modal T_{mod}) et l'atténuation (ΔC_{mod}^{max}) de la courbe de restitution.

En terme d'influence sur la calibration des paramètres hydrodispersifs, il ressort du tableau III.3.2 et de la figure III.3.9b que négliger la durée réelle de l'injection conduit à une surévaluation de la porosité efficace (donc une sous évaluation de la composante advective du transport) et une sous évaluation de la dispersivité longitudinale. L'examen de la courbe de restitution permettrait toutefois de se rendre compte assez aisément que la composante dispersive est sous évaluée puisque l'on voit clairement que les premières arrivées (trop tardives) sont mal reproduites par le modèle.

III.3.5.3.2 Conclusions relatives à l'influence de la durée expérimentale d'injection

Il faut remarquer que les problèmes liés à l'influence de la durée expérimentale d'injection sont relativement théoriques. En effet, ce paramètre est totalement sous le contrôle de l'expérimentateur qui peut le régler à sa guise ou, au minimum, chronométrer la durée de l'injection et en tenir compte ensuite lors de l'interprétation. De plus, les tests montrent de manière assez claire que l'influence sur le résultat ne se ressent vraiment que dans le cas extrême d'injections dont la durée est très longue par rapport au temps de transfert advectif (du même ordre de grandeur). La question de cette influence ne se pose donc que lorsque le temps advectif de transfert est très court (par exemple pour des injections réalisées au voisinage immédiat du puits de reprise).

En pratique, on va voir par la suite que les processus physiques gouvernant l'injection du traceur et les interactions puits – aquifère peuvent avoir une influence beaucoup plus grande, voire dans certains cas, inévitable sur le résultat et l'interprétation de l'essai de traçage.

III.3.5.4 Sensibilité de la courbe de restitution aux processus gouvernant l'injection et les interactions puits – aquifère

Dans le cas où la durée expérimentale d'injection est négligeable, l'influence des processus physiques qui gouvernent l'injection du traceur et les interactions entre le puits d'injection et l'aquifère se font sentir si une part non négligeable de traceur est toujours présente au sein du puits d'injection, à la fin de la durée expérimentale d'injection T_{inj} . Si le facteur de mélange V_{inj}^* est très élevé, l'effet court circuit jouant, une proportion élevée de traceur se trouve dans l'aquifère à la fin de l'opération d'injection. L'influence des interactions puits – aquifère ne porte alors plus que sur la fraction faible de traceur encore présente au sein du puits. Dans ce cas, la courbe de restitution pourra généralement être assimilée à la réponse impulsionnelle. A l'inverse, si le facteur de mélange est faible, une proportion importante de traceur peut rester dans le puits d'injection. Dans ce cas, l'influence de l'injection sur la courbe de restitution dépend principalement de la vitesse à laquelle cette quantité résiduelle de traceur est transférée vers l'aquifère, donc de la vitesse de renouvellement de l'eau dans le puits d'injection, sous l'effet du flux naturel de transit Q_t^0 .

De manière exhaustive, l'injection du traceur devrait être conceptualisée par une phase relative à l'injection proprement dite, une phase relative à la chasse du traceur et enfin une phase relative au lessivage naturel du traceur encore présent au sein du puits d'injection. Cependant, on a vu que la chasse joue essentiellement sur le « rendement » de sortie du traceur. A partir du moment où l'on considère que la durée expérimentale d'injection (injection + chasse) est négligeable, le cheminement suivi, durant ces deux phases, dans le diagramme d'évolution de la masse entrée dans l'aquifère, importe peu. Seule compte la masse résiduelle de traceur dans l'ouvrage à la fin de l'injection. Pour les tests, on peut donc représenter l'injection par une phase d'injection

immédiatement suivie du lessivage naturel. Cela clarifiera grandement l'interprétation des résultats, sans nuire d'aucune manière à la généralité des conclusions qui en seront tirées.

En résumé, l'examen de l'influence des processus physiques gouvernant l'injection consiste essentiellement à faire varier deux paramètres : le facteur de mélange V_{inj}^* et la vitesse de renouvellement de l'eau contenue dans le puits d'injection, via le débit naturel de transit Q_t^0 . Les tests ont donc été réalisés avec une durée expérimentale d'injection constante (et inférieure à la durée critique d'injection), en faisant varier le facteur de mélange V_{inj}^* , via le débit d'injection Q_{inj}^* . Conjointement, on fait varier la vitesse de renouvellement de l'eau (T_t ou T_w) en jouant sur le coefficient de distorsion α_w du puits d'injection.

Dans le diagramme d'évolution de la masse entrant dans l'aquifère (fig.III.3.10), la durée expérimentale d'injection T_{inj} étant négligeable, faire varier le facteur de mélange revient pratiquement à se déplacer le long de l'axe des ordonnées ($t_{inj}^{exp,*} \rightarrow 0$), le niveau final atteint dépendant de l'évolution de la masse sortante M_{out}^* pendant l'injection proprement dite (on a vu que cela est essentiellement fonction de V_{inj}^*). D'un autre côté, α_w joue sur la durée de renouvellement de l'eau dans le puits d'injection T_{inj} , donc sur la normation caractérisant l'axe des abscisses. L'augmentation du coefficient α_w conduit à une diminution du temps de renouvellement T_w , donc à une augmentation du temps critique d'influence de l'injection $t_{crit}^* = T_{crit}/T_w$, par rapport au temps de renouvellement de l'eau par le flux naturel de transit $t_t^* = T_t/T_w = \pi$ (la forme adimensionnelle de ce dernier étant constante et égale à π).

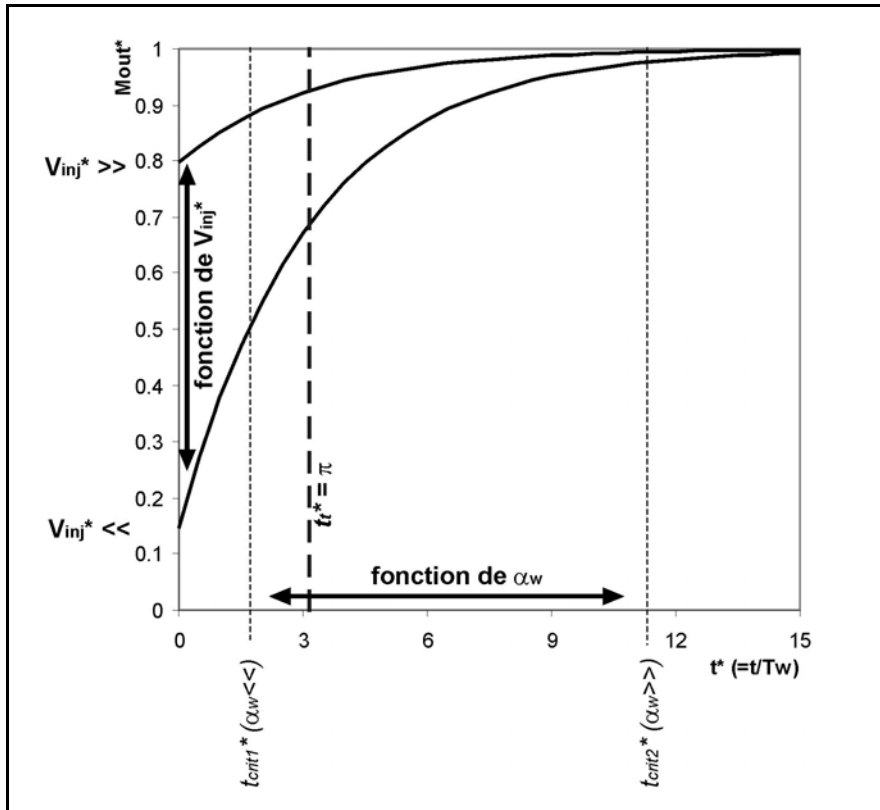


Figure III.3.10. Influence des paramètres dans le diagramme adimensionnel d'évolution de la masse entrée dans l'aquifère

III.3.5.4.1 Paramètres généraux relatifs aux tests numériques réalisés

Il est possible de définir quelques valeurs caractéristiques générales, sur base des propriétés géométriques et hydrodynamiques de l'aquifère et des ouvrages :

Flux de Darcy au voisinage du puits d'injection et débit naturel de transit

En écoulement radial convergent, celui-ci est donné par :

$$|v_D| = \frac{Q_P}{2\pi de} = \frac{(50/3600)}{2\pi \times 20 \times 8} = 1.3816 \times 10^{-5} \text{ m/s} \approx 5 \text{ cm/h}$$

La section de piézomètre perpendiculaire à la direction principale de l'écoulement est :

$$S_w = 2r_w e = 1.2 \text{ m}^2$$

Le débit naturel de transit en l'absence d'effet de distorsion ($\alpha_w = 1$) vaut :

$$Q_t^0 = S_w |v_D| = 1.658 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \approx 60 \text{ l/h}$$

Le débit critique d'injection en l'absence de tout effet de distorsion ($\alpha_w = 1$) vaut :

$$Q_{cr} = \pi Q_t^0 = 5.208 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{s} \approx 188 \text{ l/h}$$

Temps de renouvellement de l'eau dans le piézomètre

Le temps de renouvellement de l'eau au débit critique Q_{cr} est de :

$$T_w = \frac{V_w}{Q_{cr}} = 2714.27 \text{ s} \approx 3/4 \text{ h}$$

avec le volume du piézomètre $V_w = \pi r_w^2 e = 0.1414 \text{ m}^3$

Le temps naturel de renouvellement de l'eau est de :

$$T_t = \pi T_w = 8527.13 \text{ s} \approx 2.37 \text{ h}$$

La durée expérimentale d'injection a été fixée à 2700 s (3/4 h), proche du temps de renouvellement de l'eau au débit critique T_w (quand $\alpha_w = 1.0$). Ceci permet d'envisager quelques cas « simples » tels que $Q_{inj}^* = 1$ quand $V_{inj}^* = 1$. Les tests réalisés au point précédent ont montré qu'une injection d'une durée de 2700 s a une influence négligeable sur le résultat. De plus, elle permet de modéliser l'injection sur un grand nombre de pas de temps, donc une visualisation plus précise de l'évolution de la concentration et de la masse entrant dans l'aquifère à l'injection.

Vu l'apparition du facteur π entre le débit naturel de renouvellement de l'eau et le débit d'injection critique, il a été décidé de considérer ce nombre comme facteur de variation des paramètres testés (V_{inj}^* et α_w). Le facteur de mélange V_{inj}^* est donc varié entre $1/\pi^2$ et π^2 (plus ou moins de 0.1 à 10) et le coefficient de distorsion α_w entre $1/\pi^3$ et π (plus ou moins de 0.03 à 3.14). Enfin, la programmation du modèle d'injection dans le code SUFT3D permettant de modéliser une injection de type Dirac dans le puits (en y définissant une concentration initiale différente de zéro), ce cas a également été testé pour les différentes valeurs de α_w . Cela permet de tester la cas limite $V_{inj}^* \rightarrow 0$ qui maximise l'influence du puits d'injection sur la courbe de restitution. On couvre de la sorte une gamme étendue de cas possibles.

Le tableau III.3.3 résume les tests numériques réalisés et l'influence observée sur les courbes de restitution. Il en ressort immédiatement que l'influence des processus gouvernant les interactions puits - aquifère est beaucoup plus grande que l'influence de la durée expérimentale d'injection. Dans la majorité des cas envisagés, les critères définis au point III.3.2 sont dépassés. Or, les tests ont été réalisés pour des gammes de paramètres effectivement rencontrés. Par contre, pour les tests d'influence de la durée expérimentale d'injection, il faut considérer une durée d'injection très longue (de l'ordre de l'heure) pour que l'influence devienne réellement perceptible sur la courbe de restitution.

	Coefficient de distorsion α_w										
		0.03		0.10		0.32		1		3.14	
		$\Delta C/C_{mod}$	$\Delta T/T_{mod}$	$\Delta C/C_{mod}$	$\Delta T/T_{mod}$	$\Delta C/C_{mod}$	$\Delta T/T_{mod}$	$\Delta C/C_{mod}$	$\Delta T/T_{mod}$	$\Delta C/C_{mod}$	$\Delta T/T_{mod}$
Facteur de mélange V_{inj}^*	δpz	0.8783	2.0	0.7081	1.25	0.4365	0.6875	0.1787	0.3125	0.0606	0.125
	0.1	0.8749	1.25	0.7070	1.125	0.4368	0.6875	0.1851	0.375	0.1149	0.1875
	0.32	0.8072	0.25	0.6884	0.6875	0.4342	0.625	0.1848	0.375	0.1121	0.1875
	1	0.5950	0.0625	0.5398	0.1875	0.3805	0.3125	0.1696	0.25	0.0993	0.125
	3.14	0.2906	0	0.2696	0.0625	0.2138	0.0625	0.1147	0.125	0.0487	0.0625
	9.87	0.0825	0	0.0767	0	0.0615	0	0.0337	0	0.0097	0

Tableau III.3.3. Résultats des tests relatifs à l’influence des paramètres gouvernant l’injection du traceur

Pour une première analyse générale, il est intéressant de comparer les courbes de restitution, dans un premier temps pour les cas $V_{inj}^* = constante$ et α_w variable, ensuite pour les cas $\alpha_w = constante$ et V_{inj}^* variable.

III.3.5.4.2 Discussion des résultats pour $V_{inj}^ = constante$ et α_w variable*

Les courbes de restitution obtenues pour chaque incrément de valeur depuis $V_{inj}^* = 0$ (Dirac dans le puits d’injection) à $V_{inj}^* = \pi^2$ et des valeurs variables de α_w (donc de Q_t) sont présentées aux figures III.3.11 (a à f).

Ces graphiques font ressortir l’effet antagoniste de α_w et de V_{inj}^* . Plus le coefficient de distorsion α_w est faible, plus la courbe de restitution est caractérisée par un effet de retard et une atténuation du pic de restitution. Cela est logique puisque, pour un même V_{inj}^* , plus α_w est faible, plus le traceur restant dans le puits à la fin de l’injection y séjourne longtemps, ce qui allonge la durée effective de l’injection et produit le pseudo effet retard observé. A l’inverse, le facteur de mélange V_{inj}^* est à l’origine d’un effet de court circuit du puits d’injection. Plus il est élevé, moins l’influence de l’injection se marque.

Si V_{inj}^* est très élevé, l’étalement de la courbe de restitution n’est pratiquement pas modifié quand α_w est varié. Seule une atténuation du pic de restitution est perceptible, d’autant plus importante que α_w est petit.

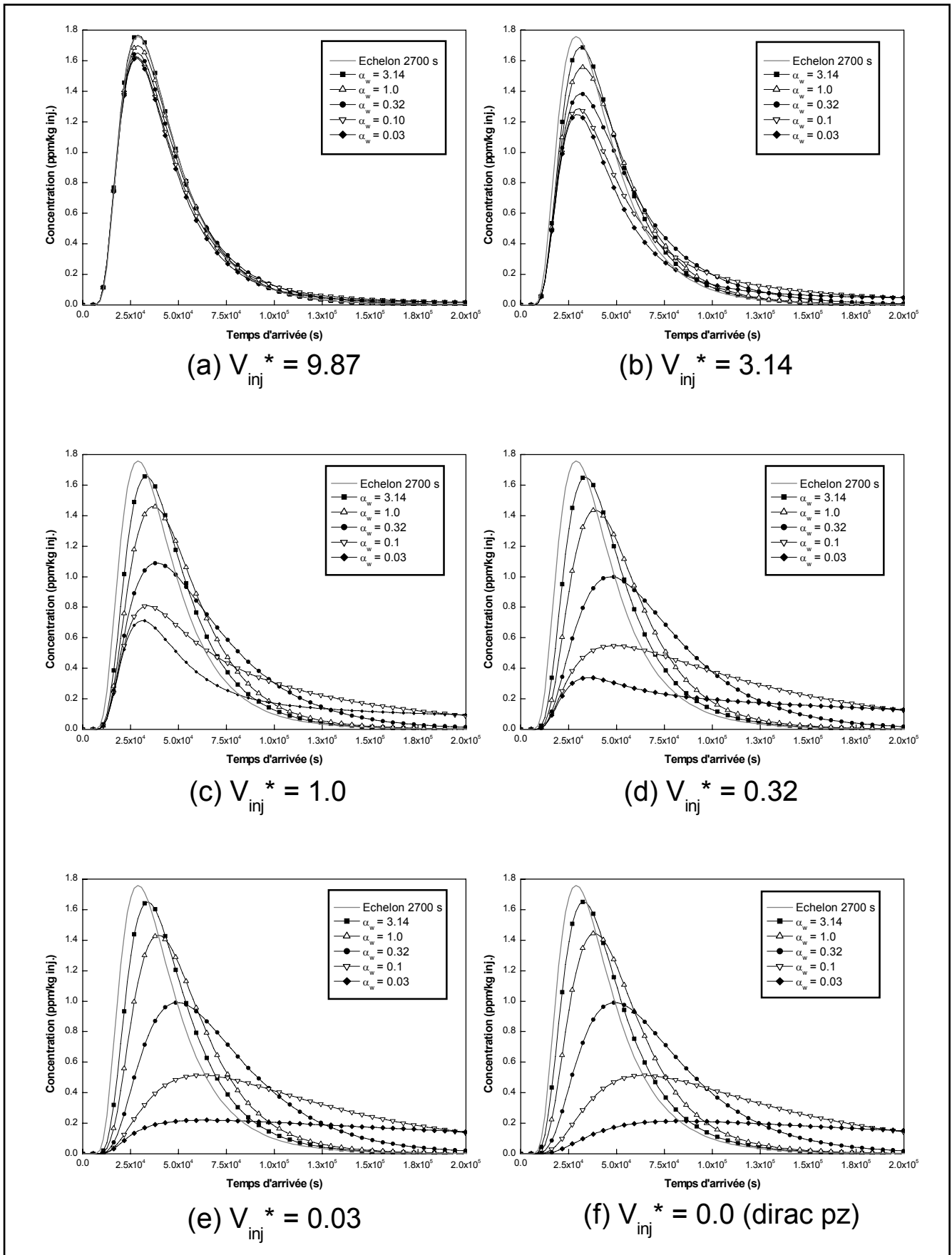


Figure III.3.11. Courbes de restitution obtenues pour différentes valeurs de V_{inj}^*

A la limite, si α_w tend vers zéro (donc si le flux naturel de transit est très faible), l'atténuation au puits de reprise est directement liée à la proportion de traceur piégée dans le puits à la fin de la durée expérimentale d'injection. Ce traceur est libéré ultérieurement, lentement, et arrive au puits de pompage de manière très différée, éventuellement à une concentration trop basse pour être détecté. Dans ce cas, l'atténuation du pic de restitution au puits peut être évaluée par :

$$\frac{C_{\text{mod}}}{C_{\text{mod}}^{\text{max}}} = \frac{V_{\text{inj}}}{V_w + V_{\text{inj}}} = \frac{V_{\text{inj}}^*}{1 + V_{\text{inj}}^*} \quad (3.60)$$

Plusieurs courbes de restitution paraissent fortement influencées par un effet d'eau immobile (v. ch.II.6). C'est surtout le cas pour les courbes obtenues quand le débit de transit est faible (coefficient de distorsion α_w petit) et le facteur de mélange (V_{inj}^*) intermédiaire. Mathématiquement, le coefficient de distorsion α_w joue un rôle similaire au coefficient de transfert α entre l'eau mobile (ici l'aquifère) et l'eau immobile (ici le puits) (v.ch.III.1). Le volume d'eau dans le puits V_w est, sur le plan physique, clairement équivalent à la porosité d'eau immobile θ_{im} (dans les deux cas, il s'agit du « volume » de la phase immobile). Le facteur de mélange V_{inj}^* joue un rôle plus complexe. Par son effet court – circuit, il agit sur le partitionnement entre la composante « rapide » (la part de traceur qui, quittant immédiatement le puits d'injection, migre « directement » vers le puits) et la composante « lente » (la part de traceur qui migre de manière différée vers le puits).

En résumé, on peut dire que α_w contrôle l'importance des pseudo effets de retard associés à l'évolution de l'injection, tandis que V_{inj}^* contrôle le « partitionnement » de la masse de traceur entre les composantes rapides et lentes de sa migration vers le puits. Ceci sera clairement mis en évidence lors des tests de « calibration » des courbes de restitution.

III.3.5.4.3 Discussion des résultats pour $\alpha_w = \text{constante}$ et V_{inj}^* variable

Les courbes de restitution obtenues pour chaque valeur de α_w , en faisant varier V_{inj}^* , sont représentées à la figure III.3.12 (a à e).

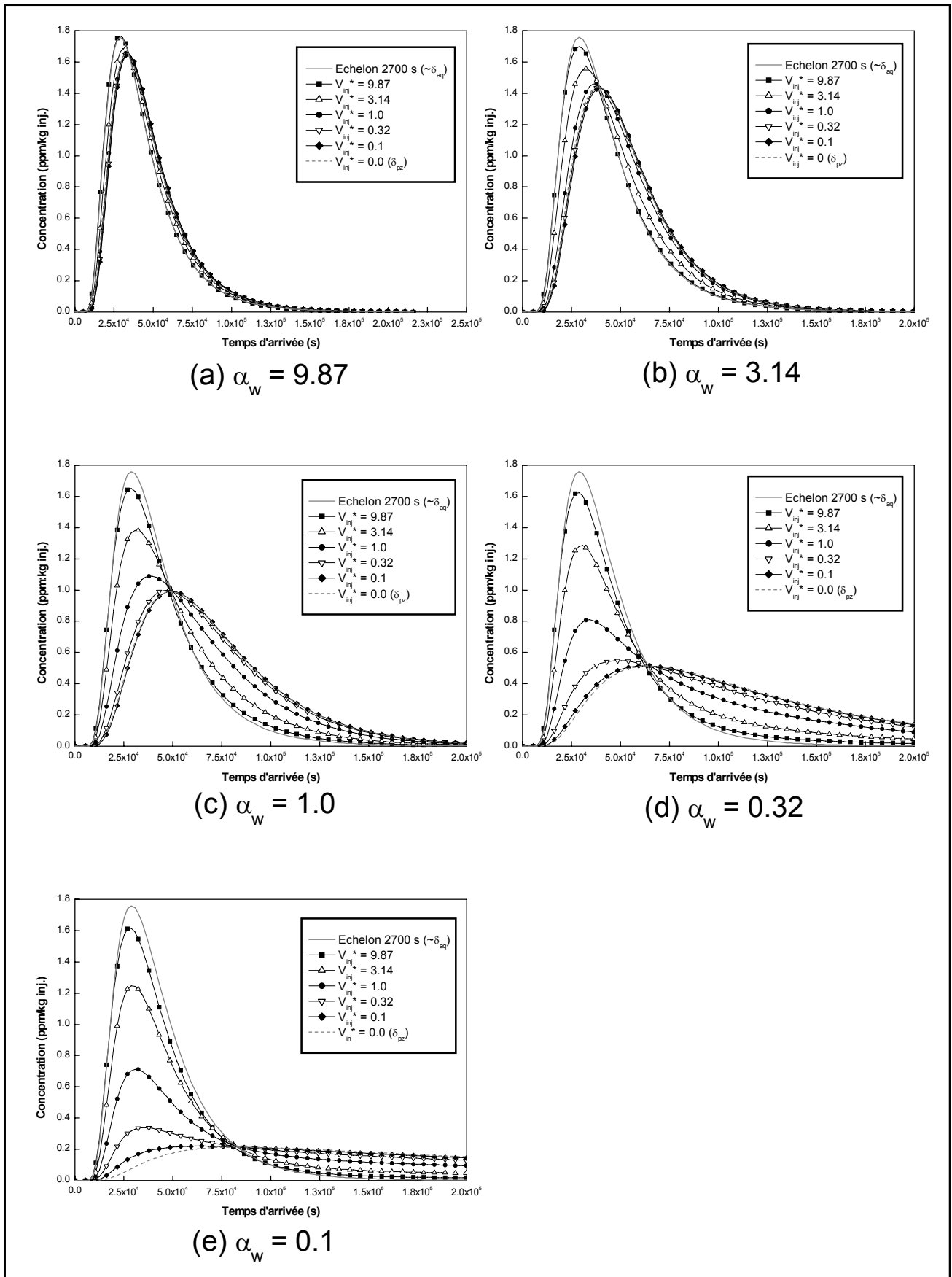


Figure III.3.12. Courbes de restitution obtenues pour différentes valeurs de α_w

Cette manière de grouper les courbes de restitution générées numériquement met en évidence un propriété assez remarquable du modèle d'injection. Sur chaque graphique correspondant à une valeur de α_w constante, les courbes de restitution relatives aux différentes valeurs de V_{inj}^* se croisent toutes en un point (t_M, C_M) . De plus, ce point correspond au maximum de la courbe de restitution résultant d'une injection de type Dirac dans le puits d'injection. On observe une transition progressive entre la courbe de restitution correspondant à l'injection Dirac dans l'aquifère (δ_{aq} , correspondant à $V_{inj}^* \gg$) et la réponse à une injection Dirac dans le puits (δ_{pz} , correspondant à $V_{inj}^* = 0$).

Cette propriété remarquable s'explique par la linéarité du système. La durée expérimentale d'injection T_{inj} étant négligeable, la fonction d'entrée peut s'exprimer par la combinaison linéaire entre une fonction de Dirac appliquée directement à l'aquifère $\delta_{aq}(t)$ et une fonction correspondant à la réponse impulsionnelle $P(t)$ d'une injection dans le piézomètre $\delta_{pz}(t)$:

$$X_{aq}(t) = fP(t) + (1-f)\delta_{aq}(t) = \delta_{aq}(t) + f(P(t) - \delta_{aq}(t)) \quad (3.61)$$

- $f = 0$ correspond au cas pour lequel le puits d'injection est complètement court-circuité ($V_{inj}^* \rightarrow \infty$), donc à un Dirac aquifère « pur ». Dans ce cas, la courbe de restitution est la réponse impulsionnelle de l'aquifère :

$$Y(t) = F_{aq}(t) * \delta_{aq}(t) = F_{aq}(t) \quad (3.62)$$

- $f = 1$ correspond au cas pour lequel tout le traceur est injecté dans le puits d'injection, donc à un Dirac piézomètre « pur » ($V_{inj}^* \rightarrow 0$). Dans ce cas, la courbe de restitution est la réponse impulsionnelle du système « puits d'injection - aquifère » :

$$Y(t) = F_{aq}(t) * P(t) = F_{pz}(t) \quad (3.63)$$

Pour une injection quelconque $X_{aq}(t)$, on peut donc écrire :

$$Y(t) = F_{aq}(t) * X_{aq}(t) = F_{aq}(t) * (\delta_{aq}(t) + f(P(t) - \delta_{aq}(t))) \quad (3.64)$$

Donc :

$$Y(t) = F_{aq}(t) + f(F_{pz}(t) - F_{aq}(t)) \quad (3.65)$$

En $t = t_M$, $F_{pz}(t_M) = F_{aq}(t_M)$, on a donc :

$$Y(t_M) = F_{aq}(t_M) = F_{pz}(t_M) \quad (3.66)$$

Ceci démontre que toutes les courbes doivent théoriquement passer par le point (t_M, C_M) .

La position relative de la courbe de restitution entre les deux courbes extrêmes est directement dépendante de la quantité de traceur entrée dans l'aquifère à la fin de l'injection du traceur dans le puits. Le coefficient f dépend donc essentiellement du facteur de mélange V_{inj}^* (fig.III.3.13).

La position du point de convergence (t_M, C_M) des différentes courbes de restitution est fonction du coefficient de distorsion α_w , donc du flux de transit Q_t^0 . Plus celui-ci est petit, plus l'écart entre les courbes de restitution extrêmes (réponse à un Dirac aquifère et réponse à un Dirac piézomètre) est important (ex : fig.III.3.12e). Inversement, si le coefficient de distorsion est élevé, le flux de transit lessivant le puits de son contenu en traceur est intense et le profil d'injection tend vers une injection de type Dirac dans l'aquifère (ex : fig.III.3.12a). La courbe de restitution correspondante tend alors vers la réponse impulsionnelle de l'aquifère.

La portion de courbe située au-delà du pic de restitution de la réponse impulsionnelle de l'aquifère $F_{aq}(t)$ constitue donc la courbe enveloppe des maxima des courbes de restitution $F_{pz}(t)$ obtenues par injection de type Dirac dans le piézomètre quand α_w varie.

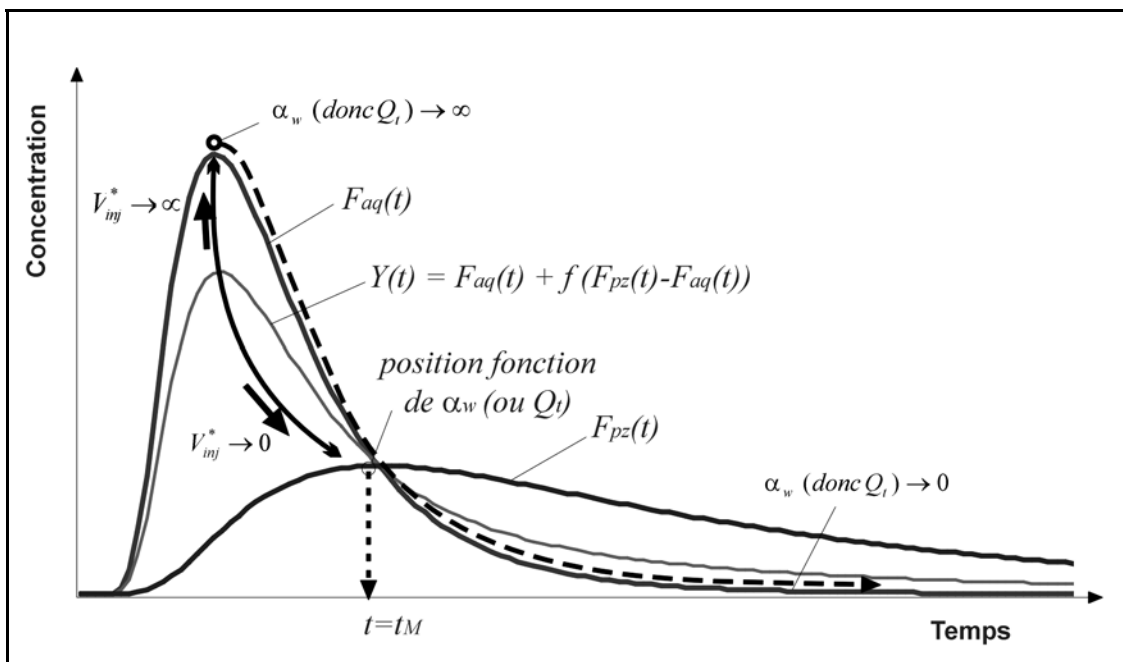


Figure III.3.13. Illustration de la linéarité du système et influence des paramètres gouvernant l'injection

Remarque

Sur les figures relatives à des coefficients de distorsion élevés ($\alpha_w = 3.14$ et $\alpha_w = 1.0$, fig. III.3.11a et b), certaines courbes de restitution générées pour des petits facteurs de mélange présentent

une restitution légèrement plus tardive que la courbe de restitution correspondant à l'injection « Dirac piézomètre » alors que cette dernière est censée être la courbe limite. En fait, il s'est avéré qu'une durée d'injection de 2700 s n'était pas tout à fait négligeable. Toutes les courbes de restitution sont donc légèrement influencées, à l'exception de celles obtenues pour des injections « Dirac piézomètre », effectivement instantanées. La comparaison des différentes courbes reste correcte puisque toutes les courbes sont générées avec une même durée effective d'injection de 2700 s. L'erreur affectant les courbes de restitution relatives à une injection Dirac piézomètre est pratiquement négligeable ; on assimilera à cette courbe les courbes qui présenteraient des arrivées légèrement plus tardives. On continuera donc à considérer que la durée de 2700 s est inférieure à la durée critique d'injection.

III.3.5.4.4 Influence des paramètres gouvernant le processus d'injection sur l'évaluation des paramètres hydrodispersifs

Afin de voir à quels types d'erreurs une représentation peu précise de l'injection peut conduire lors de l'interprétation des résultats du traçage, les courbes de restitution générées en faisant varier les paramètres α_w et V_{inj}^* ont été calibrées en négligeant l'influence de l'injection, représentée pour ce faire par un terme source d'une durée de 2700 s.

La procédure de calibration est la suivante : les courbes de restitution sont ajustées en jouant sur un nombre minimum de paramètres. Dans un premier temps, il s'agit de la porosité efficace (θ_m) et de la dispersivité longitudinale (α_L). Si cela ne donne pas de résultat satisfaisant, un ajustement meilleur est tenté en prenant en compte un effet d'eau immobile, la calibration jouant alors aussi sur la teneur en eau immobile (θ_{im}) et le coefficient de transfert de premier ordre (α). Dans certains cas, à l'instar de ce qui a été observé lors des tests relatifs à la durée expérimentale d'injection (voir § III.3.5.3), l'étalement important de la courbe de restitution ne permet aucun ajustement parfait des premières arrivées. Dans ce cas, la calibration est basée sur l'ajustement de la position (temps modal) et de l'atténuation du pic de restitution.

Il faut noter que, par manque d'une méthode automatique d'ajustement des courbes de restitution, toutes les calibrations ont été réalisées manuellement. Cette façon de faire ne permet pas de tester les corrélations entre paramètres de calibration. Elle ne garantit donc pas l'unicité des solutions obtenues, ni que l'ajustement est effectivement le meilleur. A posteriori, même si quelques petites anomalies seront parfois perceptibles, la cohérence des résultats et les tendances assez nettes qui s'en dégagent permettront de supposer que les ajustements réalisés sont acceptables.

Les résultats de ces calibrations sont présentés sous différentes formes. La comparaison des courbes « réelles » et calibrées est présentée aux figures III.3.14 (a à f).

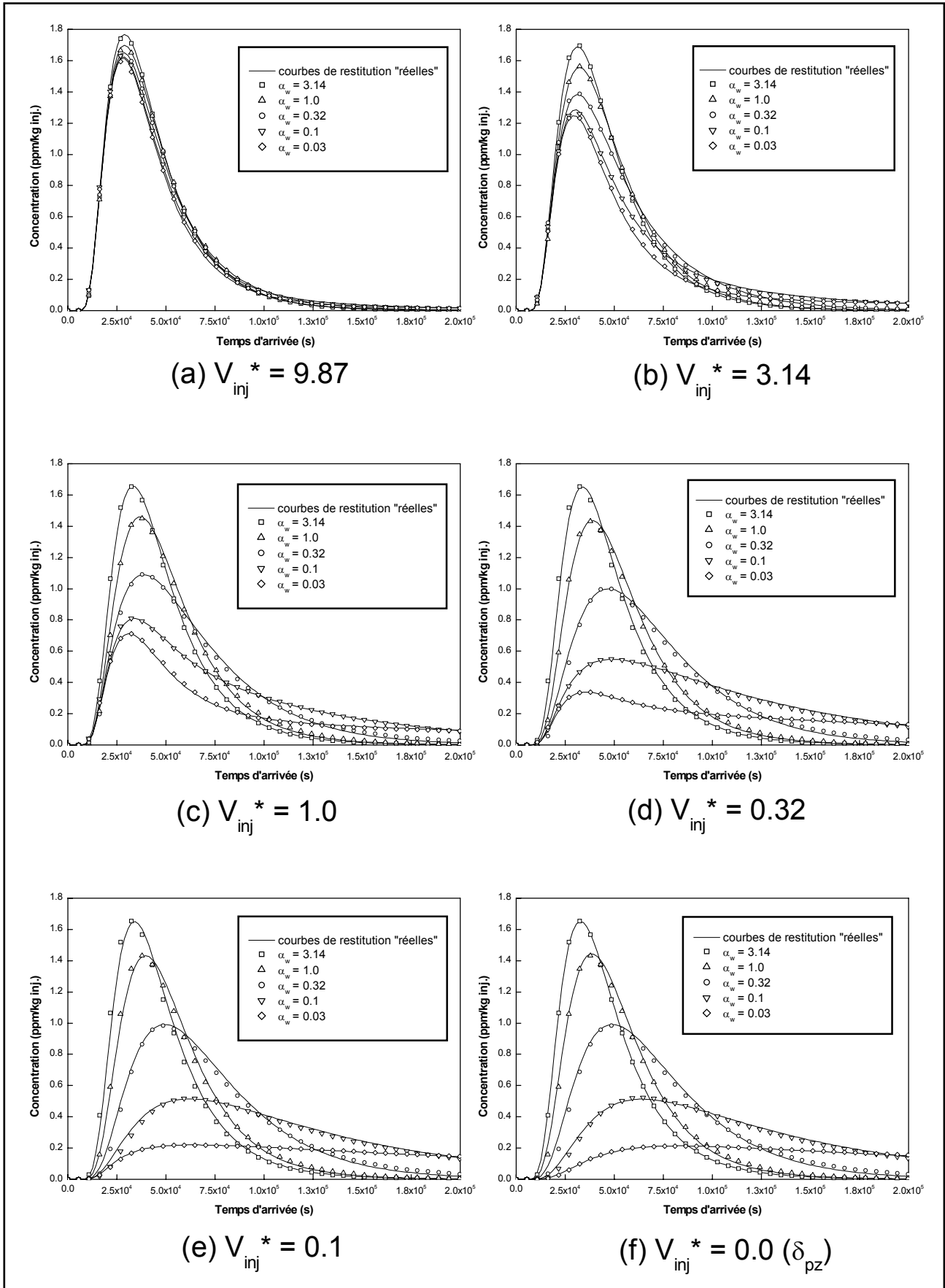


Figure III.3.14. Comparaison des réelles courbes de restitution « réelles » et « calibrées »

Le tableau III.3.4 reprend les paramètres hydrodispersifs utilisés pour chaque calibration. La trame des cellules de ce tableau est représentative du type de calibration utilisé pour l'ajustement : les cellules pour lesquelles les valeurs sont en **gras** sont relatives aux cas pour lesquels il a été nécessaire de considérer un effet d'eau immobile (modèle MIM), les cellules pour lesquelles les valeurs sont en **gras italique** sont relatives aux cas pour lesquels seul un ajustement du temps modal et de l'atténuation du pic de restitution a été possible, les cellules pour lesquelles les valeurs sont en **italique** sont relatives à des cas pour lesquels un ajustement satisfaisant a pu être obtenu en jouant uniquement sur la porosité efficace et la dispersivité longitudinale (modèle AD),.

		Paramètre	Coefficient de distorsion α_w				
			0.03	0.10	0.32	1.00	3.14
Volume de mélange V_{inj}	0.00	θ_m	0.260	0.133	0.085	0.063	0.054
		α_L	5.20	3.80	2.20	1.80	1.85
		θ_{im}	0.097	--	--	--	--
		α	2.50E-06	--	--	--	--
	0.10	θ_m	0.150	0.132	0.085	0.063	0.054
		α_L	6.00	4.00	2.20	1.80	1.85
		θ_{im}	0.110	--	--	--	--
		α	3.05E-06	--	--	--	--
	0.32	θ_m	0.095	0.095	0.082	0.063	0.054
		α_L	4.50	4.0	2.30	1.80	1.85
		θ_{im}	0.150	0.022	--	--	--
		α	2.25E-06	1.6E-06	--	--	--
	1.00	θ_m	0.067	0.065	0.072	0.061	0.054
		α_L	3.00	4.50	2.67	1.88	1.85
		θ_{im}	0.150	0.035	--	--	--
		α	1.03E-06	1.00E-06	--	--	--
	3.14	θ_m	0.054	0.055	0.056	0.055	0.052
		α_L	2.30	2.50	2.62	2.06	1.90
		θ_{im}	0.075	0.025	0.030	0.030	--
		α	3.85E-07	2.80E-07	3.00E-09	3.00E-09	--
9.87	θ_m	0.049	0.049	0.050	0.050	0.050	
	α_L	2.25	2.25	2.25	2.15	2.00	
	θ_{im}	0.040	0.010	0.040	0.040	--	
	α	1.10E-07	7.00E-08	2.00E-08	5.00E-09	--	

Tableau III.3.4. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution en négligeant l'influence de l'injection

La figure III.3.15 (a à d) présente l'évolution des différents paramètres de transport ($\theta_m, \alpha_L, \theta_{im}, \alpha$), en fonction des deux paramètres relatifs à l'injection (V_{inj}^*, α_w).

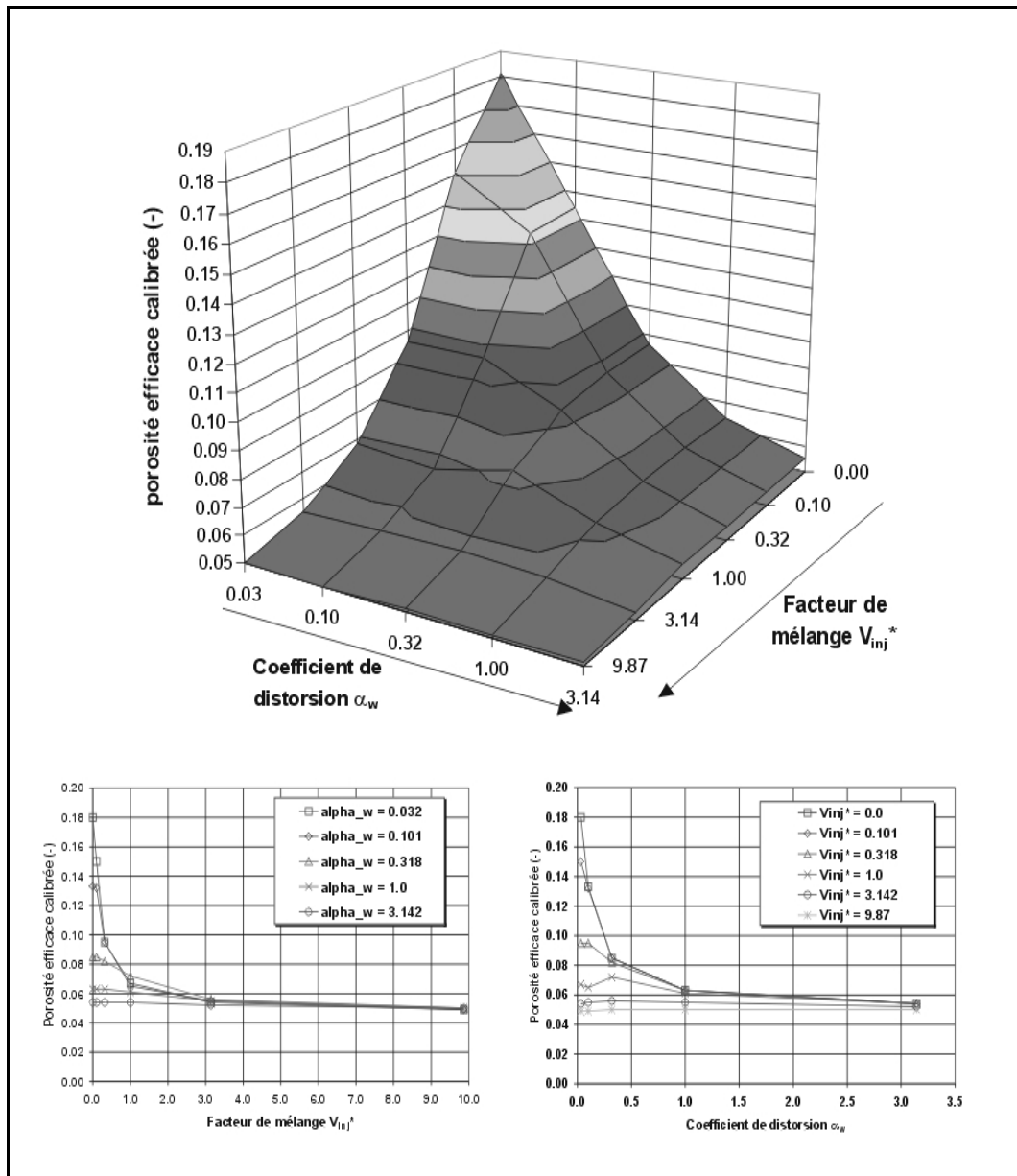


Figure III.3.15a. Evolution de la porosité efficace calibrée en fonction des paramètres du modèle d'injection

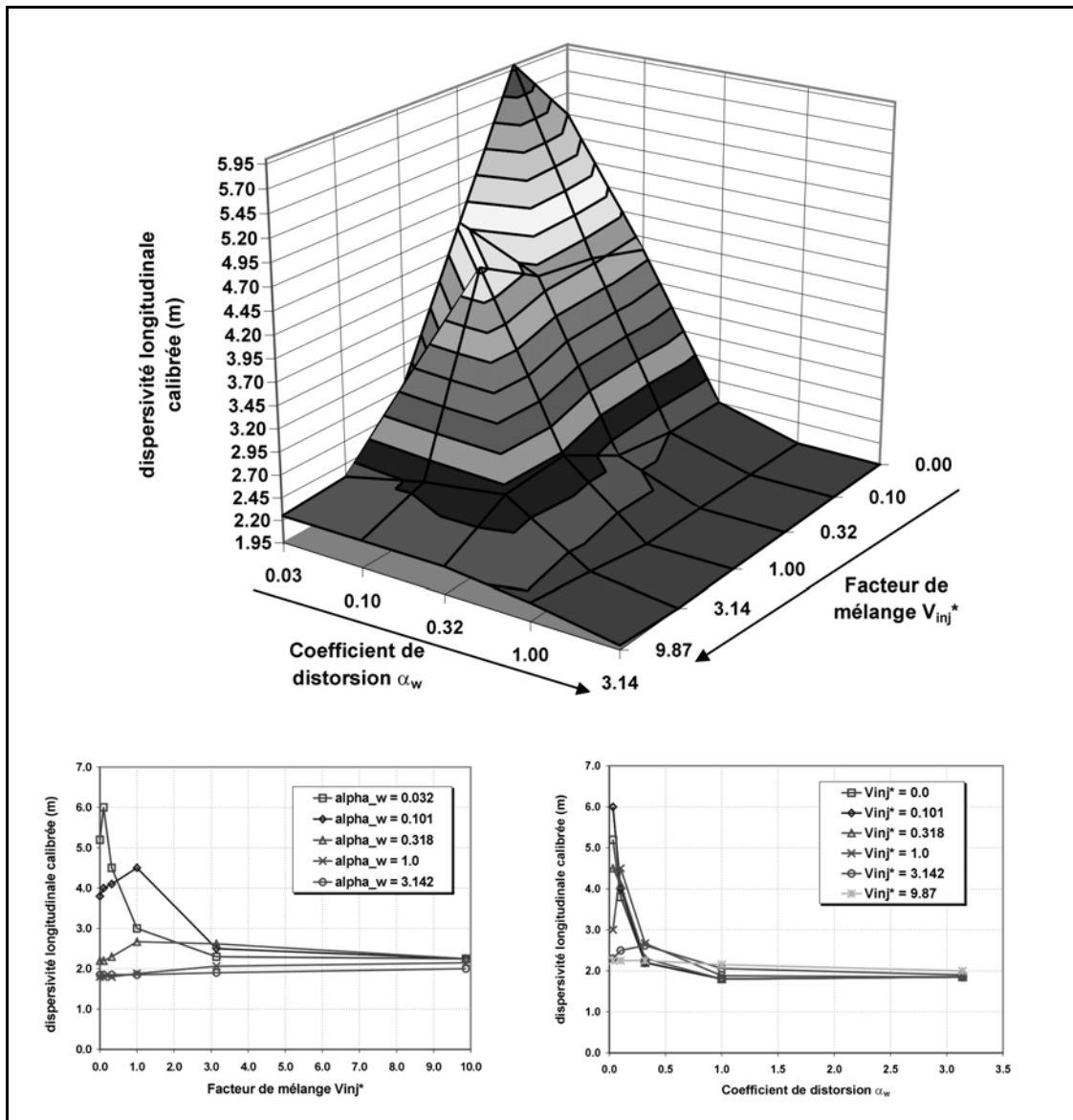


Figure III.3.15b. Evolution de la dispersivité longitudinale calibrée en fonction des paramètres du modèle d'injection

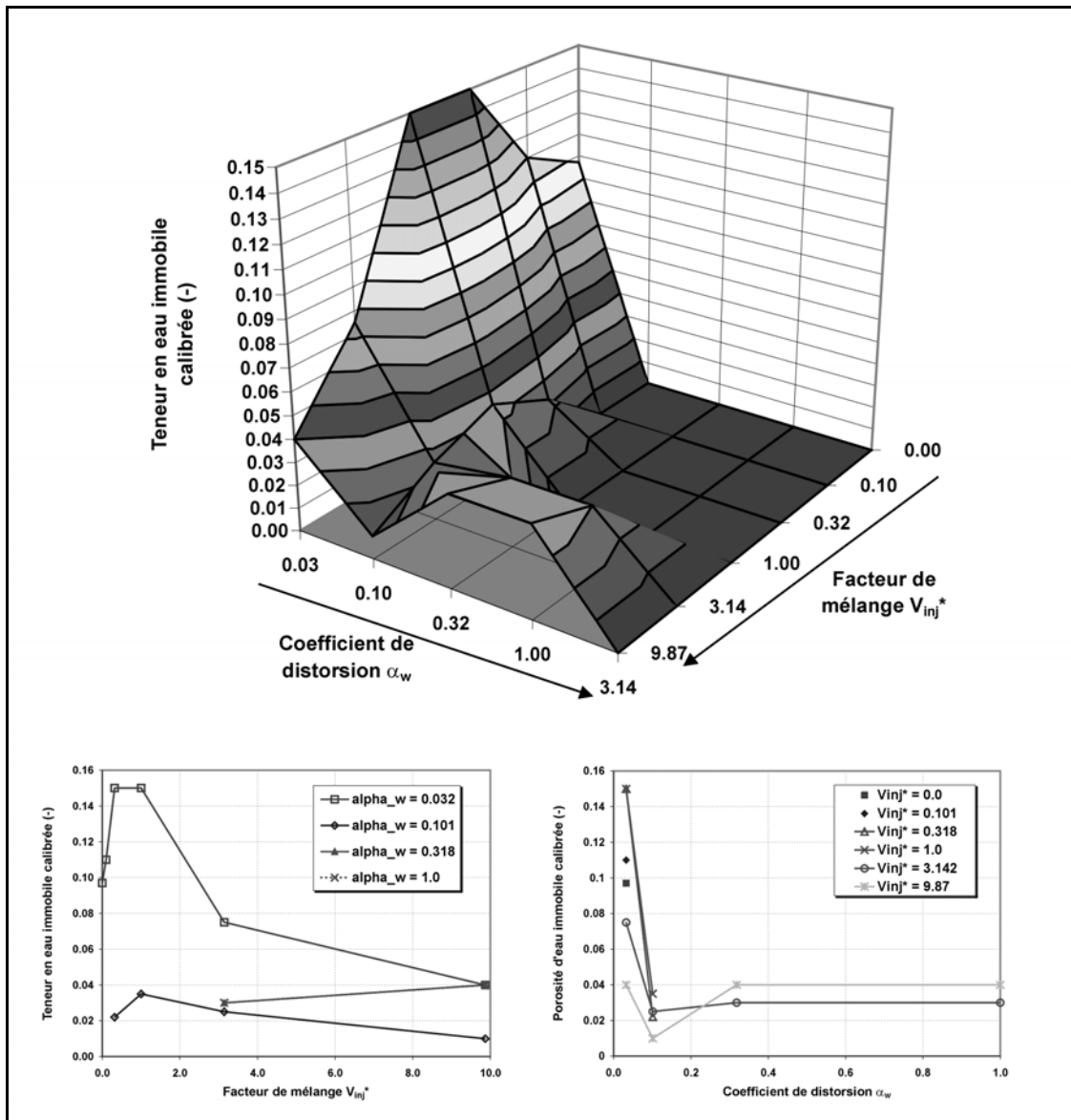


Figure III.15c. Evolution de la porosité d'eau immobile calibrée en fonction des paramètres du modèle d'injection

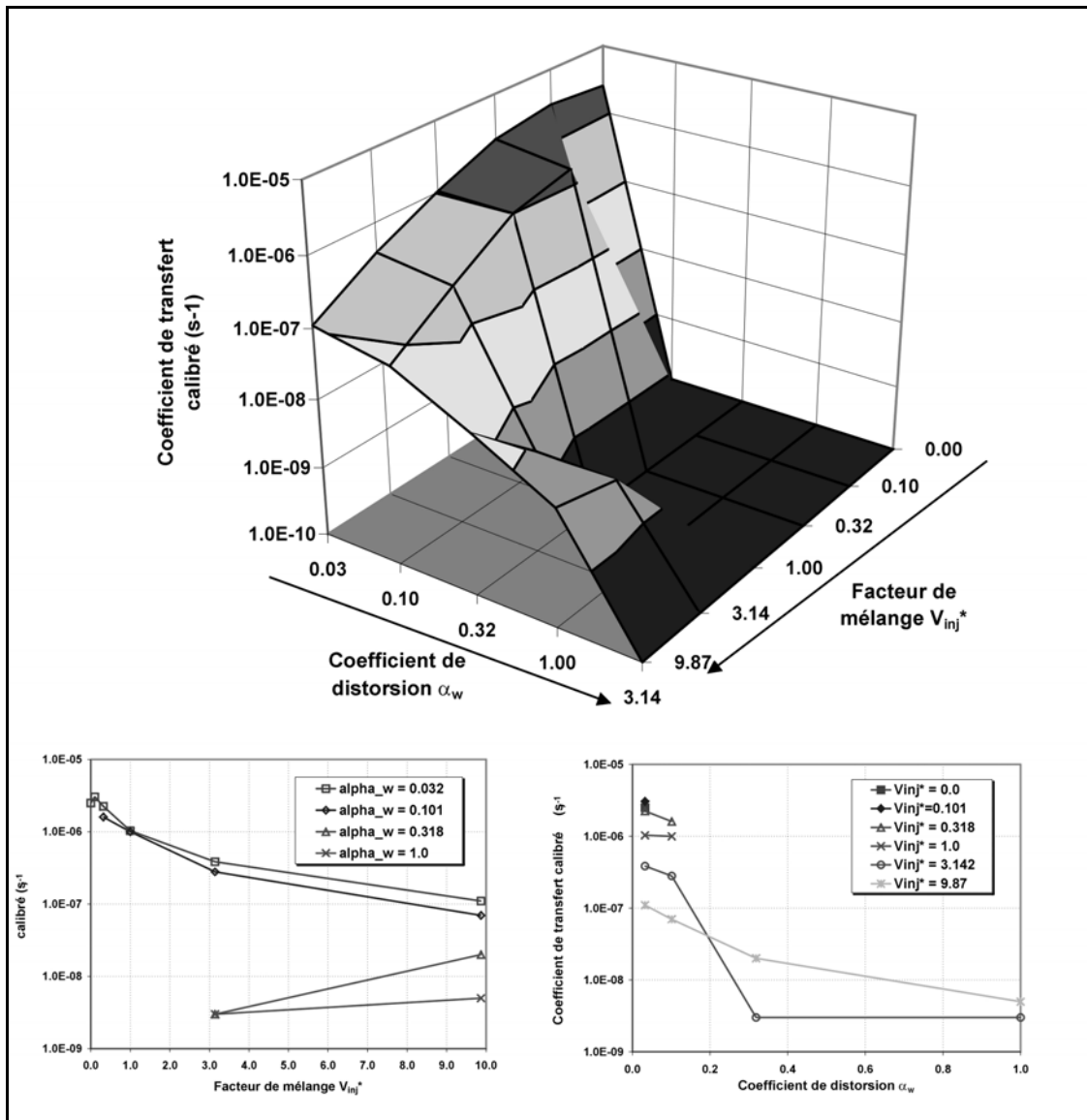


Figure III.3.15b. Evolution du coefficient de transfert calibré en fonction des paramètres du modèle d'injection

Ces tests confirment l'influence très grande que peut avoir la méthode d'injection sur le résultat de l'essai de traçage, tant sur l'allure de la courbe de restitution que du point de vue de l'interprétation qui en est tirée. Une prise en compte peu précise de cette influence peut conduire tant à une estimation erronée de l'amplitude des paramètres de transport qu'à une évaluation erronée du type de processus affectant le comportement du traceur dans le milieu souterrain. En l'occurrence, il s'agit ici de la prise en compte d'un effet d'eau immobile n'existant pas forcément en réalité.

On peut examiner de manière plus détaillée l'influence des processus gouvernant l'injection sur les différents paramètres de transport.

III.3.5.4.5 Influence sur l'évaluation de la porosité efficace

De manière assez générale, la porosité efficace calibrée est surévaluée. Cette surévaluation est d'autant plus grande que le facteur de mélange V_{inj}^* est petit (petit volume de traceur par rapport au volume d'eau présent dans le puits d'injection) et que le débit de transit au travers des crépines, représenté ici par le coefficient de distorsion α_w , est faible. La conjonction de ces deux effets conduit au piégeage prolongé du traceur dans le puits d'injection. Le traceur est libéré progressivement, au cours du temps, et arrive de manière différée et étalée au puits de pompage, nécessitant la définition d'une porosité efficace plus grande afin d'ajuster la courbe de restitution observée.

Le cas test envisagé n'est évidemment pas suffisant pour quantifier de manière complète l'effet de l'injection sur le résultat du traçage, mais il est suffisant pour montrer que l'erreur sur l'évaluation de la porosité efficace peut être très grande. Pour le cas extrême de ce test (quand $V_{inj}^* = 0$ et $\alpha_w = 0.032$), la porosité efficace calibrée est surestimée d'un facteur 3,6 ($\theta_m = 18\%$ au lieu de 5%).

On remarque également que, pour des valeurs faibles du coefficient de distorsion et des facteurs de mélange élevés, la calibration conduit à une légère sous évaluation de la porosité efficace (4,9% au lieu de 5%). La différence est toutefois minime et des tests supplémentaires devraient être réalisés afin de vérifier que le processus d'injection peut, dans ces cas, être la source d'une erreur importante de sous évaluation de la porosité efficace.

III.3.5.4.6 Influence sur l'évaluation de la dispersivité longitudinale

De manière assez similaire à ce qui est observé pour la porosité efficace, on constate que, suite à l'effet de piégeage du traceur dans le puits d'injection, la dispersivité longitudinale calibrée augmente avec la diminution des paramètres (V_{inj}^* et α_w) gouvernant le processus d'injection. Pour des facteurs de mélange faibles et des flux de transit relativement élevés, la dispersivité longitudinale tend à être sous estimée. Il s'agit cependant de cas pour lesquels la calibration ne permet de reproduire que le temps modal et l'atténuation du pic de restitution, sans ajustement précis de la première arrivée du traceur. La même observation a été faite à l'occasion des tests de sensibilité sur la durée expérimentale d'injection. Cette similitude de comportement tend à faire penser que si le facteur de mélange est petit, le profil réel d'injection tend vers un échelon dont la durée équivalente dépend du débit de transit traversant le puits d'injection.

La tendance globale est à une surévaluation de la dispersivité avec l'augmentation de l'effet de piégeage à l'injection. Toutefois, pour α_w constant et V_{inj}^* variable, la dispersivité calibrée passe généralement par un maximum, pour un couple intermédiaire des paramètres gouvernant l'injection.

Il faut remarquer que la valeur de la dispersivité est également influencée par la prise en compte d'un effet d'eau immobile fictif. En effet, l'ajustement d'une courbe de restitution avec un

modèle AD nécessite l'utilisation d'une dispersivité plus élevée que l'ajustement de la même courbe avec un modèle MIM, pour lequel une partie de la dispersion est implicitement intégrée dans l'effet d'eau immobile. Cet effet a été constaté lors de l'ajustement de certaines courbes de restitution pour lesquelles deux solutions ont été obtenues, une en considérant le modèle AD, l'autre en considérant le modèle MIM (fig.III.3.16 et tableau III.3.5). Dans ces cas, la dispersivité longitudinale calibrée à l'aide du modèle AD est plus importante que celle obtenue lors de l'ajustement avec le modèle MIM. Pour rappel (v. chapitre II.3), la représentation de l'effet d'eau immobile par un terme de dispersion modifié a été discuté par PASSIOURA & ROSE. (1971).

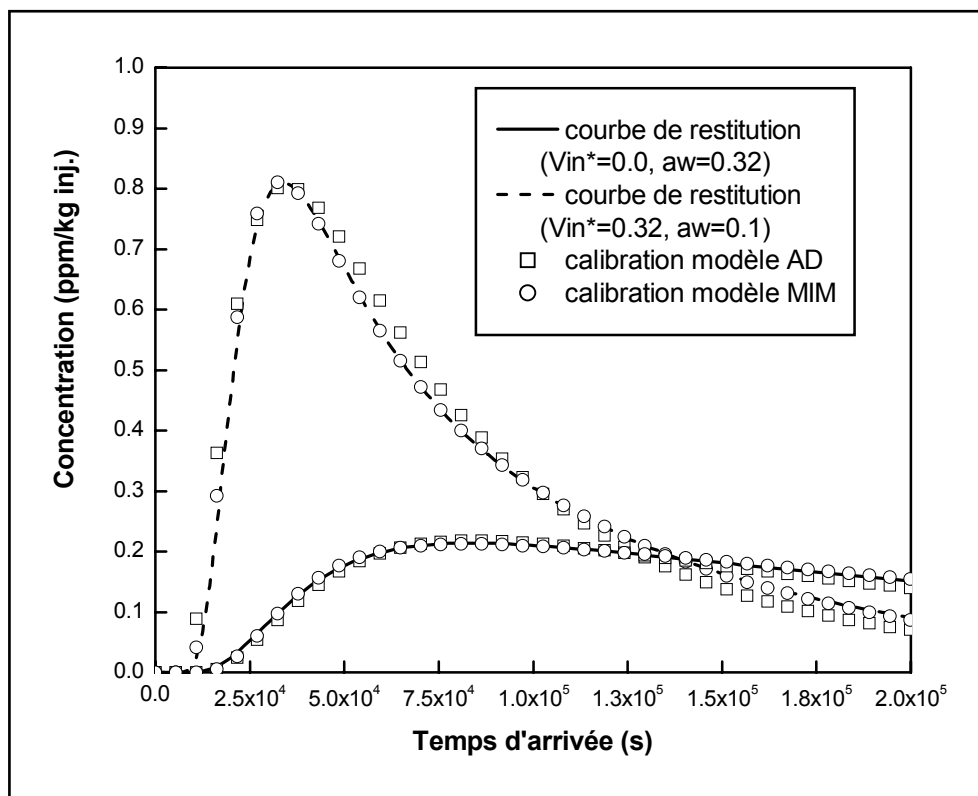


Figure III.3.16. Ajustement de quelques courbes de restitution à l'aide des modèles AD et MIM

Paramètres d'injection		Modèle AD		Modèle MIM			
V_{in}^*	α_w	θ_m	α_L	θ_m	α_L	θ_{im}	α
0	0.03	0.26	8	0.18	5.2	0.097	2.5×10^{-6}
0.32	0.10	0.08	5	0.065	4.5	0.035	1.0×10^{-6}

Tableau III.3.5. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer certaines courbes de restitution à l'aide des modèles AD et MIM

Le test ne suffit à nouveau pas à évaluer de manière complète l'effet de l'injection sur l'évaluation de la dispersivité mais il démontre que cette influence peut être grande : dans le cas extrême, la dispersivité est surévaluée d'un facteur 4 (8 m au lieu de 2 m).

III.3.5.4.7 Effet d'eau immobile fictif

Une représentation peu précise de l'injection du traceur peut non seulement conduire à une quantification erronée des paramètres hydrodispersifs mais aussi, et de manière beaucoup plus fondamentale, à la considération de processus qui n'ont pas forcément cours au sein du milieu souterrain.

Comme attendu, le pseudo effet d'eau immobile se marque principalement pour des valeurs faibles du flux de transit et des valeurs intermédiaires du facteur de mélange. La faible intensité du débit de transit permet une différenciation nette entre les composantes « rapides » (la part de traceur qui quitte le puits pendant l'injection proprement dite) et « lentes » (la part de traceur qui, étant piégée à l'injection, migre de manière différée vers le pompage). Une valeur intermédiaire de V_{in}^* contribue à distribuer équitablement la masse de traceur entre les deux composantes, exacerbant de la sorte le caractère « dual » de la migration du soluté.

Pour les cas extrêmes, il est généralement possible de reproduire la courbe de restitution avec un modèle AD considérant des paramètres modifiés (porosité efficace et dispersivité). On retrouve à nouveau la continuité entre les modèles advection – dispersion, advection – dispersion avec effet d'eau immobile et advection – dispersion modifié, déjà mentionnée au chapitre II.6. La composante cinétique est nécessaire dans des gammes intermédiaires de paramètres (ici les paramètres gouvernant l'injection), si l'on souhaite reproduire de manière précise l'ensemble de la courbe de restitution.

L'amplitude des paramètres calibrés sur la base de la courbe de restitution obtenue (coefficient de transfert α et porosité d'eau immobile θ_{im}) restant dans des gammes de valeurs tout à fait réalistes, il ne serait pas possible de rejeter l'hypothèse de l'existence d'un effet d'eau immobile dans le milieu testé sous le prétexte que les valeurs calibrées sont physiquement peu représentatives.

III.3.5.5 Conclusions relatives à l'influence des conditions d'injection et des interactions puits – aquifère sur l'allure et l'interprétation des courbes de restitution

L'étude numérique proposée dans le but d'évaluer l'influence des processus physiques gouvernant l'injection et les interactions puits – aquifère a permis de tirer quelques conclusions qualitatives et quantitatives très intéressantes.

La comparaison des résultats de ces tests avec les résultats relatifs à l'influence de la durée expérimentale d'injection montre très clairement la sensibilité beaucoup plus grande de la courbe de restitution aux conditions physiques liées à l'injection plutôt qu'à la durée expérimentale de cette

même injection. Pour qu'une influence se marque, cette durée doit être relativement grande vis-à-vis du temps de transfert du traceur entre l'injection et le puits de reprise, alors que l'influence sur le résultat du traçage des processus physiques gouvernant l'injection du traceur et les interactions puits - aquifère peut pratiquement être considérée comme inévitable.

Le test proposé s'avère suffisant pour mettre en évidence une série de pièges qui attendent l'expérimentateur lors de l'interprétation s'il néglige de contrôler l'évolution de la concentration à l'injection et de considérer la complexité de l'interaction entre le puits d'injection et l'aquifère. Non seulement l'interprétation du résultat, en terme de paramètres hydrodispersifs, risque d'être entachée d'erreurs qui peuvent être importantes (généralement une surestimation de la porosité efficace et de la dispersivité), mais en plus, cette interprétation tendra à considérer ou à surévaluer des processus physiques (ou chimiques puisque l'on pourrait tout aussi bien attribuer les pseudo effets cinétiques observés à un caractère sorptif hypothétique du traceur utilisé) qui n'ont peut-être pas cours, en l'occurrence ici un effet d'eau immobile.

A côté des avantages multiples déjà établis dans les chapitres III.1 et III.2, ces quelques conclusions justifient encore plus l'emploi de la nouvelle formulation proposée.

Pour tirer des conclusions plus générales, il serait utile de réaliser des tests en faisant varier les paramètres réels de l'aquifère (porosité, dispersivité, ...), la distance d'injection et/ou le débit de pompage, ...

III.4 Conclusions relatives à la troisième partie

L'objectif des développements présentés dans cette troisième partie était d'étudier sur le plan théorique l'influence que peuvent avoir les conditions expérimentales de réalisation d'un essai de traçage sur l'allure de la courbe de restitution et l'interprétation qui en est tirée en termes de quantification des paramètres hydrodispersifs et de caractérisation des effets de retard. Partant du constat que les formalismes mathématiques classiquement utilisés pour représenter l'injection du traceur sont peu précis et qu'ils ne permettent pas de considérer l'entière complexité du problème, il s'est avéré nécessaire de développer une nouvelle approche mathématique et numérique pour modéliser l'injection.

L'approche proposée est complète dans le sens où elle considère l'ensemble des facteurs essentiels susceptibles de jouer un rôle sur l'évolution de l'injection du traceur dans l'aquifère (effets de mélange et de piégeage, effets de distorsion, hétérogénéité verticale, ...). Elle est aussi physiquement correcte puisque seuls des principes physiques (conservation, ...) sont utilisés. Par comparaison, BÄUMLE *et al.* (2000) proposent l'emploi d'un formalisme mathématique souple mais tout à fait empirique pour représenter la fonction d'entrée du traceur dans un aquifère. CARLIER (1999) propose également une formulation mathématique pour représenter l'injection du traceur. Toutefois, si celle-ci repose sur un principe de conservation de la masse à l'injection elle est à nouveau tout à fait empirique. L'approche proposée ici ne se base elle sur aucun postulat mathématique empirique.

Le contexte général de cette analyse est l'interprétation d'essais de traçage en écoulement radial convergent. Cependant, au vu du formalisme du modèle et des exemples proposés, il est clair que l'approche a une portée bien plus générale, son champ d'application couvrant tous les problèmes pour lesquels les interactions puits - aquifère se posent : les échantillonnages dans des puits, les différentes méthodes d'essais de traçage, ... Elle ouvre également de nombreuses perspectives de développement des techniques de traçage en milieu souterrain. On a en effet montré qu'il était possible de généraliser les techniques de traçage par puits unique (dilution ponctuelle, ...) mais aussi de développer une méthode générale combinant différentes techniques de traçage.

Dans le cadre des objectifs plus directs de la recherche (quantification des effets de retard), des conclusions très intéressantes ont pu être tirées sur le plan de l'influence des conditions expérimentales d'injection du traceur sur le résultat de l'essai de traçage. Négliger ces aspects lors de l'interprétation peut conduire à une évaluation erronée des paramètres hydrodispersifs (porosité efficace, ...) mais aussi et surtout à considérer des processus de retard (effet d'eau immobile ou adsorption) qui n'ont pas forcément cours en réalité. On comprend mieux maintenant l'intérêt de considérer de manière précise l'influence de l'injection, avant même de s'intéresser à la caractérisation des effets de retard, sur base de l'ajustement des courbes de restitution (atténuation des concentrations et queues de restitution prolongées).

En théorie, si l'on souhaite minimiser l'influence des conditions d'injection sur le résultat du traçage, la seule solution envisageable est d'utiliser un volume de fluide traceur (V_{inj}) très grand par rapport au volume d'eau présent dans l'ouvrage (V_w), un facteur 10 semblant être un minimum. Toutefois, même dans ce cas, il n'est pas garanti que le résultat ne sera pas entaché par une certaine influence de l'injection. En pratique, il n'est pas toujours évident de pouvoir assurer de telles conditions expérimentales : les points d'injection ne sont pas toujours idéalement situés (accessibilité, ...) et, si le volume d'eau au sein du tubage d'injection est élevé, il est difficile de disposer de la quantité d'eau nécessaire. Il semble donc préférable, voire beaucoup plus simple, de suivre l'évolution de la concentration dans le puits d'injection et de représenter explicitement et précisément la fonction d'entrée plutôt que d'essayer de minimiser son influence, d'autant plus que l'interprétation ultérieure de cette fonction d'entrée peut fournir des résultats très intéressants au voisinage du puits d'injection (vitesse d'écoulement, ...).

Bien sûr, comme cela a été expliqué au chapitre III.3, plus le temps de transfert entre les puits d'injection et de reprise est important, moins l'influence de l'injection se fait ressentir sur la courbe de restitution. Il serait intéressant de réaliser des tests complémentaires avec le modèle de manière à préciser dans quelles conditions de « terrain » l'influence de l'injection est particulièrement susceptible de se marquer (en fonction des distances de traçage, des propriétés hydrodispersives de l'aquifère, ...).

A l'annexe 4, une proposition de méthodologie générale de planification, réalisation et interprétation des essais de traçage, en fonction d'une série de critères pratiques et de contraintes, est ébauchée. Cette méthodologie repose sur les développements présentés dans ce chapitre et sur l'expérience acquise à l'occasion de divers essais de traçage, parmi lesquels ceux qui ont été réalisés à Hermalle-sous-Argenteau, décrits dans la quatrième partie de ce travail.

Dans la continuité de ces résultats théoriques et numériques, la partie IV de ce travail présente les résultats d'une étude expérimentale dont l'objectif premier a été d'évaluer l'influence de l'injection et de la nature des traceurs sur l'allure des courbes de restitution et l'interprétation qui en est tirée. Les résultats de cette étude vont permettre d'illustrer en pratique beaucoup de conclusions tirées sur le plan théorique, tout en mettant en évidence une série d'autres facteurs liés aux conditions expérimentales de traçage également susceptibles d'avoir une influence sur son résultat et l'interprétation qui en est tirée.

Références bibliographiques relatives à la troisième partie

- BAÜMLE, R., HÖTZL, H., WITTHÜSER, K., Flow pattern and transport behaviour of granitic rock intersected by a highly permeable fault zone, *Tracers and Modelling in Hydrogeology*, proceedings de *TraM'2000* (Liège, Belgique), ed. A. Dassargues, IAHS Press, IAHS Publication n°262, Wallingford, Oxfordshire, UK, 283-288, 2000.
- BEAR, J., VERRUIJT, A., Modeling Groundwater Flow and Pollution, D.Reidel Publ. Company, Kluwer Academic Publ., Dordrecht, Pays-Bas, 414 p., 1987.
- BIDAUX, P., TSANG, C.-F., Fluid flow patterns around a well bore or an underground drift with complex skin effects, *Water Resour. Res.*, 27(11), 2993-3008, 1991.
- BROUYÈRE, S., RENTIER, C., About the influence of the injection mode on tracer test results, *Tracer Hydrology 97*, proceedings de *Water Tracing 97* (Portorose, Slovénie), ed. A. Kranjc, Balkema, Rotterdam, NL, 11-17, 1997.
- CARLIER, E., Propagation d'un traceur en milieu poreux pour des fonctions d'entrée quelconques et dans un champ de vitesses variables, *Ann. Soc. Géol. du Nord.*, 2(6), 149-154, 1999.
- CHEN C.-S., Analytical solutions for radial dispersion with Cauchy boundary at injection well, *Water Resour. Res.*, 23(7), 1217-1224, 1987.
- DASSARGUES, A., BROUYÈRE, S., CARABIN, G., 2D and 3D groundwater simulations to interpret tracer test results in heterogeneous geological contexts, *Tracer Hydrology 97*, proceedings de *Water Tracing 97* (Portorose, Slovénie), ed. A. Kranjc, Balkema, Rotterdam, NL, 397-403, 1997.
- DROST, W., KLOTZ, D., KOCH, A., MOSER, H., NEUMAIER, F., RAUERT, W., Point dilution methods of investigating ground water flow by means of radioisotopes, *Water Resour. Res.*, 4(1), 125-146, 1968.
- GUVANASEN, V., GUVANASEN, V., An approximate semianalytical solution for tracer injection tests in a confined aquifer with a radially converging flow field and finite volume of tracer and chase fluid, *Water Resour. Res.*, 23(8), 1607-1619, 1987.
- HAERENS, B., BROUYÈRE, S., DASSARGUES, A., Detailed calibration of a deterministic transport model on multi-tracer tests: analysis and comparison with semi-analytical solutions, proceedings de *MODEL CARE'99* (Zürich, CH), 319-324, 1999.
- HAVELY, E., MOSER, H., ZELLHOFER, O., ZUBER, A., Borehole dilution techniques: a critical review, *Isotopes in Hydrology*, I.A.E.A., Vienna, Autriche, 531-564, 1967.
- HOFFER, B., BROUYÈRE, S., DASSARGUES, A., MONJOIE, A., Etude des zones de protection du captage S.W.D.E. à Amay : Essais de traçage, rapport LGIH-SWDE/972 (non publié), 18p, 1997.
- KLOTZ, D., MOSER, H., TRIMBORN, P., Single-borehole techniques; present status and examples of recent applications, *Proceedings Symposium IAEA à Neuherberg*, 159-179, 1978
- LACOMBE, S., SUDICKY, E. A., FRAPE, S. K., UNGER, J. A., Influence of leaky boreholes on cross-formational groundwater flow and contaminant transport, *Water Resour. Res.*, 31(8), 1871-1882, 1995.

-
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion : A Laplace transform solution, *Water Resour. Res.*, 25(3), 439-447, 1989.
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion in a double-porosity aquifer with fracture skin: Analytical solution and application to a field experiment in fractured chalk, *Water Resour. Res.*, 31(8), 1823-1835, 1995.
- NOVAKOWSKI, K. S., An evaluation of boundary conditions for one-dimensional solute transport, 1. Mathematical development, *Water Resour. Res.*, 28(9), 2399-2410, 1992a.
- NOVAKOWSKI, K. S., An evaluation of boundary conditions for one-dimensional solute transport, 2. Column experiments, *Water Resour. Res.*, 28(9), 2411-2423, 1992b.
- PARKER, J. C., VAN GENUCHTEN, M. TH., Flux-averaged and volume-averaged concentrations in continuum approaches to solute transport, *Water Resour. Res.*, 20(7), 866-872, 1984.
- ROBBINS, G. A., Influence of using purged and partially penetrating monitoring wells on contaminant detection, mapping and modeling, *Ground Water*, 27(2), 155-162, 1989.
- SUDICKY, E. A., UNGER, A. J. A., LACOMBE, S., A noniterative technique for the direct implementation of well bore boundary conditions in three-dimensional heterogeneous formations, *Water Resour. Res.*, 31(2), 411-415, 1995.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., PARKER, J. C., Boundary conditions for displacement experiments through short laboratory soil columns, , *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 48, 703-708, 1984.
- WU, Y. S., FORSYTH, P. A., JIANG, H., A consistent approach for applying numerical boundary conditions for multiphase subsurface flow, *J. Cont. Hydrol.*, 23, 157-184, 1996.
- ZLOTNIK, V. A., LOGAN, J. D., Boundary conditions for convergent radial tracer tests and effect of well bore mixing volume, *Water Resour. Res.*, 32(7), 2323-2328, 1996.

IV QUATRIÈME PARTIE

INFLUENCE DES CONDITIONS

EXPÉRIMENTALES SUR LES RÉSULTATS

DE TRAÇAGES ET LEUR INTERPRÉTATION

CAMPAGNE D'ESSAIS DE TRAÇAGE DANS LA PLAINE

ALLUVIALE DE LA MEUSE À HERMALLE-SOUS-ARGENTEAU

IV.1 Introduction

IV.1.1 Objectifs des essais

L'étude expérimentale menée à Hermalle-sous-Argenteau découle d'une série d'observations réalisées à l'occasion de traçages antérieurs (sur les sites de Vivegnis, d'Anseremme, d'Amay,...), ayant clairement mis en évidence la nécessité de comprendre de quelle manière et jusqu'à quel degré les conditions expérimentales d'injection peuvent avoir une influence sur les résultats d'essais de traçage et sur leur interprétation.

Les développements et les tests présentés dans la troisième section de ce travail (partie III) reposent en fait plus sur les observations et résultats expérimentaux obtenus à Hermalle que l'inverse. Si ces essais de traçage avaient pu être planifiés en fonction des développements théoriques, sans doute auraient-ils été, en partie, réalisés différemment. Néanmoins, on verra que cette étude apporte une contribution significative à la validation de la théorie, ainsi qu'une illustration pratique d'une série de phénomènes prédits par le modèle d'injection.

Lors de ces essais, il a été décidé de s'intéresser également au comportement physico-chimique de quelques traceurs, couramment utilisés en hydrogéologie, de manière à évaluer, en pratique, l'influence de ce facteur sur les résultats des essais de traçage et leur interprétation.

IV.1.2 Choix du site expérimental

Plusieurs critères ont été considérés afin d'arrêter le choix du site expérimental. Tout d'abord, le site de Hermalle-sous-Argenteau est bien équipé : 8 piézomètres et un puits situé au centre du dispositif. Il est également bien situé, à proximité d'un réseau d'égouttage pour l'évacuation de l'eau et d'un pylône électrique permettant un raccordement aisé. De plus, les problèmes relatifs à l'injection ayant été mis en évidence lors de campagnes de traçages dans des graviers alluviaux, il semblait logique de continuer les investigations dans un matériau géologique du même type.

IV.1.3 Organisation de cette partie

Cette quatrième partie décrit d'abord le contexte géologique et hydrogéologique général dans lequel les essais ont été réalisés (partie IV.2). Ensuite, une première analyse, ainsi qu'une interprétation théorique, à la lumière des développements présentés dans la partie III, sont présentées (partie IV.3). Pour terminer, la modélisation numérique des principaux résultats obtenus, réalisée avec le code SUFT3D, est décrite (partie IV.4). Des conclusions sont tirées en termes d'influence de l'injection, de la nature chimique des traceurs et de l'optimisation des techniques de traçage en vue d'en tirer un maximum d'informations (partie IV.5). Les paramètres hydrodispersifs calibrés y sont également discutés.

IV.2 Description du site expérimental de Hermalle-sous-Argenteau

Le site expérimental est situé dans la plaine alluviale, entre la Meuse et le Canal Albert, sur la commune de Hermalle-sous-Argenteau, à environ 10 km au NE de Liège (fig.IV.2.1). Il comporte un puits et huit piézomètres (fig.IV.2.2) réalisés dans le cadre d'une étude antérieure dont le but était de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques des graviers de Meuse et d'évaluer les pertes d'eau du canal Albert (rapport LGIH MTP/901, 1990).

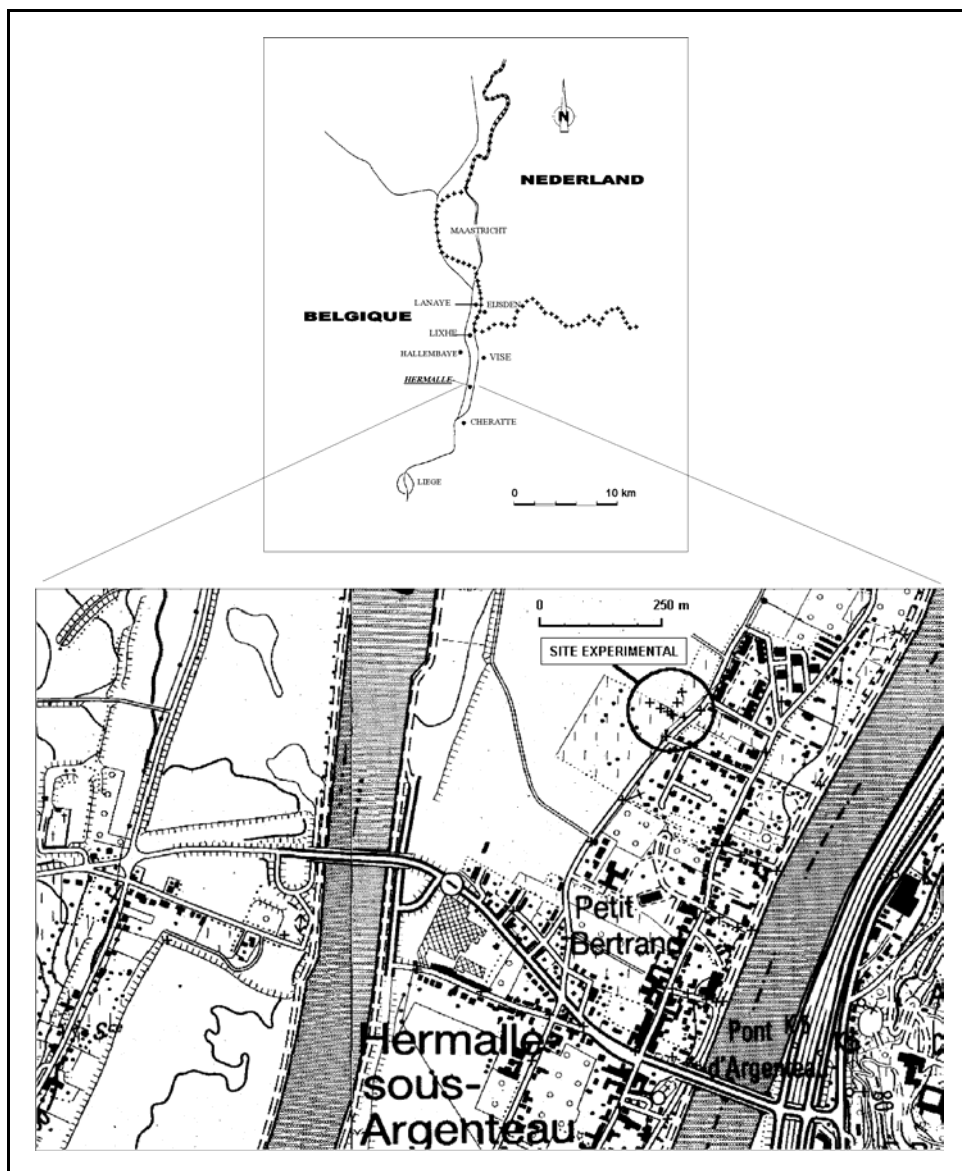


Figure IV.2.1. Plan de situation

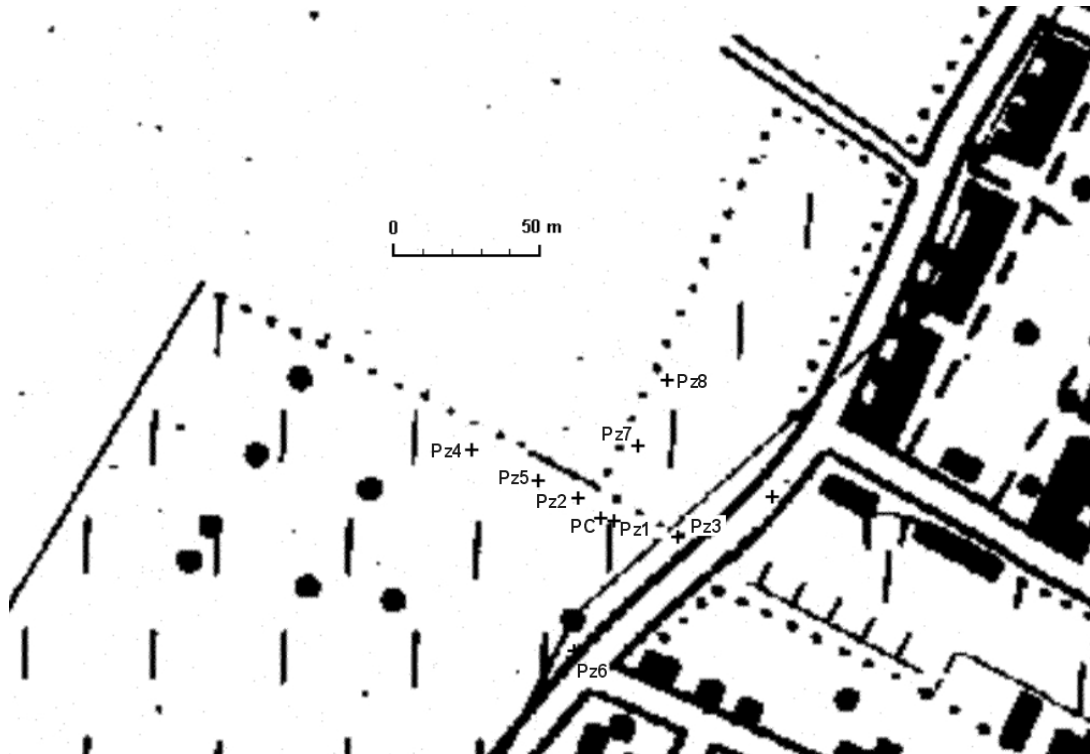


Figure IV.2.2. Plan du site expérimental et équipements

IV.2.1 Cadre géologique général

En aval de Liège, le substratum de la Meuse et de ses versants est constitué par les formations primaires du Viséen et du Houiller (Westphalien, Namurien). Le Viséen affleure sur le versant oriental de la vallée de la Meuse entre Hermalle et Visé. Au nord de Visé, on retrouve les calcaires viséens sous les schistes houillers. Le contact Namurien - Viséen présente une surface extrêmement irrégulière, du fait de l'existence d'un karst fossile, bien développé dans le Viséen : de profondes poches et entonnoirs irréguliers dans lesquels sont descendues les roches du Namurien. A Hermalle-sous-Argenteau, les terrains houillers, de nature schisteuse et gréseuse, sont inclinés de quelques degrés vers le Sud, formant le flanc Sud de l'anticlinal de Visé (fig.IV.2.3). La surface des terrains houillers présente de nombreuses irrégularités locales, dues à des surcreusements par le fleuve.

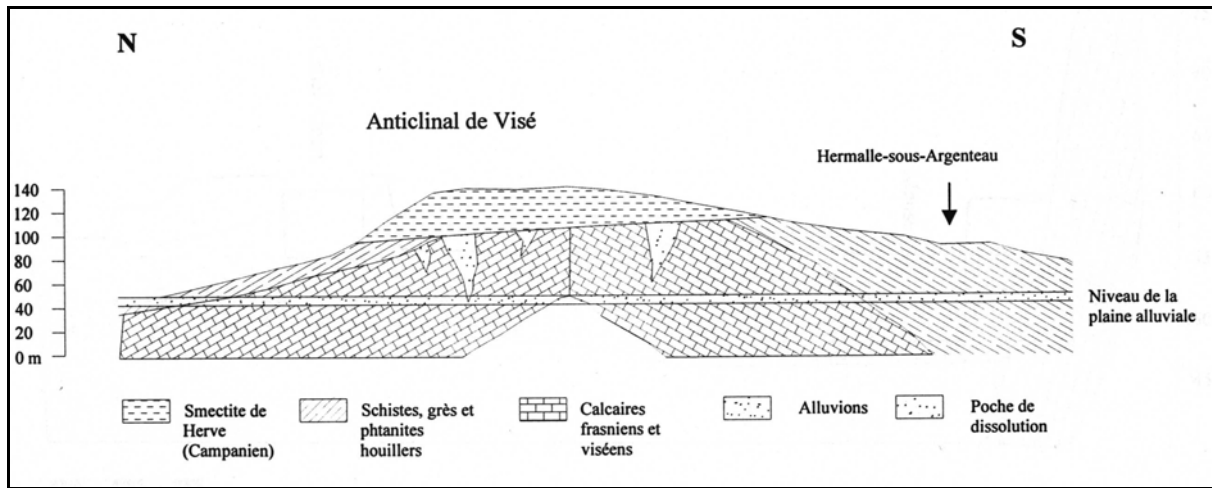


Figure IV.2.3. Coupe géologique schématique en rive droite de la Meuse (d'après HAERENS, 1999)

Au cours du Quaternaire, la Meuse a progressivement entaillé ce substratum. Les dépôts meubles formant une plaine alluviale épaisse de 5 à 15 mètres, sont constitués de haut en bas, de limons fluviatiles (2 à 5 mètres) et de graviers roulés (3 à 10 mètres) dans une matrice sableuse, limoneuse ou argileuse, plus ou moins abondante selon les endroits (fig.IV.2.4). On observe souvent, à la base de ces dépôts meubles, la présence de graviers plus propres, plus grossiers et donc plus perméables. L'hétérogénéité des alluvions témoigne de l'évolution géomorphologique du cours de la Meuse (CALEMBERT, 1964). Localement, les alluvions sont recouvertes ou remplacées par des remblais, dont l'épaisseur peut atteindre plus de 7 mètres.

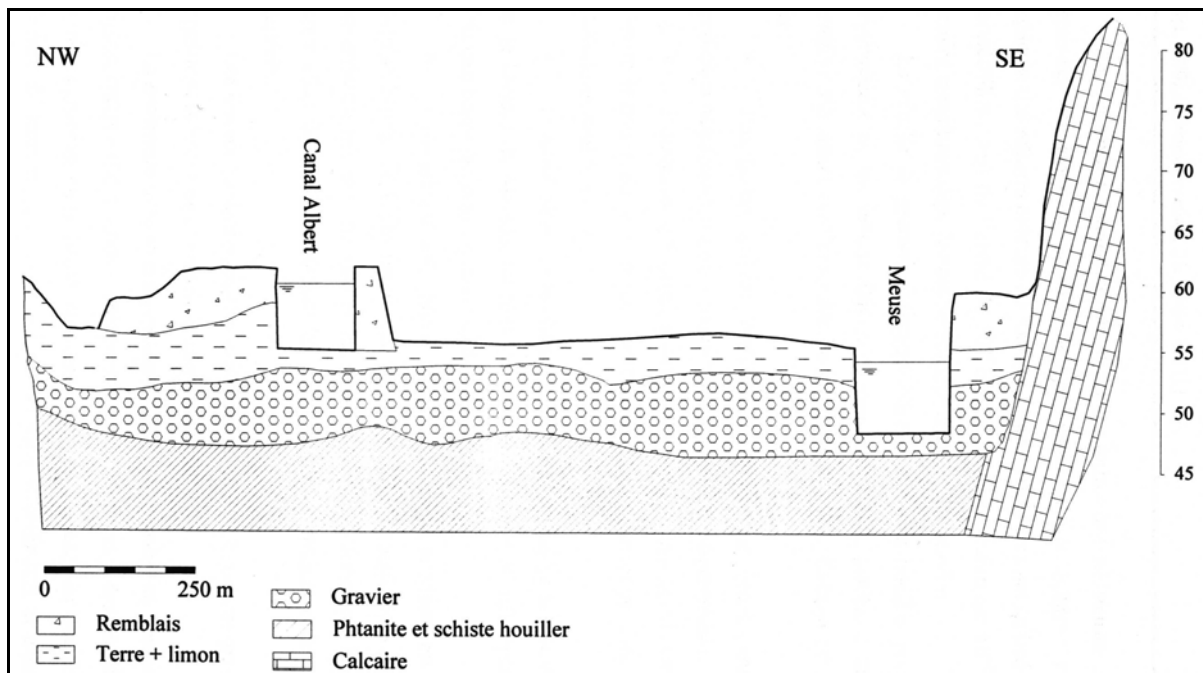


Figure IV.2.4. Coupe géologique transversale à hauteur du site expérimental (d'après HAERENS, 1999)

Les versants sont caractérisés par la présence de limons de pente et de colluvium. Le colluvium présente une composition lithologique variable, fonction de son origine. Il comprend des limons sableux et argileux, mélangés à des fragments plus au moins grossiers de roches de provenances diverses (graviers de terrasse, débris des terrains du Houiller, silex du Secondaire et craies). L'épaisseur du colluvium peut atteindre 20 m au pied des versants.

IV.2.2 Caractéristiques hydrogéologiques régionales

Le bed-rock primaire est constitué par les formations schisteuses et schisto-gréseuses du Houiller. L'altération argileuse des schistes colmate les fissures et recouvre le sommet du bed-rock. Les perméabilités de ces formations sont donc très faibles : de l'ordre de 10^{-8} m.s⁻¹, rarement plus de 10^{-6} m.s⁻¹. Ces terrains constituent la base de la nappe aquifère des graviers.

La couche de graviers, intercalée entre le bed-rock houiller pratiquement imperméable et les limons fluviatiles peu perméables, renferme une nappe aquifère s'étendant sur l'ensemble de la plaine alluviale. Des îlots graveleux très perméables sont entourés par les anciens chenaux de la Meuse, comblés par des matériaux à dominance argileuse ou limoneuse, donc moins perméables.

La nappe aquifère des graviers est alimentée par :

- l'impluvium direct : l'infiltration efficace est conditionnée par le coefficient de perméabilité du recouvrement limoneux semi-perméable ;
- les apports des versants : écoulement hypodermique dans le colluvium et dans le manteau d'altération du substratum, se déversant dans la nappe alluviale en pied de versant ;
- le canal Albert : son niveau de flottaison est calé à la cote de + 60 m par le barrage de Monsin ; le fond du canal (niveau à + 55 m) repose sur les alluvions tantôt limoneuses, tantôt sablo-graveleuses ;
- l'ensemble drain - Meuse : en aval de Liège, la Meuse est canalisée jusqu'au barrage de Lixhe. Par endroits, les murs de quai et les drains influencent fortement les relations nappe alluviale-fleuve, modifiant les gradients piézométriques et les débits de transfert ;

Les limons fluviatiles recouvrant la couche graveleuse sont semi-perméables et constituent la limite supérieure de la nappe aquifère.

L'eau qui circule dans le colluvium et dans la zone fauchée et altérée du bed-rock crée des nappes locales temporaires qui, au pied des versants, alimentent le réseau hydrographique et la nappe alluviale.

IV.2.3 Géologie et hydrogéologie locale

Au droit du site expérimental, la description des forages permet de préciser la géologie. Les dépôts limoneux ont généralement une épaisseur de 1 m, avec des surépaisseurs pouvant aller jusqu'à 4.5 m (piézomètre Pz7). La couche de graviers aquifères a une épaisseur de l'ordre de 7 m (de 5 m au voisinage du piézomètre Pz7 à 9.5 m près du Pz1).

La nappe aquifère est tantôt captive tantôt libre, dépendant de son niveau par rapport à la base des limons surincombants. Le niveau de nappe est légèrement décroché par rapport au fond du canal Albert qui subit de ce fait des pertes au travers du dispositif d'étanchement du fond, lequel repose par endroits directement sur les graviers.

Dans le secteur de Hermalle les valeurs des flux venant du canal ont été estimées de 0.2 à 0.3 $10^{-3} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ par mètre de longueur du canal (rapport LGIH MTP/901, 1990).

Lors de cette étude, l'interprétation des essais de pompage réalisés sur le site a fourni les ordres de grandeur suivants pour les transmissivités:

Transmissivités	12.6×10^{-2} à $53.1 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	en rabattement
	23.6×10^{-2} à $50.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	en remontée
	18.12×10^{-2} à $47.54 \times 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{s}^{-1}$	en régime permanent

Tableau IV.2.1. Ordres de grandeurs des transmissivités déterminées à partir des essais de pompage

En pompage, le cône de rabattement présente une dissymétrie indiquant une influence plus importante vers l'aval. Le rayon d'influence est maximum dans cette direction, atteignant 500 mètres pour un débit de $116 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. En l'absence de tout pompage au puits, entre les piézomètres Pz6 à l'amont et Pz8 à l'aval, le gradient de la nappe est faible, de l'ordre de 0.5%.

IV.3 Description des essais de traçage réalisés

IV.3.1 Introduction

Les essais de traçage se sont déroulés entre le 7 février et le 16 mars 1998. Sur cette période 14 injections ont été réalisées dans 7 des 8 piézomètres disponibles sur le site. Un pompage en continu (à un débit moyen de $52.6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$) a été assuré au puits central de reprise (fig.IV.3.1).

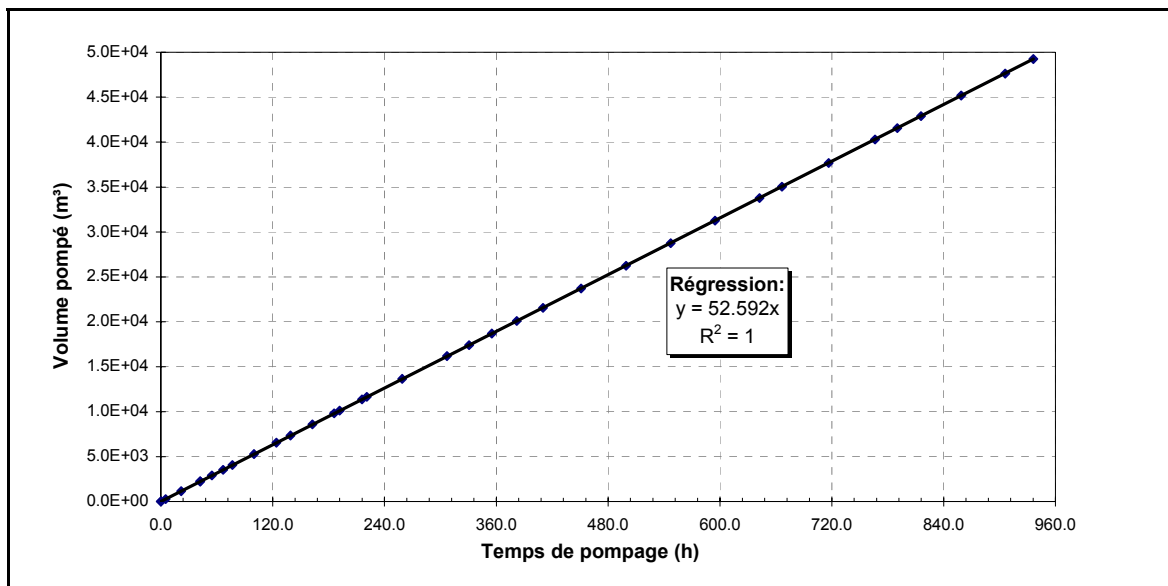


Figure IV.3.1. Volume cumulé d'eau pompé au puits central et débit moyen lors des essais de traçage à Hermalle-sous-Argenteau

Lors de chaque essai de traçage, des échantillons d'eau, servant au dosage des concentrations en traceurs, ont été prélevés au point d'injection (évolution de la concentration à l'injection), aux puits intermédiaires éventuellement disponibles (évolution de la concentration dans l'aquifère) et au puits de pompage (courbe de restitution). Le jeu de données comporte finalement 26 courbes de restitution, 24 évolutions de la concentration à l'injection et 9 suivis d'évolution de la concentration dans l'aquifère, à des points intermédiaires d'observation. Le tableau IV.3.1 synthétise les données générales relatives aux essais réalisés.

Après une description succincte du mode opératoire de réalisation des essais de traçage et des échantillonnages, les injections sont décrites en détails. Un premier examen des résultats, à la lumière des développements présentés au chapitre III, permet de montrer l'excellente adéquation entre les prédictions du modèle d'injection et une série de processus observés, ainsi qu'une première quantification des paramètres relatifs à l'évolution de l'injection. L'examen des courbes permet également de tirer quelques premières conclusions relatives au comportement chimique des traceurs dans les graviers alluviaux.

SYNTHESE DES RESULTATS DES TRACAGES A HERMALLE-SOUS-ARGENTEAU										
Phase	Date	Pz	Dist. (m)	Traceur	Minj (kg)	Tmin (h)	Vmax (m/h)	Tmod (h)	Vmod (m/h)	Tx rest R _F (%)
I	7/02/98	Pz1	4.69	éosine Y	0.02	0.33	14.21	0.67	7.00	100.0
				K ⁺	3.87	0.33	14.21	0.67	7.00	67.5
				NO ₃ ⁻	6.13	0.33	14.21	0.67	7.00	95.5
		Pz2	10.32	rhodamine WT	0.011	0.58	17.79	0.92	11.22	55.8
				Li ⁺	0.88	0.58	17.79	1.08	9.56	76.7
				Cl ⁻	4.50	0.58	17.79	1.08	9.56	98.5
Pz5	25.08	naphtionate	0.20	2.33	10.76	4.00	6.27	77.7		
II	12/02/98	Pz1	4.69	éosine	0.009	0.17	27.59	0.50	9.38	100.0
		Pz5	25.08	naphtionate	0.052	2.33	10.76	4.17	6.01	72.0
	13/02/98	Pz4	49.94	fluorescéine	0.05	16.30	3.06	103.30	0.48	19.0
				rhodamine WT	0.056	16.30	3.06	93.30	0.54	7.0
III	18/02/98	Pz3	27.15	K ⁺	0.47	---	---	---	---	0.0
				I ⁻	1.53	15.25	1.78	41.25	0.66	39.8
				naphtionate	0.05	15.25	1.78	25.25	1.08	3.5
IV	26/02/98	Pz6	46.07	fluorescéine	0.203	6.33	7.28	26.58	1.73	70.2
				rhodamine WT	0.215	8.00	5.76	26.58	1.73	38.1
		Pz5	25.08	naphtionate	0.102	1.92	13.06	4.42	5.67	91.2
				I ⁻	1.68	2.45	10.24	4.70	5.34	89.0
V	5/03/98	Pz5	25.08	naphtionate	0.101	2.75	9.12	6.75	3.72	71.4
				I ⁻	3.86	2.75	9.12	6.75	3.72	97.2
				K ⁺	1.19	7.45	6.18	20.45	2.25	56.0
VI	10/03/98	Pz6	46.07	naphtionate	1.00	7.45	6.18	23.00	2.00	31.6
				I ⁻	3.25	0.65	15.88	0.93	11.10	69.9
		Pz2	10.32	Sr ²⁺	8.217	0.58	17.79	0.93	11.10	44.4
				Cl ⁻	6.655	8.17	3.38	22.17	1.25	83.6
VII	12/03/98	Pz7	27.61	fluorescéine	0.10	0.55	18.76	0.75	13.76	46.3
VIII	16/03/98	Pz2	10.32	rhodamine WT	0.022	0.33	14.21	0.67	7.00	42.0

Tableau IV.3.1. Synthèse des injections réalisées lors des essais de traçage à Hermalle-sous-Argenteau

IV.3.2 Mode opératoire des injections et de l'échantillonnage

IV.3.2.1 *Injection des traceurs*

La quantité utilisée du (des) traceur(s) (masse M_{inj}) est diluée dans un volume d'eau V_{inj} , à une concentration C_{inj} . Le fluide traceur est injecté à mi-profondeur dans le puits, à l'aide d'une canne d'injection, durant une période T_{inj} (durée expérimentale d'injection), à un débit Q_{inj} . Après l'injection, un volume V_{ch} d'eau claire est injecté pendant une durée T_{ch} , à un débit Q_{ch} , afin de favoriser la chasse du traceur vers l'aquifère.

Pendant et après l'injection du traceur, une homogénéisation de la concentration est assurée dans le puits d'injection par pompage et ré-injection simultanée de l'eau dans l'ouvrage.

IV.3.2.2 Echantillonnages

Au puits de reprise, les échantillons sont prélevés automatiquement dans l'eau pompée. L'intervalle d'échantillonnage est variable, de quelques minutes à quelques heures, en fonction de la distance entre le piézomètre d'injection utilisé et le puits de reprise et du temps écoulé depuis l'injection.

Au piézomètre d'injection, les échantillons sont prélevés grâce au dispositif d'homogénéisation. Généralement, du fait des concentrations très élevées, aucun échantillon n'a été prélevé durant l'injection proprement dite, afin d'éviter qu'une quantité importante de traceur ne soit soustraite à cette occasion.

Aux puits intermédiaires d'observation (ex : le Pz2 situé entre le Pz5 et le puits de pompage), soit les échantillons sont prélevés grâce à une circulation de l'eau par pompage et ré-injection, soit après le pompage de 10 à 20 litres d'eau. On verra que les concentrations obtenues par ces trois modes de prélèvement montrent des différences importantes, provenant essentiellement de la complexité de l'interaction piézomètre - aquifère, tel que cela a été expliqué au chapitre III.1.

IV.3.3 Canevas général de la description des injections réalisées

Dans le but de rendre plus aisée la comparaison des résultats en terme d'influence de l'injection, ceux-ci ont été groupés par puits d'injection. On présentera :

- les schémas d'injection considérés ;
- une analyse en terme d'évolution de la concentration à l'injection ;
- une analyse en terme d'influence de l'injection sur le résultat du traçage ;
- l'examen du comportement physico-chimique des traceurs utilisés.

Pour alléger le texte lors de la description proprement dite des injections, la structure générale de cette présentation des résultats est décrite ci-dessous.

IV.3.3.1 Description des schémas d'injection

Pour chaque puits d'injection, les informations relatives à chaque phase d'injection sont présentées sous forme d'un tableau synthétique. Ce tableau comporte la nature et la masse du ou des traceur(s) utilisé(s), les volumes des fluides d'injection et de chasse, les durées de l'injection et de la chasse et les débits associés à ces phases.

On mettra également en évidence les principales différences entre les injections réalisées ainsi que leur intérêt respectif.

Remarque

Un petit délai nécessaire à la manipulation du matériel existe généralement entre la fin de l'injection du traceur et le début de la chasse. Dans la description des schémas d'injection, les durées mentionnées ne considèrent pas ces délais qui pourraient fausser le calcul des débits d'injection ou de chasse. Quand ils ne sont pas totalement négligeables, ces délais seront toutefois explicitement considérés dans la modélisation mathématique des essais de traçage avec le code SUFT3D.

IV.3.3.1.1 Analyse en termes d'évolution de la concentration à l'injection

Au chapitre III.2, des solutions analytiques ont permis de mettre en évidence une série de propriétés remarquables, permettant d'évaluer divers paramètres relatifs au puits d'injection (ex : le volume « effectif » d'eau en son sein, V_w^{eff}) et à l'interaction entre le puits et l'aquifère (ex : le débit de transit Q_t).

L'évaluation de ces paramètres repose sur des hypothèses qui ne sont pas systématiquement vérifiées ou vérifiables en pratique. De plus, les essais ayant été réalisés sans la connaissance des perspectives expérimentales offertes par le modèle (pour rappel, les essais de terrains ont été menés avant les développements mathématiques et numériques), elles souffrent régulièrement d'un certain manque de précision.

Toutefois, l'analyse des données disponibles aux piézomètres d'injection, à la lumière des résultats présentés au chapitre III.2, fournira des informations intéressantes, étayant de manière nette les développements théoriques et justifiant l'effort de poursuite ultérieure dans cette voie de recherche.

Cette analyse est basée sur les courbes d'évolution de la concentration représentées dans le diagramme semi-adimensionnel $(t, \log C_w^*)$, lequel permet de tirer des informations directement à l'aide des solutions analytiques présentées au chapitre III.2.

Cinq hypothèses sont envisagées, sauf si les données mettent clairement en évidence l'inapplicabilité de l'une ou l'autre. Celles-ci sont décrites ci-après.

IV.3.3.1.2 Informations déduites de l'évolution de la concentration pendant l'injection du traceur

Hypothèse I : $C_{w,finj}^* = C_{w,stab}^*$

Sous l'hypothèse d'une stabilisation du niveau de concentration dans le puits d'injection, la formule (3.34b) permet de calculer le débit de transit :

$$Q_t = Q_{inj} \left(\frac{1}{C_{w,stab}^*} - 1 \right)$$

Il faut remarquer que ce débit de transit est fonction du débit d'injection (relation 3.10). Il ne s'agit donc pas du débit naturel de transit (Q_t^0).

Hypothèse II : $Q_{inj}^* > 1$

Si le débit d'injection est supérieur au débit critique, le niveau final de la concentration dépend uniquement du facteur de mélange V_{inj}^* . La relation (3.35a) permet alors d'évaluer le volume effectif d'eau présent au sein du piézomètre V_w^{eff} :

$$C_{w,f_{inj}}^* = 1 - \exp(-V_{inj}^*) \quad \Rightarrow V_w^{eff} = \frac{-V_{inj}}{\ln(1 - C_{w,f_{inj}}^*)}$$

Remarque

Les hypothèses I et II ne sont pas compatibles. En effet, si le débit d'injection est supérieur au débit critique ($Q_{inj}^* > 1$), la concentration dans le puits doit tendre vers la concentration dans le fluide d'injection ($C_w^* \rightarrow 1$). Dans ce cas, une indétermination affecte l'évaluation du volume effectif d'eau dans le puits d'injection V_w^{eff} .

IV.3.3.1.3 Informations déduites de l'évolution de la concentration pendant la chasse

Hypothèse III : $Q_{ch}^* > 1$

Si le débit de chasse est supérieur au débit critique, la concentration à la fin de la chasse $C_{w,f_{ch}}^*$ dépend du facteur de mélange V_{ch}^* et de la concentration au commencement de la chasse $C_{w0,ch}^*$. La relation (3.38a) permet alors d'évaluer le volume effectif d'eau V_w^{eff} présent au sein du piézomètre :

$$C_{w,f_{ch}}^* = C_{w0,ch}^* \exp(-V_{ch}^*) \quad \Rightarrow V_w^{eff} = \frac{-V_{ch}}{\ln\left(\frac{C_{w,f_{ch}}^*}{C_{w0,ch}^*}\right)}$$

Il est également possible d'évaluer le volume effectif d'eau V_w^{eff} présent au sein du puits en mesurant la pente de la décroissance de concentration dans le puits, via la relation suivante :

$$\Delta_{ch} = -\frac{Q_{ch}}{V_w^{eff}} \quad \Rightarrow V_w^{eff} = -\Delta_{ch} / Q_{ch}$$

Hypothèse IV : $Q_{ch}^* < 1$ et la pente Δ_{ch} est mesurable dans le diagramme $(t, \log C_w^*)$

Il est dans ce cas possible de calculer le débit total de sortie du traceur hors du puits d'injection, donc le débit de transit Q_t à travers ce même puits (équation 3.41) :

$$Q_{out} = \frac{-V_{ch} \Delta_{ch}}{\log e} \quad \Rightarrow \quad Q_t = Q_{out} - Q_{ch}$$

IV.3.3.1.4 Informations pouvant être déduites de l'évolution de la concentration pendant le lessivage naturel du traceur

Hypothèse V : Pente Δ_{nat} mesurable dans le diagramme $(t, \log C_w^*)$

Si l'on dispose d'une évolution bien caractérisée de la concentration en traceur pendant le lessivage naturel, on peut évaluer le débit naturel de transit Q_t^0 via l'équation (3.47a) :

$$\Delta_{nat} = -\frac{Q_t^0}{V_w} \quad \Rightarrow \quad Q_t^0 = -\frac{\Delta_{nat} V_w}{\log e}$$

Il est sans doute utile de rappeler que la solution analytique sur laquelle repose cette évaluation du débit naturel de transit suppose que la concentration C_t en traceur dans le flux de transit est nulle ou négligeable par rapport à la concentration C_w régnant au sein du puits d'injection. On évitera donc de baser l'estimation de la pente Δ_{nat} sur des mesures de concentrations relatives à des durées importantes après l'injection et sur des concentrations dans le puits très basses, après une chasse importante. De même, il est probable que les interprétations basées sur les décroissances de concentrations observées après un effet de rétrodiffusion du traceur dans le puits d'injection (après une chasse d'eau énergétique) seront entachées d'erreurs (généralement une sous évaluation du débit naturel de transit).

Remarque

Pour les hypothèses IV et V, il a été supposé à chaque fois que le volume d'eau dans le piézomètre est égal à 0.0137 m³, ce qui correspond à une colonne d'eau moyenne de 7 m dans le piézomètre.

IV.3.3.2 Analyse de l'influence de l'injection sur le résultat du traçage

Les caractéristiques générales des courbes de restitution seront présentées sous la forme d'un tableau synthétique comportant, dans chaque cas, les temps minimum et modal de transfert du traceur entre le piézomètre d'injection et le puits de pompage, les vitesses maximale et modale qui en

sont déduites et le taux de restitution en fin d'échantillonnage des traceurs (ce taux n'est donc pas forcément égal au taux de restitution final).

Par un examen conjoint des profils d'injection, des fonctions d'entrée et des courbes de restitution obtenues lors de différentes phases d'injection dans un même piézomètre, on discutera de manière qualitative l'influence de l'injection sur le résultat du traçage. A cette occasion, on mettra également en évidence l'adéquation et les potentialités du modèle d'injection vis-à-vis d'une série d'observations faites lors des essais (rétrodiffusion, ...).

Pour cette discussion, en parallèle avec les courbes de restitution relatives aux différentes phases d'injection, on examinera l'évolution de la concentration à l'injection (normée par rapport à la masse injectée) dans le diagramme (t, C_w) . Moyennant l'hypothèse que le volume effectif d'eau présent au sein du puits d'injection V_w^{eff} ne varie pas trop d'une phase d'injection à l'autre, cette représentation de l'évolution temporelle de la concentration permet de comparer les différentes phases sur base de la masse de traceur restant au sein de l'ouvrage après des durées semblables, donc de mieux cerner de quelle manière le déroulement de l'injection du traceur pourrait être à l'origine de différences observées d'une phase à l'autre sur les courbes de restitution.

IV.3.3.3 Comportement physico-chimique des traceurs au sein de l'aquifère graveleux alluvial

Il existe un nombre assez important de références bibliographiques relatives au comportement physico-chimique des traceurs, dans divers contextes géologiques. Cependant, la grande variété des traceurs et surtout la grande spécificité de leur comportement en fonction des lieux et des milieux où ils sont utilisés font qu'il y a toujours beaucoup de contradictions dans les propriétés chimiques qui leur sont attribuées. De plus, la plupart des études visant à évaluer ces propriétés sont menées en laboratoire. L'extrapolation de ces résultats au comportement in situ des traceurs n'est ni directe, ni aisée. Une des conséquences du flou régnant autour du comportement chimique des traceurs est que beaucoup d'expérimentateurs négligent ces aspects dans l'interprétation des traçages.

Il était donc très intéressant de mettre à profit la campagne de traçages pour essayer d'apporter des informations nouvelles, relatives à la spécificité in situ des traceurs dans le milieu souterrain (en l'occurrence des graviers alluviaux). Dans ce but, plusieurs traceurs ont généralement été injectés simultanément dans le milieu. La fonction d'entrée de ces traceurs étant identique, les différences observées sur les courbes de restitution peuvent être attribuées à la spécificité de leur comportement chimique dans le milieu souterrain. Aux concentrations auxquelles les traceurs sont injectés, les interactions chimiques sont supposées négligeables. Toutefois, il se peut que la migration simultanée de différents traceurs entraîne une compétition entre eux, dans le milieu souterrain, par

exemple pour l'accès aux sites d'adsorption. Cependant, vu les petites quantités de traceurs utilisées, on peut raisonnablement penser que l'influence de cette compétition reste minime.

On discutera du comportement des traceurs sur base de l'examen visuel des courbes de restitution et des taux de restitution.

IV.3.4 Injections réalisées au piézomètre Pz1 (4.69 m du puits de pompage)

IV.3.4.1 Description des schémas d'injection

Le Pz1 étant implanté au voisinage immédiat du puits de pompage, il convient particulièrement bien pour évaluer l'influence de la durée expérimentale d'injection sur le résultat du traçage.

Deux injections y ont été réalisées : lors de la phase I avec de l'éosine Yellowish et du nitrate de potassium (K^+ et NO_3^- dosés) et lors de la phase II uniquement avec de l'éosine Yellowish. Le tableau IV.3.2 synthétise les données relatives à ces deux injections.

Phase	Traceur	M_{inj} (kg)	V_{inj} (m^3)	T_{inj} (s)	Q_{inj} ($m^3 \cdot s^{-1}$)	V_{ch} (m^3)	T_{ch} (s)	Q_{ch} ($m^3 \cdot s^{-1}$)
I	éosine Y	0.020	0.100	690	1.45×10^{-4}	0.013	180	7.35×10^{-5}
	K^+	3.867						
	NO_3^-	6.133						
II	éosine Y	0.0094	0.003	90	3.33×10^{-5}	0.100	212	4.72×10^{-4}

Tableau IV.3.2. Description des injections réalisées au Pz1

IV.3.4.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

L'évolution de la concentration au Pz1 lors des deux phases de traçage est présentée à la figure IV.3.2.

Le volume total injecté ($V_{inj} + V_{ch}$), sensiblement le même pour les deux phases ($\approx 0.100 m^3$), est relativement élevé par rapport au volume d'eau V_w présent au sein du puits d'injection (estimé à 13.7 litres), ce qui doit minimiser l'influence des interactions piézomètre - aquifère sur le résultat du traçage (voir point suivant). Lors de la phase I, la minimisation de l'influence est assurée par l'usage d'un grand volume de fluide traceur, tandis que lors de la phase II, le volume de la chasse est élevé et lessive efficacement le Pz1 de son contenu en traceur. Cette chasse étant relativement énergique, la durée de l'injection est minimisée. Les deux phases se différencient donc essentiellement par la durée expérimentale d'injection.

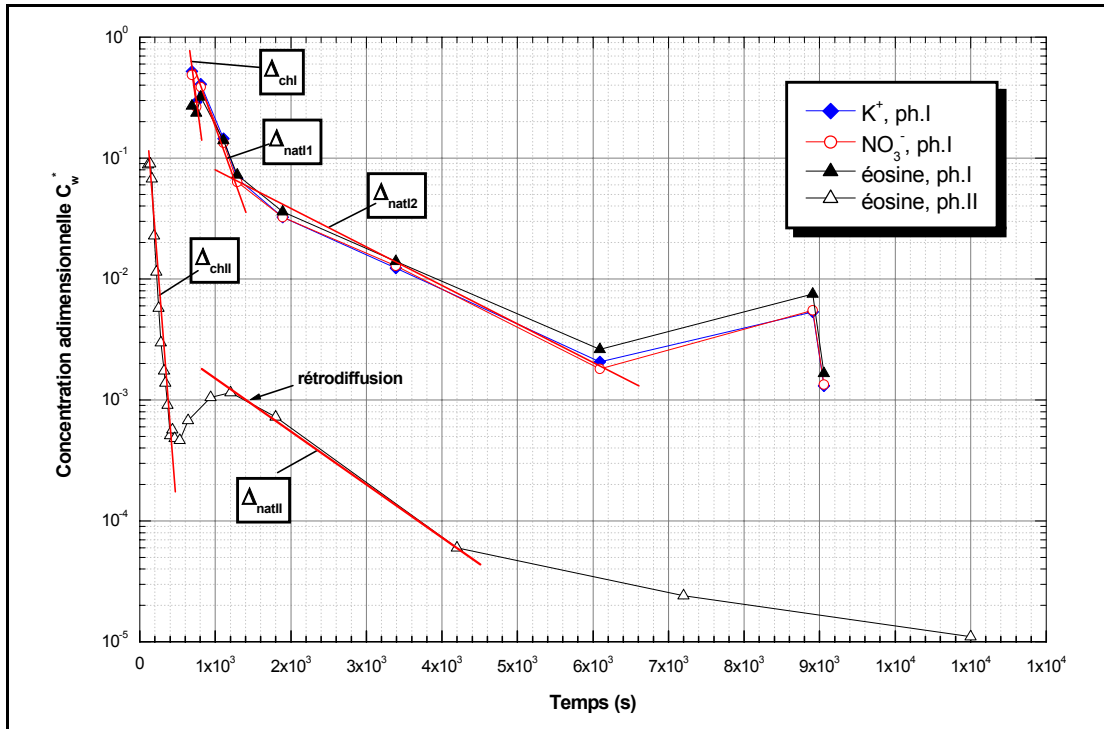


Figure IV.3.2. Evolution de la concentration au Pz1

Sur la courbe d'évolution de la concentration au Pz1, l'effet de la chasse réalisée lors de la phase II, avec un volume d'eau assez important et sur une durée relativement courte, se marque par la rapide décroissance de la concentration et, surtout, par l'effet très net de rétrodiffusion du traceur au sein du Pz1, à la fin de la chasse. Cet effet est prédit par le modèle d'injection quand la chasse énergétique entraîne une diminution de la concentration dans le puits d'injection jusqu'à un niveau inférieur au niveau moyen de concentration dans l'aquifère, au voisinage immédiat de l'ouvrage (cf. exemple d'illustration au ch.III.1.4). Le débit de chasse Q_{ch} est donc probablement supérieur au débit critique d'injection Q_{cr} . Dans ce cas, une partie du traceur peut avoir été poussée vers l'amont du puits d'injection, favorisant par la suite le mécanisme de rétrodiffusion.

Le tableau IV.3.3 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz1.

Hypothèse		Mesures sur les courbes				Paramètres déduits			
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$		Δ		V_w^{eff} (m ³)		Q_t (m ³ .s ⁻¹)	
		Ph.I	Ph.II	Ph.I	Ph.II	Ph.I	Ph.II	Ph.I	Ph.II
I	C_w^* stabilisé	≈0.5	≈0.09	---	---	---	---	1.45×10 ⁻⁴	3.37×10 ⁻⁴
II	$Q_{inj}^* > 1$	≈0.5	≈0.09	---	---	0.144	0.032	---	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	---	≈5×10 ⁻⁴	---	---	---	0.019	---	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-4.49×10 ⁻³	-4.72×10 ⁻⁴	0.007	0.025	---	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-4.49×10 ⁻³	-4.72×10 ⁻⁴	---	---	1.74×10 ⁻⁵	2.46×10 ⁻⁵
V	Δ_{nat}	---	---	-3.25×10 ⁻⁴ -1.72×10 ⁻³	-4.35×10 ⁻⁴	---	---	1.17×10 ⁻⁵ / 6.22×10 ⁻⁵	2.46×10 ⁻⁵

Tableau IV.3.3. Informations déduites des évolutions de concentrations au Pz1

IV.3.4.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I

Lors de la phase I, l'hypothèse I est réaliste. En effet l'injection peut être considérée comme longue et le volume de fluide traceur est élevé ($V_{in}^* \approx 8$). Dans ce cas, le fait que la concentration C_w^* ne tend pas vers 1 indique qu'un flux de transit existe durant l'injection et lessive le contenu en traceur du Pz1. Le débit de transit associé est relativement élevé (à peu près égal au débit d'injection), ce qui peut s'expliquer par la proximité avec le puits de reprise, les vitesses d'écoulement étant élevées dans ce voisinage.

Lors de la phase II, le petit volume de fluide traceur et la courte durée de l'injection laissent à penser que la concentration dans le Pz1 n'a pas atteint l'équilibre. Cela peut expliquer la valeur relativement élevée calculée pour le débit de transit, surestimé pour expliquer la dilution observée.

Hypothèse II

Lors de la phase I, l'hypothèse II conduit à l'évaluation d'un volume effectif d'eau dans le Pz1 presque dix fois supérieur au volume d'eau présent au sein du tubage. Cette surévaluation confirme que le débit d'injection est inférieur au débit critique. Supposer le contraire oblige à attribuer au volume d'eau présent dans le Pz1 l'entière responsabilité de la dilution observée, donc à surévaluer ce volume d'eau. L'hypothèse II est donc ici à rejeter.

Lors de la phase II, même si le volume effectif d'eau au sein du piézomètre, déduit par l'application de l'hypothèse II, est d'un ordre de grandeur acceptable (environ 2X le volume d'eau dans le tubage), il est peu probable que le débit d'injection ait été supérieur au débit critique, son

intensité faible étant en contradiction avec d'autres résultats (notamment l'interprétation de la phase I).

Hypothèse III & IV

Lors de la phase I, le peu d'échantillons disponibles pendant la chasse ne garantit pas une précision très grande des résultats. De plus, le débit de chasse étant relativement faible, il est peu probable qu'il soit supérieur au débit critique. L'hypothèse III n'a donc pas été envisagée pour cette phase. En estimant grossièrement la pente de la décroissance durant la chasse de la phase I, l'hypothèse IV permet d'évaluer un débit de transit de l'ordre de $1.75 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, relativement faible par rapport à des valeurs semblables trouvées sur base d'autres calculs au Pz1.

Par contre, lors de la phase II, la décroissance très nette de concentration pendant la chasse et l'effet de rétrodiffusion bien marqué sont indicateurs du fait que le débit de chasse est supérieur au débit critique. Le volume effectif d'eau dans le Pz1 est de 0.019 m^3 en se basant sur la diminution de la concentration durant la chasse (hypothèse IIIa) et de 0.025 m^3 en se basant sur la pente de décroissance de concentration (hypothèse IIIb). Ces deux valeurs sont en bon accord avec le volume d'eau théoriquement présent dans l'ouvrage.

Hypothèse V

Pendant le lessivage naturel, les variations de concentrations observées ne permettent pas d'évaluer de manière univoque le flux naturel de transit. Lors de la phase I, deux pentes peuvent être associées à ce processus, tandis que lors de la phase II, la rétrodiffusion du traceur vient perturber la décroissance de concentration. Il est vraisemblable que la valeur la plus réaliste de débit de transit soit celle qui est associée à la première partie de la décroissance de concentration observée lors de la phase I, soit une valeur de l'ordre de $6 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (environ $0.22 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$). En effet, au vu de l'ensemble des résultats, on doit s'attendre à un débit naturel de transit relativement élevé. De plus, le niveau de concentration dans le Pz1 étant encore assez élevé à la fin de la chasse, la concentration dans le flux de transit est probablement négligeable et la solution analytique est vraisemblablement applicable.

On peut comparer le débit naturel de transit calculé avec le débit théorique qui transiterait au travers d'une section verticale égale à celle du piézomètre, au même emplacement, en milieu homogène et en écoulement radial convergent. Sous ces hypothèses, le débit naturel de transit peut être calculé par :

$$Q_i^0 = \frac{Q_p}{2\pi d e} S_w$$

avec Q_p le débit de pompage au puits central, d la distance puits d'injection - puits de pompage, e l'épaisseur moyenne saturée de l'aquifère, S_w la section d'écoulement au travers du piézomètre d'injection (supposant une hauteur crépinée de 5 m en moyenne).

Avec des valeurs de : $Q_p = 52.6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, $d = 4.69 \text{ m}$, $e = 7 \text{ m}$, $S_w = 2 \times 0.025 \text{ m} \times 5 \text{ m}$, on obtient :

$$Q_t^0 = 1.77 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \text{ (environ } 64 \text{ l/h)}$$

Tenant compte que le milieu est hétérogène, qu'il existe également une composante naturelle de flux liée au gradient régional et que des effets de distorsion affectent peut-être le Pz1, la valeur mesurée est d'un ordre de grandeur tout à fait acceptable.

En théorie (voir ch.III.2), le débit critique est égal au débit naturel de transit multiplié par un facteur π . Pour le Pz1, on obtient donc un débit critique de l'ordre de $2.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, en accord avec les interprétations tirées de l'évolution de la concentration lors des injections au Pz1. En effet, selon ce résultat, seul le débit de chasse appliqué lors de la phase II est supérieur à cette valeur de débit critique, ce qui était déjà supposé.

IV.3.4.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.3 présente simultanément les évolutions de concentration au Pz1 et les courbes de restitution des mêmes traceurs au puits central. Le tableau IV.3.4 synthétise les valeurs caractéristiques de ces courbes de restitution.

Comme le montre la figure IV.3.3, lors de la phase I, la durée de l'injection (environ 0.2 h) est du même ordre de grandeur que le temps minimal de transfert du traceur (T_{\min}) et est environ la moitié du temps modal (T_{mod}). On se trouve donc typiquement dans un cas pour lequel l'injection ne peut pas être supposée instantanée (cf. chapitre III.3.5.3).

Lors de la phase II, il faut remarquer que le taux de restitution calculé de l'éosine était de l'ordre de 120 %, reflétant soit une erreur de pesée du traceur, soit une erreur sur les concentrations mesurées dans les échantillons prélevés au puits de reprise. Faute de plus d'informations, la courbe de restitution a été normée de manière à obtenir un taux de restitution de 100%. Rien ne garantit toutefois que cette normation est suffisante.

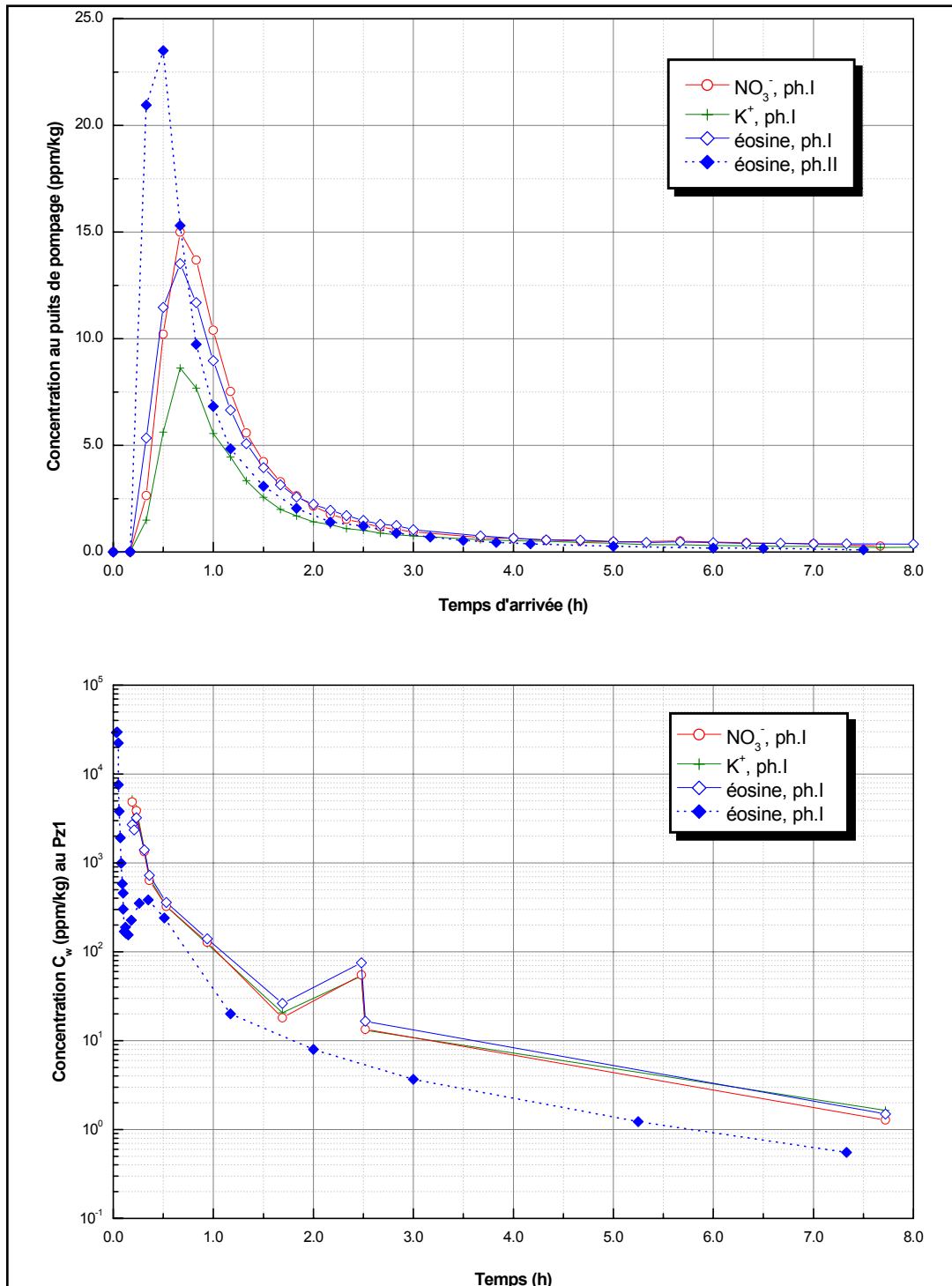


Figure IV.3.3. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz1

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
I	NO ₃ ⁻	≈0.3	≈15.6	0.67	7.0	0.93
	K ⁺					0.67
	éosine Y					0.97
II	éosine Y	0.17	27.6	≈0.5	≈9.4	1.0

Tableau IV.3.4. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz1

IV.3.4.4 Comportement physico-chimique des traceurs injectés au Pz1

La figure IV.3.4 présente l'évolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz1.

L'éosine et l'ion nitrate présentent des taux de restitution relativement élevés, indicatifs de pas ou peu d'adsorption. MIKULLA *et al.* (1997) montrent expérimentalement le caractère très sorptif de l'éosine Y en présence d'un pourcentage élevé de matière organique (TMO~31%). Ici, dans la partie saturée de l'aquifère graveleux, la teneur en matière organique est certainement faible et l'éosine Y n'est probablement pas affectée par un processus d'adsorption. Par comparaison, le potassium K^+ présente un taux de restitution nettement plus bas. Ce traceur est connu pour se fixer par échange cationique dans les eaux calciques (KÄSS, 1994). On peut donc envisager que la disparition partielle du potassium est liée à un échange de type K^+/Ca^{2+} . Il sera sans doute nécessaire de faire appel à un processus irréversible (une dégradation) pour reproduire l'atténuation observée du potassium qui a été fixé dans le milieu.

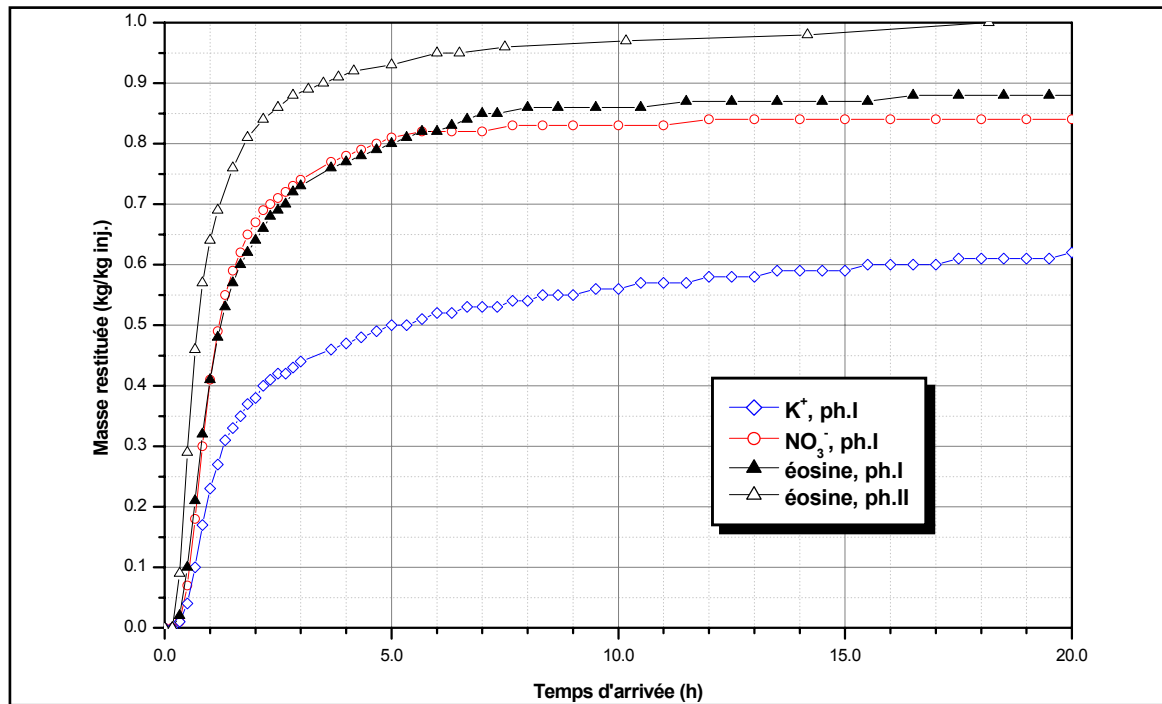


Figure IV.3.4. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz1

IV.3.5 Injections réalisées au piézomètre Pz2 (10.32 m du puits de pompage)

IV.3.5.1 Description des schémas d'injection

Comme le Pz1, le Pz2 est situé au voisinage immédiat du puits de reprise. Sa position intermédiaire entre le puits de pompage et le piézomètre Pz5 permet aussi de s'en servir comme piézomètre d'observation lors de certaines injections réalisées au Pz5.

Trois injections y ont été réalisées : lors de la phase I avec de la rhodamine WT et du chlorure de lithium (Li^+ et Cl^- dosés), lors de la phase VI avec du chlorure de strontium (Sr^{2+} et Cl^- dosés) et lors de la phase VIII avec de la rhodamine WT. Le tableau IV.3.5 synthétise les données relatives à ces injections.

Phase	Traceur	M_{inj} (kg)	V_{inj} (m^3)	T_{inj} (s)	Q_{inj} ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	V_{ch} (m^3)	T_{ch} (s)	Q_{ch} ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
I	rhodamine WT	0.011	0.020	165	1.21×10^{-4}	0.013	180	7.35×10^{-5}
	Li^+	0.880						
	Cl^-	4.500						
VI	Sr^{2+}	8.217	0.200	900	2.22×10^{-4}	0.060	455	1.32×10^{-4}
	Cl^-	6.655						
VIII	rhodamine WT	0.022	0.020	165	1.21×10^{-5}	0.053	350	1.51×10^{-4}

Tableau IV.3.5. Description des injections réalisées au Pz2

IV.3.5.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

L'évolution de la concentration au Pz2 lors des phases I et VI est présentée à la figure IV.3.5. Lors de la phase VIII, aucun suivi de la concentration n'a été réalisé, pour des raisons évoquées par la suite.

Les phase I et VI se différencient par la durée de l'injection : courte lors de la phase I et « moyenne » lors de la phase VI. La différence principale concerne cependant les volumes de fluides traceurs et de chasse utilisés lors de ces deux injections. Lors de la phase I, le volume de fluide traceur et le volume de chasse sont relativement petits, de l'ordre de grandeur du volume d'eau présent dans le tubage du Pz2. Lors de la phase VI, le volume de fluide traceur et le volume de chasse sont beaucoup plus importants.

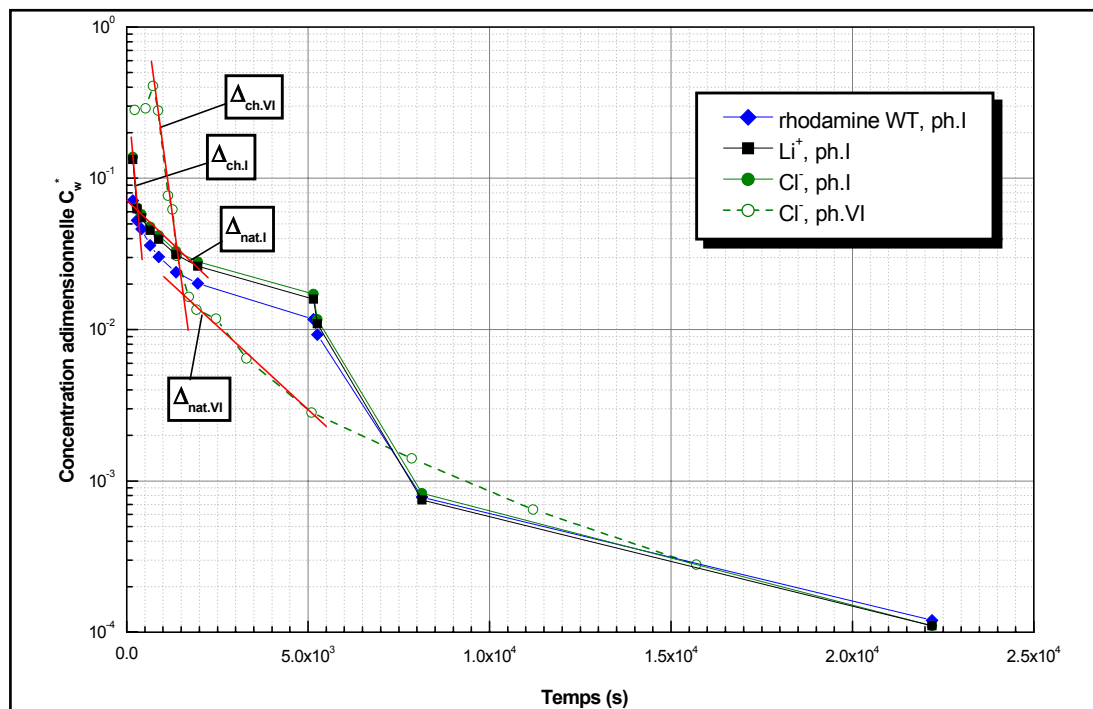


Figure IV.3.5. Evolution de la concentration au piézomètre Pz2

Lors de la phase VIII, une autre méthode d'injection a été testée, afin de comparer les résultats avec la méthode de circulation de l'eau dans le puits d'injection. Cette méthode fait appel à un système « packer hydraulique » (BIVER, 1993). Le traceur est injecté à mi-hauteur de la colonne d'eau dans le puits, de l'eau claire étant simultanément injectée au-dessus et en-dessous du point d'injection du traceur (fig.IV.3.6). L'objectif est de « guider » le traceur vers l'aquifère au niveau de son injection. Avec ce dispositif d'injection, aucune circulation d'eau n'étant réalisée, si le « packer » n'est pas parfaitement efficace, il est à craindre qu'une partie du traceur coule par effet de densité dans la partie inférieure, souvent équipée d'un tubage aveugle de pied, où il peut alors rester piégé pour une durée indéterminée. On reviendra sur cette méthode d'injection et ses effets quand il s'agira de discuter de son influence sur le résultat du traçage.

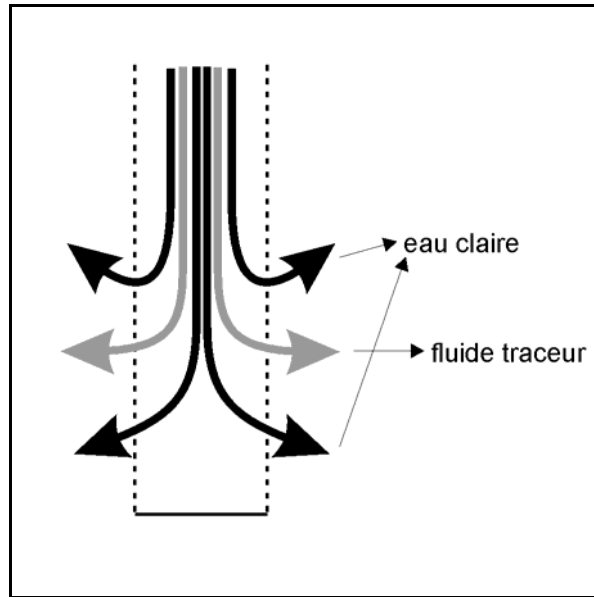


Figure IV.3.6. Dispositif d'injection de type « packer hydraulique »

Le tableau IV.3.6 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz2.

Hypothèse		Mesures sur les courbes				Paramètres déduits			
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$		Δ		V_w^{eff} (m ³)		Q_t (m ³ .s ⁻¹)	
		Ph.I	Ph.VI	Ph.I	Ph.VI	Ph.I	Ph.VI	Ph.I	Ph.VI
I	C_w^* stabilisé	≈ 0.135	≈ 0.4	---	---	---	---	6.87×10^{-4}	3.37×10^{-4}
II	$Q_{inj}^* > 1$	≈ 0.135	≈ 0.4	---	---	0.138	0.391	---	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	6.3×10^{-2}	$\approx 3 \times 10^{-2}$	---	---	0.017	0.087	---	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-2.75×10^{-3}	-1.70×10^{-3}	0.012	0.034	---	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-2.75×10^{-3}	-1.70×10^{-3}	---	---	9.95×10^{-5}	-7.04×10^{-5} !
V	Δ_{nat}	---	---	-2.28×10^{-4}		---	---	8.24×10^{-6}	

Tableau IV.3.6. Informations déduites des évolutions de concentration au Pz2

IV.3.5.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I

Lors des deux phases, les débits de transit calculés en supposant l'hypothèse I sont relativement élevés. Lors de la phase I, le petit volume de fluide traceur et la courte durée de l'injection ne permettent pas d'affirmer qu'un équilibre de la concentration est atteint. Par contre, lors de la phase VI, le volume important de fluide traceur ($V_{inj}^* \approx 10$) et la durée de l'injection contribuent à la vérification de l'hypothèse I. Le débit de transit doit donc se rapprocher de la valeur obtenue lors de la phase VI ($Q_t \approx 3.37 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \approx 1.08 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$).

Hypothèse II

L'hypothèse II, appliquée aux phases I et VI, conduit à l'estimation d'un volume effectif d'eau très grand au sein du Pz2 (respectivement 9 et 26 fois supérieur au volume d'eau présent dans le tubage). Ceci semble indiquer que le débit de chasse est inférieur au débit critique lors des deux phases.

Hypothèses III & IV

Par manque de mesures durant la chasse de la phase I, l'estimation de la pente de décroissance ou de la variation de concentration dans le Pz2 n'est pas très précise. Les paramètres qui en sont déduits sont donc à considérer avec prudence. L'hypothèse III appliquée à la phase I conduit à l'estimation d'un volume effectif d'eau de 12 à 17 litres, en bonne concordance avec le volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage (estimé à 13.7 litres). L'hypothèse IV appliquée à la phase I conduit à l'estimation d'un débit de transit assez faible.

Lors de la phase VI, la durée importante de la chasse a permis un suivi plus précis de l'évolution de la concentration. L'hypothèse III conduit à l'estimation d'un volume effectif d'eau dans le Pz2 assez élevé (34 à 87 litres). On aurait donc tendance à rejeter cette hypothèse. Dans ce cas, l'hypothèse IV doit être valable. Toutefois, cette hypothèse conduit à l'évaluation d'un débit de transit négatif durant la chasse, alors que la décroissance de concentration est connue de façon relativement précise. La valeur négative vient du fait que le débit total Q_{out} quittant l'ouvrage par les crépines, estimé à partir de la décroissance de concentration, est inférieur au débit de chasse réel.

Hypothèse V

Pendant le lessivage naturel, il n'est à nouveau pas aisé de définir de manière univoque l'allure de la décroissance. La comparaison des deux phases permet toutefois de définir une droite de décroissance, similaire dans les deux cas. Le débit naturel de transit qui en est dérivé est de l'ordre de $1 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, ce qui est assez faible par comparaison avec les estimations obtenues lors des autres phases d'injection.

Deux raisons peuvent l'expliquer. D'abord, les caractéristiques hydrodynamiques de l'aquifère graveleux peuvent être moins bonnes au voisinage du Pz2, en attestent les décroissances assez lentes des concentrations, particulièrement lors de la phase I. Cette explication est toutefois en contradiction avec la valeur élevée du débit de transit calculée en supposant que la concentration dans le Pz2 atteint un équilibre en cours d'injection (hypothèse I). Ensuite, le résultat peut aussi être indicatif d'une sous évaluation du volume effectif d'eau dans le Pz2. En effet la valeur du débit naturel de transit est évaluée en supposant un volume d'eau de 13.7 litres dans l'ouvrage. Si l'on suppose que le volume effectif est plus grand que le volume réel, on obtient automatiquement un débit de transit plus grand. Il faut d'ailleurs remarquer que l'estimation du débit de transit sur base du niveau de stabilisation de la concentration pendant l'injection conduit à une valeur nettement plus élevée de débit de transit. Or, cette estimation est indépendante du volume d'eau présent dans le piézomètre.

En conclusion, il semble se confirmer que le volume effectif d'eau au sein du Pz2 est nettement supérieur au volume d'eau présent au sein du tubage. Une partie de l'eau de l'aquifère, au voisinage immédiat du Pz2, doit donc être intégrée dans le bilan local relatif à l'évolution de l'injection. Cela peut provenir soit de l'effet de la circulation qui mobilise une partie de cette eau, soit des caractéristiques locales de l'aquifère qui isolent partiellement le Pz2 et son voisinage immédiat, soit encore d'une détérioration du tubage du piézomètre.

Le débit critique d'injection est assez difficile à déterminer. Les débits d'injection et de chasse ne semblent en effet jamais clairement supérieurs au débit critique (pas de rétrodiffusion, ...). Lors de la phase I, le débit de chasse pourrait être supérieur au débit critique (l'hypothèse III est peut-être vérifiée). On peut donc supposer que le débit critique est de l'ordre de $2 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (720 l/h).

IV.3.5.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.7 présente simultanément les évolutions de concentration au Pz2 avec les courbes de restitution des traceurs au puits de pompage. Le tableau IV.3.7 synthétise les valeurs caractéristiques de ces courbes de restitution.

Les courbes de restitution des phases I et VI peuvent être comparées sur la base des concentrations en Cl^- , traceur utilisé lors de ces deux phases. La différence principale se marque au niveau de l'étalement du pic de restitution observé lors de la phase I et, dans une moindre mesure, au niveau de l'atténuation de ce même pic. Lors de la phase I, si l'on observe les évolutions de concentration, on constate qu'une heure après l'injection, la concentration dans le Pz2 reste élevée, alors que lors de la phase VI, la chasse a pour effet de diminuer assez rapidement la concentration en traceur dans l'ouvrage. Ceci semble indiquer que, lors de la phase I, l'étalement et l'atténuation de la courbe de restitution sont probablement liés au piégeage prolongé des traceurs au sein ou au

voisinage immédiat du Pz2. Cette hypothèse devra être vérifiée lors de la modélisation des essais avec le code SUFT3D.

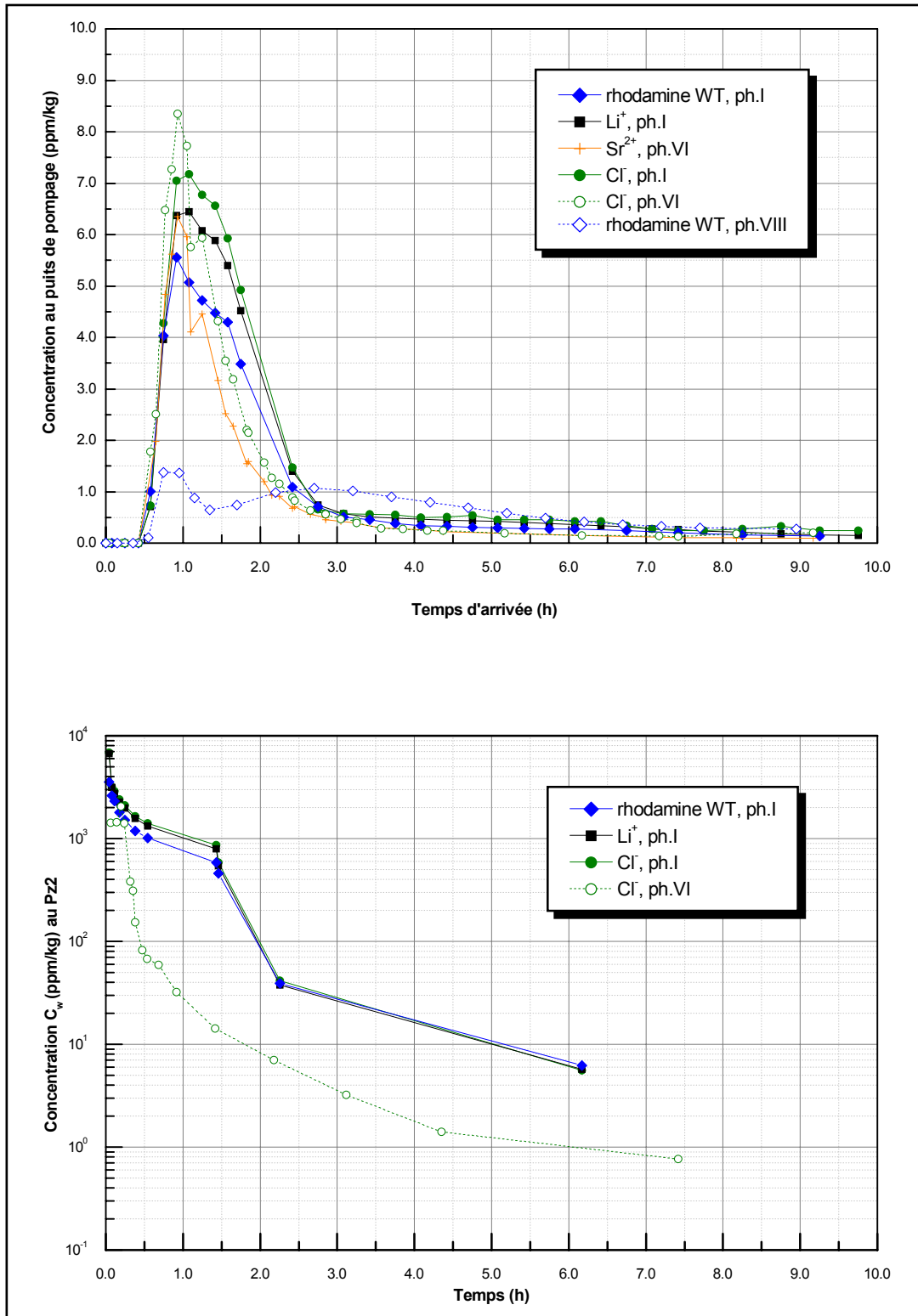


Figure IV.3.7. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz2

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
I	Li ⁺	0.58	17.79	~1.08	9.56	0.75
	Cl ⁻					0.96
	rhodamine WT					0.46
VI	Sr ²⁺	0.65	15.88	~0.93	11.10	0.44
	Cl ⁻	0.58	17.79			0.84
VIII	rhodamine WT	0.55	18.76	~0.75	13.76	0.42

Tableau IV.3.7. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz2

Lors de la phase VIII, la courbe de restitution présente une allure très différente. Elle est bimodale et elle présente une atténuation très importante. L'efficacité du « packer hydraulique » peut être mise en cause. Au cours de l'injection, du fait de l'absence de circulation d'eau, une partie du traceur a sans doute été piégée par effet de densité dans la partie aveugle du tubage tandis que l'autre partie migrait directement vers le puits de pompage, donnant le premier pic de restitution observé. Par la suite, la portion de traceur piégée dans le Pz2 a été progressivement lessivée par l'action du débit de transit et a migré de manière différée vers le puits, produisant le deuxième pic, plus tardif et très étalé.

Ce deuxième pic rappelle fortement la réponse de l'aquifère à une injection de type « Dirac - piézomètre » (cf. ch. III.3) dans le Pz2 (ici : la portion de traceur restée piégée au départ dans le piézomètre). On a en effet vu que les réponses à des injections de ce type sont assez tardives et étalées. Elle doit toutefois en partie s'écarter de ce « Dirac - piézomètre » puisque la concentration dans le Pz2 n'était pas homogène (accumulation du traceur dans le tubage aveugle).

IV.3.5.4 Comportement physico-chimique des traceurs injectés au Pz2

La figure IV.3.8 présente l'évolution temporelle de la masse restituée des différents traceurs injectés au Pz2.

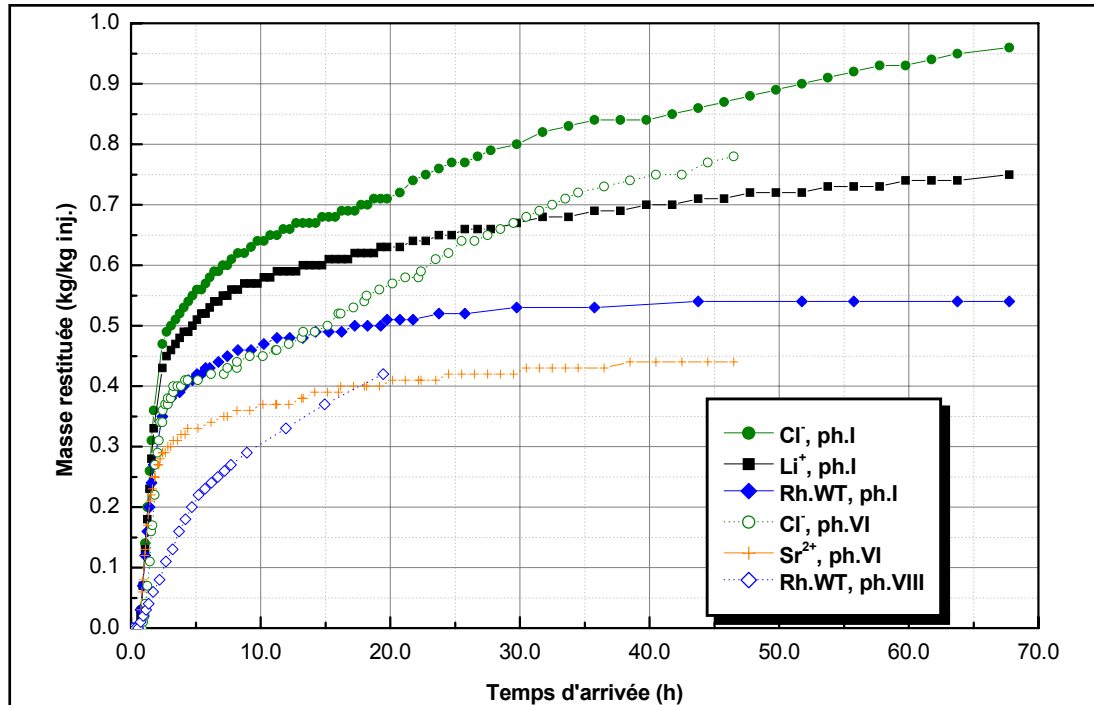


Figure IV.3.8. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz2

Les anions sont généralement considérés comme conservatifs (pas d'adsorption). C'est le cas du chlorure (Cl⁻) qui présente ici un taux de restitution élevé (proche de 100%), tant lors de la phase I que lors de la phase VI. Toutefois, l'évolution de la masse restituée montre une allure croissante et « ondulante » atypique, provenant probablement du fait que le bruit de fond élevé en chlorure (de l'ordre de 43 ppm) est assez difficile à estimer. Pour obtenir la courbe de restitution du chlorure injecté, il faut retrancher le bruit de fond (une valeur constante de 43.1 ppm a été considérée), sans qu'il soit toutefois possible de tenir compte d'éventuelles fluctuations de ce bruit de fond. Des fluctuations similaires du bruit de fond du chlorure ont été observées par PANG & CLOSE (1999).

Lors de la phase I, le lithium présente un taux de restitution plus faible. Dans des eaux calciques, le lithium n'est normalement pas impliqué dans des processus d'échanges cationiques. Toutefois, le caractère cationique de ce traceur lui confère probablement des propriétés d'adsorption sur des sites chargés négativement, notamment à la surface de minéraux argileux. Lors d'essais de traçage en écoulement naturel, réalisés sur le site de Cape Cod au Massachusetts avec du bromure (traceur conservatif) et du lithium, ZHANG *et al.* (1998) observent que la plume de lithium est retardée par rapport à la plume de bromure. Le facteur de retard calculé pour le lithium augmente au cours du temps ce qui indique qu'un processus cinétique affecte le transport de ce traceur. Ils considèrent un

processus d'adsorption cinétique pour modéliser le retard du lithium par rapport au bromure. VERECKEN *et al.* (1999) considèrent une isotherme non linéaire de Freundlich pour représenter l'effet de retard affectant le lithium, lors de traçages en écoulement naturel dans des sédiments meubles.

La rhodamine WT présente également un taux de restitution faible. Son caractère sorptif élevé sur les argiles est bien connu et bien documenté (SABATINI & AUSTIN, 1991, KÄSS, 1994, DI FAZIO & VURRO, 1994, HADI *et al.*, 1997, PANG *et al.*, 1998). L'atténuation et le retard qui la caractérisent sont donc liés à de tels processus. Lors de la phase VIII, l'hypothèse pourrait être avancée que le double pic observé est lié au comportement différent des deux isomères de la rhodamine WT, généralement mélangés dans les préparations industrielles. L'un présente un caractère sorptif prononcé tandis que l'autre présente un comportement relativement conservatif (SHIAU *et al.*, 1992, SUTTON *et al.*, 2000). L'apparition d'un double pic pourrait donc être lié à l'effet chromatographique joué par le milieu souterrain sur les deux isomères : un isomère transite directement sans subir d'adsorption, l'autre est retardé suite à son adsorption dans le milieu. Il est toutefois difficile d'expliquer ici le double pic par un tel effet vu que l'on n'a pas observé de double pic sur les courbes de restitution de la rhodamine WT lors d'autres phases au cours desquelles ce traceur a été utilisé (notamment à l'occasion de la première phase d'injection dans le Pz2).

Lors de la phase VI, le strontium présente une atténuation importante par rapport au chlorure. A nouveau, on peut invoquer un mécanisme d'échange cationique Sr^{2+}/Ca^{2+} pour expliquer la « disparition » d'une partie du strontium injecté. BUNDE *et al.* (1998) évaluent, par des essais sur colonnes, le caractère sorptif du strontium. Ils montrent que la présence de sodium dissous en quantité importante diminue le caractère sorptif du strontium. A Hermalle, la teneur en sodium est cependant trop basse pour que cet effet joue. Le strontium a donc probablement précipité en quantité relativement importante, au cours de sa migration dans le milieu souterrain.

IV.3.6 Injection réalisée au piézomètre Pz3 (27.15 m du puits de pompage)

IV.3.6.1 Description du schéma d'injection

Par rapport à l'écoulement régional, le Pz3 est situé latéralement et à l'aval du puits de reprise. Une injection a été réalisée dans ce piézomètre afin de disposer de données hydrodispersives dans cette direction par rapport au puits central, mais aussi de vérifier l'influence du gradient régional sur les résultats de traçages.

Une seule injection a été réalisée au Pz3 : lors de la phase III avec de l'iodure de potassium (K^+ et I^- dosés) et du naphthionate. Le tableau IV.3.8 synthétise les données relatives à cette injection.

Phase	Traceur	M_{inj} (kg)	V_{inj} (m ³)	T_{inj} (s)	Q_{inj} (m ³ s ⁻¹)	V_{ch} (m ³)	T_{ch} (s)	Q_{ch} (m ³ s ⁻¹)
III	K ⁺	0.47	0.030	234	1.28×10^{-4}	0.040	181	2.21×10^{-4}
	I ⁻	1.53						
	naphionate	0.05						

Tableau IV.3.8. Description des injections réalisées au Pz3

IV.3.6.2 Evolution de la concentration au point d'injection

L'évolution de la concentration au Pz3 est présentée à la figure IV.3.9. Le volume total injecté ($V_{inj} + V_{ch}$) est moyen. Ceci, conjugué avec le fait que le temps de transfert entre le Pz3 et le puits de pompage est élevé (voir point suivant), permet de supposer que le résultat du traçage est peu influencé par les conditions d'injection.

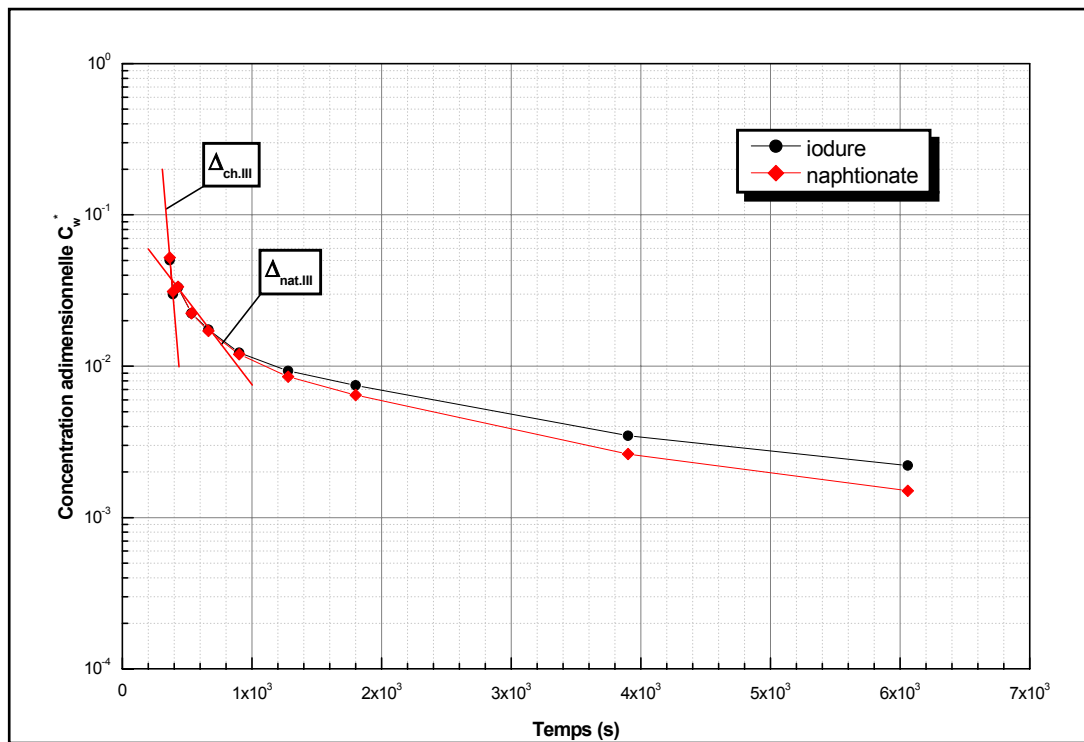


Figure IV.3.9. Evolution de la concentration au Pz3

Le tableau IV.3.9 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz3.

Hypothèse		Mesures sur les courbes		Paramètres déduits	
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$	Δ	V_w^{eff} (m ³)	Q_t (m ³ .s ⁻¹)
I	C_w^* stabilisé	---	---	---	---
II	$Q_{inj}^* > 1$	---	---	---	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	---	---	---	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	-7.89×10^{-3}	0.012	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	-7.89×10^{-3}	---	6.44×10^{-5}
V	Δ_{nat}	---	-1.125×10^{-4}	---	4.07×10^{-5}

Tableau IV.3.9. Informations déduites de l'évolution de concentration au Pz3

IV.3.6.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I & II

Pour des raisons pratiques, aucun échantillon n'a été prélevé pendant et à la fin de l'injection. De ce fait, les hypothèses I et II n'ont pu être envisagées.

Hypothèse III & IV

L'hypothèse III conduit à l'évaluation d'un volume effectif d'eau dans le Pz3 légèrement plus petit que le volume d'eau théoriquement présent dans le tubage. Ceci peut s'expliquer par le manque de précision sur l'évaluation de la décroissance de concentration durant la chasse mais aussi par l'existence possible d'un débit de transit durant la chasse, non considéré dans le calcul.

Hypothèse V

Pendant le lessivage naturel du traceur, il n'est pas aisé d'évaluer la pente de décroissance de la concentration. Une pente moyenne, basée sur les premières mesures de concentration pendant le lessivage, permet d'estimer un débit naturel de transit de l'ordre de $Q_t^0 \approx 4 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (~144 l/h). On peut comparer cette valeur avec le débit théorique transitant à travers une section égale à celle du piézomètre, au même emplacement, pour un écoulement radial convergent dans un milieu homogène. Avec des valeurs de : $Q_p = 52.6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, $d = 27.15 \text{ m}$, $e = 7 \text{ m}$, $S_w = 2 \times 0.025 \times 5 \text{ m}$, on obtient :

$$Q_t^0 = 3.06 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \text{ (environ 10 l/h)}$$

La différence s'explique sans doute en bonne partie par l'influence de la composante régionale de l'écoulement qui s'ajoute à l'effet du puits de pompage, seul considéré dans l'évaluation théorique du débit de transit. On s'écarte donc vraisemblablement ici des conditions théoriques d'écoulement radial convergent, la composante régionale n'étant pas négligeable.

IV.3.6.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.10 présente simultanément les évolutions de concentration au Pz3 avec les courbes de restitution au puits central. L'évolution de la concentration au Pz1, intermédiaire entre le Pz3 et le puits de pompage est également figurée. Le tableau IV.3.10 synthétise les valeurs caractéristiques de ces courbes de restitution.

Si l'on compare ce résultat de traçage aux précédents (et même aux suivants), on observe l'arrivée des traceurs après une durée étonnamment longue. La conjonction de la composante régionale de l'écoulement et la composante radiale convergente a probablement eu pour effet que les traceurs ont suivi un cheminement plus complexe et surtout plus long que la ligne droite joignant le point d'injection et le point de reprise.

Par ailleurs, les concentrations en iode sont plus faibles au Pz1 qu'au puits de reprise. Si l'on était juste sur la trajectoire du nuage de traceur, on pourrait s'attendre à observer des concentrations plus élevées (d'autant plus qu'à la dilution dans l'aquifère vient s'ajouter, au puits de pompage, la dilution liée à l'effet de mixage dans l'ouvrage). Le Pz1 est donc sans doute désaxé par rapport au cheminement majeur du traceur qui passe probablement à l'ouest de ce piézomètre.

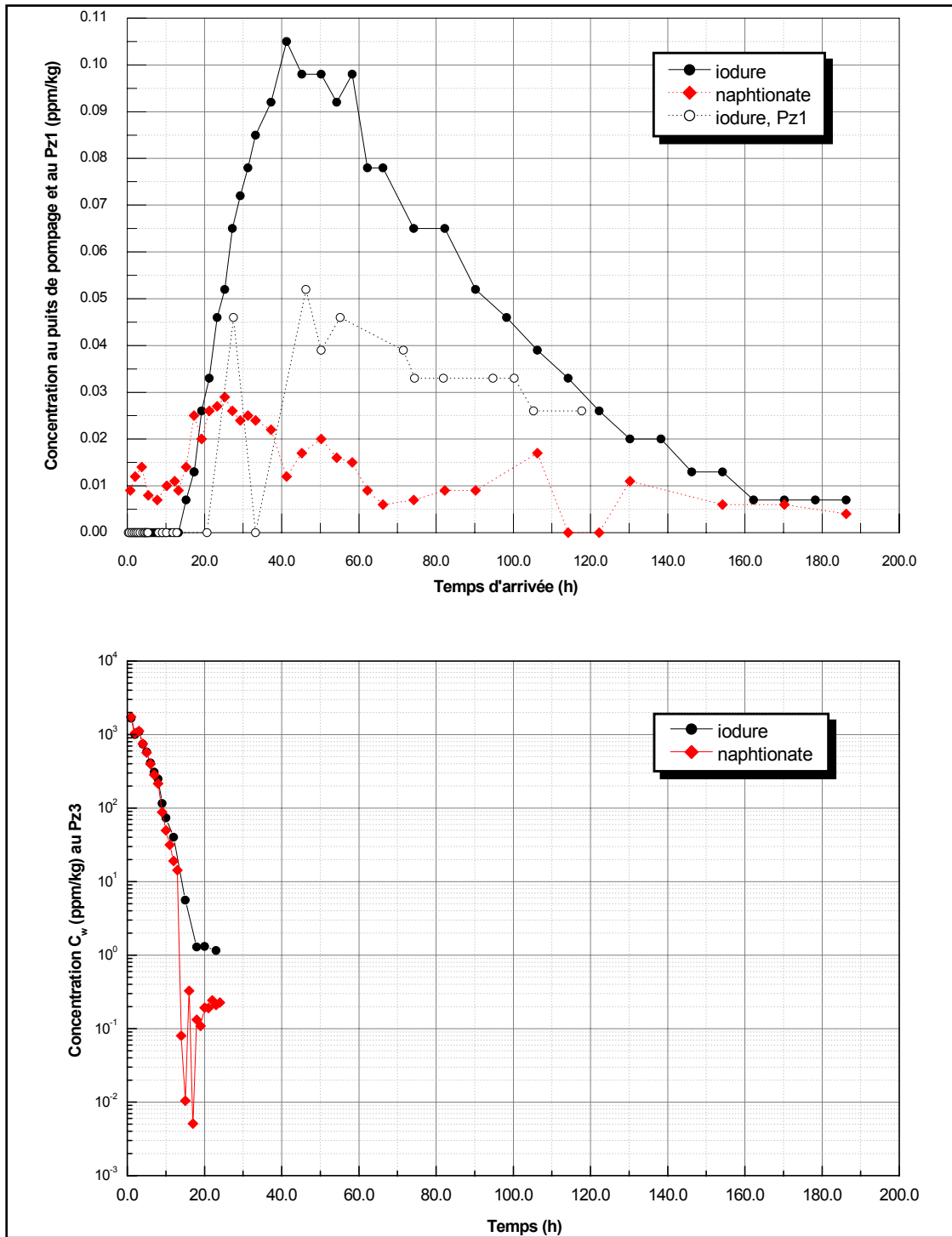


Figure IV.3.10. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz3

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
III	K ⁺	---	---	---	---	0.00
	I ⁻	15.25	1.78	45.25	0.66	0.40
	naphthionate			25.25	1.08	0.01

Tableau IV.3.10. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz3

IV.3.6.4 Comportement physico-chimique des traceurs injectés au Pz3

La figure IV.3.11 présente l'évolution temporelle de la masse restituée des différents traceurs injectés au Pz3.

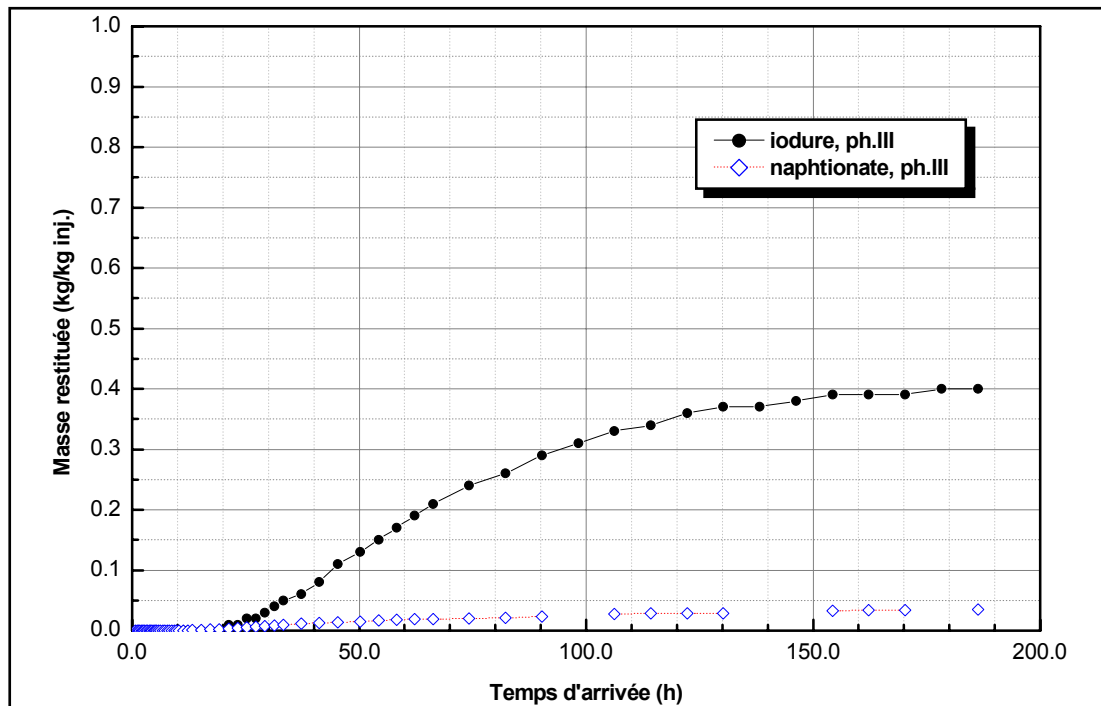


Figure IV.3.11. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz3

A Hermalle, le bruit de fond en potassium dans l'eau de la nappe est de l'ordre de 4 ppm. Vu les faibles concentrations en iodure mesurées au puits de pompage, le potassium n'a pas été dosé, la courbe de restitution ne pouvant être valablement différenciée du bruit de fond.

L'iodure présente un taux de restitution de l'ordre de 40 %, après une durée de 186 heures. Cette valeur est relativement faible pour un traceur conservatif. Ceci peut s'expliquer par une « perte » de traceur emporté par la composante régionale de l'écoulement. La lenteur de l'arrivée des traceurs semble en effet indiquer que le Pz3 est situé à la limite de la zone d'appel du pompage. La faible restitution peut aussi s'expliquer par la migration lente du traceur, favorisant son piégeage dans des horizons moins perméables de l'aquifère graveleux.

Le naphthionate présente une courbe de restitution très irrégulière, ainsi qu'un taux de restitution extrêmement bas. Ceci indique un comportement non conservatif de ce traceur qui s'est soit très fortement adsorbé, soit dégradé au cours de sa migration au sein du milieu graveleux. Les résultats obtenus lors d'autres injections (aux Pz5 et Pz6) mettront en évidence de manière beaucoup plus claire et précise le comportement non conservatif du naphthionate.

IV.3.7 Injections réalisées au piézomètre Pz4 (49.94 m du puits de pompage)

IV.3.7.1 Description du schéma d'injection

Le Pz4 est situé à près de 50 m du puits central, latéralement par rapport à l'écoulement régional. L'intérêt initial d'injecter au Pz4 était de disposer de deux piézomètres intermédiaires potentiels (le Pz5 et le Pz2).

Une injection y a été réalisée : lors de la phase II, avec de la fluorescéine et de la rhodamine WT. Le tableau IV.3.11 synthétise les données relatives à cette injection.

Phase	Traceur	M_{inj} (kg)	V_{inj} (m^3)	T_{inj} (s)	Q_{inj} (m^3s^{-1})	V_{ch} (m^3)	T_{ch} (s)	Q_{ch} (m^3s^{-1})
II	fluorescéine	0.050	0.006	142	4.23×10^{-5}	0.060	290	2.07×10^{-4}
	rhodamine WT	0.056						

Tableau IV.3.11. Description des injections réalisées au Pz4

IV.3.7.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

L'évolution de la concentration des traceurs injectés au Pz4 est présentée à la figure IV.3.12. Le volume de fluide traceur est relativement petit, tandis que le volume de chasse est modéré (environ 4 fois le volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage). Les concentrations anormalement basses en fluorescéine, observées pour certains échantillons, sont dues au fait que les flacons correspondants sont restés exposés trop longtemps à la lumière solaire. La sensibilité à la lumière de la fluorescéine est bien connue (KÄSS, 1994). HADI *et al.* (1997) mentionnent une durée de demi-vie de l'ordre de 23.5 minutes à la lumière solaire, en accord avec le temps d'exposition probable des échantillons lors de cette phase de traçage. Les conséquences ne sont pas ici trop importantes, la concordance entre les concentrations en rhodamine WT et en fluorescéine dans les échantillons non exposés étant suffisamment bonne pour que l'évolution de la concentration de la rhodamine WT soit représentative pour les deux traceurs. Cela confirme toutefois l'absolue nécessité de mettre rapidement les échantillons à l'abri de la lumière.

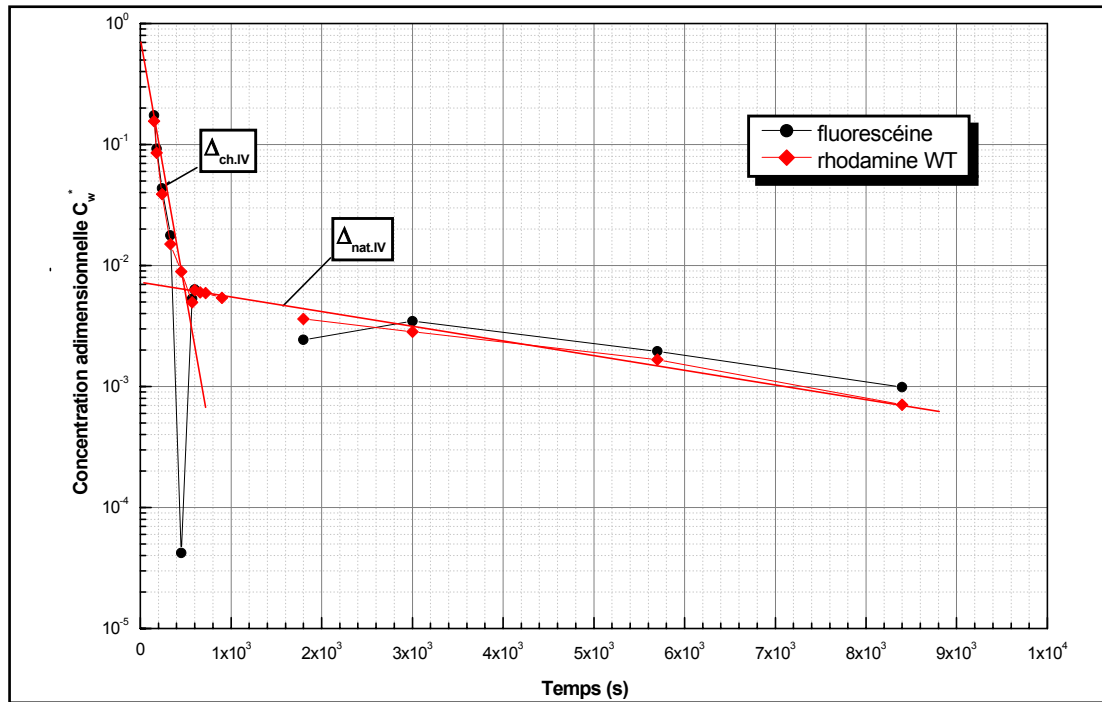


Figure IV.3.12. Evolution de la concentration au Pz4

Sur la courbe d'évolution de la concentration à l'injection, l'effet de la chasse se marque par la décroissance rapide de la concentration au sein du Pz4. Juste après, un léger effet de rétrodiffusion du traceur laisse penser que la chasse a été réalisée à un débit supérieur au débit critique. Par la suite, la concentration dans le Pz4 diminue très lentement au cours du temps, indiquant que les vitesses d'écoulement ne sont pas très élevées dans son voisinage. La grande distance entre le Pz4 et le puits de pompage contribue au fait que ce dernier n'ait pas beaucoup d'influence sur les vitesses d'écoulement près du Pz4, donc à ce que les interactions piézomètre - aquifère soient essentiellement gouvernées par la composante régionale de l'écoulement.

Le tableau IV.3.12 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz4.

Hypothèse		Mesures sur les courbes		Paramètres déduits	
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$	Δ	V_w^{eff} (m ³)	Q_t (m ³ .s ⁻¹)
I	C_w^* stabilisé	~0.2	---	---	1.69×10^{-4}
II	$Q_{inj}^* > 1$	~0.2	---	0.027	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	4.95×10^{-3}	---	0.017	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	-4.0×10^{-3}	0.023	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	-4.0×10^{-3}	---	$-6.23 \times 10^{-5} !!$
V	Δ_{nat}	---	-1.18×10^{-4}	---	6.09×10^{-6}

Tableau IV.3.12. Informations déduites des évolutions de concentration au Pz4

IV.3.7.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I

Lors de l'injection, le volume de fluide traceur étant très petit, il est peu probable que l'on ait atteint un équilibre de concentration dans le Pz4. Dans ce cas, la valeur du débit de transit en cours d'injection est surestimée.

Hypothèse II, III & IV

L'estimation du volume effectif d'eau au sein du Pz4, en supposant que les débits d'injection (hypothèse II) ou de chasse (hypothèse III) sont supérieurs au débit critique, donnent des résultats variant de 17 à 23 litres, en bon accord avec le volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage. Si l'on y ajoute la rétrodiffusion du traceur observée après la chasse, on peut raisonnablement estimer que le débit critique est faible. L'hypothèse IV conduit à l'estimation d'un débit de transit négatif.

Hypothèse V

Lors du lessivage naturel, la décroissance de concentration permet d'évaluer un débit naturel de transit Q_t^0 de l'ordre de 6×10^{-6} m³.s⁻¹ (environ 22 l/h). Cette valeur est peut-être sous évaluée, suite à la rétrodiffusion du traceur dans le Pz4 après l'injection, ainsi que suite à l'apparente stagnation du traceur au voisinage du Pz4. Elle est toutefois en accord avec (1) l'estimation d'un débit critique assez faible, (2) le fait que le traceur ne semble pas s'éloigner rapidement du Pz4 et (3) le fait que le Pz4 étant situé assez loin du puits de pompage, les échanges puits - aquifère sont essentiellement gouvernés par la composante régionale de l'écoulement. Dans l'hypothèse d'un écoulement radial convergent autour

du puits de reprise, on trouve un débit naturel de transit théorique de l'ordre de $3.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ qui est lui même en bon accord avec les autres observations.

IV.3.7.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.13 présente simultanément les évolutions de concentration (normées par rapport à la masse injectée) au Pz4 avec les courbes de restitution des mêmes traceurs au puits de pompage. Le tableau IV.3.13 synthétise les valeurs caractéristiques des courbes de restitution.

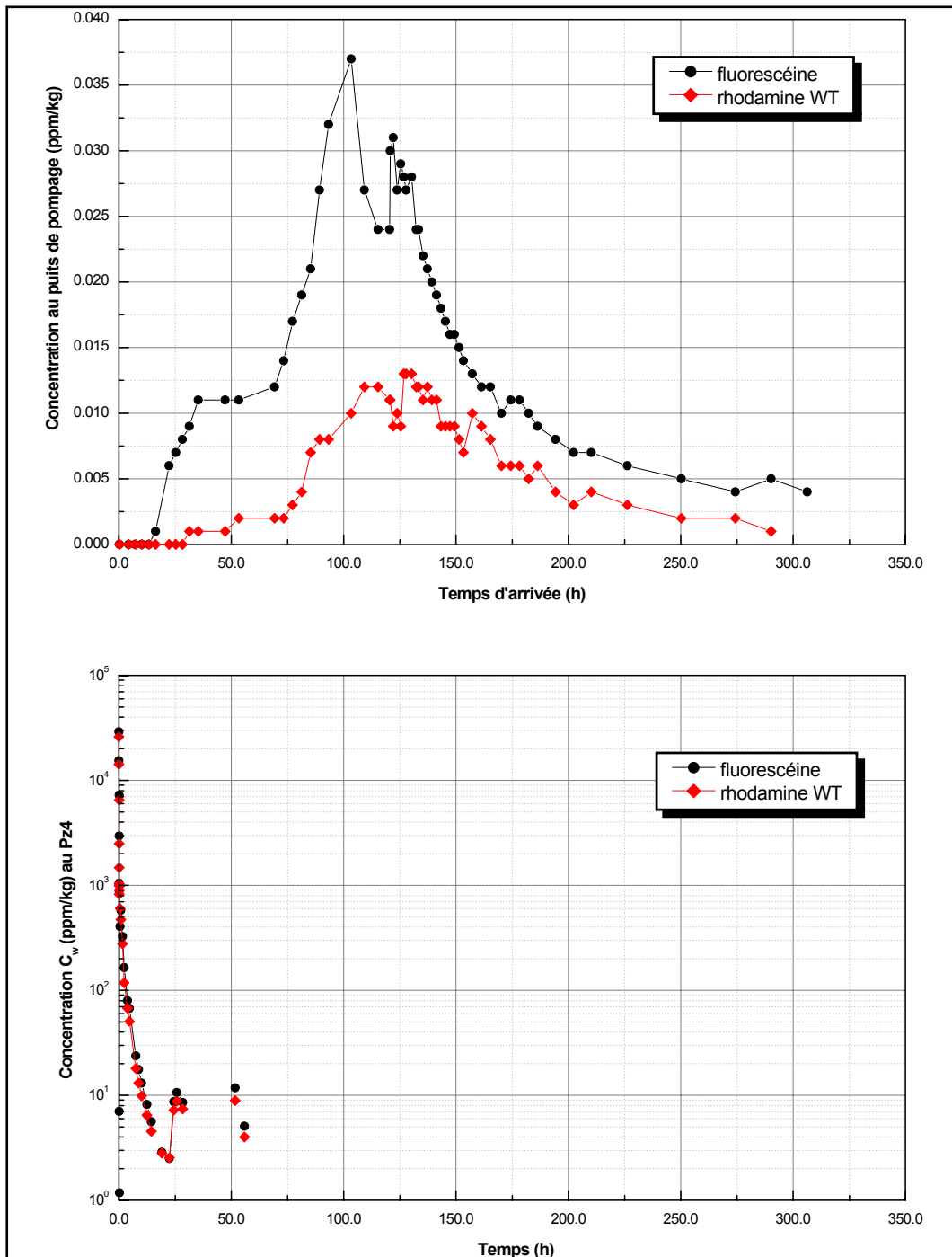


Figure IV.3.13. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz4.

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
II	fluorescéine	16.30	3.06	103.30	0.48	0.19
	rhodamine WT			93.30	0.54	0.07

Tableau IV.3.13. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz4

Une seule injection ayant été réalisée au Pz4, il n'est pas possible de juger si elle a eu une influence sur le résultat du traçage. Toutefois, la distance relativement importante entre le Pz4 et le puits de pompage (environ 50 m), ainsi que le long temps de transfert permettent de supposer que cette influence n'est pas prépondérante.

Par contre, il est clair que la position latérale du Pz4 (par rapport à l'écoulement régional) joue un rôle important. Tout comme au Pz3, les traceurs ont certainement emprunté un cheminement plus complexe que la ligne droite Pz4 - puits de reprise. Ceci explique probablement l'allure atypique de la courbe de restitution. Le Pz4 se trouve vraisemblablement en bordure ouest de la zone d'appel du pompage.

IV.3.7.4 Comportement physico-chimique des traceurs injectés au Pz4

La figure IV.3.14 présente l'évolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz4.

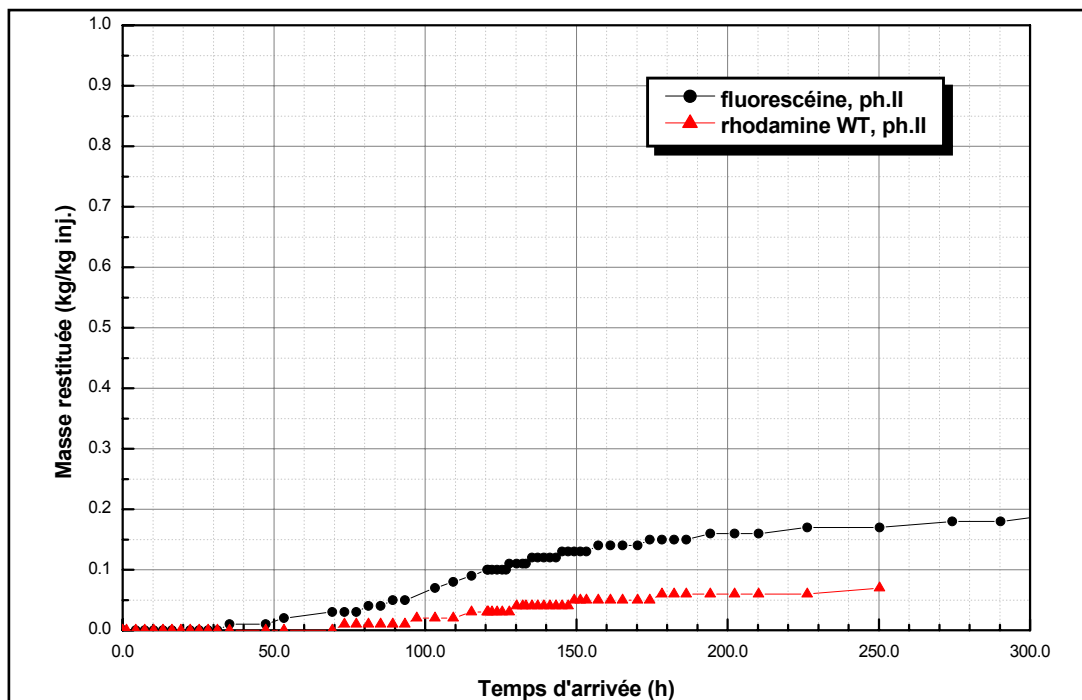


Figure IV.3.14. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz4

Les taux de restitution relativement faibles proviennent vraisemblablement de la conjonction de deux effets : (1) la position du Pz4 en bordure de la zone d'appel du pompage de reprise, qui peut expliquer la « perte » d'une partie des traceurs par migration avale, (2) l'adsorption des traceur dans le milieu souterrain. On a déjà parlé du caractère sorptif de la rhodamine WT lors de la description des injections au Pz2. Plusieurs auteurs ont également relevé le caractère sorptif de la fluorescéine (ex : SABATINI & AUSTIN, 1991, KÄSS, 1994, HADI *et al.*, 1997, VEREECKEN *et al.*, 1999). On reviendra sur le comportement chimique de ces traceurs lors de la description des injections réalisées au Pz6.

IV.3.8 Injections réalisées au piézomètre Pz5 (25.08 m du puits de pompage)

IV.3.8.1 Description des schémas d'injection

Le Pz5 est situé à moyenne distance du puits central. De plus, on dispose d'un piézomètre intermédiaire d'observation (le Pz2) bien situé sur le trajet entre le Pz5 et le puits. Le Pz5 a donc été le piézomètre le plus utilisé pour les essais.

Quatre injections y ont été réalisées : lors des phases I et II avec du naphthionate et lors des phase IV et V avec du naphthionate et de l'iodure de potassium (I⁻ et, dans certains cas, K⁺ dosés). Le tableau IV.3.14 résume les données relatives à ces injections.

Phase	Traceur	M _{inj} (kg)	V _{inj} (m ³)	T _{inj} (s)	Q _{inj} (m ³ s ⁻¹)	V _{ch} (m ³)	T _{ch} (s)	Q _{ch} (m ³ s ⁻¹)
I	naphthionate	0.200	0.007	100	7.0×10 ⁻⁵	0.014	240	5.75×10 ⁻⁵
II	naphthionate	0.052	0.003	52	5.77×10 ⁻⁵	0.100	268	3.73×10 ⁻⁴
IV	naphthionate	0.102	0.007	70	1.0×10 ⁻⁴	1.4	1180	1.19×10 ⁻³
	iodure	1.682	1.4	1440	9.72×10 ⁻⁴	--	--	--
V	naphthionate	0.101	0.048	2400	2.0×10 ⁻⁵	--	--	--
	iodure	3.86						
	potassium	1.19	0.152	9900	1.54×10 ⁻⁵			

Tableau IV.3.14. Description des injections réalisées au Pz5

IV.3.8.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

Les évolutions de concentration au Pz5, lors des différentes phases de traçage, sont présentées à la figure IV.3.15.

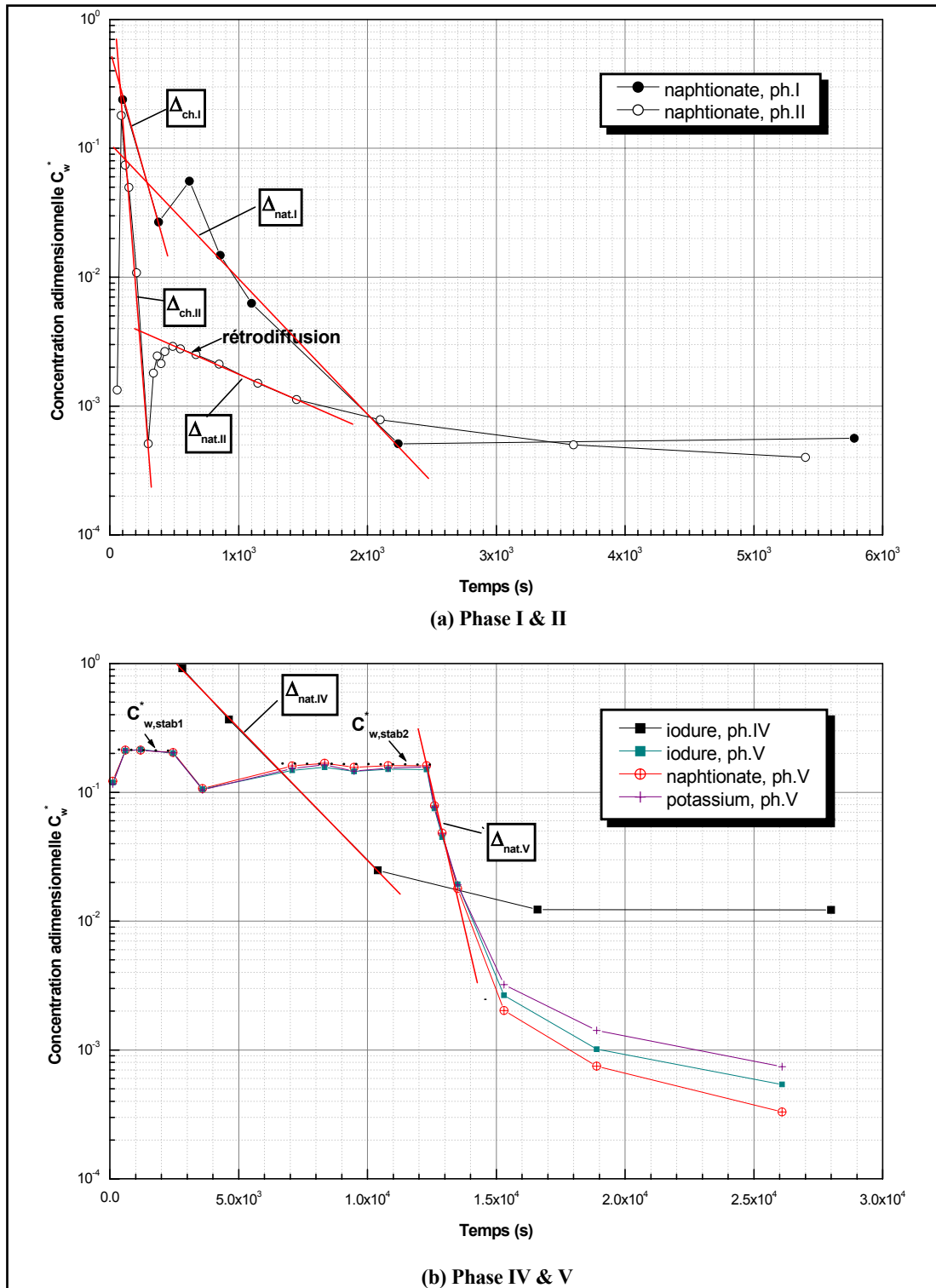


Figure IV.3.15. Evolution de la concentration au Pz5

Lors des phases I, II et IV, le volume de fluide traceur est relativement petit. La différence entre ces phases se situe au niveau du volume de la chasse (croissant de la phase I à la phase IV). Lors de la phase II, le débit de chasse plus intense se marque bien par la décroissance rapide de la concentration en naphionate. Lors de cette même phase, la rétrodiffusion du traceur au sein du Pz5 est indicatrice d'un débit de chasse supérieur au débit critique.

Lors de la phase IV, l'objectif initial était de vérifier si une chasse importante peut être à l'origine de l'observation d'un double pic sur la courbe de restitution, première hypothèse avancée pour interpréter les double pics observés lors d'essais de traçage antérieurs (BROUYERE & RENTIER, 1997). L'idée est de créer un « anneau » de traceur dans l'aquifère, au voisinage du piézomètre d'injection, cet anneau se déplaçant ensuite vers le puits où deux pics de restitution, résultant de cette géométrie initiale particulière, sont susceptibles d'être observés (GUVANASEN & GUVANASEN, 1987). Pour ne pas perturber cette géométrie, aucun échantillon n'a été prélevé en cours d'injection. De plus, la chasse a été « tracée » avec de l'iodure de manière à voir, le cas échéant, où se situerait le « pic de chasse » par rapport à la courbe de restitution du naphthionate. La chasse avec l'iodure a débuté quelques minutes avant l'injection du naphthionate, ce qui explique les durées différentes considérées pour l'injection des deux traceurs. A la fin de la chasse, donc à la fin de l'injection de l'iodure, on constate que la concentration en iodure dans le Pz5 est pratiquement égale à la concentration dans le fluide traceur ($C_{w,inj}^* \rightarrow 1$). Ceci se produit si le volume de fluide traceur est très grand par rapport au volume du piézomètre et si dans le même temps, le débit d'injection de l'iodure est supérieur au débit critique.

Lors de la phase V, une injection « continue » (en pratique de longue durée), à faible débit, a été réalisée. Au cours de l'injection, le débit a dû être diminué légèrement. Dans un premier temps, un volume de 48 litres de fluide traceur a été injecté sur une durée de 2400 s (40 min), suivi d'un volume de 152 litres de fluide traceur injecté sur une durée de 9900 s (2 h 45 min). Cela explique que le profil d'injection est composé de deux paliers. Au total, 200 litres de fluide traceur ont donc été injectés sur une durée de 3 h 25 min.

Sur la figure IV.3.15, les « paliers » de stabilisation de la concentration sont bien visibles. Au cours des deux parties de la phase V, le débit d'injection est inférieur au débit critique et un débit de transit existe au travers du Pz5, mis en évidence par la stabilisation de la concentration à des valeurs $C_{w,stab}^* < 1$. Ceci montre une fois de plus la très bonne adéquation physique entre le modèle d'injection et les phénomènes observés. La modélisation de cette évolution de concentration permettra par ailleurs de vérifier en pratique l'adéquation et la précision de la fonctionnalité reliant le débit de transit au débit d'injection $Q_t = f(Q_{inj})$, développée à l'annexe 3.

Le tableau IV.3.15 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz5.

Hypothèse		Mesures sur les courbes								Paramètres déduits							
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$				Δ				V_w^{eff} (m ³)				Q_t (m ³ /s)			
		Ph.I	Ph.II	Ph.IV	Ph.V	Ph.I	Ph.II	Ph.IV	Ph.V	Ph.I	Ph.II	Ph.IV	Ph.V	Ph.I	Ph.II	Ph.IV	Ph.V
I	C_w^* stabilisé	0.24	0.18	1.0	0.21 + 0.15	---	---	---	---	---	---	---	---	2.22×10^{-4}	2.63×10^{-4}	0.0	7.52×10^{-5} + 8.70×10^{-5}
II	$Q_{inj}^* > 1$	0.24	0.18	1.0	---	---	---	---	---	0.026	0.015	Indét.	---	---	---	---	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	2.68×10^{-2}	5.0×10^{-4}	---	---	---	---	---	---	0.0064	0.017	---	---	---	---	---	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	---	---	---	-3.43×10^{-3}	-1.17×10^{-2}	---	---	0.0073	0.014	---	---	---	---	---	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	---	---	---	-3.43×10^{-3}	---	---	---	---	---	---	---	5.07×10^{-5}	---	---	---
V	Δ_{nat}	---	---	---	---	-2.0×10^{-3}	-4.45×10^{-4}	-1.59×10^{-4}	-7.50×10^{-4}	---	---	---	---	6.31×10^{-5}	1.54×10^{-5}	5.48×10^{-6}	2.37×10^{-5}

Tableau IV.3.15. Informations déduites des évolutions de concentration au Pz5

IV.3.8.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I

Lors des phases I et II, vu le petit volume de fluide traceur et la brièveté des injections, il est peu probable que l'hypothèse I soit vérifiée. Elle conduit à l'évaluation de débits de transit particulièrement élevés (de l'ordre de $2 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) si on les compare aux valeurs de débits de transit évaluées lors d'autres phases. Lors de la phase IV, la concentration en iodure dans le piézomètre tend vers la concentration dans le fluide traceur (en l'occurrence la chasse). Ce volume de chasse étant très grand, ceci indique que le débit de chasse, de l'ordre de $1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, est supérieur au débit critique, donc que le débit de transit est nul pendant cette phase de l'injection. L'injection continue réalisée lors de la phase V permet de quantifier de manière plus précise le débit de transit. En cours d'injection, ce débit de transit se situe autour de $8.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pour un débit d'injection de l'ordre de $2.0 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. On peut donc supposer que le débit naturel de transit est voisin de $1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Ceci donnerait un débit critique de l'ordre de $3.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Hypothèse II

Lors des phases I et II, en faisant l'hypothèse que le débit d'injection est supérieur au débit critique, les volumes effectifs d'eau calculés (0.026 et 0.015 m^3) sont en bon accord avec le volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage. Lors de la phase IV, la concentration dans le piézomètre tendant vers la concentration dans le fluide traceur, le calcul du volume effectif d'eau dans l'ouvrage conduit à une indétermination. Lors de la phase V, le débit d'injection est clairement inférieur au débit critique et l'hypothèse II n'est pas d'application.

Hypothèses III & IV

Lors de la phase I, l'hypothèse d'un débit de chasse supérieur au débit critique conduit à l'estimation d'un volume effectif d'eau dans le Pz5 sous évalué (environ d'un facteur 2). Il semble donc que cette hypothèse doive être rejetée. Par contre, lors de la phase II, le volume effectif d'eau calculé (0.017 m^3 sur base de la variation de concentration et 0.014 m^3 sur base de la pente de décroissance), en supposant que la chasse est supérieure au débit critique, est en très bon accord avec le volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage. Le processus de rétrodiffusion permettait déjà de se douter de la validité de cette hypothèse. Le débit critique est donc inférieur au débit de chasse de la phase II. Ceci est en accord avec les observations faites lors de la phase IV.

Hypothèse V

Si on se base sur les décroissances de concentration en conditions de lessivage naturel, on obtient des valeurs nettement plus faibles pour le débit naturel de transit, de l'ordre de 5.0×10^{-6} à $6.3 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. La valeur la plus élevée, obtenue lors de la phase I, est de l'ordre de grandeur de ce que l'on attend au vu des autres résultats. Lors de la phase II, la valeur du débit naturel de transit est sans

doute sous estimée, suite à la rétrodiffusion du traceur observée après la chasse. Lors des phases IV et V, la durée des injections a sans doute pour effet que, durant le lessivage naturel, la concentration dans l'aquifère au voisinage du Pz5 (donc dans le flux de transit) n'est plus négligeable car elle a eu le temps de s'équilibrer avec la concentration dans le piézomètre. La formulation sur laquelle repose l'évaluation du débit naturel de transit n'est donc sans doute plus d'application.

IV.3.8.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.16 présente simultanément les évolutions de la concentration au Pz5 avec les courbes de restitution des mêmes traceurs au puits central. Le tableau IV.3.16 synthétise les valeurs caractéristiques de ces courbes de restitution.

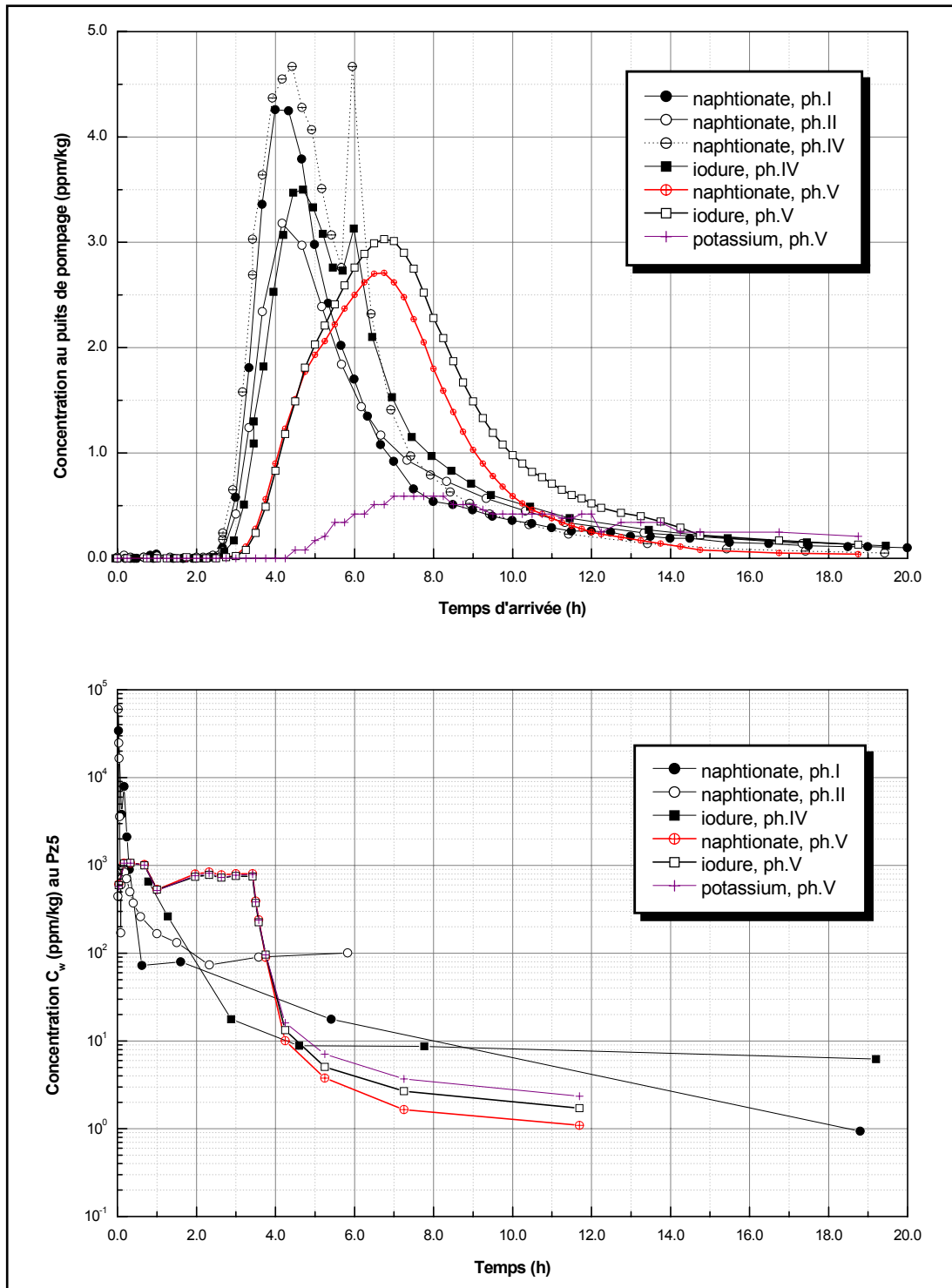


Figure IV.3.16. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz5

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
I	naphtionate	2.33	10.76	4.00	6.27	0.78
II	naphtionate	2.33	10.76	4.17	6.01	0.72
IV	naphtionate	1.92	13.06	4.42	5.67	0.91
	iodure	2.45	10.24	4.70	5.34	0.89
V	naphtionate	2.75	9.12	6.75	3.72	0.71
	iodure	2.75	9.12	6.75	3.72	0.97
	potassium	4.50	5.58	~7.25	3.47	0.56

Tableau IV.3.16. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz5

Lors des phases I, II et IV, la durée expérimentale d'injection peut être considérée comme courte. La courbe de restitution de la phase IV présente le pic de restitution le plus élevé et la queue de restitution la plus brève. On peut donc raisonnablement assimiler cette courbe à la réponse impulsionnelle du système. Par comparaison, la courbe de restitution obtenue lors de la phase I est légèrement atténuée et présente une queue de restitution nettement plus importante. Une part de ces différences est peut-être liée à l'injection. Lors de la phase I, le volume de chasse est beaucoup plus petit. Une partie du naphtionate a pu rester piégé dans le Pz5 et migrer ultérieurement vers le puits, produisant la queue de restitution prononcée.

Un problème se pose avec la phase II. Alors que le volume de chasse y est nettement supérieur à celui utilisé lors de la phase I, la courbe de restitution est plus atténuée et présente une queue de restitution plus prononcée. Ce résultat est contradictoire avec les deux autres (phase I et IV). Par contre, si l'on se base sur l'évolution de la concentration au Pz5 pendant la phase II, on constate que la concentration y diminue beaucoup moins vite que lors des autres phases. Cette lente décroissance, difficile à expliquer, est peut-être à l'origine de l'atténuation et de l'étalement de la courbe de restitution. Plusieurs hypothèses peuvent être avancées. Il se peut que la circulation d'eau n'ait pas assuré une homogénéisation suffisante, une part non négligeable du traceur étant ainsi resté piégée dans le Pz5 et mobilisée progressivement par la suite. Une autre hypothèse est que la répartition verticale du flux massique de traceur n'ait pas été identique lors des différentes phases. Lors de la phase II, le traceur a peut-être été injecté préférentiellement au droit d'un niveau moins perméable. Il migre alors moins facilement et moins directement vers le pompage. La lente décroissance observée à l'injection serait le reflet de la stagnation d'une partie du traceur au voisinage de l'injection.

L'iodure, ajouté à la chasse lors de la phase IV, présente également une atténuation assez importante et un étalement plus grand. Cette injection a duré 24 minutes (0.4 heure), ce qui n'est sans doute pas négligeable par rapport au temps de transfert Pz5 - puits central. Dans ce cas, l'atténuation est plutôt le résultat de l'influence de la durée expérimentale d'injection. Il se peut aussi que l'intensité

élevée du débit d'injection de l'iodure ait produit un étalement plus important du traceur dans l'aquifère, au voisinage du Pz5.

Il faut remarquer que le deuxième « pseudo » pic de restitution observé sur la courbe du naphthionate et sur celle de l'iodure lors de la phase IV est certainement le résultat d'une contamination de l'échantillon, lequel a d'ailleurs été prélevé manuellement. Si ce pic était le résultat de l'influence de la chasse, on observerait le pic d'iodure intercalé entre les deux pics du naphthionate, ce qui n'est pas le cas. On observe même un deuxième pic d'iodure dans l'échantillon suspect, ce qui confirme vraisemblablement une contamination accidentelle.

Lors de la phase V, l'effet de l'injection longue se marque nettement sur les courbes de restitution des traceurs injectés. Elles sont retardées, atténuées et elles présentent une allure dissymétrique rappelant fortement les courbes de restitution générées à l'occasion des tests relatifs à la durée expérimentale d'injection (chapitre III.3.5).

IV.3.8.3.1 Echantillonnage au piézomètre intermédiaire Pz2

Lors des phases d'injection IV et V des échantillons ont été prélevés au Pz2 utilisé à cette occasion comme piézomètre intermédiaire d'observation. Pour y prélever les échantillons, plusieurs méthodes peuvent être envisagées. La solution la moins perturbatrice est d'assurer une circulation de l'eau par pompage et ré-injection instantanée de l'eau dans l'ouvrage, de manière similaire à ce qui est fait aux points d'injection des traceurs. Cette façon de procéder fournit une concentration moyenne dans le piézomètre. On a toutefois vu au chapitre III.1 (tant en théorie que dans l'exemple d'illustration) que cette concentration moyenne n'est pas forcément égale à la concentration dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage. La présence d'eau au sein du piézomètre et les effets de distorsion du champs d'écoulement peuvent être à l'origine d'écarts importants entre la concentration dans le piézomètre et dans l'aquifère autour.

Il est également possible de pomper dans le piézomètre. Cette méthode renouvelle plus ou moins l'eau dans l'ouvrage (selon le volume d'eau pompé) et fournit donc une mesure plus représentative de la concentration dans l'aquifère. Plusieurs auteurs se sont intéressés au délicat problème de la représentativité des échantillons prélevés par pompage et l'influence que cela peut avoir sur l'interprétation de ces mesures (ROBBINS, 1989, REILLY *et al.*, 1989, GIBS & IMBRIGIOTTA, 1990, ROBBINS & MARTIN-HAYDEN, 1991, GIBS *et al.*, 1993, REILLY & GIBS, 1993, MARTIN-HAYDEN & ROBBINS, 1997). Cette littérature se rapporte toutefois plus aux techniques d'échantillonnage visant à étudier des évolutions naturelles de concentration ou des cas de pollutions, qu'aux techniques de traçage.

Ici, lors de la phase IV, l'échantillonnage a été réalisé en prélevant les échantillons après le pompage de 20 litres, soit un peu plus que le volume d'eau présent dans le tubage. Lors de la phase V, on a systématiquement prélevé les échantillons au début du pompage et après le pompage de 20 litres.

La figure IV.3.17 présente l'évolution des concentrations au piézomètre intermédiaire, lors des phases IV et V, pour les différents modes de prélèvement. Sur le plan qualitatif, les évolutions de concentrations obtenues sont tout à fait cohérentes. Lors de la phase IV, l'iodure ajouté à la chasse est détectée au Pz2 légèrement plus tard que le naphthionate. Rapidement, la concentration en iodure dépasse celle en naphthionate et reste par la suite plus élevée, non seulement parce que l'injection de l'iodure est plus longue, mais sans doute aussi à la suite de la dégradation du naphthionate (voir point suivant).

Lors de la phase V, les évolutions de concentrations varient fortement en fonction du mode de prélèvement des échantillons. Les échantillons prélevés après pompage présentent des concentrations nettement plus élevées. Cette différence est sans doute trop importante pour être attribuée aux seuls effets de mélange et de distorsion. Il est vraisemblable que le nuage de traceur passe légèrement sur le côté du Pz2, le pompage de 20 litres permettant d'investiguer cette zone. Sur le plan quantitatif, il n'est pas évident d'utiliser les courbes d'évolution de la concentration au Pz2 car il est pratiquement impossible d'isoler la ou les causes des écarts entre les mesures obtenues avec des modes de prélèvement différents. Par contre, sur le plan qualitatif (temps de transfert, comportement des traceurs,...), ces courbes sont intéressantes à utiliser.

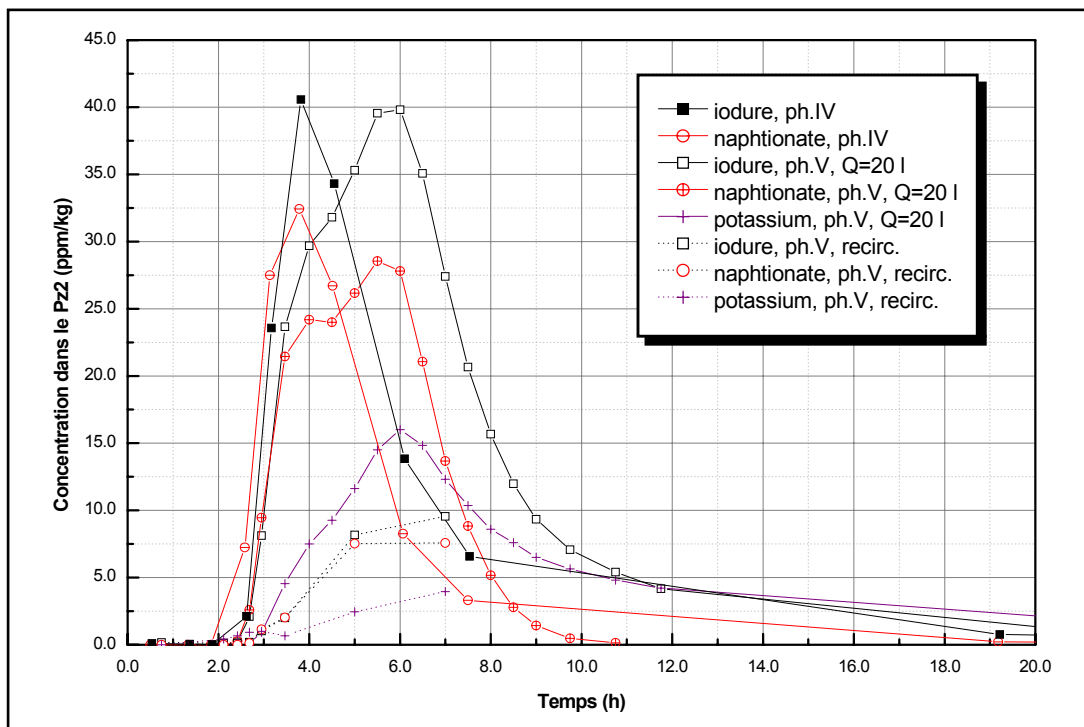


Figure IV.3.17. Evolution de la concentration au piézomètre intermédiaire Pz2

IV.3.8.4 Comportement physico-chimique des traceurs

La figure IV.3.18 présente l'évolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz5.

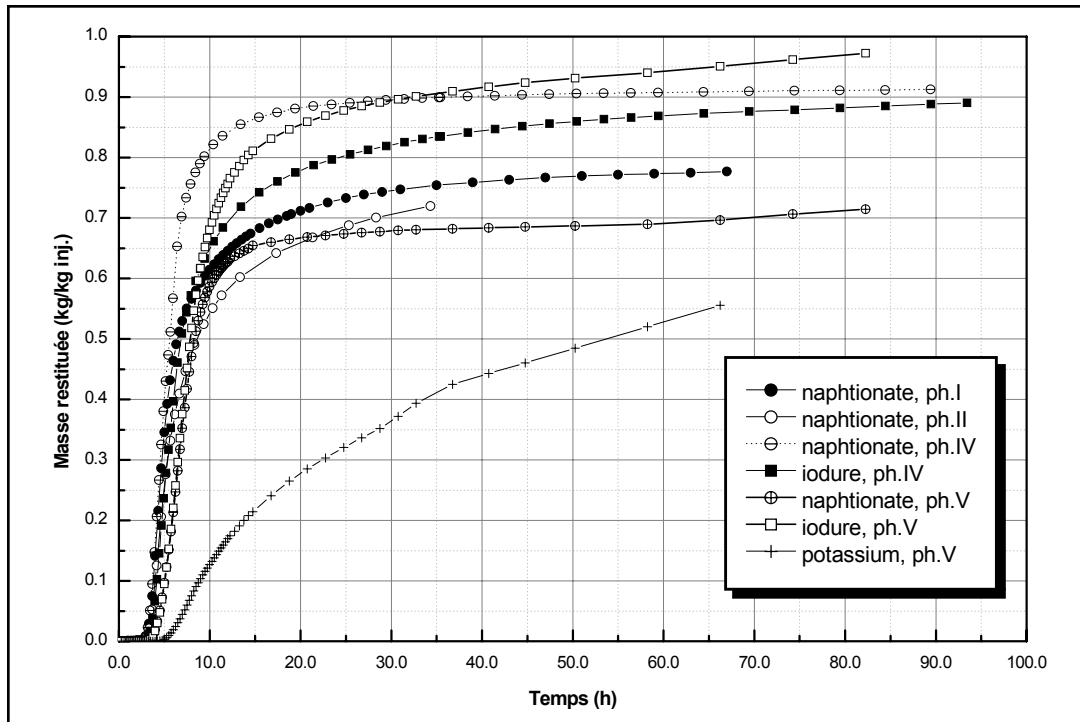


Figure IV.3.18. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz5

L'iodure, qui est un anion, peut être considéré comme un traceur conservatif. Parmi les courbes de restitution des injections réalisées au Pz5, on observe d'ailleurs les taux de restitution les plus élevés pour ce traceur. Lors de l'injection « continue » de la phase V, le comportement du naphionate et du potassium sont clairement mis en évidence par comparaison avec l'iodure. Lors des premières arrivées, le naphionate suit une évolution de concentration pratiquement identique à celle suivie par l'iodure. Ceci indique que le naphionate ne présente pas ou peu d'adsorption dans le milieu souterrain. Par la suite (environ 5 heures après l'injection), la courbe de restitution du naphionate « décroche » de celle de l'iodure. A partir de ce moment, l'écart entre les deux courbes est croissant. Cette allure est typique d'un processus de dégradation affectant le naphionate dans l'aquifère graveleux.

Cette dégradation semble liée à la migration du naphionate dans le milieu. En effet, la répétition au cours du temps du dosage de certains échantillons a montré que la concentration en naphionate restait constante dans les flacons prélevés. Le processus de dégradation ne semble donc pas lié à la composition chimique de l'eau en tant que telle mais plutôt à la nature du milieu aquifère. De plus, il ne semble pas que la dégradation du naphionate soit liée à la présence d'iodure dans le fluide traceur. En effet, le dosage d'un échantillon prélevé dans le récipient contenant le fluide traceur,

où les concentrations en iodure et naphthionate étaient maximales, n'a pas mis en évidence de dégradation du naphthionate, même en répétant cette analyse au cours du temps.

Lors de la phase V, le potassium présente un retard et une atténuation très importants par rapport à l'iodure et au naphthionate. Pour rappel, le potassium peut être piégé dans le milieu alluvial par échange cationique avec le Ca^{2+} , présent en quantité importante dans l'eau de la nappe.

Remarquons encore que le comportement chimique des traceurs se marque également de manière très nette sur les évolutions de concentration au Pz2 intermédiaire (fig.IV.3.16).

IV.3.9 Injections réalisées au piézomètre Pz6 (46.07 m du puits de pompage)

IV.3.9.1 Description des schémas d'injection

Le Pz6 est situé à l'amont du puits de pompage, par rapport à l'écoulement régional. Vu la distance assez importante, l'influence de l'injection sur le résultat du traçage ne doit pas être très importante. Par contre, il était intéressant d'utiliser ce piézomètre pour acquérir des données hydrodispersives relatives à la zone d'alimentation du pompage, ainsi que pour évaluer le comportement chimique de quelques traceurs.

Deux injections y ont été réalisées : lors de la phase IV avec de la fluorescéine et de la rhodamine WT et lors de la phase VI avec de l'iodure de potassium (I⁻ dosé) et du naphthionate. Le tableau IV.3.17 synthétise les données relatives à ces deux injections.

Phase	Traceur	M _{inj} (kg)	V _{inj} (m ³)	T _{inj} (s)	Q _{inj} (m ³ .s ⁻¹)	V _{ch} (m ³)	T _{ch} (s)	Q _{ch} (m ³ .s ⁻¹)
IV	fluorescéine	0.203	0.010	97	1.03×10 ⁻⁴	0.020	45	4.44×10 ⁻⁴
	rhodamine WT	0.215				0.060	382	1.57×10 ⁻⁴
VI	iodure	3.25	0.030	245	1.22×10 ⁻⁴	0.060	555	1.08 ×10 ⁻⁴
	naphthionate	1.00						

Tableau IV.3.17. Description des injections réalisées au Pz6

IV.3.9.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

L'évolution de la concentration au Pz6, lors des deux phases de traçage, est présentée à la figure IV.3.19. Les deux profils d'injection diffèrent par le volume de fluide traceur, mais le volume total injecté (traceur + chasse) est identique dans les deux cas. Lors de la phase IV, la décroissance de concentration associée à la première partie de la chasse (en réalité le rinçage de la canne d'injection) est très nette. Par contre, lors des deux injections, la distinction des portions de courbes, associées respectivement à la chasse et au lessivage naturel, n'est pas aisée.

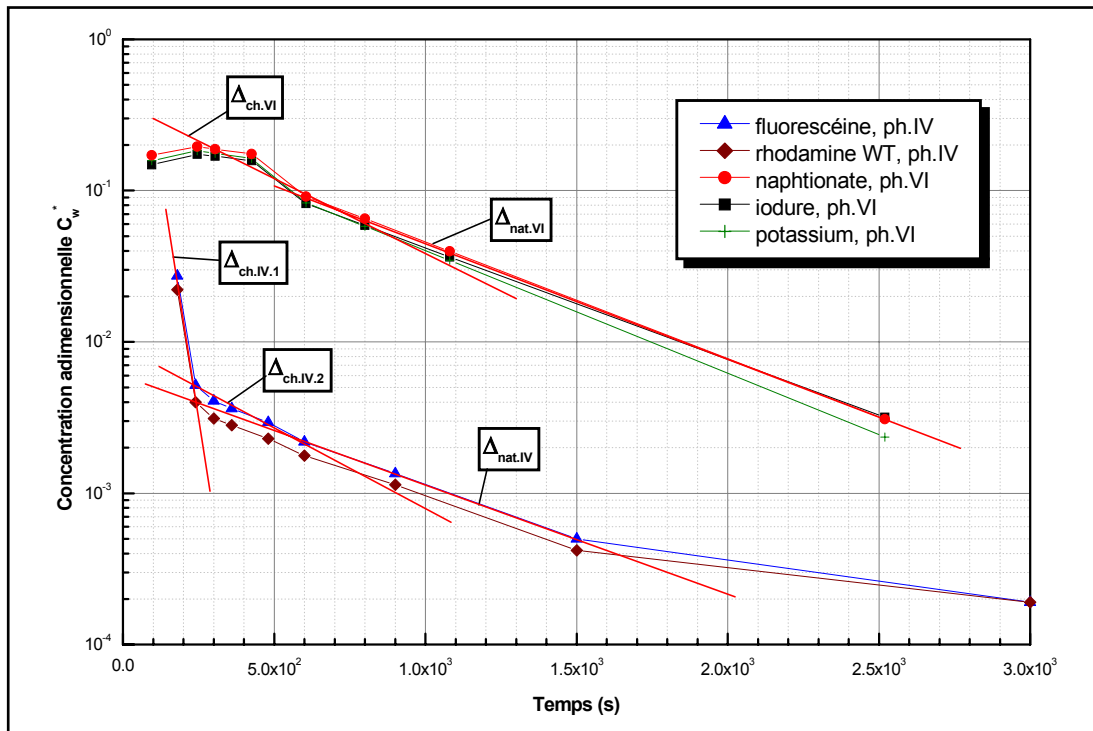


Figure IV.3.19. Evolution de la concentration au Pz6

Le tableau IV.3.18 synthétise les informations déduites des courbes d'évolution de la concentration au Pz6.

Hypothèse		Mesures sur les courbes				Paramètres déduits			
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$		Δ		V_w^{eff} (m ³)		Q_t (m ³ .s ⁻¹)	
		Ph.IV	Ph.VI	Ph.IV	Ph.VI	Ph.IV	Ph.VI	Ph.IV	Ph.VI
I	C_w^* stabilisé	---	0.2	---	---	---	---	---	4.88×10^{-4}
II	$Q_{inj}^* > 1$	---	0.2	---	---	---	0.134	---	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	---	0.06	---	---	---	0.049	---	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-1.26×10^{-2} + -1.1×10^{-3}	-1.04×10^{-3}	0.015 + 0.062	0.045	---	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	---	-1.26×10^{-2} + -1.1×10^{-3}	-1.04×10^{-3}	---	---	-4.1×10^{-4} !	-6.1×10^{-5} !
V	Δ_{nat}	---	---	-7.14×10^{-4}	-7.62×10^{-4}	---	---	2.25×10^{-5}	2.4×10^{-5}

Tableau IV.3.18. Informations déduites des évolutions de concentration au Pz6

IV.3.9.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I & II

Lors de la phase IV, on ne dispose pas d'échantillon à la fin de l'injection. Les hypothèses I et II n'ont donc pas pu être testées. Lors de la phase VI, l'évolution semble montrer une stabilisation de la concentration. L'application de l'hypothèse I conduit à l'évaluation d'un débit de transit très élevé, de l'ordre de $5 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. L'hypothèse II conduit à l'évaluation d'un volume effectif d'eau dans le piézomètre très élevé (environ 10 fois le volume d'eau théoriquement présent dans le tubage).

Hypothèse III

Le volume effectif d'eau dans le Pz6, évalué à partir des décroissances de concentration mesurées durant la chasse, est généralement élevé (de 40 à 60 litres) sauf lors de la première partie de la chasse (rinçage) de la phase IV.

Hypothèse IV

Lors des deux phases d'injection, supposer le débit de chasse inférieur au débit critique (hypothèse IV) donne des débits de transit négatifs. Ceci provient peut-être d'une sous évaluation du volume effectif d'eau au sein du piézomètre.

Hypothèse V

Le débit naturel de transit, évalué à partir des décroissances de concentration observées pendant le lessivage naturel, est très faible (de l'ordre de $2.3 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Ce résultat n'est pas en accord avec le débit de transit calculé pendant l'injection de la phase VI (de l'ordre de $5.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Pour rappel, l'estimation du débit de transit, sur base de la stabilisation de la concentration pendant l'injection, est indépendante du volume du piézomètre, ce qui n'est pas le cas lors du lessivage naturel.

En conclusion, il n'est pas aisé de tirer des informations très précises à partir des évolutions de concentration au Pz6. Il ressort toutefois de l'analyse que, tout comme au Pz2, le volume effectif d'eau devant être considéré dans les bilans de masse est probablement plus grand que le volume d'eau théoriquement présent dans le tubage.

Sur base des résultats obtenus lors de l'injection de la phase VI, il semble que le débit de transit au voisinage du Pz6 est assez élevé (supérieur à $5.0 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Ceci provient vraisemblablement de l'emplacement du Pz6 à l'amont par rapport au pompage. Dans ce secteur, la composante d'écoulement due au pompage s'ajoute à la composante régionale, produisant des vitesses d'écoulement relativement élevées.

IV.3.9.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.20 présente les évolutions de concentration au Pz6 avec les courbes de restitution des mêmes traceurs au puits de pompage. Le tableau IV.3.19 synthétise les valeurs caractéristiques de ces courbes de restitution.

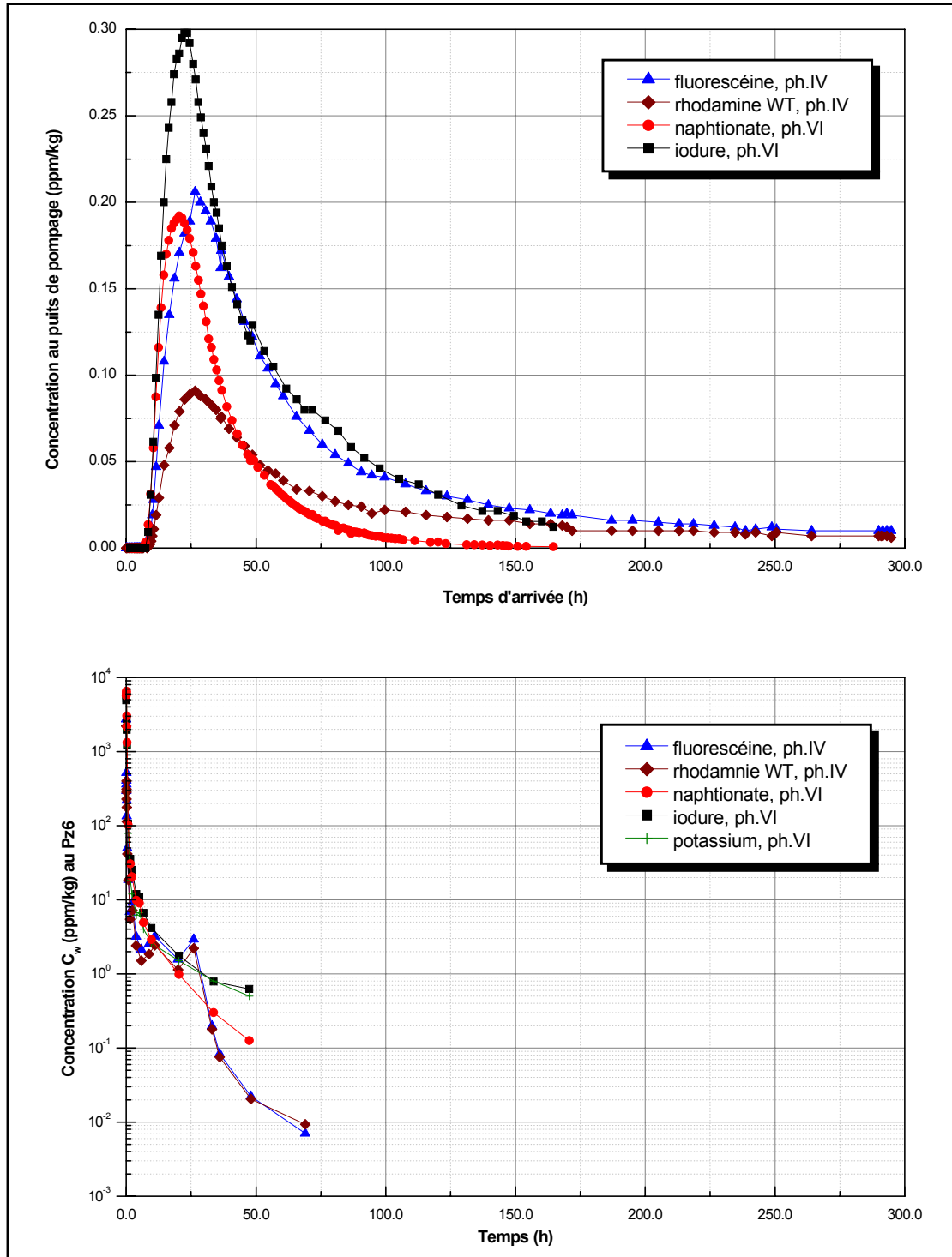


Figure IV.3.20. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz6

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
IV	fluorescéine	8.00	5.76	26.58	1.73	0.70
	rhodamine WT	8.58	5.37	26.58	1.73	0.38
VI	naphionate	7.45	6.18	20.45	2.25	0.32
	iodure	7.45	6.18	22.45	2.05	0.70

Tableau IV.3.19. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz6

La vitesse de transfert entre le Pz6 et le puits de pompage est relativement élevée. Comme cela a déjà été mentionné, le Pz6 étant situé à l’amont du pompage par rapport à l’écoulement régional, les deux composantes d’écoulement (régional et pompage) s’additionnent pour produire un transfert rapide des traceurs. Si les conditions expérimentales d’injection ont une influence sur le résultat, seule la modélisation mathématique des essais permettra de le vérifier.

IV.3.9.4 Comportement physico-chimique des traceurs injectés au Pz6

La figure IV.3.21 présente l’évolution temporelle de la masse restituée des différents traceurs injectés au Pz6.

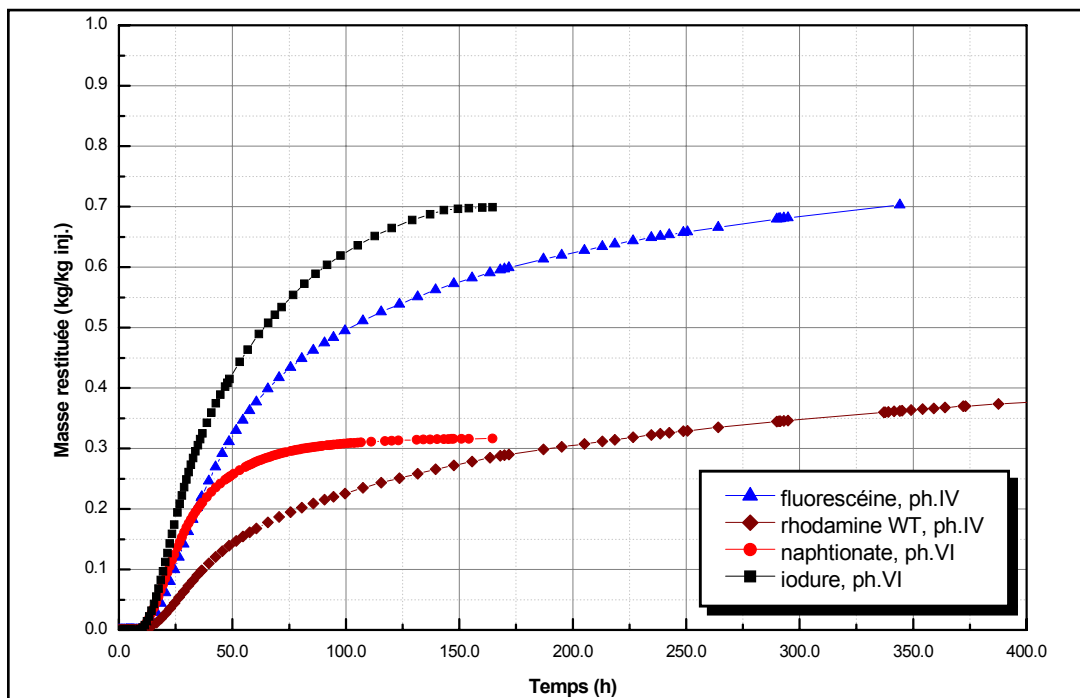


Figure IV.3.21. Evolution temporelle de la masse restituée des traceurs injectés au Pz6

Si l’on suppose que les conditions d’injection ont eu une influence négligeable sur le résultat des traçages, il est possible de faire une comparaison intéressante entre le comportement chimique des quatre traceurs injectés au Pz6.

L'iodure et la fluorescéine présente les masses restituées les plus élevées. Il faut toutefois remarquer que la restitution de la fluorescéine a été calculée sur une période beaucoup plus grande que pour l'iodure. Ces courbes doivent donc être comparées pour des mêmes durées, en parallèle avec l'évolution de la concentration au puits qui indique à quel stade de la restitution se trouve le traceur. Pour des mêmes durées, on voit que le taux de restitution de l'iodure est plus élevé que celui de la fluorescéine.

L'iodure étant un traceur conservatif, sa courbe de restitution peut servir de référence. Comme au Pz5, le naphthionate montre, au début de la restitution, une évolution presque identique à celle de l'iodure. Par la suite, la courbe de restitution du naphthionate décroche progressivement de celle de l'iodure. Après le pic de naphthionate, la concentration décroît rapidement. La dégradation affectant ce traceur dans le milieu souterrain est une fois de plus bien mise en évidence.

Les courbes de restitution de la fluorescéine et de la rhodamine WT sont clairement affectées par un effet de retard: les premières arrivées et le pic de restitution sont légèrement plus tardifs, une atténuation importante affecte le pic de restitution (par comparaison avec le pic de l'iodure) et de longues queues de restitution sont observées. Des processus d'adsorption peuvent à nouveau être invoqués pour expliquer ces retards.

IV.3.10 Injection réalisée au piézomètre Pz7 (27.61 m du puits de pompage)

IV.3.10.1 Description du schéma d'injection

Le Pz7 est situé à l'aval du puits de pompage. La composante d'écoulement induite par le pompage étant opposée à la composante régionale d'écoulement, les vitesses d'écoulement résultantes sont réduites. Il était intéressant de disposer de données hydrodispersives dans ce secteur et de vérifier l'effet que peut avoir la position particulière du piézomètre sur la courbe de restitution.

Une injection y a été réalisée : lors de la phase VII, avec de la fluorescéine. Le tableau IV.3.20 synthétise les données relatives à cette injection.

Phase	Traceur	M_{inj} (kg)	V_{inj} (m ³)	T_{inj} (s)	Q_{inj} (m ³ .s ⁻¹)	V_{ch} (m ³)	T_{ch} (s)	Q_{ch} (m ³ .s ⁻¹)
VII	fluorescéine	0.100	0.005	75	6.67×10^{-5}	0.010	75	1.33×10^{-4}
						+ 0.060	+ 275	+ 2.18×10^{-4}

Tableau IV.3.20. Description des injections réalisées au Pz7

IV.3.10.2 Evolution de la concentration au puits d'injection

L'évolution de la concentration au Pz7 est présentée à la figure IV.3.22. La diminution de concentration dans le piézomètre, suite au rinçage et à la chasse, est nette. Par la suite, la concentration diminue progressivement mais lentement, sous l'effet du débit naturel de transit. Ceci est indicateur des faibles vitesses d'écoulement au voisinage du Pz7.

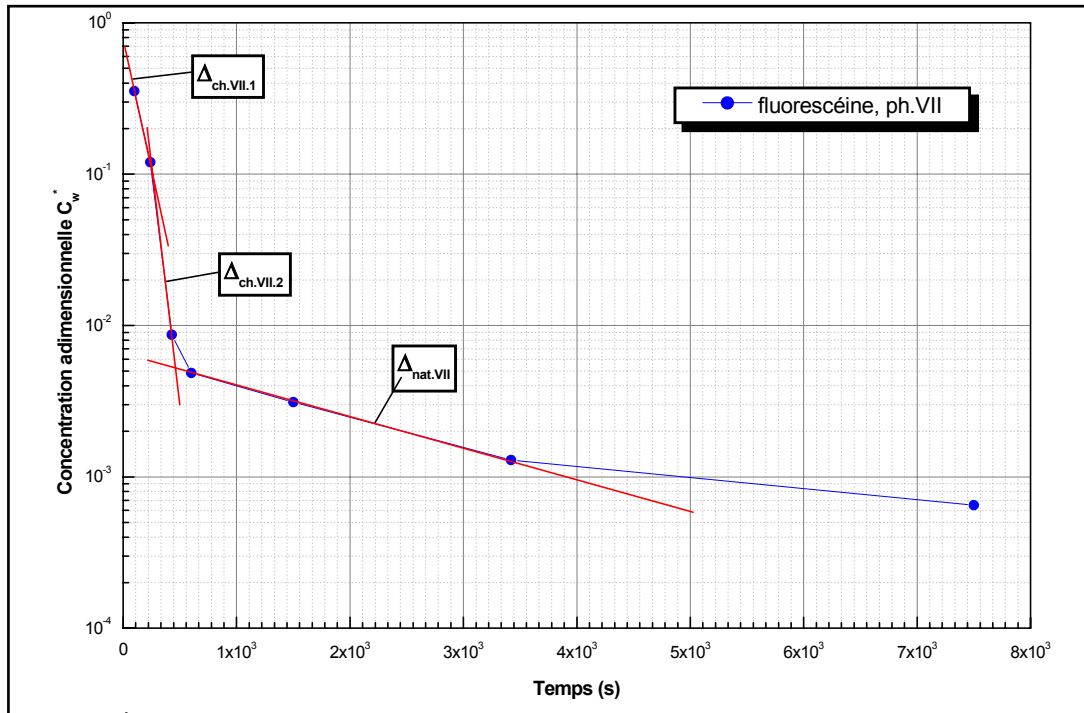


Figure IV.3.22. Evolution de la concentration au Pz7

Le tableau IV.3.21 synthétise les informations déduites de la courbe d'évolution de la concentration au Pz7.

Hypothèse		Mesures sur les courbes		Paramètres déduits	
		$C_{w,f_{inj}}^*$ ou $C_{w,f_{ch}}^*$	Δ	V_w^{eff} (m ³)	Q_t (m ³ .s ⁻¹)
I	C_w^* stabilisé	~0.355	---	---	1.21×10^{-4}
II	$Q_{inj}^* > 1$	~0.355	---	0.011	---
III	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta C_{w,ch}^*$	8.69×10^{-3}	---	0.019	---
	$Q_{ch}^* > 1 + \Delta_{ch}$	---	-6.17×10^{-3} + -3.17×10^{-3}	0.018 + 0.015	---
IV	$Q_{ch}^* < 1 + \Delta_{ch}$	---	-6.17×10^{-3} + -3.17×10^{-3}	---	$-3.3 \times 10^{-5} !!$ + $-2.35 \times 10^{-5} !!$
V	Δ_{nat}	---	-2.03×10^{-4}	---	6.41×10^{-6}

Tableau IV.3.21. Informations déduites de l'évolution de la concentration au Pz7

IV.3.10.2.1 Discussion des résultats

Hypothèse I

Vu le petit volume de fluide traceur et la brièveté de l'injection, il est peu probable que l'hypothèse I soit vérifiée. De plus, le premier échantillon n'a pas été prélevé exactement à la fin de l'injection, mais au cours du rinçage. Le débit de transit obtenu sur base de l'hypothèse I est donc probablement surestimé.

Hypothèse II

Supposer que le débit d'injection est supérieur au débit critique conduit à évaluer un volume effectif d'eau plus petit que le volume d'eau dans le tubage du Pz7.

Hypothèse III & IV

Lors des deux parties de la chasse (rinçage de la canne d'injection et chasse proprement dite), le volume effectif d'eau dans le Pz7, calculé en supposant que les débits sont supérieurs au débit critique, est très proche du volume d'eau théoriquement présent au sein du tubage. Par contre, supposer ces débits de chasse inférieurs au débit critique conduit à l'évaluation de débits de transit négatifs. Ceci semble donc bien confirmer que la chasse a été réalisée à un débit supérieur au débit critique.

Il faut noter que pour l'évaluation du volume effectif d'eau sur base de la variation de concentration pendant la chasse, le volume d'eau considéré dans les calculs est la somme des volumes de rinçage et de chasse. Ceci est correct si les deux débits de chasse sont supérieurs au débit critique.

Hypothèse V

L'évaluation du débit naturel de transit, sur base de la première partie de la décroissance de concentration, donne une valeur de l'ordre de $6.4 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Dans l'hypothèse d'un écoulement radial convergent, une valeur théorique peut être calculée.

Avec des valeurs de : $Q_p = 52.6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, $d = 27.61 \text{ m}$, $e = 7 \text{ m}$, $S_w = 2 \times 0.025 \times 5 \text{ m}$, on obtient : $Q_t^0 = 3.01 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Les ordres de grandeur sont donc respectés.

IV.3.10.3 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.3.23 présente simultanément l'évolution de la concentration au Pz7 avec la courbe de restitution de la fluorescéine au puits de pompage. Le tableau IV.3.22 synthétise les valeurs caractéristiques de cette courbe de restitution.

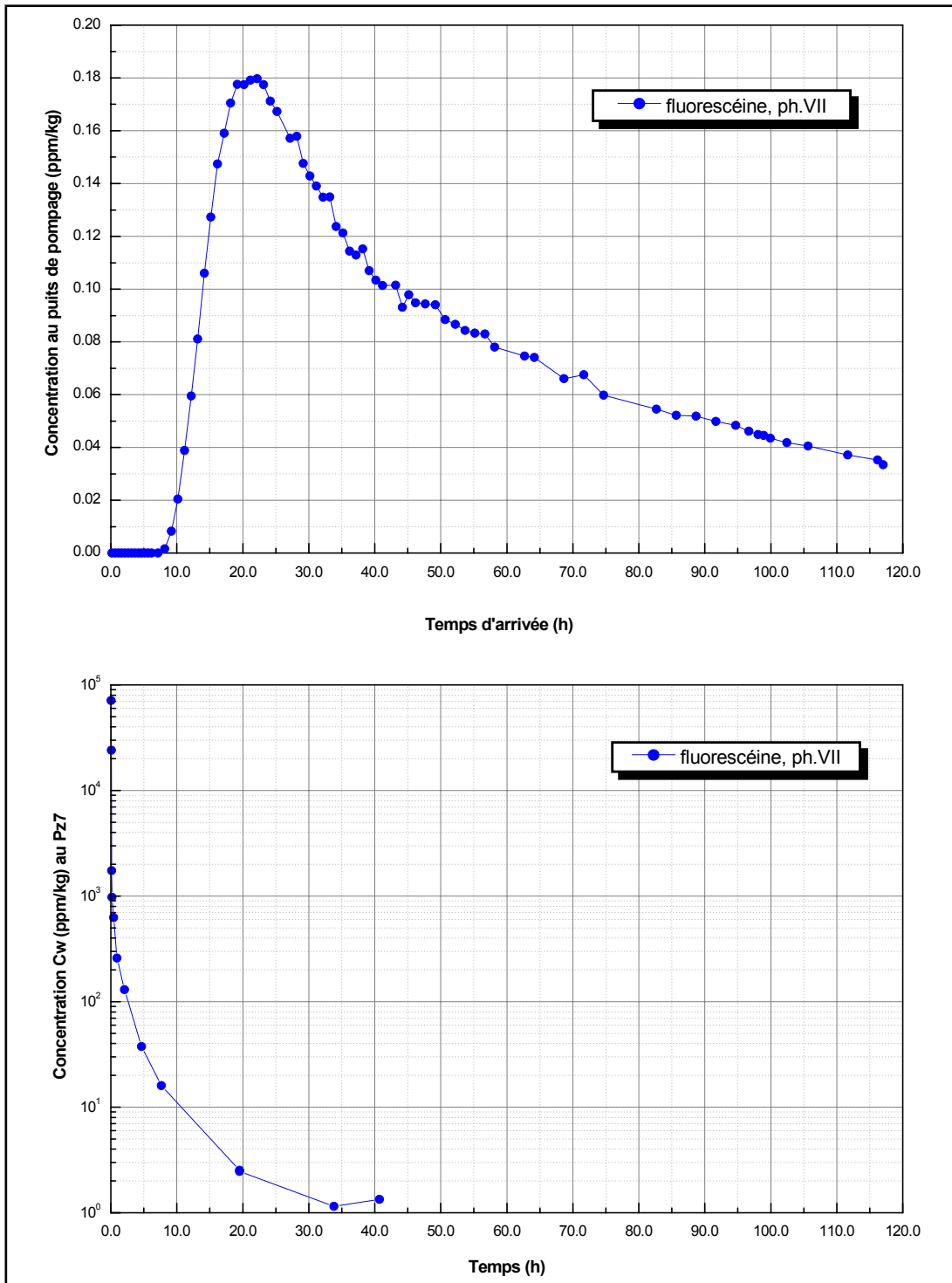


Figure IV.3.23. Courbe de restitution de la fluorescéine injectée au Pz7

Phase	Traceur	T_{\min} (h)	V_{\max} (m/h)	T_{mod} (h)	V_{mod} (m/h)	R_F (-)
VII	fluorescéine	9.17	3.01	22.17	1.25	0.46

Tableau IV.3.22. Valeurs caractéristiques de la courbe de restitution de la fluorescéine injectée au Pz7

Une seule injection ayant été réalisée au Pz7, il n'est pas possible d'évaluer directement l'influence des conditions expérimentales sur le résultat du traçage. Vu le temps de transfert relativement long, on peut penser que cette influence est minime.

La courbe de restitution est assez tardive et présente une dissymétrie importante de part et d'autre du pic de restitution. Cette dissymétrie peut provenir du caractère sorptif de la fluorescéine, mais aussi du positionnement du Pz7. La composante régionale d'écoulement et celle qui est due au pompage étant opposées, les vitesses d'écoulement sont faibles et le temps de transfert est assez long. Le traceur a tendance à stagner et dispose de plus de temps pour s'étaler. La décroissance de concentration relativement lente au Pz7 confirme cette « stagnation » du traceur près du piézomètre.

IV.3.10.4 Comportement physico-chimique du traceur

La figure IV.3.24 présente l'évolution temporelle de la masse restituée de la fluorescéine injectée au Pz7.

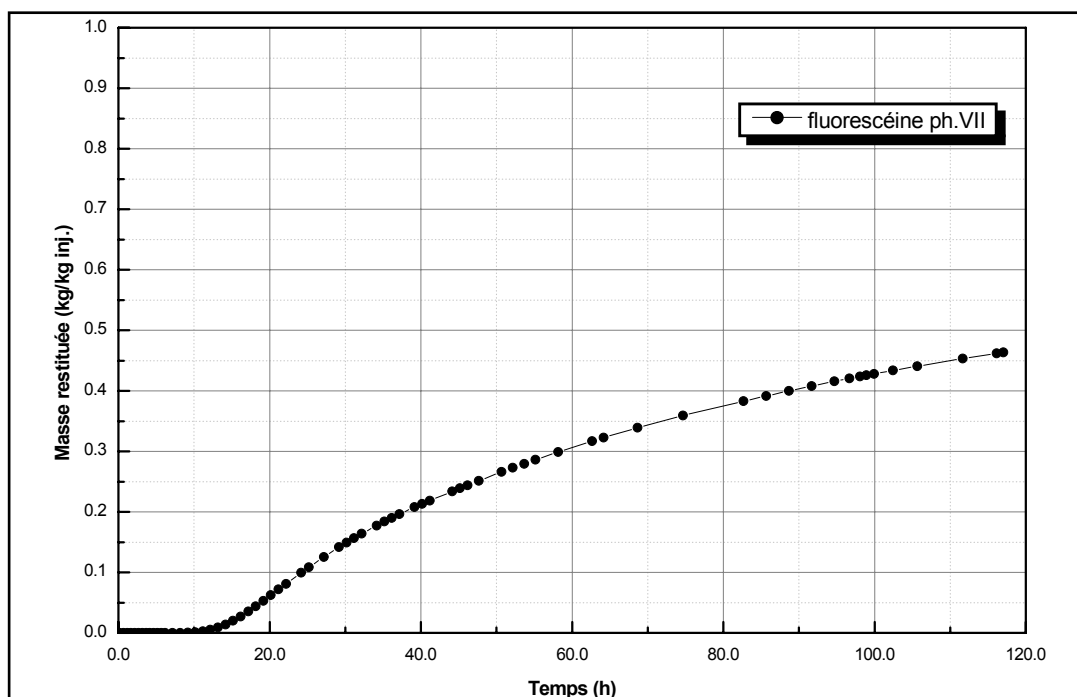


Figure IV.3.24. Evolution temporelle de la masse restituée de fluorescéine injectée au Pz7

Un seul traceur ayant été injecté, il n'est pas possible de tirer des informations comparatives au sujet de son comportement chimique dans le milieu. D'autres injections réalisées avec de la fluorescéine (notamment au Pz6) permettent d'évaluer ces propriétés. Ici, le taux de restitution n'est pas très élevé, mais on est loin d'avoir atteint la fin de la restitution. Il se peut également qu'une partie du traceur ait migré vers l'aval.

IV.3.11 Premières conclusions

Plusieurs conclusions peuvent déjà être tirées suite à la description des injections réalisées à Hermalle-sous-Argenteau.

Une série de processus liés au mode d'injection et à l'interaction puits - aquifère sont observables sur les évolutions de concentrations. Les plus remarquables sont la rétrodiffusion du traceur dans le piézomètre après une chasse d'eau énergique, la stabilisation de la concentration dans le piézomètre lors d'injections longues, à débit inférieur au débit critique, et les effets de dilution observés dans les piézomètres intermédiaires d'observation. En plus de l'évolution de la concentration dans le piézomètre, le modèle d'injection développé dans la partie III est à même de reproduire toutes ces particularités. Les essais réalisés à Hermalle-sous-Argenteau viennent donc illustrer de manière remarquable les capacités très grandes du modèle d'injection et sa très bonne adéquation physique avec la réalité. L'application des solutions analytiques dérivées du modèle d'injection fournissent également des résultats très cohérents ainsi qu'un premier éclairage intéressant sur le déroulement de l'injection du traceur et son influence sur le résultat du traçage.

Sur le plan de l'influence des conditions expérimentales d'injection, on a déjà montré en théorie (chapitre III.3) que les conditions d'injection proprement dites et les interactions piézomètres-aquifère doivent être bien maîtrisées. Les résultats obtenus à Hermalle montrent que le dispositif expérimental de traçage joue également un rôle majeur : influence de la position des piézomètres et de l'écoulement régional sur les temps de transfert et l'étalement du traceur.

Enfin, la nature chimique des traceurs a également une importance primordiale, devant être considérée lors de toute interprétation d'un essai de traçage.

L'influence respective de ces différents facteurs sera mieux cernée grâce à la modélisation mathématique des essais de traçage avec le code SUFT3D, objet du chapitre suivant.

IV.4 Modélisation mathématique des essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau

IV.4.1 Introduction

Au chapitre précédent, l'examen des résultats des essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau a fourni des premiers enseignements relatifs à l'influence des conditions expérimentales d'injection.

Complémentairement à cette analyse, une modélisation mathématique des essais présente plusieurs intérêts :

- Affiner l'analyse entamée en essayant de mieux quantifier l'importance relative des différentes sources d'influence des conditions expérimentales sur les résultats des traçages (mode d'injection proprement dit, hétérogénéité de l'aquifère, conditions régionales d'écoulement, nature chimique des traceurs, ...) et d'illustrer par un exemple l'intérêt pratique et l'adéquation physique du modèle d'injection présenté au chapitre III et programmé dans le code SUFT3D.
- Quantifier les paramètres d'écoulement, de transport et de piégeage des solutés dans l'aquifère graveleux alluvial.
- Mieux cerner le comportement chimique des traceurs dont la nature non conservative a été mise en évidence à l'occasion des essais.

Ce chapitre est donc destiné à présenter le modèle développé, ainsi que les hypothèses qui le sous-tendent ou qui ont dû être posées en cours de modélisation.

IV.4.2 Modèle conceptuel général

Vu le caractère advectif prononcé qui caractérise le transport des solutés en milieu graveleux, les contraintes numériques habituelles (nombre de Péclet) conduisent à l'utilisation d'un maillage éléments finis particulièrement raffiné. Pour des questions de limitation du temps de calcul et de mémoire RAM, il n'est généralement pas possible de travailler avec des maillages « régionaux » suffisamment raffinés.

Pour suppléer à ce problème, un modèle « régional » a été développé pour le calcul et la calibration des écoulements. Ensuite, un maillage « local » a été extrait du maillage global. Ce maillage local est raffiné au voisinage des ouvrages concernés par l'essai de traçage auquel on s'intéresse.

IV.4.2.1 *Modèle régional*

IV.4.2.1.1 *Extension du modèle et description du maillage*

Le modèle régional couvre une zone approximative de 1.5 km × 1.75 km (fig.IV.4.1). Latéralement, le maillage s'étend depuis le versant Ouest de la plaine alluviale, jusqu'à la Meuse à l'Est. Les limites Sud et Nord sont reportées à environ 850 m du site expérimental, distance nettement supérieure au rayon maximum d'influence, estimé à 225 m à l'occasion des essais de pompage réalisés lors de l'étude menée en 1990 (rapport LGIH MTP-901, 1990).

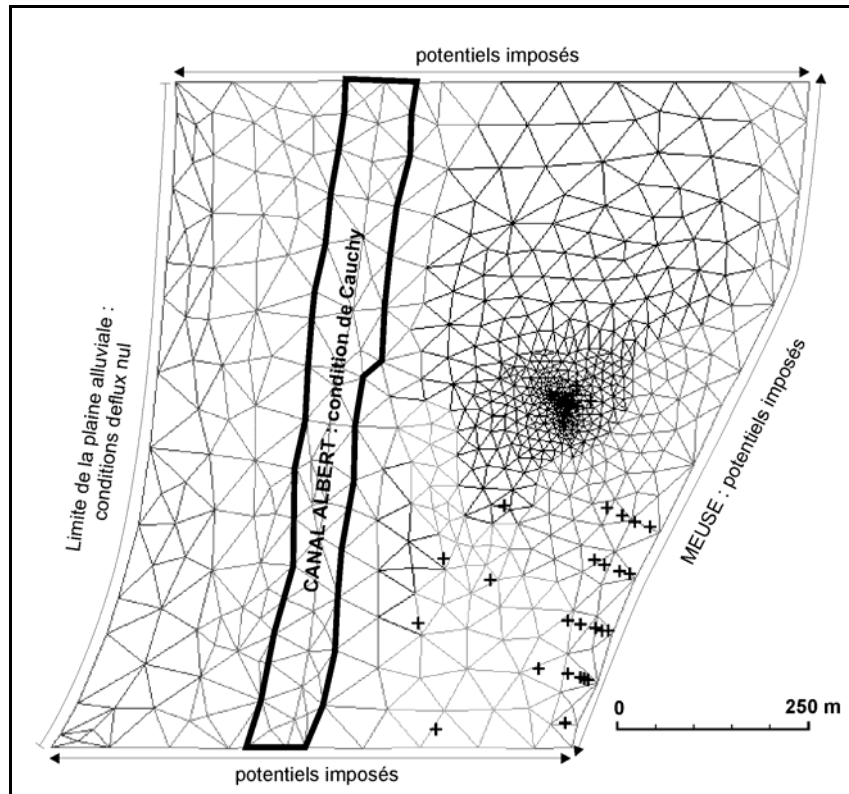


Figure IV.4.1. Maillage éléments finis du modèle régional et conditions limites

Le maillage est constitué d'éléments finis prismatiques reposant sur leur face triangulaire. Aux frontières du modèle, les mailles ont jusqu'à 150 m de côté. Le raffinement augmente progressivement en approchant du puits de reprise, au voisinage duquel les mailles ont de 2.5 à 5 m de côté.

La discrétisation verticale englobe la couche graveleuse de base et la couche de graviers sablo-limoneux localisées entre le bed-rock houiller et les dépôts de surface (limons et remblais). L'épaisseur des couches graveleuses se base sur la synthèse des données disponibles pour la zone, réalisée par B. Haerens dans le cadre de son travail de D.E.S (HAERENS, 1999). Ces données sont de nature très variable (sondages sismiques, sondages électriques, pénétromètres, forages, ...) et proviennent de nombreuses sources : M.E.T., carte géotechnique, rapports LGIH., ...

L'ensemble de ces données ont été introduites dans le logiciel Groundwater Modeling System® (ECGL, 1998), auquel le code SUFT3D a été en partie adapté pour des tâches de pré- et de post- processing (création du maillage, définition des conditions limites et visualisation des résultats), simplifiant par la même occasion les travaux de préparation du modèle.

Au total, 4 couches ont été considérées, deux pour le gravier de base, deux pour le gravier sablo-limoneux surincombant.

IV.4.2.1.2 Conditions aux limites et sollicitations envisagées

Entre la Meuse et la nappe des graviers, un système de drain (côté nappe) et mur étanche (côté Meuse) a été mis en place. Dans le modèle, il faudrait donc idéalement imposer une condition de type « drain » (il s'agit en fait d'une condition de Fourier ne fonctionnant que dans un sens : un débit est extrait si le niveau d'eau est supérieur à un seuil correspondant au niveau de base du drain).

Une condition limite de ce type n'a pas été programmée comme telle dans le code SUFT3D. De plus, les essais réalisés par B. Haerens (1999) ont montré la grande difficulté pour calibrer les écoulements en utilisant cette condition limite. Le drain, censé reprendre les eaux de la nappe aquifère, ne semble pas être parfaitement fonctionnel sur toute sa longueur. En réalité, des matériaux tout venant ont été employés pour le remblayer après sa construction. Ces matériaux hétérogènes ne garantissant pas une conductivité hydraulique suffisante à son voisinage, il perd de son efficacité. En 1999, une visite du drain situé en rive droite de la Meuse, près du barrage de Lixhe, a révélé que celui-ci n'était pas fonctionnel dans ce secteur. On peut donc penser qu'il en est de même à d'autres endroits.

Vu le manque de clarté sur le fonctionnement du drain et les difficultés pour représenter ce type d'interaction avec la nappe, il a été décidé d'imposer des hauteurs piézométriques reproduisant le niveau de la nappe aquifère, au voisinage de la frontière. En procédant de cette façon, si des flux d'échanges existent entre la nappe des graviers et le drain ou la Meuse, ils sont implicitement considérés par le modèle, en fonction de la conductivité hydraulique distinguée au voisinage immédiat de cette frontière.

Du côté Ouest, la nappe des graviers se termine au pied des versants. Du fait du mélange des graviers avec les matériaux plus fins (colluvions de pentes), les perméabilités y sont beaucoup plus faibles. Des nappes temporaires peuvent exister localement et alimenter la nappe alluviale. Les flux transitant à travers cette frontière ne sont pas connus avec précision. Comme ils sont probablement assez faibles, une limite imperméable a été considérée. Ce choix néglige les éventuels apports en eau en provenance du versant mais laisse une liberté plus grande à l'évolution des niveaux piézométriques calculés au sein du domaine modélisé.

Les frontières Sud et Nord ne correspondent à aucune frontière physique naturelle (limite imperméable, cours d'eau, ...). Des quantités importantes d'eau étant susceptibles d'y transiter, ne

définir aucune condition limite sur ces portions (ce qui revient à définir une limite imperméable) est erroné. Des conditions de Dirichlet sont donc imposées, les valeurs étant définies de manière à reproduire au mieux les niveaux piézométriques réels, estimés à partir des mesures disponibles. Ici, les valeurs imposées se basent sur les résultats du modèle de B.Haerens (1999), plus étendu suivant la direction Sud – Nord que le présent modèle.

Les sollicitations « naturelles » du modèle consistent en une recharge pluviométrique de $9.5 \times 10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$ (300 mm/an), imposée au sommet du modèle. Le Canal Albert est pris en compte via un flux d'infiltration de $1.27 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ (environ $0.2 \text{ m}^3.\text{s}^{-1} / \text{m}$ de canal), en accord avec les estimations établies pour le secteur de Hermalle-sous-Argenteau, lors d'une étude consacrée à ce problème (rapport LGIH MTP-871, 1987).

Vu la durée limitée des essais, des conditions de régime permanent ont été supposées pour les écoulements.

IV.4.2.2 Modèles locaux

IV.4.2.2.1 Extension et description des maillages

Pour chaque essai de traçage considéré, le raffinement du maillage est adapté localement, entre le piézomètre d'injection et le puits de reprise. Les différents maillages locaux sont générés à partir d'une même portion extraite du maillage régional. Ce sous-maillage, plus ou moins centré sur le puits de reprise, a une extension approximative de $200 \times 200 \text{ m}$ (fig.IV.4.2). Les conductivités hydrauliques saturées, définies suite à la calibration du modèle régional, sont transférées au modèle local.

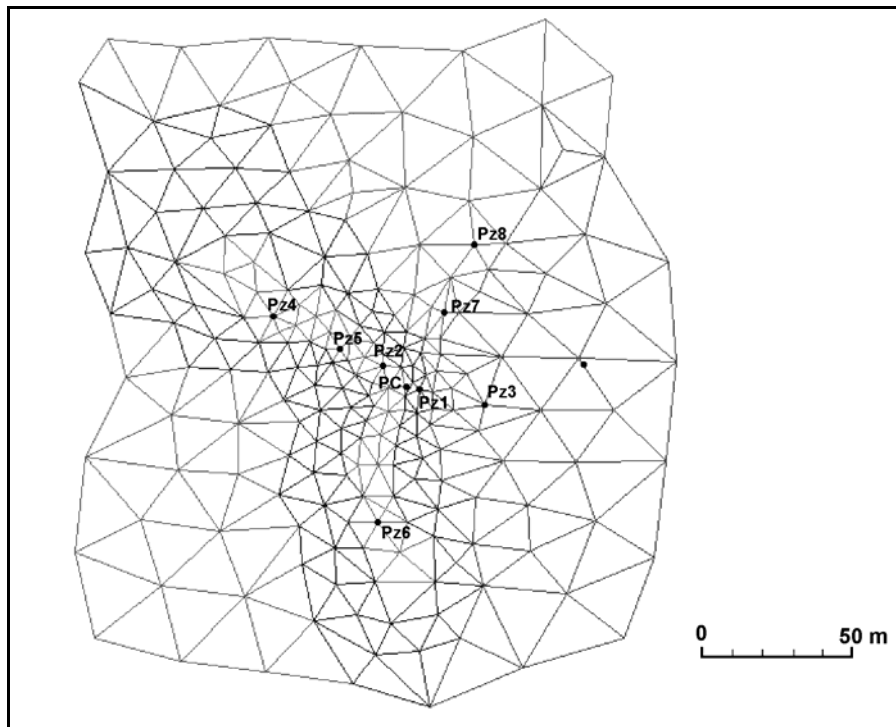


Figure IV.4.2. Maillage éléments finis de base du modèle local

IV.4.2.2.2 Conditions aux limites des modèles locaux

Le modèle local étant une portion extraite du modèle régional, des conditions limites de type Dirichlet sont définies pour tenir compte du transit possible de l'eau à travers ces frontières. Pour définir les valeurs de ces potentiels, un « mapping » est établi entre les nœuds du modèle régional et les nœuds correspondant du modèle local. Le code SUFT3D a donc été adapté de manière à sauver, lors d'une simulation avec le modèle régional, les potentiels hydrauliques calculés à ces nœuds. Le fichier ainsi créé est ensuite lu lors de la simulation avec le modèle local. Les valeurs qui y ont été stockées sont imposées aux nœuds frontières correspondant du modèle local.

Sur la frontière commune, le mapping suppose une correspondance parfaite de la position et de la topologie des nœuds du modèle régional et du modèle local. Toutefois, à l'intérieur du modèle local, le maillage peut être modifié selon les souhaits et nécessités de l'utilisateur, ce qui permet, par exemple, un raffinement en vue de satisfaire aux conditions numériques de stabilité (nombre de Peclet).

IV.4.3 Modélisation des écoulements

IV.4.3.1 Sollicitations envisagées

En situation d'écoulement naturel, la calibration a été réalisée par essais et erreurs sur base de la piézométrie de référence correspondant aux relevés effectués dans la région, par le MET, en février

et mars 1998 et aux mesures de niveaux d'eau réalisées sur le site expérimental durant la campagne d'essais de traçage. La calibration a été affinée en simulant les conditions d'écoulement prévalant au droit du site, lors de la réalisation des essais de traçage, en reproduisant au mieux les rabattements observés dans les différents piézomètres, suite au pompage de reprise ($Q = 52.6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$).

IV.4.3.2 Résultats de la calibration

La figure IV.4.3 présente la piézométrie régionale calculée au sein du gravier de base, en écoulement naturel. Y figure également la comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées aux différents piézomètres d'observation disponibles. La figure IV.4.4 présente, sous forme graphique, la comparaison entre les hauteurs piézométriques mesurées (abscisses) et calculées (ordonnées). Pour une calibration parfaite, les couples de valeurs devraient s'aligner suivant une droite $Y = X$. Les valeurs mesurées et calculées sont également reprises au tableau IV.4.1.

La figure IV.4.5 présente la piézométrie au droit du site expérimental, en situation de pompage au puits de reprise. Y figure également la comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées aux différents piézomètres. La figure IV.4.6 et le tableau IV.4.2. permettent une comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées, en situation de pompage.

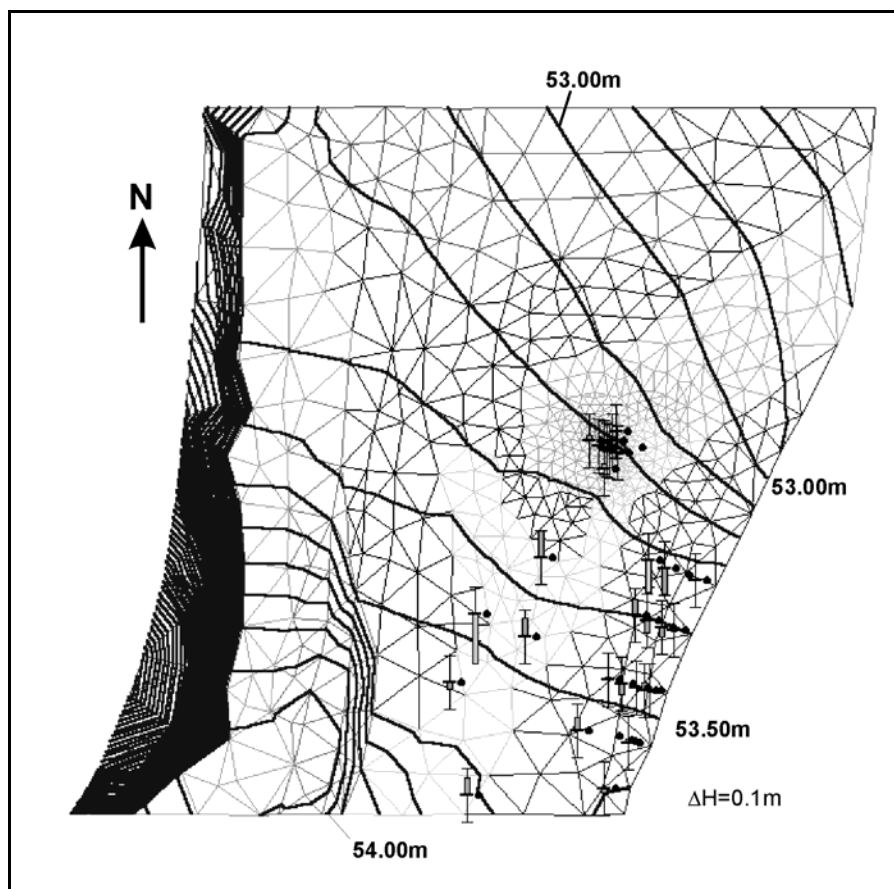


Figure IV.4.3. Piézométrie régionale calculée en écoulement naturel

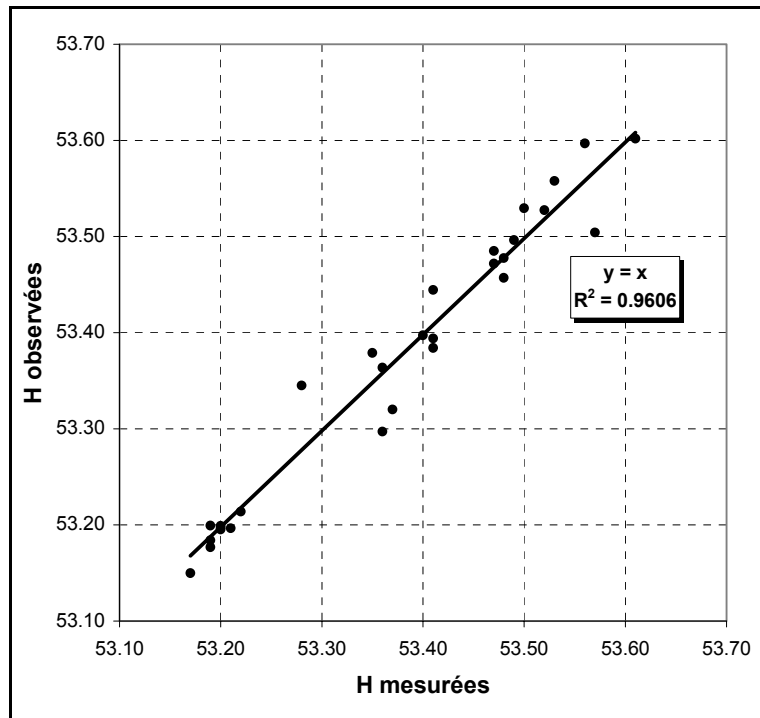


Figure IV.4.4. Comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées en écoulement naturel

Calibration écoulement naturel					
Ouvrage	H mesuré	H calculé	Ouvrage	H mesuré	H calculé
Puits	53.19	53.21	TP32	53.47	53.48
Pz1	53.20	53.21	TP33	53.49	53.50
Pz2	53.20	53.21	TP34	53.48	53.46
Pz3	53.19	53.20	TP35	53.47	53.47
Pz4	53.20	53.21	TP36	53.41	53.45
Pz5	53.21	53.21	TP37	53.57	53.48
Pz6	53.22	53.23	TP40	53.40	53.40
Pz7	53.19	53.19	TP42	53.41	53.39
Pz8	53.17	53.17	TP43	53.41	53.39
TP15	53.56	53.59	TP44	53.35	53.38
TP16	53.61	53.60	TP45	53.28	53.33
TP22	53.52	53.53	TP46	53.36	53.36
TP26	53.50	53.53	TP49	53.37	53.32
TP29	53.53	53.52	TP50	53.36	53.30
TP31	53.48	53.48			

Tableau IV.4.1. Hauteurs piézométriques mesurées aux points d'observations et calculées avec le modèle en écoulement naturel

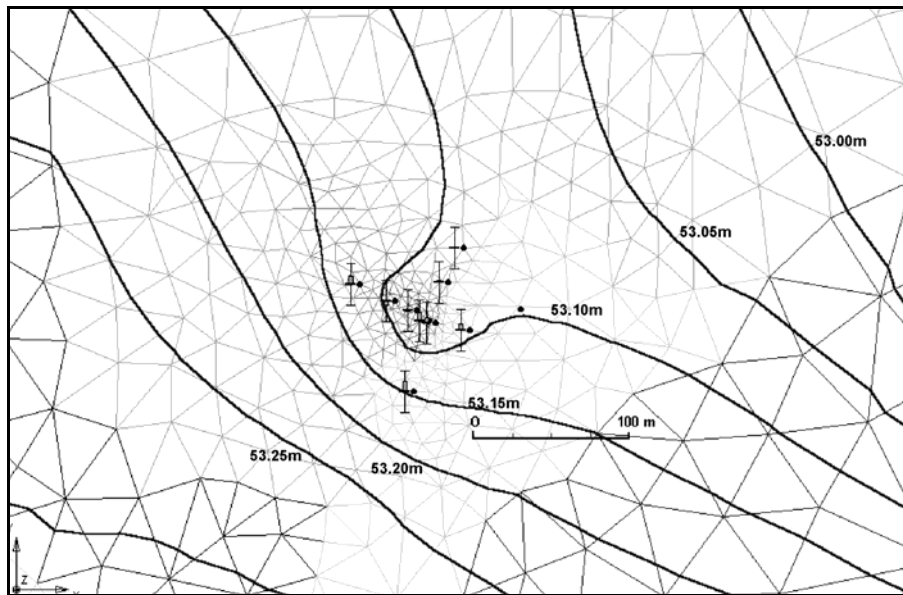


Figure IV.4.5. Piézométrie calculée au droit du site expérimental en situation de pompage au puits de reprise

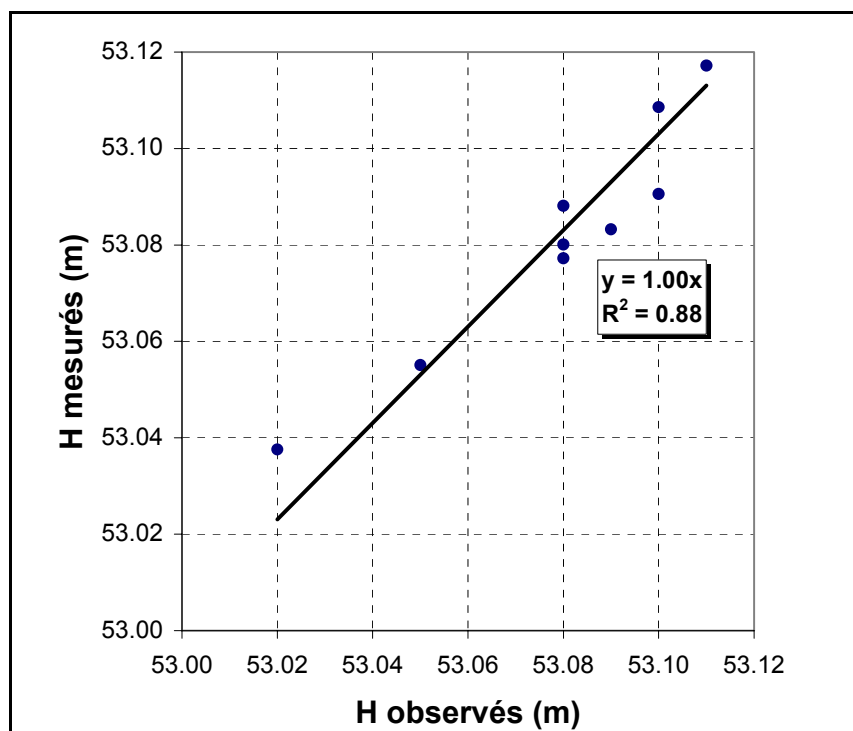


Figure IV.4.6. Comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées en situation de pompage

Calibration en pompage		
Ouvrage	H mesuré	H calculé
<i>Puits</i>	53.02	53.04
<i>Pz1</i>	53.05	53.06
<i>Pz2</i>	53.08	53.08
<i>Pz3</i>	53.08	53.10
<i>Pz4</i>	53.10	53.12
<i>Pz5</i>	53.10	53.09
<i>Pz6</i>	53.11	53.13
<i>Pz7</i>	53.08	53.09
<i>Pz8</i>	53.09	53.09

Tableau IV.4.2. Hauteurs piézométriques mesurées aux points d'observations et calculées avec le modèle en situation de pompage

La répartition spatiale et les valeurs de conductivités hydrauliques, obtenues suite à la calibration des écoulements, sont présentées à la figure IV.4.7. Les conductivités hydrauliques définies au sein du gravier de base sont généralement assez élevées, reflétant des graviers aquifères relativement propres et bien classés. Dans l'ensemble, les conductivités hydrauliques les plus faibles sont rencontrées à l'ouest, en bordure du versant. Les dépôts alluviaux y sont mélangés au colluvium de pente provenant du versant, produisant un matériau relativement hétérogène et peu perméable. En bord de Meuse, les dépôts sont plus récents, non encore colmatés par des fines, donc nettement plus perméables.

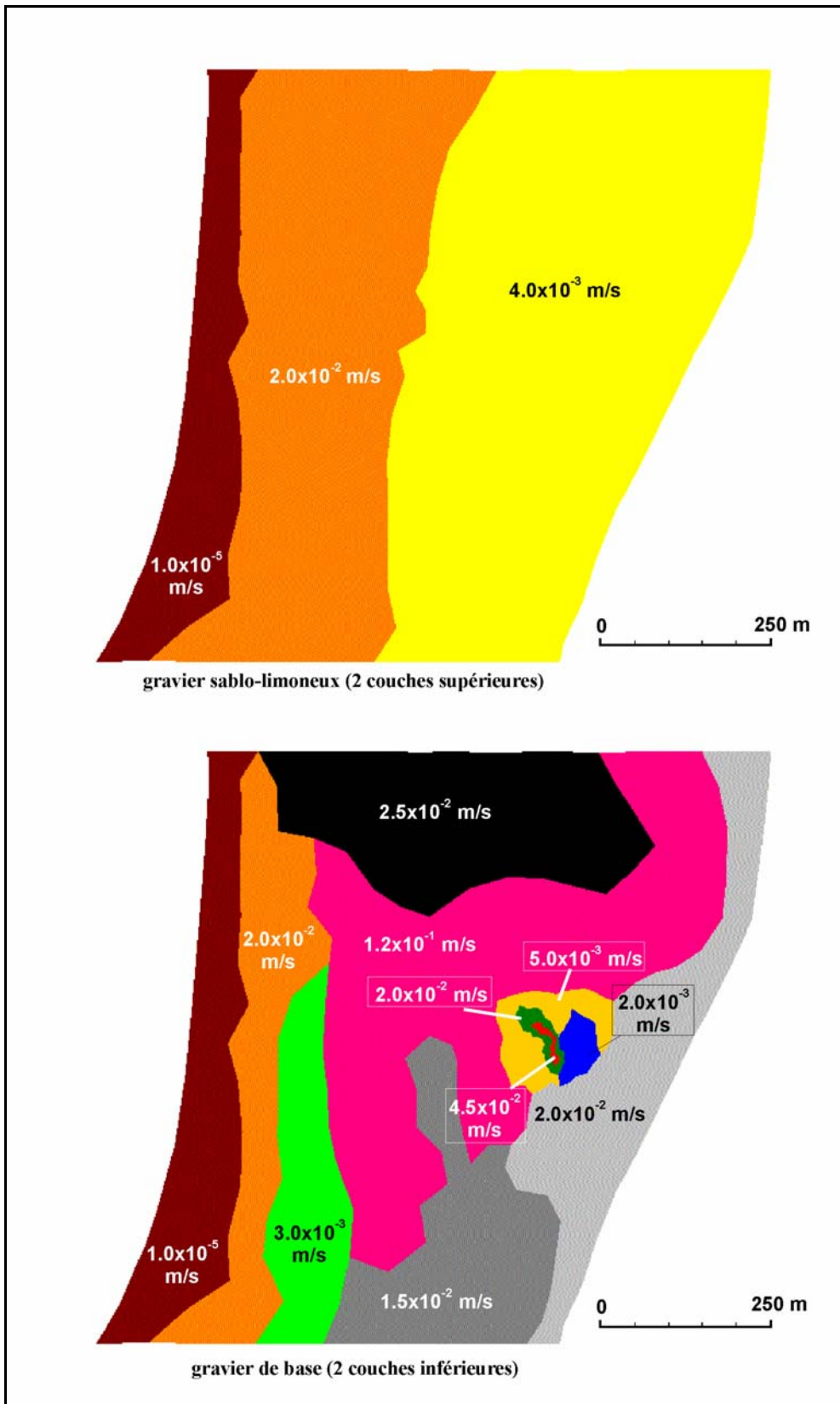


Figure IV.4.7. Carte des conductivités hydrauliques calibrées

IV.4.4 Modélisation du transport

IV.4.4.1 *Mode opératoire des calibrations réalisées*

La calibration des principaux paramètres de transport (porosité efficace, coefficients de dispersivité, ...) repose sur l'ajustement, par essais et erreurs, des courbes de restitution calculées avec le modèle aux courbes de restitution mesurées lors des essais. Plusieurs facteurs sont susceptibles d'influencer cette calibration. Tout d'abord, il est clair que cela dépend de manière primordiale de la calibration obtenue pour les écoulements. En effet, de cette dernière découlent la répartition spatiale et l'intensité des flux d'eau dans le domaine. Ces flux étant à la base de la mobilité des solutés, ils ont un rôle très important. Ensuite, comme mentionné précédemment, les conditions d'injection des traceurs et leur comportement chimique dans le milieu graveleux peuvent induire des différences majeures sur les résultats. Enfin, comme cela a été illustré au chapitre II.6.3, la façon même de conceptualiser les processus de transport des solutés dans le milieu peut conduire à des paramètres hydrodispersifs calibrés variant d'une approche à l'autre.

Ne disposant pas à ce stade d'outils mathématiques et numériques permettant d'évaluer le degré de fiabilité des paramètres ajustés (par exemple un algorithme d'optimisation), il s'agit d'adopter un mode opératoire de calibration des courbes de restitution assurant l'ajustement le plus objectif possible. Le mode opératoire suivi est décrit ci-dessous.

IV.4.4.1.1 *Recherche d'un essai de traçage de référence*

Pour chaque piézomètre d'injection, si plusieurs résultats de traçage sont disponibles, les traceurs présentant le comportement le plus conservatif sont considérés en premier, de manière à se libérer de l'influence de leur comportement chimique propre. A l'exception du Pz7 où la fluorescéine (ayant par ailleurs clairement montré un comportement non conservatif) a été utilisée seule, pour chaque piézomètre d'injection, il a été possible d'identifier un traceur conservatif (généralement un anion), pour au moins une des phases d'injection. Toutefois, certaines phases d'injection ont été réalisées uniquement avec des traceurs s'étant avérés a posteriori non conservatifs (par exemple le naphthionate au Pz5, lors des phases I et II). Dans pareil cas, le comportement chimique, identifié et quantifié à l'occasion d'une autre injection, est explicitement considéré dans la modélisation.

Enfin, dans la mesure du possible, l'injection pour laquelle l'influence des conditions d'injection (au sens de ce qui a été présenté au chapitre III.3) est soit négligeable (par exemple avec un gros volume de fluide traceur), soit aisément contrôlable (par exemple une injection longue) est sélectionnée en premier.

IV.4.4.1.2 Premier ajustement du temps minimal et du temps modal de transfert

Une fois l'essai de traçage « idéal » déterminé pour le piézomètre étudié, un premier ajustement général est réalisé sur base des temps minimal et modal de transfert, sans se préoccuper à ce stade, de l'atténuation du pic de restitution et des effets de retard éventuellement observés. Cette phase fournit une première calibration, relativement grossière, de la porosité efficace et du coefficient de dispersivité longitudinale introduits dans le modèle.

Il faut remarquer que la dispersivité transversale n'est pas considérée comme un paramètre d'ajustement. En effet, même avec un maillage suffisamment raffiné vis-à-vis de la représentation de la dispersivité longitudinale, il est illusoire de calibrer la dispersivité transversale puisque, étant généralement beaucoup plus petite, elle ne peut être « numériquement » respectée qu'avec un maillage extrêmement raffiné dans les directions perpendiculaires à la direction principale de l'écoulement. Une valeur de $\alpha_T = 0.2 m$ a donc été fixée pour toutes les simulations.

IV.4.4.1.3 Ajustement de la fonction d'entrée

Une fois que les courbes de restitution calculées reproduisent de manière satisfaisante les temps minimal et modal de transfert observés sur les courbes de restitution mesurées, un premier ajustement de la fonction d'entrée, donc de l'évolution de la concentration à l'injection, est réalisé. Cet ajustement repose sur deux paramètres : le rayon du piézomètre d'injection r_w et le coefficient de distorsion α_w . En théorie, le rayon r_w ne devrait pas être un paramètre du modèle puisqu'il s'agit d'une caractéristique géométrique de l'ouvrage. Toutefois, comme mentionné au chapitre III.2, le volume d'eau concerné par l'injection du traceur semble parfois être différent du volume de la colonne d'eau au sein du piézomètre (généralement supérieur). Sous certaines conditions, le coefficient de distorsion α_w peut être évalué analytiquement (v. annexe 3). Ici, on l'a considéré comme un paramètre d'ajustement, visant essentiellement à « corriger » les valeurs de flux calculés par le modèle, au voisinage des piézomètres.

Si plusieurs injections ont été réalisées au même point, le modèle doit être capable de reproduire l'évolution de la concentration, pour les différentes phases d'injection, avec le même jeu de paramètres r_w et α_w . Une fois cet objectif atteint, on peut affirmer que le modèle est à même de simuler la « réaction » réelle du système « piézomètre - aquifère » lors de l'injection, donc la fonction d'entrée réelle du traceur dans l'aquifère.

IV.4.4.1.4 Ajustement de l'atténuation des pics de restitution - calibration des processus physiques de retard

Une fois l'indétermination planant sur l'influence des conditions d'injection levée, il est possible d'affiner l'ajustement des paramètres hydrodispersifs et de s'intéresser à l'identification et à

la quantification des processus de retard, d'origine physique ou chimique, affectant la mobilité des traceurs au sein de l'aquifère.

Lors de la calibration du modèle de transport, il s'est rapidement avéré que le mode opératoire d'injection n'expliquait pas, à lui seul, l'atténuation et les queues de restitution observées sur les courbes de restitution, même pour des traceurs supposés conservatifs. Une part de cette atténuation est le reflet de la nature hétérogène des formations graveleuses. Cette hétérogénéité doit donc être examinée avec plus de détails.

Macro hétérogénéité des graviers

La calibration du modèle d'écoulement conduit à une différenciation spatiale des propriétés hydrauliques (conductivité hydraulique) en zones reflétant des variations, à moyenne et grande échelle, de la composition et de l'origine génétique de ces dépôts (îlots graveleux, anciens chenaux, ...). Dans le modèle, au sein de chacune de ces zones, la conductivité hydraulique est supposée constante en moyenne. Verticalement, une différenciation est également faite entre le gravier de base, habituellement plus perméable, et le gravier sablo-limoneux, de composition plus hétérogène et de conductivité hydraulique plus faible, suite au colmatage par des matériaux fins.

Ce type d'hétérogénéité, explicitement considéré dans le modèle d'écoulement, peut être qualifiée de **macro hétérogénéité** puisqu'elle intervient à une échelle supérieure à l'E.V.R. considéré (v. chapitre II.2). Pourvu qu'au sein de chacune de ces zones le transport présente un caractère idéal, donc si le modèle advection - dispersion est directement applicable (voir point II.4.1), le modèle dans son ensemble doit être à même de reproduire la migration d'un soluté au sein et au travers de ces différentes zones, à l'aide de l'équation d'advection - dispersion.

Micro hétérogénéité des graviers

S'il n'est pas possible d'ajuster les courbes de restitution en jouant uniquement sur la porosité efficace (composante advective) et sur la dispersivité longitudinale (composante dispersive), une composante non idéale de transport doit être prise en compte, en l'occurrence une composante cinétique, similaire à un effet d'eau immobile. Ce caractère non idéal est le reflet de l'hétérogénéité des graviers au sein même de chaque « macro-zone », donc à une échelle inférieure à l'E.V.R. considéré.

Il faut alors tenir compte, d'une manière ou l'autre, de l'effet de cette **micro hétérogénéité** sur les résultats des traçages. Dans ce but, plusieurs approches conceptuelles peuvent être envisagées. Si la structure et l'extension spatiale de l'hétérogénéité était connue avec précision et le degré de discrétisation spatiale du maillage éléments finis le permettait, on pourrait la prendre explicitement en compte dans le modèle. Ceci serait sans doute fortement facilité par le recours à des algorithmes de génération de champs de conductivités hydrauliques, conditionnés ou non par des mesures directes (essais de pompage, niveaux d'eau) ou indirectes (corrélations avec des résultats d'autres méthodes,

par exemple de la prospection géophysique). Dans le cas qui nous occupe, les données disponibles ne sont pas suffisantes pour envisager ce genre de technique.

Partant du constat que la délimitation verticale entre le gravier de base et le gravier sablo-limoneux, établie sur base des données disponibles, est assez arbitraire, on peut raisonnablement supposer que, par endroits, l'interface entre les deux types de graviers n'est pas correctement positionnée verticalement. On pourrait donc envisager de différencier les propriétés hydrodynamiques ou hydrodispersives définies au sein des deux couches d'éléments fins inférieures, représentant le gravier de base, en attribuant des valeurs plus élevées au sein de la couche inférieure, accompagnée d'une diminution simultanée au sein de la deuxième couche représentant le gravier de base, en s'assurant que la calibration globale des écoulements reste correcte. Cette façon de procéder est toutefois très arbitraire.

Une dernière façon de procéder est de recourir au concept d'effet d'eau immobile généralisé. Au chapitre II.5, plusieurs travaux de recherche ont été mentionnés, permettant de justifier une telle approche conceptuelle. Dans les travaux cités, il est généralement considéré que le coefficient de transfert de premier ordre est égal au produit entre la vitesse effective locale et un coefficient de transfert « intrinsèque » entre les zones d'écoulement plus rapide et les horizons moins perméables. En théorie, ces approches sont très intéressantes et les premiers résultats expérimentaux sont encourageants. Toutefois, ces voies sont encore au stade exploratoire. On a donc préféré considérer un effet d'eau immobile « classique », comportant deux paramètres constants (le coefficient de transfert de premier ordre α et la porosité d'eau immobile θ_{im}) pour calibrer les courbes de restitution obtenues. Sur base des résultats de ces calibrations, on rediscutera ultérieurement de la potentialité d'utiliser une approche cinétique plus élaborée.

IV.4.4.1.5 Influence de l'injection sur le résultat du traçage

Au chapitre III.3, on a étudié en détail l'influence de la durée expérimentale d'injection et, surtout, de l'interaction piézomètre-aquifère sur les résultats et l'interprétation d'essais de traçage. Pour tester en pratique si c'est le cas ici, deux simulations complémentaires sont réalisées pour chaque calibration.

Simulation d'une injection de type « terme source »

Cette simulation complémentaire a pour objectif de vérifier si les interactions piézomètre - aquifère ont eu une influence sur le résultat de l'essai de traçage.

Pour ce test, le profil d'injection utilisé est identique au profil d'injection considéré lors de la calibration réalisée à l'aide du modèle d'injection (en termes de durées d'injection et de chasse ainsi que de volume de fluide traceur et de chasse). La différence est que ce profil est directement appliqué

aux nœuds situés à l'interface entre le piézomètre et l'aquifère, la concentration en traceur étant directement associée aux différents flux d'eau pénétrant dans l'aquifère.

En pratique, on ne change rien à la représentation de l'injection dans le modèle, sinon que l'on rend l'influence du piézomètre d'injection négligeable, en minimisant arbitrairement le volume d'eau présent en son sein (en diminuant fortement le rayon r_w défini dans le modèle). Le principe de ce « court-circuit » a été expliqué au point III.3.3 (fig.III.3.6).

Cette simulation diffère de celle réalisée lors de la calibration avec le modèle d'injection par le fait que l'on néglige l'influence des interactions piézomètre – aquifère. Des écarts entre les courbes de restitution simulées respectivement avec le terme source et avec le modèle d'injection indiquent donc que l'interaction piézomètre – aquifère a une influence sur l'allure de la courbe de restitution.

Simulation d'une injection instantanée dans l'aquifère (Dirac aquifère)

Cette simulation complémentaire a pour objectif de vérifier si la durée expérimentale de l'injection a eu une influence sur le résultat du traçage.

Pour ce test, on fait en sorte qu'à l'instant initial, l'entièreté de la masse de traceur M_{inj} se trouve dans l'aquifère, de manière à reproduire une injection de type Dirac dans l'aquifère (δ_{aq}).

En pratique, aucun débit d'injection n'est considéré. Pour « introduire » le traceur dans l'aquifère, à l'instant initial, une concentration $C_w = C_w^0 = M_{inj} / V_w$ est définie dans le piézomètre d'injection. Dans le même temps, pour garantir que le traceur est rapidement transféré du piézomètre vers l'aquifère, le volume d'eau dans l'ouvrage est rendu arbitrairement petit (en diminuant à nouveau le rayon r_w) et le coefficient de distorsion α_w est fortement augmenté de manière à amplifier le débit de transit à travers les crépines pour lessiver efficacement l'ouvrage de son contenu en traceur.

Une comparaison entre la courbe de restitution simulée de la sorte (qui est en fait la réponse impulsionnelle de l'aquifère) et la courbe de restitution simulée avec le terme source (qui, normalement, n'est influencée que par la durée effective d'injection) permet de voir si la durée effective d'injection a eu une influence sur le résultat du traçage.

La première simulation permet d'évaluer si les interactions piézomètre-aquifère ont eu une influence sur le résultat du traçage. A la lumière de cette première comparaison, la deuxième simulation permet alors de vérifier si la durée expérimentale d'injection a eu une influence sur le résultat du traçage.

On verra qu'il ressort très clairement de certains résultats qu'à ces deux sources importantes d'influence du mode d'injection sur les résultats de traçage, il faudra ajouter celle, toute aussi importante mais nettement plus difficile à maîtriser, des débits d'injection et de chasse. Suite à

l'hétérogénéité du milieu, la distribution spatiale « initiale » (verticale et radiale) du traceur autour du piézomètre d'injection est fortement dépendante des débits utilisés. Si la distance de traçage est courte, ces écarts initiaux n'ont pas le temps de s'estomper et se répercutent directement sur l'allure de la courbe de restitution au puits de reprise.

IV.4.4.1.6 Examen du comportement non conservatif de certains traceurs

Lors de plusieurs injections, l'utilisation simultanée de différents traceurs a permis de mettre en évidence le comportement non conservatif de certains d'entre eux, dans les graviers alluviaux. C'est le cas pour les traceurs cationiques et pour la plupart des traceurs fluorescents.

Les résultats les plus remarquables ont été exploités en vue d'essayer, dans la mesure du possible, de caractériser la nature des processus affectant le comportement de ces traceurs et de quantifier les paramètres les gouvernant.

Une analyse rigoureuse, complète et univoque nécessiterait la réalisation d'investigations complémentaires, en laboratoire (déterminations d'isothermes d'adsorption par essais « batch », ...), ce qui n'a pu être entrepris durant cette recherche. Dans l'analyse des résultats de traçage, il a donc été décidé de limiter le nombre de processus (et de paramètres les gouvernant) considérés. Seuls une dégradation linéaire et/ou un modèle de sorption linéaire ont été pris en compte en vue d'ajuster les courbes de restitution des traceurs non conservatifs⁵. Ce faisant, les paramètres utilisés pour la calibration se limitent à la constante de dégradation λ , au coefficient d'adsorption linéaire K_d et au coefficient de partitionnement p entre les sites d'adsorption à l'équilibre et des sites d'adsorption au contact de la « phase » cinétique (eau immobile). Il s'agit d'un choix pragmatique, étant donné qu'à l'échelle du terrain, il est de toute manière relativement difficile de mettre en évidence et de quantifier de manière univoque des processus plus complexes, comportant souvent un nombre plus important de paramètres.

On verra que cette approche a permis d'obtenir des résultats relativement cohérents et satisfaisants pour reproduire le comportement non conservatif des traceurs fluorescents. Par contre, pour les traceurs cationiques, les résultats obtenus sont nettement moins satisfaisants. Ceci n'a rien de surprenant, une analyse de ce type requérant probablement le développement d'un module chimique au sein du code SUFT3D.

La suite du chapitre rend compte des calibrations des essais de traçage, les résultats étant logiquement présentés piézomètre par piézomètre. D'un piézomètre à l'autre, il se peut que l'intérêt diffère (influence de l'injection, adéquation et précision du modèle d'injection, comportement des traceurs, ...). Ultérieurement, une analyse globale permettra de synthétiser les observations faites et les conclusions tirées des résultats du modèle.

⁵ Il faut ajouter qu'il s'agit de toute manière du seul choix disponible, le code SUFT3D permettant à ce stade de combiner uniquement l'adsorption linéaire et la dégradation à l'effet d'eau immobile.

IV.4.4.2 Calibration des essais de traçage réalisés au piézomètre Pz1

On a vu au chapitre IV.3 que l'intérêt principal du piézomètre Pz1 est de tester l'influence de la durée expérimentale d'injection. En effet, vu les volumes élevés d'injection et de chasse utilisés lors des deux phases d'injection, il est peu probable que l'injection ait eu une influence autrement que par sa durée.

Les fonctions d'entrée étant relativement bien enregistrées (surtout lors de la phase II), il est également intéressant de voir dans quelle mesure le code numérique est à même de reproduire les évolutions de concentrations réellement observées et les particularités mises en évidence (notamment la rétrodiffusion du traceur).

IV.4.4.2.1 Injection de référence

L'éosine Y a été considérée comme traceur de référence. Elle est en effet utilisée lors des deux injections au Pz1 et présente chaque fois un taux de restitution très élevé, indiquant un comportement relativement conservatif. Lors de la phase I, l'éosine présente une courbe de restitution pratiquement identique à celle du nitrate injecté conjointement. Ce dernier, qui est un anion, est considéré comme non sorptif.

A priori, la phase II, pour laquelle l'injection de l'éosine est relativement courte, suivie par une chasse énergétique, devrait servir de référence puisqu'elle se rapproche le plus de la réponse impulsionnelle de l'aquifère, à une injection au Pz1. Toutefois, vu l'incertitude existant sur la masse d'éosine réellement utilisée lors de ce traçage (v. ch.IV.3.4), la phase I a été préférée. De toute manière, une injection « longue » est plus facile à contrôler qu'une injection « instantanée ».

IV.4.4.2.2 Résultats de la calibration

Les deux fonctions d'entrée ont été ajustées au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans le tableau IV.4.3.

r_w (cm)	α_w (-)
2.5	11

Tableau IV.4.3. Paramètres d'ajustement des fonctions d'entrée mesurées au Pz1

La figure IV.4.8 permet de comparer les évolutions de concentration mesurées et calculées pour ces deux phases d'injection.

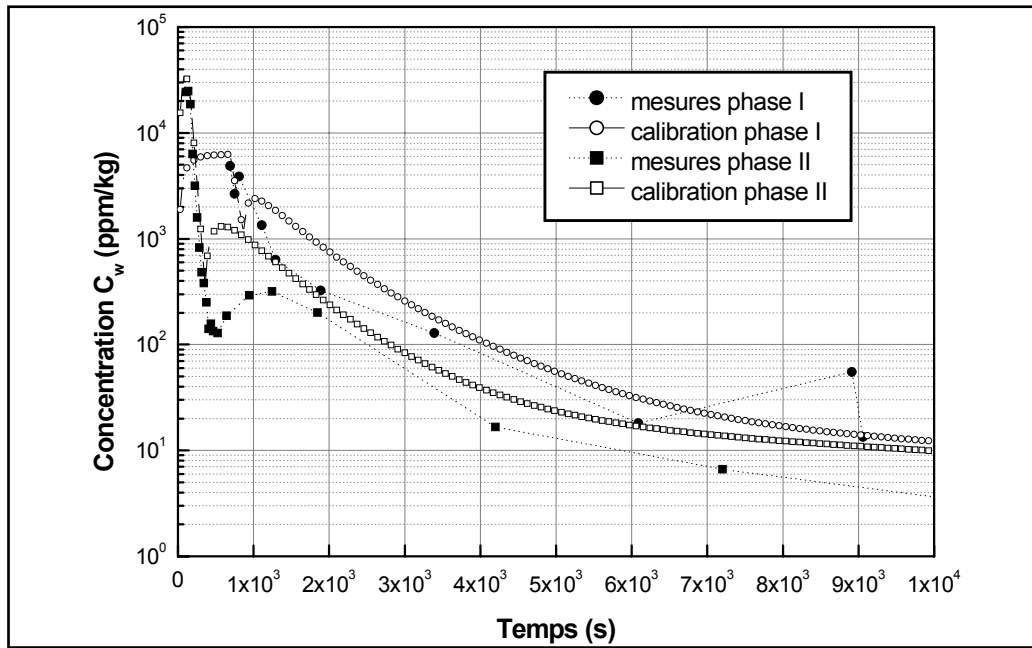


Figure IV.4.8. Comparaison des évolutions de concentration mesurées et ajustées au Pz1

Dans le tableau IV.4.4, la calibration Pz1-I correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution de l'éosine mesurée lors de la phase I. Ce jeu de paramètres ne donnant pas un résultat entièrement satisfaisant pour la courbe de restitution de l'éosine mesurée lors de la phase II, un ajustement meilleur a été obtenu, dans ce cas, avec la calibration Pz1-II. Les deux jeux de paramètres utilisés ne diffèrent pas de manière fondamentale.

N° Calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α (s ⁻¹)	θ_{im} (-)	K_d (g/m ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz1-I	éosine	0.0425	0.4	5.0×10^{-6}	0.09	--	--	--
Pz1-II	éosine	0.037	0.4	6.0×10^{-6}	0.06	--	--	--
Pz1-Ichim	K+	0.0425	0.4	5.0×10^{-6}	0.09	--	--	2.5×10^{-4}

Tableau IV.4.4. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution des traceurs injectés au Pz1

La figure IV.4.9 permet de comparer les courbes de restitution mesurées lors des deux phases avec les courbes de restitution calculées, en considérant les deux jeux de paramètres hydrodispersifs calibrés, tant en terme d'évolution de la concentration, qu'en terme d'évolution de la masse restituée.

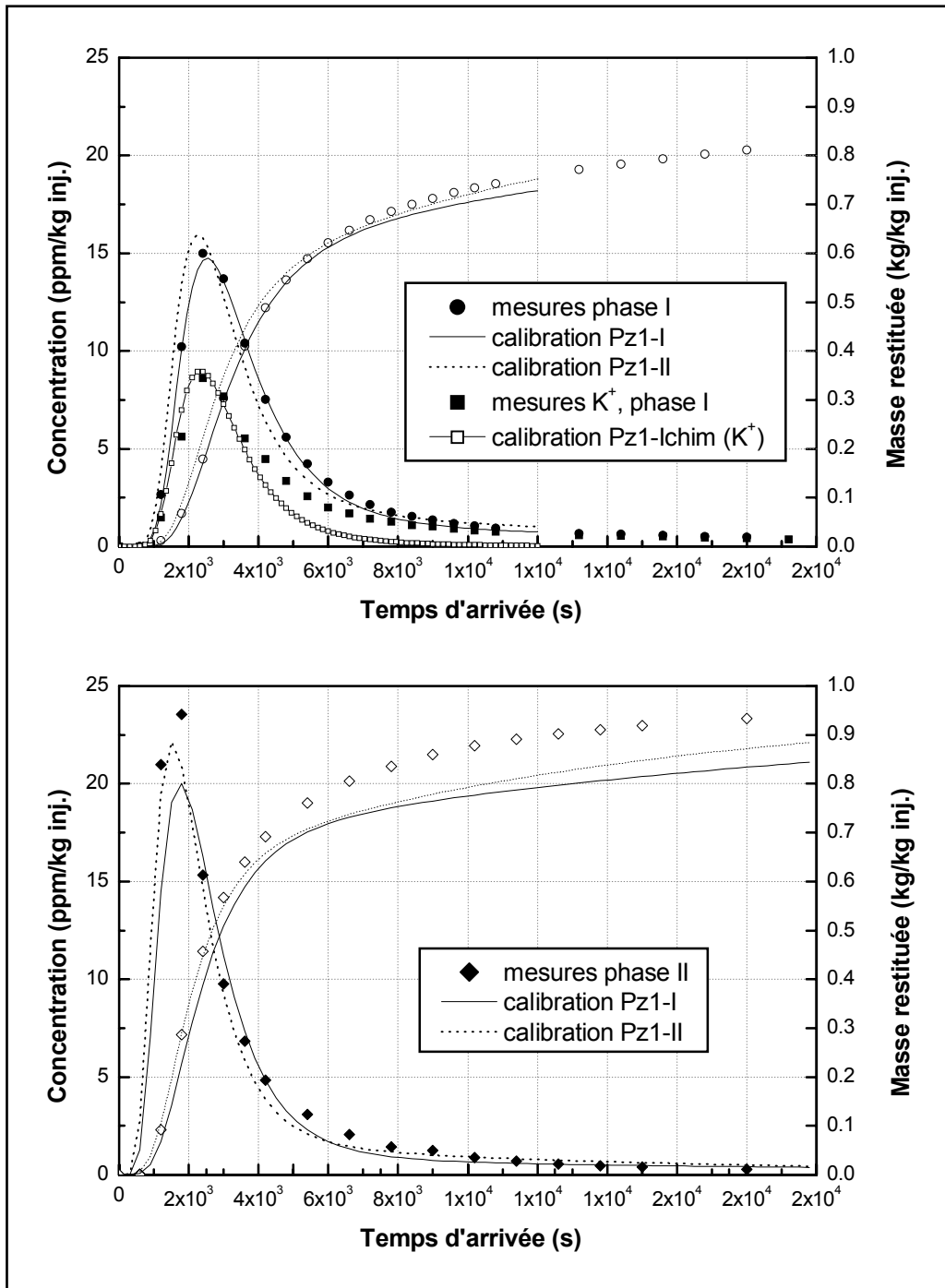


Figure IV.4.9. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz1

IV.4.4.2.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.8)

La valeur de r_w est égale au rayon réel du piézomètre. La valeur du coefficient de distorsion α_w est assez élevée. Cela peut simplement être le reflet d'une sous estimation des flux calculés par le modèle d'écoulement au voisinage du Pz1. Dans ce cas, le coefficient de distorsion permet d'obtenir

un flux de transit correct à travers les crépines. Toutefois, les piézomètres ayant été forés dans un diamètre nettement supérieur au tubage ($d_{for} = 115$ mm), il est réaliste d'envisager que les caractéristiques hydrauliques au voisinage immédiat de l'ouvrage sont à l'origine d'une convergence importante des lignes de courant près du Pz1, expliquant le coefficient α_w élevé.

Les fonctions d'entrée sont relativement bien calibrées. Dans les deux cas, les concentrations maximales atteintes sont respectées. Lors de la phase I, on observe une stabilisation de la concentration. Il faut remarquer que le niveau de concentration atteint dans la piézomètre est inférieur à la concentration dans le fluide d'injection ($C_{inj}^I = 1.0 \times 10^4$ ppm/kg inj.), ce qui confirme que le débit d'injection est inférieur au débit critique du Pz1. Lors de la phase II, la concentration ($C_{inj}^{II} = 3.33 \times 10^5$ ppm/kg inj.) n'a pas encore atteint son seuil de stabilisation, à la fin de l'injection.

Lors de cette même phase, la décroissance de concentration observée pendant la chasse est bien reproduite par le modèle. Le modèle prédit également la rétrodiffusion du traceur après la chasse. Celle-ci est toutefois un peu trop rapide et trop intense. Ce décalage peut s'expliquer de plusieurs manières. L'échantillonnage de la concentration dans le puits, réalisé par circulation de l'eau, peut entraîner un certain délai et une certaine atténuation de la concentration dans les échantillons prélevés, par rapport à l'évolution réelle de la concentration dans la piézomètre. Dans ce cas, l'écart observé entre l'évolution de la concentration prévue par le modèle et mesurée au Pz1 est logique. De manière plus probable, il se peut que les écoulements ne soient pas parfaitement calibrés au voisinage immédiat du Pz1 ou que la résolution spatiale du maillage ne soit pas suffisante pour reproduire précisément le transport à cette échelle très locale. Il faut d'ailleurs remarquer que pour le calcul du transport au voisinage du Pz1, la dispersivité longitudinale considérée est celle qui est calibrée sur base de l'ajustement de la courbe de restitution du traceur au puits ($\alpha_L = 0.4$ m). Cette valeur est représentative pour une migration du traceur sur quelques mètres. A l'échelle très locale du voisinage du Pz1, il est vraisemblable qu'elle soit trop élevée, le transport s'y assimilant plus à un mécanisme de piston-flow susceptible de « repousser » le traceur à une distance relativement plus importante du Pz1 à la fin de la chasse. Dans ce cas, le traceur met plus de temps pour revenir dans le puits et est un peu plus dilué.

Pendant le lessivage naturel, la décroissance de concentration observée est bien reproduite par le modèle. Il faut remarquer que les premières tentatives de calibration, sans prise en compte d'un effet d'eau immobile, conduisaient systématiquement à une décroissance de concentration beaucoup trop rapide pendant le lessivage naturel. L'effet d'eau immobile tend à « soutenir » le niveau de concentration au voisinage du piézomètre, donc à freiner la décroissance de concentration. Ceci indique qu'il devrait être possible de tirer des informations intéressantes à partir de l'évolution à long terme de la concentration dans la piézomètre d'injection, sans doute à l'aide de méthodes

asymptotiques de calculs mentionnées précédemment (v. les références bibliographiques citées aux chapitres II.6 et IV.3).

Courbes de restitution (fig.IV.4.9)

Lors de la phase I, l'ajustement obtenu avec le premier jeu de paramètres hydrodispersifs est très bon, tant en termes d'évolution de la concentration qu'en termes de masse restituée. Avec le même jeu de paramètres, la courbe de restitution calculée pour la phase II présente un maximum de concentration un peu trop bas. Toutefois, en termes de temps de transfert (temps de première arrivée et temps modal), l'ajustement est relativement bon. Pour la phase II, un ajustement meilleur est obtenu avec le deuxième jeu de paramètres (Pz1-II). Par contre, en utilisant ce jeu de paramètres, la courbe de restitution calculée pour la phase I présente (logiquement) un pic de concentration un peu trop élevé et trop rapide. Toutefois, en termes d'évolution de la masse restituée, l'ajustement obtenu pour la phase I avec le jeu de paramètre Pz1-II reste très acceptable.

Les jeux de paramètres calibrés Pz1-I et Pz1-II ne différenciant pas de manière fondamentale, l'allure des courbes de restitution paraît donc sensible à de faibles variations des paramètres de transport. Il en ressort que le gain obtenu en ajustant de manière très précise la courbe de restitution ne se justifie pas forcément. Par contre, la courbe d'évolution de la masse restituée paraît elle relativement moins sensible aux variations des paramètres de transport. Cette courbe fournit une image plus globale de la qualité de l'ajustement obtenu puisqu'il s'agit d'une version intégrée, au cours du temps, de la courbe de restitution. Des erreurs d'ajustement s'y ressentent dans la mesure où elles sont systématiques (concentrations calculées systématiquement trop hautes ou trop basses) et qu'elles se prolongent au long de la restitution. Dans ce cas, la courbe calculée s'écarte progressivement de la courbe mesurée, cette erreur s'accumulant au cours du temps.

Si l'on se contente d'un modèle prédisant de manière approximative le temps de première arrivée et le temps modal, une calibration basée sur l'ajustement de la courbe de restitution fournit des résultats relativement acceptables. Par contre, à partir du moment où l'on souhaite aller plus loin dans l'interprétation en quantifiant les effets de retard et de piégeage, il est vraisemblable qu'un ajustement reposant sur la courbe d'évolution de la masse restituée fournit une calibration plus précise.

Influence de l'injection sur le résultat des traçages

La figure IV.4.10 permet de comparer la courbe de restitution calculée correspondant à la meilleure calibration obtenue pour chaque phase et les simulations complémentaires (« terme source » et « Dirac aquifère »).

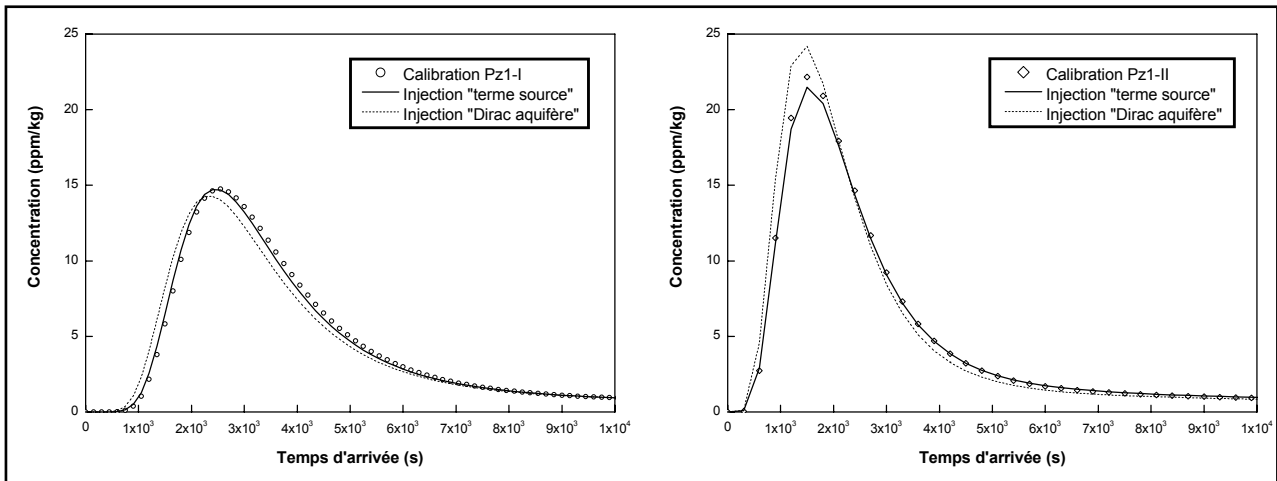


Figure IV.4.10. Influence des l'injection au Pz1 sur les résultats de traçage

Influence des interactions piézomètre - aquifère

Pour les deux phases, la simulation à l'aide d'une injection de type « terme source » donne un résultat pratiquement identique à la calibration de la courbe de restitution avec le modèle d'injection. Ceci indique que l'influence de l'interaction piézomètre-aquifère est négligeable, résultat attendu vu le volume d'injection important (fluide traceur + chasse) utilisé à l'occasion des deux injections.

Influence de la durée expérimentale d'injection

Lors de la phase I, l'écart entre la courbe de restitution obtenue avec l'injection de type « Dirac aquifère » et la courbe de restitution simulée avec le « terme source » reste limité, alors que l'on est raisonnablement en droit de soupçonner l'influence de la durée expérimentale d'injection sur ce résultat de traçage. Par contre, lors de la phase II, la courbe de restitution résultant de l'injection de type « Dirac aquifère » est nettement plus élevée que la courbe de restitution simulée avec le « terme source ».

En fait, on se trouve dans le cas typique où, du fait de la proximité très grande avec le puits de reprise, toute variation dans la distribution initiale du traceur, dont la distribution verticale aux différents nœuds composants les éléments unidimensionnels du piézomètre d'injection, est susceptible de se remarquer sur la courbe de restitution calculée. Lors de la simulation de l'injection de type « Dirac aquifère », le débit d'injection dans le Pz1 étant nul, la distribution des flux massiques, entre le piézomètre (qui est modélisé, même si son volume est minimisé) et l'aquifère, diffère de la distribution des flux calculée lors de la calibration de l'essai de traçage avec le modèle d'injection (et même certainement de la distribution réelle de ces flux). Une comparaison directe des résultats n'est donc pas aisée. En réalité, il y a bien de fortes chances pour que la durée expérimentale d'injection ait eu une influence non négligeable sur l'allure de la courbe de restitution.

Comportement chimique des traceurs

Vu le temps de séjour très court des traceurs dans le milieu, leur comportement chimique n'est pas très bien mis en évidence. Par son caractère anionique, le nitrate NO_3^- peut être considéré comme non sorptif. De plus, les conditions de nappe libre font qu'il est peu probable qu'il subisse un processus de dénitrification (encore faudrait-il que la cinétique de cette réaction soit suffisamment rapide pour se produire). Par comparaison, l'éosine Y peut également être considérée comme un traceur conservatif. Le potassium subit une atténuation, soit par échange cationique, soit par sorption. En considérant un processus de dégradation (en fait une précipitation du potassium par échange cationique avec le Ca^{2+}), le meilleur ajustement du pic de restitution a été obtenu avec une valeur $\lambda = 2.5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ (calibration Pz1-Ichim, figure IV.4.9). Cet ajustement n'est toutefois pas bon pour la queue de restitution du traceur. L'utilisation d'un modèle d'adsorption linéaire n'a pas permis d'obtenir un ajustement meilleur.

IV.4.4.3 Calibration des résultats des essais de traçage réalisés au piézomètre Pz2

Au chapitre IV.3, on a vu que les résultats des essais de traçages réalisés à partir du Pz2 paraissent les plus affectés par l'injection et les interactions piézomètre - aquifère. La modélisation de ces essais doit donc permettre de vérifier en pratique cette hypothèse.

IV.4.4.3.1 Injection de référence

Le chlorure, traceur anionique, est généralement considéré comme conservatif. Il est utilisé lors des phases I et VI et peut donc servir de traceur de référence. Lors de la phase IV, les volumes importants de fluide traceur et de chasse minimisent sans doute l'influence de l'interaction piézomètre - aquifère.

IV.4.4.3.2 Résultats de la calibration

Les deux fonctions d'entrée ont été ajustées au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans le tableau IV.4.5.

r_w (cm)	α_w (-)
6.5	12.0

Tableau IV.4.5. Paramètres d'ajustement des fonctions d'entrée mesurées au Pz2

La figure IV.4.11 permet de comparer les évolutions de concentration mesurées et calculées pour les deux phases d'injection.

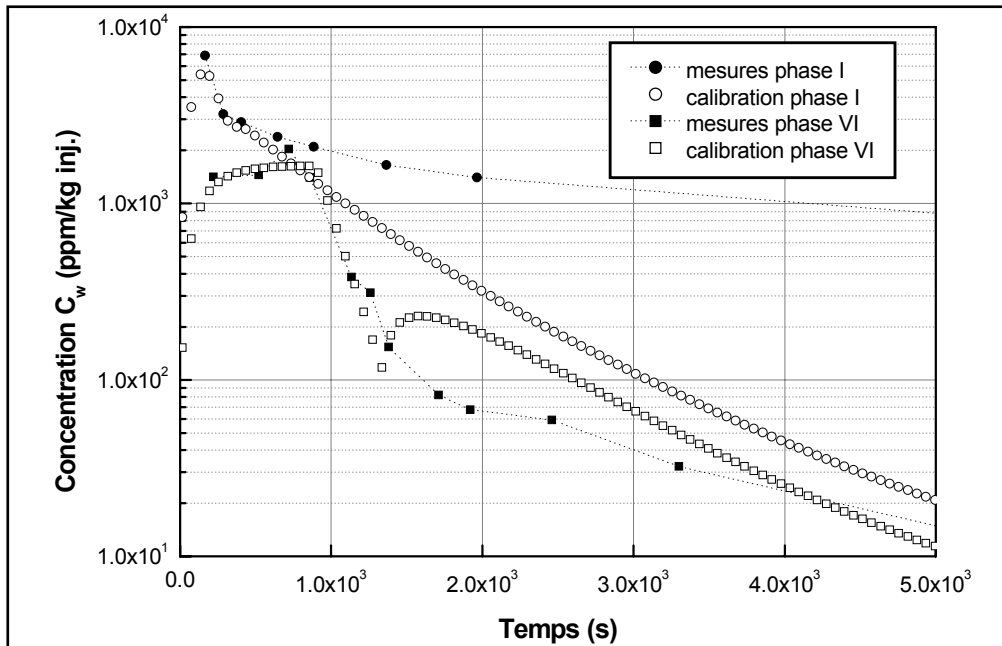


Figure IV.4.11. Comparaison des évolutions de concentration mesurées et ajustées au Pz2

Dans le tableau IV.4.6, la calibration Pz2-VI correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution du chlorure mesurée lors de la phase VI. Ce jeu de paramètres ne donnant pas un résultat satisfaisant pour l’ajustement de la courbe de restitution du chlorure mesurée lors de la phase I, un ajustement meilleur a été obtenu, dans ce cas, avec la calibration Pz2-I.

N° Calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α (s-1)	θ_{im} (-)	K_d (g/m ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz2-I	chlorure	0.055	0.6	8.2×10^{-6}	0.25	--	--	--
Pz2-VI	chlorure	0.042	0.6	1.15×10^{-5}	0.40	--	--	--

Tableau IV.4.6. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution des traceurs injectés au Pz2

La figure IV.4.12 permet de comparer les courbes de restitution mesurées lors des deux phases avec les courbes de restitution calculées en considérant les deux jeux de paramètres hydrodispersifs calibrés, tant en termes d’évolution de la concentration, qu’en termes d’évolution de la masse restituée.

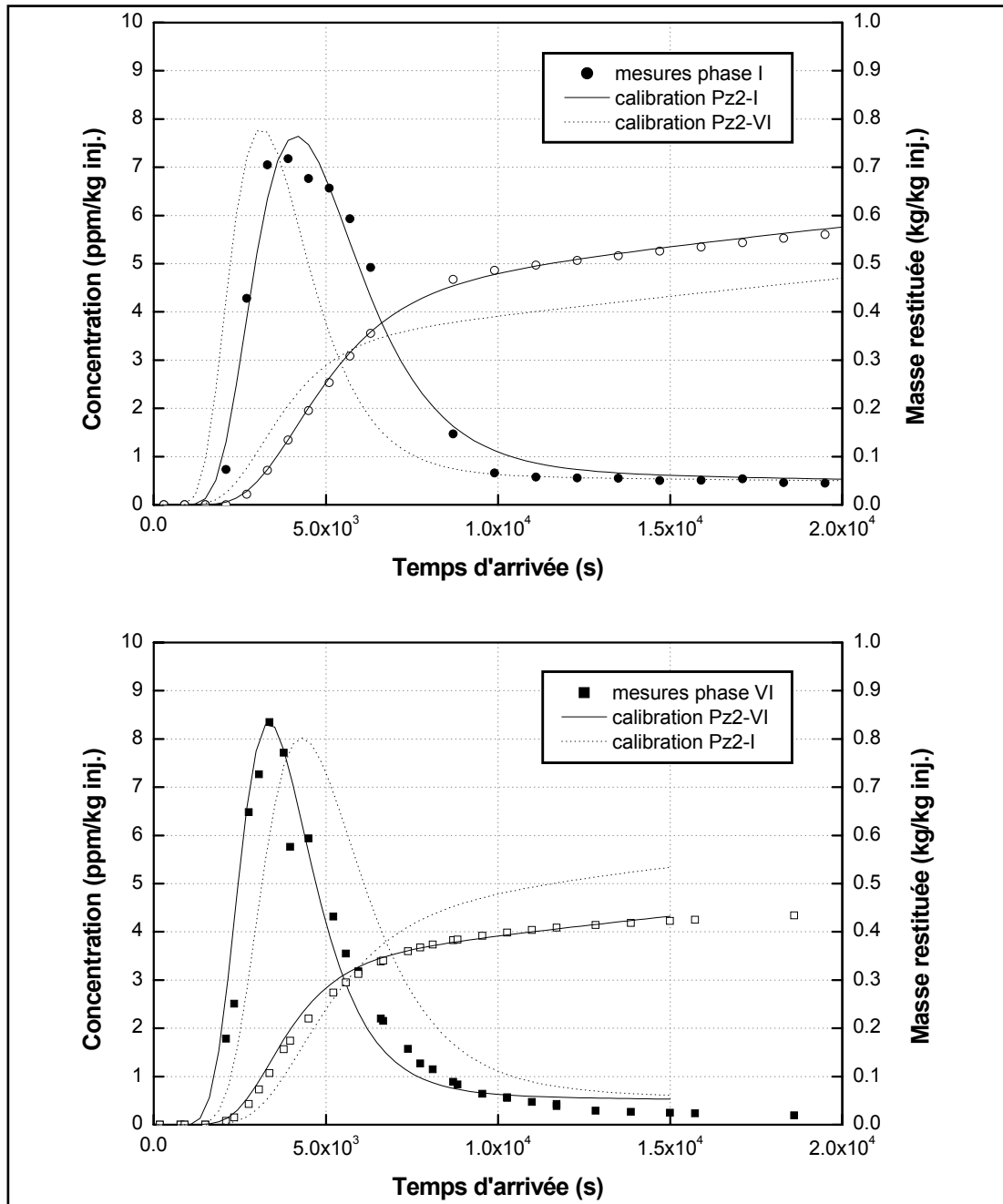


Figure IV.4.12. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz2

IV.4.4.3.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.11)

Lors des deux phases, le modèle prédit correctement le niveau maximum de concentration à la fin de l'injection. Lors de la phase VI, la stabilisation de la concentration, escomptée au vu de la longueur et du volume de l'injection, est bien reproduite. Dans les deux cas, la décroissance de concentration observée durant la chasse est également bien reproduite. Par contre, lors de la phase VI, le modèle prédit un effet intense de rétrodiffusion du traceur au sein du Pz2, non observé en réalité.

Pendant le lessivage naturel, la décroissance de concentration observée est plus ou moins reproduite par le modèle pour la phase VI et très largement surestimée pour la phase II.

La valeur élevée du rayon r_w introduite dans le modèle confirme ce qui était déjà pressenti lors de la première analyse des résultats au chapitre IV.3. Il semble que le volume effectif d'eau concerné par le piézomètre Pz2 est nettement supérieur au volume d'eau contenu au sein du tubage. Le coefficient de distorsion α_w , relativement élevé, semble indiquer que le Pz2 n'est pas localisé dans une zone moins perméable. Il est par contre possible que le tubage soit endommagé, ce qui expliquerait le volume effectif d'eau important caractérisant cet ouvrage.

Courbes de restitution (fig.IV.4.12)

Lors de la phase VI, l'ajustement obtenu avec le jeu de paramètres Pz2-VI est acceptable. La queue de restitution prononcée, observée après le pic de restitution, est surestimée par le modèle. Pour améliorer cet ajustement, il aurait été nécessaire d'augmenter encore la teneur en eau immobile qui est déjà à une valeur très élevée. Le coefficient de transfert de premier ordre est également très élevé. On a donc préféré se contenter de cet ajustement qu'augmenter plus encore l'un ou l'autre de ces paramètres. Intuitivement, et par comparaison avec d'autres résultats, il semble que ces valeurs soient hors norme. Toutefois, l'effet d'eau immobile considéré ici a pour objectif principal de prendre en compte implicitement la micro-hétérogénéité du gravier. Il se peut donc que les valeurs obtenues soient simplement le reflet de l'hétérogénéité locale au voisinage du Pz2. Il est toutefois plus vraisemblable que les causes doivent être cherchées ailleurs, le plus probable étant que, lors de cette phase, l'injection a une influence plus importante sur le résultat que ce qui est prédit par le modèle qui surestime d'ailleurs fortement la vitesse à laquelle le traceur quitte le piézomètre. Il faut aussi remarquer que le bruit de fond en chlorure était très élevé. Le rapport signal/bruit associé à la queue de restitution est donc faible. Durant la queue de restitution du traceur, il se peut donc que les concentrations en chlorure étaient plus élevées, mais difficilement différenciables du bruit de fond. Le chlorure, qui a la réputation d'être un traceur conservatif, a en tout cas clairement montré ici un comportement atypique, peut-être lié à des fluctuations du bruit de fond dans la nappe.

Avec les paramètres de transport calibrés sur base des résultats de la phase VI, la courbe de restitution du chlorure, mesurée lors de la phase I, n'est pas bien ajustée avec le modèle. Il en est de même pour la courbe de restitution mesurée lors de la phase VI, ajustée avec les paramètres issus de la calibration de la phase I. Toutefois, les deux jeux de paramètres sont relativement comparables. Pour affiner le résultat, l'idéal aurait certainement été de réaliser une nouvelle injection, de longue durée et à faible débit, donc bien contrôlée (à l'instar de ce qui a été réalisé au Pz5 lors de la phase V), avec un traceur présentant un comportement conservatif et un bruit de fond plus faible que celui du chlorure. L'iodure conviendrait particulièrement bien.

Influence de l'injection sur le résultat des traçages

La figure IV.4.13 permet de comparer les calibrations réalisées pour les deux courbes de restitution avec les deux simulations complémentaires visant à vérifier si la durée de l'injection ou les interactions piézomètre-aquifère ont eu une influence sur le résultat de ces traçages.

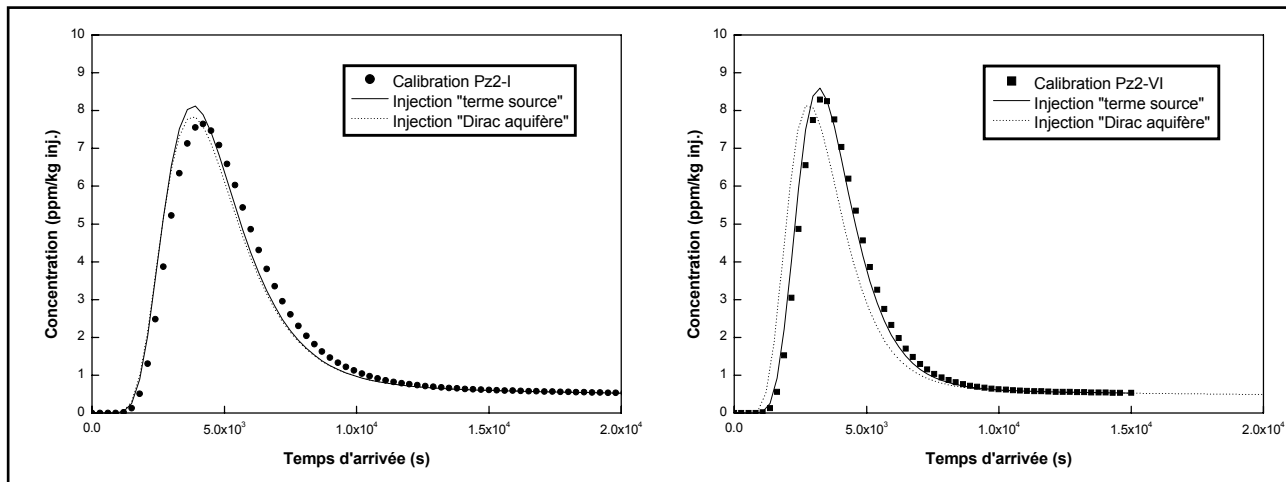


Figure IV.4.13. Influence des injections au Pz2 sur les résultats de traçage

Influence de l'interaction piézomètre - aquifère

Lors de la phase I, la courbe de restitution simulée avec un « terme source » présente un pic légèrement plus élevé et plus rapide que la courbe de restitution calibrée avec le modèle d'injection. Ceci confirme que l'interaction piézomètre - aquifère a bien eu une influence sur le résultat du traçage.

En réalité, on s'attendait à ce que cette influence soit plus marquée. Toutefois, la décroissance de concentration observée durant le lessivage naturel de la phase I (fig.IV.4.11) est fortement surévaluée par le modèle. Si le modèle reproduisait mieux cette phase de l'injection, une part du traceur séjournerait plus longtemps au sein du Pz2 après l'injection et il est probable que l'écart serait nettement plus grand entre, respectivement, la courbe de restitution simulée avec un « terme source » et la courbe de restitution calibrée avec le modèle d'injection. On notera d'ailleurs que la simulation de la phase I avec les paramètres hydrodispersifs calibrés sur base de la phase VI donne une courbe de restitution dont la première arrivée et le temps modal sont plus courts que ce qui a été observé. Toutes ces observations tendent à confirmer que le résultat du traçage réalisé lors de la phase I est bien influencé par la piégeage temporaire d'une partie non négligeable du traceur au sein du Pz2.

Lors de la phase VI, on constate une légère atténuation du pic calibré par rapport au résultat obtenu en représentant cette injection par un « terme source ». Lors de cette phase, il est donc possible que la courbe de restitution ait été influencée par l'interaction piézomètre-aquifère.

Influence de la durée expérimentale d'injection

Suite à la proximité entre le Pz2 et le puits de reprise, il est possible que la comparaison entre les courbes de restitution simulées avec une injection de type « Dirac aquifère » et les courbes de restitution simulées avec un « terme source » ne reflète pas uniquement l'influence de la durée expérimentale d'injection, mais aussi celle de la distribution initiale du traceur dans l'aquifère, au voisinage du point d'injection.

Néanmoins, lors de la phase VI, on constate bien que la courbe de restitution simulée avec un « terme source » est un peu plus tardive que la courbe de restitution simulée avec une injection « Dirac aquifère ». Ceci semble indiquer que la durée expérimentale d'injection a eu une influence sur le résultat du traçage lors de cette phase.

Comportement chimique des traceurs

Vu les nombreuses difficultés rencontrées pour calibrer les essais de traçages réalisés à partir du Pz2, on ne s'est pas attardé sur le comportement chimique des traceurs injectés dans ce piézomètre (rhodamine WT, Li⁺, Sr²⁺).

IV.4.4.4 Calibration de l'injection réalisée au piézomètre Pz3

Vu le temps de transfert très long du traceur entre le Pz3 et le puits de reprise, l'injection qui y a été réalisée n'a probablement pas d'influence sur le résultat du traçage. Il était toutefois intéressant d'utiliser les résultats de ce traçage en vue de calibrer les paramètres de transport dans cette direction.

IV.4.4.4.1 Injection de référence

Une seule injection ayant été réalisée au Pz3, il n'y a pas de choix possible pour l'injection de référence. L'iodure étant généralement supposé conservatif, il est utilisé comme traceur de référence.

IV.4.4.4.2 Résultats de la calibration

La fonction d'entrée a été ajustée au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans le tableau IV.4.7.

r_w (cm)	α_w (-)
2.5	50.0

Tableau IV.4.7. Paramètres d'ajustement des fonctions d'entrée mesurées au Pz3

La figure IV.4.14 permet de comparer les évolutions de concentration mesurées et calculées, pour les deux phases d'injection.

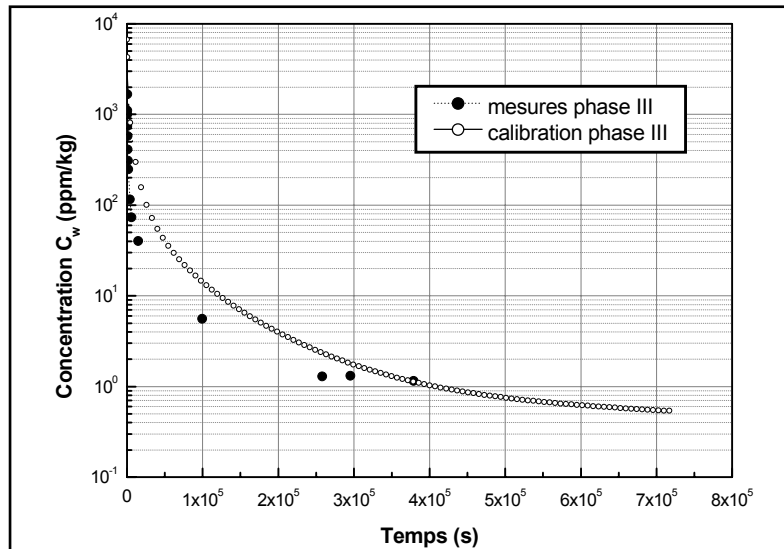


Figure IV.4.14. Comparaison des évolutions de concentration mesurées et ajustées au Pz3

Dans le tableau IV.4.8, la calibration Pz3-I correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution de l'iodure mesurée lors de la phase III.

N° calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α (s ⁻¹)	θ_{im} (-)	K_d (g/m ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz3-I	iodure	0.085	4.5	2.5×10^{-7}	0.30	--	--	--
Pz3-Ichim	naphtionate	0.085	4.5	2.5×10^{-7}	0.30	--	--	5.5×10^{-6}

Tableau IV.4.8. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer la courbe de restitution des traceurs injectés au Pz3

La figure IV.4.15 permet de comparer la courbe de restitution mesurée et la courbe de restitution calculée avec le modèle, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée.

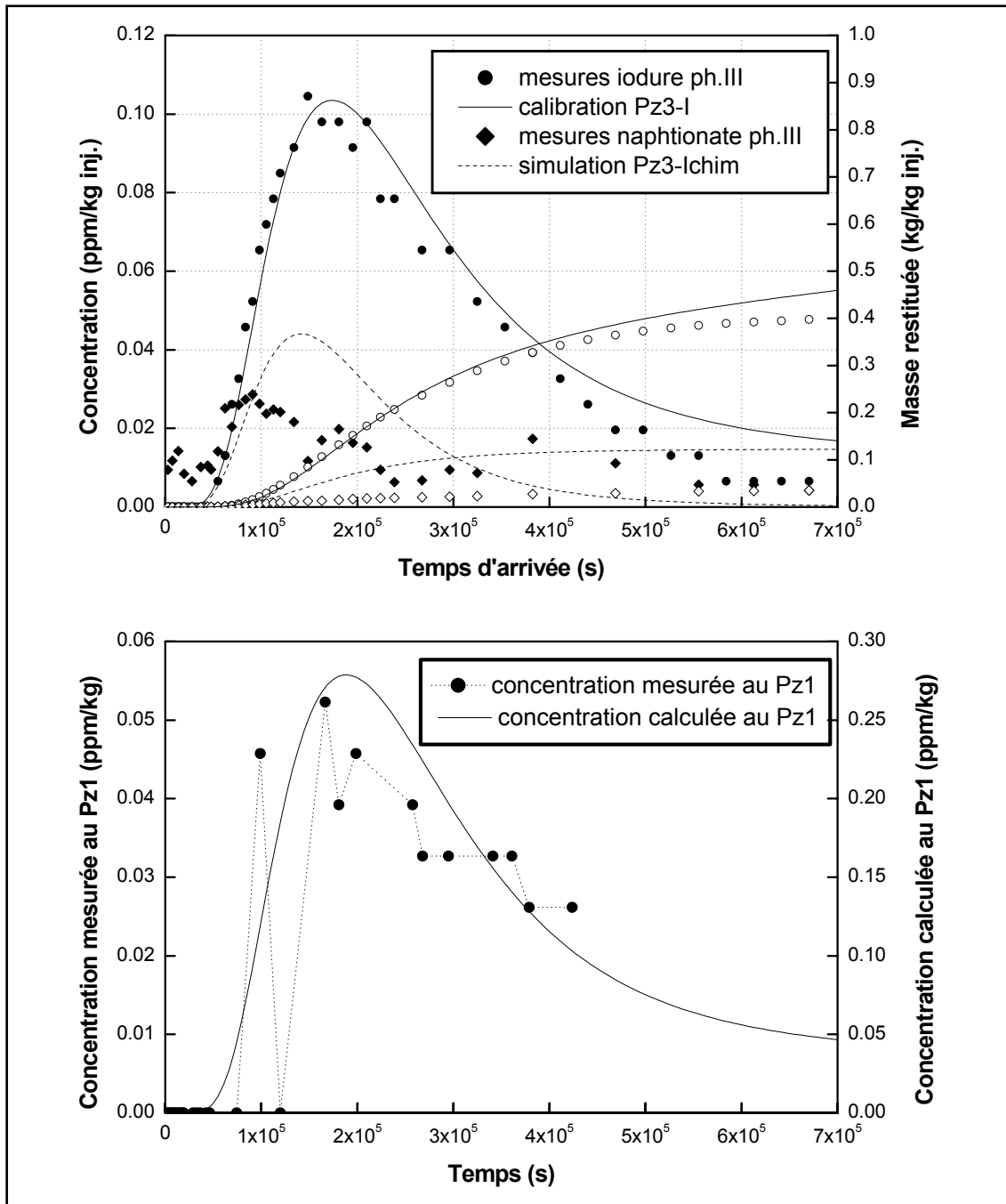


Figure IV.4.15. Comparaison des courbes de restitution mesurée et ajustée des traceurs injectés au Pz3

IV.4.4.4.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.14)

Pour rappel, le suivi de la concentration n'a pu être réalisé dès le début de cette injection. On n'a donc aucune information sur le niveau maximal de concentration atteint dans le Pz3, à la fin de l'injection du fluide traceur, valeur indicatrice de l'effet de dilution dans l'ouvrage, donc du volume effectif d'eau en son sein. Ne disposant pas de cette information, on a préféré fixer la valeur du rayon

r_w à la valeur réelle du rayon du piézomètre (2.5 cm), plutôt que le considérer comme un paramètre d'ajustement de la fonction d'entrée. Ce faisant, seul le coefficient de distorsion α_w permet d'ajuster la courbe d'évolution de la concentration au Pz3 calculée avec le modèle. La valeur obtenue est très élevée et peu réaliste. Elle se justifie par la nécessité d'augmenter le flux de transit à travers les crêpines, en vue d'obtenir des concentrations calculées dans le Pz3 compatibles avec les concentrations mesurées, relativement basses dès le début du suivi de cette fonction d'entrée. Cela reflète vraisemblablement une sous estimation des flux d'écoulement calculés par le modèle au voisinage du Pz3, inhérente à la calibration du modèle d'écoulement. Cela provient d'une sous estimation soit des conductivités hydrauliques calibrées, soit du gradient hydraulique au voisinage du Pz3. Cette deuxième hypothèse peut s'expliquer par un positionnement du piézomètre à la limite de la zone d'appel du puits de reprise, où existe une compensation partielle entre la composante d'écoulement dirigée vers le puits de reprise et la composante d'écoulement régional. Idéalement, il pourrait donc être utile d'adapter la calibration du modèle d'écoulement au voisinage du Pz3.

Malgré la valeur élevée de α_w , le modèle prédit une décroissance un peu trop lente de la concentration, durant une partie importante du lessivage naturel. Heureusement, on peut raisonnablement estimer que la quantité de traceur restant dans l'ouvrage est rapidement négligeable pour que l'injection n'ait pas d'effet notable sur la courbe de restitution. Il faut remarquer qu'augmenter encore le coefficient de distorsion n'avait pas beaucoup d'effet sur l'évolution de la concentration, sa variation étant rapidement gouvernée par le gradient de concentration existant entre le Pz3 et la nappe aquifère dans son voisinage, plutôt que par l'intensité du flux de transit.

Courbe de restitution (fig.IV.4.15)

A l'exception de la queue de restitution simulée du traceur qui est un peu trop élevée, l'ajustement de la courbe de restitution de l'iode est relativement bon. La première arrivée, le temps modal, le niveau maximum de concentration et la dissymétrie de la courbe de restitution sont bien reproduits par le modèle.

En termes de paramètres hydrodispersifs, quelques observations particulières méritent d'être faites. La porosité efficace obtenue est d'un ordre de grandeur tout à fait acceptable pour des graviers. Elle est plus élevée que pour les traçages réalisés à partir du Pz1 et du Pz2 (et même qu'à partir du Pz5, comme on le verra par la suite). Comme pour la valeur du coefficient de distorsion, ceci peut être le reflet d'une calibration insatisfaisante du modèle d'écoulement. Deux types d'erreurs peuvent être envisagées :

1. le gradient piézométrique calculé par le modèle entre le Pz3 et le puits peut être surestimé ;
2. le Pz3 étant positionné latéralement par rapport à l'écoulement régional, le cheminement réellement emprunté par le traceur au cours de sa migration vers le puits de reprise n'est

peut-être pas la ligne droite entre ces deux ouvrages, mais une ligne plus longue, incurvée vers l'aval. Lors de la simulation de l'essai de traçage, l'arrivée trop rapide du traceur au puits est corrigée en augmentant artificiellement la porosité efficace, de manière à obtenir des vitesses effectives correctes entre le Pz3 et le puits de reprise.

La dispersivité longitudinale calibrée est également très élevée. Ceci peut être le reflet d'une hétérogénéité importante des graviers entre le Pz3 et le puits de reprise. Toutefois, on peut avancer d'autres raisons. Une fois de plus, la position du piézomètre peut être mise en cause. Comme cela a été mentionné au chapitre II.2, la dispersion hydrodynamique est un paramètre relativement global, intégrant une série de processus à l'origine d'un étalement du nuage de traceur autour de la position advective moyenne. Dans le cas présent, au cours de sa migration, le traceur est soumis à l'influence de deux composantes d'écoulement : une vers le puits, l'autre vers l'aval, cette dernière ayant une influence d'autant plus grande que le traceur migre en bordure de la zone d'appel du puits. Le traceur a donc pu subir un étalement important suivant la direction de son déplacement, mais aussi latéralement par rapport à ce cheminement. Habituellement, cette composante latérale d'étalement est intégrée implicitement dans la dispersion hydrodynamique transversale. Or, comme mentionné dans le mode opératoire d'ajustement des courbes de restitution, de manière à ne pas multiplier les degrés de liberté, il a été décidé de ne pas considérer la dispersivité transversale comme un paramètre d'ajustement, en la fixant à une valeur de 0.2 m. On peut donc raisonnablement penser que la dispersivité longitudinale intègre en partie l'effet d'une dispersivité transversale élevée, liée elle-même à la position particulière du Pz3.

Enfin, l'effet d'eau immobile considéré pour ajuster la courbe de restitution de l'iodure est assez important, du moins en ce qui concerne la porosité d'eau immobile. Ceci est nécessaire pour expliquer l'atténuation relativement importante de la courbe de restitution. En réalité, il se peut que l'atténuation des concentrations et la valeur relativement faible du taux de restitution s'expliquent par une « perte » de traceur par migration vers l'aval, suivant l'écoulement régional. Une fois de plus, la position particulière du Pz3 et de la zone d'appel du pompage de reprise peuvent être invoquées pour expliquer les valeurs partiellement hors normes obtenues pour certains paramètres. Pour vérifier la validité de cette hypothèse, il aurait été nécessaire d'échantillonner jusqu'au terme (théorique) de la restitution de l'iodure et d'observer si le taux de restitution final diffère fortement de 100%.

La figure IV.4.15 présente également l'évolution de la concentration dans le piézomètre Pz1. L'axe de gauche est relatif à l'évolution de la concentration mesurée, tandis que l'axe de droite se rapporte à l'évolution de la concentration calculée. On constate un écart notable dans les concentrations, indicatif du fait que la position relative du nuage de traceur par rapport au piézomètre Pz1 n'est pas très bien reproduite (en réalité, le nuage passe probablement latéralement par rapport au Pz1). Néanmoins, l'allure globale de la courbe d'évolution de la concentration calculée avec le modèle

reproduit relativement bien les observations (première arrivée au Pz1, temps modal et dissymétrie de la courbe).

Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.4.16 permet de comparer le résultat de la calibration aux deux simulations complémentaires (« terme source » et « Dirac aquifère »). Aucune différence significative ne s'y marquant, on peut en conclure que les conditions d'injection n'ont pas eu d'influence notable sur le résultat de cet essai de traçage. Ceci se justifie par le temps de transfert relativement long entre le Pz3 et le puits, qui permet d'assimiler l'injection réelle à une injection instantanée dans l'aquifère.

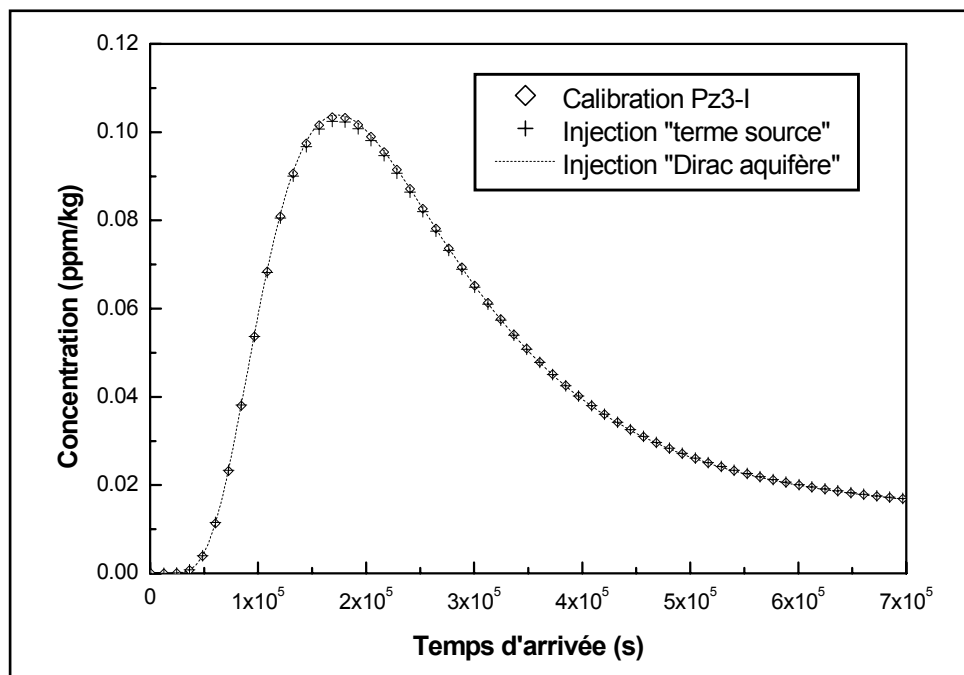


Figure IV.4.16. Influence de l'injection au Pz3 sur le résultat du traçage

Comportement chimique des traceurs

Par son caractère anionique, l'iode est considéré comme conservatif. Par comparaison, le naphthionate montre clairement un comportement non conservatif. On verra par ailleurs (injections au Pz5 et au Pz6) que le naphthionate se dégrade. La constante de dégradation calibrée grâce à l'essai de traçage réalisé à partir du Pz6 a été considérée ($\lambda = 5.5 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$). A priori, l'ordre de grandeur de la constante de dégradation est acceptable, mais elle pourrait ici être un peu plus importante.

IV.4.4.5 Calibration de l'injection réalisée au piézomètre Pz4

Les courbes de restitution de la fluorescéine et de la rhodamine WT, obtenues lors de l'injection à ce piézomètre, sont très irrégulières. Le piézomètre Pz4 étant positionné latéralement et en limite de la zone d'appel du puits de reprise, la qualité de la calibration des paramètres de transport est très tributaire de la calibration de l'écoulement. Si l'on y ajoute l'influence de la nature chimique des traceurs utilisés, bien mise en évidence par ailleurs, il était assez illusoire de déterminer des

paramètres de transport fiables. L'interprétation de cet essai de traçage n'a donc pas été réalisée dans le cadre de cette recherche.

IV.4.4.6 Calibration des injections réalisées au piézomètre Pz5

Le Pz5 a été le piézomètre le plus utilisé pour la réalisation des essais de traçage (4 injections au total). Par la diversité des scénarios d'injection réalisés, les résultats permettront surtout de valider expérimentalement et d'évaluer la précision du modèle d'injection. Ils permettent également de mettre en évidence l'influence du mode d'injection des traceurs (durée et débit d'injection et de chasse) sur les résultats de traçage.

IV.4.4.6.1 Injection de référence

L'iodure, traceur anionique conservatif, a été utilisé à l'occasion de plusieurs injections au Pz5. Il peut donc servir de traceur de référence. A priori, les injections réalisées lors des phases IV et V conviennent très bien comme référence. Pour rappel, à ces deux occasions, l'iodure a été dilué dans un très grand volume d'eau (de l'ordre de 1400 litres lors de la phase IV et 200 litres lors de la phase V). Dans les deux cas, on peut raisonnablement considérer que la dilution et le piégeage du fluide traceur au sein du piézomètre sont négligeables, donc que les résultats de traçage ne sont pas influencés par l'interaction piézomètre-aquifère.

En définitive, la calibration a été basée essentiellement sur l'injection réalisée lors de la phase V, pour laquelle la fonction d'entrée est très bien maîtrisée. La phase IV a servi en vue d'une validation de la calibration obtenue. Les phases I et II, pour lesquelles il y a des raisons de soupçonner une dégradation du naphthionate, seul traceur utilisé, n'ont pas vraiment été utilisées pour calibrer, même si un ajustement individuel a été chaque fois tenté.

IV.4.4.6.2 Résultats de la calibration

Les fonctions d'entrée disponibles ont été ajustées au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans le tableau IV.4.9.

r_w (cm)	α_w (-)
2.5	11.5

Tableau IV.4.9. Paramètres d'ajustement des fonctions d'entrée mesurées au Pz5

La figure IV.4.17 permet de comparer les évolutions de concentration mesurées et calculées pour les différentes phases d'injection. Pour la phase V, contrairement aux autres évolutions de concentrations présentées dans ce chapitre, l'évolution de la concentration à l'injection est reportée suivant une échelle linéaire. Cela se justifie par le souhait de bien mettre en évidence la sensibilité des

concentrations calculées par le modèle d'injection aux variations du débit d'injection (paliers de concentrations).

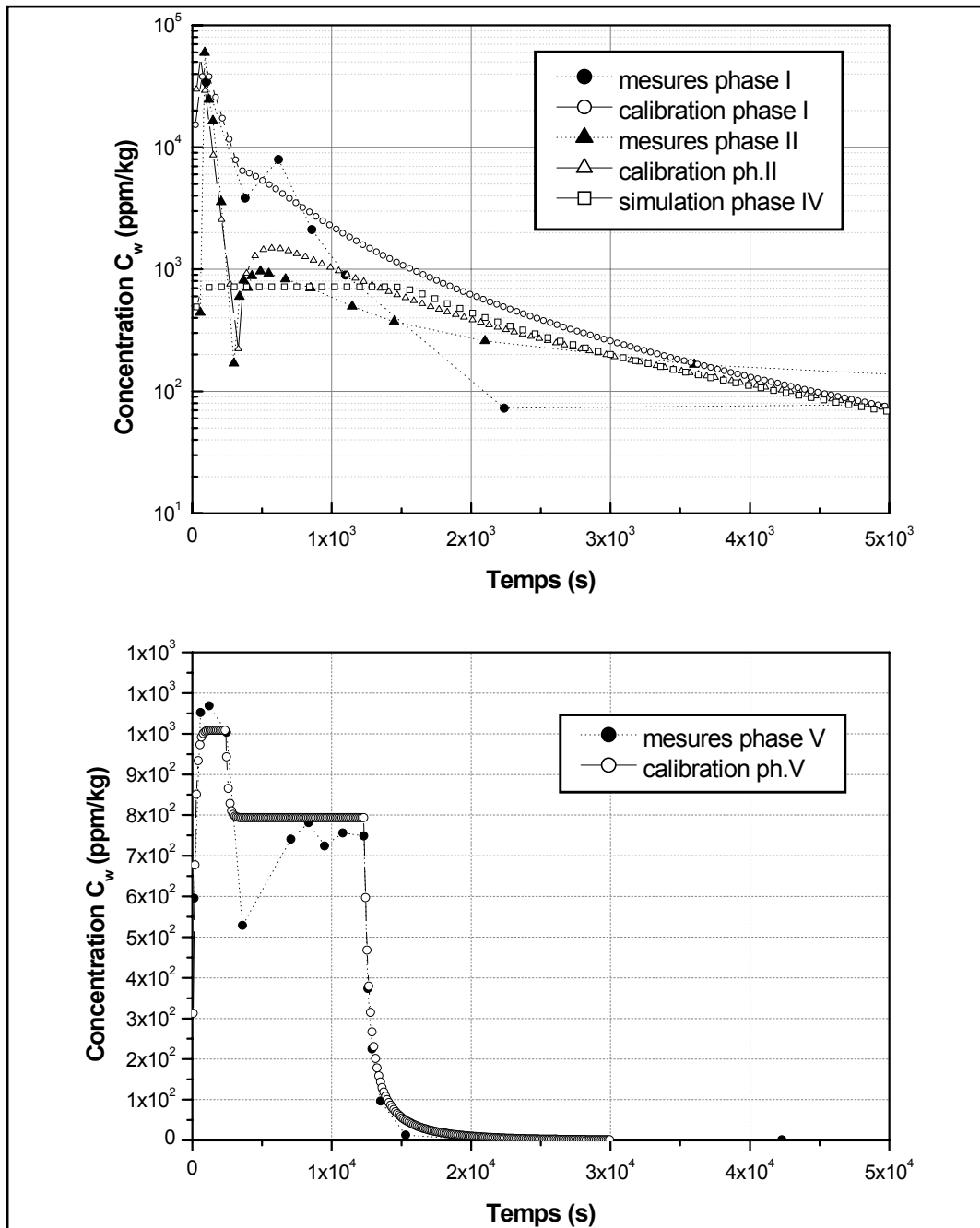


Figure IV.4.17. Comparaison des évolutions de concentration mesurées et ajustées au Pz5

Dans le tableau IV.4.10, plusieurs jeux de paramètres sont présentés, correspondant aux différents ajustement obtenus. La calibration Pz5-V correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution de l'iodure mesurée lors de la phase V. La calibration Pz5-IV correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution de l'iodure lors de la phase IV. Aucun de ces jeux de paramètres ne donne un résultat satisfaisant pour la courbe de restitution du naphthionate mesurée lors des phases I et II. Des ajustements meilleurs ont été obtenus respectivement avec les

calibrations Pz5-I et Pz5-II, en tenant compte du fait qu'un processus de dégradation linéaire, mis en évidence par ailleurs, affecte le naphthionate.

La figure IV.4.18 (a à c) permet de comparer les courbes de restitution mesurées lors des différentes phases d'injections au Pz5 avec les courbes de restitution calculées en considérant les différents jeux de paramètres hydrodispersifs calibrés, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée.

N° Calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α (s ⁻¹)	θ_{im} (-)	K_d (g/m ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz5-I	naphtionate	0.038	0.6	7.0×10^{-7}	0.08	--	--	5.5×10^{-6}
Pz5-II	naphtionate	0.038	0.6	1.5×10^{-6}	0.08	--	--	5.5×10^{-6}
Pz5-IVa	Iodure	0.044	0.8	9.0×10^{-7}	0.06	--	--	
Pz5-IVb	naphtionate	0.044	0.8	9.0×10^{-7}	0.06	--	--	5.5×10^{-6}
Pz5-V	Iodure	0.044	0.8	6.0×10^{-7}	0.06	--	--	
Pz5-Vchim	naphtionate	0.044	0.8	6.0×10^{-7}	0.06	--	--	5.5×10^{-6}

Tableau IV.4.10. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution des traceurs injectés au Pz5

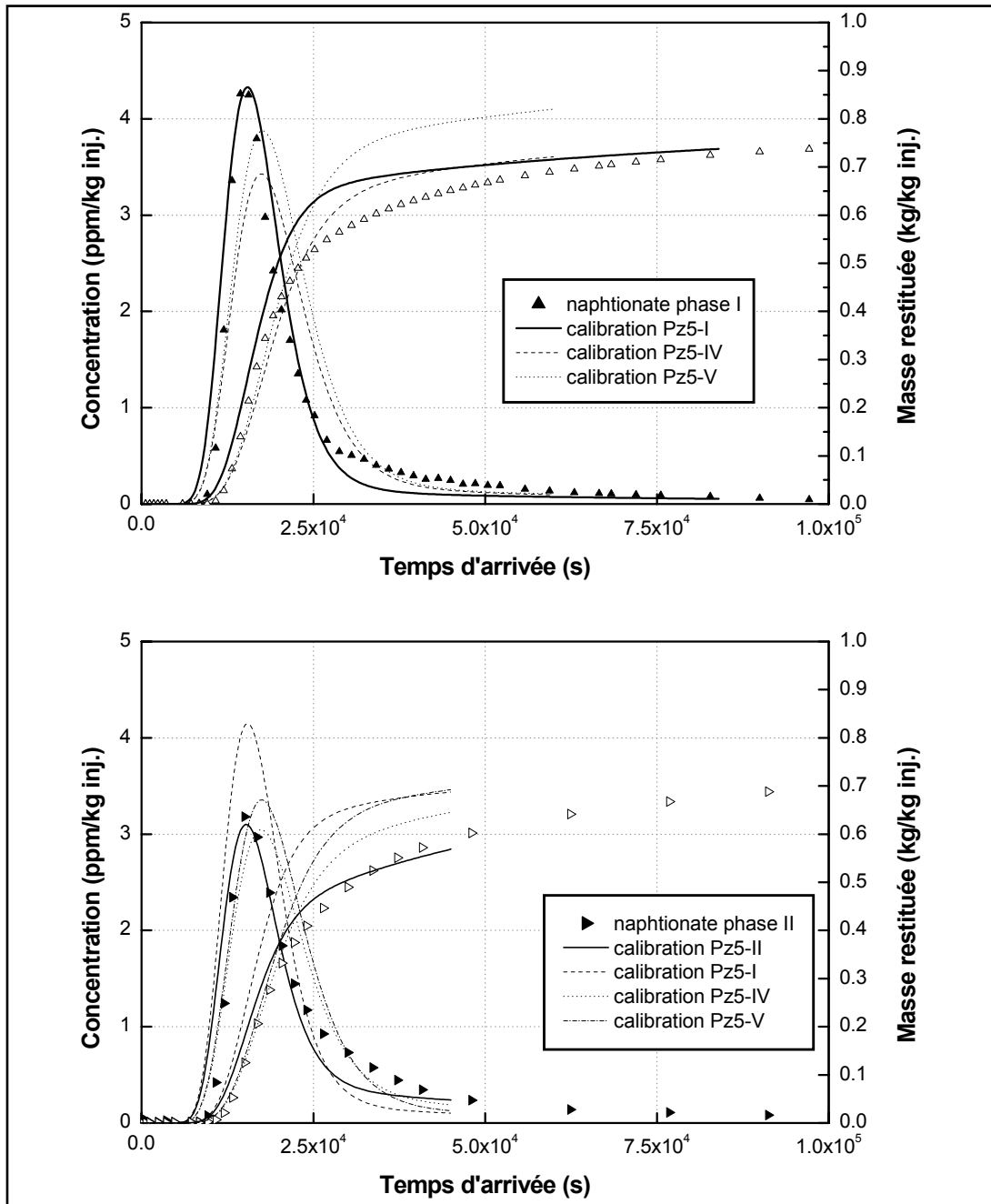


Figure IV.4.18a. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz5 (phase I et II)

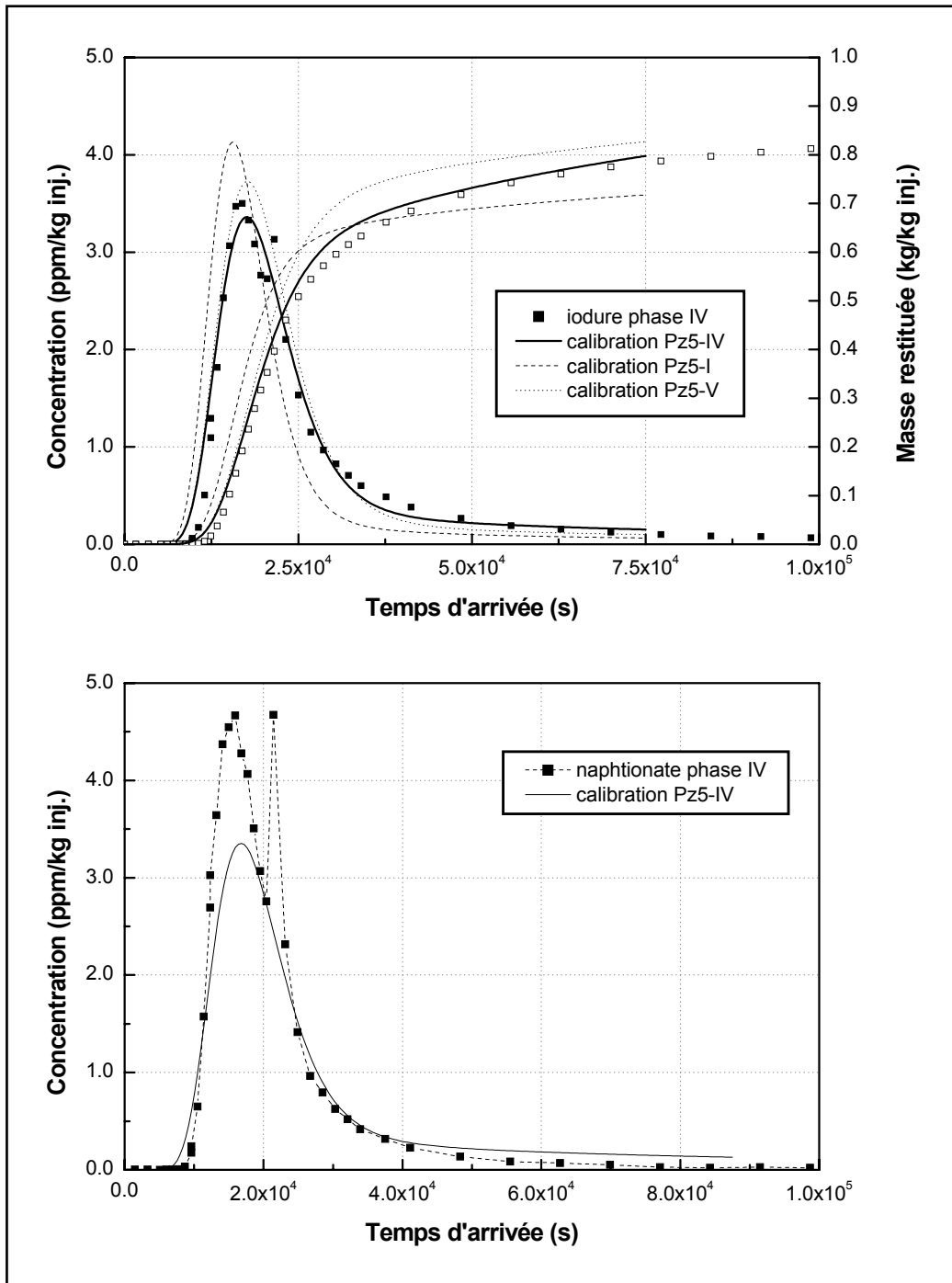


Figure IV.4.18b. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz5 (phase IV)

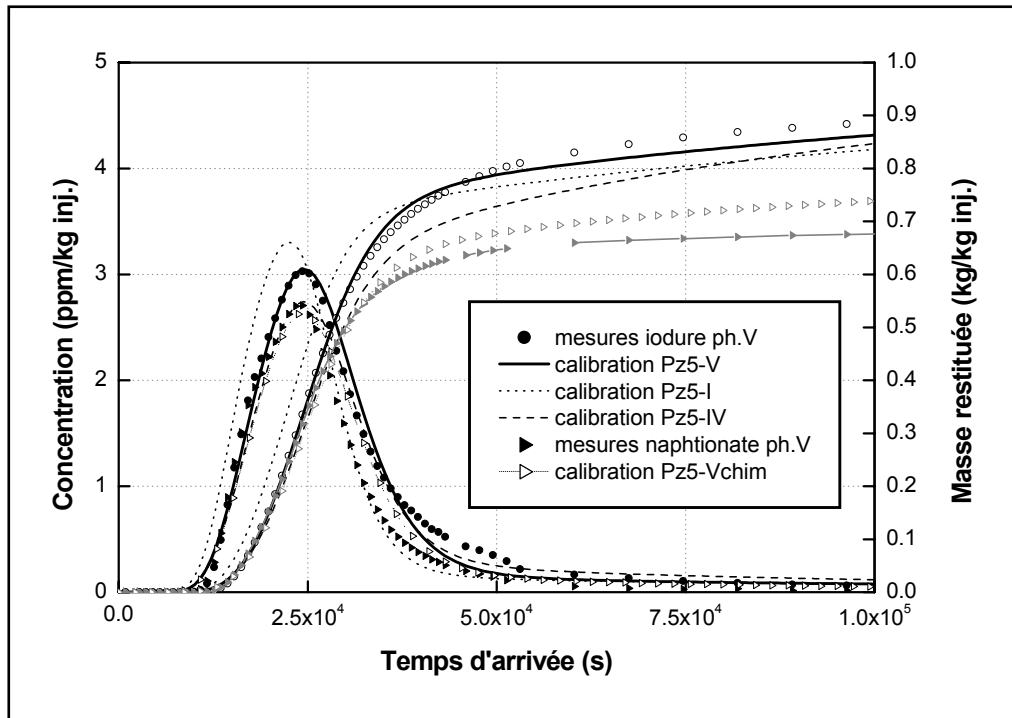


Figure IV.4.18c. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz5 (phase V)

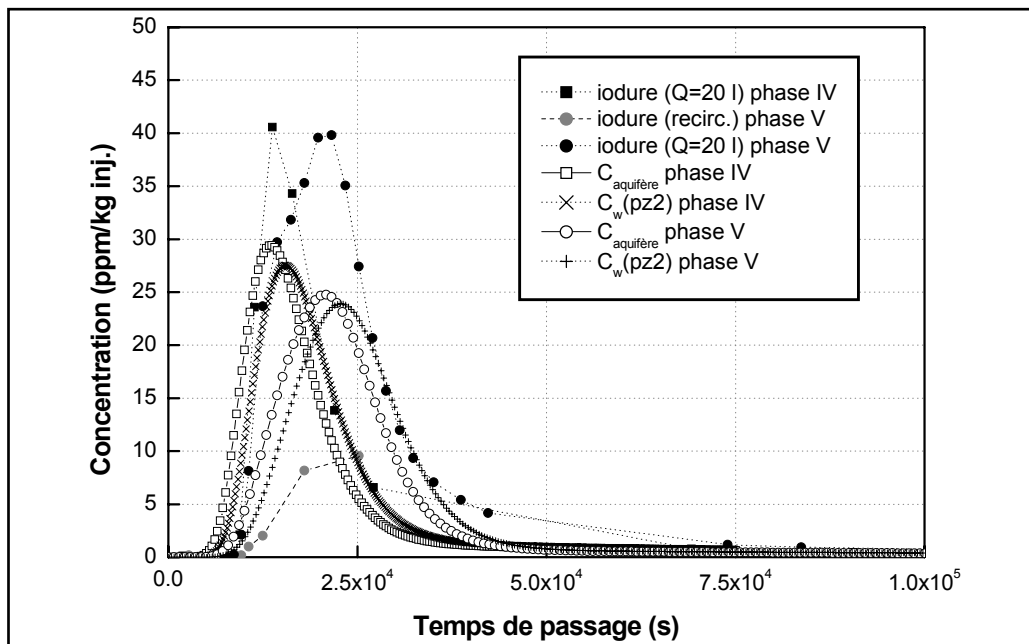


Figure VI.4.19. Evolution de la concentration au piézomètre intermédiaire Pz2

IV.4.4.6.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.17)

L'ajustement par le modèle, des fonctions d'entrée mesurées au Pz5, est généralement très bon. Le rayon r_w est égal au rayon réel du Pz5 (2.5 cm). Le coefficient de distorsion α_w est relativement élevé, comme aux Pz1 et Pz2.

Lors de la phase I, la comparaison n'est pas aisée vu que la fonction d'entrée mesurée n'est pas bien répertoriée. Cependant, l'allure générale de la fonction d'entrée calculée correspond relativement bien aux mesures.

Lors de la phase II, l'ajustement, sans être parfait, est assez remarquable. Le maximum de concentration atteint à la fin de l'injection du traceur, ainsi que la variation de concentration observée durant la chasse sont bien reproduits. Pour cette même phase, le modèle reproduit remarquablement bien la rétrodiffusion du traceur dans l'ouvrage, après l'arrêt de la chasse, ainsi que la diminution de concentration durant le lessivage naturel.

Lors de la phase IV, on dispose de peu d'informations, vu qu'aucun suivi de la concentration n'a été réalisé. Toutefois, le modèle prédit que la concentration en iodure (ajouté à la chasse) dans le Pz5 tend vers la concentration dans le fluide d'injection ($C_{inj}^{IV}=714.3$ ppm/kg inj.), ce qui indique que le débit de transit est nul pendant l'injection de ce traceur. Vu le débit de chasse élevé et le grand volume de chasse utilisé, ce constat était attendu.

Le résultat obtenu lors de la phase V est intéressant. En effet, lors de cette phase, le débit d'injection est relativement faible et a dû être diminué en cours d'opération. L'évolution de concentration résultante devait donc permettre de valider la fonctionnalité liant le débit de transit au débit d'injection (relation 3.10, ch.III.1.2 et annexe 3). Le résultat final est excellent : les paliers de stabilisation de la concentration dans l'ouvrage sont bien reproduits, ainsi que la variation de concentration observée suite à la diminution du débit d'injection (entraînant une augmentation du débit de transit, donc une dilution plus grande du traceur dans l'ouvrage). Ceci permet de confirmer que, malgré des hypothèses assez fortes posées pour l'obtenir, la fonctionnalité établie pour lier le débit de transit au débit d'injection est efficace et précise. Quand l'injection est terminée, on observe que la décroissance de concentration calculée dans l'ouvrage est un peu trop lente par rapport à ce qui a été observé en réalité. Cela est probablement attribuable à la difficulté de reproduire précisément l'évolution de la concentration dans l'aquifère, au voisinage du puits d'injection.

Courbes de restitution (fig.IV.4.18 a à c)

En considérant chaque phase séparément, il est possible d'obtenir des ajustements assez précis, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée. Par contre, tout comme au Pz1, il s'avère difficile (même impossible à ce stade) d'obtenir un ajustement simultané de toutes les courbes de restitution, avec un même jeu de paramètres hydrodispersifs. Toutefois, la gamme de variation des paramètres calibrés reste relativement étroite d'une phase à l'autre.

Globalement, la porosité efficace calibrée est de l'ordre de 4%, du même ordre de grandeur qu'aux piézomètres Pz1 et Pz2. Selon les ajustements, la dispersivité longitudinale varie de 0.6 m à

0.8 m. Ces valeurs sont relativement petites et bien représentatives d'un matériau graveleux relativement bien classé.

Lors de la phase IV, l'ajustement de la courbe de restitution du naphthionate n'est pas satisfaisante, alors que pour ce même traçage, la courbe de restitution de l'iodure est très bien ajustée. Ces deux résultats se différencient principalement par le profil d'injection (débits et volume de fluide traceur et de chasse). Ceci met assez clairement en évidence l'influence importante de ce profil d'injection sur le résultat du traçage, indépendamment de toute influence de la durée ou de l'interaction entre le piézomètre d'injection et l'aquifère. Le débit d'injection et de chasse joue sur la distribution initiale des flux massiques de traceur, au voisinage du piézomètre d'injection. Si celui-ci se trouve à proximité du puits de reprise, les effets de la dispersion dans la nappe n'ont pas le temps d'agir en suffisance pour estomper l'effet de la distribution initiale du traceur lorsqu'il est injecté. Il est vraisemblable que plus la distance de traçage est importante (donc que le temps de transfert est grand), moins cet effet se marque.

Influence de l'injection sur les résultats de traçage

La figure IV.4.20 permet de comparer chaque calibration avec les deux simulations complémentaires (« terme source » et « Dirac aquifère ») qui y correspondent, de manière à vérifier si les interactions piézomètre - aquifère ou la durée expérimentale d'injection ont eu une influence sur le résultat du traçage.

Influence des interactions piézomètre - aquifère

Pour aucun de ces résultats on ne constate de différence notable entre les simulations obtenues à l'aide d'une injection de type « terme source » et les calibrations correspondantes obtenues avec le modèle d'injection. Ceci indique que l'influence de l'interaction piézomètre-aquifère ne semble avoir joué dans pour aucune de ces injections.

Influence de la durée expérimentale d'injection

Comme attendu, la durée expérimentale d'injection semble bien avoir joué un rôle lors de la phase IV et, surtout, lors de la phase V.

Autres facteurs liés à l'injection des traceurs et influençant les résultats de traçage

Les difficultés rencontrées en vue d'ajuster les différentes courbes de restitution avec un même jeu de paramètres hydrodispersifs et les écarts observés entre les jeux de paramètres hydrodispersifs calibrés indépendamment les uns des autres s'expliquent vraisemblablement par une représentation peu précise de l'hétérogénéité du milieu graveleux, au voisinage du Pz5.

En pratique, d'une phase à l'autre, on constate des variations assez conséquentes au niveau des débits d'injection et de chasse. Ainsi, lors des phases I et IV (pour le naphthionate), l'injection est assez énergique (débit élevé). Par contre, lors des phases II, IV (pour l'iodure) et V, le débit d'injection

est plus faible. Suite à ces variations, on peut supposer que la distribution (réelle) du flux massique de traceur, le long des crépines, varie d'une phase à l'autre, dépendant entre autres de la distribution des conductivités hydrauliques au voisinage de l'ouvrage. Le cheminement emprunté par les traceurs varie donc partiellement d'une phase à l'autre, ce qui se répercute directement sur les paramètres hydrodispersifs, supposés homogènes lors des différents ajustements réalisés. On constate d'ailleurs que la courbe de restitution du naphthionate, mesurée lors de la phase IV, se rapproche beaucoup de celle mesurée lors de la phase I, pour laquelle le débit de chasse était également assez énergétique.

Ceci confirme la nécessité de développer plus avant les techniques d'investigation, de quantification et de représentation de l'hétérogénéité du milieu souterrain et les techniques de contrôle de l'évolution de la concentration à l'injection (échantillonnages multi-niveaux, ...).

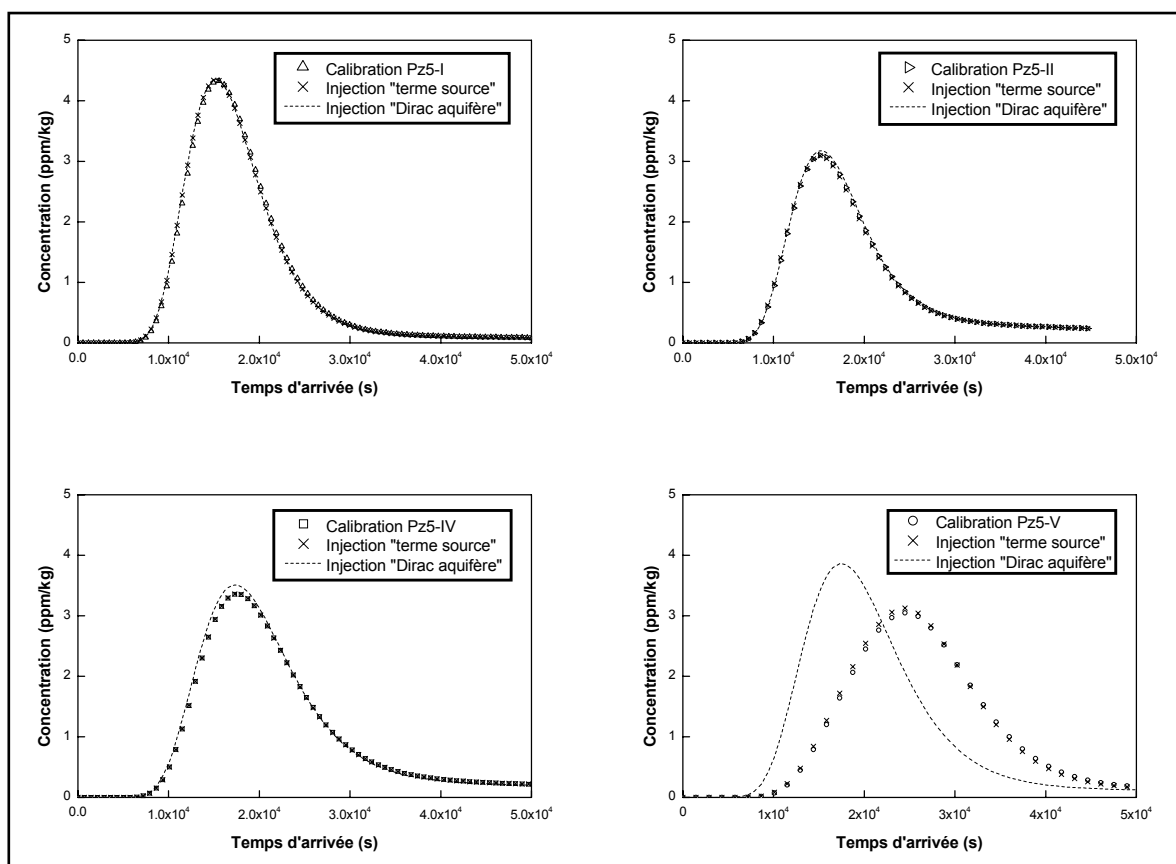


Figure IV.4.20. Influence des injections au Pz5 sur les résultats de traçage

Comportement chimique des traceurs

Par son caractère anionique, l'iodure peut être considéré comme conservatif. Par comparaison, le comportement non conservatif du naphthionate a clairement été mis en évidence. La courbe de restitution du naphthionate, obtenue lors de la phase V, a été utilisée pour quantifier le processus de dégradation du naphthionate. La constante de dégradation calibrée est $\lambda = 5.5 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

Malheureusement, aucun ajustement satisfaisant n'a pu être obtenu pour le potassium. Lors de la phase V, celui-ci présente un comportement sorptif assez prononcé, qui n'a pu être reproduit tel

quel par le modèle avec une adsorption linéaire. Il est vraisemblable qu'un effet cinétique affecte l'adsorption de ce cation.

IV.4.4.7 Calibration des injections réalisées au piézomètre Pz6

Vu la distance importante séparant le Pz6 et le puits, il est peu probable que le mode d'injection des traceurs dans ce piézomètre ait eu une influence prépondérante sur les résultats. L'intérêt principal des injections réalisées à partir du Pz6 réside plutôt dans l'examen comparatif du comportement chimique des traceurs fluorescents dans l'aquifère graveleux alluvial.

IV.4.4.7.1 Injection de référence

L'iodure, traceur anionique conservatif, a été utilisé comme traceur de référence. On a donc ajusté les paramètres de transport (porosité efficace et dispersivités) sur base de la courbe de restitution de l'iodure mesurée lors de la phase VI.

IV.4.4.7.2 Résultats de la calibration

Les fonctions d'entrée disponibles ont été ajustées au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans la tableau IV.4.11.

r_w (cm)	α_w (-)
5.0	40.0

Tableau IV.4.11. Paramètres d'ajustement des fonctions d'entrée mesurées au Pz6

La figure IV.4.21 permet de comparer les évolutions de concentrations mesurées et calculées, pour les deux phases d'injection.

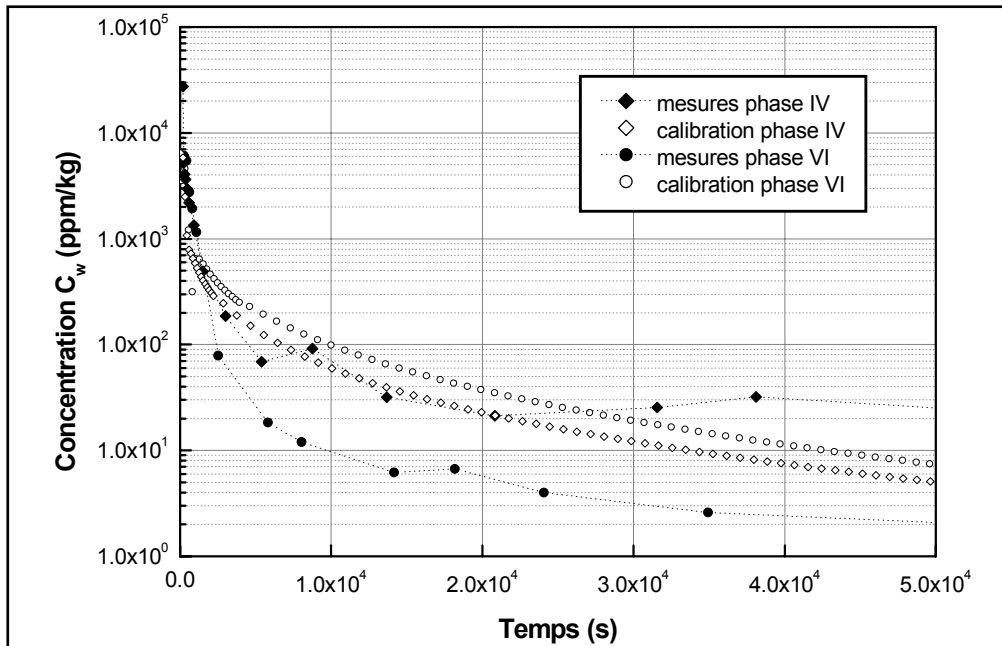


Figure IV.4.21. Comparaison des évolutions de concentrations mesurées et ajustées au Pz6

Dans le tableau IV.4.12, les jeux de paramètres présentés correspondent à différents ajustements obtenus pour la courbe de restitution de l'iode, mesurée lors de la phase VI et pour les différents traceurs fluorescents injectés au Pz6. Les calibrations Pz6-VIa et Pz6-VIb constituent deux variantes d'ajustement, en termes d'évolution de la concentration et d'évolution de la masse restituée, pour l'iode. La calibration Pz6-VIc est basée uniquement sur un ajustement approximatif du maximum de concentration observé. Comme cela sera expliqué plus loin, cette calibration « grossière » s'est avérée nécessaire en vue d'obtenir ultérieurement un ajustement de la courbe de restitution de la rhodamine WT.

N° Calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α^1 (s ⁻¹)	θ_{im} (-)	K_d (g/cm ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz6-VIa	iodure	0.085	3.5	5.0×10^{-7}	0.13	--	--	--
Pz6-VIb	iodure	0.08	4.0	2.8×10^{-7}	0.13	--	--	--
Pz6-VIc	iodure	0.07/0.14	5.0*	--	--	--	--	--
Pz6-napht	napht	0.085	3.5	5.0×10^{-7}	0.13	--	--	5.5×10^{-6}
Pz6-fluo1	fluo	0.085	3.5	5.0×10^{-7}	0.13	1.0×10^{-4}	0.85	--
Pz6-fluo2	fluo	0.07	5.0*	1.2×10^{-6}	--	1.3×10^{-4}	0.95	--
Pz6-RhWT	rh. WT	0.07	5.0*	1.3×10^{-6}	--	4.0×10^{-4}	0.95	--

¹pour les calibrations Pz6-fluo2 et Pz6-RhWT, la valeur fournie dans la colonne est le coefficient γ du modèle cinétique d'adsorption ; $\alpha_T = 0.5$ m

Tableau IV.4.12. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution des traceurs injectés au Pz6

La figure IV.4.22 permet de comparer les courbes de restitution mesurées et les courbes de restitution calculées, en considérant les différents jeux de paramètres hydrodispersifs calibrés, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée.

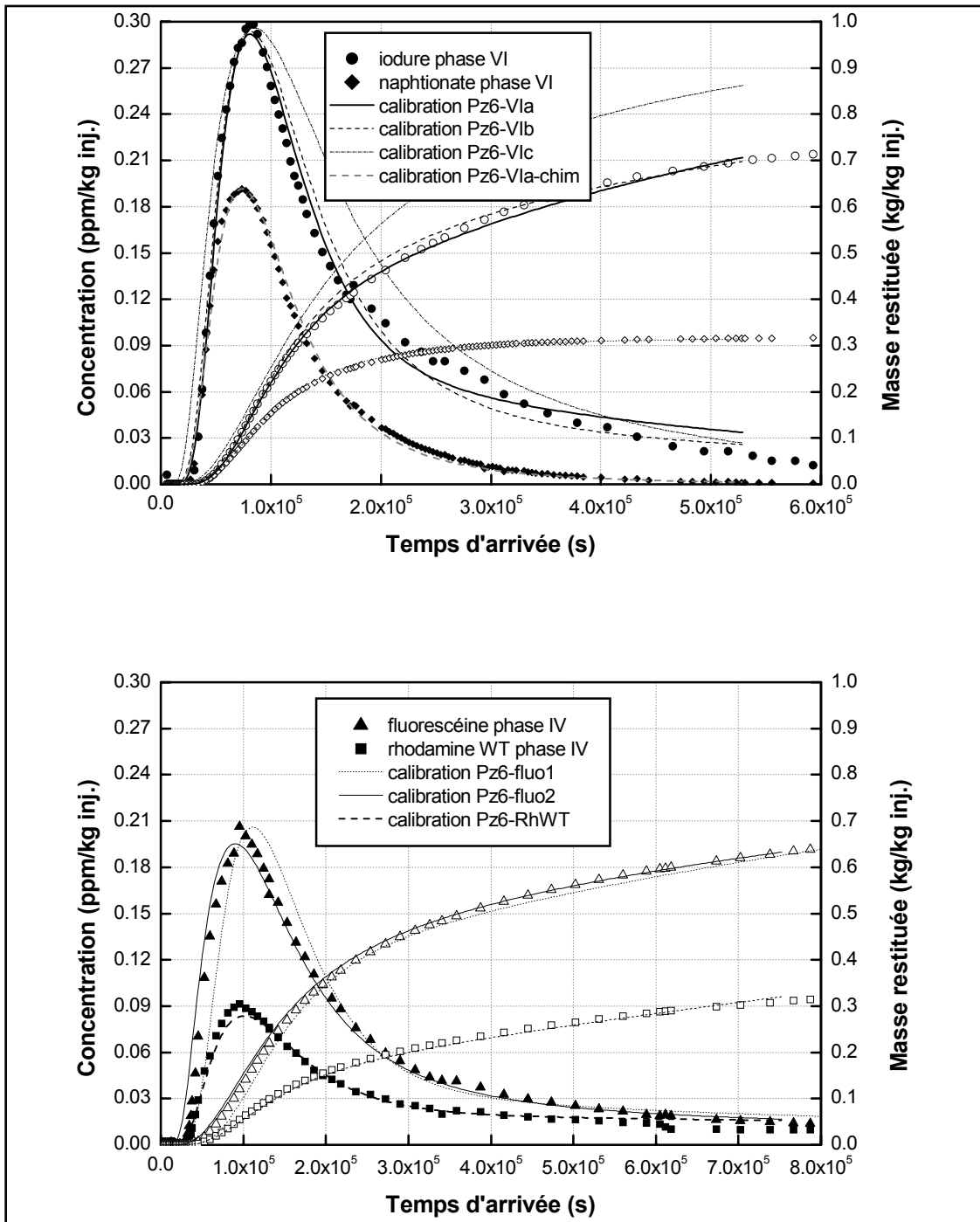


Figure IV.4.22. Comparaison des courbes de restitution mesurées et ajustées des traceurs injectés au Pz6

IV.4.4.7.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.21)

Même si la tendance générale des évolutions de concentration dans le Pz6 est respectée, il faut reconnaître que l'ajustement obtenu avec le modèle est peu satisfaisant. Les difficultés rencontrées, ayant empêché d'obtenir un ajustement meilleur, proviennent probablement d'une sous-estimation des flux d'écoulements au voisinage immédiat du Pz6, reflétée par ailleurs dans la valeur anormalement élevée du coefficient de distorsion attribué à ce piézomètre. Une amélioration des résultats passerait donc vraisemblablement par une modification de la calibration du modèle d'écoulement, de manière à augmenter localement les flux dans le voisinage du Pz6.

Il faut toutefois remarquer que, vu la distance importante et le temps de transfert relativement long entre le Pz6 et le puits de reprise, il est peu probable que les conditions d'injection aient eu un impact sur le résultat du traçage. Ce n'était d'ailleurs pas l'objectif principal des injections réalisées au Pz6 et l'on a préféré ne pas s'attarder plus longtemps sur le problème. D'un autre côté, la mise en évidence de ce problème fournit une justification supplémentaire au suivi de la concentration à l'injection : des informations locales précieuses sur les écoulements peuvent en découler et sont susceptibles d'être exploitées en vue d'améliorer la qualité du modèle d'écoulement.

Courbes de restitution (fig.IV.4.22)

Pour l'iode, les ajustements obtenus avec les calibrations Pz6-VIa et Pz6-VIb sont excellents, tant en termes d'évolution de la concentration au puits qu'en termes d'évolution de la masse restituée. Les deux jeux de paramètres hydrodispersifs obtenus ne diffèrent pas de manière fondamentale. L'ordre de grandeur de la porosité efficace, similaire au résultat obtenu au Pz3 est tout à fait acceptable pour des graviers. La dispersivité longitudinale, variant entre 3.5 et 4 m est plus élevée que pour les traçages réalisés à partir d'autres piézomètres, ce qui s'explique par la distance plus grande séparant le Pz6 et le puits de reprise. L'effet d'eau immobile considéré pour expliquer l'atténuation et le retard observé est conséquent, mais nettement moins important (surtout en terme de coefficient de transfert) que pour d'autres injections réalisées au voisinage du puits de reprise. On reviendra sur la calibration Pz6-VIc dans le paragraphe consacré au comportement chimique des traceurs.

Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.4.23 permet de comparer la courbe de restitution de l'iode calculée avec le jeu de paramètres Pz6-VIa avec les deux simulations complémentaires (« terme source » et « Dirac aquifère ») utilisées en vue de mettre en évidence respectivement une éventuelle influence des interactions piézomètre-aquifère ou de la durée d'injection sur la courbe de restitution. On n'y observe pas de différence notable, ce qui indique que l'injection des traceurs peut être considérée comme instantanée et la courbe de restitution assimilée à la réponse impulsionnelle de l'aquifère. Ceci s'explique évidemment par le temps de transfert important entre le Pz6 et le puits de reprise.

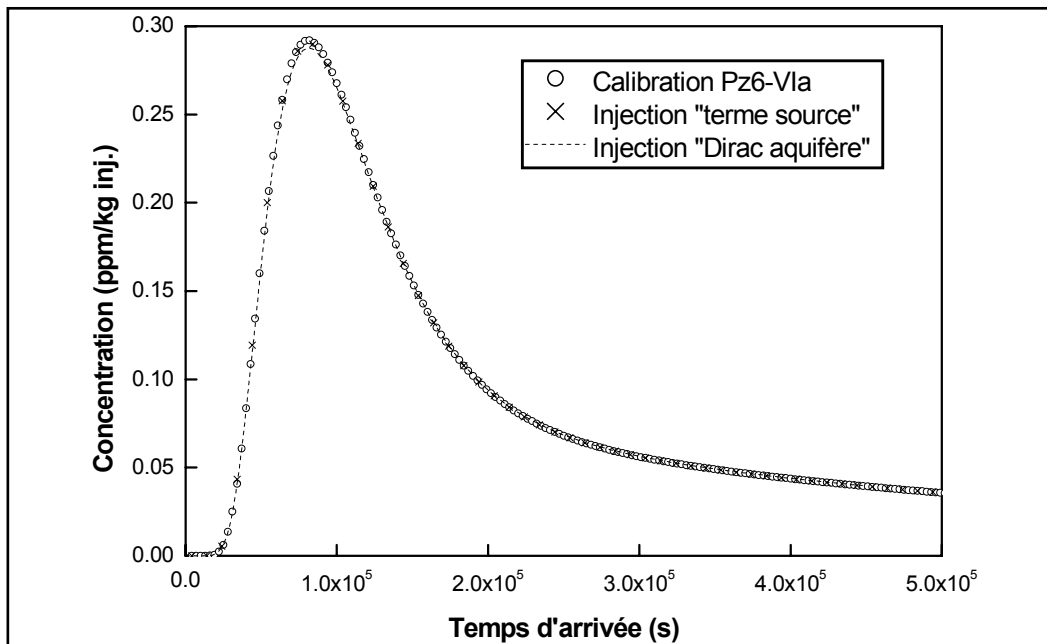


Figure IV.4.23. Influence de l'injection au Pz6 sur le résultat du traçage

Comportement physico-chimique des traceurs

Le naphthionate

La courbe de restitution du naphthionate a été ajustée sur base de la de la calibration Pz6-VIa, en ajoutant un processus de dégradation linéaire. Avec une constante de dégradation $\lambda = 5.5 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, l'ajustement obtenu est excellent, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée. La valeur obtenue pour le coefficient λ est semblable à celle obtenue pour le traçage réalisé lors de la phase V à partir du Pz5.

Si l'on compare ce résultat avec celui obtenu pour l'iodure, on peut affirmer, qu'à la dégradation près, le naphthionate et l'iodure présentent un comportement parfaitement identique dans le milieu souterrain. Ceci constitue un argument de plus pour affirmer que l'iodure est bien un traceur parfaitement conservatif, ce comportement étant celui qui est le plus susceptible d'affecter, de manière identique, deux traceurs de nature chimique complètement différente. Par corollaire, le comportement non idéal mis en évidence grâce à la courbe de restitution de l'iodure a donc bien une origine physique (hétérogénéité du milieu), ce qui justifie l'utilisation du modèle MIM pour ce traceur (ainsi que pour les autres).

La fluorescéine

La courbe de restitution de la fluorescéine a été ajustée sur base de la calibration Pz6-VIa, en ajoutant un processus d'adsorption linéaire⁶. Avec une constante d'adsorption linéaire calibrée

⁶ Pour le modèle d'adsorption linéaire, la masse volumique apparente ρ_b des graviers a été supposée égale à $2.2 \times 10^3 \text{ kg.m}^{-3}$

$K_d = 1.0 \times 10^{-4} \text{ g.cm}^{-3}$ et un coefficient de partitionnement des sites d'adsorption à l'équilibre (en contact avec « l'eau mobile ») et cinétique (en contact avec « l'eau immobile ») $p = 0.85$, l'ajustement obtenu est très bon, tant en termes d'évolution de la concentration qu'en termes d'évolution de la masse restituée.

La valeur du coefficient de partitionnement p indique soit que 85% des sites d'adsorption sont localisés au contact de la phase immobile, soit que le processus d'adsorption de la fluorescéine présente un caractère nettement cinétique. La première hypothèse peut se justifier par le fait que l'effet d'eau immobile considéré ici a, avant tout, pour but de tenir compte de l'hétérogénéité du milieu, à une échelle inférieure à l'E.V.R. En d'autres mots, il permet de tenir compte de l'existence de zones lenticulaires moins perméables, de dimensions plus ou moins réduites, au sein du matériau graveleux. La fluorescéine s'adsorbe certainement préférentiellement sur des minéraux argileux, lesquels sont surtout localisés dans ces horizons lenticulaires constituant l'eau immobile. La seconde hypothèse peut se justifier par le fait que, le milieu aquifère étant très perméable, les écoulements y sont relativement rapides. Le processus d'adsorption de la fluorescéine ne présente peut-être pas une cinétique suffisamment rapide pour atteindre l'équilibre.

Les relations suivantes (v. chapitre II.5) permettent d'évaluer les coefficients de retard de la fluorescéine :

$$R_{dm} = 1 + \frac{\rho_b K_d (1-p)}{\theta_m} \text{ et } R_{dim} = 1 + \frac{\rho_b K_d p}{\theta_{im}}$$

On obtient : $R_{dm} = 1.388$ et $R_{dim} = 2.438$

Ces valeurs sont en bon accord avec des données disponibles dans la littérature (v. références au ch.IV.3).

La rhodamine WT

Pour ce traceur, aucun ajustement n'a pu être obtenu en partant des calibrations Pz6-VIa ou Pz6-VIb. En fait, le pic de rhodamine est simultanément trop atténué et trop rapide pour pouvoir être ajusté avec un simple modèle d'adsorption linéaire, en conservant les autres paramètres hydrodispersifs obtenus par ajustement de la courbe de restitution de l'iode.

Vu l'impossibilité de considérer, dans le code SUFT3D, un modèle d'adsorption plus élaboré (isotherme non linéaire ou adsorption cinétique) en même temps que le modèle MIM, en vue d'obtenir malgré tout un ajustement de la courbe de restitution et un ordre de grandeur du caractère sorptif de ce traceur, un nouvel ajustement approximatif de la courbe de restitution de l'iode a été réalisé. Cette fois, le modèle MIM n'est pas considéré. Vu que l'on est principalement concerné par l'atténuation du pic de restitution de la rhodamine WT, on a essayé d'obtenir un ajustement acceptable du pic de concentration de l'iode (temps modal et amplitude) en jouant uniquement sur

la porosité efficace et la dispersion hydrodynamique. De manière à ralentir une partie du traceur, la porosité efficace a été augmentée à 14% dans le gravier sablo-limoneux (2 couches supérieures du modèle). Cette valeur est bien sûr peu réaliste pour ce matériau et se justifie uniquement par le souhait d'obtenir une atténuation correcte du pic de restitution de l'iodure. En quelque sorte, il s'agit de reproduire « en moyenne » la distribution « réelle » des flux d'écoulement entre le Pz6 et le puits. La calibration Pz6-VIc est relativement acceptable du point de vue de l'évolution de la concentration, mais elle ne donne pas un résultat très satisfaisant en terme d'évolution de la masse restituée. Toutefois, c'est au prix de cette approximation qu'il a été possible d'ajuster la courbe de restitution de la rhodamine WT.

En partant de la calibration Pz6-VIc, la courbe de restitution de la rhodamine WT a été ajustée en considérant un processus d'adsorption cinétique dont les paramètres sont le coefficient de premier ordre γ , la constante d'adsorption K_d et un coefficient de partitionnement p entre l'adsorption à l'équilibre et l'adsorption cinétique (voir paragraphe II.3.1.3). Avec les valeurs $\gamma = 1.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, $K_d = 4.0 \times 10^{-4} \text{ g.cm}^{-3}$ et $p = 0.95$, un ajustement satisfaisant a été obtenu pour la rhodamine WT (calibration Pz6-RhWT). A titre de comparaison, la courbe de restitution de la fluorescéine a également été ajustée en partant de la calibration Pz6-VIc. Les valeurs obtenues pour les paramètres calibrés sont $\gamma = 1.2 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, $K_d = 1.3 \times 10^{-4} \text{ g.cm}^{-3}$ et $p = 0.95$. Pour les paramètres γ et p , on constate que l'on obtient des valeurs très semblables pour la rhodamine WT et la fluorescéine. Pour cette dernière, on observe une valeur un peu plus élevée obtenue pour la constante d'adsorption K_d avec la calibration Pz6-fluo2, qu'avec la calibration Pz6-fluo1. Cela peut s'expliquer par le fait que l'ajustement obtenu en terme d'évolution de la masse restituée est très bon, alors que l'on part d'un ajustement de la courbe de restitution de l'iodure (calibration Pz6-VIc) qui surestime la masse restituée de ce traceur au puits. Le caractère sorptif de la fluorescéine est donc un peu surestimé de manière à corriger cette erreur initiale et à obtenir un ajustement correct de la courbe d'évolution de la masse restituée. On peut donc considérer que, du point de vue amplitude du caractère sorptif de la fluorescéine, les deux calibrations sont très comparables. La seule différence notable est dans la conceptualisation du caractère cinétique, représenté dans un cas par un modèle bi-régional + une distribution des sites de sorption linéaire, dans l'autre par un modèle bi-site.

Ceci semble indiquer que, dans le cas présent, la conceptualisation du modèle hydrodispersif n'a pas une influence trop importante sur l'amplitude des paramètres gouvernant les processus d'adsorption. Cela permet, a posteriori, de justifier le mode opératoire adopté en vue de quantifier le caractère sorptif de la rhodamine WT. Par analogie avec les résultats obtenus pour la fluorescéine, on peut avancer que le caractère sorptif de la rhodamine WT est partiellement surestimé, la constante d'adsorption K_d étant vraisemblablement un peu inférieure à $4.0 \times 10^{-4} \text{ g.cm}^{-3}$.

La relation suivante permet d'évaluer le coefficient de retard associé à la rhodamine WT :

$$R = 1 + \frac{\rho_b K_d}{\theta_m}$$

On obtient une valeur $R = 13.57$, relativement élevée.

IV.4.4.8 Calibration de l'injection réalisée au piézomètre Pz7

Vu le temps de transfert assez long du traceur entre le Pz7 et le puits de reprise, les conditions d'injection n'ont probablement pas eu une influence majeure sur le résultat du traçage. Il était toutefois intéressant d'utiliser les résultats de ce traçage en vue de calibrer les paramètres de transport dans la direction Pz7-puits de reprise.

IV.4.4.8.1 Injection de référence

Seule de la fluorescéine a été injectée lors de la phase VII. Ce traceur ayant montré un comportement non conservatif à l'occasion d'autres injections, il n'est pas possible de calibrer la courbe de restitution observée au puits de reprise sans considérer simultanément le comportement chimique du traceur dans l'aquifère graveleux. Grâce au traçage réalisé avec de la fluorescéine à partir du Pz6, on dispose d'un ordre de grandeur pour les paramètres (K_d et p) servant à quantifier le comportement sorptif de ce traceur.

Vu la difficulté de distinguer l'importance relative des différents processus hydrodispersifs et chimiques ayant affecté la migration de la fluorescéine entre le Pz7 et le puits de reprise, donc de garantir l'unicité du jeu de paramètres calibrés sur base de ce résultat de traçage, on s'est contenté de vérifier si l'ajustement de la courbe de restitution était réalisable avec des paramètres hydrodispersifs dont l'amplitude est en accord avec leurs équivalents respectifs calibrés lors d'autres phases.

IV.4.4.8.2 Résultats de la calibration

La fonction d'entrée a été ajustée au mieux, avec les valeurs de r_w et α_w présentées dans la tableau IV.4.12.

r_w (cm)	α_w (-)
0.022	11.0

Tableau IV.4.13. Paramètres d'ajustement de la fonction d'entrée mesurée au Pz7

La figure IV.4.24 permet de comparer les évolutions de concentration mesurées et calculées.

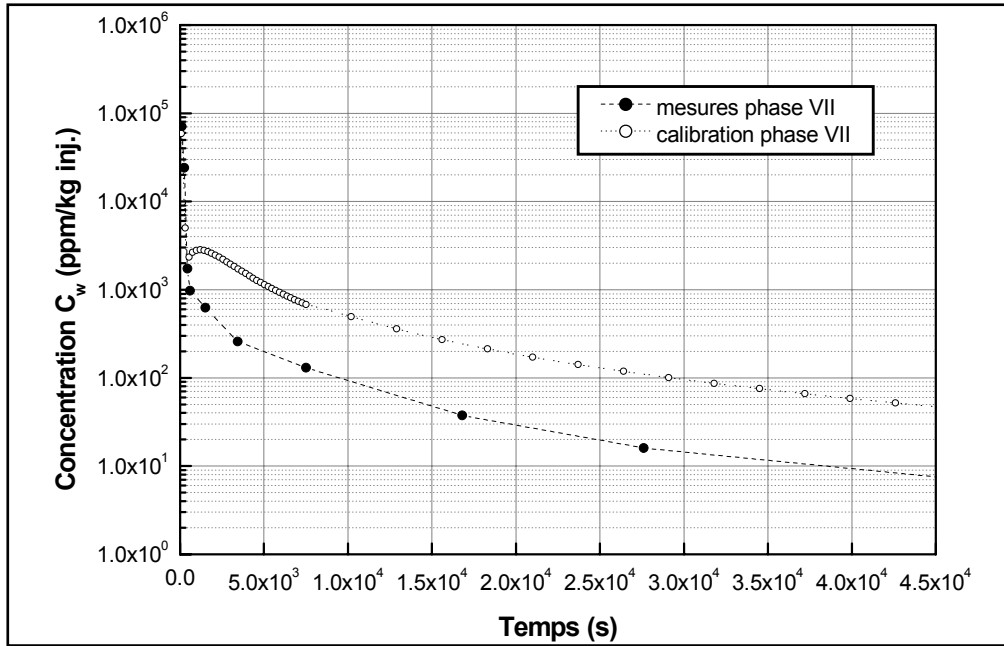


Figure IV.4.24. Comparaison de l'évolution de concentration mesurée et ajustée au Pz7

Dans le tableau IV.4.14, le jeu de paramètres Pz7-I correspond au meilleur ajustement obtenu pour la courbe de restitution de la fluorescéine mesurée lors de la phase VII.

N° calib.	Traceur	θ_m (-)	α_L (m)	α^1 (s ⁻¹)	θ_{im} (-)	K_d (g/m ³)	p (-)	λ (s ⁻¹)
Pz7-I	fluo	0.038	2.7	5.5×10^{-7}	0.06	5.0×10^{-5}	0.90	--

Tableau IV.4.14. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer la courbe de restitution de la fluorescéine injectée au Pz7

La figure IV.4.25 permet de comparer les courbe de restitution mesurée et calculée, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée.

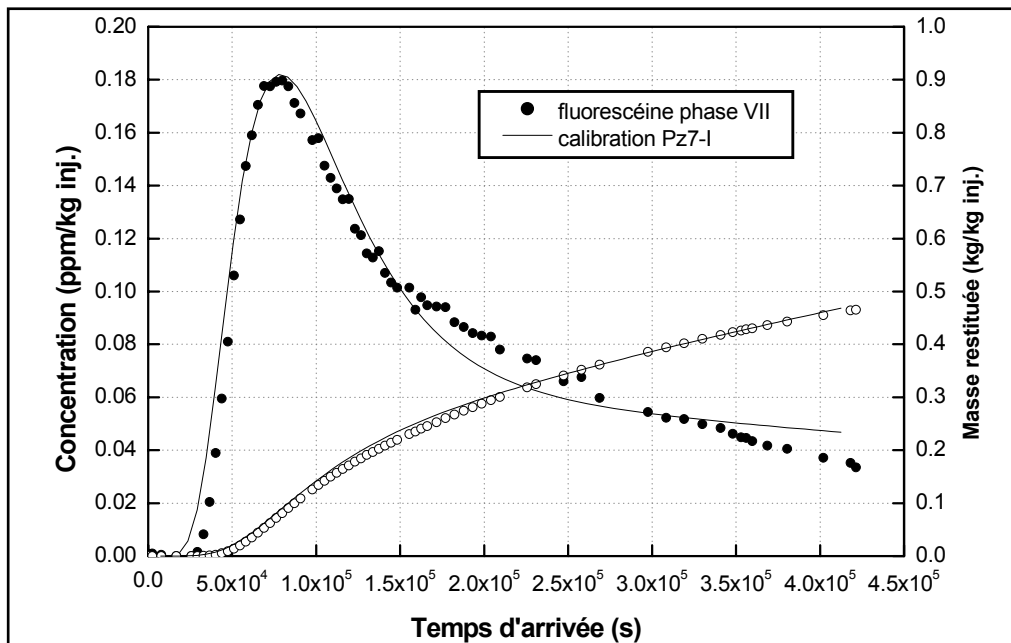


Figure IV.4.25. Comparaison des courbes de restitution mesurée et ajustée de la fluorescéine injectée au Pz7

IV.4.4.8.3 Discussion des résultats

Fonctions d'entrée (fig.IV.4.24)

La valeur du rayon r_w est proche (un peu plus petite) de la valeur réelle du rayon du Pz7. La valeur du coefficient de distorsion α_w est similaire aux valeurs obtenues pour les piézomètres Pz1, Pz2 et Pz5. Pendant l'injection et la chasse, le modèle reproduit bien l'évolution de concentration mesurée au Pz7 (maximum de concentration atteint et décroissance de concentration). Après la chasse, le modèle prédit une rétrodiffusion assez importante du traceur dans le Pz7, non observée en réalité. Pendant le lessivage naturel, mis à part le décalage assez net entre les concentrations mesurées et calculées, liées à la rétrodiffusion calculée par le modèle, le taux de décroissance de concentration observé dans l'ouvrage est relativement bien reproduit par le modèle d'injection.

Courbes de restitution (fig.IV.4.25)

L'ajustement de la courbe de restitution obtenu avec le jeu de paramètres Pz7-VII est très bon, tant en termes d'évolution de la concentration, qu'en termes d'évolution de la masse restituée. Les paramètres hydrodispersifs et hydrochimiques calibrés sont en bon accord avec les valeurs équivalentes trouvées par ailleurs. Vu le nombre important de degrés de liberté offerts (6 paramètres d'ajustement), il est clair que l'unicité de la calibration obtenue n'est pas garantie. Toutefois, le fait que l'on reste dans des ordres de grandeurs compatibles avec les autres résultats apporte un crédit supplémentaire à la calibration obtenue pour ce traçage.

Influence de l'injection sur le résultat du traçage

La figure IV.4.26 permet de comparer la courbe de restitution calibrée pour la fluorescéine avec les deux courbes simulées en vue d'évaluer l'influence de la durée d'injection et des interactions piézomètre-aquifère sur le résultat du traçage. Aucune différence notable ne se marquant, la courbe de restitution peut être assimilée à la réponse impulsionnelle de l'aquifère entre le Pz7 et le puits de reprise. Ceci s'explique vraisemblablement par le volume d'eau réduit au sein du Pz7 et le temps de transfert important entre cet ouvrage et le puits.

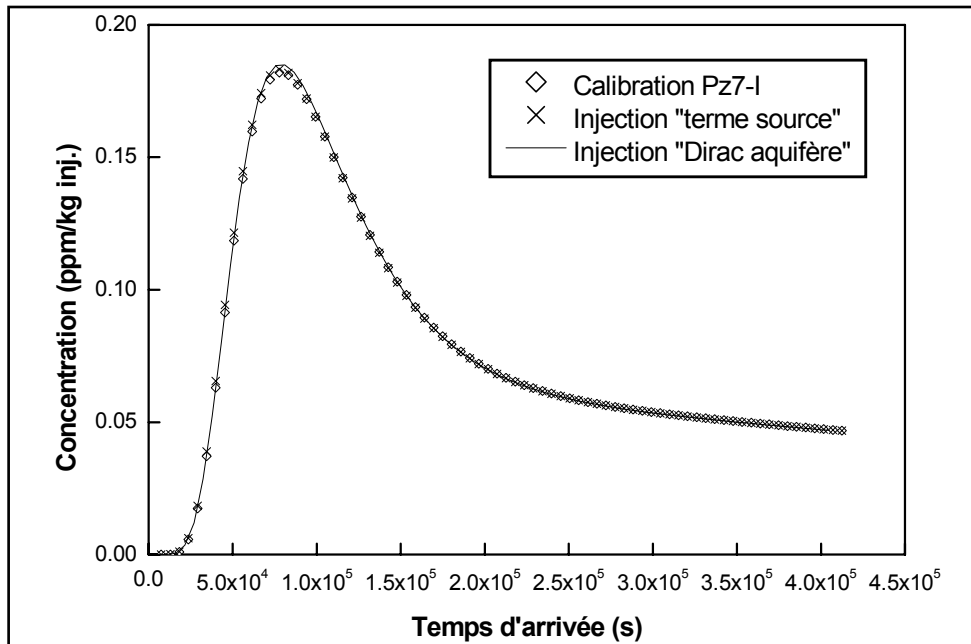


Figure IV.4.26. Influence de l'injection au Pz7 sur le résultat de traçage

Comportement physico-chimique du traceur

Les paramètres d'adsorption obtenus pour la fluorescéine sont du même ordre de grandeur qu'au Pz6, confirmant la nature et l'amplitude du caractère sorptif de ce traceur.

IV.5 Conclusions relatives à l'étude réalisée à Hermalle-sous-Argenteau

L'étude réalisée à Hermalle-sous-Argenteau a fourni un nombre important de résultats. Les principaux apports sont résumés ci-dessous, tout en proposant quelques pistes en vue de développements ultérieurs.

IV.5.1 Validation expérimentale du modèle d'injection

Tout en rappelant que les essais de traçage ont été réalisés avant les développements théoriques, mathématiques et numériques, relatifs à la représentation de l'injection des traceurs, donc suivant une méthodologie expérimentale qui n'a pas été définie en fonction de ces développements, on peut affirmer que le modèle d'injection, présenté dans la partie III de ce travail, est largement validé par les résultats de la modélisation développée pour le site d'Hermalle.

L'adéquation physique et la précision du modèle ont été démontrées par sa capacité à reproduire les principales observations faites sur les évolutions de concentrations mesurées lors des injections de traceurs :

1. l'évolution de la concentration dans l'ouvrage, durant les différentes phases de l'injection (injection du traceur, chasse et lessivage naturel), notamment le maximum de concentration atteint dans l'ouvrage, à la fin de l'injection du fluide traceur, et la variation de concentration pendant la chasse ; les résultats obtenus au Pz5 montrent clairement que le modèle d'injection est à même de reproduire l'évolution de la concentration, sous des scénarios d'injection très variés, avec les mêmes paramètres r_w et α_w ;
2. la dilution de la concentration en traceur, par mixage avec l'eau présente initialement dans l'ouvrage et par l'effet du lessivage associé au flux de transit ;
3. les paliers de stabilisation de la concentration (ex : Pz1, phase I, Pz2, phase VI, ...) et, par la même occasion, l'efficacité et la précision de la fonctionnalité liant l'intensité du débit de transit à travers les crépines au débit d'injection (ex : Pz5, phase V) ;
4. la rétrodiffusion du traceur après la chasse, quand celle-ci est relativement énergique (ex : Pz1, phase II, Pz5, phase II, ...).

L'utilité du modèle d'injection a été clairement mise en évidence. Il permet de représenter de manière beaucoup plus physique et précise l'injection des traceurs, tout en offrant la possibilité de tenir compte de l'influence de cette injection sur le résultat du traçage. De plus, l'évolution de la concentration à l'injection fournit des informations très précieuses sur les conditions d'écoulement au

voisinage du point d'injection. Ces informations pourraient être exploitées pour la calibration du modèle d'écoulement (informations locales sur les flux).

En vue d'améliorer encore ce modèle, plusieurs voies peuvent être envisagées. Sur le plan de la précision, des améliorations pourraient être apportées afin de mieux quantifier la concentration dans le flux de transit. Pour plusieurs injections, le modèle prédit une rétrodiffusion trop importante après la chasse. Ceci peut être lié à une calibration insatisfaisante des écoulements au voisinage du piézomètre d'injection, mais cela peut aussi provenir d'une discrétisation trop grossière ou d'une représentation peu précise des processus hydrodispersifs au voisinage de l'ouvrage. On a notamment mentionné le fait qu'à une échelle si locale, il est plus que probable que la dispersivité longitudinale soit inférieure à celle considérée pour le traçage dans sa globalité.

Sur le plan de l'interprétation tirée de la courbe d'évolution de la concentration, la piste la plus prometteuse passe sans doute par l'utilisation de méthodes d'évaluation des paramètres hydrodispersifs, à partir du comportement asymptotique de l'évolution de la concentration dans le piézomètre d'injection. Ceci viendrait compléter les solutions analytiques établies au chapitre III.2, fournissant ainsi une méthode globale d'analyse de l'évolution de la concentration à l'injection, utilisable indépendamment d'un code numérique tel que le SUFT3D.

Sur le plan expérimental, il est clair que plusieurs améliorations peuvent encore être apportées, principalement au niveau de la méthodologie d'échantillonnage et de suivi de la concentration au point d'injection ou en des points intermédiaires d'observation (échantillonnages non perturbant, multi-niveaux, ...). A partir de là, il pourrait s'avérer intéressant de développer plus encore le modèle d'injection, principalement pour être à même de tenir compte d'une variation de concentration suivant l'axe du puits d'injection.

IV.5.2 Influence des injections sur les résultats des traçages

Au chapitre III.3, on avait étudié, avec beaucoup de détails et d'un point de vue théorique et numérique, l'influence de la durée expérimentale d'injection et des interactions piézomètre-aquifère sur les résultats de traçage et sur leur interprétation. La modélisation des essais de traçage réalisés à Hermalle permet d'illustrer ces développements théoriques (influence de la durée d'injection, notamment lors de la phase V au Pz5 et influence de l'interaction piézomètre-aquifère au Pz2), sans que l'on puisse affirmer que ces facteurs aient joué, dans l'ensemble, un rôle déterminant. Ceci s'explique principalement par le volume d'eau réduit à l'intérieur des piézomètres, par comparaison avec les volumes d'eau utilisés pour réaliser les injections et chasses. Toutefois, dans le cas où des piézomètres de plus gros volume intérieur seraient utilisés, cela n'enlève rien à la problématique mise en évidence au chapitre III.3.

A côté de cela, les résultats de la modélisation des essais de traçage mettent très nettement en évidence le fait que plusieurs autres facteurs, liés aux conditions d'injection, sont également susceptibles d'avoir une influence déterminante sur le résultat et l'interprétation des essais de traçage :

1. le profil d'injection, c'est-à-dire les débits d'injection et de chasse qui, suite à l'hétérogénéité du milieu, jouent un rôle sur la distribution initiale du traceur dans l'aquifère (distribution des flux massiques le long des crépines et distribution spatiale du traceur autour du piézomètre) ;
2. la position relative du piézomètre par rapport au puits de reprise, vis-à-vis de l'écoulement régional et, surtout, l'influence de l'extension de la zone d'appel du puits de reprise ;
3. le comportement physico-chimique des traceurs.

Si les facteurs 2 et 3 mentionnés ci-dessus restent relativement contrôlables, l'influence du profil d'injection pose plus de problèmes puisque sa maîtrise passe par une évaluation précise de l'hétérogénéité du milieu, au voisinage du piézomètre d'injection, voire dans l'ensemble du milieu investigué par l'essai de traçage. Le recours à des méthodes géostatistiques permettant la génération de façon conditionnelle de milieux poreux constitue certainement une voie de recherche à envisager. Dans le même temps, vu le nombre et la complexité grandissante des processus physiques considérés et les interactions nombreuses entre ceux-ci, l'utilisation de méthodes d'optimisation de la calibration devrait faciliter le travail d'interprétation de l'expérimentateur, lui permettant de s'attacher à une représentation plus précise du milieu, des processus physico-chimiques influents et des conditions expérimentales, tout en conservant un contrôle sur la calibration du modèle écoulement-transport.

IV.5.3 Discussion sur les paramètres hydrodispersifs calibrés

Dans l'ensemble, on peut affirmer que les paramètres hydrodispersifs calibrés (porosité efficace, dispersivité longitudinale) sont en bon accord avec les ordres de grandeurs habituellement observés dans des graviers alluviaux aquifères. Il est intéressant d'examiner chacun des paramètres hydrodispersifs séparément, afin d'évaluer dans quelle mesure des effets d'échelle spatiale ou temporelle peuvent être mis en évidence et expliqués. Vu que l'effet d'eau immobile considéré pour l'ajustement des courbes de restitution s'écarte du concept habituel, basé sur un processus de diffusion, on discutera également le sens physique à lui donner.

La discussion sera principalement basée sur l'examen de quelques graphiques présentant l'évolution des paramètres hydrodispersifs, en fonction des grandeurs caractéristiques spatiales ou temporelles suivantes :

- La distance de traçage (d_{trac}) : cette distance varie environ de 4 m à 50 m ; cela permettra de vérifier si l'un ou l'autre paramètre hydrodispersif est affecté par un effet d'échelle spatiale ;

- Le temps modal de transfert (T_{mod}) : ce temps caractéristique, aisé à déterminer sur les courbes de restitution puisqu'il correspond au maximum de concentration, est représentatif du temps de séjour du traceur dans le milieu souterrain. De plus, le transport étant de nature essentiellement advective, le temps modal ne doit pas être trop différent du temps advectif moyen de transfert, entre le piézomètre d'injection et le puits de reprise. Cela permettra de vérifier si l'un ou l'autre paramètre hydrodispersif est affecté par un effet d'échelle temporelle ;
- La vitesse effective modale ($V_{em} = d_{\text{trac}} / T_{\text{mod}}$) : même s'il s'agit de la combinaison des deux autres grandeurs caractéristiques, cette vitesse, représentative de la vitesse advective moyenne entre le point d'injection et le puits de reprise, sera intéressante à utiliser comme critère de comparaison des différents résultats de traçage, principalement pour le coefficient de transfert de premier ordre.

Il faut noter que, si plusieurs calibrations sont disponibles à partir d'un même piézomètre (notamment dans le cas où plusieurs phases d'injections ont été réalisées et interprétées avec des jeux de paramètres un peu différents), les différents jeux de paramètres calibrés ont été représentés dans les graphiques, plutôt que de considérer, pour chaque piézomètre, la moyenne des valeurs obtenues. Dans l'analyse qui suit, cette façon de procéder permet de tenir compte, implicitement, d'une certaine variabilité dans les résultats des calibrations.

IV.5.3.1 Porosité efficace

Les valeurs calibrées de la porosité efficace varient entre 3.5 % et 8 %, fourchette tout à fait acceptable pour des graviers. La figure IV.5.1 présente l'évolution des valeurs de θ_m , en fonction des trois grandeurs caractéristiques mentionnées précédemment.

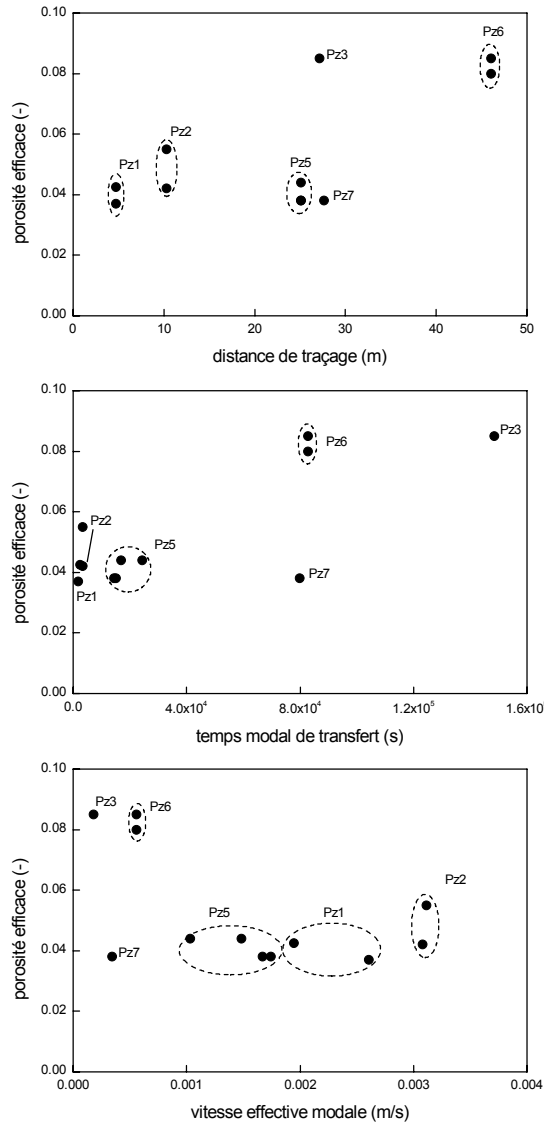


Figure IV.5.1. Evolution de la porosité efficace en fonction des grandeurs caractéristiques

Sur ces figures, on ne constate pas de tendance nette dans l'évolution de la porosité efficace en fonction des trois critères. On peut éventuellement deviner une légère augmentation de θ_m avec la distance de traçage et le temps modal de transfert. Si cette tendance devait se confirmer, une explication pourrait être que plus le traceur séjourne dans l'aquifère, plus il a tendance à investiguer une portion importante du milieu poreux, ce qui se traduit par une augmentation de la valeur de la porosité efficace.

IV.5.3.2 Dispersivité longitudinale

Comme cela était attendu, la dispersivité longitudinale montre un effet d'échelle très prononcé, tant spatial que temporel (fig.IV.5.2). On passe notamment d'une dispersivité longitudinale de 0.4 m pour les traçages réalisés à partir du Pz1 à une valeur de 4 m pour le Pz6.

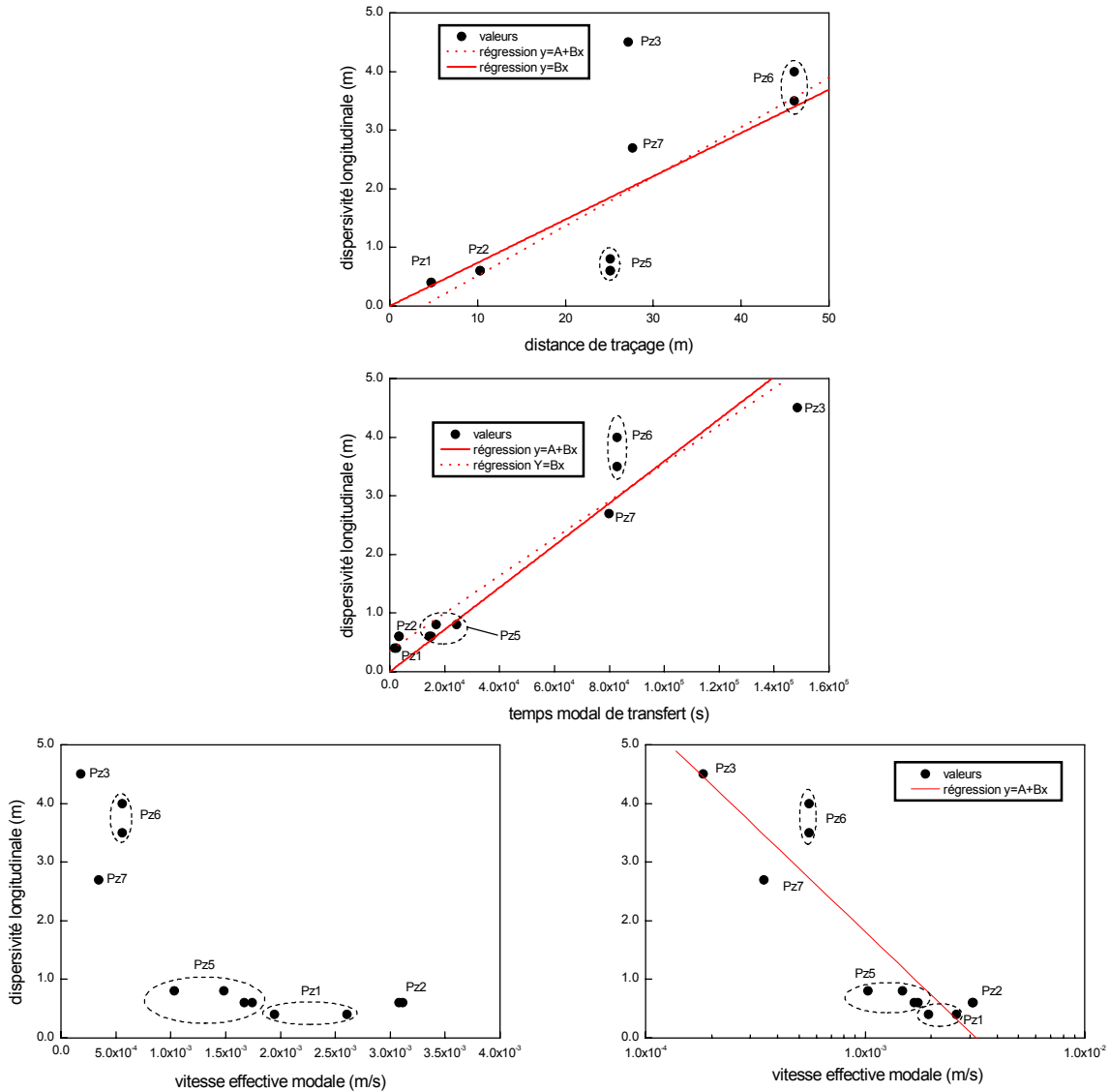


Figure V.5.2. Evolution de la dispersivité longitudinale en fonction des grandeurs caractéristiques

Sur base des tendances observées sur les graphiques de la figure IV.5.2, des droites de régression linéaires ont été calculées⁷. Les valeurs caractéristiques de ces droites sont résumées dans le tableau IV.5.1.

⁷ Ces droites de régression ont été calculées à l'aide des outils de régression disponibles dans le logiciel ORIGIN[®] de Microcal[™] (v.6.1).

$y = \alpha_L$	R	Ajustement $y = A + Bx$		Ajustement $y = Bx$
		A	B	B
$x = d_{trac}$	0.744	-0.323	0.08	0.0738
$x = T_{mod}$	0.964	0.357	3.20×10^{-5}	3.59×10^{-5}
$x = \log V_{em}$	-0.904	-8.934	-3.582	--
R : coefficient de corrélation				

Tableau IV.5.1. Paramètres des régressions établies entre la dispersivité longitudinale et les grandeurs caractéristiques

Il est intéressant de constater que la dispersivité longitudinale calibrée présente une corrélation plus prononcée avec le temps modal de transfert qu'avec la distance de traçage. On constate d'ailleurs que, vis-à-vis de la tendance générale, certains piézomètres (par exemple le Pz3 et le Pz5), « anormalement » positionnés dans le premier diagramme en fonction de la distance, sont nettement mieux positionnés dans le diagramme en fonction du temps modal. Ceci peut s'expliquer par le fait que plus le traceur réside dans le milieu, plus il a tendance à s'y disperser. Cela peut refléter le fait que, durant sa migration vers le puits, le traceur ne suit pas forcément la ligne droite reliant le piézomètre d'injection au puits de reprise (distance d_{trac}). C'est vraisemblablement le cas au Pz3, situé latéralement et en bordure de la zone d'appel du puits. Suite à cela, le traceur a sans doute suivi un cheminement incurvé vers l'aval, plus long que les 27 m séparant le Pz3 et le puits de reprise. Ce chemin étant plus long, on peut penser que la dispersivité « globale » associée à ce traçage est plus importante⁸.

⁸ Sans oublier l'hypothèse avancée au ch.IV.4, selon laquelle la valeur élevée de la dispersivité longitudinale peut en partie être due à une sous estimation de la dispersivité transversale.

IV.5.3.3 Porosité d'eau immobile

Les valeurs calibrées de la porosité d'eau immobile varient entre 6 % et 40 %. Dans le cas présent, le recours au concept d'eau immobile vise essentiellement à tenir compte, de manière implicite, de l'existence de zones moins perméables au sein du milieu graveleux (lentilles argileuses, ...). On peut donc supposer que des valeurs élevées de θ_{im} reflètent l'existence d'une proportion plus grande de ces horizons susceptibles de piéger temporairement le traceur. Toutefois, au Pz2 par exemple, on a mentionné la possibilité que la valeur très élevée introduite pour la porosité d'eau immobile soit liée au fait que, le bruit de fond en chlorure dans la nappe étant très élevé, une incertitude assez grande existe sur le niveau de concentration des queues de restitution mesurées lors des injections réalisées dans cet ouvrage. Il en découle directement une incertitude sur la quantification de la porosité d'eau immobile qui, comme on l'a mentionné au chapitre II.6.3, gouverne essentiellement le niveau et le taux de décroissance des concentrations, durant la queue de restitution. De même, au Pz3, on a avancé l'hypothèse que la porosité d'eau immobile élevée pouvait s'expliquer par le fait que le modèle ne reproduisait pas la possible perte d'une partie du traceur vers l'aval. En augmentant la valeur de θ_{im} , on réduit le niveau de concentration de la queue de restitution, par stockage dans une quantité surestimée d'eau immobile, de manière à ajuster globalement le taux de restitution calculé au taux de restitution observé en fin d'échantillonnage.

La figure IV.5.3 présente l'évolution des valeurs de θ_{im} en fonction des trois grandeurs caractéristiques mentionnées précédemment. On ne constate pas de tendance nette dans l'évolution de la porosité d'eau immobile en fonction de ces trois critères, même si l'on ne tient pas compte des valeurs aux Pz2 et Pz3.

Ces observations semblent confirmer que les porosités efficace et d'eau immobile constituent des propriétés intrinsèques du milieu souterrain, liées à la géométrie et aux propriétés hydrauliques locales.

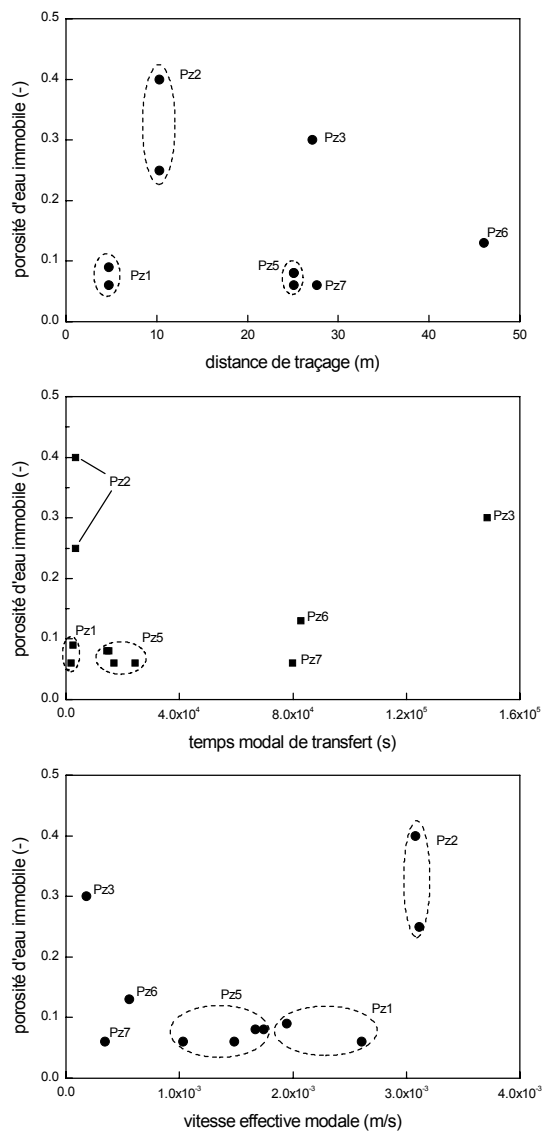


Figure IV.5.3. Evolution de la porosité d'eau immobile en fonction des grandeurs caractéristiques

IV.5.3.4 Coefficient de transfert de premier ordre

Le coefficient de transfert α est clairement affecté par des effets d'échelles spatiale et temporelle (fig.IV.5.4). Il décroît en fonction de la distance de traçage d_{trac} , du temps modal de transfert T_{mod} et croît en fonction de la vitesse effective modale V_{me} .

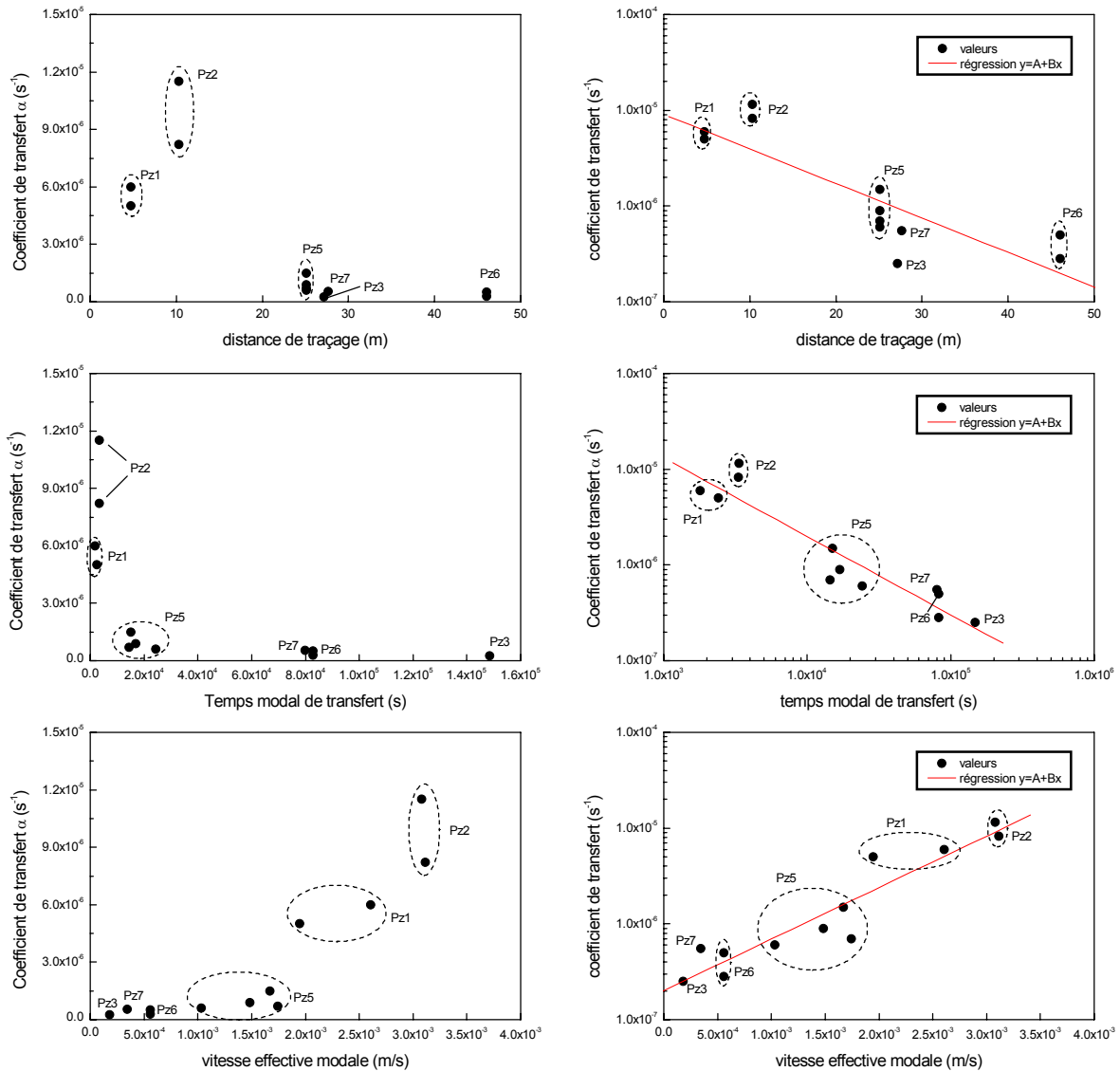


Figure IV.5.4 . Evolution du coefficient de transfert de premier ordre en fonction des grandeurs caractéristiques

En reportant α (suivant un axe logarithmique) en fonction de d_{trac} (suivant un axe linéaire), de T_{mod} (suivant un axe logarithmique) et de V_{em} (suivant un axe linéaire), il est possible de calculer des droites de régression linéaire. Les valeurs caractéristiques de ces droites sont résumées dans le tableau IV.5.2.

$y = \log \alpha$	R	Ajustement $y = A + Bx$	
		A	B
$x = d_{trac}$	-0.850	-5.043	-0.036
$x = \log T_{mod}$	-0.938	-2.426	-0.819
$x = V_{em}$	0.943	-6.697	537.82
R : coefficient de corrélation			

Tableau IV.5.2. Paramètres des régressions établies entre le coefficient de transfert et les grandeurs caractéristiques

Comme pour la dispersivité longitudinale, on constate une corrélation forte avec le temps modal de transfert, avec la distance de traçage et avec la vitesse effective modale.

IV.5.3.4.1 Relation entre le coefficient de transfert et la vitesse effective modale – effets d'échelle spatiale

Les résultats expérimentaux de HERR *et al.* (1989), LI *et al.* (1994), ainsi que l'analyse plus globale réalisée par GRIFFIOEN *et al.* (1998) sur base d'une vingtaine d'expériences publiées, montrent une augmentation nette du coefficient de transfert en fonction de la vitesse effective modale. Généralement, ces auteurs établissent une fonctionnalité du type $\alpha = V_{em}^a$, avec a un exposant variant généralement entre 0.5 et 2, obtenu par ajustement d'une droite de régression dans un diagramme $[\log V_{em}, \log \alpha]$. A Hermalle, les résultats semblent plutôt indiquer une croissance exponentielle du coefficient de transfert α avec la vitesse effective modale V_{em} (donc une relation linéaire entre le $\log \alpha$ et V_{em}). Dans les articles mentionnés ci-dessus, le régime moyen des vitesses effectives est similaire à celui ayant prévalu à Hermalle (vitesses effectives variant de 10^{-5} à 10^{-3} m.s⁻¹), tandis que les coefficients de transferts qui y sont répertoriés sont souvent supérieurs (α de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3} s⁻¹) à ce que l'on observe à Hermalle (α de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-5} s⁻¹).

Pour expliquer ces différences, la première explication venant à l'esprit est le fait que les conditions d'écoulement prévalant à Hermalle sont différentes (écoulement radial convergent) de celles ayant prévalu pour les essais analysés par GRIFFIOEN *et al.* (1998) (écoulement unidimensionnel dans des colonnes de sol). Toutefois, une comparaison plus approfondie permet de mettre en évidence des différences nettement plus fondamentales et intéressantes. Ainsi, les résultats utilisés par GRIFFIOEN *et al.* (1998) concernent uniquement des essais sur des colonnes de dimensions très réduites (longueur de colonne L variant de 4.4 cm à 1 m, avec une moyenne de 28.77 cm pour les 30 résultats considérés). A Hermalle, non seulement une autre échelle de traçage a été investiguée mais la gamme des distances testées est nettement plus étendue (de 4 à 50 m environ).

Si l'on en revient à la figure IV.5.4, on constate une évolution relativement nette du coefficient de transfert α avec la distance de traçage d_{trac} . Cet effet d'échelle spatiale, affectant le coefficient de transfert, constitue en fait la principale différence entre les résultats obtenus à Hermalle et les essais analysés par GRIFFIOEN *et al.* (1998), où la gamme de distances testées (longueur de colonne) est trop réduite pour faire ressortir cet effet. Suivant la même logique, cet effet d'échelle explique l'amplitude élevée des coefficients de transfert répertoriés par GRIFFIOEN *et al.* (1998), liée à la courte distance des traçages réalisés sur ces colonnes.

Les résultats des essais réalisés à Hermalle ne sont donc pas contradictoires avec les résultats et conclusions présentés par GRIFFIOEN *et al.* (1998) en terme d'évolution du coefficient de transfert avec la vitesse effective modale. Ils permettent même de prolonger leurs conclusions à l'échelle du terrain, en mettant clairement en évidence un effet d'échelle spatiale assez prononcé. A l'instar de ce qui est communément admis pour la dispersivité, plusieurs degrés d'hétérogénéités affectent vraisemblablement le piégeage des solutés dans les graviers alluviaux.

IV.5.3.4.2 *Interprétation du sens physique de l'effet d'eau immobile considéré à Hermalle*

Pour tenter de mettre en évidence les facteurs physiques à l'origine de l'effet d'eau immobile, GRIFFIOEN *et al.* (1998) proposent de comparer les processus agissant en termes d'évolution conjointe des temps caractéristiques qui leur sont respectivement associés. Le temps caractéristique de transfert vers l'eau immobile est proportionnel à $1/\alpha$. Les autres grandeurs temporelles qu'ils considèrent sont un temps caractéristique de diffusion $t_D = d^2/D_{mol}$ (d est une dimension caractéristique des grains constituant le milieu poreux et D_{mol} le coefficient de diffusion moléculaire du soluté), le temps de résidence du soluté dans le milieu, assimilé au temps advectif de transfert $t_a = L/V_m$ (L est la longueur de la colonne et V_m la vitesse effective dans l'eau mobile), et le temps d'interaction longitudinale, tel que défini par LI *et al.* (1994), s'exprimant par $t_l = D_m/V_e^2$ (D_m est le coefficient de dispersion hydrodynamique dans l'eau mobile), reflétant les possibilités d'échange de solutés entre deux horizons de perméabilité différente, suite aux variations locales de vitesses. La mise en évidence d'une corrélation entre le temps caractéristique de transfert et l'un ou l'autre de ces temps est indicative d'une influence de l'un ou l'autre de ces processus sur le coefficient de transfert.

Ici, faute de données précises sur les coefficients de diffusion des traceurs et sur les dimensions caractéristiques du matériau graveleux alluvial, on ne s'est pas intéressé au processus diffusif. A priori, il ne doit pas s'agir du facteur dominant puisque l'on est dans un milieu très perméable, où la composante advective de transport domine. Les temps caractéristiques de transfert et d'interaction longitudinale considérés à Hermalle sont respectivement évalués par $T_{mod} = d_{trac}/V_{em}$ et $t_l = \alpha_L/V_{em}$, définitions comparables à celles utilisées dans l'article de référence. La figure IV.5.5

présente donc l'évolution de $1/\alpha$ en fonction de ces deux temps caractéristiques, pour les différentes calibrations disponibles à Hermalle.

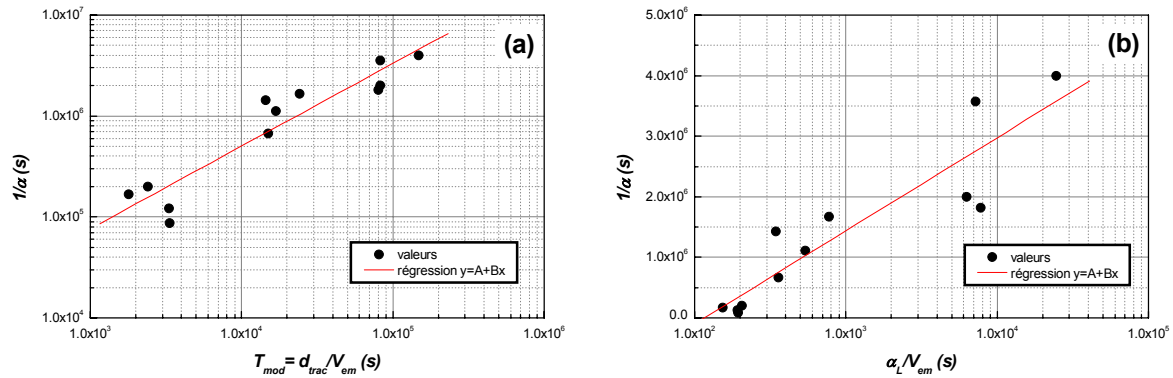


Figure IV.5.5. Evolution du temps caractéristique de transfert en fonction du temps de résidence et du temps d'interaction longitudinale

Dans le premier cas (fig.IV.5.6.a), on constate une corrélation nette entre les logarithmes des temps caractéristiques considérés. Dans le second cas (fig.IV.5.5.b), la corrélation est tout aussi nette, mais cette fois, le temps caractéristique de transfert est reporté suivant un axe linéaire. Les valeurs caractéristiques de ces droites sont résumées dans le tableau IV.5.3.

	R	Ajustement $y = A + Bx$	
		A	B
$y = 1/\alpha, x = \log t_l = \alpha_L/V_{em}$	0.915	-3.173×10^6	1.537×10^6
$y = \log 1/\alpha, x = \log T_{mod} = \log(d_{trac}/V_{em})$	0.938	2.426	0.819

Tableau IV.5.3. Paramètres des régressions établies entre le temps caractéristique de transfert et les autres temps caractéristiques

Il semble donc que l'on puisse relier le coefficient de transfert tant à l'intensité de la composante advective qu'au variations locales de vitesses effectives d'écoulement, de manière assez similaire à ce qu'observent GRIFFIOEN *et al.* (1998).

Il est également intéressant de remarquer que, dans un graphique bi-logarithmique, la tendance décrite par l'évolution de $1/\alpha$ en fonction du temps modal de résidence T_{mod} est très similaire à celle reportée par ces mêmes auteurs (figure 5 dans leur article). La pente de la droite de régression (B) est de l'ordre de 0.8 dans les deux cas. Or, GRIFFIOEN *et al.* (1998) font remarquer que la pente de ce graphique $[\log(L/V_m), \log(1/\alpha)]$, présenté à la figure 5 de leur article, est la même que celle du graphique $[\log V_m, \log \alpha]$ présentée à la figure 3 du même article. Cette similitude s'explique par le fait que, dans les deux cas, la relation sous-jacente est la vitesse effective. Ceci signifie qu'ils

considèrent que la longueur de la colonne L n'a pas d'effet sur la fonctionnalité, donc qu'aucun effet d'échelle ne se marque sur leurs résultats⁹.

Dans la présente analyse, le graphique $[T_{\text{mod}} = \log(d_{\text{trac}}/V_{\text{em}}), \log(1/\alpha)]$ (fig.IV.5.5.a) tient compte explicitement de la distance de traçage. La dérive spatiale affectant le coefficient de transfert y est donc « naturellement retranchée », contrairement au graphique $[V_{\text{em}}, \log \alpha]$ (fig.IV.5.5.b) qui n'en tient pas compte. Cette intéressante observation permet de confirmer que les résultats obtenus à Hermalle sont tout à fait cohérents avec ceux de GRIFFIOEN *et al.* (1998), tout en y apportant une contribution complémentaire, par la mise en évidence de l'effet d'échelle spatiale affectant le coefficient de transfert α .

IV.5.4 Comportement physico-chimique des traceurs artificiels

IV.5.4.1 Traceurs fluorescents

Au vu des résultats des traçages, l'éosine Yellowish semble être le traceur fluorescent le plus conservatif (pas d'adsorption et pas de dégradation). Toutefois, ce traceur n'a été injecté qu'au Pz1. Il se peut donc que, du fait de la très courte distance de traçage et du bref temps de transfert dans l'aquifère graveleux, son comportement chimique n'ait pas été bien mis en évidence. Il pourrait donc être intéressant de tester ultérieurement ce traceur, sur une distance plus importante, afin de confirmer son comportement conservatif ou, le cas échéant, de mieux mettre en évidence son comportement hydrochimique réel.

Le naphthionate est clairement affecté par un processus de dégradation linéaire. Pour le reste, la grande similitude existant entre son comportement et celui de l'iodure permet d'affirmer qu'il ne subit pas d'adsorption dans le milieu alluvial. Pour des temps de transfert relativement courts ($\sim < 5\text{h}$), le naphthionate peut pratiquement être assimilé à un traceur conservatif.

La fluorescéine et la rhodamine WT s'adsorbent toutes deux de manière assez importante. Pour représenter ce processus, l'utilisation du modèle d'adsorption linéaire s'est avérée suffisante. Par contre, un doute subsiste sur les causes exactes du caractère cinétique très prononcé de l'adsorption de ces traceurs. La cinétique du phénomène d'adsorption peut s'expliquer par le fait que les deux traceurs, s'adsorbant préférentiellement sur des matériaux argileux, doivent d'abord migrer au sein des horizons moins perméables (lentilles et horizons plus argileux, assimilés à l'eau immobile dans le modèle) avant de pouvoir effectivement s'adsorber. Une autre possibilité est que le milieu étant très perméable, les vitesses d'écoulement sont très élevées et la cinétique de réaction d'adsorption des traceurs sur le matériau poreux n'a pas le temps d'atteindre l'équilibre.

⁹ Il faut remarquer que ces auteurs constatent eux-mêmes une dispersion moins importante des valeurs dans le diagramme $[\log(L/V_m), \log(1/\alpha)]$

Dans le premier cas, le déséquilibre observé est d'origine physique, dans le second, d'origine chimique. La réalité est sans doute entre les deux. Pour clarifier ce point, il pourrait être intéressant de réaliser une série de tests en laboratoire (établissement d'isothermes d'adsorption par des essais batch et tests de migration sur des colonnes de matériau graveleux aquifère) afin de déterminer plus précisément la nature et la cinétique du processus d'adsorption affectant ces traceurs.

IV.5.4.2 Traceurs salins

L'iodure peut être considéré comme un traceur conservatif. En effet, comme cela a été mentionné précédemment, la grande similitude de comportement (à la dégradation près) avec le naphthionate plaide en la faveur d'un comportement parfaitement conservatif des deux traceurs.

Par leur nature anionique, le chlorure et le nitrate sont également conservatifs. Toutefois, l'utilisation de ces anions comme traceur des eaux souterraines est fortement tributaire de leur bruit de fond respectif, dans l'eau testée. A Hermalle, les essais de traçage réalisés avec le chlorure ont ainsi clairement mis en évidence les problèmes que l'on peut rencontrer lorsqu'on souhaite réaliser une interprétation quantitative (en terme de masse restituée) des essais, si le rapport signal/bruit de fond n'est pas suffisant.

Tous les cations testés (Li^+ , K^+ , Sr^{2+}) présentent un comportement non conservatif. Malheureusement, il n'a pas été possible de définir précisément la nature des réactions chimiques affectant ces traceurs et de modéliser leur comportement dans le milieu. Des trois cations, il semble que le lithium soit le traceur qui s'adsorbe le moins. Le potassium montre une atténuation et un effet de retard, tandis que le strontium semble présenter avant tout une atténuation des concentrations.

Références bibliographiques relatives à la quatrième partie

Références générales

- HADDOUCHI B., Etude géologique et hydrogéologique de la plaine alluviale de la Meuse en Belgique, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences appliquées, 307p, 1987
- HAERENS, B., Etude de la sensibilité des résultats des essais de traçage au mode d'injection et à la nature des traceurs, Travail de fin d'études (D.E.S.), Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 78p, 1999.
- KÄSS, W., Tracing technique in Geohydrology, ed. A. A. Balkema, Rotterdam, PB, 573 p., 1998.
- PARRIAUX, A., LISZKAY, M., MÜLLER, I., DELLA VALLE, G., Guide pratique pour l'usage des traceurs artificiels en hydrogéologie, Société Géologique Suisse, Groupe des Hydrogéologues, Geolep E.P.F.L., Lausanne, CH, 51p, 1988.
- WARD, R. S., WILLIAMS, A. T., BARKER, J. A., BREWERTON, L. J., GALE, I. N., Groundwater tracer tests: a review and guidelines for their use in British aquifers, British Geological Survey Report WD/98/19, 1998.

Références particulières

- BIVER, P., Etude phénoménologique et numérique de la propagation de polluants miscibles dans un milieu à porosité multiple, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 389p, 1993.
- BROUYÈRE, S., RENTIER, C., About the influence of the injection mode on tracer test results, *Tracer Hydrology 97*, proceedings de *Water Tracing 97* (Portorose, Slovénie), ed. A. Kranjc, Balkema, Rotterdam, NL, 11-17, 1997.
- BUNDE, R. L., ROSENRETER, J. J., LISZEWSKI, M. J., Rate of strontium sorption and the effects of variable aqueous concentrations of sodium and potassium on strontium distribution coefficients of a surficial sediment at the Idaho National Engineering Laboratory, Idaho, *Environ. Geol.*, 34(2/3), 135-142, 1998.
- CALEMBERT, L., Observations dans la plaine alluviale de la Meuse, en aval de Liège, Publication du Service Géologique du Luxembourg, vol. XIV, 115-135, 1964.
- DI FAZIO, A., VURRO, M., Experimental tests using Rhodamine Wt as tracer, *Adv. Water Resour.*, 17, 375-378, 1994.
- GIBS, J., IMBRIGIOTTA, T. E., Well-purging criteria for sampling purgeable organic compounds, *Ground Water*, 28(1), 68-78, 1990.
- GIBS, J., BROWN, G. A., TURNER, K. S., MACLEOD, C. L., JELINSKI, J. C., KOEHNLEIN, S. A., Effects of small-scale vertical variations in well-screen inflow rates and concentrations of organic

- compounds on the collection of representative ground-water-quality samples, *Ground Water*, 31(2), 201-208, 1993.
- GRIFFIOEN, J.W., BARRY, D. A., PARLANGE, P.-Y., Interpretation of two-region model parameters, *Water Resour. Res.*, 34(3), 373-384, 1998.
- GROUNDWATER MODELING SYSTEM (GMS), Reference Manual (v.2.1), Engineering Computer Graphics Laboratory, Brigham Young University, Provo, Utah, U.S.A., 1998.
- GUVANASEN, V., GUVANASEN, V., An approximate semi analytical solution for tracer injection tests in a confined aquifer with a radially converging flow field and finite volume of tracer and chase fluid, *Water Resour. Res.*, 23(8), 1607-1619, 1987.
- HADI, S., LEIBUNDGUT, Ch., FRIEDRICH, K., MALOSZEWSKI, P., New fluorescent tracers, *Tracer Hydrology 97*, proceedings de *Water Tracing 97* (Portorose, Slovénie), ed. Kranjc, Balkema, Rotterdam, 55-62, 1997.
- HERR, M., SCHÄFER, G., SPITZ, K., Experimental studies of mass transport in porous media with local heterogeneities, *J. Cont. Hydrol.*, 4, 127-137, 1989.
- KÄSS, W. A., Hydrological tracing practice on underground contaminations, *Environ. Geol.*, 23, 23-29, 1994.
- LI, L., BARRY, D. A., CULLINGAN-HENSLEY, P. J., BAJRACHARYA, K., Mass transfer in soils with local stratification of hydraulic conductivity, *Water Resour. Res.*, 30(11), 2891-2900, 1994.
- MARTIN-HAYDEN, J., ROBBINS G. A., Plume distortion and apparent attenuation due to concentration averaging in monitoring wells, *Ground Water*, 35(2), 339-346, 1997.
- MIKULLA, C., EINSIEDL, F., SCHLUMPRECHT, Ch., WOHNLICH, S., Sorption of uranine and eosine on an aquifer material containing high organic carbon, *Tracer Hydrology 97*, proceedings de 'Water Tracing 97' (Portorose, Slovénie), Ed. Kranjc, Balkema, Rotterdam, 77-83, 1997.
- PANG, L., CLOSE, M., NOONAN, M., Rhodamine WT and *Bacillus subtilis* transport through an alluvial gravel aquifer, *Ground Water*, 36(1), 112-122, 1998.
- PANG, L., CLOSE, M., Non-equilibrium transport of Cd in alluvial gravels, *J. Contam. Hydrol.*, 36, 185-206, 1999.
- REILLY, T. E., FRANKE, O. L., BENNETT, D., Bias in groundwater samples caused by wellbore flow, *J. Hydraul. Eng.*, 115(2), 270-276, 1989.
- REILLY, T. E., GIBS, J., Effects of physical and chemical heterogeneity on water-quality samples obtained from wells, *Ground Water*, 31(5), 805-813, 1993.
- ROBBINS, G. A., Influence of using purged and partially penetrating monitoring wells on contaminant detection, mapping and modeling, *Ground Water*, 27(2), 155-162, 1989.
- ROBBINS G. A., MARTIN-HAYDEN, J., Mass balance evaluation of monitoring well purging. Part I. Theoretical models and implications for representative sampling, *J. Contam. Hydrol.* (8), 203-224, 1991.

-
- SABATINI, D. A., AUSTIN, T. AL., Characteristics of Rhodamine WT and fluorescein as Adsorbing Ground-water tracers, *Ground Water*, 29(3), 341-349, 1991.
- SHIAU, B., SABATINI, D. A., HARWELL, J. H., Sorption of Rhodamine WT as affected by molecular properties, *Tracer Hydrology*, proceedings de *Water Tracing 92* (Karlsruhe, D), ed. Hötzl, Werner, 57-63, 1992.
- SUTTON, D.J., KABALA, Z.J., VASUDEVAN, D., Rhodamine WT as a reactive tracer : laboratory study and field consequences, *Tracers and Modelling in Hydrogeology*, proceedings de *TraM'2000* (Liège, B), ed. A. Dassargues, IAHS Press, IAHS Publication n°262, Wallingford, Oxfordshire, UK, 201-205, 2000.
- VERECKEN, H., JAEKEL, U., ESSER, O., NITZSCHE, O., Solute transport analysis of bromide, uranin and LiCl using breakthrough curves from aquifer sediment, *J. Contam. Hydrol.*, 39, 7-34, 1999.
- ZHANG, H., SCHWARTZ, F. W., WOOD, W. W., GARABEDIAN, S. P., LEBLANC, D. R., Simulation of variable-density flow and transport of reactive and nonreactive solutes during a tracer test at Cape Cod, Massachusetts, *Water Resour. Res.*, 34(1), 67-82, 1998.

Rapports

- Rapport LGIH- MTP/871, Etude hydrogéologique de la nappe alluviale de la Meuse en aval de Liège et des écoulements souterrains en provenance du canal Albert et des canaux de Campine, 1987.
- Rapport LGIH- MTP/901, Modélisation mathématique des écoulements souterrains de la nappe alluviale de la Meuse entre Monsin et Lanaye, ainsi que des interactions entre le canal Albert et la Meuse, 1990.

V CINQUIÈME PARTIE

ETUDE PHÉNOMÉNOLOGIQUE DE LA PROPAGATION D'UNE SUBSTANCE DISSOLUE À TRAVERS LES FORMATIONS NON SATURÉES SURMONTANT LA NAPPE AQUIFÈRE DES CRAIES FISSURÉES EN HESBAYE

CAMPAGNE D'ESSAIS DE TERRAIN À BOVENISTIER

V.1 Introduction – Objectifs de l'étude

La nappe aquifère de Hesbaye, logée au sein de craies fissurées et située au nord - ouest de Liège constitue une des ressources principales en eau de l'agglomération liégeoise. En dépit d'une bonne protection naturelle assurée par l'épaisse couche de formations non saturées (en particulier les limons éoliens), les teneurs en nitrates y sont en constante augmentation depuis 1976. Localement, les concentrations avoisinent même les 50 mg/l, limite maximale tolérée par les normes européennes relatives à l'eau de distribution.

L'étude présentée dans cette cinquième partie s'inscrit dans la suite logique d'une série de projets de recherche axés sur l'aquifère de Hesbaye, en vue de mieux comprendre les mécanismes gouvernant la propagation des polluants à travers la zone non saturée puis au sein de la nappe aquifère des craies. Les apports en nitrates venant essentiellement de la surface (épandages agricoles,...), il est primordial de préciser et quantifier les mécanismes et temps de transfert vers la partie saturée de l'aquifère dans le but de définir les mesures à prendre pour limiter les flux de polluants.

Le site pilote de l'étude est situé à Bovenistier, au lieu-dit « Grande Terre ». Six forages carottés ont été réalisés, dont un puits foré sur toute la hauteur de la nappe et cinq piézomètres périphériques atteignant des profondeurs différentes de la zone non saturée et de la zone saturée. Les échantillons non remaniés et non lessivés prélevés par carottage ont permis de réaliser diverses analyses et expériences. Des essais de pompage, des tests d'infiltration et des essais de traçage en milieu saturé et non saturé ont permis d'acquérir une série de données permettant de caractériser le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des formations saturées et non saturées. Une modélisation mathématique des écoulements et du transport de solutés a ensuite été développée, de manière à synthétiser et interpréter les résultats des essais de terrain et de laboratoire.

V.2 Cadre général

V.2.1 Cadre géographique et géomorphologique de l'étude

Le site de « Grande Terre » est situé à l'extérieur du village de Bovenistier, à environ 1 kilomètre au Sud-Est de Waremme (fig.V.2.1). Il est représentatif du contexte géologique et hydrogéologique de la Hesbaye. En outre, il présente plusieurs avantages pratiques : la proximité d'une ligne électrique, d'un fossé d'évacuation des eaux usées, d'un piézomètre supplémentaire (le Pz12 de la S.W.D.E.) et l'existence de données agronomiques historiques relatives à la parcelle (cultures et épandages depuis 1991).

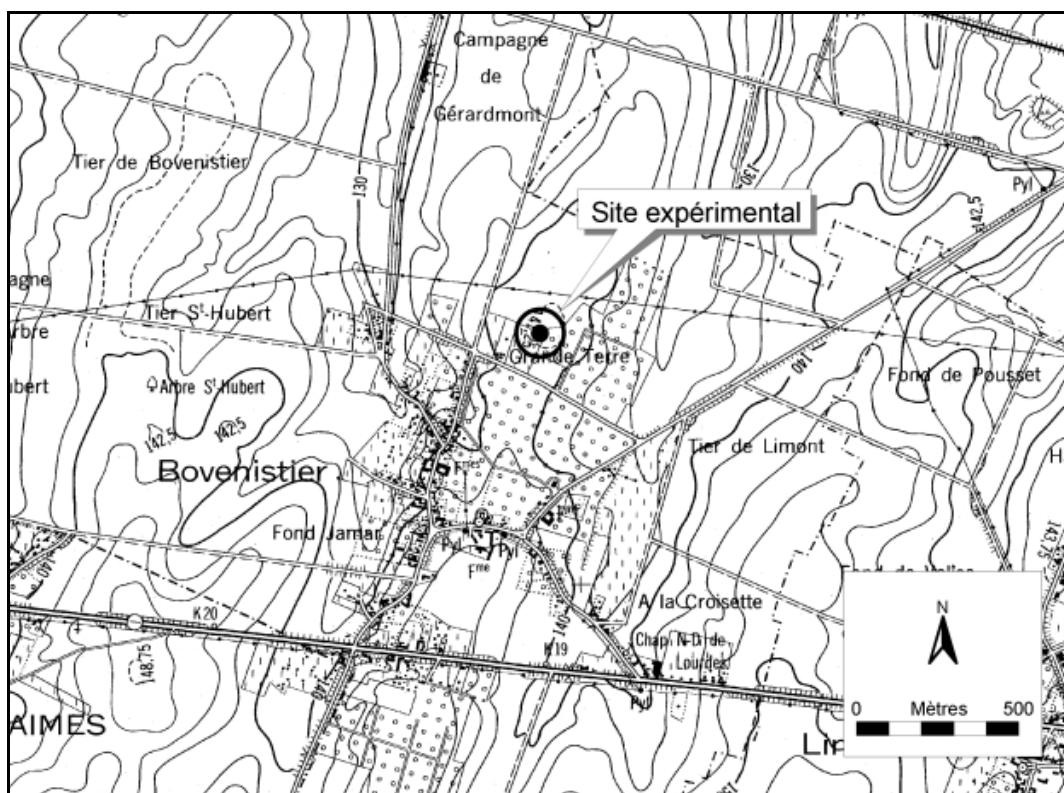


Figure V.2.1. Localisation du site expérimental

Le plateau de Hesbaye présente une surface topographique en pente douce vers le NNE; l'altitude est comprise entre 206 m au SW et 80 m au NE. La très faible densité du réseau hydrographique est à mettre en relation avec la perméabilité du sous-sol et la profondeur de la nappe aquifère.

De nombreuses vallées sèches, de directions générales S-N, SW-NE et SE-NW, définissent un réseau hydrographique fossile, d'origine périglaciaire, conduisant à un relief très typique, constitué d'une succession de crêtes et de dépressions largement arrondies, à pentes souvent symétriques. Les

vallées sèches trouvent leur origine dans la dissolution préférentielle de la craie au droit d'axes fracturés, entraînant une augmentation de la perméabilité globale suivant ces directions.

Le site de Bovenistier est situé au droit d'une crête topographique séparant deux vallées sèches caractéristiques :

- à l'Ouest, la vallée sèche située sur l'axe Viemme, Bovenistier, Waremme, orientée suivant une direction N-S ; elle s'étend sur 8,25 km et sa largeur moyenne est de 1 km;

- à l'Est la vallée sèche localisée sur l'axe Chapon - Seraing, Pousset, Lantremange, également orientée suivant une direction N-S; elle s'étend sur 11 km et sa largeur moyenne est de 1,3 km.

Dans la vallée Ouest, la SWDE possède un champ de captage comportant quatre puits d'exploitation.

V.2.2 Cadre géologique

La coupe géologique NS présentée à la figure V.2.2 permet de situer le site expérimental dans le cadre géologique régional de la Hesbaye. Cette coupe montre, de bas en haut :

- Les formations du Secondaire (Crétacé) déposées suite à la transgression marine s'étant développée du NE vers le SO. Les différentes couches se composent de :
 - La smectite de Herve (Campanien inférieur) : argile calcareuse indurée, formant la base imperméable de l'aquifère de Hesbaye ;
 - La craie blanche ou craie inférieure d'une épaisseur moyenne de 20 m, dont les couches présentent un pendage de 1% à 2% vers le NNE. Cette craie est fissurée par des réseaux de diaclases, des fissures associées aux vallées sèches et des failles associées au bombement du socle ;
 - Le Hard Ground qui est un banc de craie indurée d'épaisseur métrique, probablement formé lors d'une période d'émersion des craies. Son extension et sa continuité ne sont pas connues avec précision ;
 - Les craies grises et tigrées du Maastrichtien (craie grise) totalisant une épaisseur de 10 à 15 m. Ces craies présentent des perméabilités généralement supérieures aux perméabilités de la craie inférieure, suite aux processus de détente et d'altération ;
 - Des tuffeaux et calcarénites à bancs de silex, épais de 1 à 10 m selon les endroits. Ces dépôts sont généralement très fortement altérés, conduisant à la formation d'un conglomérat résiduel à silex, présentant une surface supérieure très irrégulière.

- Les formations du Tertiaire représentées par une couche de 20 m de sables tongriens s'amincissant vers le nord ;
- Les formations quaternaires constituées par des limons d'origine éolienne présentant des épaisseurs assez variables, maximales au droit des crêtes topographiques (de l'ordre de 15 m) et minimales au droit des vallées sèches (7 m en moyenne).

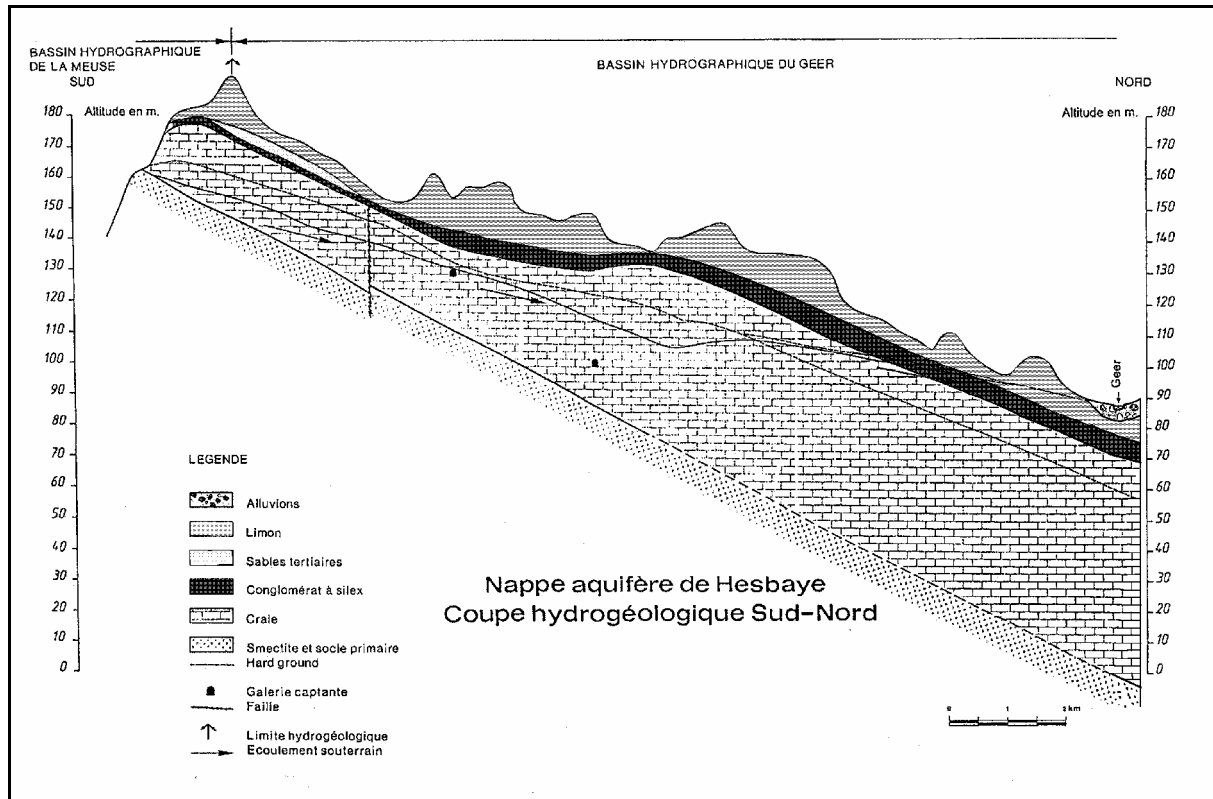


Figure V.2.2. Coupe géologique Sud – Nord caractéristique de la Hesbaye

V.2.3 Cadre hydrogéologique

La nappe aquifère de Hesbaye est logée au sein des craies du Crétacé. La base du réservoir est la smectite de Herve, argile marneuse de faible perméabilité.

En raison de l'allure géométrique du réservoir (bancs réguliers d'orientation E-O, à léger pendage Nord), et de la disposition des limites du bassin (Meuse, Méhaigne, Geer), la nappe s'écoule du Sud vers le Nord en direction du Geer qui constitue l'exutoire naturel de la nappe. Le gradient de la surface piézométrique est supérieur à 1% dans la partie sud, à l'amont des galeries de captage de la CILE, environ de 0,5 % à l'aval des mêmes galeries et de 0,3 % à proximité du Geer (fig.V.2.3).

Généralement, la nappe aquifère est libre. Elle est localement captive aux endroits où des surépaisseurs de limons existent et sous les limons et les dépôts alluvionnaires près du Geer. Elle est semi captive sous les dépôts tertiaires, vers le NE. A Bovenistier, la nappe est libre et s'écoule en direction du Nord, avec un gradient de l'ordre de 0,5 %.

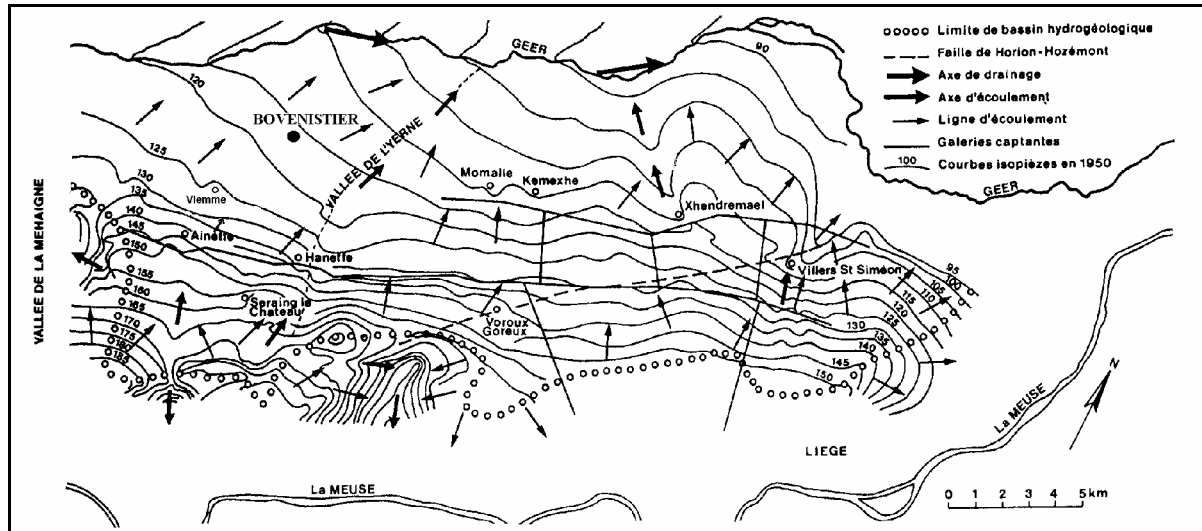


Figure V.2.3. Piézométrie régionale de la Hesbaye
(1951 : niveau de basses eaux)

V.3 Description du site expérimental, des équipements et des mesures géophysiques réalisées

V.3.1 Forages réalisés

Le site expérimental est implanté en bordure d'une parcelle agricole, à proximité d'un réservoir de la S.W.D.E. Un puits central a été foré jusqu'à la smectite de Herve. Dans son voisinage immédiat, cinq piézomètres ont été forés jusqu'à différentes profondeurs :

- Un piézomètre atteignant le sommet de la craie saturée (Pz CS), profond de 34.20 m
- Un piézomètre s'arrêtant dans la craie non saturée (Pz CNS), profond de 19.71 m
- Un piézomètre s'arrêtant dans le conglomérat à silex (Pz Cgl), profond de 15.17 m
- Un piézomètre s'arrêtant dans le limon de base (Pz LB), profond de 9.99 m
- Un piézomètre s'arrêtant dans le limon supérieur (Ps LS), profond de 6.35 m

Ces forages ont été réalisés par carottage afin de récupérer des échantillons non remaniés et non lessivés des différentes couches géologiques traversées. Ces échantillons ont été conditionnés et envoyés en laboratoire pour différents tests et analyses (v. chapitre V.8).

La description des différents forages confirme que la géologie au droit du site expérimental est caractéristique de la Hesbaye :

- une couche de limon d'épaisseur assez constante (14 m) ;
- le conglomérat à silex d'épaisseur variable (4.25 m à 2.20 m) et, localement, une fine couche de sable épaisse de 0.4 m (Pz CS) ;
- une épaisseur de 7.80 m de craie altérée, au droit de laquelle la désagrégation de la roche a rendu impossible la récupération des carottes; cette couche de craie correspond à la zone de fluctuation du niveau de la nappe entre les périodes de hautes eaux et de basses eaux ;
- de la craie plus compacte sous le niveau de la nappe ;
- de la craie glauconifère à la base des formations crayeuses (1.8 m) ;
- la smectite de Herve, constituant la base de l'aquifère.

La figure V.3.1 schématise la géologie et le dispositif expérimental.

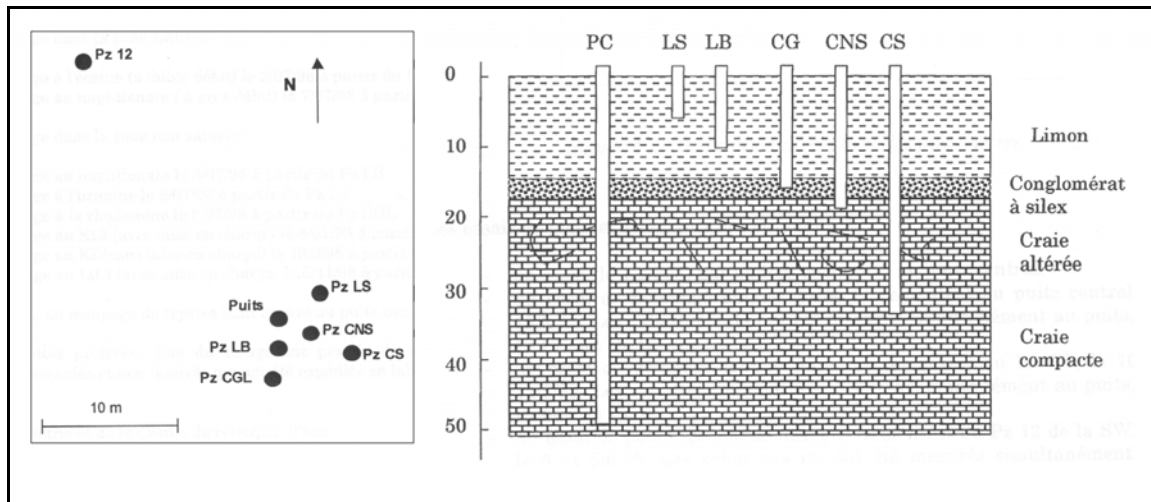


Figure V.3.1. Géologie locale et dispositif expérimental (adapté de CRISPIN, 1999)

V.3.2 Mesures géophysiques en forage

Des mesures diagaphiques γ -ray, $\gamma\gamma$ et neutron ont été réalisées dans le puits central, les 5 nouveaux piézomètres et le piézomètre Pz12 de la S.W.D.E.

V.3.2.1 *Principe des méthodes*

V.3.2.1.1 *Diagraphie γ -ray*

Cette diagraphie mesure la radioactivité naturelle (rayonnement γ) des terrains suite à la présence d'éléments radioactifs : K 40, U 238, Th 232 et Ra. La radioactivité moyenne des sables, des grès, des calcaires et des dolomies est faible. Les argiles, qui contiennent des ions K^+ , présentent une radioactivité plus élevée.

La mesure s'effectue à l'aide d'un compteur à scintillation composé d'un cristal transparent émettant un photon de lumière quand il est traversé par le rayonnement γ . Ce photon est détecté par un photomultiplicateur et traduit en impulsions de courant. Celles-ci sont comptées pendant une durée appelée « constante de temps ». Le résultat est exprimé en « coups par seconde » (cps).

Le log de diagraphie s'interprète en utilisant la relation entre le nombre de coups par seconde et la teneur en argile. En principe cette relation doit être étalonnée sur chaque site. En pratique, on considère qualitativement l'augmentation du nombre de cps comme correspondant à une augmentation de la teneur en argile.

V.3.2.1.2 *Diagraphie $\gamma\gamma$*

Cette diagraphie permet de mesurer la masse spécifique des terrains en place et a fortiori leur degré de déconsolidation.

La mesure à la sonde γ - γ utilise le phénomène de diffusion des rayonnements γ en fonction de la densité de la matière. Le matériau est bombardé par un flux de photons émis à l'aide d'une source radioactive de Césium 137. Les rayonnements γ subissent un effet Compton dans la matière. Un détecteur à scintillation, placé à une certaine distance de la source, recueille le rayonnement diffusé. La présence d'irrégularités sur les parois du sondage peut perturber le comptage. Pour remédier à cet inconvénient, la sonde comprend 2 détecteurs. L'un est placé à une distance faible de la source (détecteur LSD) et est très sensible aux phénomènes proches (géométrie du trou), l'autre est plus éloigné de la source (détecteur SSD) et est plus influencé par le massif. Les mesures sont exprimées en cps.

Le log de diagraphie s'interprète en utilisant la relation entre le nombre de coups par seconde et la densité des terrains. Pour des densités nettement inférieures à l'unité, une augmentation de cps correspond à une augmentation de la densité. Pour des densités de terrain supérieures à l'unité (le cas le plus fréquent), une augmentation de cps correspond à une diminution de la densité. En pratique, on utilise un étalonnage fourni par le constructeur pour obtenir un ordre de grandeur de la densité mais on ne considère généralement que qualitativement l'augmentation du nombre de cps correspondant à une diminution de densité du terrain.

V.3.2.1.3 *Diagraphie neutron*

Cette diagraphie permet de mesurer les variations relatives de la teneur en eau volumique du terrain en place.

Des neutrons rapides, émis par une source constituée d'un mélange Américium - Béryllium, sont ralentis par collision avec les noyaux environnants, principalement d'hydrogène, de masse atomique identique à celle des neutrons. Les neutrons lents ainsi produits sont comptés par un détecteur, le nombre de coups enregistrés étant d'autant plus important que le nombre d'atomes d'hydrogène est élevé.

Dans les roches poreuses, l'hydrogène qui intervient est principalement celui de l'eau. Tout accroissement du taux d'hydrogène indique une augmentation de la teneur en eau. L'argile renferme également de l'hydrogène dans son réseau cristallin (eau adsorbée). Par conséquent, on y observera aussi une augmentation du taux d'hydrogène.

V.3.2.2 Synthèse des résultats des diagraphies

Les principales informations recueillies sur base de l'examen des différents logs diagraphiques sont les suivantes :

V.3.2.2.1 Pour les limons

Les limons présentent une radioactivité naturelle assez élevée et fluctuante. La compacité y est généralement bonne. Les teneurs en eau y fluctuent de manière importante, en liaison avec les épisodes pluvieux.

V.3.2.2.2 Pour le conglomérat

A l'exception de quelques passages très radioactifs, correspondant probablement à des niveaux de phosphates, la radioactivité naturelle du conglomérat à silex est basse. Les teneurs en eau y sont également assez faibles. La conjonction de ces deux observations (peu d'argile et drainage aisé) permet d'affirmer que le conglomérat à silex présente un caractère assez sableux.

V.3.2.2.3 Pour la craie non saturée et la craie saturée

Le contact entre le conglomérat à silex et le sommet de la craie est caractérisé par une radioactivité assez élevée, liée soit à la présence de phosphates, soit à la présence d'une couche plus argileuse, provenant de l'altération forte qui caractérise ce niveau.

La zone située entre 20 et 28 m présente une baisse assez importante de densité et de compacité. Il s'agit de la zone de fluctuation de la nappe, beaucoup plus altérée. Cela est confirmé par le taux de récupération quasi nul des carottages dans cette frange de terrain.

Vers 24 m de profondeur, un niveau de très faible densité est mis en évidence dans les différents logs diagraphiques. Sous ce niveau, la teneur en eau de la craie est beaucoup plus élevée. Ce niveau probablement assez déconsolidé semble avoir une influence prépondérante sur la remontée de la frange capillaire. Celle-ci est très bien mise en évidence par la comparaison des diagraphie neutron SSN et LSN. Les premières qui n'investiguent pas une épaisseur suffisante de terrain ne sont influencées que sous le niveau saturé de la nappe, par l'eau présente au sein du tubage. Les deuxièmes sont également influencées par la remontée capillaire qui persiste à une certaine distance du forage mais pas à l'intérieur ou à son voisinage immédiat. Le niveau des craies saturées en eau se marque par ailleurs très bien par l'augmentation du nombre de coups enregistrés par la sonde à neutrons et par une augmentation de la densité des terrains.

V.4 Essais de pompage réalisés dans la zone saturée

Des essais de pompage ont été réalisés au puits central, au Pz CS et au Pz 12 de la SWDE. Lors de ces essais, le niveau de la nappe se situait vers 28 mètres de profondeur, soit 12 mètres sous la base du conglomérat à silex.

En régime non stationnaire, le calcul des transmissivités et rayons d'influence se base sur les formules d'approximation logarithmique de Theis. En régime permanent d'écoulement, les formules de Dupuit sont utilisées. Ces interprétations ont été réalisées dans le cadre du mémoire de D.E.S. de C.Crispin (1999).

V.4.1 Essais de pompage réalisés au piézomètre Pz12 de la SWDE

En 1994, la SWDE a réalisé un essai de pompage au Pz12, avec un débit de $15.59 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$ et sur une durée de 54 h (48 h de pompage et 6 h de remontée).

Dans le cadre de l'étude, un nouvel essai longue durée a été réalisé afin de préciser les paramètres hydrodynamiques de la nappe au droit du site, à un débit de $8.1 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$, sur une durée de 1330 minutes, suivi d'une remontée de 105 minutes. Les niveaux d'eau ont été mesurés simultanément au Pz CS et au puits central. Le niveau statique au Pz 12 était de -28.3 m à la date de l'essai. La figure V.4.1 présente les courbes de rabattement mesurées lors de l'essai de pompage. Le tableau V.4.1 synthétise les résultats des interprétations de ces essais.

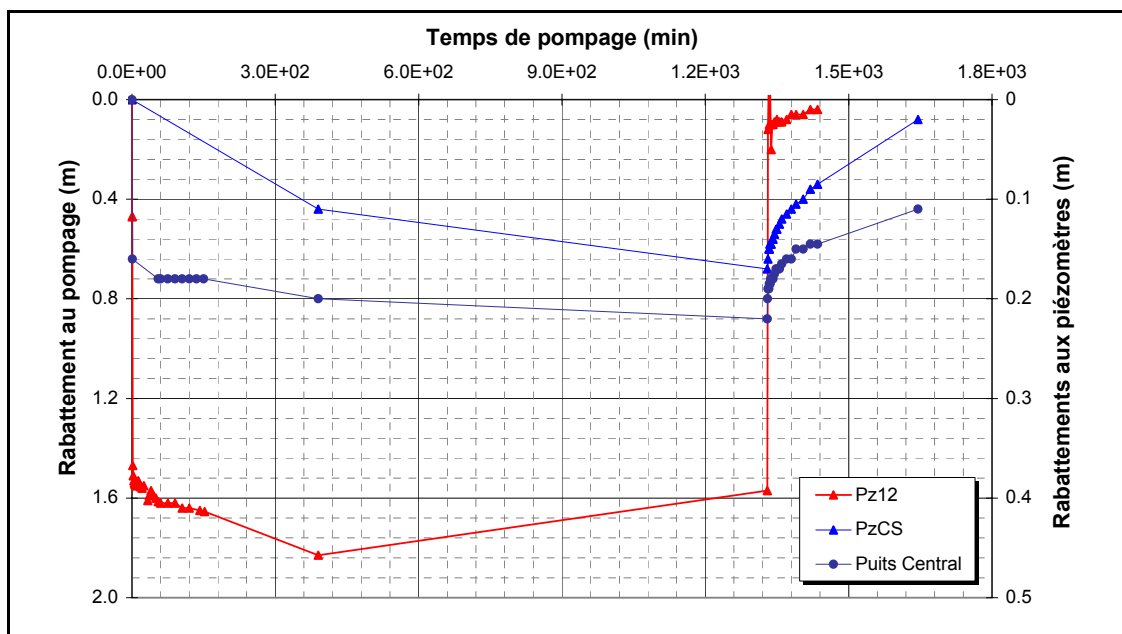


Figure V.4.1. Courbes de rabattement mesurées lors du nouvel essai de pompage réalisé au Pz 12

Qp (m ³ .h-1)	régime	Perméabilité au Pz 12 (m.s ⁻¹)		Perméabilité au Pz CS (m.s ⁻¹)		Perméabilité au PC (m.s ⁻¹)	
		Pompage	Remontée	Pompage	Remontée	Pompage	Remontée
Essai S.W.D.E. Q = 15.59 m ³ .h ⁻¹	Transitoire (interprétation par Theis)	4.4×10 ⁻⁵	1.46×10 ⁻⁴	---	---	---	---
		8.8×10 ⁻⁵					
		7.3×10 ⁻⁵					
Nouvel essai Q = 8.1 m ³ .h ⁻¹	Permanent (Dupuit)	7.5×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
	Transitoire (interprétation par Theis)	1.26×10 ⁻⁴	3.15×10 ⁻⁴	---	1.26×10 ⁻⁵	---	7.12×10 ⁻⁴
					3.94×10 ⁻⁴		

Tableau V.4.1. Résultats des interprétations des essais de pompage réalisés au Pz12

V.4.2 Essais de pompage réalisés au Pz CS

Un essai de pompage longue durée a été réalisé au Pz CS, à un débit de 4.07 m³.h⁻¹, pendant une durée de 1140 minutes, suivi d'une remontée de 120 minutes. Le niveau d'eau a été mesuré simultanément au Pz 12 et au puits central. Le niveau hydrostatique dans le puits était à -28.14 m.

La figure V.4.2. présente les courbes de rabattement mesurées lors de l'essai de pompage au Pz CS. Le tableau V.4.2 synthétise les résultats des interprétations de ces essais.

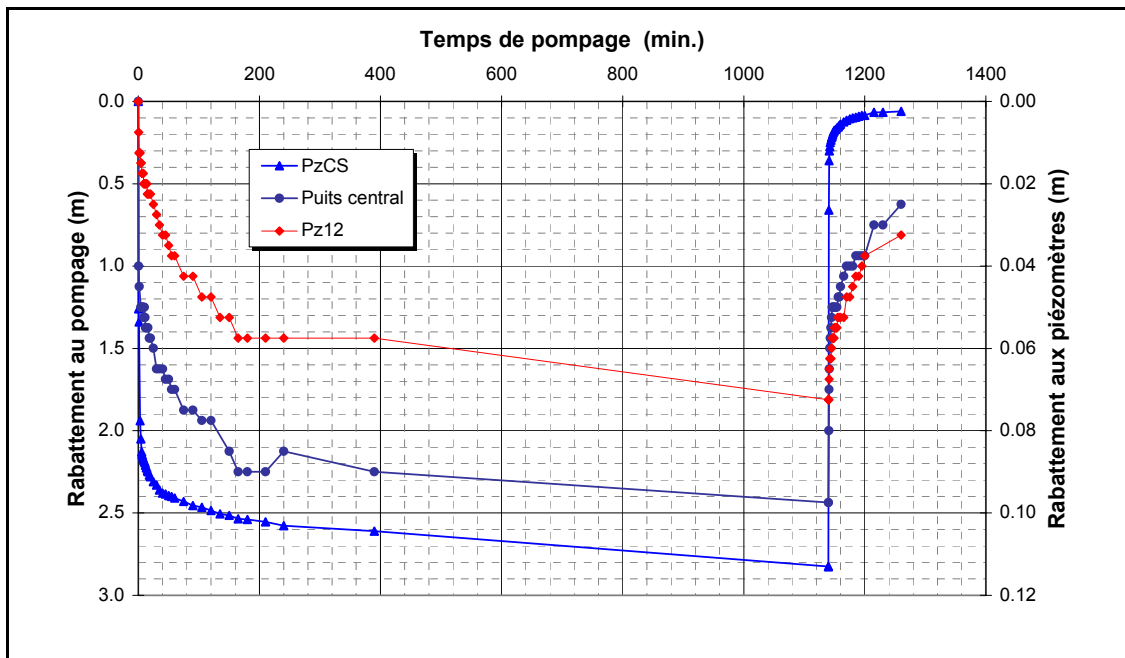


Figure V.4.2. Courbes de rabattement mesurées lors de l'essai de pompage au Pz CS

Q (m ³ .h ⁻¹)	Régime	Perméabilité au Pz 12 (m.s ⁻¹)		Perméabilité au Pz CS (m.s ⁻¹)		Perméabilité au PC (m.s ⁻¹)	
		Pompage	Remontée	Pompage	Remontée	Pompage	Remontée
Essai longue durée Q = 4.07 m ³ .h ⁻¹	Permanent (Dupuits)	---	---	7.05×10 ⁻⁵	---	---	---
	Transitoire (interprétation par Theis)	3.6×10 ⁻³	2.84×10 ⁻³	2.8×10 ⁻⁶	2.52×10 ⁻⁴	3.42×10 ⁻³	1.39×10 ⁻³
		9.22×10 ⁻⁴	1.11×10 ⁻³	9.0×10 ⁻⁵		1.37×10 ⁻³	

Tableau V.4.2. Résultats des interprétations des essais de pompage réalisés au Pz CS

V.4.3 Essais de pompage réalisés au puits central

Au puits central, un essai de pompage par paliers et un essai de pompage longue durée ont été réalisés. Les paliers correspondent à des débits croissants de 1.77, 4.05, 5.48, 6.55 et 6.68 m³.h⁻¹, le niveau hydrostatique de la nappe étant à -28.48 m de profondeur. L'essai de pompage longue durée a été réalisé à un débit de 6.6 m³.h⁻¹. Durant ces essais, le niveau de l'eau a également été mesuré aux Pz 12 et Pz CS.

Les figures V.4.3 et V.4.4 présentent respectivement les courbes de rabattement mesurées lors de l'essai par paliers et lors de l'essai longue durée réalisés au puits central. Les résultats des essais sont présentés au tableau V.4.3.

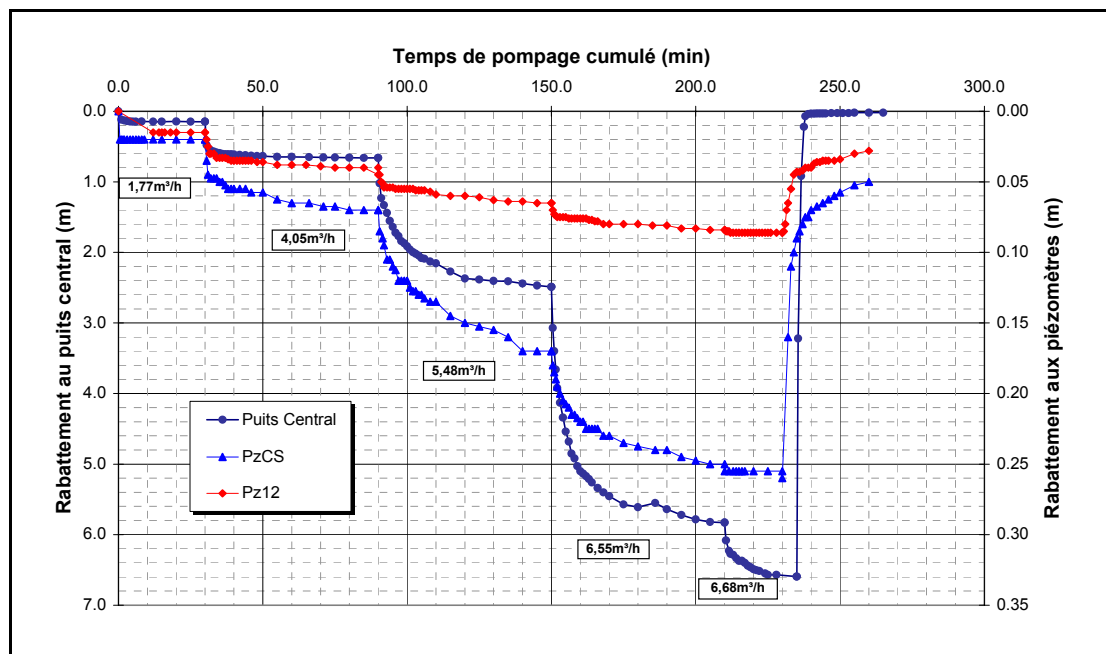


Figure V.4.3. Courbes de rabattement mesurées lors de l'essai de pompage par paliers au PC

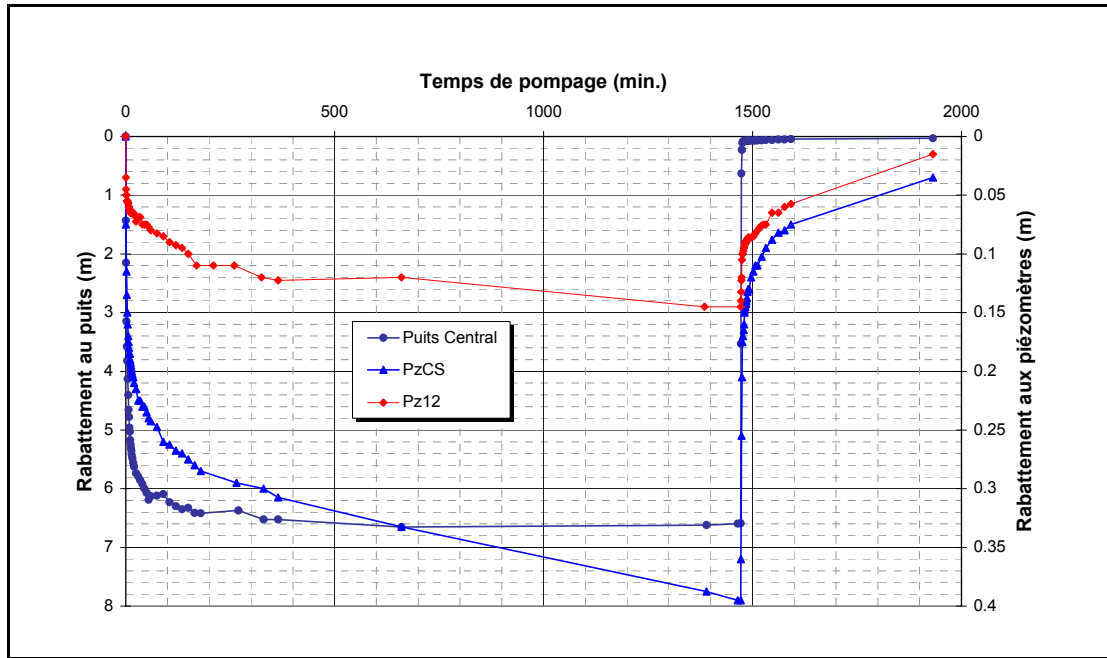


Figure V.4.4. Courbes de rabattement mesurées lors de l'essai de pompage longue durée réalisé au PC

(m ³ .h-1)	Régime	Perméabilité au Pz 12 (m.s ⁻¹)		Perméabilité au Pz CS (m.s ⁻¹)		Perméabilité au PC (m.s ⁻¹)	
		Pompage	Remontée	Pompage	Remontée	Pompage	Remontée
Palier 1 : 1.77	Perm. (Dupuit)	5.6×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
Palier 2 : 4.05	Perm. (Dupuit)	8.9×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
Palier 3 : 5.48	Perm. (Dupuit)	3.3×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
Palier 4 : 6.55	Perm. (Dupuit)	1.9×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
Palier 5 : 6.68	Perm. (Dupuit)	1.7×10 ⁻⁵	---	---	---	---	---
Essai longue durée Q = 6.6 m³.h⁻¹	Perm. (Dupuit)	---	---	---	---	1.7×10 ⁻⁵	---
	Transitoire (interprétation par Theis)	7.0×10 ⁻⁴	2.1×10 ⁻⁴	1.96×10 ⁻⁴	2.1×10 ⁻⁴	6.0×10 ⁻⁶	4.63×10 ⁻⁴
		3.29×10 ⁻⁴	7.8×10 ⁻⁵	9.4×10 ⁻⁵	7.8×10 ⁻⁵	1.4×10 ⁻⁵	1.2×10 ⁻⁵
						3.3×10 ⁻⁵	3.0×10 ⁻⁶

Tableau V.4.3. Résultats des interprétations des essais de pompage réalisés au PC

V.4.4 Conclusions relatives aux résultats des essais de pompage

Les perméabilités calculées lors des essais au droit des différents puits par la formule de Dupuit (régime stabilisé) valent :

- pour le Pz 12 - SWDE : $0.75 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
- pour le Pz CS : $0.94 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
- pour le PC : $0.17 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$

La variabilité des résultats est indicatrice du caractère hétérogène du milieu. Verticalement, la valeur maximale est observée au droit du Pz CS indiquant une plus forte perméabilité de la partie supérieure des craies. Horizontalement, les formations crayeuses seraient plus perméables au droit du Pz 12 qu'au droit du puits central.

L'interprétation en régime transitoire (formule de Theis) fournit des valeurs de perméabilité calculées généralement plus élevées en phase de remontée :

- Au Pz 12 : - en phase de pompage : perméabilités de 0.44 à $0.48 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
 - en phase de remontée : perméabilités de $1.46 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
- Au Pz CS : - en phase de pompage : perméabilités de 0.03 à $0.90 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
 - en phase de remontée : perméabilités de $2.52 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
- Au PC : - en phase de pompage : perméabilités de 0.06 à $0.33 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$
 - en phase de remontée : perméabilités de $4.63 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$

Les différences de perméabilités mesurées en phase de pompage et de remontée sont liées à la présence de pertes de charge. Les pertes de charge peuvent également expliquer que les valeurs de perméabilités calculées sont plus faibles lorsque l'ouvrage est utilisé comme puits de pompage que lorsqu'il est utilisé comme piézomètre d'observation (tableau V.4.4).

	Perméabilités – pompage (m.s^{-1})		Perméabilités – piézomètre (m.s^{-1})	
	<i>Pompage</i>	<i>Remontée</i>	<i>Pompage</i>	<i>Remontée</i>
Pz12	0.44 à 1.26×10^{-4}	1.46 à 3.15×10^{-4}	3.29 à 35.97×10^{-4}	2.07 à 28.38×10^{-4}
PzCS	0.03 à 0.90×10^{-4}	2.52×10^{-4}	0.94 à 1.96×10^{-4}	0.78 à 12.59×10^{-4}
Puits Central	0.06 à 0.33×10^{-4}	0.03 à 4.63×10^{-4}	13.65 à 34.16×10^{-4}	2.07 à 37.82×10^{-4}

Tableau V.4.4. Comparaison des perméabilités mesurées dans les ouvrages en cours de pompage ou lors de périodes d'observation

V.5 Essais Lefranc réalisés dans la zone non saturée

Des essais Lefranc ont été réalisés dans les quatre piézomètres implantés dans la zone non saturée, afin d'y évaluer la conductivité hydraulique in situ des différentes formations rencontrées (limon, conglomérat, craie).

Les essais Lefranc s'appliquent généralement en milieu saturé. En milieu non saturé, ils restent d'application si l'on suppose que, suite à l'injection d'eau, le terrain reste momentanément saturé à proximité du trou. ALLEN & PRICE (1990) ont réalisé et interprété de manière similaire des essais visant à évaluer les propriétés hydrauliques de craies non saturées au Royaume Uni.

V.5.1 Principe de la méthode

V.5.1.1 *Essai Lefranc à niveau constant*

L'essai Lefranc à niveau constant consiste à injecter de l'eau à débit constant dans le piézomètre (Fig.V.5.1a). Le niveau d'eau est mesuré après stabilisation. L'évaluation de la perméabilité repose sur la formule suivante :

$$Q = K C_p H \quad (5.1)$$

où,

- Q est le débit d'injection constant ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ;
- K est la conductivité hydraulique du milieu (supposé saturé, au moins dans le voisinage immédiat du piézomètre ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$) ;
- C_p est le coefficient de Poche (m) ;
- H est le niveau d'eau stabilisé dans le piézomètre, mesuré par rapport à la base des crépines (m).

Le coefficient de Poche se calcule de la manière suivante :

$$\text{- pour une cavité sphérique : } C_p = 4\pi r_w \quad (5.2)$$

$$\text{- pour une surface plane circulaire : } C_p = 5.7r_w \quad (5.3)$$

$$\text{- pour un cylindre allongé } (l > d) : C_p = \frac{2\pi L}{2.3026 \log_{10} \frac{L}{0.67957d}} \quad (5.4)$$

où,

- r_w est le rayon du puits (m) ;

- d est le diamètre du puits (m) ;

- L est la hauteur de la crépine (m).

V.5.1.2 Essai Lefranc à niveau variable

Le principe de l'essai Lefranc à niveau variable est de remplir rapidement le piézomètre avec de l'eau sur une certaine hauteur, puis de mesurer la baisse du niveau d'eau par infiltration dans le massif (fig.V.5.1b). L'interprétation repose sur la formule suivante :

$$Q = K C_p H = -S \frac{dH}{dt} \quad (5.5)$$

où,

- Q est le débit d'injection constant ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) ;

- C_p est le coefficient de Poche (m) ;

- K est la conductivité hydraulique du milieu supposé saturé localement ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$) ;

- H est la hauteur d'eau dans le piézomètre, mesurée par rapport à la base des crépines (m).

La conductivité hydraulique calculée est fonction des caractéristiques géométriques du piézomètre et de la pente α du graphique dH/dt en fonction de H :

$$K = \frac{S \tan(\alpha)}{C_p} \quad (5.6)$$

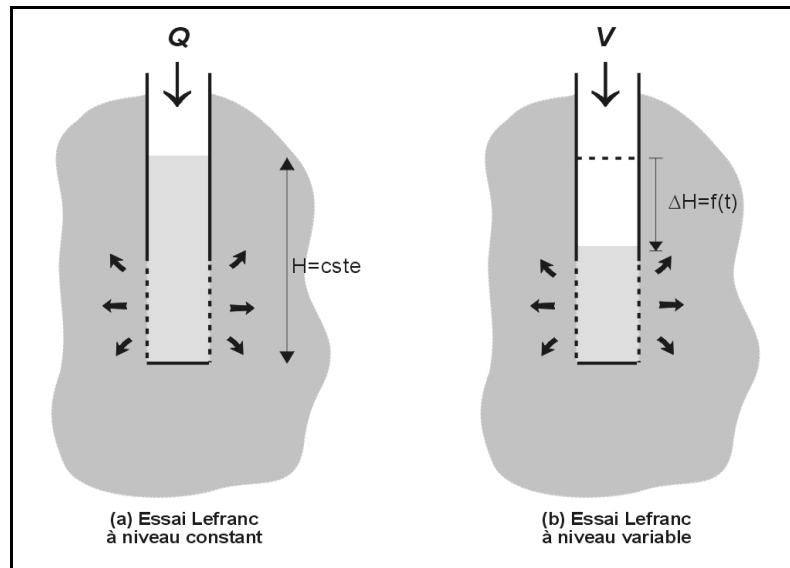


Figure V.5.1. Illustration du principe des essais Lefranc en milieu non saturé

V.5.2 Résultats des essais Lefranc

V.5.2.1 *Résultats des essais Lefranc à niveau constant*

Les résultats des essais Lefranc à niveau constant sont présentés au tableau V.5.1. Pour le calcul du coefficient de Poche, la zone crépinée est assimilée à un cylindre allongé de rayon r_w égal au rayon du tubage et de hauteur L égale à la hauteur des crépines.

Piézomètre	L (m)	r_w (m)	C_P (m)	Q_{inj} ($m^3 \cdot s^{-1}$)	H_{eau} (m)	K ($m \cdot s^{-1}$)
Limon Surface	2	0.0985	4.647	1.80×10^{-6}	2.31	1.70×10^{-7}
Limon Base	2	0.0985	4.647	3.33×10^{-6}	6.89	1.04×10^{-7}
Conglomérat	1	0.0985	3.124	11.67×10^{-6}	6.17	6.05×10^{-7}
				16.70×10^{-6}	7.87	6.79×10^{-7}
				25.00×10^{-6}	9.75	8.21×10^{-7}
Craie Non Saturée	2	0.0985	4.647	66.67×10^{-6}	2.11	6.80×10^{-6}
				142.83×10^{-6}	5.61	5.48×10^{-6}

Tableau V.5.1 : Conductivités hydrauliques calculées à partir des essais Lefranc à niveau constant

Les résultats montrent clairement la variation des perméabilités en fonction des matériaux :

- 1.04 à 1.70×10^{-7} $m \cdot s^{-1}$ pour le limon
- 6.00 à 8.00×10^{-7} $m \cdot s^{-1}$ pour le conglomérat à silex
- 5.48 à 6.80×10^{-6} $m \cdot s^{-1}$ pour la craie non saturée

V.5.2.2 Résultats des essais Lefranc à niveau variable

L'interprétation de ces essais se base uniquement sur les mesures pour lesquelles la zone crépinée reste entièrement sous eau. En effet, si le niveau d'eau descend sous le niveau supérieur des crépines, le coefficient de Poche n'est plus constant et la théorie sur laquelle repose l'interprétation n'est plus applicable.

V.5.2.2.1 Résultats des essais Lefranc réalisés au Pz LS

Le Pz LS est équipé à la base de 2 mètres de crépines. Il a été rempli jusqu'à -4.35 m, la vidange étant mesurée durant 9 h (fig.V.5.2).

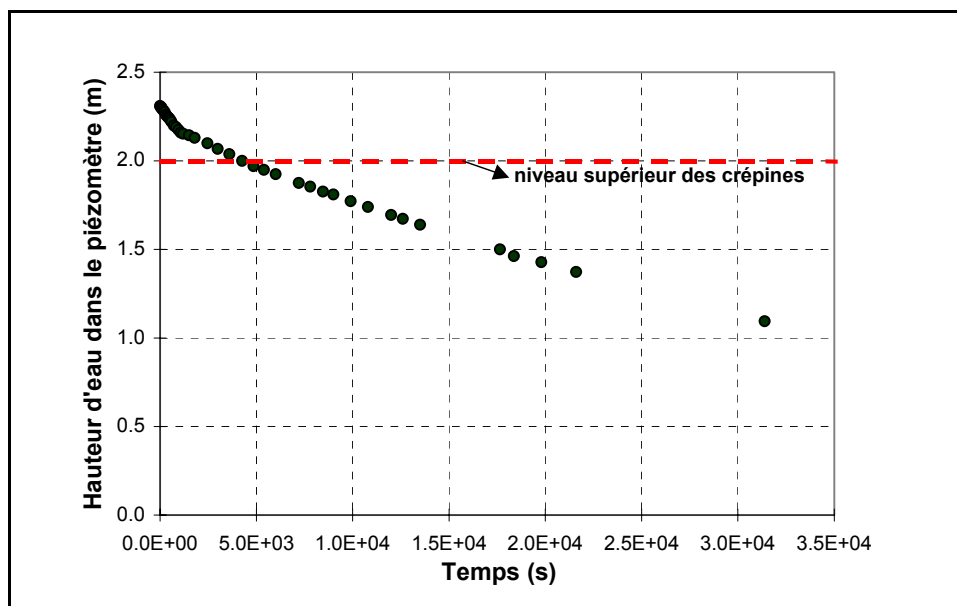


Figure V.5.2. Evolution du niveau d'eau dans le Pz LS durant l'essai Lefranc

Le graphe dH/dt en fonction de H présente deux pentes (fig.V.5.3), permettant de calculer deux valeurs de conductivité hydraulique.

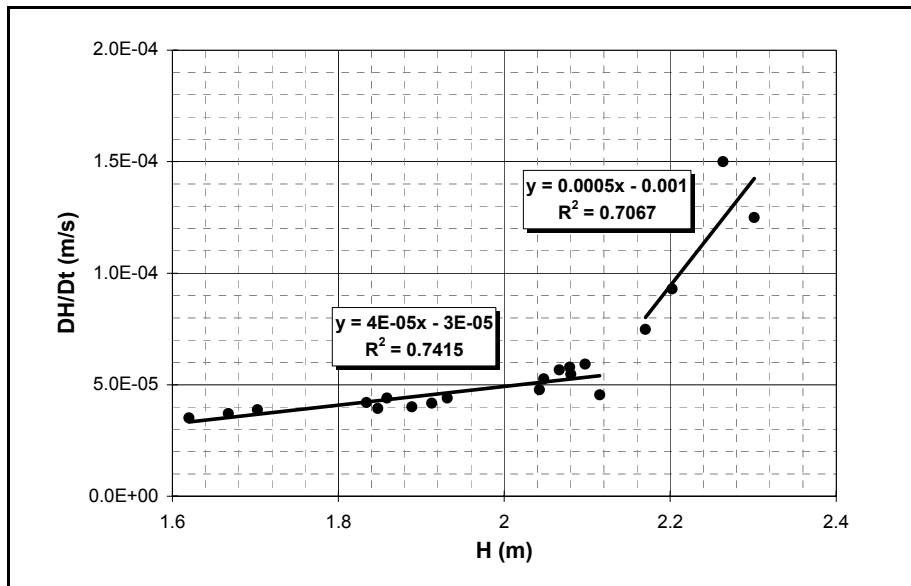


Figure V.5.3. Essai Lefranc au Pz LS - courbe dH/dt en fonction de H

Les caractéristiques du piézomètre sont $L = 2$ m, $r_w = 0.0985$ m, $C_p = 4.647$ m (déterminé sur abaque). Les pentes mesurées sur la figure V.5.3 sont $\tan \alpha_1 = 4.0 \times 10^{-5}$ et $\tan \alpha_2 = 5.0 \times 10^{-4}$.

Les conductivités hydrauliques saturées qui y correspondent valent :

$$K_1 = (4.0 \times 10^{-5} \times 0.03048) / 4.647 = 2.62 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$$

$$K_2 = (5.0 \times 10^{-4} \times 0.03048) / 4.647 = 3.28 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$$

V.5.2.2.2 Résultats des essais Lefranc réalisés au Pz LB

Le Pz LB est équipé à la base de 2 mètres de crépines. Il a été rempli jusqu'à - 3.11 m, la vidange étant mesurée durant 9 h (fig.V.5.4).

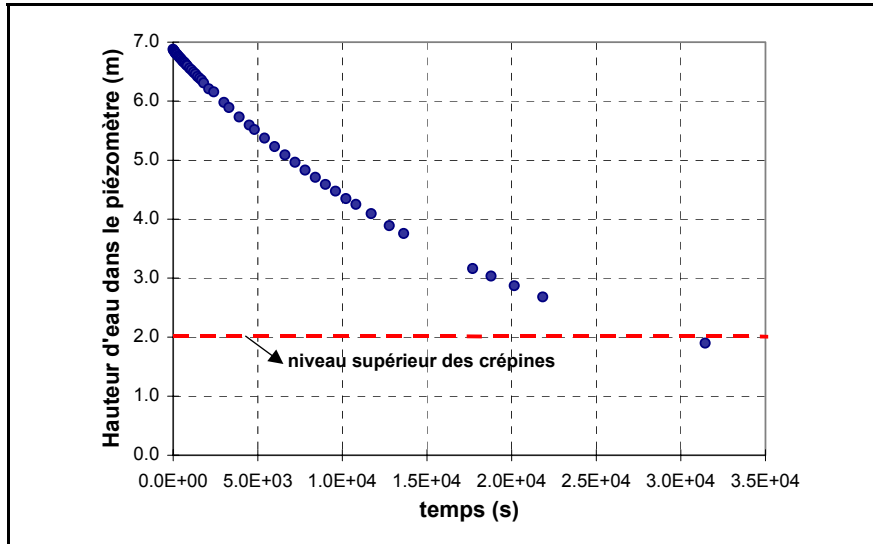


Figure V.5.4. Evolution du niveau d'eau dans le Pz LB durant l'essai Lefranc

Les caractéristiques du piézomètre sont $L = 2$ m, $r_w = 0.0985$ m, $C_p = 4.647$ m (déterminé sur abaque). La pente mesurée sur la figure V.5.5 est $\tan \alpha = 6.0 \times 10^{-5}$.

La conductivité hydraulique saturée qui en est déduite vaut :

$$K = (6.0 \times 10^{-5} \times 0.03048) / 4.647 = 3.94 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$$

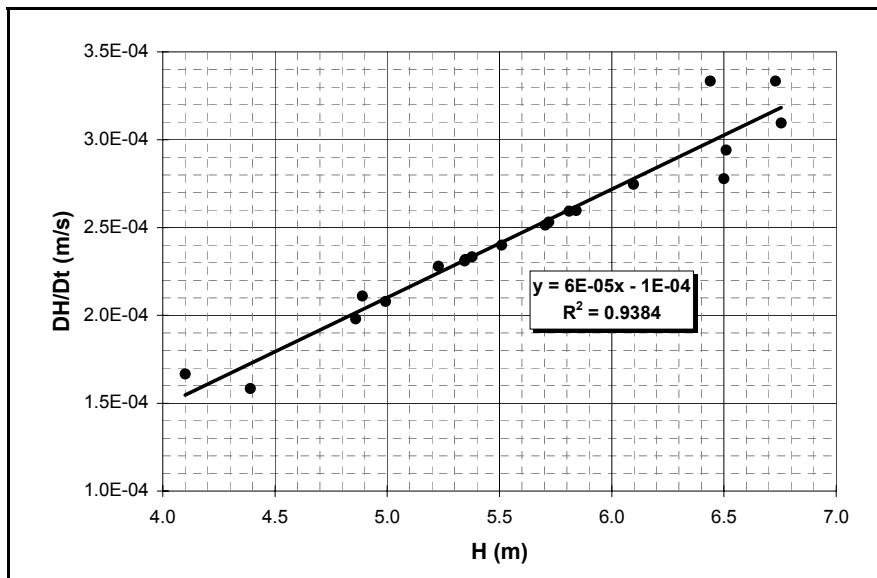


Figure V.5.5. Essai Lefranc au Pz LB - courbe dH/dt en fonction de H

V.5.2.2.3 Résultat des essais Lefranc réalisés au Pz CGL

Le Pz CGL est équipé à la base de 1 mètre de crépines. Il a été rempli jusqu'à -9.27 m, la vidange étant mesurée durant 2 h (fig.V.5.6).

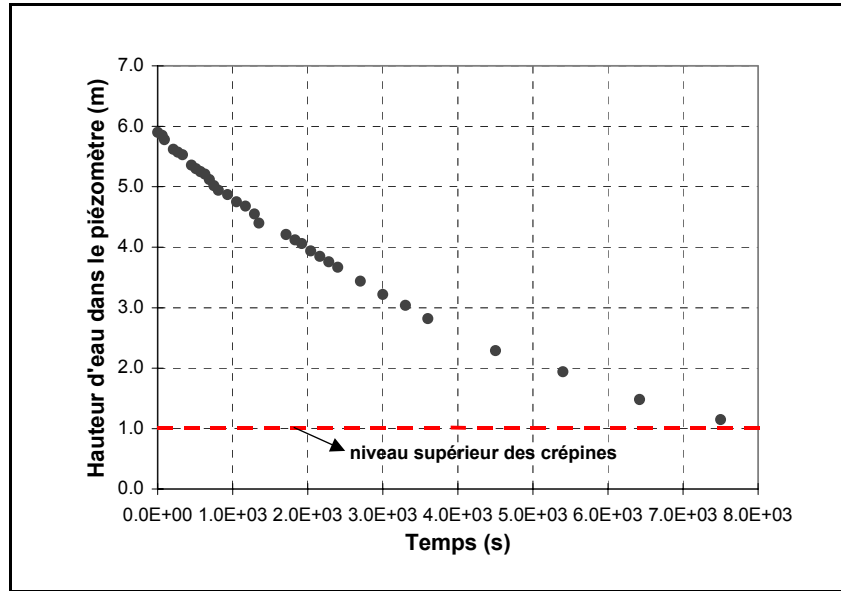


Figure V.5.6. Evolution du niveau d'eau dans le Pz CGL durant l'essai Lefranc

Les caractéristiques du piézomètre sont $L = 1$ m, $r_w = 0.0985$ m, $C_p = 3.124$ m (déterminé sur abaque). La pente mesurée sur la figure V.5.7 est $\tan \alpha = 2.0 \times 10^{-4}$.

La conductivité hydraulique saturée qui en est déduite vaut :

$$K = (2.0 \times 10^{-4} \times 0.03048) / 3.124 = 1.95 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$$

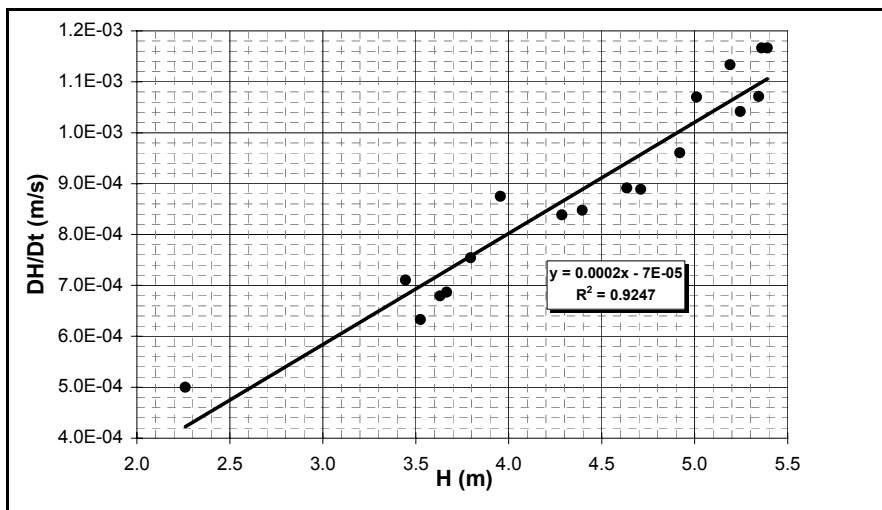


Figure V.5.7. Essai Lefranc au Pz CGL - courbe dH/dt en fonction de H

V.5.2.2.4 Résultats des essais Lefranc réalisés au Pz CNS

Le Pz CNS est équipé à la base de 2 mètres de crépines. Il a été rempli jusqu'à -14.10 m, la vidange étant mesurée durant 30 minutes (Figure V.5.8).

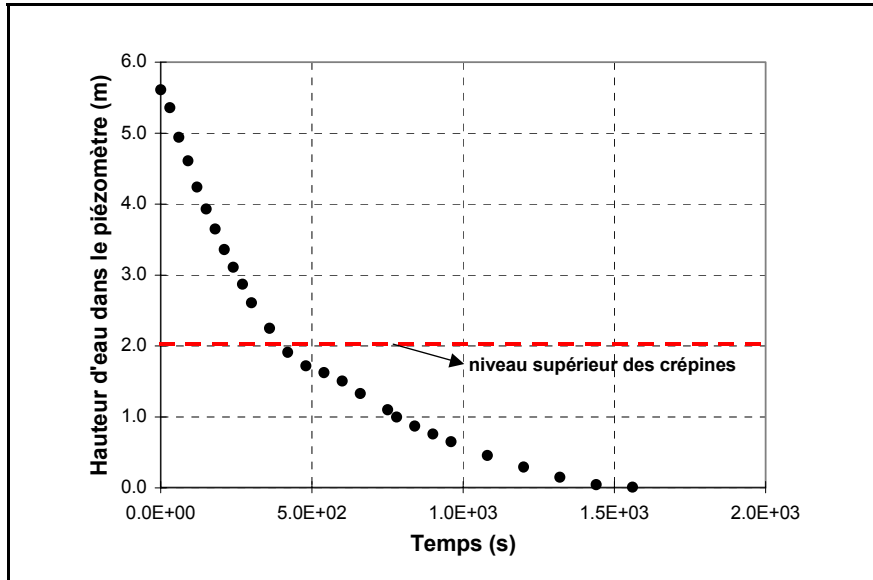


Figure V.5.8. Evolution du niveau d'eau dans le Pz CNS durant l'essai

Les caractéristiques du piézomètre sont $L = 2 \text{ m}$, $r_w = 0.0985 \text{ m}$, $C_p = 4.647 \text{ m}$ (déterminé sur abaque). La pente mesurée sur la figure V.5.9 est $\tan \alpha = 1.7 \times 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$.

La conductivité hydraulique saturée qui en est déduite vaut :

$$K = (1.7 \times 10^{-4} \times 0.03048) / 3.124 = 1.66 \times 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$$

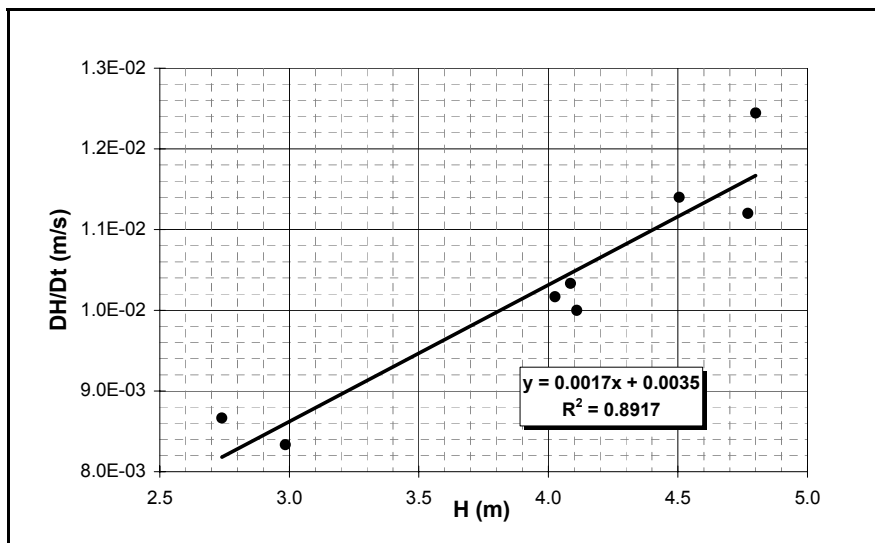


Figure V.5.9. Essai Lefranc au Pz CNS - courbe dH/dt en fonction de H

V.5.3 Conclusions relatives aux essais Lefranc réalisés dans la zone non saturée

Les résultats des différents essais sont synthétisés au tableau V.5.2.

Piézomètre	K estimé lors des essais à niveau constant (m.s⁻¹)	K estimé lors des essais à niveau variable (m.s⁻¹)
Limon supérieur	1.7×10^{-7}	2.62×10^{-7} à 3.28×10^{-6}
Limon base	1.04×10^{-7}	3.94×10^{-7}
Conglomérat	6.05 à 8.21×10^{-7}	1.95×10^{-6}
Craie non saturée	5.48 à 6.80×10^{-6}	1.66×10^{-5}

Tableau V.5.2. Conductivités hydrauliques déduites des essais Lefranc à niveau variable

Les valeurs de conductivités hydrauliques obtenues lors des essais à niveau variable sont supérieures (d'un facteur 2 à 10) à celles mesurées lors des essais à niveau constant. Cette différence s'explique probablement par le fait que lors des essais à niveau variable, la quantité d'eau concernée par l'essai est assez petite. Son infiltration peut être fortement accélérée par la succion résultant des effets capillaires régnant dans le milieu. La conductivité hydraulique étant calculée sur base de la vitesse d'infiltration dans le massif, elle est surévaluée.

De plus, les essais à niveaux variables ont été réalisés postérieurement aux essais à niveaux constants. Ils ont donc probablement bénéficié d'un milieu initialement plus saturé, donc plus perméable. Ceci indique, qu'en toute rigueur, il est nécessaire de tenir compte du degré de saturation des terrains lors de l'interprétation des essais réalisés in situ dans la zone non saturée.

Les résultats des essais Lefranc semblent indiquer une diminution de la conductivité hydraulique des limons avec la profondeur (effet de compaction).

V.6 Essais de traçage réalisés dans la zone saturée

V.6.1 Objectifs des essais de traçage dans la zone saturée

L'objectif des essais de traçage réalisés dans la zone saturée est de définir les temps de transfert et les propriétés hydrodispersives locales au droit du site expérimental.

V.6.2 Description des essais de traçage

Deux essais de traçage ont été réalisés à partir du Pz CS vers le puits central, un à débit faible ($1.2 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$), l'autre à débit plus élevé ($6 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$). La distance de traçage est de 6 m.

Le tableau V.6.1 synthétise les informations relatives à ces injections.

Phase	Traceur	M_{inj} (g)	V_{inj} (m^3)	T_{inj} (s)	Q_{inj} ($\text{m}^3.\text{h}^{-1}$)	V_{ch} (m^3)	T_{ch} (s)	Q_{ch} ($\text{m}^3.\text{h}^{-1}$)
Débit faible $Q = 1.2 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$	éosine Y	5.3	0.010	113	0.319	0.127	1040	0.439
Débit élevé $Q = 6.0 \text{ m}^3.\text{h}^{-1}$	naphthionate	5.2	0.010	131	0.275	0.132	776	0.316

Tableau V.6.1. Description des injections réalisées au Pz CS

Les figures V.6.1 et V.6.2 présentent respectivement les courbes de restitution au puits et les évolutions de concentration au Pz CS.

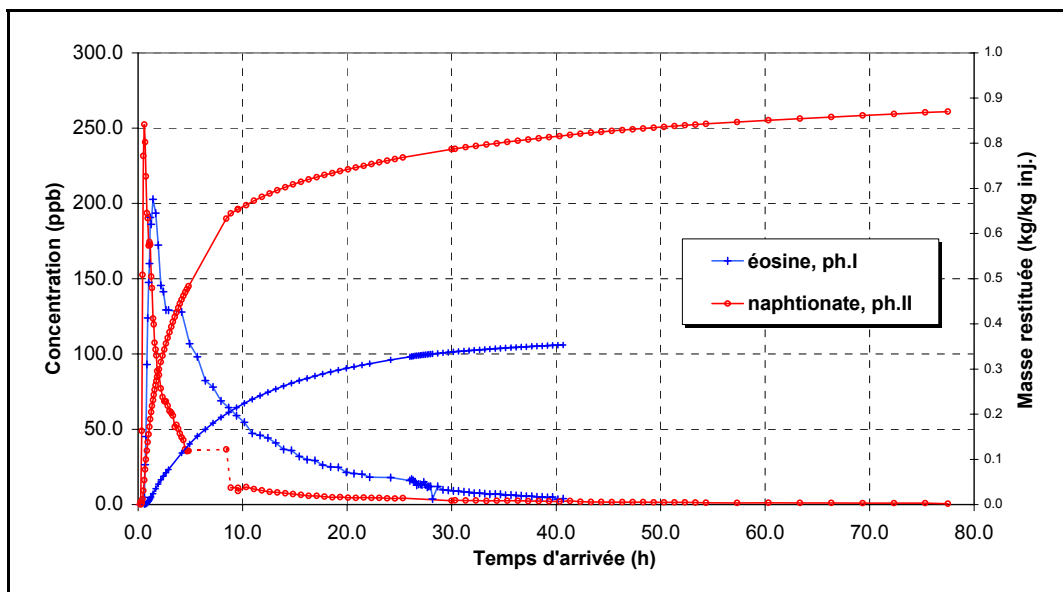


Figure V.6.1. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz CS

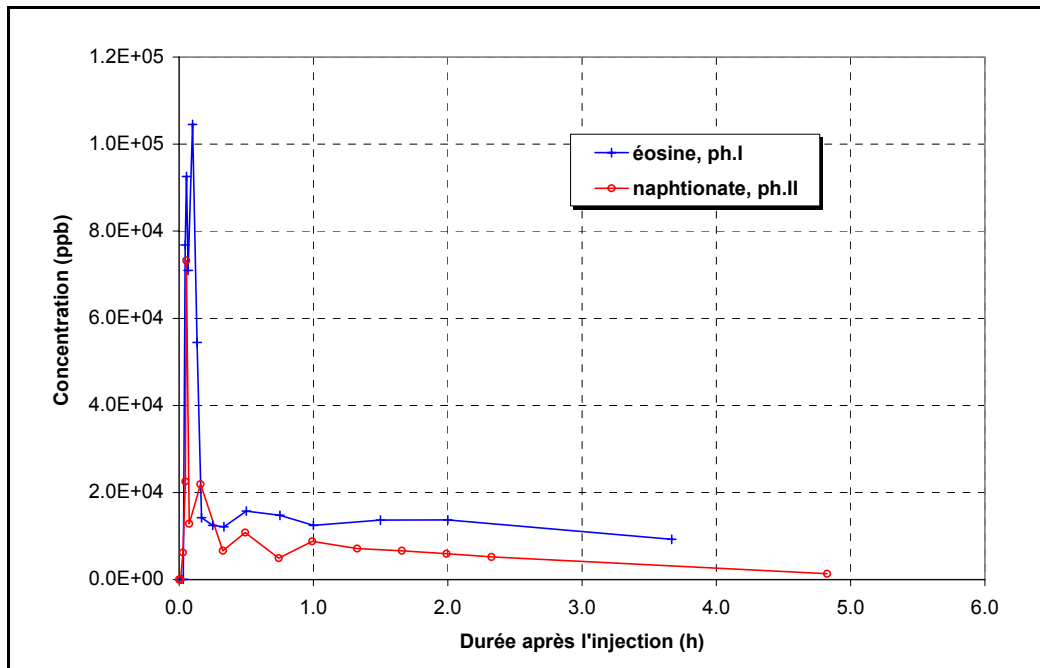


Figure V.6.2. Evolutions de concentration au Pz CS

Les valeurs caractéristiques de ce traçage sont résumées au tableau V.6.2.

Phase	Traceur	T_{\min} (hh:mm)	V_{\max} (m.h ⁻¹)	T_{mod} (hh:mm)	V_{mod} (m.h ⁻¹)	R_F (-)
Débit faible $Q = 1.2 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$	éosine Y	00 : 35	10.29	01 : 25	4.24	0.35 (après 40 h)
Débit élevé $Q = 6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$	naphthionate	00 : 15	24.00	00 : 30	12.00	0.87 (après 77 h)

Tableau V.6.2. Valeurs caractéristiques des courbes de restitution des traceurs injectés au Pz CS

V.6.3 Première analyse des résultats des traçages dans la zone saturée

Quelques premières conclusions peuvent déjà être tirées des résultats des traçages entre le Pz CS et le puits central.

V.6.3.1 *Evolution de la concentration en traceur dans le piézomètre d'injection*

A l'injection, on constate que les concentrations résiduelles en traceur dans le Pz CS restent relativement élevées, même plusieurs heures après la fin de l'injection du traceur, et ce malgré la chasse réalisée.

La variation très lente de la concentration dans le piézomètre est indicatrice d'un faible débit naturel de transit. Ceci est vraisemblablement lié au caractère fissuré des craies. Leur perméabilité

d'ensemble étant faible, le renouvellement de l'eau n'est assuré qu'au niveau des fissures recoupées par le piézomètre, ce qui s'avère fortement aléatoire.

En terme de bilan de traceur à l'injection, si l'on estime la colonne d'eau au sein du piézomètre à environ 6.1 m (différence entre la profondeur de l'eau dans l'ouvrage lors du traçage et la profondeur de l'ouvrage), le volume d'eau dans le Pz CS est de l'ordre de 61 litres. Or, 220 minutes après l'injection, la concentration dans le Pz CS est toujours de l'ordre de 10^4 ppb. On peut donc estimer qu'à ce moment, il reste encore $10^4 \times 0.061 = 610$ mg d'éosine, soit près de 12% de la masse totale injectée. Lors de la modélisation ultérieure de cet essai de traçage, il faudra prendre en compte cet effet de piégeage afin d'éviter une surévaluation de l'atténuation de la concentration sur la courbe de restitution au puits central, donc une surévaluation des effets d'eau immobile caractérisant la craie.

Lors du traçage à débit élevé, la courbe d'évolution de la concentration au Pz CS décroît plus rapidement. 160 minutes après l'injection, la concentration en traceur dans le piézomètre est de l'ordre de 2350 ppb, soit environ 4.5 % de la masse totale injectée. Le débit de pompage étant augmenté, le flux de transit à travers les crépines est plus important et lessive plus efficacement le Pz CS.

V.6.3.2 Taux de restitution

Les taux de restitution mesurés lors des deux phases de traçage sont assez différents : de l'ordre de 35 % lors du traçage à faible débit et de 87% lors du traçage à débit élevé. Ceci peut s'expliquer par la conjonction de plusieurs effets. Lors de la deuxième phase, le débit est plus élevé et la zone d'influence du pompage est plus grande, limitant les pertes de traceur par migration vers d'autres directions. Les vitesses d'écoulement dans l'aquifère sont également plus élevées. La compétition entre la migration du traceur au sein de l'eau mobile et le transfert vers l'eau immobile tourne en faveur du premier effet. Il y a donc moins de « pertes » en traceur par piégeage temporaire dans l'eau immobile. Enfin, comme précisé précédemment, une part plus importante de traceur reste piégée dans le Pz CS lors de la première phase.

V.7 Essais de traçage réalisés dans la zone non saturée

L'objectif principal de l'étude étant d'évaluer le temps et les modes de transfert d'une substance soluble dans la zone non saturée, des essais de traçage ont été réalisés à partir des piézomètres crépinés au droit de ces formations. Le point d'échantillonnage dans la zone saturée est le puits central. Le débit de pompage y était de l'ordre de $6 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ pendant les 92 premiers jours ayant suivis les injections et de l'ordre de $3.2 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ par la suite. Ces essais sont décrits piézomètre par piézomètre à la suite.

V.7.1 Essais de traçage réalisés à partir du Pz CNS

Deux injections de traceurs ont été réalisées dans ce piézomètre :

- la première avec 100 kg de chlorure de potassium (KCl) avec une mise en charge du Pz CNS ;
- la deuxième avec 10 kg d'iodure de potassium sans mise en charge du piézomètre.

V.7.1.1 *Essai de traçage avec mise en charge du Pz CNS*

100 kg de KCl (52.45 kg de K^+ et 47.55 kg de Cl^-), dilués dans 300 litres d'eau, ont été injectés dans le piézomètre sur une durée de 53 minutes. Après l'injection du traceur, le piézomètre a été mis sous charge par injection continue d'eau à un débit de $0.3 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$. Pendant ce traçage, le débit de pompage au puits central était de $6.48 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$. Les courbes de restitution mesurées par échantillonnage de l'eau pompée au puits central sont représentées à la figure V.7.1.

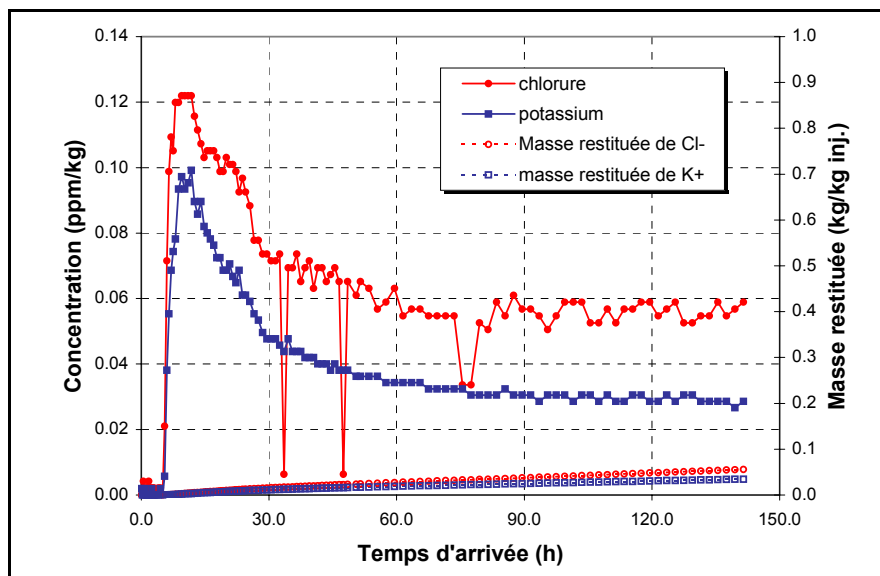


Figure V.7.1. Courbes de restitution du K^+ et du Cl^- lors du traçage sous charge à partir du Pz CNS

La première arrivée des traceurs est détectée 5 h 15 min après l'injection, le pic de restitution étant observable après 11 h 30 min.

V.7.1.2 Essai de traçage sans mise sous charge du Pz CNS

La présence des limons limite le flux d'infiltration arrivant au sommet de la craie. Les conditions d'infiltration produites par la mise sous charge du Pz CNS sont donc très différentes des conditions naturelles d'infiltration, l'apport important d'eau produisant un gradient hydraulique élevé et saturant localement le milieu crayeux. Il était donc intéressant de réaliser un deuxième traçage à partir de ce piézomètre, sans mise en charge, afin de vérifier l'influence du degré de saturation sur la vitesse de migration des solutés au sein de la craie.

A cette occasion, 10 kg d'iodure de potassium (7.645 kg de I) dilués dans 30 litres d'eau ont été injectés dans le Pz CNS sur une durée de 6 minutes. La figure V.7.2. présente la courbe de restitution de l'iodure au puits central.

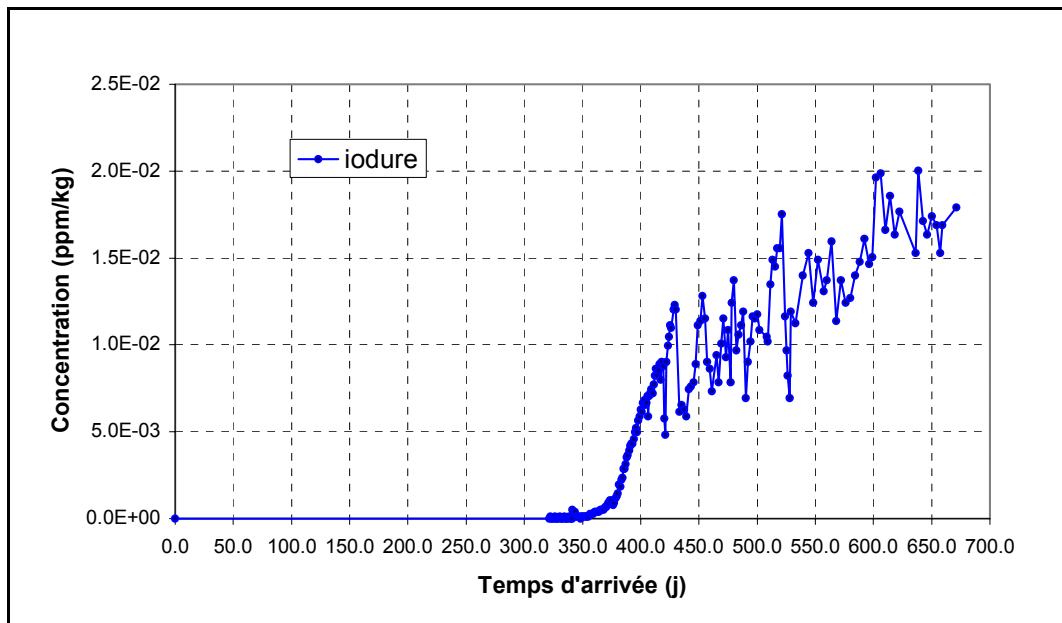


Figure V.7.2. Courbe de restitution de l'iodure lors du traçage sans mise en charge à partir du Pz CNS

La première arrivée est observée après 342 jours, soit presque une année. Après environ 700 jours d'échantillonnage, rien n'indique que le pic de restitution soit atteint, bien qu'il semble que la montée tende à s'atténuer.

V.7.1.3 Premières conclusions relatives aux résultats des essais de traçage réalisés à partir du Pz CNS

Les résultats des traçages réalisés à partir du Pz CNS mettent en évidence de manière assez remarquable l'importance du degré de saturation de la craie sur la vitesse de migration des solutés en son sein. Selon que l'injection est réalisée avec ou sans mise sous charge du Pz CNS, le temps de transfert relatif à l'observation de la première arrivée des traceurs passe de quelques heures à près d'un an.

Ce résultat s'explique notamment par la caractère dual de la porosité des craies. Même si les fissures ne constituent qu'une faible proportion de la porosité totale du massif crayeux, à saturation, elles concentrent l'essentiel des écoulements. Par contre, pour une faible désaturation de la craie, ces mêmes fissures se vidangent rapidement, le comportement hydraulique du massif étant alors gouverné par la matrice crayeuse.

Lors de la mise sous charge du Pz CNS, les fissures sont donc très rapidement saturées entre le point d'injection et la nappe aquifère. La conductivité hydraulique est élevée et la porosité efficace, associée à la porosité de fissure des craies, est faible. Il en résulte un transit relativement rapide du traceur vers la nappe. Lors du traçage sans mise sous charge, les conditions naturelles d'infiltration prévalent. La conductivité hydraulique, gouvernée par le degré de saturation en eau, donc par le taux moyen d'infiltration, est nettement plus faible et la porosité efficace de l'E.V.R. considéré, qui correspond pratiquement à la porosité de la matrice, est élevée. Dans ces conditions, le transit des traceurs est beaucoup plus lent.

Par ailleurs, il faut signaler que dans les mois qui ont suivi l'injection de l'iodure, la nappe aquifère est remontée progressivement de plusieurs mètres (fig.V.7.3). Il est donc probable que l'observation de l'iodure au puits de reprise résulte en partie du lessivage du traceur lors de la saturation du milieu crayeux, suite à la remontée de la nappe. Ceci pourrait également expliquer l'allure contrastée de la courbe de restitution de l'iodure entre 300 et 400 jours après l'injection et au-delà de 400 jours après l'injection. Durant la première période, la nappe aquifère remonte de manière régulière, lessivant en « continu » le traceur en cours de descente vers la zone saturée. La croissance de la concentration en iodure observée au puits central est alors relativement régulière. A partir de la fin de 1999, le niveau de la nappe fluctue de manière nette. Ces fluctuations produisent des décrochements temporaires du nuage de traceur, dont l'évolution de la concentration montre alors au puits de reprise une allure beaucoup plus fluctuante. Un mécanisme de ce type a été invoqué par HALLET (1999) pour expliquer l'évolution des teneurs en nitrates en certains points de mesure, lors de fluctuations du niveau piézométrique de la nappe aquifère de Hesbaye. Ce mécanisme peut être évoqué pour expliquer les résultats du traçage.

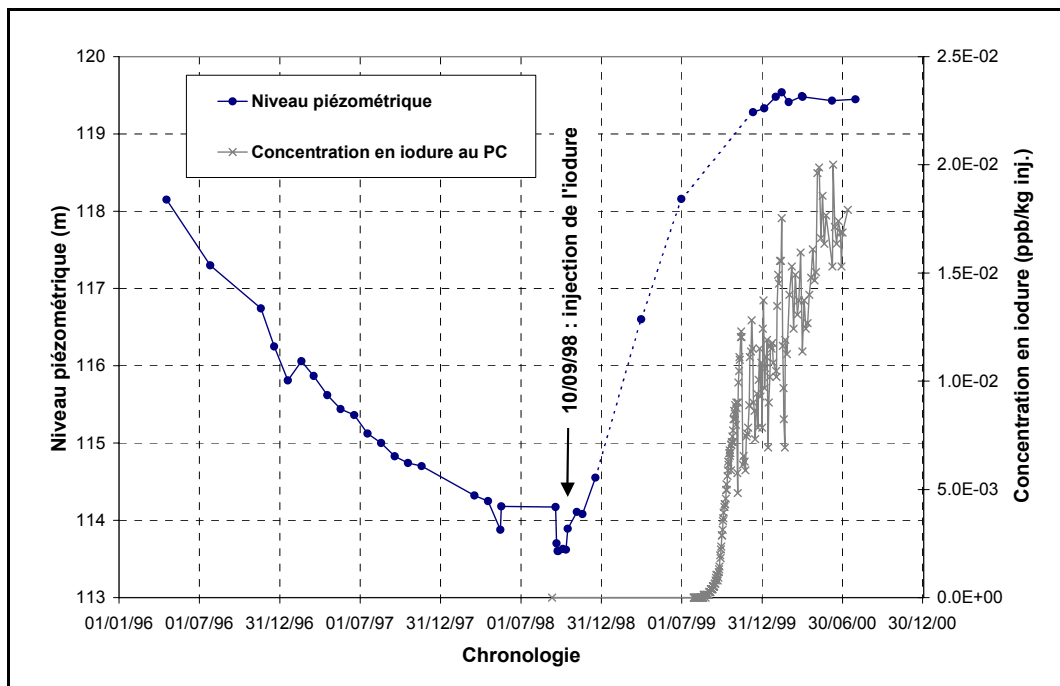


Figure V.7.3. Evolution du niveau piézométrique au Pz12

Lors du traçage avec mise sous charge, les faibles taux de restitution observés s'expliquent vraisemblablement par les mêmes mécanismes de piégeage au sein de la matrice. La mise sous charge a saturé une partie des fissures, mais une part importante du traceur a sans doute été piégée dans la matrice crayeuse, soit par imbibition, soit par diffusion vers l'eau localisée au sein de la matrice (eau considérée comme immobile par comparaison avec l'eau se mouvant au sein des fissures). Cette portion du traceur a ensuite migré lentement et est arrivée de manière très différée au puits de pompage, à des concentrations trop basses pour être différenciables du bruit de fond.

Il faut noter que des tests de tomographie radar, réalisés par la société G-Tec durant l'injection du KCl, montrent assez clairement qu'une masse importante de traceur reste très longtemps piégée au voisinage du point d'injection (L.CORIN, 1999, *communication personnelle*). Cette masse semble se déplacer très lentement vers le bas dans les mois qui suivent l'injection du KCl.

La représentation du comportement hydrodynamique très particulier de la craie non saturée à double porosité demande le développement et l'usage de fonctionnalités particulières pour les propriétés hydrauliques utilisées. Ces développements sont présentés au chapitre V.8.3.

V.7.2 Essais de traçage à partir du Pz CGL

Deux injections de traceurs ont été réalisées dans ce piézomètre :

- la première avec 1.1 kg de rhodamine WT, avec sous faible mise en charge du piézomètre ;
- la deuxième avec 20 kg de chlorure de lithium (LiCl) sous mise en charge.

V.7.2.1 Essai de traçage avec une faible mise en charge du Pz CGL

Cinq litres de rhodamine WT à 22% (1.1 kg) dilués dans 10 litres d'eau (+ 10 litres pour le rinçage de la canne d'injection) ont été injectés dans le Pz CGL pendant une durée de 3 minutes. Après l'injection, le piézomètre a été maintenu sous légère charge de maximum 30 cm d'eau dans le fond du piézomètre.

Le traceur n'ayant pas été observé au puits de reprise 98 jours après l'injection, la mise sous charge du piézomètre a été augmentée, d'abord avec un débit de 47 l.h⁻¹ (hauteur de la colonne d'eau dans le piézomètre : 8.14 m), puis, 9 jours plus tard, avec un débit de 90 l.h⁻¹ (hauteur de la colonne d'eau dans le piézomètre : 9.92 m).

La courbe de restitution de la rhodamine WT au puits de reprise est présentée à la figure V.7.4.

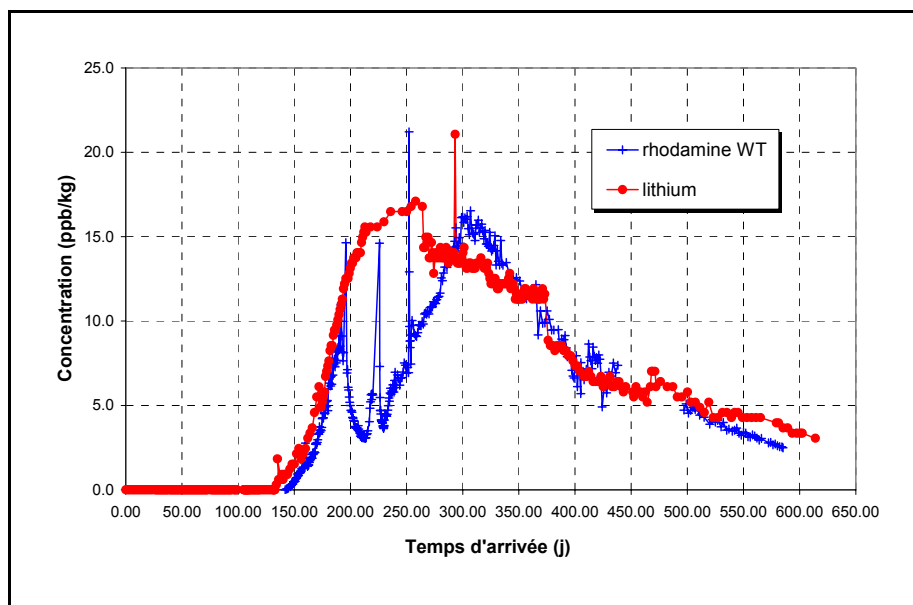


Figure V.7.4. Courbes de restitution des traceurs injectés au Pz CGL

La première arrivée de rhodamine WT est observée au puits central 142 jours après l'injection. Le pic de restitution du traceur se produit environ 307 jours après l'injection.

V.7.2.2 Essai de traçage avec mise en charge du Pz CGL

Suite à la mise en charge du piézomètre CGL pour « pousser » la rhodamine WT vers la nappe, il a été décidé d'injecter un nouveau traceur dans le Pz CGL dans le but de voir si cette charge a un effet important sur le temps de migration du traceur.

122 jours après l'injection de la rhodamine WT (soit après 24 jours de mise sous charge du piézomètre), 20 kg de chlorure de lithium (3.275 kg de Li⁺), dilués dans 89 litres d'eau, ont été injectés dans le Pz CGL, sur une durée de 6 minutes.

Afin de permettre la comparaison des résultats des deux traçages réalisés au Pz CGL, la courbe de restitution du lithium est représentée à la figure V.7.4. La première arrivée de traceur est observée après 134 jours, soit 8 jours de moins que pour la première arrivée de la rhodamine WT. Le pic de restitution du lithium est observé après 258 jours, soit 49 jours plus tôt que pour la rhodamine WT.

V.7.2.3 Premières conclusions relatives aux résultats des essais de traçage réalisés à partir du Pz CGL

Les traçages réalisés à partir du Pz CNS ont montré que, sans une mise sous charge du piézomètre d'injection, la migration était extrêmement lente au sein de la craie non saturée. Les traceurs injectés dans le conglomérat à silex devant transiter à travers la craie non saturée, il semble que la mise sous charge du Pz CGL a eu une influence sur leur transport. Dans le cas contraire, les traceurs auraient dû migrer plus lentement qu'observé. Il faut d'ailleurs remarquer que ces traceurs arrivent plus rapidement que l'iodure injectée plus bas dans le Pz CNS. Cependant, si seule la mise sous charge explique l'arrivée des traceurs, ceux-ci auraient dû arriver en même temps. Or, plutôt que d'observer une arrivée simultanée des traceurs, on constate que les deux courbes de restitution montrent des tendances générales similaires : temps minima de transfert des traceurs semblables (une différence de 8 jours seulement pour la première arrivée), concentrations maximales atteintes similaires et décroissances de concentrations tout à fait semblables. Les fluctuations importantes des concentrations visibles sur la courbe de restitution de la rhodamine WT sont probablement liées à des arrêts du pompage de reprise suite à des travaux ou suite au gel en hiver. Le lithium n'a pas été affecté car, durant l'hiver, il n'était pas encore observé au puits central (il était toujours en cours de migration dans la zone non saturée).

Il est donc difficile de conclure et de fournir une explication cohérente aux résultats des traçages réalisés à partir du Pz CGL. La mise en charge a certainement joué un rôle mais ce facteur ne suffit pas à expliquer l'arrivée des traceurs. D'autres facteurs doivent être invoqués. L'hétérogénéité du milieu pourrait expliquer que le transfert à travers la craie non saturée soit plus rapide dans la zone concernée par l'injection au Pz CGL que dans la zone concernée par le Pz CNS. On peut aussi envisager que la mise sous charge du Pz CGL ait eu un effet de « piston flow » sur le transfert de la rhodamine WT. Cette hypothèse permettrait d'expliquer l'arrivée de la rhodamine WT sans que le lithium l'accompagne directement. Toutefois, la mise sous charge du Pz CGL ayant un effet relativement local, il n'est pas évident que des effets pistons aient pu réellement se développer.

V.7.3 Essais de traçage à partir du Pz LB

Lors de cet essai de traçage, 4 kg de naphthionate dilués dans 30 litres d'eau (+ 1 litre d'eau de rinçage du tuyau d'injection) ont été injectés sur une durée de 3 minutes. Après l'injection, le

piézomètre a été maintenu sous une charge légère d'eau (maximum 30 cm d'eau dans le tubage) pendant 3 mois environ.

Durant la période d'échantillonnage, aucune arrivée significative de naphthionate n'a été mesurée dans les échantillons prélevés au puits central. Plusieurs hypothèses peuvent être avancées pour expliquer ce constat :

- le traceur peut toujours être en cours de migration dans la zone non saturée ;
- le traceur peut être arrivé dans la partie saturée, mais à des concentrations inférieures à la limite de détection ;
- un processus de dégradation a pu affecté le naphthionate dans le milieu souterrain, comportement déjà observé dans les graviers de Meuse, à Hermalle-sous-Argenteau (voir partie IV), mais aussi lors d'essais de lixiviation de solutés sur des colonnes de limons prélevés à Bovenistier, dans le cadre du Mémoire de F.Cosme (1999).

La réalité est probablement une combinaison des première et troisième hypothèses.

V.7.4 Essai de traçage à partir du Pz LS

Lors de cet essai de traçage, 2,5 kg de fluorescéine dilués dans 20 litres d'eau ont été injectés sur une durée de 5 minutes dans le Pz LS. Après l'injection du traceur, le piézomètre a été maintenu sous une charge légère (maximum 30 cm d'eau) durant 3 mois environ.

Durant la période d'échantillonnage, aucune arrivée significative de traceur n'a été mesurée dans les échantillons prélevés au puits de reprise. L'hypothèse la plus vraisemblable pour expliquer l'absence de fluorescéine dans les échantillons est qu'elle soit toujours en train de migrer au sein de la zone non saturée.

V.7.5 Première analyse des résultats des traçages réalisés dans la zone non saturée

La modélisation mathématique des essais permettra d'aller plus loin dans l'interprétation des résultats des traçages. On peut toutefois déjà relever quelques observations majeures :

- La craie non saturée présente un caractère bi-régional très marqué : sous conditions saturées, la migration des solutés, principalement à travers les fissures, est rapide tout en étant affectée par un effet d'eau immobile assez prononcé (eau contenue dans la matrice) ; sous des conditions naturelles de recharge, la migration des solutés, principalement au sein de la matrice crayeuse d'une grande porosité et peu perméable, est beaucoup plus lente.

- Il ne semble pas exister d'écoulements préférentiels dans les limons ou le conglomérat ; de plus, le comportement de ce dernier matériau vis-à-vis du transport des solutés reste peu connu et difficile à appréhender.

V.8 Evaluation des propriétés hydrauliques des formations non saturées à Bovenistier

V.8.1 Introduction

Lors de la réalisation des forages, des échantillons, non remaniés et non lessivés, ont été prélevés à différentes profondeurs de la zone non saturée et de la zone saturée. Ces échantillons ont été conditionnés et partagés entre les différentes équipes de recherche intervenant dans le cadre de l'étude. Ils ont servi à la réalisation d'une série de tests en laboratoire, en vue de caractériser plus précisément le milieu constituant la zone non saturée et la zone saturée, au droit du site expérimental.

Ces essais ont principalement consisté en :

- des essais oedométriques, visant à déterminer la conductivité hydraulique à saturation (K_s) des limons et des craies ;
- la caractérisation des propriétés physiques (granulométrie, densité apparente sèche, porosité totale, ...) des limons et l'évaluation des propriétés hydrauliques non saturées (courbes de rétention) des limons et des craies.

En parallèle, des essais de traçage sur colonnes ont permis de préciser à petite échelle les propriétés hydrodispersives des limons, ainsi que le comportement chimique de certains traceurs dans un tel milieu.

L'objectif de ce chapitre n'est pas de reprendre l'ensemble des informations fournies par ces essais (voir rapport LGIH RW/2000-02) mais de présenter quelques traitements particuliers appliqués à ces données dans le cadre du travail de recherche.

On s'attachera plus particulièrement à décrire les points suivants :

- l'évaluation des propriétés hydrauliques des limons non saturés et l'analyse des relations entre propriétés physiques et hydrauliques, basée sur les données disponibles à Bovenistier ;
- l'évaluation des propriétés hydrauliques des craies non saturées, plus particulièrement le développement d'une fonctionnalité mathématique nouvelle, visant à représenter de manière plus précise les relations $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ relatives au comportement non saturé de ce matériau rocheux.

V.8.2 Evaluation des propriétés hydrauliques des limons non saturés

Des échantillons non remaniés prélevés à un intervalle moyen de 50 cm dans les limons lors du forage du puits central et du piézomètre CS ont été analysés aux Laboratoires d'Hydraulique Agricole des Facultés Agronomiques de Gembloux (HA-FUSAGx, Prof. S. Dautrebande). Une analyse texturale complète a été réalisée (courbe granulométrique, masse volumique apparente, teneur en matière organique, gonflement, ...). Sur ces mêmes échantillons, la courbe de rétention en eau a été mesurée pour 9 valeurs du potentiel matriciel (entre 0.1 m et 150 m de succion appliquée). Ces mesures ont été réalisées avec un appareil de Richards basse et haute pression (DAUTREBANDE & CASSE, 1998).

Ces mesures de courbes de rétention permettent une caractérisation du comportement non saturé des limons. Des fonctions analytiques comme celles de VAN GENUCHTEN (1980) peuvent y être ajustées. A l'aide d'un modèle de distribution de pores (MUALEM, 1976), la courbe de conductivité hydraulique peut ensuite être déduite de la courbe de rétention. Ces courbes peuvent alors être utilisées dans les modèles mathématiques de calcul des écoulements au sein des limons.

Cependant, l'évaluation directe des propriétés non saturées n'est pas simple, les essais expérimentaux pouvant être longs et coûteux. A l'échelle à laquelle les hydrogéologues travaillent, l'hétérogénéité importante des formations géologiques (y compris les formations meubles et les sols), rend difficile une caractérisation complète des propriétés hydrauliques non saturées du sous-sol par mesure directe. La tendance actuelle est plutôt d'essayer de déduire les propriétés hydrauliques des formations non saturées indirectement, à partir d'autres propriétés plus facilement mesurables du matériau investigué (VAN GENUCHTEN & LEIJ, 1992, MOHANTY & VAN GENUCHTEN, 1996). Ces méthodes sont qualifiées d'**indirectes** par opposition aux méthodes traditionnelles de mesures des relations non saturées. Selon ces auteurs, le degré de précision obtenu est moindre à l'aide des méthodes indirectes qu'avec les méthodes directes de mesure mais il s'avère souvent largement suffisant lorsqu'on étudie les écoulements et le transport des solutés à l'échelle semi-régionale ou régionale.

Le principe de base de ces méthodes est d'établir un lien (généralement statistique) entre les propriétés hydrauliques du matériau et d'autres propriétés aisément quantifiables. Les équations établissant ce lien sont le plus souvent appelées **fonctions de pédotransfert**. Les liens statistiques sur lesquels reposent l'établissement de telles fonctions nécessitent bien sûr de disposer au préalable d'un set de données étendu incluant simultanément les propriétés indirectes que l'on souhaite pouvoir utiliser ultérieurement et de la mesure directe des propriétés hydrauliques sur les mêmes échantillons de référence. De nombreuses bases de données incluant des informations sur des échantillons de milieux granulaires ont récemment vu le jour, telles que HYPRES (WÖSTEN *et al.*, 1998) ou UNSODA (LEIJ *et al.*, 1996). Ces bases de données de sols ont notamment servi à l'élaboration de fonctions de pédotransfert.

La structure et la texture du milieu souterrain influence de manière très importante son comportement hydraulique. Les analyses texturales et structurales étant relativement aisées à réaliser, rapides et peu coûteuses, beaucoup de méthodes indirectes d'évaluation des propriétés hydrauliques des matériaux meubles s'appuient sur ces techniques.

Ci-dessous, une brève synthèse des différentes catégories de méthodes indirectes d'évaluation des propriétés non saturées des matériaux meubles servira à montrer la grande diversité des approches possibles, leurs avantages et inconvénients respectifs, tout en situant les tests réalisés dans le contexte général de ces techniques prometteuses. Ensuite, les résultats de l'application de quelques méthodes proposées dans la littérature sont présentés afin d'illustrer les possibilités de ces méthodes et d'évaluer le degré de précision que l'on peut attendre. Finalement, un essai de dérivation de fonctions de pédotransfert est présenté. Sur base de ces résultats, une analyse de l'influence de la structure et de la texture des limons sur leurs propriétés hydrauliques est esquissée.

V.8.2.1 Méthodes indirectes de détermination des propriétés hydrauliques des sols non saturés basées sur leurs propriétés texturales et structurales

La plupart des auteurs établissent deux grandes catégories de méthodes indirectes (VAN GENUCHTEN & LEIJ, 1992, VERECKEN, 1992) : les **méthodes d'estimation ponctuelle** et les **méthodes de paramétrisation**.

Les méthodes d'estimation ponctuelle fournissent une évaluation des propriétés hydrauliques pour des valeurs discrètes et prédéfinies du potentiel de succion. Pour ces valeurs de succion, des équations de régression plus ou moins élaborées sont écrites entre les teneurs en eau mesurées sur les échantillons tests et leurs propriétés texturales ou autres. Les paramètres des équations de régression sont évalués par optimisation (minimisation des écarts entre les teneurs en eau mesurées et estimées à l'aide des équations de régression). C'est le cas des méthodes proposées par AHUJA *et al.* (1985), SAXTON *et al.* (1986), RAWLS *et al.* (1992), RAJKAI & VÁRRALLYAY (1992), THOMASSON & CARTER (1992). Les propriétés texturales n'ayant généralement pas une influence sur toute la gamme des succions (par exemple, la teneur en argile gouverne essentiellement le comportement du matériau aux succions les plus élevées), ces méthodes qui établissent des liens statistiques différents selon le niveau de succion appliqué, sont potentiellement plus précises. L'examen des corrélations statistiques établies permet d'ailleurs souvent de faire apparaître de manière évidente l'influence des propriétés texturales et structurales sur le comportement hydraulique du matériau investigué. L'inconvénient des méthodes d'estimation ponctuelle est de ne fournir des résultats qu'aux valeurs prédéfinies de succion appliquée. Cet inconvénient peut toutefois être éliminé a posteriori en ajustant une courbe de rétention théorique aux valeurs déduites à l'aide des fonctions de pédotransfert, de manière à obtenir une estimation continue de la propriété hydraulique considérée.

Les méthodes de paramétrisation tentent de fournir une estimation continue des propriétés hydrauliques. Dans ce cas, l'analyse statistique établit un lien non plus directement entre les teneurs en eau mesurées et les propriétés physiques disponibles sur les mêmes échantillons mais entre ces dernières et les paramètres d'ajustement de la fonctionnalité utilisée pour décrire les propriétés hydrauliques du milieu (soit une fonctionnalité quelconque, soit un des modèles classiques, par exemple celui de VAN GENUCHTEN, 1980).

Des équations de régression établies pour les paramètres de la relation de VAN GENUCHTEN (1980) sont proposées entre autres par WÖSTEN & VAN GENUCHTEN (1988), VERECKEN (1989, 1992), JONASSON (1992) ou WÖSTEN (1997). WILLIAMS *et al.* (1992) et CAMPBELL & SHIOZAWA (1992) en font de même pour le modèle de CAMPBELL (1974). SAXTON *et al.* (1986) et RAWLS *et al.* (1991) proposent des équations de régression pour le modèle de BROOKS & COREY (1964).

WÖSTEN *et al.* (1998) proposent des **fonctions de pédotransfert par classes de sols** et des **fonctions de pédotransfert continues** établies à partir d'une base de données de sols européens (HYPRES) et utilisables avec les relations de van Genuchten. Les premières sont basées sur un groupement préalable des sols en grandes classes texturales. Pour chaque classe, des paramètres moyens des relations de van Genuchten sont fournis sous forme de tables. Des tables du même type ont été proposées par RAWLS *et al.* (1982) et par CARSEL & PARRISH (1988). Les secondes sont des équations de régression des paramètres des relations de VAN GENUCHTEN (1980) en fonction des propriétés texturales.

RAWLS *et al.* (1991) présentent une synthèse assez exhaustive des méthodes indirectes. Ils font un inventaire des propriétés physiques les plus utilisées (et a priori les plus influentes) pour établir les fonctions de pédotransfert. La granulométrie est très souvent considérée : dans certains cas la courbe granulométrique complète (ARYA & PARIS, 1981, ARYA & DIEROLF, 1992, FREDLUNG *et al.*, 1994), le plus souvent le triangle textural (pourcentages d'argile, silt et sable). Plusieurs auteurs préconisent d'intégrer au minimum une mesure directe du couple $(\theta, h(\theta))$ (AHUJA *et al.*, 1985, RAWLS *et al.*, 1982). Une série de propriétés structurales (porosité totale, masse volumique apparente, ...) sont également très souvent considérées. Il est généralement admis que la structure du milieu poreux a une influence dominante sur les propriétés hydrauliques au voisinage de la saturation et que la texture gouverne essentiellement le comportement hydraulique du milieu poreux lorsque le degré de désaturation augmente. Enfin, une série de propriétés chimiques sont susceptibles d'influencer le comportement hydraulique, par exemple la teneur en matière organique qui peut être relativement élevée dans les horizons superficiels du sol.

Dans un souci de clarté et de brièveté, on utilisera par la suite l'abréviation FPT pour désigner le vocable « fonction de pédotransfert ».

V.8.2.2 Applications aux limons de Hesbaye à Bovenistier

L'étude réalisée à Bovenistier a un caractère essentiellement local. Les courbes de rétention mesurées sur les échantillons de limons devraient suffire à caractériser assez précisément le comportement non saturé de ce milieu. Toutefois, vu que l'on dispose conjointement de données texturales, structurales et hydrauliques, il est intéressant de tester certaines méthodes indirectes sur ce jeu de données.

Cela permet de voir dans quelles mesures des FPT établies « ailleurs » sont précises et utilisables avec des données indépendantes de leur établissement mathématique. De plus, l'utilisation de ces fonctions permettra de mieux comprendre de quelle manière la texture et la structure influencent le comportement hydraulique du milieu souterrain. Enfin, dans la mesure où les tests montrent que des FPT peuvent être établies pour les limons, les résultats obtenus offrent des perspectives intéressantes dans l'optique d'une évaluation à grande échelle (par exemple celle du bassin du Geer) du comportement non saturé des limons, par exemple dans le cadre d'une étude de sensibilité ou de vulnérabilité de l'aquifère de Hesbaye aux pollutions superficielles.

Vu l'avantage indéniable de l'utilisation de fonctionnalités mathématiques pour représenter les propriétés non saturées (cf. chapitre I.3), on ne s'intéressera par la suite qu'à des méthodes d'estimation continue des relations non saturées, permettant d'obtenir directement les paramètres des lois non saturées utilisées lors de la modélisation mathématique des essais de terrain.

V.8.2.2.1 Remarque

Des carottes de limon d'environ 20 cm de longueur prélevées à différentes profondeurs lors des forages au puits central ou au piézomètre CS ont été fournies à la FUSAGx pour analyse. En moyenne, sur chaque échantillon, une analyse granulométrique et deux courbes de rétention ont été mesurées, fournissant au total un jeu de 28 analyses granulométriques et 43 courbes de rétention. Dans les développements qui suivent, on a considéré que pour chaque courbe de rétention disponible, la courbe granulométrique mesurée sur le même échantillon était représentative, permettant de la sorte de considérer 43 échantillons au lieu de 28.

V.8.2.2.2 Application de FPT disponibles dans la littérature

De nombreuses FPT sont proposées dans la littérature. Comme mentionné précédemment, ces fonctions diffèrent par les propriétés indirectes du milieu considérées mais aussi par les types de fonctionnalités mathématiques utilisées pour l'écriture des équations de régression. Elles diffèrent aussi par l'origine tant géographique que génétique des sols considérés pour les établir. Les questions principales qui se posent sont relatives à la précision de ces méthodes et au degré d'universalité de leur application pratique.

Différentes FPT ont été testées avec les données disponibles à Bovenistier. Il s'agit des FPT proposées par WÖSTEN (1997) et par WÖSTEN *et al.* (1998). Ces fonctions permettent d'évaluer les paramètres K_s , θ_s , α , n et l du modèle de van Genuchten - Mualem (chapitre I.3). Dans chaque cas, pour des matériaux à dominante argileuse ou silteuse, la teneur en eau résiduelle θ_r est arbitrairement fixée à 1% et aucune équation de régression n'est établie pour ce paramètre.

A partir d'une base de données de sols néerlandais, WÖSTEN (1997) a établi des FPT différentes pour les milieux à dominante sableuse et pour les milieux à dominante silteuse ou argileuse. Les propriétés texturales ou structurales considérées sont le pourcentage d'argile ($\% < 2\mu m$), le pourcentage d'argile + silt ($\% < 50\mu m$), le pourcentage de matière organique ($\%MO$), la masse volumique apparente ρ_b , le type de sol (« top-soil » ou « sub-soil ») et le diamètre moyen des particules de sable dans le cas des matériaux à dominante sableuse.

A partir de la base de données HYPRES relative à une grande collection de sols européens, WÖSTEN *et al.* (1998) ont établi un seul jeu de FPT pour toute les classes de sol. Ils considèrent le pourcentage d'argile ($\% < 2\mu m$), le pourcentage de silt ($2\mu m < \% < 50\mu m$), le pourcentage de matière organique ($\%MO$), la masse volumique apparente ρ_b et le type de sol (« top-soil » ou « sub-soil »).

Dans les deux cas, les fonctionnalités mathématiques considérées sont la fonction linéaire (x), inverse ($1/x$) et logarithmique ($\ln x$), x étant une propriété physique considérée dans l'établissement des FPT. A ce propos, il faut noter que les limons de Bovenistier présentant dans l'ensemble des teneurs très basses en matière organique (souvent égales à zéro), l'utilisation des fonctionnalités inverse et logarithmique pose problème. Pour pouvoir utiliser ces FPT, WÖSTEN (1999, *communication personnelle*) recommande de fixer arbitrairement la teneur en matière organique à une valeur faible (en l'occurrence 10^{-3} %) pour les échantillons n'en comportant pas. De plus, on a considéré que l'on avait affaire à des « sub-soil », ce paramètre semblant de toute manière n'avoir ici qu'une importance relative par comparaison avec les autres paramètres considérés.

Les figures V.8.1 et V.8.2 présentent respectivement (a) la comparaison globale et (b) la même comparaison pF par pF des teneurs en eau mesurées et estimées par la relation de van Genuchten dont les paramètres d'ajustement sont évalués à l'aide des FPT proposées par WÖSTEN (1997) et WÖSTEN *et al.* (1998).

De manière générale, il ressort de l'examen de ces figures que les FPT utilisées reproduisent la tendance générale des données mais qu'une dispersion assez importante affecte les résultats. On constate toutefois que les FPT de WÖSTEN (1997) sous estiment systématiquement les teneurs en eau, la majorité des couples de valeurs ($\theta_{mes}, \theta_{est}$) étant situés sous la droite $\theta_{est} = \theta_{mes}$. Une droite de régression dont on force le passage par le point (0,0) est caractérisée par l'équation $\theta_{est} = 0.742\theta_{mes}$

ce qui tend à indiquer que l'erreur de sous estimation est de l'ordre de 25 %. Si l'on ne force pas la droite de régression à passer par l'origine des axes, l'erreur d'estimation est moindre ($\theta_{est} = 0.9429\theta_{mes}$, soit une erreur de l'ordre de 6 %) mais elle présente un biais systématique de -7.1146 .

L'application des FPT de WÖSTEN (1997) aux limons de Bovenistier semble donc sous estimer de manière quasi- systématique les teneurs en eau de l'ordre de 7 %. Cette erreur est peut-être en liaison avec le fait que la teneur en eau résiduelle θ_r est fixée à 1%, valeur nettement moindre que ce qui est habituellement considéré pour des limons. En considérant toujours les FPT pour les paramètres de la relation de van Genuchten mais avec $\theta_r = 7\%$, on obtient une droite de régression de coefficient angulaire égal à 0.7951 un peu plus élevé que dans le cas précédent et une estimation un peu meilleure des teneurs en eau à succion élevée. Cependant, ces FPT ayant été établies sur base d'ajustement, avec la loi de van Genuchten, de courbes de rétention en considérant $\theta_r = 1\%$, une amélioration de ces relations demande de retourner aux données originales et à l'analyse réalisée par cet auteur.

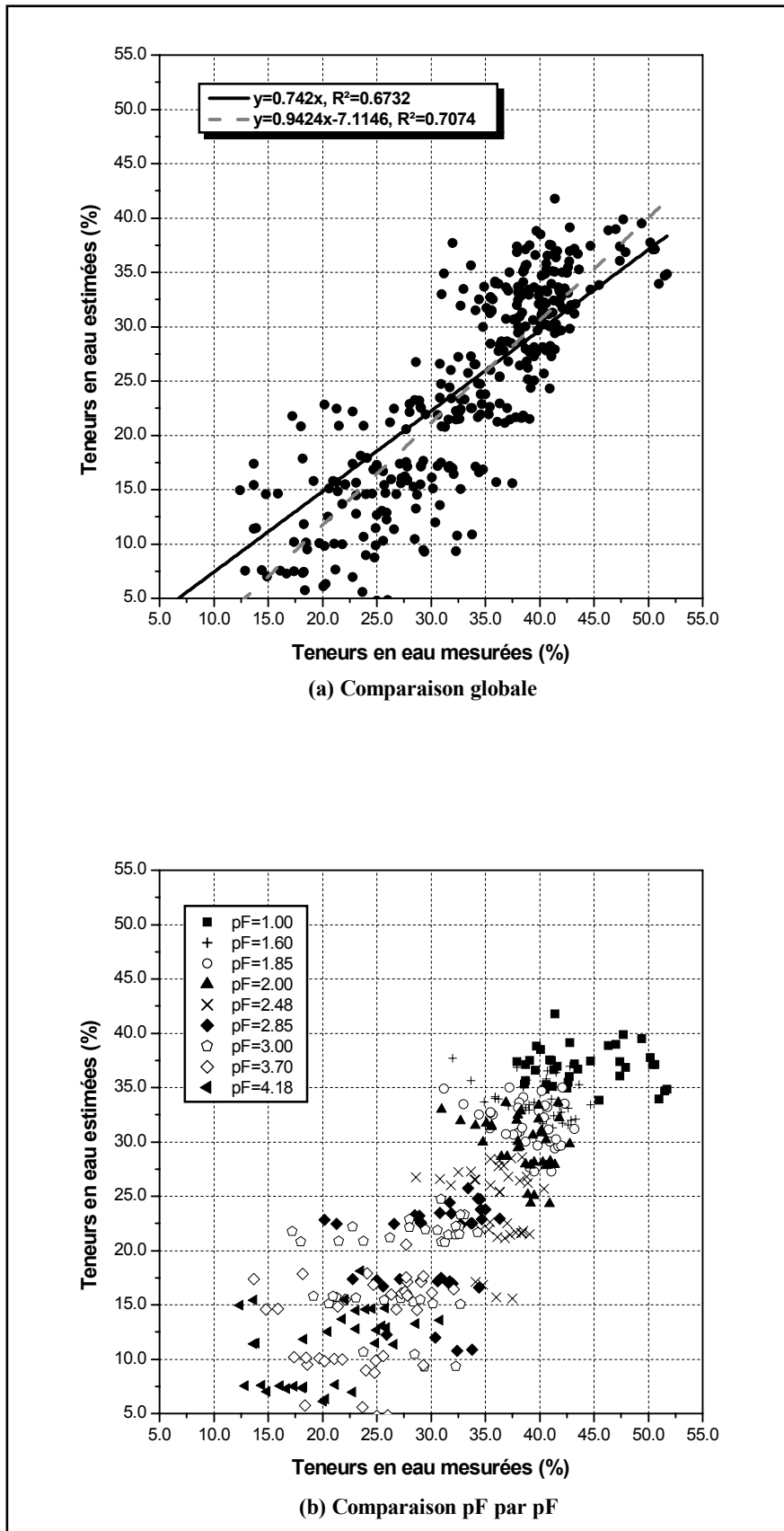


Figure V.8.1. Comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées par la méthode de WÖSTEN (1997)

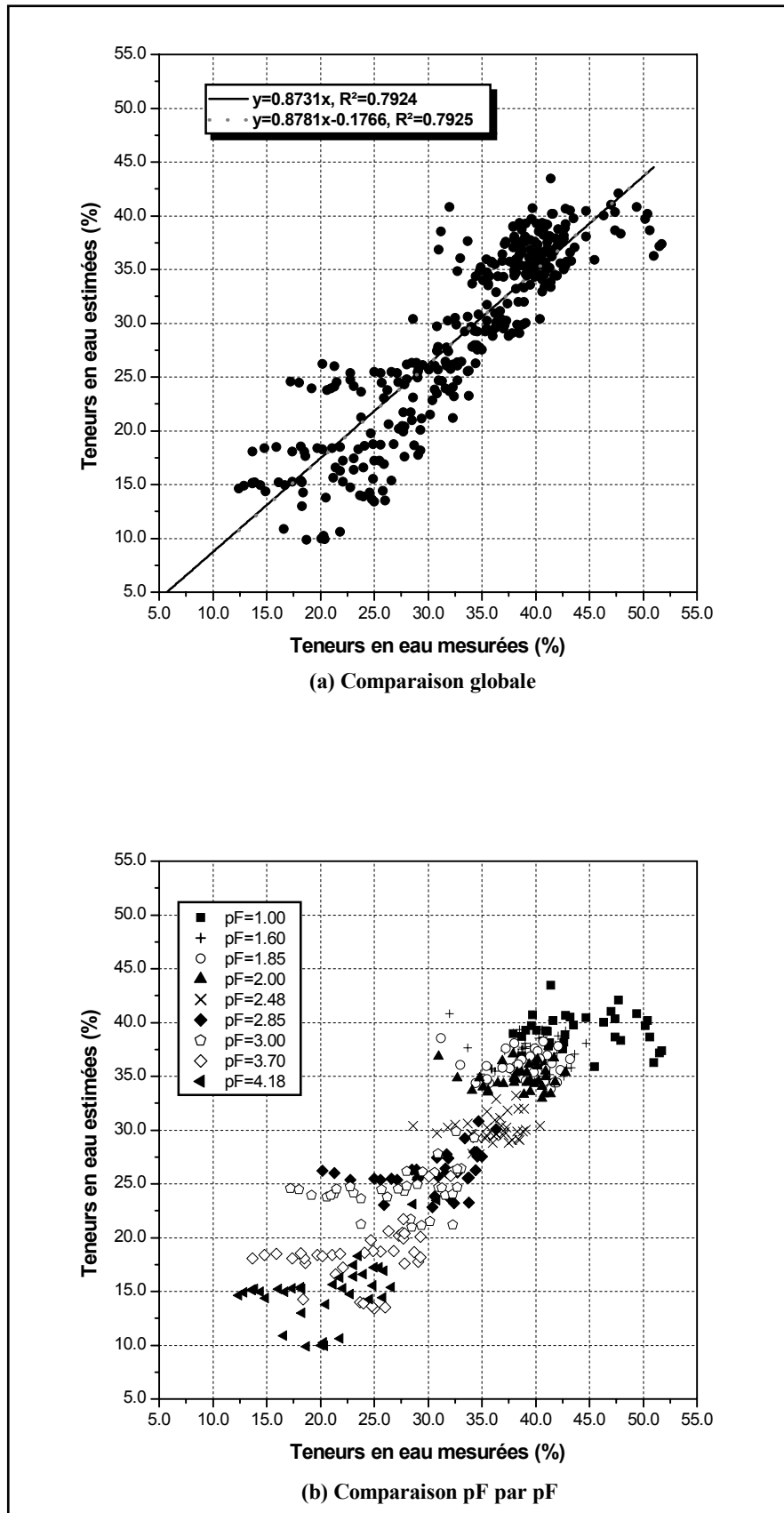


Figure V.8.2. Comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées par la méthode de Wösten et al. (1998)

Les résultats obtenus avec les FPT de WÖSTEN *et al.* (1998) sont un peu meilleurs. Globalement, les teneurs en eau sont légèrement sous estimées ($\theta_{est} = 0.8731\theta_{mes}$, soit une erreur de l'ordre de 13%) mais ici, l'ajout d'un biais systématique dans l'estimation de la droite de régression (coefficient b dans une relation de type $\theta_{est} = a\theta_{mes} + b$) ne conduit pas à une pente très différente, ni à un coefficient de détermination meilleur. Il paraît logique que cette deuxième catégorie de FPT donne des résultats un peu meilleurs. Celles-ci ont en effet été établies à partir d'un plus grand nombre de données, provenant, qui plus est, d'origines géographiques diverses en Europe.

L'application des deux familles de FPT aux limons de Bovenistier donne donc des résultats pouvant paraître mitigés. Ce constat doit toutefois être nuancé pour les raisons suivantes :

- Les FPT utilisées étant établies à partir d'une grande variété texturale et structurale de sols, elles sont en théorie applicables à une gamme étendue de compositions de sols. Par comparaison, les variations observées sur les échantillons de Bovenistier (constitués de limons éoliens à tendance nettement silteuse), sont en définitive assez restreintes, plutôt liées à l'hétérogénéité locale et à de petits écarts de composition du milieu par rapport à une composition de référence. Il ne faut donc pas attendre des FPT testées de fournir une précision très grande sur une gamme de variation aussi ténue. Comme amélioration possible de la précision de leurs FPT, WÖSTEN *et al.* (1998) suggèrent d'ailleurs l'établissement des FPT continues non plus pour l'ensemble du triangle textural mais par grandes classes de sols. Les FPT reproduisant toutefois la tendance générale, on peut considérer le résultat de leur application comme acceptable.
- Il ne faut pas non plus perdre de vue que l'on est ici à la limite de l'utilisation possible de ces FPT qui ont plutôt été établies pour des sols superficiels, caractérisés par des teneurs en matière organique non négligeables (mais pas forcément élevées). On n'a donc pu les utiliser qu'au prix d'une approximation pour les échantillons présentant une teneur en matière organique nulle.

En conclusion, on peut raisonnablement affirmer que ces premiers tests sont satisfaisants même si, sur un plan pratique, des FTP « adaptées » sont souhaitables. C'est ce qui est tenté par la suite.

V.8.2.2.3 *Essai de détermination de fonctions de pédotransfert pour les limons de Bovenistier*

A défaut de fournir des résultats très précis, les tests réalisés avec des FPT trouvées dans la littérature ont montré les potentialités de ces techniques en vue d'estimer indirectement les propriétés non saturées. Il est donc intéressant de faire des tests complémentaires permettant d'esquisser le développement de FPT applicables aux limons de Hesbaye et de mieux cerner les facteurs physiques

contrôlant leur comportement hydrodynamique. En outre, à l'échelle de la Hesbaye, on peut s'attendre à observer des variations des propriétés texturales et structurales des limons. Ces variations peuvent provenir soit des mécanismes ayant gouverné la mise en place des limons (origine éolienne), à l'origine d'une gradation progressive du diamètre moyen des particules déposées, soit de l'évolution géomorphologique ultérieure des dépôts (lessivages, solifluxion, ...), créant des différences de composition notamment entre les limons des plateaux lessivés et les limons comblant le fond des vallées sèches enrichis en matières fines (BOLLINNE, 1982). Tout cela a par exemple un grand intérêt dans le cadre d'études de vulnérabilité ou de sensibilité de l'aquifère crayeux de Hesbaye pour lequel les limons constituent, par leur pouvoir filtrant et atténuateur, une protection naturelle efficace mais non parfaite, vis-à-vis des pollutions superficielles diffuses, essentiellement d'origine agricole.

Il faut rappeler que le but n'est pas de proposer une analyse exhaustive et une détermination complète et détaillée de FPT pour les limons de Hesbaye, mais de montrer par quelques tests qu'une étude plus détaillée sur ce sujet pourrait être couronnée de succès. Le nombre de données disponibles (une quarantaine d'échantillons) est largement insuffisant pour une analyse statistique détaillée et les échantillons, provenant tous d'un même site, ne sont pas représentatifs de l'ensemble de la Hesbaye. De plus, les outils statistiques utilisés sont relativement rudimentaires (macros fournies au sein du tableur Microsoft Excel®). On se contentera donc d'un examen sommaire des résultats, sans vérifier une série de conditions statistiques devant normalement être remplies pour que les FPT résultantes soient réellement applicables en pratique. VEREECKEN (1989) propose une méthodologie d'analyse exhaustive devant en toute rigueur être suivie. Une analyse de ce type pourrait être menée moyennant la disponibilité d'un set de données plus étoffé, dans le cadre d'une recherche qui serait exclusivement dédiée à ce type d'étude.

Deux méthodes d'établissement de FPT ont été tentées, visant chaque fois à établir des équations de régression entre les paramètres de la relation de van Genuchten (θ_s , α et n) et les propriétés texturales et structurales disponibles pour les échantillons de limons. Les deux méthodes diffèrent par la fonction objectif utilisée dans le processus d'optimisation des équations de régression.

Forme générale des équations de régression

Soit χ_i le paramètre i de la relation de van Genuchten pour lequel on souhaite établir une équation de régression. La forme générale considérée pour cette équation est :

$$\chi_i = a_0^i + a_1^i(\%A) + a_2^i(\%L) + a_3^i(\%MO) + a_4^i \rho_b + a_5^i \ln(\%A) + a_6^i \ln(\%L) + a_7^i \ln \rho_b + a_8^i g_{fl} \quad (5.5)$$

où,

- %A, %L, %MO, ρ_b et g_{fl} représentent respectivement les pourcentages d'argile (fraction $< 2\mu m$), de silt ($2\mu m < \text{fraction} < 50\mu m$), de matière organique, la masse volumique apparente (en $g.cm^{-3}$) et le gonflement mesuré sur les échantillons (mm);

- a_0^i à a_8^i sont les coefficients de régression relatifs au paramètre i intervenant au sein de la relation de van Genuchten, devant être déterminés par optimisation (v. la suite).

La forme (5.5) de ces équations de régression s'inspire largement d'équations utilisées par d'autres auteurs. Vu le petit nombre d'échantillons sur lesquels l'analyse repose, il est préférable de limiter le nombre de paramètres pour lesquels on écrit des équations de régression. On a donc suivi la recommandation de Wösten, consistant à fixer arbitrairement la valeur de la teneur en eau résiduelle θ_r à 1%. On pourrait envisager d'écrire une équation de régression pour ce paramètre, mais sur les données disponibles pour Bovenistier, il s'est avéré préférable de bloquer ce degré de liberté supplémentaire afin de mieux contraindre le processus d'optimisation. Par ailleurs, suivant toujours les recommandations de WÖSTEN *et al.* (1998), on établira des FPT pour θ_s , $\alpha^* = \ln(\alpha)$ et $n^* = \ln(n - 1)$ plutôt que pour les paramètres originaux de la relation de van Genuchten.

Méthode 1

Cette méthode suit l'approche classiquement utilisée dans la littérature pour établir des FPT continues. Pour chaque courbe de rétention disponible, on ajuste une courbe de rétention théorique à l'aide du modèle de van Genuchten, en jouant sur les paramètres θ_s , α et n . Ces ajustements sont réalisés à l'aide du solveur de Microsoft Excel®, en minimisant la somme des carrés des différences entre les teneurs en eau mesurées sur l'échantillon et calculées avec la relation de van Genuchten. A l'annexe 5, un tableau synthétise l'ensemble des données et des résultats relatifs à ces ajustements. La figure V.8.3 compare les teneurs en eau mesurées sur les échantillons aux teneurs en eau calculées après ajustement des fonctions de van Genuchten. Cette figure montre que dans l'ensemble l'ajustement est très bon. Les couples de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{calc})$ sont relativement bien alignés selon une droite $\theta_{mes} = \theta_{calc}$ (coefficient angulaire de 0.9982 très proche de l'unité, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.9695$).

A la fin de cette première étape, on dispose pour chaque courbe de rétention, donc pour chaque échantillon de limon testé, d'une représentation mathématique du comportement hydraulique à l'aide de la relation de van Genuchten. On dispose aussi des paramètres texturaux et structuraux relatifs à ces échantillons. On peut donc écrire une équation de régression de la forme de (5.7), reliant chacun des paramètres de la relation de van Genuchten aux propriétés texturales et structurales

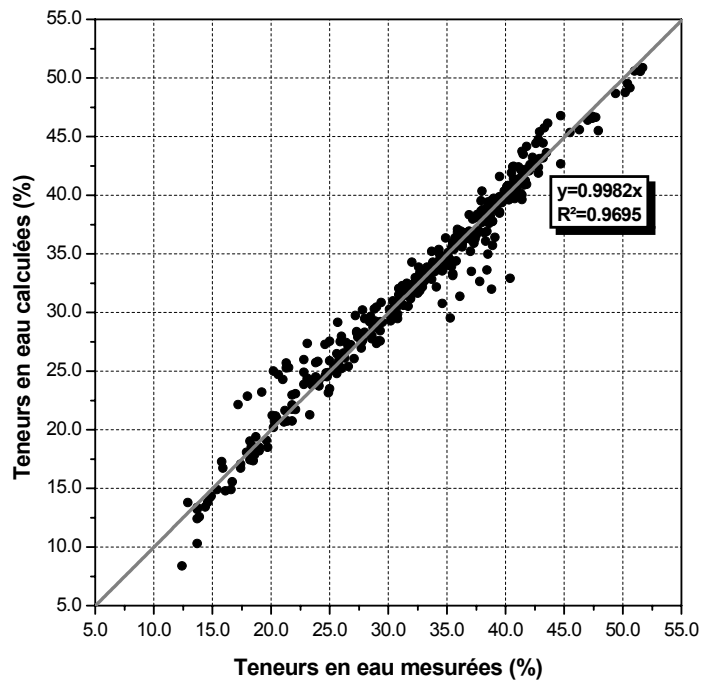
mesurées sur le même échantillon. Pour chaque paramètre de la relation de van Genuchten, les coefficients a_1^i à a_8^i sont évalués par le processus de minimisation suivant :

$$\{a_1^i, \dots, a_8^i\}_{optimal} \text{ tels que le } \min \left(\sum_{k=1}^{N_{ech}} (\chi_{i,aj}^k - \chi_{i,est}^k)^2 \right) \text{ soit atteint} \quad (5.6)$$

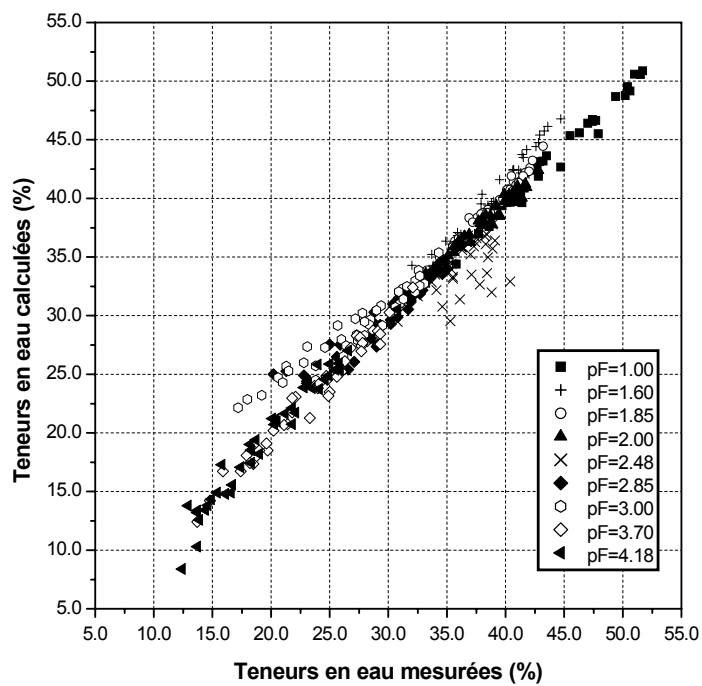
où,

$\chi_{i,aj}^k$, $\chi_{i,est}^k$ sont respectivement les paramètres i de la relation de van Genuchten ajusté lors de la première étape et estimé à l'aide de la relation (5.7), pour l'échantillon de limon k .

A la fin de ce processus d'optimisation, on dispose de trois équations de régression : une pour θ_s , une pour α et une pour n , constituant une première forme des FPT recherchées.



(a) Comparaison globale



(b) comparaison pF par pF

Figure V.8.3. Comparaison des teneurs en eau mesurées et calculées par ajustement de la relation de van Genuchten sur les courbes de rétention expérimentales

Les équations de régression obtenues par cette méthode, pour les limons de Bovenistier, sont les suivantes :

$$\theta_{s,est} = 489.1320 - 1.9183(\%A) + 4.0892(\%L) + 459.5949 \rho_b + 14.1837(\%MO) + 40.4035 \ln(\%A) - 286.0521 \ln(\%L) - 724.7101 \ln(\rho_b) + 2.5011 g_{fl} \quad (5.7)$$

$$\alpha_{est}^* = 120.0887 - 0.6569(\%A) - 1.3067(\%L) + 164.1490 \rho_b + 6.2448(\%MO) + 12.4280 \ln(\%A) - 91.6251 \ln(\%L) - 242.4055 \ln(\rho_b) + 0.0343 g_{fl} \quad (5.8)$$

$$n_{est}^* = 76.1191 - 0.0516(\%A) + 0.0025(\%L) - 85.9444 \rho_b - 0.6605(\%MO) + 0.8728 \ln(\%A) - 0.9097 \ln(\%L) + 130.3535 \ln(\rho_b) + 0.2239 g_{fl} \quad (5.9)$$

Analyse des résultats obtenus avec la méthode 1

Indépendamment de toute analyse statistique rigoureuse, il est possible d'avoir une première idée de la précision et de l'efficacité des FPT obtenues par la méthode 1 en comparant les teneurs en eau mesurées sur les échantillons de limon aux teneurs en eau évaluées à l'aide de la relation de van Genuchten, considérant des paramètres estimés avec ces FPT. Il est également possible de comparer les paramètres de la relation de van Genuchten obtenus par ajustement direct sur les courbes de rétention et par estimation à l'aide des FPT. La comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées est indicatrice de la précision de la méthode puisqu'elle nous informe directement de la qualité de l'estimation des courbes de rétention, à l'aide des FPT. La comparaison des paramètres de van Genuchten ajustés directement sur les courbes de rétention et des paramètres estimés par régression est plutôt indicatrice de l'efficacité des FPT obtenues puisqu'elle montre dans quelle mesure celles-ci sont à même de fournir les « bons » paramètres de la relation non saturée utilisée.

La comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées à l'aide des FPT est fournie à la figure V.8.4. Les comparaisons des paramètres de la relation de van Genuchten (θ_s , α et n) obtenus directement par ajustement des courbes de rétention et indirectement par les FPT sont présentées aux figures V.8.5a à V.8.5c.

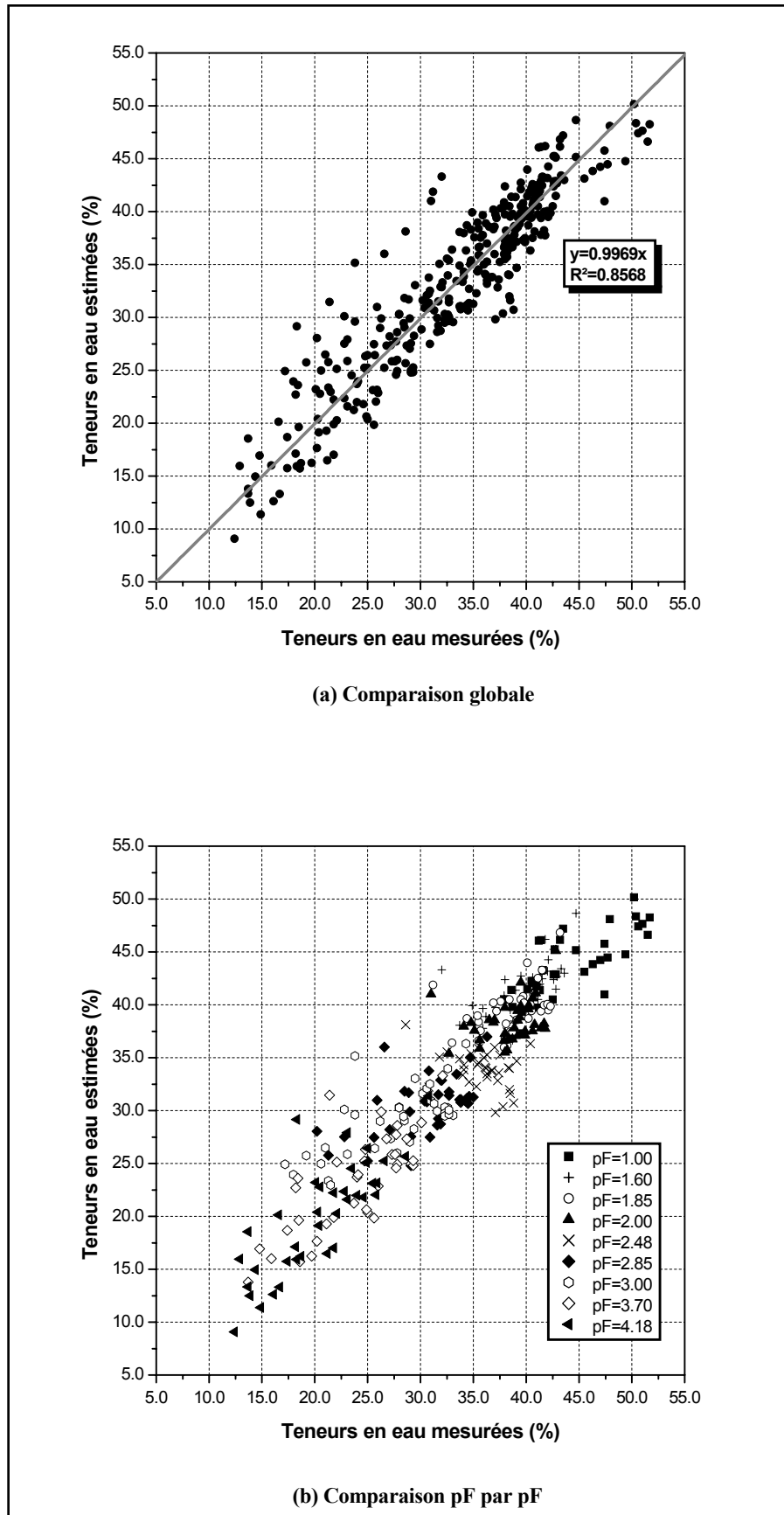


Figure V.8.4. Comparaison des teneurs en eau mesurées sur les échantillons et estimées à l'aide des FPT établies par la méthode 1

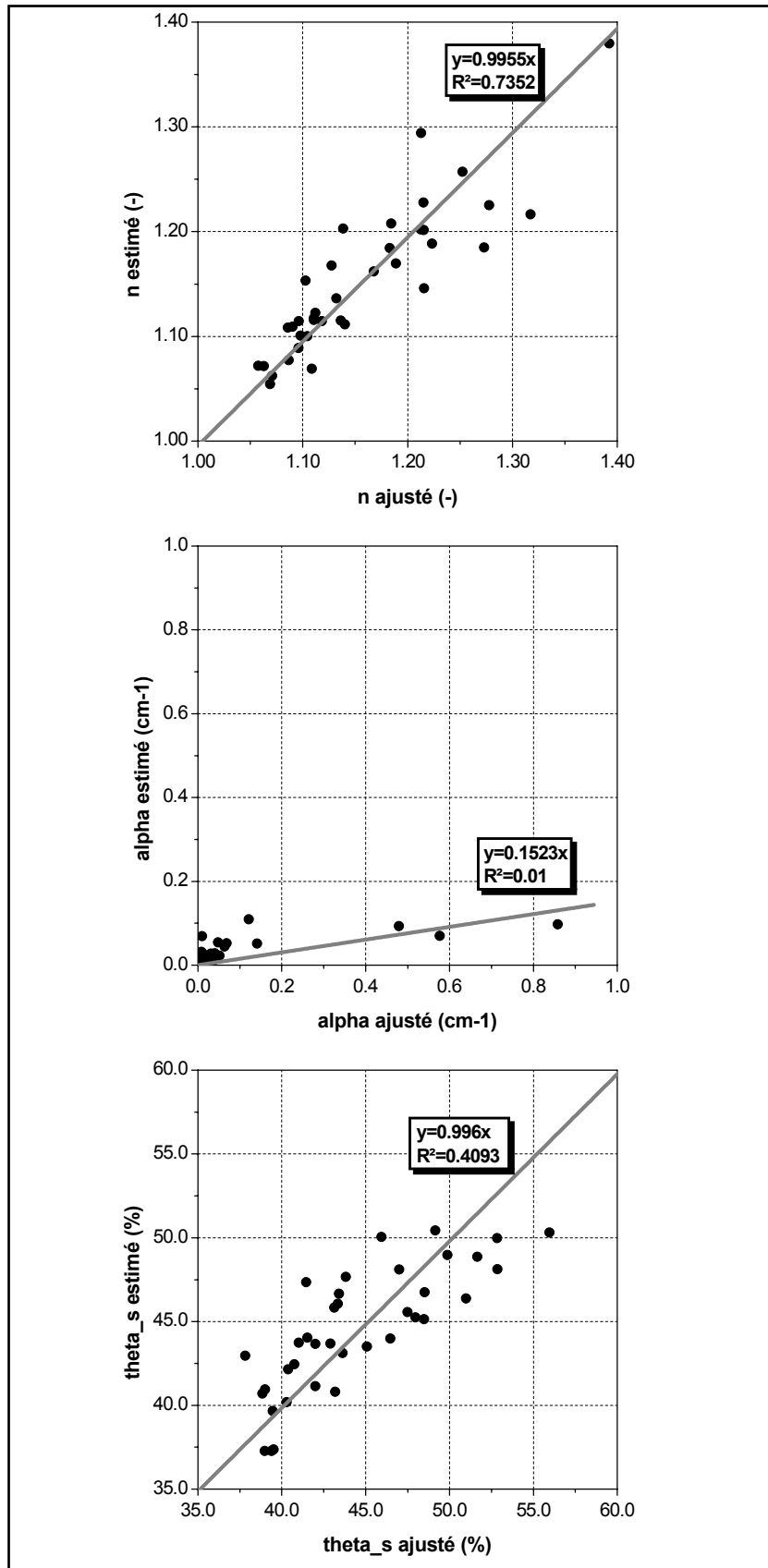


Figure V.8.5. Comparaison des paramètres de van Genuchten ajustés directement sur les courbes de rétention et estimés à l'aide des FPT établies par la méthode 1

Un ajustement parfait se marquerait par un alignement des couples de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{est})$ suivant une droite de pente unitaire, passant par l'origine des axes $(\theta_{est} = \theta_{mes})$. Ici, la droite de régression calculée sur base des couples de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{est})$ présente un coefficient angulaire de 1.0025, très proche de l'unité. Cette droite de régression est caractérisée par un coefficient de détermination $R^2 = 0.8511$ satisfaisant. Une certaine dispersion des valeurs apparaît mais, compte tenu du peu de données utilisées pour l'analyse, on peut considérer que les FPT développées possèdent une précision acceptable.

L'examen des résultats, paramètre par paramètre, montre des différences assez importantes dans l'efficacité et la qualité des FPT obtenues. Les FPT relatives aux paramètres θ_s et n semblent à même de fournir des estimations acceptables. Une droite de régression ajustée aux couples de valeurs $(\theta_{s,aj}, \theta_{s,est})$ présente un coefficient angulaire de 0.996, proche de l'unité, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.4093$. Une droite de régression ajustée aux couples de valeurs (n_{aj}, n_{est}) présente une pente de 0.9955 également très proche de l'unité, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.7352$ meilleur que pour le paramètre θ_s . Ces deux FPT sont donc susceptibles de fournir une estimation acceptable pour les paramètres θ_s et n . Par contre, il en va tout autrement pour le paramètre α dont les valeurs obtenues à l'aide des FPT sont généralement fortement sous estimées lorsque la valeur « réelle » de α est élevée.

Pourtant, de manière globale, les teneurs en eau sont relativement bien estimées (pas de biais ou de dérive dans les estimations) et les autres paramètres (θ_s et n) semblent relativement bien estimés par les FPT qui s'y rapportent. On peut donc avancer l'hypothèse que ce sont plutôt les ajustements des courbes de rétention, à l'aide du modèle de van Genuchten, qui ont conduit dans certains cas à des valeurs trop élevées du paramètre α , plutôt que la FPT relative à ce paramètre qui le sous estime. Dans ce cas, il se peut que, d'une manière ou d'une autre, la FPT « corrige » naturellement les valeurs de α quand elles sont « hors normes ». Un examen plus fouillé des résultats devrait être mené afin de vérifier cette hypothèse.

Pour conclure, on peut affirmer que les FPT obtenues par cette première approche donnent des résultats relativement encourageants, surtout pour l'estimation des paramètres θ_s et n . Le paramètre α semble lui plus « versatile » et sensible que les deux autres paramètres de la relation de van Genuchten.

Méthode 2

La qualité et la précision des FPT obtenues par la première méthode dépend bien sûr des propriétés physiques prises en compte, ainsi que du choix (empirique) des fonctionnalités

mathématiques considérées. Cependant, l'établissement de ces FPT ne repose pas directement sur le lien entre les propriétés physiques et les teneurs en eau à différentes succions appliquées, mais plutôt sur le lien entre les propriétés physiques et un modèle de courbe de rétention (en l'occurrence le modèle de van Genuchten). Leur qualité et leur précision dépendent donc de manière fondamentale de la qualité de l'ajustement initial à l'aide de la relation de van Genuchten. Tout écart (biais, inadéquation de la formulation du modèle, ...) entre ce modèle et le comportement réel du milieu se répercute sur la qualité des FPT de manière irréversible et « aveugle ». Les FPT obtenues de cette manière peuvent donc fournir une précision qui est au plus égale à celle du modèle de rétention utilisé.

La deuxième méthode d'établissement des FPT proposée se libère de cette contrainte en changeant la fonction objectif du processus d'optimisation des paramètres de régression. Plutôt qu'une minimisation des différences entre les paramètres de van Genuchten ajustés sur les courbes de rétention et estimés par les FPT, on va cette fois minimiser directement les écarts entre les teneurs en eau mesurées sur les échantillons aux différents pF et estimées à l'aide des FPT. Ce faisant, on ne fixe pas a priori les paramètres des relations de van Genuchten. Alors que la méthode 1 se base sur deux optimisations successives et indépendantes, la méthode 2 regroupe ces deux étapes, avec l'avantage de ne pas introduire une erreur « irréductible » dans l'estimation.

Pour chaque mesure de teneur en eau, une estimation est fournie à l'aide de la relation de van Genuchten dont les paramètres (θ_s , α et n) sont considérés sous la forme de leurs équations de régression respectives (de la forme de 5.11 ou 5.12), les coefficients a_1^i à a_8^i étant à ce stade inconnus. L'estimation des coefficients de régression a_1^i à a_8^i est obtenue par la minimisation de la somme des carrés des différences entre teneurs en eau mesurées et calculées :

$$\{a_1^i, \dots, a_8^i\}_{optimal} \text{ tels que le } \min \left(\sum_{k=1}^{Nmes} (\theta_{mes}^k - \theta_{est}^k)^2 \right) \text{ soit atteint} \quad (5.10)$$

où,

$-\theta_{mes}^k$ et θ_{est}^k sont respectivement les teneurs en eau mesurées et estimées.

A la fin de ce processus d'optimisation, on dispose de trois équations de régression : une pour θ_s , une pour α et une pour n constituant une nouvelle forme des FPT recherchées. La mesure du gonflement sur les échantillons étant un paramètre un peu plus subjectif que les autres, dans un premier temps, il n'avait pas été considéré. Des FPT ont donc été établies sans et avec la prise en compte de ce paramètre.

Les FPT obtenues par l'application de la deuxième méthode sont les suivantes :

Sans prise en compte du gonflement :

$$\theta_{s,est} = 59.9816 + 0.5010(\%A) - 1.0626(\%L) - 33.7307 \rho_b + 33.5903(\%MO) - 14.7071 \ln(\%A) + 35.1095 \ln(\%L) - 12.9439 \ln(\rho_b) \quad (5.11a)$$

$$\alpha_{est}^* = -67.6864 + 0.2505(\%A) - 0.1973(\%L) + 49.3012 \rho_b + 11.2498(\%MO) - 3.4011 \ln(\%A) + 9.9219 \ln(\%L) - 83.9520 \ln(\rho_b) \quad (5.11b)$$

$$n_{est}^* = 15.1504 - 0.0866(\%A) - 0.1303(\%L) - 36.0274 \rho_b - 1.2132(\%MO) + 0.1889 \ln(\%A) + 6.1130 \ln(\%L) + 53.2206 \ln(\rho_b) \quad (5.11c)$$

En considérant le gonflement :

$$\theta_{s,est} = 636.2138 + 0.3457(\%A) + 1.87742(\%L) - 73.7192 \rho_b + 6.4942(\%MO) - 2.0017 \ln(\%A) - 150.5053 \ln(\%L) + 58.3071 \ln(\rho_b) + 2.0313 g_{fl} \quad (5.12a)$$

$$\alpha_{est}^* = -2.6849 + 0.3775(\%A) - 0.0877(\%L) + 21.1048 \rho_b + 2.4148(\%MO) - 6.4409 \ln(\%A) + 0.6992 \ln(\%L) - 43.7760 \ln(\rho_b) - 0.0803 g_{fl} \quad (5.12b)$$

$$n_{est}^* = -5.0918 - 0.1036(\%A) - 0.0401(\%L) - 0.9753 \rho_b - 0.2061(\%MO) + 1.4254 \ln(\%A) + 1.3618 \ln(\%L) - 1.8762 \ln(\rho_b) + 0.23 g_{fl} \quad (5.12c)$$

Analyse des résultats obtenus avec la méthode 2

La comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées à l'aide des FPT évaluées par la méthode 2 est fournie à la figure V.8.6a dans le cas où le gonflement n'est pas considéré et à la figure V.8.6b dans le cas où le gonflement est considéré. Cette fois, on peut supposer que la comparaison des teneurs en eau mesurées et calculées permet d'avoir une idée tant de la précision des résultats que de la qualité et l'efficacité des FPT obtenues. En effet, l'ajustement est directement basé sur la variable « principale » de l'analyse qui est la teneur en eau, plutôt que sur des paramètres dérivés de l'évolution de cette variable, en fonction du potentiel de succion appliqué.

Les droites de régression calculées sur base des couples de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{est})_k$ sont caractérisées par des pentes respectives de 0.9919 et 0.995 proches de l'unité, avec des coefficients de détermination respectifs $R^2 = 0.8466$ et $R^2 = 0.9114$, très significatifs. Dans les deux cas, on peut considérer que les FPT fournissent des estimations acceptables des teneurs en eau.

La prise en compte du gonflement apporte une amélioration nette en terme de coefficient de détermination, mais aussi visuellement. Le « nuage » de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{est})_k$ étant sensiblement moins dispersé que précédemment. Ce constat est surtout valable pour les teneurs en eau les plus élevées. Ceci est très logique puisque c'est au voisinage de la saturation que les effets du gonflement

se marquent le plus. DAUTREBANDE & CASSE (1998) mentionnent d'ailleurs que l'effet du gonflement ne se remarque plus au-delà d'un pF de 2.00.

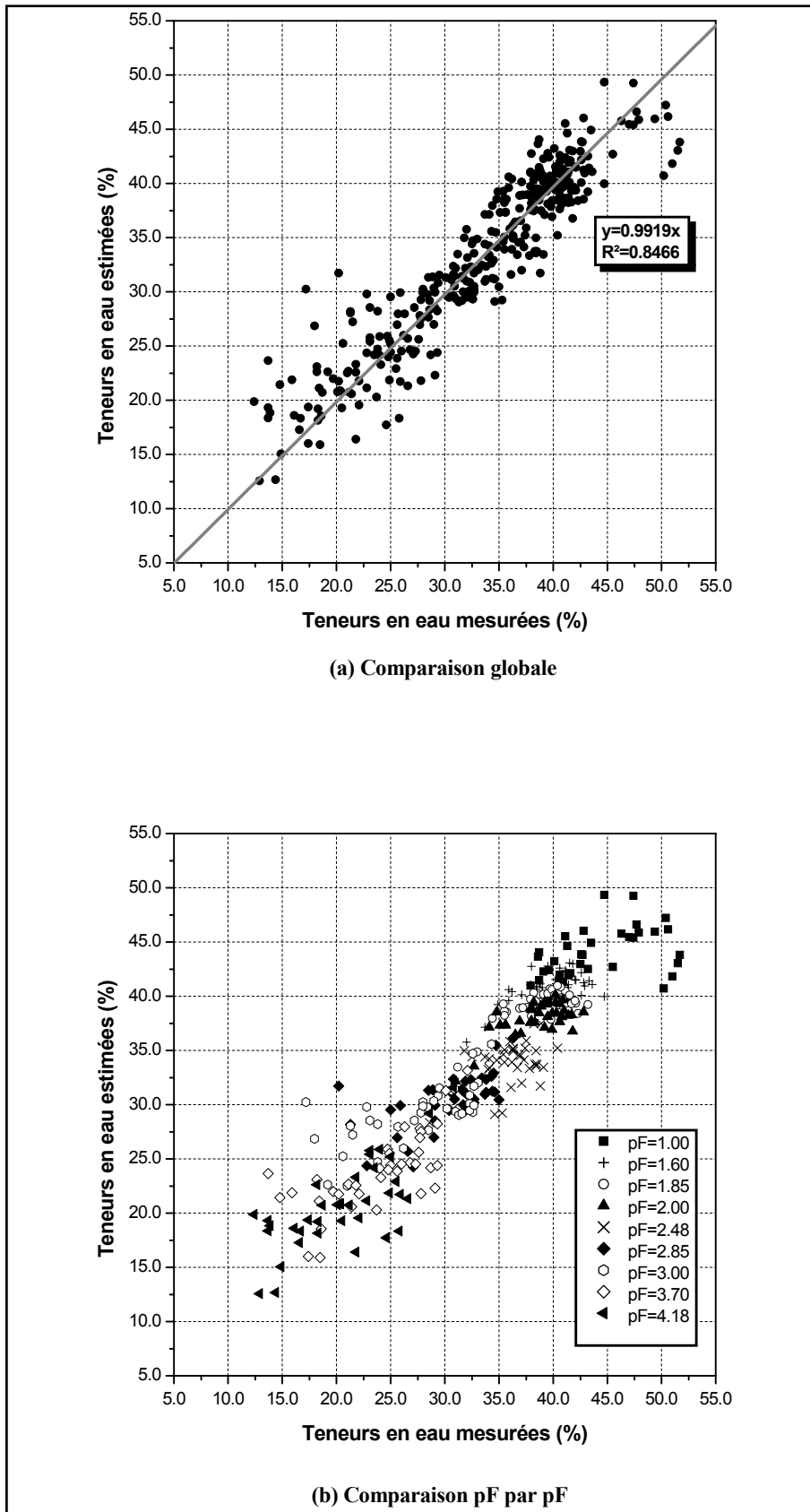
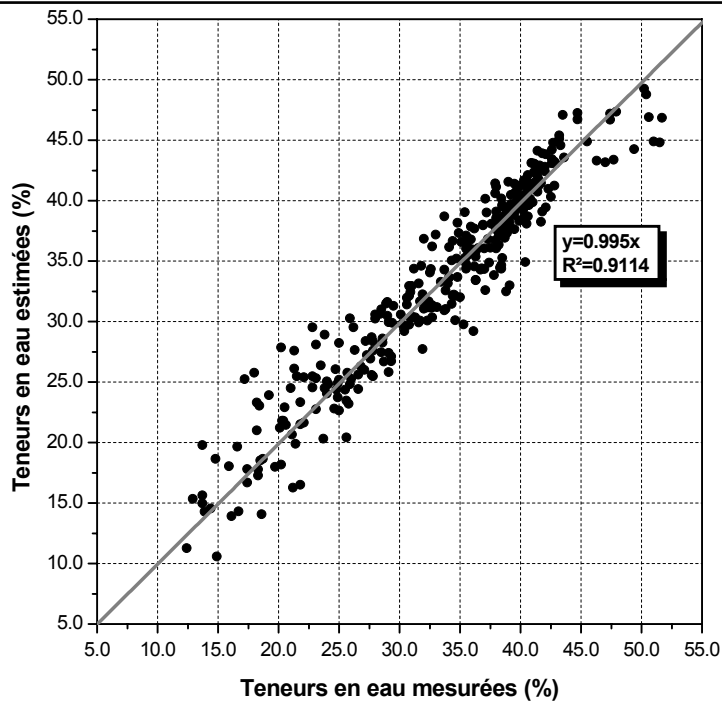
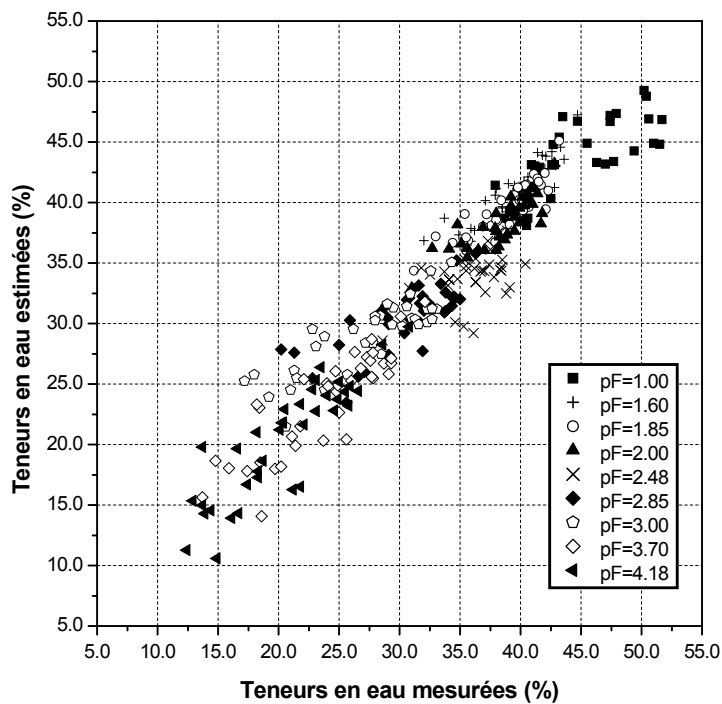


Figure V.8.6a. Comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées à l'aide des FPT établies par la méthode 2a (non prise en compte du gonflement)



(a) Comparaison globale



(b) Comparaison pF par pF

Figure V.8.6b. Comparaison des teneurs en eau mesurées et estimées à l'aide des FPT établies par la méthode 2b (prise en compte du gonflement)

Comparaison des résultats des différentes FPT établies

De manière générale, les différentes FPT donnent des résultats assez comparables. En termes d'estimation des teneurs en eau, les FPT obtenues par la deuxième méthode sont un peu plus précises que celles obtenues par la méthode 1. Pour rappel, ces différences proviennent essentiellement des erreurs liées à l'ajustement direct des relations de van Genuchten sur les courbes de rétention mesurées. La méthode 1 ne peut fournir un ajustement meilleur que l'ajustement obtenu au départ avec la relation de van Genuchten, caractérisé par un coefficient de détermination $R^2 = 0.9695$ (voir fig.V.8.3).

Il serait par ailleurs intéressant de voir dans quelle mesure les différents paramètres de la relation de van Genuchten sont corrélés entre eux. Si c'est le cas, la méthode 1 qui évalue individuellement les FPT relatives aux différents paramètres θ_s , α et n est potentiellement moins bonne puisqu'elle ne peut tenir compte de l'existence possible de ces corrélations. La méthode 2, qui propose une évaluation globale, tient compte implicitement de ces éventuelles corrélations, ce qui peut être avancé comme deuxième raison de l'ajustement meilleur observé.

On peut aussi comparer les différentes FPT en termes statistiques simples sur base des paramètres de van Genuchten estimés pour les différents échantillons disponibles. Le tableau V.8.1 fournit, pour chaque paramètre de van Genuchten estimé par FPT, la moyenne, la variance et l'écart type sur l'ensemble des échantillons de limons disponibles.

Méthode	θ_s (%)			α (cm ⁻¹)			n (-)		
	MOY.	VAR.	EC-TYP.	MOY.	VAR.	EC-TYP.	MOY.	VAR.	EC-TYP.
Ajustement direct (van Genuchten)	44.49	2.21×10 ¹	4.70	7.57×10 ⁻²	3.18×10 ⁻²	1.78×10 ⁻¹	1.1564	6.09×10 ⁻³	0.0780
FPT 1	44.49	1.39×10 ¹	3.72	2.90×10 ⁻²	7.75×10 ⁻⁴	2.78×10 ⁻²	1.1523	4.96×10 ⁻³	0.0704
FPT 2a	46.54	3.04×10 ¹	5.51	2.45×10 ⁻¹	6.21×10 ⁻¹	7.88×10 ⁻¹	1.1395	2.01×10 ⁻³	0.0448
FPT 2b	44.26	1.36×10 ¹	3.68	3.15×10 ⁻²	1.73×10 ⁻³	4.18×10 ⁻²	1.1482	4.07×10 ⁻³	0.0638

Tableau V.8.1. Comparaison statistique des FPT sur base de la moyenne des paramètres de van Genuchten estimés pour les échantillons de limon de Bovenistier

La comparaison des résultats des différentes FPT établies montre une cohérence assez grande pour θ_s et n , y compris avec les valeurs moyennes obtenues par ajustement direct des courbes de rétention avec la relation de van Genuchten. Pour le paramètre α , les résultats sont plus variables. Il faudrait pousser les investigations plus avant et notamment essayer de mieux cerner les causes de cette variabilité, ainsi que les raisons des difficultés rencontrées pour l'établir de manière précise. Une des pistes à suivre est une fois de plus l'examen des corrélations entre les différents paramètres. Lors

de l'application de la méthode 1 (FPT 1), on a toutefois vu que l'estimation globale des teneurs en eau ne semble pas tellement affectée par le peu de précision obtenue pour α . Ceci tend à indiquer soit que l'ajustement des courbes de rétention est peu sensible à la valeur de α , soit que l'utilisation des FPT permet, dans une certaine mesure, de « corriger » les valeurs de α trop élevées définies pour certains échantillons.

La comparaison des méthodes 2a et 2b montre également qu'il est déconseillé d'écarter a priori des données disponibles (ici le gonflement mesuré sur les échantillons) de l'analyse et de l'établissement des FPT. Plus les données sont nombreuses, plus on peut escompter un ajustement précis et des FPT performantes. Il est clair qu'en prenant en compte le gonflement dans l'analyse, on ajoute un degré de liberté supplémentaire pour l'ajustement, ce qui contribue bien sûr à le rendre plus précis.

Au début de ce chapitre, vu le caractère local de l'étude, on avait mentionné que l'évaluation des propriétés hydrauliques des formations non saturées à l'aide de FPT n'était pas susceptible de fournir des résultats plus précis que les courbes de rétention mesurées directement sur les échantillons prélevés sur le site. Les FPT reproduisent toutefois ici de manière assez fidèle le comportement hydraulique des limons, avec en moyenne une précision aussi bonne qu'avec un ajustement direct des courbes de rétention à l'aide de la relation de van Genuchten (les écarts types relatifs aux différents paramètres sont du même ordre de grandeur. Dans la double perspective qu'il est préférable de travailler avec des relations analytiques, comme celle de van Genuchten, pour les raisons évoquées au chapitre I.3 et qu'il est généralement nécessaire de considérer des valeurs moyennes plutôt que l'ensemble des valeurs disponibles, il se confirme que l'établissement et l'utilisation de FPT constitue une piste intéressante en vue d'étudier à grande échelle les propriétés hydrauliques des limons.

V.8.2.2.4 Influence des propriétés physiques des limons sur leur comportement hydraulique

Les FPT établissant un lien entre les propriétés physiques et les courbes de rétention en eau mesurées sur les échantillons de limons, il est intéressant de regarder de quelle manière ces influences se marquent. Une telle analyse permet, dans une certaine mesure, de contrôler que les liens statistiques établis précédemment ne reposent pas sur un simple hasard. Elle permet aussi de voir quelles seraient les directions à investiguer de manière à encore améliorer les FPT obtenues. Enfin, elle offre surtout un éclairage très intéressant sur le fonctionnement hydrique du milieu limoneux. Il ne s'agira ici que de dégager des tendances générales et, dans la mesure du possible, de leur trouver des explications, laissant une fois de plus à une analyse plus rigoureuse le soin de confirmer et de préciser les observations faites. Cet examen se base sur l'observation de l'évolution des paramètres (θ_s , α et n) estimés par les FPT en fonction des différentes propriétés physiques disponibles.

Si les paramètres (θ_s , α et n) sont avant tout empiriques et visent à permettre un ajustement d'une fonctionnalité mathématique sur les courbes de rétention mesurées, il n'en demeure pas moins

qu'ils ont un sens physique fort. Comme cela a été mentionné au chapitre I.3, θ_s dépend fortement de la porosité totale du milieu puisqu'il représente la quantité maximale d'eau pouvant être stockée par unité de volume du milieu poreux. Le paramètre α est relié à l'inverse du potentiel d'entrée d'air ψ_a à partir duquel le milieu commence à se désaturer. Enfin, le paramètre n , souvent appelé indice de pores, est lié au degré de classement des pores constituant l'espace poreux. En d'autres mots, θ_s donne une information sur la quantité totale de vides présents dans le milieu poreux, α donne une idée de la dimension moyenne de ces vides et n fournit une information sur « l'étalement » de ces dimensions de vides autour de la moyenne. C'est en ayant à l'esprit ces quelques éléments qu'il va être possible de tenter d'expliquer les tendances observées dans l'influence des paramètres physiques.

Les figures V.8.7 à V.8.9 présentent l'évolution pour l'ensemble des échantillons de limon des paramètres de la relation de van Genuchten en fonction des différentes propriétés physiques utilisées lors de l'établissement des FPT 1. Les figures V.8.10 à V.8.12 et V.8.13 à V.8.15 en font de même pour les FPT 2a et 2b. Sur l'ensemble de ces figures, les droites de régression linéaire tracées n'ont pour but que de visualiser de manière objective dans quel sens (croissant ou décroissant) les liens se marquent. Cela ne présuppose en rien qu'un lien de type linéaire relie les paramètres aux propriétés, ce qui peut même être loin du cas puisque les FPT font également intervenir des fonctions logarithmiques. On n'accordera donc ici du sens qu'aux tendances observées.

Le tableau V.8.2. synthétise (de manière qualitative et bien sûr un peu subjective) les tendances observées sur les graphiques. Une flèche vers le haut signifie que le paramètre de van Genuchten considéré augmente en fonction de la propriété physique, une flèche vers le bas signifie qu'il décroît en fonction de la propriété physique. Une seule flèche signifie que la variation est relativement faible, une double flèche signifiant que la variation observée est très nette. Un double trait signifie qu'aucune tendance ne semble se dégager.

Propriété physique	θ_s			α			n		
	FPT 1	FPT2a	FPT2b	FPT1	FPT2a	FPT2b	FPT1	FPT2a	FPT2b
% argile	↘	↗	↗	--	--	↗↗	↘↘	↘↘	↘
% limon	--	↘	↘	--	--	↘↘	--	--	--
% sable	↗	↗	↗	↗	↗	--	↗	↗↗	↗↗
Masse vol. app.	↘	↘↘	↘↘	↗	↘	↘	↘	↘	↘
% mat. org.	↗	↗↗	--	↗↗	↗↗	↗	↘	↘	↘
Gonflement	↗↗		↗↗	↘↘		↘	↗↗		↗↗

Tableau V.8.2. Evolution des paramètres de van Genuchten en fonction des propriétés physiques

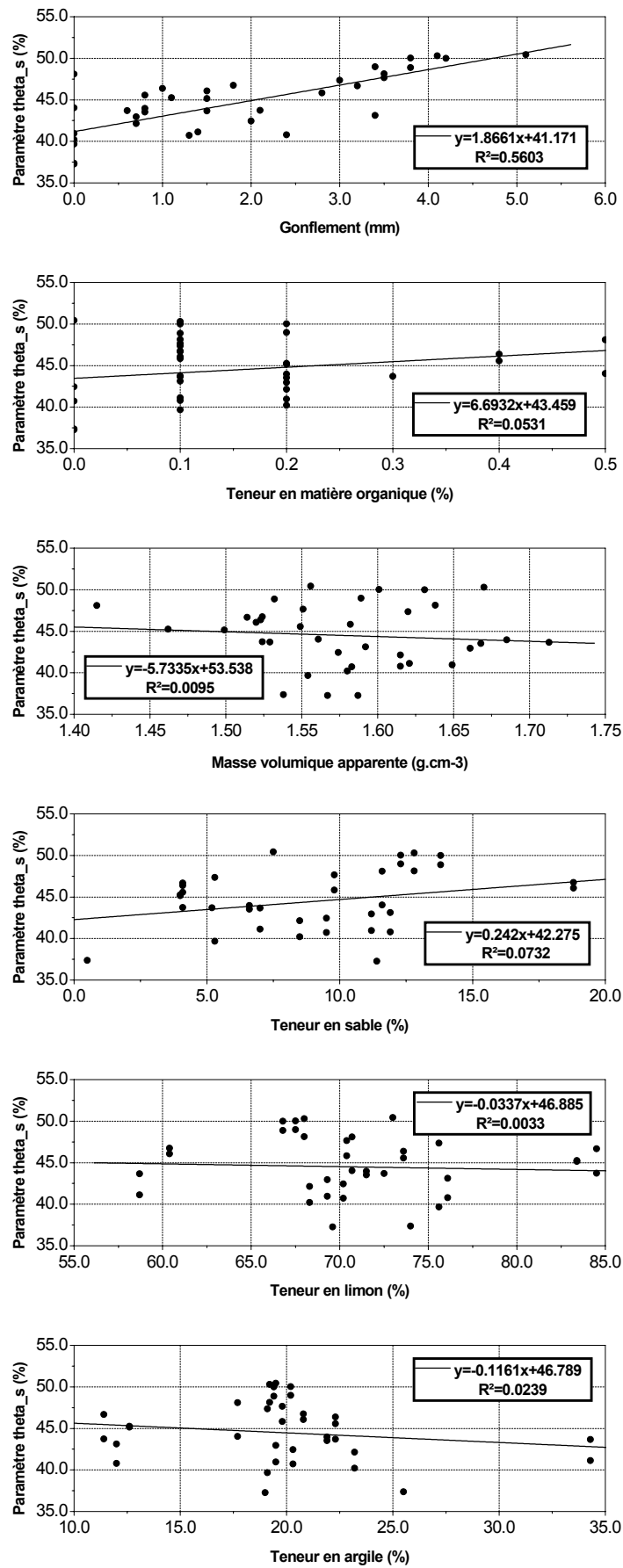


Fig.V.8.7. FPT1 : Evolution de θ_s en fonction des propriétés physiques

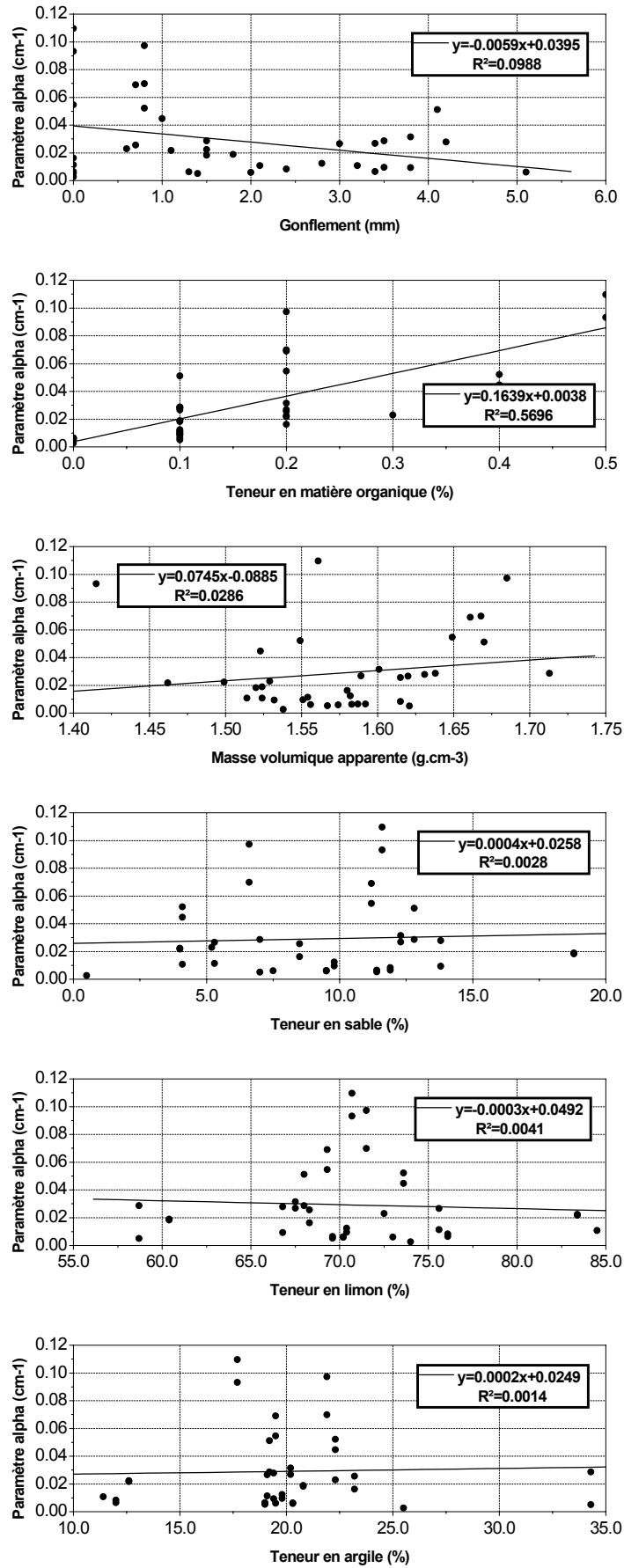


Fig.V.8.8. FTP1 : Evolution de α en fonction des propriétés physiques

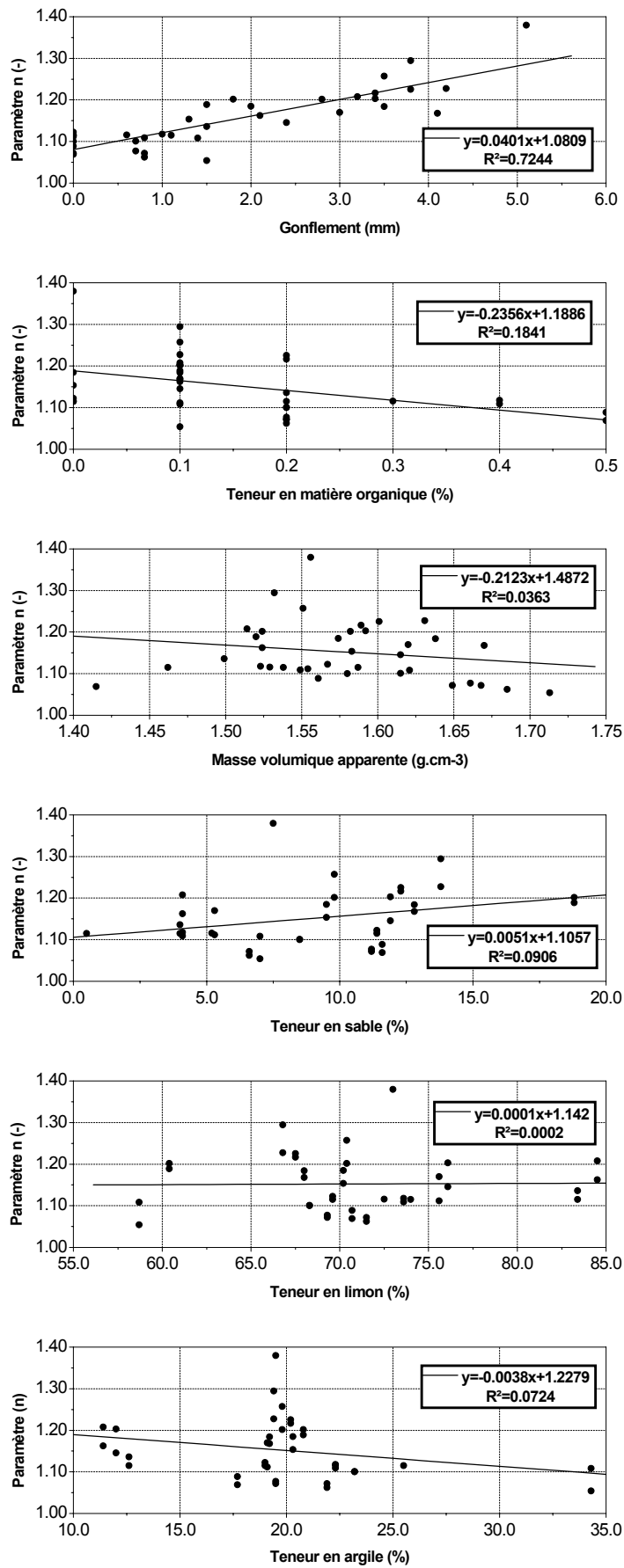


Fig.V.8.9. FPT1 : Evolution de n en fonction des propriétés physiques

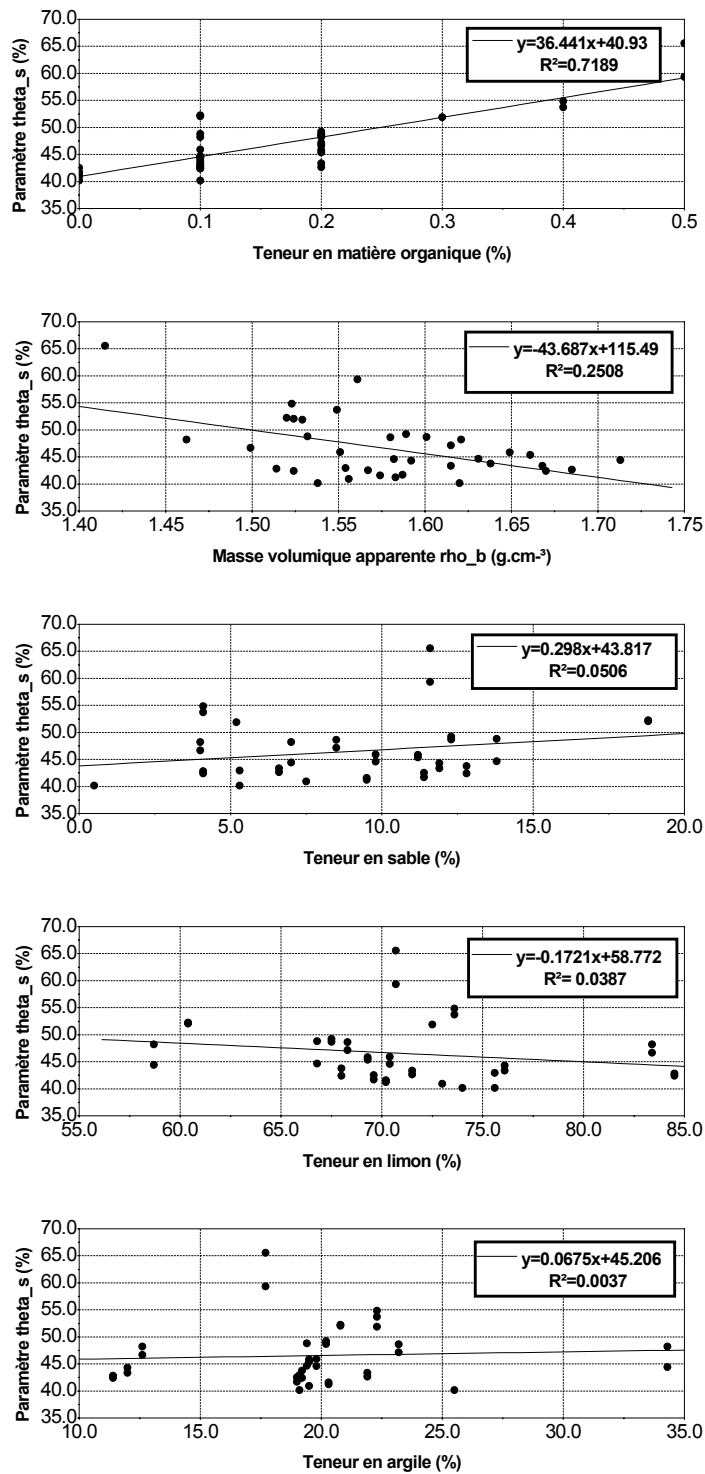


Fig.V.8.10. FTP2a : Evolution de θ_s en fonction des propriétés physiques

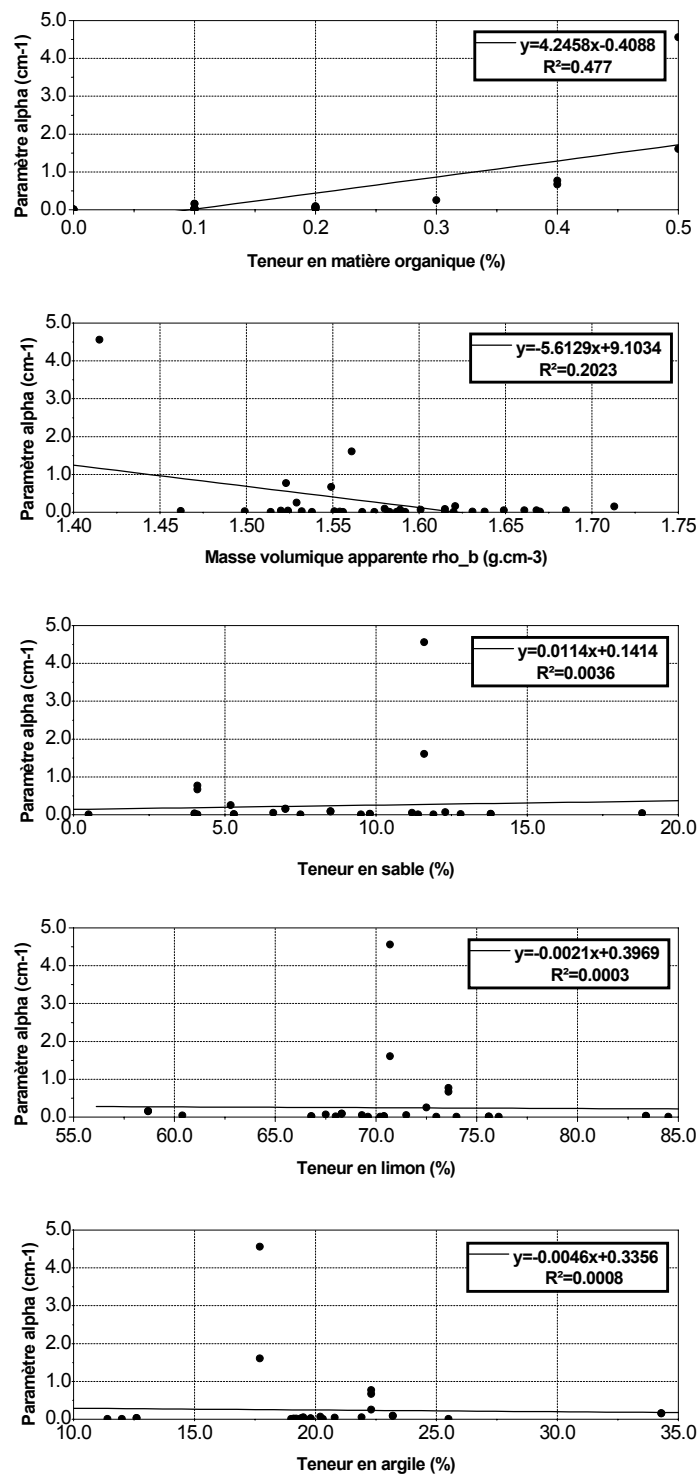


Fig.V.8.11. FPT2a : Evolution de α en fonction des propriétés physiques

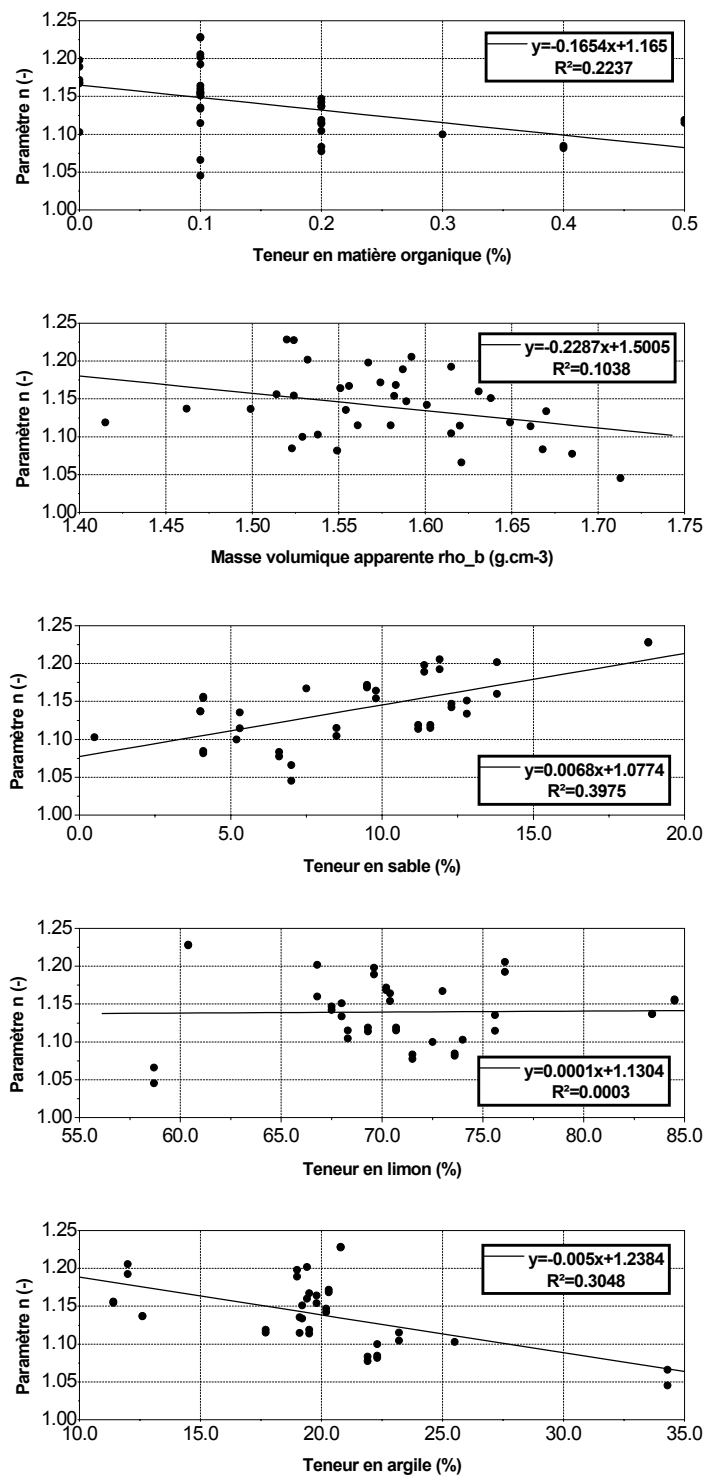


Fig.V.8.12. FTP2a : Evolution de n en fonction des propriétés physiques

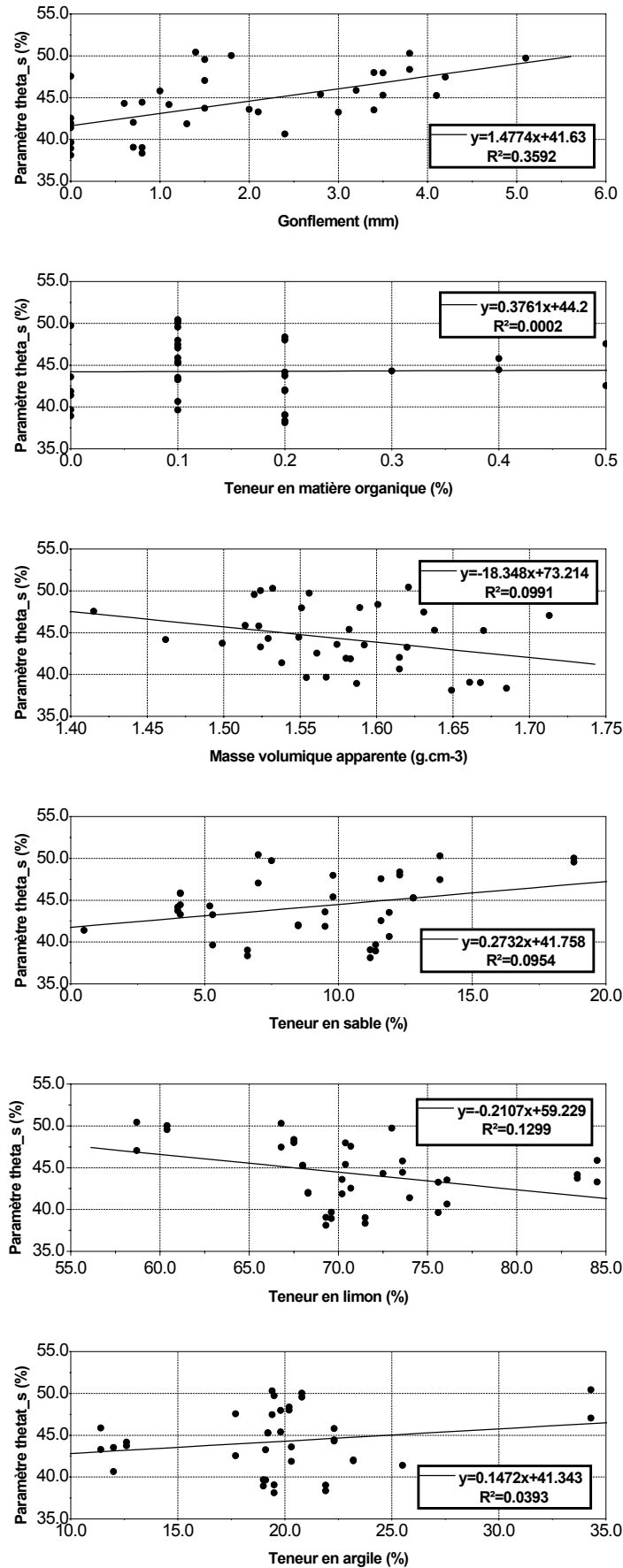


Fig.V.8.13. FPT2b : Evolution de θ_s en fonction des propriétés physiques

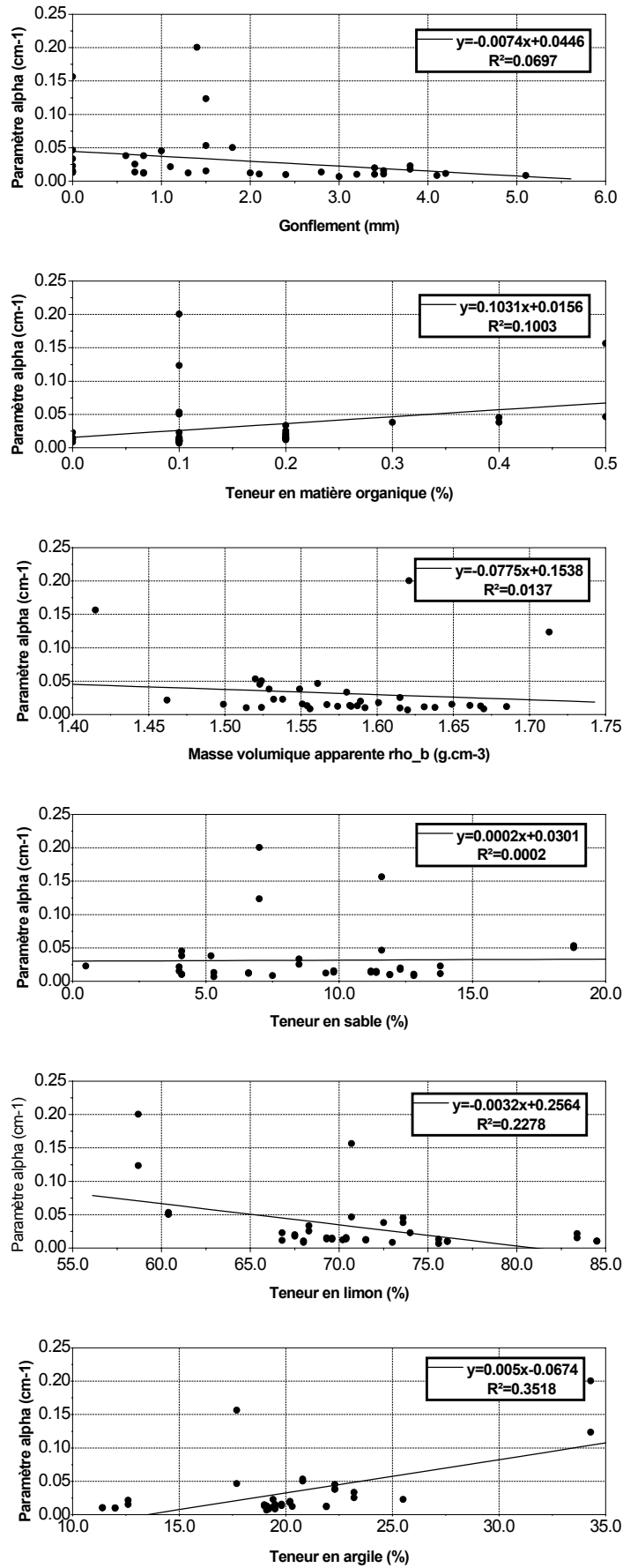


Fig.V.8.14. FPT2b : Evolution de α en fonction des propriétés physiques

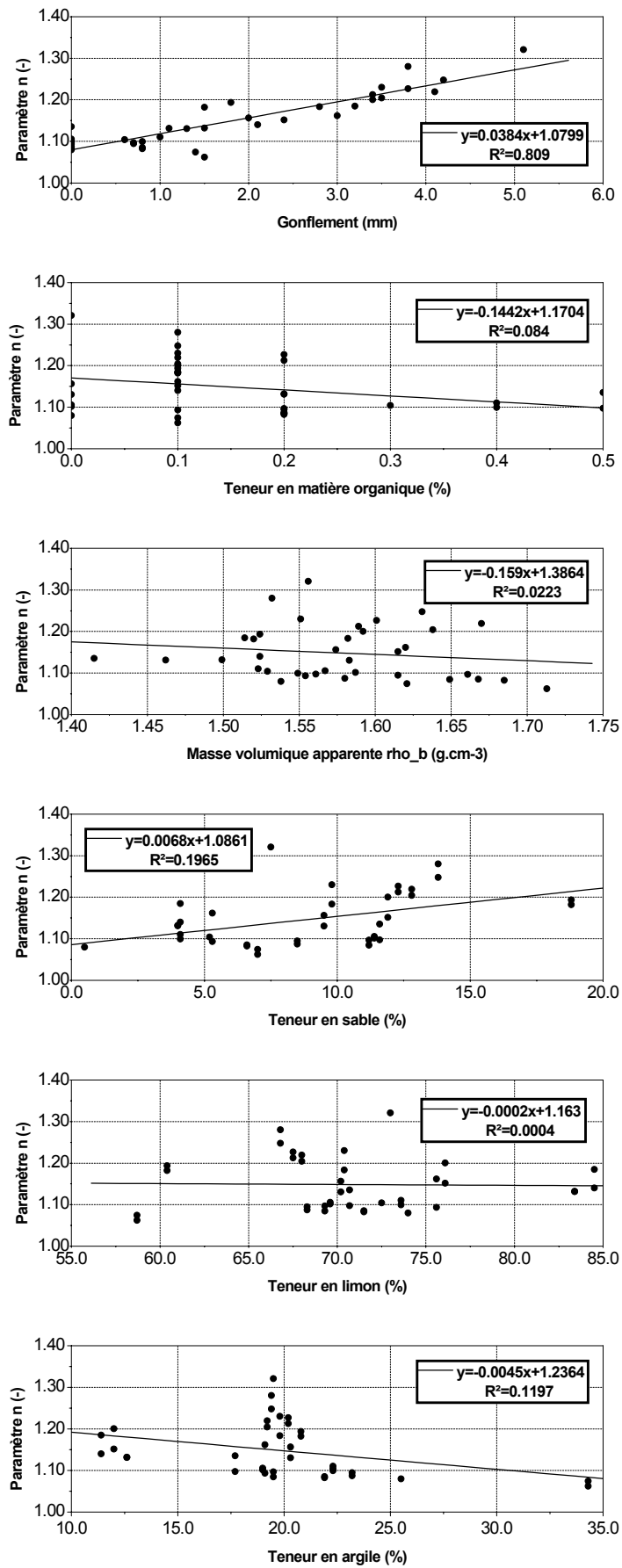


Fig.V.8.15. FPT2b : Evolution de n en fonction des propriétés physiques

Si, pour un même paramètre de van Genuchten, on compare les tendances révélées par les trois familles de FPT, on constate que les variations observées vont généralement dans le même sens. Quand des tendances contradictoires sont observées d'une FPT à une autre, il s'agit généralement de cas pour lesquels l'augmentation ou la décroissance du paramètre n'est pas très marquée. Il suffit alors souvent d'un échantillon présentant un comportement atypique pour faire « basculer » la tendance observée.

Evolution de θ_s en fonction des propriétés physiques

La plupart des auteurs considèrent que le paramètre θ_s est essentiellement gouverné par les paramètres texturaux, donc ceux qui donnent des informations sur l'agencement des différents éléments composant le milieu poreux plutôt que la proportion de ces différents éléments. Il s'agit donc avant tout de la porosité totale ou plus généralement du paramètre qui en est directement dérivé : la masse volumique apparente ρ_b . Ici, l'influence de ρ_b sur l'évolution de θ_s se marque de manière assez nette. Plus ρ_b est élevé, plus θ_s est faible. Ceci est très logique puisqu'une augmentation de ρ_b est indicatrice d'un milieu plus dense, donc moins poreux.

On a également observé que la prise en compte des mesures de gonflement améliore de manière très nette la précision des FPT. Ce phénomène mis en relation avec la nature et le taux d'argile présent dans le milieu (DAUTREBANDE & CASSE, 1998) est indicatrice d'une capacité du milieu à stocker d'importantes quantités d'eau au sein des minéraux argileux ou au sein de pores de dimensions plus importantes. Il est donc logique de constater que cette propriété joue essentiellement lorsque l'échantillon est au voisinage de la saturation en eau, donc qu'il ait une influence importante sur le paramètre θ_s . On observe bien une augmentation très nette de θ_s avec le gonflement. Il faut toutefois remarquer que le gonflement ne doit pas avoir beaucoup d'influence sur le comportement des limons en place.

Pour les FPT 2a, la teneur en matière organique semble également avoir une influence non négligeable sur θ_s , beaucoup moins pour les deux autres FPT. Ce résultat contrasté ne permet pas de tirer des conclusions définitives. Il faut toutefois noter que dans certains cas, la formation de complexes argilo-humiques peut avoir une action cohésive importante ayant une influence sur la structuration du milieu (MUSY & SOUTTER, 1991). Par cette influence sur la structure du milieu poreux, on pourrait imaginer que ce paramètre ait effectivement une influence sur θ_s .

L'évolution de la teneur en eau à saturation θ_s en fonction de la teneur en argile est un des cas pour lesquels les tendances varient d'une FPT à l'autre. L'application des FPT 1 semble indiquer une diminution de ce paramètre avec une augmentation de la teneur en argile, les FPT 2a et 2b indiquant le contraire, l'évolution étant faible dans les trois cas. La plupart des auteurs s'accordent

pour estimer que la teneur en argile des échantillons ne doit pas avoir une influence prépondérante à saturation. En effet, la fraction argileuse joue plutôt un rôle sur la rétention de l'eau sous l'application des succions les plus élevées. Elle devrait donc plutôt avoir une influence sur la teneur en eau résiduelle. Par contre, le paramètre θ_s semble diminuer légèrement en fonction de la teneur en limon et augmenter de manière un peu plus nette en fonction de la teneur en sable dans les échantillons. L'explication pouvant être avancée pour justifier ces deux tendances est que plus le milieu poreux comporte des éléments grossiers, plus il y a de chances que la porosité totale soit élevée. Cependant, tout dépend à nouveau de l'agencement des différentes particules. Une analyse plus fouillée est donc nécessaire afin de vérifier les tendances observées.

Evolution de α en fonction des propriétés physiques

Le paramètre α est celui pour lequel on a rencontré le plus de difficultés au cours de l'analyse présentée dans ce chapitre. Les conclusions qui vont être tirées devront donc être prises avec beaucoup de prudence. Cela est d'ailleurs confirmé par le fait que peu de tendances nettes se dégagent. Le paramètre α étant indicatif de l'inverse de l'ascension capillaire, on peut s'attendre à observer une diminution de ce paramètre dans des milieux comportant des pores de petites dimensions. Ce devrait donc être le cas pour les milieux contenant une fraction argileuse élevée. Ici, seule la FPT 2b semble relativement sensible à la fraction argileuse et la tendance observée est opposée à ce que l'on attendrait : α augmente en fonction de la teneur en argile.

A l'autre extrémité de la granulométrie, on constate généralement une légère augmentation de α avec la teneur en sable, en meilleur accord cette fois avec ce que l'on est en droit d'attendre. En effet, l'ascension capillaire est généralement moins élevée dans des matériaux sableux que dans des matériaux argileux.

On constate également une augmentation assez nette de α en fonction de la teneur en matière organique. Ceci pourrait être indicatif du comportement hydrophobe de la matière organique, à l'origine d'une diminution de l'angle de contact entre le milieu et l'eau, provoquant à son tour une diminution de l'ascension capillaire (voir la relation 1.3 au chapitre I.2.1.2), mais cette hypothèse reste à vérifier. Une diminution nette de α en fonction du gonflement est également observée. Ceci pourrait s'expliquer par la nature des matériaux argileux à l'origine du gonflement. Ce phénomène est indicatif d'une capacité d'adsorption très forte (donc d'une affinité très grande) des argiles présentes vis-à-vis de l'eau, tout à fait compatible avec l'observation d'ascensions capillaires plus élevées vu qu'il faut exercer des succions plus importantes pour extraire l'eau de ces échantillons.

Evolution de n en fonction des propriétés physiques

Le premier constat qui ressort des figures et du tableau V.8.2 est le fait que le paramètre n est celui pour lequel les évolutions en fonction des propriétés physiques sont les plus marquées et la cohérence des résultats entre les différentes méthodes est la meilleure.

L'évolution de n en fonction des fractions argileuse, limoneuse et sableuse présente une croissance nette avec l'augmentation de la proportion relative de la fraction grossière : n augmente si la teneur en argile diminue et si la fraction sableuse augmente. On n'observe pratiquement aucune évolution en fonction de la fraction limoneuse, mais il ne faut pas perdre de vue que tous les sols considérés ici sont classés comme des limons plus ou moins argileux ou sableux selon les cas. La fraction limoneuse gouverne plutôt le comportement moyen, les proportions relatives des autres phases étant à l'origine des variations observées autour de cette moyenne. L'évolution globale observée, en fonction de la position dans le triangle textural, reproduit une tendance logique. En effet, il est normal d'observer des valeurs du paramètre n plus élevées dans des matériaux plus sableux que dans des matériaux plus argileux où l'on attend généralement une évolution un peu plus progressive de la teneur en eau en fonction de la succion.

Le paramètre n diminue de manière significative avec l'augmentation de la masse volumique apparente et augmente nettement avec le gonflement. Ces deux effets semblent indiquer que la structure du milieu a une influence importante sur ce paramètre. Plus la porosité totale est élevée, plus n est élevé. Cela pourrait être le reflet de l'existence d'une macroporosité bien développée dans certains échantillons. Dans ce cas, l'influence importante du gonflement sur l'amplitude du paramètre n s'expliquerait par le fait que lors de la désaturation de l'échantillon, l'eau est rapidement expulsée par « dégonflement » du milieu poreux.

On observe enfin une décroissance de n avec l'augmentation de la teneur en matière organique, sans qu'un lien évident ait pu être proposé. Vu la faible teneur en matière organique, une analyse plus détaillée, considérant des sols superficiels, devrait être réalisée.

Finalement, l'analyse de l'influence des propriétés physiques sur les paramètres de la relation de van Genuchten aboutit à des conclusions cohérentes, venant renforcer le degré de confiance que l'on peut placer dans les FPT établies dans ce chapitre.

V.8.2.2.5 Premières conclusions relatives à l'analyse des propriétés hydrauliques de limons

Le caractère original de l'analyse proposée dans ce chapitre est d'intégrer une série d'informations relativement éparses, disponibles pour des échantillons prélevés sur le site de Bovenistier. On ne s'est donc pas contenté de déterminer « classiquement » des paramètres pour caractériser le comportement non saturé des limons. L'analyse a été poussée plus loin et a abouti à une série de résultats et de conclusions très intéressantes.

Il a été démontré de manière claire qu'il était possible de développer des fonctions de pédotransfert pour les limons de Hesbaye, ouvrant de ce fait la perspective d'une étude à grande échelle du comportement hydraulique des limons.

La suite des recherches dans ce domaine devrait suivre plusieurs pistes. Tout d'abord, il s'agirait d'affiner l'analyse et l'évaluation des FPT en envisageant une approche plus « statistique » du

problème. Il faut vérifier une série de conditions, vérifier les possibilités de corrélations tant entre les paramètres de la relation de van Genuchten, qu'entre les propriétés physiques considérées pour établir les fonctions de pédotransfert et voir quelles autres propriétés pourraient être considérées pour améliorer encore les potentialités des méthodes indirectes. Ensuite, il serait nécessaire d'étudier à l'échelle du bassin du Geer comment évoluent spatialement ainsi qu'avec la profondeur les propriétés des limons, afin de dégager les tendances générales et de poursuivre l'analyse à grande échelle.

V.8.3 Evaluation des propriétés hydrauliques des craies non saturées

V.8.3.1 *Introduction*

Dans les deux premières parties de ce travail, on a évoqué à plusieurs reprises le comportement particulier affectant les milieux multiporeux tant sur le plan des écoulements que du transport des solutés. Dans des matériaux affectés par ces structures particulières, les conditions d'écoulement peuvent varier très fortement en fonction de la saturation en eau du milieu. Sous des conditions de recharge intense, l'eau se déplace à vitesse élevée au sein d'un réseau préférentiel d'écoulement. Lorsque les conditions de recharge sont moindres, on observe un régime d'écoulement beaucoup plus lent au sein de la matrice ou des agrégats, la transition entre les deux régimes étant souvent très rapide. Sur le plan du transport, les conséquences sont importantes : la migration et le piégeage des solutés dépendent fortement des conditions de recharge. La manière de conceptualiser puis de représenter mathématiquement le comportement hydrodynamique de tels matériaux devra donc être à même de tenir compte de ces particularités.

En Hesbaye, le caractère dual de la porosité des craies a été mis en évidence à l'occasion de nombreux essais de traçage réalisés dans la zone saturée de l'aquifère. A Bovenistier, les résultats des essais de traçage réalisés entre le piézomètre CNS et le puits central renforcent cette conviction.

Des approches très élaborées existent pour représenter le comportement des milieux structurés. Dans le cadre de cette recherche, la voie choisie a été de considérer un seul continuum d'écoulement, en veillant à ce que les fonctionnalités utilisées pour représenter les relations hydrauliques non saturées (courbes $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$) permettent de reproduire au mieux la dynamique qui affecte le comportement hydrodynamique (activation/ désactivation du réseau de fissures selon les conditions de recharge) et hydrodispersif (partitionnement de la porosité et du piégeage des solutés dans l'eau immobile) des craies. Les modèles traditionnels étant très rapidement pris en défaut, il s'avère nécessaire de développer une approche plus élaborée à la lumière des informations recueillies dans la littérature et des données disponibles à Bovenistier. Ceci est l'objet de ce chapitre.

V.8.3.2 *Comportement hydrodynamique des craies*

Le milieu crayeux est caractérisé par une porosité duale : porosité de matrice et porosité de fissure. Certains auteurs (PRICE *et al.*, 1993, YOUNGER & ELLIOT, 1995) considèrent même qu'il serait préférable de considérer une porosité triple : matrice, microfissures et macrofissures. Dans ce cas, ces dernières constituent plutôt un réseau à l'échelle régionale ou semi-régionale : axes de fracturation se marquant, sur l'allure topographique des zones à substratum crayeux, par l'existence de vallées sèches orientées préférentiellement. Dans certains cas, les macrofissures peuvent présenter un caractère karstique plus ou moins important.

La matrice est caractérisée par une porosité très élevée et une faible conductivité hydraulique à saturation. Les craies de Hesbaye présentent une porosité totale variant de 30 à 45% (HALLET, 1999). En Angleterre, COOPER *et al.* (1990) renseignent des valeurs de porosité totale allant jusqu'à 40 voire 50%. Pour la matrice, PRICE *et al.* (1993) mentionnent des ordres de grandeurs de 30 à 40% pour la porosité et de 10^{-9} et 10^{-8} m.s⁻¹ pour la conductivité hydraulique à saturation, tandis que BARKER (1993) considère une valeur de 35% pour la porosité et 10^{-8} m.s⁻¹ pour la conductivité hydraulique à saturation. En conditions saturées, la matrice joue donc un rôle important vis-à-vis du stockage de l'eau et un rôle mineur vis-à-vis de sa mobilité, du moins à des échelles courtes de temps.

Relativement à l'ensemble du massif crayeux, la porosité associée aux fissures est très faible, tandis que leur conductivité hydraulique à saturation est assez élevée. En conditions saturées, ces caractéristiques confèrent aux fissures un rôle moteur vis-à-vis de la migration des substances dissoutes. PRICE *et al.* (1993) estiment que les craies sont caractérisées par une porosité de fissure de l'ordre de 10^{-2} % et une conductivité hydraulique à saturation variant de 10^{-5} à 10^{-3} m.s⁻¹. BARKER (1993) distingue les microfissures (fissuration primaire), caractérisées par des conductivités hydrauliques saturées de 10^{-7} à 10^{-5} m.s⁻¹ et représentant environ 1% de la porosité de la craie et un réseau secondaire de fissures pouvant présenter des conductivités hydrauliques à saturation de l'ordre de 10^{-3} m.s⁻¹.

La double porosité et la double perméabilité du milieu crayeux ont des conséquences bien connues sur le transport et le piégeage des polluants : les effets d'eau immobile liés au piégeage temporaire (plus ou moins long) du polluant dans l'eau localisée au sein de la matrice crayeuse (BARKER & FOSTER, 1981, BIVER, 1993, PRICE *et al.*, 1993, YOUNGER & ELLIOT, 1995, HALLET, 1999).

Les caractéristiques structurales de la craie ont également des conséquences très importantes sur son comportement dans la zone non saturée. En effet, la matrice poreuse est constituée d'un grand nombre de pores de petites dimensions (de l'ordre du μm). Des tensions capillaires très élevées s'y développent, avec pour conséquence directe que, sous des conditions hydrologiques normales, la teneur en eau de la matrice avoisine presque constamment la saturation. Les forces de capillarité sont à l'origine de l'immobilité presque complète de l'eau présente dans la matrice. Des gradients hydrauliques très importants sont donc nécessaires pour mobiliser cette eau.

PRICE *et al.* (1993) estiment la hauteur d'ascension capillaire dans la matrice crayeuse à 30 m. A Bovenistier, les diagraphies neutrons réalisées dans les forages ont mis en évidence des hauteurs d'ascension capillaires de l'ordre de 4 m. Toutefois, les diagraphies $\gamma\text{-}\gamma$ indiquent que l'ascension capillaire est probablement limitée vers le haut par l'existence de niveaux de craies plus fracturées.

Les fissures présentent des ouvertures nettement plus grandes. Généralement, elles ne sont pas le siège de forces de capillarité très élevées (pour rappel, la succion est inversement proportionnelle au rayon des pores ou à l'ouverture des fissures, voir relation 1.3 au chapitre I.3). En supposant une ouverture moyenne de l'ordre de 50 μm , PRICE *et al.* (1993) estiment une ascension capillaire maximale de l'ordre de 0.5 m dans les fissures. Si l'infiltration nette est inférieure à la conductivité hydraulique à saturation de la matrice crayeuse ($I_{\text{eff}} < K_{M,\text{sat}}$), elle est insuffisante pour assurer la saturation des fissures. Celles-ci sont dans ce cas désactivées et ne jouent pratiquement plus aucun rôle du point de vue de l'infiltration de l'eau. L'eau se cantonne presque exclusivement au sein de la matrice poreuse, passant d'un bloc non fissuré à l'autre via les points de contact qui jouent le rôle de ponts hydrauliques (WANG & NARASINHAM, 1985). La vitesse de migration de l'eau est alors gouvernée par la faible perméabilité de la matrice et par conséquent l'infiltration est très lente.

Lors de périodes prolongées de recharge intense, il peut arriver que la matrice atteigne le degré de saturation complète en eau. A ce moment, l'excédent d'eau peut s'infiltrer via le réseau de fissures. Celles-ci ayant une capacité d'emmagasinement très faible, la teneur en eau y augmente rapidement pour atteindre la saturation, entraînant dans le même temps une augmentation rapide de la conductivité hydraulique de l'ensemble. A partir de ce moment, les fissures concentrent l'essentiel des écoulements. Le mouvement de l'eau dans la matrice peut être considéré comme négligeable, le rôle de cette dernière se limitant à l'effet de stockage - déstockage de l'eau et des éventuels polluants. Tout polluant dissous dans l'eau infiltrée est alors susceptible d'atteindre très rapidement la nappe aquifère. On comprend donc l'intérêt de bien cerner et représenter ce comportement hydraulique très complexe des craies.

Pour des matériaux fissurés comme les craies, la détermination expérimentale des relations $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$, plus particulièrement de la conductivité hydraulique, n'est pas simple. Les principaux problèmes qui se posent concernent la représentativité des échantillons testés (comportent-ils des fissures et ces dernières sont-elles représentatives de l'ensemble du massif ?) et le contrôle des conditions expérimentales (essentiellement lors de la désaturation des fissures). COOPER *et al.* (1990) et GARDNER *et al.* (1990) présentent des courbes de rétention et de conductivités hydrauliques mesurées in situ dans les craies. Ces relations confirment le comportement particulier de la craie en milieu non saturé. La conductivité hydraulique montre une chute rapide, de 2 à 3 ordres de grandeurs, pour une diminution de quelques pour cents de la teneur en eau au voisinage de la saturation. Les courbes de rétention correspondantes montrent que des succions très grandes doivent être appliquées pour désaturer la matrice crayeuse.

V.8.3.3 Observations faites à Bovenistier

Les résultats des essais réalisés à Bovenistier mettent très bien en évidence une série de considérations énoncées ci-dessus.

V.8.3.3.1 Courbes de rétention mesurées sur les échantillons de craies

Vu la taille restreinte des échantillons, les courbes de rétentions mesurées ne peuvent pas être considérées comme représentatives du comportement global de la craie non saturée. En effet, cette échelle de mesure ne permet pas d'intégrer complètement la composante fissurée. Toutefois, si l'on observe l'allure des courbes de rétention, on constate que la teneur en eau varie assez fortement entre la saturation (pas de succion appliquée à l'échantillon) et une succion de 0.4 m. Par la suite, l'augmentation de la succion se traduit par une variation beaucoup plus lente de la teneur en eau. Il faut ensuite appliquer des succions de l'ordre de 10 à 15 m pour observer à nouveau une variation importante de la teneur en eau. Les courbes de rétention présentent donc deux plages de variation de la teneur en eau, la succion « critique » avoisinant ici 0.4 m, mais il est probable que le seuil réel de variation du comportement soit inférieur.

La variation rapide de la teneur en eau pour des succions inférieures à 0.4 m correspond vraisemblablement à la vidange des microfissures présentes au sein de l'échantillon. Cette valeur critique de succion est en accord avec des observations similaires sur les craies anglaises (PRICE *et al.*, 1993). Un fois que les microfissures sont vidangées, il reste l'eau « piégée » au sein de la matrice crayeuse proprement dite. Pour extraire cette eau, il est nécessaire d'appliquer des succions beaucoup plus grandes.

V.8.3.3.2 Résultats des essais de traçage réalisés à partir du piézomètre CNS

Comme on l'a mentionné au point V.7.1, selon que l'injection dans le Pz CNS est réalisée sous charge ou sans mise sous charge, le temps de transfert du traceur vers le puits central passe de quelques heures à près d'un an, soit pratiquement un facteur 1000. L'arrivée du traceur lors du traçage sans mise en charge est par ailleurs facilitée par la remontée de plusieurs mètres qui caractérise le comportement de la nappe à cette époque.

On ne peut expliquer une telle différence dans les temps d'arrivée des traceurs qu'en supposant que lors de la mise sous charge, les fissures ont été saturées (au moins partiellement) entre le point d'injection et la nappe aquifère, induisant de la sorte une forte augmentation de la conductivité hydraulique du milieu crayeux. Dans le deuxième cas, seules les conditions naturelles d'infiltration permettent la migration progressive du traceur vers la nappe. Le rapport entre les deux temps de transfert est en très bon accord avec le rapport des conductivités hydrauliques généralement considérées respectivement pour les craies saturées en eau (de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-3} m.s⁻¹) et la matrice crayeuse saturée (de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-7} m.s⁻¹).

V.8.3.4 *Modèle conceptuel considéré*

Le modèle conceptuel doit être à même de considérer les caractéristiques et propriétés suivantes :

Sous des conditions saturées

- La conductivité hydraulique du milieu crayeux est élevée, essentiellement gouvernée par la perméabilité des fissures (K_f) ;
- La porosité efficace θ_m est faible, de l'ordre de quelques pour cents au maximum, correspondant à la porosité des fissures ;
- L'effet d'eau immobile est assez marqué, caractérisé par une porosité d'eau immobile élevée ; il reflète le grand contraste existant entre la perméabilité des fissures K_f et celle de la matrice K_m .

Sous des conditions non saturées

- Au sein de la matrice, la hauteur d'ascension capillaire est généralement assez élevée, reflétant le diamètre moyen des pores ;
- Sous des conditions normales de recharge, les fissures ne jouent pratiquement aucun rôle, la conductivité hydraulique de l'ensemble étant essentiellement gouvernée par la conductivité hydraulique de matrice $K_m \ll K_f$;
- Les effets d'eau immobile, normalement liés à l'existence de grands contrastes de conductivité hydraulique au sein du milieu, sont relativement peu développés.

Conditions mathématiques et numériques

Les fonctionnalités mathématiques habituellement utilisées (VAN GENUCHTEN, 1980, ...) ne permettent pas de reproduire la dynamique du comportement des craies au voisinage de la saturation. De leur côté, les relations bi- ou multi- modales mentionnées au point 1.3.3.3 fournissent des résultats meilleurs et garantissent la continuité des relations $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ obtenues. Toutefois, lors de l'utilisation de ces fonctions avec des méthodes numériques, il est nécessaire que les dérivées par rapport à la pression ($\partial\theta/\partial h$ et $\partial k_r/\partial h$) soient également continues à la transition fissure - matrice (notamment dans le cas de l'utilisation d'un processus de linéarisation de Newton-Raphson). Le modèle mathématique associé au modèle conceptuel proposé doit donc corriger ces deux inconvénients.

Ci-dessous, les principes mathématiques sur lesquels repose l'établissement de la nouvelle fonctionnalité visant à représenter les propriétés hydrauliques non saturées des craies, sont décrits.

V.8.3.5 Courbe de rétention $\theta(h)$ du milieu crayeux fissuré

La courbe de rétention des craies est représentée par la combinaison de deux relations de van Genuchten (fig.V.8.16) : une pour la composante matricielle, l'autre pour les fissures. Plusieurs raisons motivent ce choix : (1) il s'agit d'une relation communément employée, y compris pour des milieux multiporeux (milieux macroporeux ou fissurés) ; (2) elle présente une forme simple et relativement souple, sans comporter un nombre prohibitif de paramètres.

La difficulté est d'assurer que, lors du « passage » d'une courbe à l'autre, la fonctionnalité soit continue et continûment dérivable.

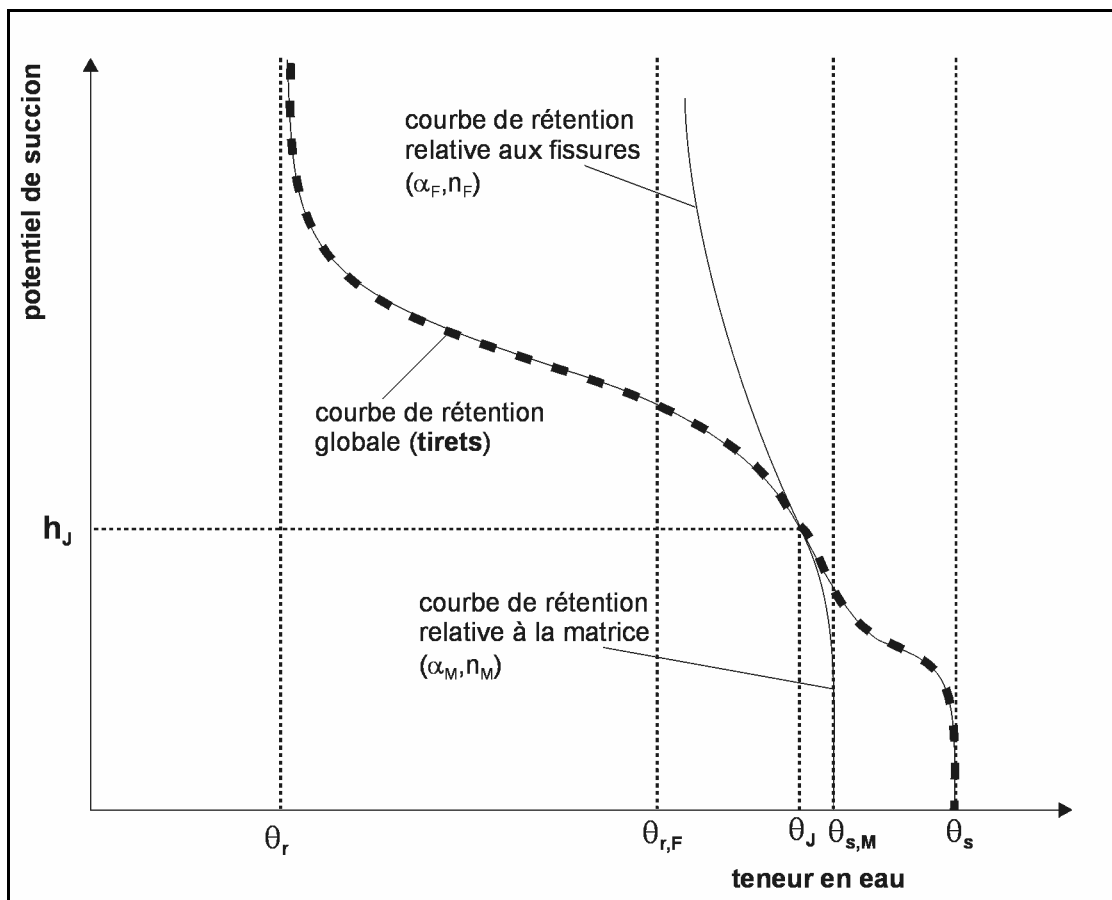


Figure V.8.16. Courbe de rétention type du modèle et paramètres considérés

Pour la matrice, l'utilisation du modèle de VAN GENUCHTEN (1980) se justifie sans peine. La matrice crayeuse peut en effet être considérée comme un milieu poreux « classique », la différence principale se marquant seulement par une cohésion plus grande par rapport à un matériau granulaire classique. L'utilisation d'une relation de van Genuchten pour représenter le comportement non saturé des fissures est moins évidente. Par leur morphologie et leur géométrie, les fissures ont un comportement hydrostatique et hydrodynamique très particulier, différant fortement de celui d'un milieu poreux « classique ». A ce jour, le modèle conceptuel le plus élégant et le plus « avancé » pour représenter le comportement non saturé d'un milieu fissuré est probablement le modèle proposé par

WANG & NARASIMHAN (1985). Ce modèle nécessite toutefois un degré de connaissance de la morphologie, de la distribution et de la fréquence des fissures tellement détaillé qu'il n'est guère applicable au cas qui nous intéresse concrètement, la fissuration des craies de Hesbaye n'ayant pas été étudiée jusqu'à ce point.

Le choix de la relation de van Genuchten se justifie par sa simplicité, ainsi que par souci d'homogénéité dans les formulations employées. On verra que cela n'introduit que deux paramètres supplémentaires : la teneur en eau à saturation θ_s du milieu crayeux dans son ensemble (ce qui revient à fixer la porosité des fissures) et le potentiel d'entrée d'air dans les fissures ($\psi_F = 1/\alpha_F$) dont l'ordre de grandeur peut être fixé assez précisément. Des conditions de continuité sont substituées aux autres paramètres de la relation.

La forme générale de l'équation utilisée pour représenter le comportement de la matrice crayeuse est la suivante :

$$\Theta_M = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{s,M} - \theta_r} = \left[1 + (\alpha_M h)^{n_M} \right]^{-m_M} \quad (5.13)$$

où,

- θ_r est un paramètre représentant la teneur en eau résiduelle de la craie ;

- $\theta_{s,M}$ est appelé teneur en eau à saturation de la matrice, mais on verra qu'il s'agit en fait d'un simple paramètre d'ajustement différent de la porosité totale de la matrice (n_m) ;

- α_M , n_M et $m_M = 1 - 1/n_M$ sont les paramètres de la relation de van Genuchten, permettant de caractériser le comportement non saturé de la matrice crayeuse ;

- $\Theta_M = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{s,M} - \theta_r}$ est appelée teneur en eau réduite de la matrice.

La relation utilisée pour les fissures à la forme générale suivante :

$$\Theta_F = \frac{\theta - \theta_{r,F}}{\theta_s - \theta_{r,F}} = \left[1 + (\alpha_F h)^{n_F} \right]^{-m_F} \quad (5.14)$$

avec :

- $\theta_{r,F}$ le paramètre de teneur en eau résiduelle des fissures à considérer au même titre que $\theta_{s,M}$ comme un simple paramètre d'ajustement ;

- θ_s la teneur en eau à saturation du milieu crayeux dans son ensemble ;

- α_F , n_F et $m_F = 1 - 1/n_F$ les paramètres de la relation de van Genuchten, permettant de représenter le comportement non saturé des fissures ;

- $\Theta_F = \frac{\theta - \theta_{r,F}}{\theta_s - \theta_{r,F}}$ appelée teneur en eau réduite des fissures.

V.8.3.5.1 Conditions de continuité

Pour des raisons numériques, on souhaite que la courbe de rétention globale soit continue et continûment dérivable sur toute la gamme des teneurs en eau (de $\theta = \theta_r$ à $\theta = \theta_s$). Il doit donc exister un point (θ_J, h_J) commun aux deux relations de van Genuchten utilisées pour modéliser la courbe de rétention du milieu crayeux fracturé.

Les conditions de continuité peuvent donc être énoncées comme suit :

$$\text{-continuité de la relation } \theta(h) : \quad (\theta_J, h_J)_M = (\theta_J, h_J)_F \quad (5.15)$$

$$\text{-continuité de la dérivée première :} \quad \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_{J,M} = \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_{J,F} \quad (5.16)$$

Graphiquement, cela signifie que les deux fonctions de van Genuchten doivent être jointives au point (θ_J, h_J) et y présenter une pente égale (cf. fig.V.8.16). Deux conditions étant posées, deux paramètres doivent être fixés pour garantir leur respect.

Pour cela, on jouera sur les paramètres de la relation de van Genuchten relative aux fissures. Disposant d'une maîtrise plus grande sur les valeurs à attribuer à la porosité de fissure ($\theta_F = \theta_s - n_m$) et au potentiel d'entrée d'air dans les fissures ($\psi_F = 1/\alpha_F$), il est préférable de les conserver comme paramètres d'ajustement. Il reste alors deux paramètres pouvant être fixés de manière à garantir les conditions de continuité : n_F et $\theta_{r,F}$. Comme on modélise un milieu à double porosité, le paramètre $\theta_{r,F}$ relatif à la teneur en eau résiduelle des fissures n'a pas un sens énorme et peut sans problème être utilisé pour assurer le respect de la condition de continuité. Par contre, il aurait pu être intéressant de conserver un sens physique au paramètre n_F , représentatif du degré d'uniformité de l'ouverture des fissures. Toutefois, en l'absence de mesures détaillées du comportement non saturé des fissures, cette quantification est impossible et l'on perd peu d'information en considérant n_F comme un paramètre de continuité.

Pour déterminer les paramètres de continuité n_F et $\theta_{r,F}$, il suffit d'évaluer les équations de van Genuchten relatives à la matrice et aux fissures et leur dérivées au point de jonction (θ_J, h_J) :

$$\theta_J^M = \theta_r + (\theta_{s,M} - \theta_r) \left(1 + (\alpha_M h_J)^{n_M}\right)^{-m_M} \quad (5.17a)$$

$$\theta_J^F = \theta_{r,F} + (\theta_s - \theta_{r,F}) \left(1 + (\alpha_F h_J)^{n_F}\right)^{-m_F} \quad (5.17b)$$

et :

$$\left(\frac{d\theta}{dh}\right)_{J,M} = \frac{-\alpha_M m_M (\theta_{s,M} - \theta_r)}{1 - m_M} \Theta_{J,M}^{1/m_M} \left(1 - \Theta_{J,M}^{1/m_M}\right)^{m_M} \quad (5.18a)$$

avec $\Theta_{J,M} = \Theta_M(\theta = \theta_J)$

$$\left(\frac{d\theta}{dh}\right)_{J,F} = \frac{-\alpha_F m_F (\theta_s - \theta_{r,F})}{1 - m_F} \Theta_{J,F}^{1/m_F} \left(1 - \Theta_{J,F}^{1/m_F}\right)^{m_F} \quad (5.18b)$$

avec $\Theta_{J,F} = \Theta_F(\theta = \theta_J)$

Ces conditions peuvent être ramenées sous une forme :

$$\theta_{r,F}, n_F \text{ tels que } \begin{cases} \chi(\theta_{r,F}, n_F) = 0 \\ \gamma(\theta_{r,F}, n_F) = 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

avec :

$$\chi(\theta_{r,F}, n_F) = \theta_{r,F} - \frac{\theta_r + (\theta_{s,M} - \theta_r) \left(1 + (\alpha_M h_J)^{n_M}\right)^{-m_M} + \theta_s \left(1 + (\alpha_F h_J)^{n_F}\right)^{-m_F}}{\left(1 + (\alpha_F h_J)^{n_F}\right)^{-m_F}} \quad (5.20a)$$

$$\gamma(\theta_{r,F}, n_F) = -\frac{\alpha_M m_M (\theta_{s,M} - \theta_r)}{1 - m_M} \Theta_{J,M}^{1/m_M} \left(1 - \Theta_{J,M}^{1/m_M}\right)^{m_M} + \frac{\alpha_F m_F (\theta_s - \theta_{r,F})}{1 - m_F} \Theta_{J,F}^{1/m_F} \left(1 - \Theta_{J,F}^{1/m_F}\right)^{m_F} \quad (5.20b)$$

Il n'est pas évident de trouver une solution analytique à ce système d'équations. Une solution numérique est donc déterminée par la recherche du minimum de la fonction objectif suivante :

$$\mathfrak{J}(\theta_{r,F}, n_F) = A |\chi(\theta_{r,F}, n_F)| + B |\gamma(\theta_{r,F}, n_F)| \quad (5.21)$$

où A et B sont des coefficients de pondération (>0) permettant de donner plus ou moins de poids aux deux fonctions à minimiser. Cette optimisation est réalisée à l'aide du solveur de Microsoft Excel®.

En résumé, le développement de la relation $\theta(h)$ du milieu crayeux fissuré non saturé est réalisé comme suit :

- Détermination des porosités de matrice et de fissure (θ_s étant la somme des deux) ;

- Ajustement des paramètres relatifs à la représentation de la matrice (dans notre cas sur base de mesures expérimentales, v. par la suite) ;
- Définition du point de jonction (θ_J, h_J) entre les deux relations (par exemple la teneur en eau θ_J correspondant à une succion de 0.4 m) et estimation de la hauteur d'ascension capillaire $\psi_F = 1/\alpha_F$ dans le réseau de fissures ;
- Evaluation des paramètres n_F et $\theta_{r,F}$ de manière à garantir les conditions de continuité (5.15) et (5.16).

V.8.3.6 Etablissement de la courbe de conductivité hydraulique du milieu crayeux fissuré

V.8.3.6.1 Principe de la méthode

A côté de l'intérêt de fournir une relation continûment dérivable, donc intéressante en vue d'une utilisation dans des codes numériques, la nouvelle fonctionnalité proposée pour la courbe de rétention possède l'avantage de permettre une évaluation analytique de la courbe de conductivité hydraulique à partir de la courbe de rétention. Ce n'est pas le cas des approches existantes, qui proposent généralement d'évaluer la courbe de rétention d'un milieu multiporeux via une addition simple des contributions relatives aux fissures et à la matrice (SMETTEM & KIRBY, 1990, ROSS & SMETTEM, 1993, DURNER, 1994, MALLANTS *et al.*, 1997), ne permettant pas une évaluation analytique directe de la courbe de conductivité hydraulique à partir de la courbe de rétention.

Pour évaluer la courbe de conductivité hydraulique, il est fait appel au modèle de MUALEM (1976) qui permet d'évaluer la fonction $k_r(\theta)$ analytiquement, à partir de la courbe de rétention $\theta(h)$. Cette approche est critiquable par le fait qu'au départ, le modèle de distribution de pores de Mualem a été développé pour des milieux poreux. La généralisation de cette théorie aux milieux fissurés est donc sujette à caution. Toutefois, l'utilisation d'un modèle totalement empirique ne fournirait un résultat ni plus précis, ni plus élégant. De plus, si l'on s'en réfère à la littérature, on constate que plusieurs auteurs ont déjà utilisé le modèle de Mualem pour évaluer la relation $k_r(\theta)$ pour des roches fissurées. Ainsi, PETERS & KLAVETIER (1988) utilisent ce modèle pour déterminer l'évolution de la conductivité hydraulique de tuffs fissurés (à partir d'une courbe de rétention représentée par une forme autre que la relation de van Genuchten). Ils justifient cette approche par le fait que le modèle de Mualem a montré, dans de nombreux cas, sa supériorité sur les autres modèles de distributions de pores. Enfin, on peut ajouter que cette méthode permet de représenter $k_r(\theta)$ par une fonctionnalité mathématique au sein de laquelle interviennent les mêmes paramètres que ceux qui définissent la relation $\theta(h)$, ce qui permet d'éviter une multiplication des paramètres nécessaires à

définir complètement le comportement du milieu. Rappelons encore que vu le peu d'informations disponibles, il est inutile de vouloir utiliser à ce stade une approche plus élaborée (telle que la théorie de WANG & NARASIMHAN, 1985).

V.8.3.6.2 Evaluation de la courbe de conductivité hydraulique

La relation fondamentale du modèle de MUALEM (1976) est :

$$k_r(\theta) = S_e^P \left[\frac{f(\theta)}{f(\theta_s)} \right]^2 = S_e^P \left[\frac{\int_0^\theta \frac{d\theta}{h}}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{h}} \right]^2 \quad (5.22)$$

où,

- P est un paramètre dont la valeur optimale établie par Mualem sur un grand nombre de sols est 0.5 ;

- $S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ est la teneur en eau réduite du milieu.

L'utilisation de la relation $\theta(h)$ établie précédemment nécessite d'évaluer $k_r(\theta)$ en deux étapes, le chemin d'intégration suivant des fonctionnalités différentes selon que les fissures sont complètement désaturées (fig.V.8.16, partie de la courbe de rétention correspondant à la matrice) ou qu'elles sont partiellement saturées (donc que la matrice est elle complètement saturée, auquel cas on suit la partie de la courbe de rétention correspondant aux fissures).

Si seule la matrice est partiellement saturée en eau, on a $\theta < \theta_j$ et la fonction $\theta(h)$ est décrite par la relation suivante :

$$\Theta_M = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{s,M} - \theta_r} = \left(1 + (\alpha_M h)^{n_M} \right)^{-m_M} \quad (5.23)$$

$$h = \frac{1}{\alpha_M} \left(\frac{1 - \Theta_M^{1/m_M}}{\Theta_M^{1/m_M}} \right)^{1/n_M} \quad (5.24)$$

En utilisant la relation entre θ et Θ , on peut alors écrire :

$$f_I(\theta) = \int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{h} = (\theta_{s,M} - \theta_r) \int_0^{\Theta_M} \left[\alpha_M \left(\frac{1 - x^{1/m_M}}{x^{1/m_M}} \right)^{1/n_M} \right] dx \quad (5.25)$$

$$f_I(\theta) = \alpha_M (\theta_{s,M} - \theta_r) \left(1 - \left(1 - \Theta_M^{1/m_M} \right)^{m_M} \right) \quad (5.26)$$

avec la condition classique : $m_M = 1 - \frac{1}{n_M}$

Si la matrice est complètement saturée en eau et les fissures partiellement saturées, on a $\theta \geq \theta_j$ et la fonction $\theta(h)$ est décrite par la relation suivante :

$$\Theta_F = \frac{\theta - \theta_{r,F}}{\theta_s - \theta_{r,F}} = \left(1 + (\alpha_F h)^{n_F} \right)^{-m_F} \quad (5.27)$$

$$h = \frac{1}{\alpha_F} \left(\frac{1 - \Theta_F^{1/m_F}}{\Theta_F^{1/m_F}} \right)^{1/n_F} \quad (5.28)$$

Le chemin d'intégration permettant le calcul de $f(\theta)$ doit alors être scindé en deux parties :

$$f(\theta) = \int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{h} = \int_{\theta_r}^{\theta_j} \frac{d\theta}{h_I} + \int_{\theta_j}^{\theta} \frac{d\theta}{h_{II}} = f_I(\theta_j) + \int_{\theta_j}^{\theta} \frac{d\theta}{h_{II}} \quad (5.29)$$

Le premier terme du membre de droite est fourni par l'évaluation de (5.26) en $\theta = \theta_j$. Le deuxième terme est évalué en exprimant l'intégrale comme la différence de deux autres intégrales partant chacune de $\theta_{r,F}$:

$$\int_{\theta_j}^{\theta} \frac{d\theta}{h_{II}} = \int_{\theta_{r,F}}^{\theta} \frac{d\theta}{h_{II}} - \int_{\theta_{r,F}}^{\theta_j} \frac{d\theta}{h_{II}} \quad (5.30)$$

Ces deux intégrales se calculent de manière similaire à (5.25), ce qui donne :

$$f_{II}(\theta) = \int_{\theta_j}^{\theta} \frac{d\theta}{h_{II}} = \alpha_F (\theta_s - \theta_{r,F}) \left[\left(1 - \Theta_{J,F}^{1/m_F} \right)^{m_F} - \left(1 - \Theta_F^{1/m_F} \right)^{m_F} \right] \quad (5.31)$$

avec $m_F = 1 - \frac{1}{n_F}$ et $\Theta_{J,F} = \frac{\theta_j - \theta_{r,F}}{\theta_s - \theta_{r,F}}$

On notera qu'en $\theta = \theta_s$, $\Theta_F^{1/m_F} = 1$ et l'équation (5.31) se réduit à :

$$f_{II}(\theta_s) = \int_{\theta_j}^{\theta_s} \frac{d\theta}{h_{II}} = \alpha_F (\theta_s - \theta_{r,F}) \left(1 - \Theta_{J,F}^{1/m_F} \right)^{m_F} \quad (5.32)$$

On a donc :

$$f(\theta) = f_I(\theta_J) + f_{II}(\theta) \quad (5.33)$$

On a aussi :

$$f(\theta_s) = f_I(\theta_J) + f_{II}(\theta_s) \quad (5.34)$$

En regroupant les termes calculés ci-dessus, on obtient la relation $k_r(\theta)$.

V.8.3.7 Calcul des dérivées nécessaires à l'utilisation du processus de linéarisation de Newton-Raphson

Comme cela a déjà été mentionné, la résolution numérique de l'équation de Richards nécessite l'introduction d'un processus de linéarisation de certains termes. Si ce processus n'est pas efficace en terme de convergence, le temps de calcul lié à la résolution du problème peut augmenter très vite. Une des méthodes de linéarisation souvent utilisée est la méthode de Newton-Raphson. Celle-ci fait intervenir les dérivées $d\theta/dh$ et dk_r/dh . Pour que les développements soient complets, ce paragraphe fournit le calcul de ces dérivées.

V.8.3.7.1 Pour des teneurs en eau $\theta < \theta_J$

$$\frac{d\theta}{dh} = \frac{-\alpha_M m_M (\theta_{s,M} - \theta_r)}{1 - m_M} \Theta_M^{1/m_M} (1 - \Theta_M^{1/m_M})^{m_M} \quad (5.35)$$

$$\frac{dk_r}{dh} = \frac{dk_r}{d\theta} \frac{d\theta}{dh} = \left(\frac{P}{\theta_s - \theta_r} S_e^{(P-1)} + 2S_e^P \frac{f_I(\theta)}{f(\theta_s)} \frac{df_I(\theta)}{d\theta} \right) \frac{d\theta}{dh} \quad (5.36)$$

avec :

$$-\Theta_M = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{s,M} - \theta_r}$$

$$-m_M = 1 - \frac{1}{n_M}$$

$$-\frac{df_I}{d\theta} = \alpha_M (1 - \Theta_M^{1/m_M})^{(m_M-1)} \Theta_M^{(1/m_M-1)}$$

V.8.3.7.2 Pour des teneurs en eau $\theta > \theta_J$

$$\frac{d\theta}{dh} = \frac{-\alpha_F m_F (\theta_s - \theta_{r,F})}{1 - m_F} \Theta_F^{1/m_F} (1 - \Theta_F^{1/m_F})^{m_F} \quad (5.37)$$

$$\frac{dk_r}{dh} = \frac{dk_r}{d\theta} \frac{d\theta}{dh} = \left(\frac{P}{\theta_s - \theta_r} S_e^{(P-1)} + 2S_e^P \frac{(f_I(\theta_J) + f_{II}(\theta))}{f(\theta_s)} \frac{df_{II}(\theta)}{d\theta} \right) \frac{d\theta}{dh} \quad (5.38)$$

avec :

$$-\Theta_F = \frac{\theta - \theta_{r,F}}{\theta_s - \theta_{r,F}}$$

$$-m_F = 1 - \frac{1}{n_F}$$

$$-\frac{df_{II}}{d\theta} = \alpha_F \left(1 - \Theta_F^{1/m_F}\right)^{(m_F-1)} \Theta_F^{(1/m_F-1)}$$

Dans les cas fortement non linéaires, il faut remarquer que la variation rapide de la conductivité hydraulique au voisinage de la saturation peut conduire à quelques problèmes de convergence lors du calcul des dérivées. Ceci entraîne un fort ralentissement de la convergence de la boucle non linéaire, lors de la résolution de l'équation de Richards. Pour améliorer l'algorithme numérique, il pourrait être intéressant de travailler directement avec la teneur en eau plutôt que le potentiel de pression comme variable principale. Ceci n'est pas possible dans la version actuelle du SUFT3D mais constitue un des développements à envisager.

V.8.3.8 *Interprétation des données disponibles à Bovenistier*

Pour illustrer les développements réalisés, montrer l'amélioration apportée par rapport à l'usage d'approches plus classiques et bien sûr obtenir une évaluation du comportement non saturé des craies fissurées, la nouvelle méthode a été appliquée aux données acquises à Bovenistier. Les courbes de rétention disponibles sont en fait utilisées uniquement pour évaluer les paramètres relatifs à la matrice crayeuse, des hypothèses ayant dû être acceptées pour la composante due aux fissures, mal représentée par les mesures sur échantillons.

V.8.3.8.1 *Evaluation des paramètres de van Genuchten relatifs à la matrice*

Comme mentionné précédemment, les courbes de rétention mesurées sur les échantillons de craie prélevés à Bovenistier présentent souvent une variation importante de la teneur en eau entre la saturation (pF = 0.0) et une succion de 40 cm (pF = 1.6). Cette variation rapide de teneur en eau peut être attribuée à la vidange de microfissures présentes en nombre plus ou moins important dans les échantillons testés. Dans le but de représenter le comportement hydraulique de la matrice crayeuse, il paraît donc logique de ne considérer que les mesures de pF non influencées par les microfissures, donc supérieures à pF = 0.4 m. Toutefois, en vue de montrer les différences que l'on peut obtenir selon que l'on différencie le comportement de la craie sous faible succion ou pas, on a dans un premier temps envisagé les deux cas.

Pour obtenir les paramètres de la relation de van Genuchten relatifs à la craie, les courbes de rétention mesurées sur les échantillons prélevés à Bovenistier ont donc été traitées de deux manières.

- Méthode 1 : ajustement d'une fonction de van Genuchten sur les courbes de rétention traitées dans leur ensemble, c'est-à-dire sans considérer séparément la composante microfissure.
- Méthode 2 : ajustement d'une fonction de van Genuchten en ne considérant que les couples de valeur (θ_i, h_i) pour des succions supérieures ou égales à 0.4 m (c'est à dire en faisant abstraction de la composante microfissure).

L'ajustement de la relation de van Genuchten est réalisé en adaptant les paramètres de cette relation afin d'obtenir la concordance entre teneurs en eau mesurées et calculées (minimisation de la somme des carrés des différences entre les teneurs en eau mesurées expérimentalement et calculées par la relation 5.13), en utilisant la fonction solveur du programme Microsoft Excel®. De manière à réduire le nombre de paramètres d'ajustement, la recommandation de WÖSTEN (1999, *communication personnelle*) de fixer le paramètre représentant la teneur en eau résiduelle (θ_r) à 1% a à nouveau été suivie. De toute manière, ce choix a peu d'influence sur les résultats puisqu'en Hesbaye, les craies n'étant pas soumises à des fortes succions, une erreur dans cette plage de la courbe de rétention n'est pas problématique. Le paramètre m_M de la relation de van Genuchten est fixé à $m_M = 1 - 1/n_M$. Ce choix ne limite pas fortement la souplesse de la relation et permet surtout de déduire assez simplement la courbe de conductivité hydraulique $k_r(\theta)$ de la courbe de rétention $\theta(h)$ à l'aide du modèle de MUALEM (1976).

Résultats des deux méthodes d'ajustement

Globalement, les deux méthodes fournissent des résultats assez semblables et satisfaisants. Dans l'ensemble, les couples de valeurs $(\theta_{mes}, \theta_{calc})$ s'alignent suivant une droite $\theta_{calc} = \theta_{mes}$, avec des coefficients de détermination de $R^2 = 0.9253$ et $R^2 = 0.9875$ respectivement pour les méthodes 1 et 2 (fig.V.8.17 et V.8.18). Les teneurs en eau à pF = 1 ont été calculées avec la méthode 2 à titre informatif, après ajustement sur le reste des courbes de rétention.

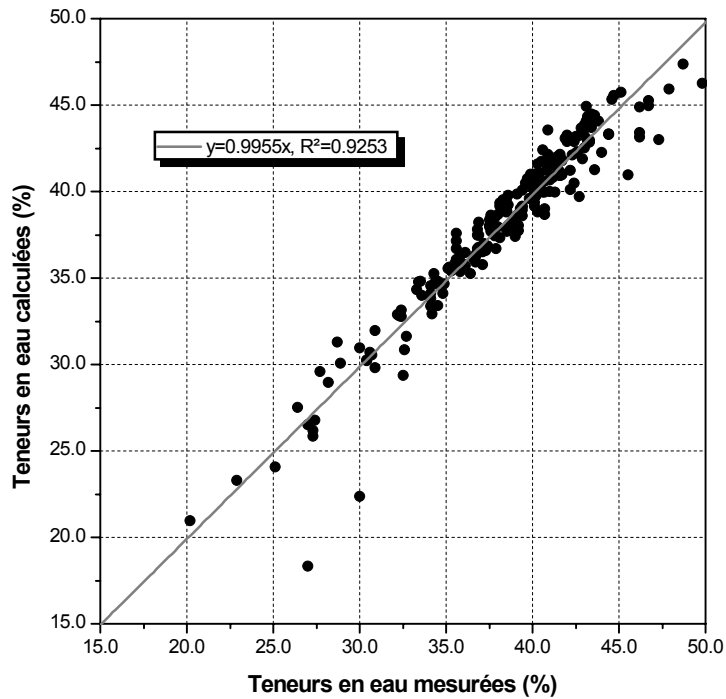


Fig.V.8.17. Comparaison des teneurs en eau calculées par la relation de van Genuchten aux teneurs en eau mesurées sur les échantillons de craies.

Méthode 1 : Prise en compte des mesures sur toute la gamme de succion

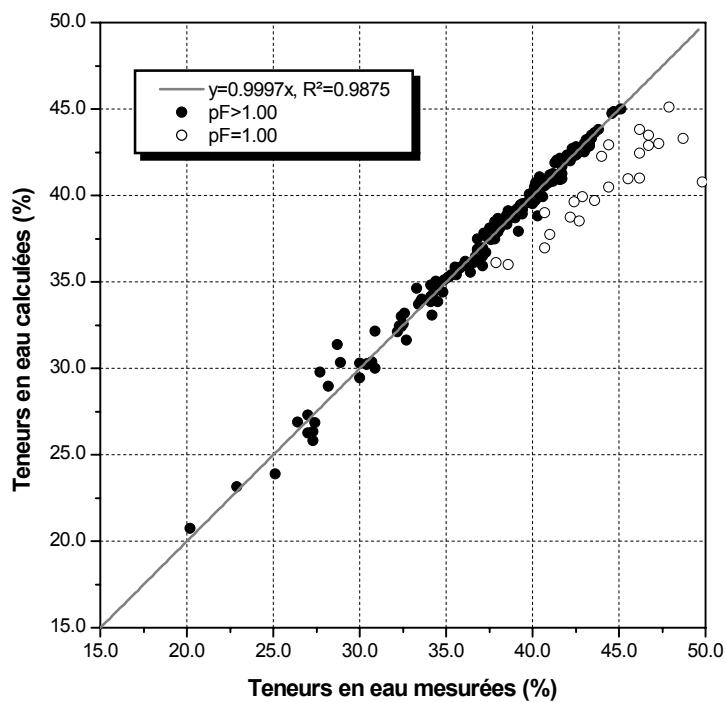


Fig.V.8.18. Comparaison des teneurs en eau calculées par la relation de van Genuchten aux teneurs en eau mesurées sur les échantillons de craies.

Méthode 2 : Prise en compte des mesures de succion supérieures à $pF=1$

Pour des gammes de potentiel de succion identiques ($0.4 \leq h \leq 150 \text{ m}$), la méthode 2 fournit un ajustement meilleur que la méthode 1, notamment pour la gamme « moyenne » des teneurs en eau

($0.35 \leq \theta \leq 0.45$). A succion faible ($0.1 \leq h \leq 0.4 \text{ m}$), la méthode 1 fournit un ajustement un peu meilleur. Ceci est normal puisque la méthode 2 exclut ces valeurs du processus d'ajustement.

La précision meilleure du modèle 1 pour les succions faibles est au prix d'une perte importante de précision pour les valeurs de succions plus grandes. L'ajustement global force le passage de la courbe calculée par les valeurs élevées de teneur en eau mesurées lors de l'application de faibles succions. Ensuite, pour « coller » à la variation brutale de teneur en eau entre $h = 0$ et $h = 0.4 \text{ m}$, le modèle n'a d'autre choix que de fixer une valeur de α_M très élevée pour assurer un potentiel d'entrée d'air proche de zéro. Cela a une répercussion directe sur l'estimation du paramètre n_M .

Si ce n'est pas très apparent sur les données brutes ou sur les régressions, la perte de précision de la méthode 1 est très visible si l'on compare les courbes de rétention mesurées et ajustées. La figure V.8.19 présente quelques courbes mettant bien en évidence le problème entachant la méthode 1. La méthode 2, qui ignore le comportement de la craie au voisinage de la saturation, fournit une courbe de rétention ajustée qui reproduit beaucoup mieux les mesures à des potentiels de succion moyens et élevés (de 0.4 à 150 m). Elle fournit donc des paramètres d'ajustement beaucoup plus représentatifs de la matrice crayeuse, à charge d'une autre relation de reproduire le comportement des fissures, en l'occurrence ici une deuxième relation de van Genuchten.

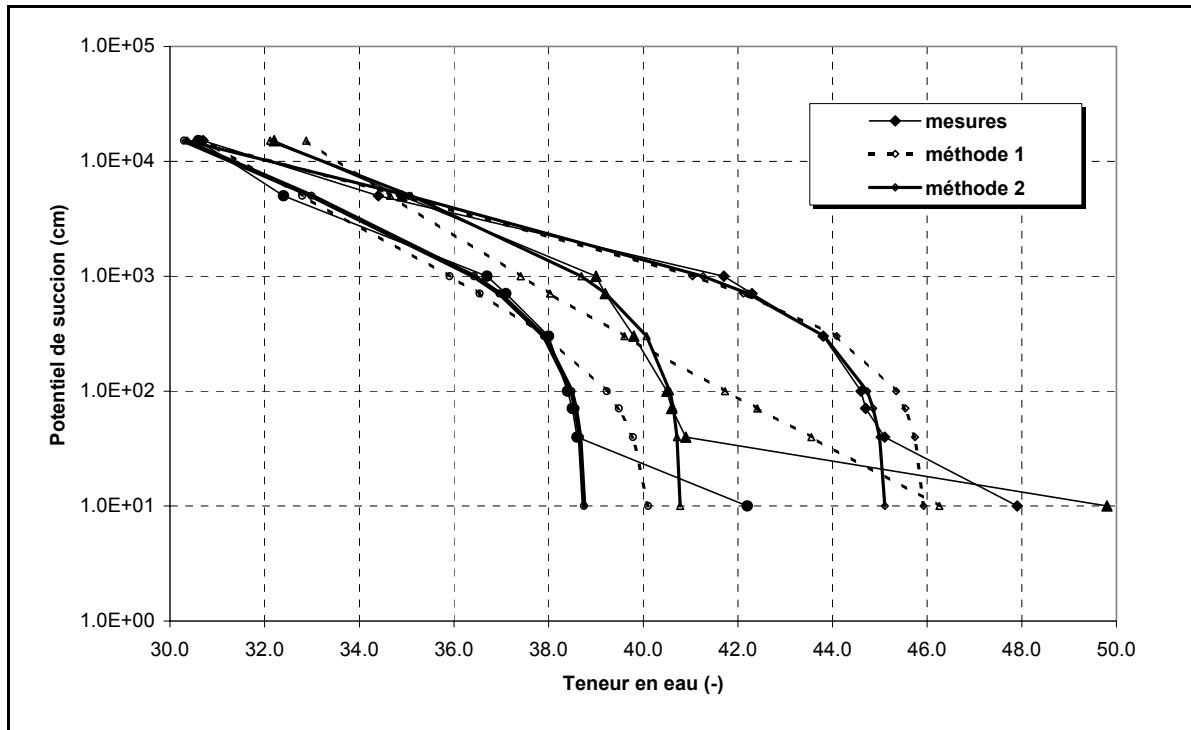


Figure V.8.19. Comparaison des ajustements obtenus avec les méthodes 1 et 2 sur quelques courbes de rétention

Analyse des paramètres d'ajustement obtenus pour la matrice crayeuse

Teneur en eau à saturation de la matrice ($\theta_{s,M}$)

En utilisant la méthode 2, le paramètre $\theta_{s,M}$ varie de 0.36 à 0.45, avec une moyenne de 0.41. Si l'on observe l'évolution de ce paramètre avec la profondeur de prélèvement des échantillons de craie (fig.V.8.20), on constate qu'il est assez constant, même si une légère diminution avec la profondeur semble se marquer. Tout en rappelant que la plupart des auteurs conseillent de considérer la teneur en eau à saturation du modèle de van Genuchten comme un simple paramètre d'ajustement, on peut se risquer à voir dans la diminution de $\theta_{s,M}$ avec la profondeur une diminution de la porosité totale de la matrice, s'expliquant peut-être par une altération moins importante des craies en profondeur, voir un effet de compaction suite au poids des terrains surincombants.

Paramètre α_M

La figure V.8.21 présente l'évolution du paramètre d'ajustement α_M avec la profondeur de prélèvement des échantillons. On constate la grande irrégularité des résultats obtenus avec la méthode 1. Cette irrégularité est le reflet des problèmes inhérents à cette méthode. La méthode 2 fournit des valeurs plus régulières, autour de 10^{-3} cm^{-1} , ce qui donne une estimation de la hauteur d'ascension capillaire dans la matrice crayeuse de l'ordre de 10 m.

Paramètre n_M

Comme le montre la figure V.8.22, la variabilité de ce paramètre est assez modérée, les valeurs se situant entre 1.03 et 1.24. Si l'on observe simultanément les évolutions de α_M et n_M (fig.V.8.23), on voit que la méthode 1 introduit une certaine corrélation entre ces deux paramètres, une surévaluation de α_M étant généralement accompagnée d'une sous évaluation de n_M .

Le paramètre n_M , souvent appelé indice de pores, est une indication du degré d'homogénéité des dimensions de pores au sein du réseau poreux. Une valeur élevée traduirait une porosité assez uniforme, une valeur faible indiquant a contrario une distribution assez étalée des pores, ce qui semble être le cas ici.

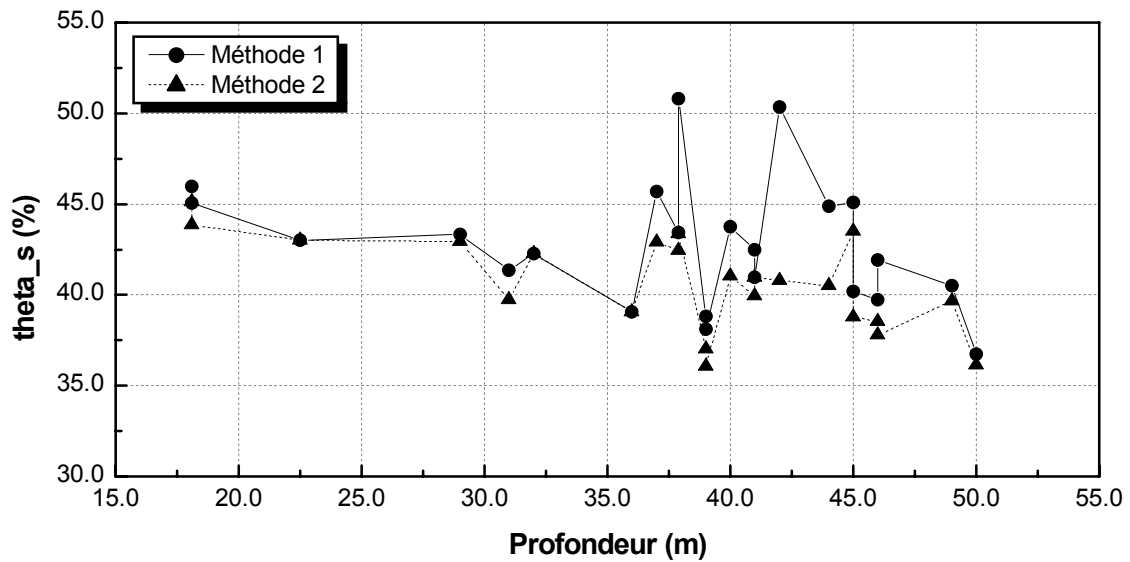


Fig.V.8.20. Evolution de θ_s avec la profondeur de prélèvement des échantillons

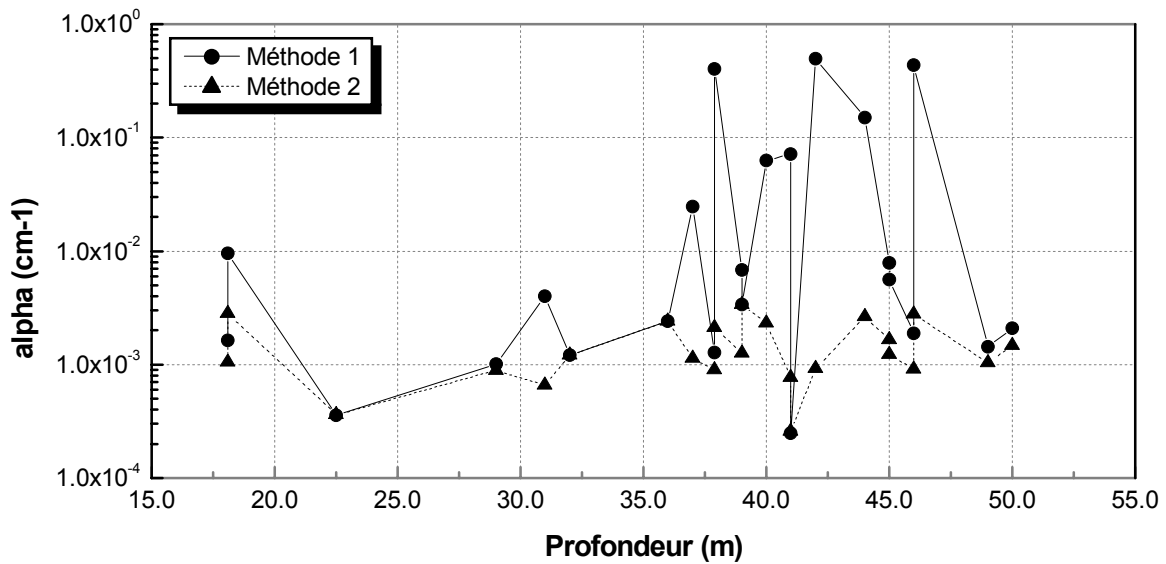


Fig.V.8.21. Evolution de α avec la profondeur de prélèvement des échantillons

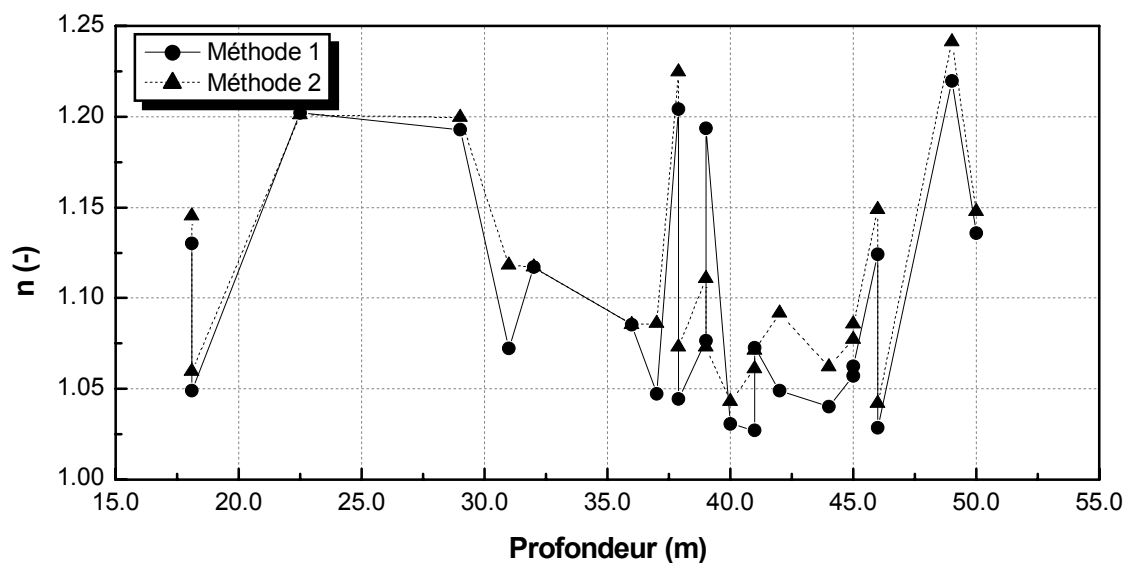


Fig.V.8.22. Evolution de n avec la profondeur de prélèvement des échantillons

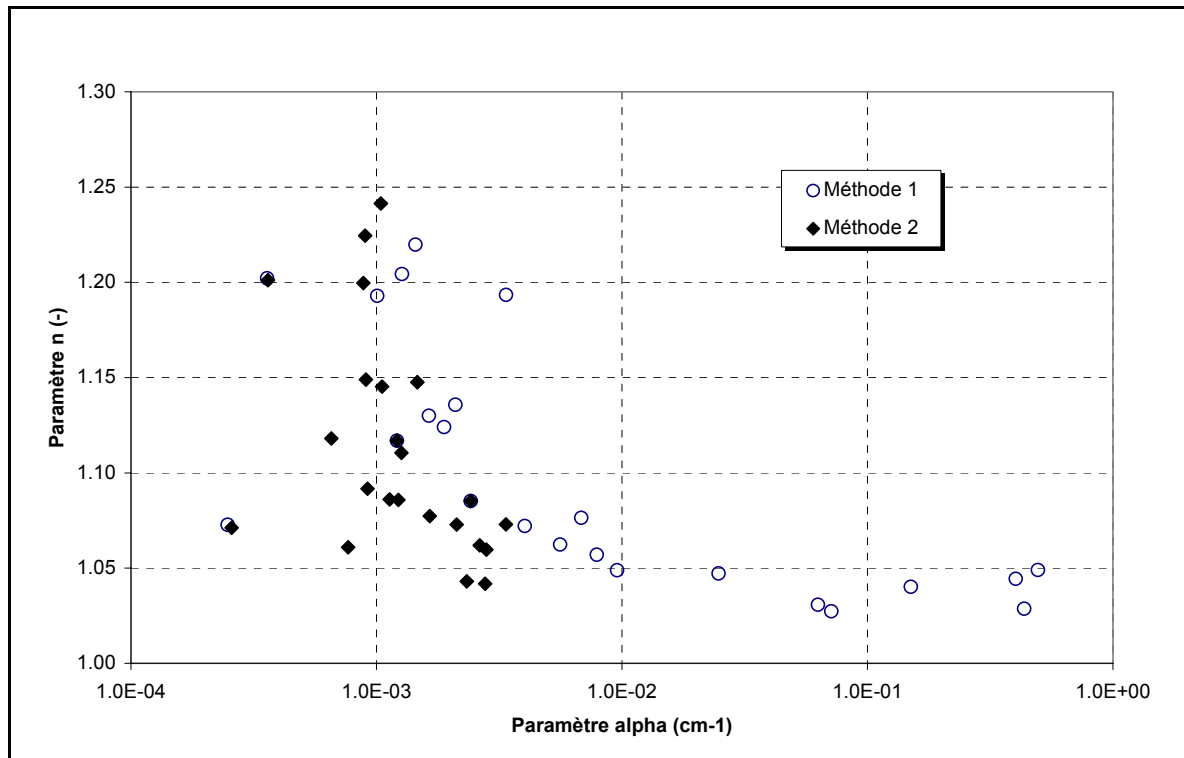


Figure V.8.23. Evolution conjointe des valeurs de α_M et n_M

V.8.3.9 Etablissement d'une courbe de rétention complète pour les craies fissurées

Pour conclure ce chapitre, on peut illustrer l'analyse et les développements réalisés par la proposition d'une courbe de rétention complète pour la craie fissurée non saturée, ainsi que pour la courbe de conductivité qui en est déduite. Ces courbes sont indicatives et susceptibles d'être adaptées lors de la modélisation des essais de terrain.

Pour les paramètres relatifs à la matrice crayeuse, on peut considérer les valeurs moyennes obtenues par ajustement avec la méthode 2 des courbes de rétention mesurées sur les échantillons de craie, c'est-à-dire :

$$-\theta_{s,M} = 0.41$$

$-\alpha_M = 9.9 \times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$ (correspondant à une hauteur moyenne d'ascension capillaire de 10.1 m)

$$-n_M = 1.1$$

Pour les fissures, on ne dispose d'aucune estimation directe, des ordres de grandeurs trouvés dans la littérature peuvent donc être considérés :

$$-\theta_s = 0.42 \text{ (porosité de fissure de 0.01)}$$

$-\alpha_F = 10 \text{ m}^{-1}$ (correspondant à une ascension capillaire de 0.1 m), garantissant une désaturation rapide des fissures

Le point de jonction des deux courbes est arbitrairement fixé à la succion $h_j = 0.4 \text{ m}$, en accord avec les observations sur les courbes de rétention mesurées sur les échantillons de craies. En considérant ces paramètres, le respect des conditions de continuité en (θ_j, h_j) conduit aux valeurs suivantes des paramètres n_F et $\theta_{r,F}$: $n_F = 3.11$ et $\theta_{r,F} = 0.4087921$.

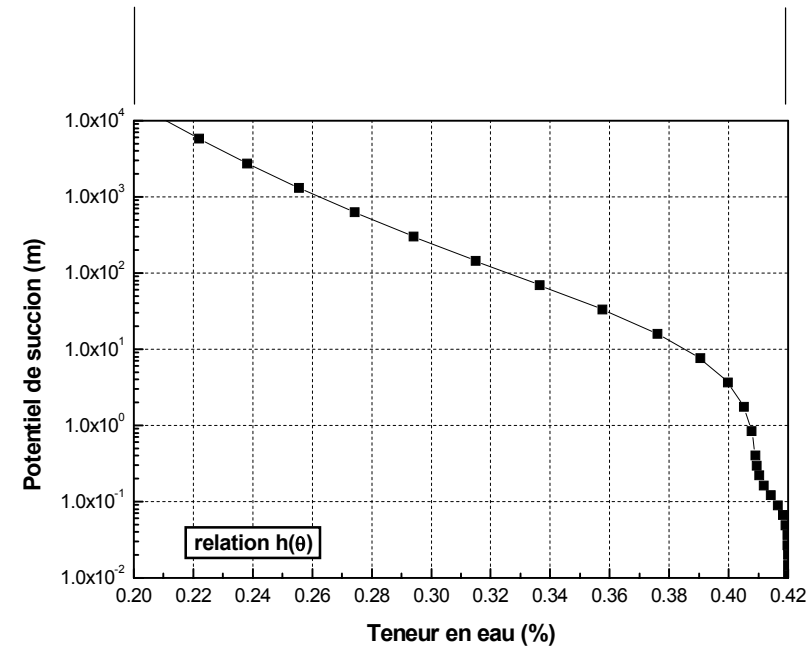
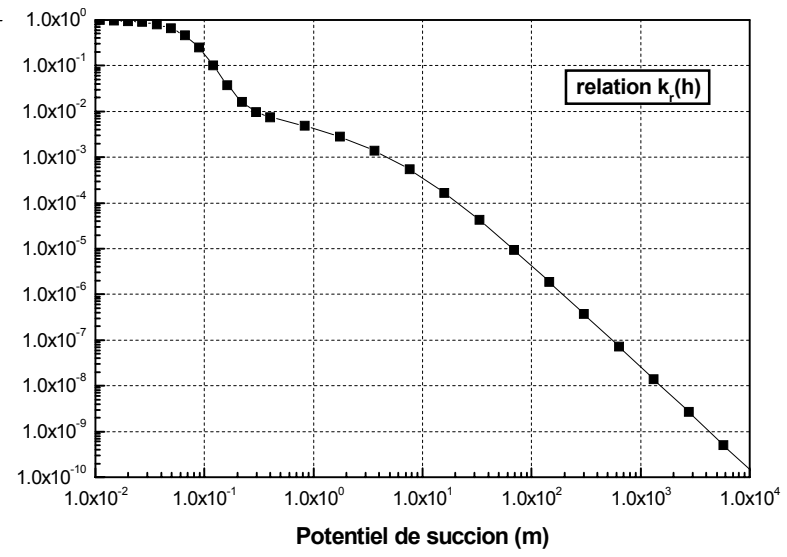
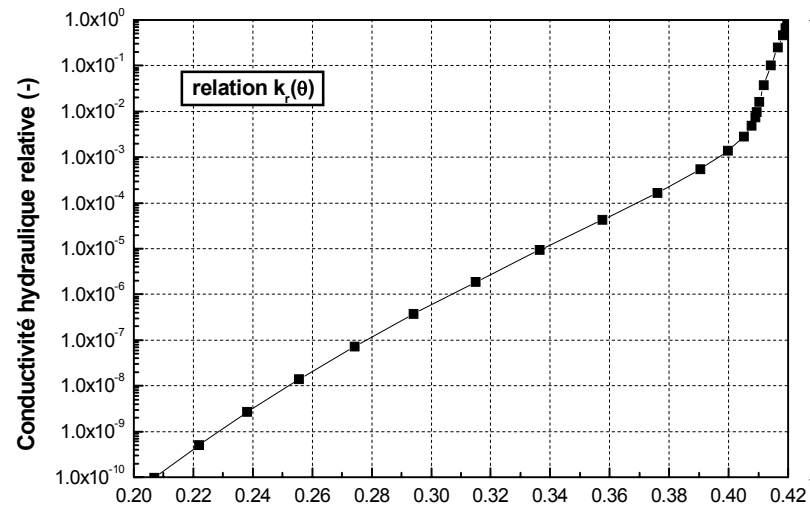


Fig.V.8.24. Relations non saturées obtenues avec les paramètres moyens déterminés sur les échantillons de craie

Suite à la détermination de la courbe de rétention globale de la craie non saturée, il est possible d'évaluer une courbe de conductivité $k_r(\theta)$ à partir de la relation (5.22) et des développements mathématiques qui en découlent. Les courbes $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$ résultantes sont présentées à la figure V.8.24. L'examen de cette figure et des paramètres relatifs aux deux composantes du milieu crayeux amènent à quelques commentaires.

Le paramètre de jonction n_F présente une valeur en accord avec ce que l'on serait en droit d'attendre. En effet, les expériences montrent que lorsque les fissures sont soumises à une succion, elles se désaturent assez brutalement. Ici, l'ascension capillaire (0.1m) qui leur est attribuée garantit que cet effet se produit pour une très faible succion appliquée et la valeur élevée de n_F assure que cette désaturation est rapide. La courbe de rétention finale reproduit donc de manière assez heureuse un phénomène physique qui n'est pas considéré explicitement dans les développements de la méthode.

La courbe de conductivité hydraulique présente une allure générale tout à fait en accord avec les observations répertoriées dans la littérature (v. point V.8.3.2). Sous l'application d'une faible succion (0.1 m), les fissures se désaturent et, dans ce cas-ci, la conductivité hydraulique chute d'un facteur 100. Par la suite, la conductivité hydraulique varie nettement moins rapidement quand la teneur en eau diminue encore. La chute de conductivité hydraulique au passage fissures - matrice est donc naturellement reproduite par l'utilisation du modèle de MUALEM (1976) conjointement à la courbe de rétention établie. Cette constatation est une justification supplémentaire à l'utilisation du modèle de Mualem, même si cela ne garantit pas l'exactitude complète de la courbe de conductivité hydraulique déduite par cette méthode.

V.8.3.10 Premières conclusions relatives à l'analyse des propriétés hydrauliques des craies non saturées

L'efficacité des nouvelles fonctionnalités établies en tenant compte du caractère dual du milieu crayeux sera illustrée au chapitre suivant, présentant les résultats de la modélisation mathématique des essais réalisés à Bovenistier. On verra notamment de quelle manière l'utilisation de ces relations a facilité la calibration des essais de traçage réalisés à partir du piézomètre CNS.

On peut d'ores et déjà remarquer que le modèle développé pour reproduire le comportement des craies est en très bon accord avec ce que l'on attend intuitivement dans ce milieu : un très grand dynamisme des écoulements, intimement lié au degré de saturation des fissures.

L'utilisation de la fonctionnalité bi-modale n'est évidemment pas limitée à la modélisation des craies non saturées. Elle peut sans aucun problème être appliquée à d'autres types de milieux structurés (sols macroporeux, ...). L'avantage principal sur les fonctionnalités précédemment développées (v. la synthèse proposée au point I.3.3.3) est de fournir une formulation analytique souple

et continûment dérivable sur toute la gamme des teneurs en eau, tant pour la courbe de rétention, que pour la courbe de conductivité hydraulique relative. D'un point de vue numérique, ces caractéristiques sont très intéressantes.

Ces nouvelles fonctionnalités présentent une souplesse suffisante pour reproduire un grand nombre de courbes de rétention (et de conductivité hydraulique), sans pour autant comporter un nombre prohibitif de paramètres. Une partie de ceux-ci doivent en effet être ajustés de manière à assurer les conditions de continuité de la courbe de rétention au passage matrice – fissure.

Enfin, la fonctionnalité développée peut être appliquée à des milieux multiporeux, en « décomposant » la porosité du milieu en un nombre plus important de réseaux (milieu tri-poreux, ..., n-poreux) et en généralisant le raisonnement suivi.

L'utilisation de l'approche bi-modale suppose que la succion régnant au sein des fissures est continuellement à l'équilibre avec la succion régnant au sein de la matrice. Cela implique que les fissures ne contiennent de l'eau qu'à partir du moment où la matrice est complètement saturée. Cette approche ne permet donc pas de considérer un véritable « by-pass ». Pour cela, des approches plus élaborées doivent être considérées (v. point I.4.1.1).

Il faut signaler que des nouvelles approches conceptuelles ont été proposées récemment en vue de représenter de manière plus précise le comportement non saturé des milieux fissurés. Ces modèles visent à expliquer l'observation, sous des conditions de désaturation pour lesquelles on s'attendrait à ce que l'eau soit retenue dans la zone non saturée, d'écoulements rapides via le réseau de fissures sans qu'un déséquilibre de pression n'existe entre les fissures et la matrice. Le premier mécanisme évoqué est un écoulement de film d'eau à la surface des fissures (*water film flow*), quand les conditions de succion au sein de la matrice sont suffisamment proches de zéro pour que celle-ci soit complètement saturée (TOKUNAGA & WAN, 1997, 1998, TOKUNAGA *et al.*, 2000, OR & TULLER, 2000). Dans ce cas, un film d'eau peut se former à la surface des fissures et générer un écoulement préférentiel. Un autre mécanisme (*fracture surface-zone flow*) pouvant expliquer des écoulements rapides sous des conditions non saturées se base sur l'existence, à la surface des fractures, d'irrégularités, de micro-fissures, voire d'une frange d'altération présentant une perméabilité plus élevée que la matrice rocheuse (TOKUNAGA & WAN, 2001). Dans ce cas, sous des conditions de succion faible, la conductivité hydraulique plus élevée à la surface des fractures peut être à l'origine d'écoulements préférentiels. Un modèle conceptuel similaire est proposé par PRICE *et al.* (2000) pour expliquer un excédent de drainage observé au sein des craies en Angleterre. Des écarts importants sont observés dans l'estimation des réserves d'eau calculée à l'aide respectivement de la variation du volume d'eau dans la nappe au cours d'une période donnée (variation du niveau piézométrique multipliée par le coefficient d'emmagasinement) et d'une interprétation basée sur les courbes de récession à l'exutoire de la nappe. Le volume d'eau écoulé à l'exutoire étant beaucoup plus important que la variation du volume d'eau « déstocké » par la nappe, ils en déduisent qu'une partie de l'eau écoulée à l'exutoire est initialement

stockée dans les craies non saturées surmontant la nappe. Ils « localisent » plus précisément cet excédent d'eau au sein des irrégularités à la surface des fissures. Des conclusions sont également tirées de ce modèle en terme de délai de réponse de la nappe aux épisodes pluvieux et de mécanismes de génération des écoulements de fissures.

Ces approches conceptuelles récentes pourraient constituer des voies très intéressantes à suivre pour pousser plus loin l'explication des mécanismes de recharge et de transport au sein des craies non saturées. Elles n'ont toutefois pas pu être considérées dans ce travail. Sur ces bases conceptuelles, on pourrait notamment envisager d'adapter le modèle de partitionnement de la porosité non plus sur base du rapport des conductivités hydrauliques associées à l'eau mobile et à l'eau immobile, mais sur base de la courbe de rétention, l'eau mobile correspondant dans ce cas plus ou moins à l'eau utile.

V.9 Modélisation mathématique des essais de terrain réalisés à Bovenistier

V.9.1 Introduction

Le volume des informations récoltées lors des essais réalisés à Bovenistier est important. Dans le but d'exploiter au maximum ces données et de les intégrer dans une vision globale et unifiée des écoulements et du transport, un modèle mathématique a été développé pour simuler les résultats expérimentaux et quantifier les paramètres hydrodynamiques et hydrodispersifs au droit du site.

L'objectif de ce chapitre est de décrire les hypothèses, calculs et résultats de cette modélisation mathématique, puis d'en tirer les conclusions relatives au comportement de la zone non saturée au droit d'un site représentatif de la Hesbaye.

V.9.2 Modèle conceptuel général

Les piézomètres étant groupés sur une zone assez restreinte, un modèle « local » est suffisant. Toutefois, pour obtenir les conditions aux limites de ce modèle, il est nécessaire de considérer une zone plus étendue, de manière à minimiser l'influence des conditions aux frontières sur les résultats (fig.V.9.1). Un modèle régional simplifié a donc été construit de manière à calculer les conditions de pression aux limites du modèle local.

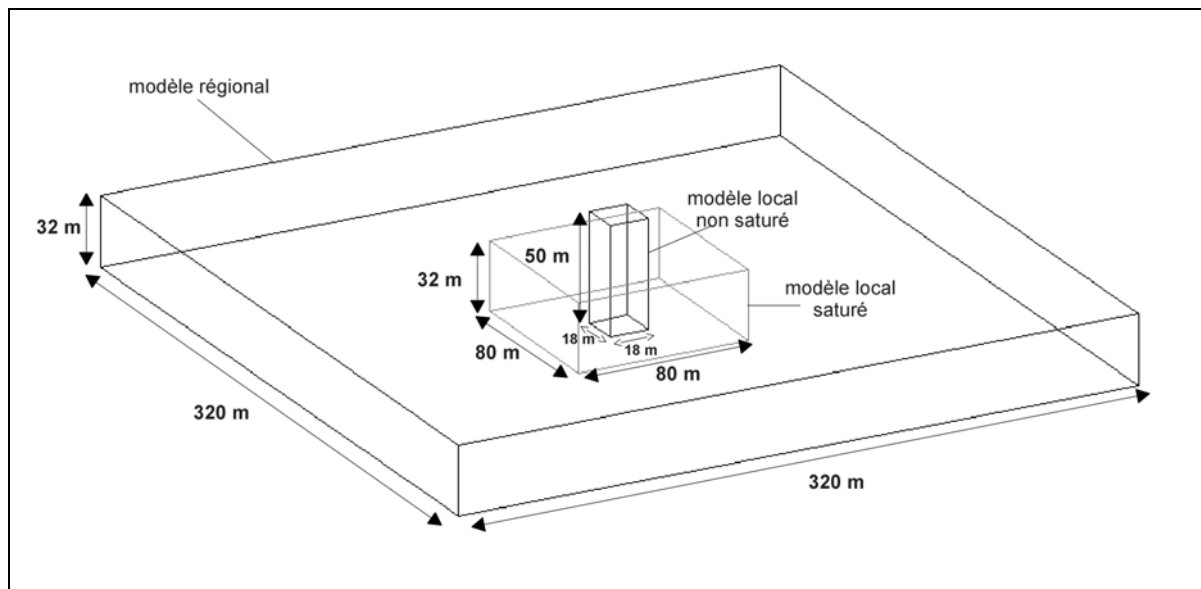


Figure V.9.1. Extension du modèle régional et des modèles locaux

V.9.2.1 *Modèle régional*

V.9.2.1.1 Extension du modèle et description du maillage

Le modèle régional est centré sur le puits de pompage et a une extension horizontale de 320 × 320 m. Il intègre la partie saturée des craies et, de manière à limiter le nombre d'inconnues, une zone de « battement » de quelques mètres de craies non saturées, plutôt que l'entièreté de la zone non saturée.

Au voisinage du puits central et des piézomètres, le maillage est raffiné avec des éléments de 1 m de côté (fig.V.9.2). Il s'agit d'éléments prismatiques à 6 nœuds. Cette discrétisation est de moins en moins fine, au fur et à mesure que l'on s'éloigne des ouvrages, atteignant 16 m aux frontières du modèle.

De bas en haut, la discrétisation verticale comporte 5 couches d'éléments de 5 m d'épaisseur, 2 couches d'éléments de 2 m d'épaisseur et trois couches d'éléments de 2.67 m d'épaisseur, soit une épaisseur totale de 32 m. Suivant la direction nord - sud, le maillage présente une pente de l'ordre de 1%, reproduisant l'allure régionale des formations géologiques. Afin d'assurer la correspondance entre le modèle régional et le modèle local dans la zone où ils se recouvrent, l'inclinaison des couches est négligée au droit du site. Au total, le modèle régional comporte 27360 éléments et 15610 nœuds.

V.9.2.1.2 Conditions limites et sollicitations du modèle régional

Puisque aucune frontière « naturelle » n'existe (limite imperméable, ...), les conditions limites doivent être définies de manière à reproduire la piézométrie régionale aux frontières du modèle (fig.V.9.3). L'écoulement étant essentiellement du Sud vers le Nord, des conditions de flux nul peuvent être appliquées sur les frontières est et ouest. Aux frontières Sud et Nord, des hauteurs piézométriques de respectivement 115 m et 113.4 m sont imposées (conditions de Dirichlet).

Au sommet du modèle, une recharge pluviométrique moyenne de $6.0 \times 10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$ a été imposée (condition de flux imposé ou condition de Cauchy).

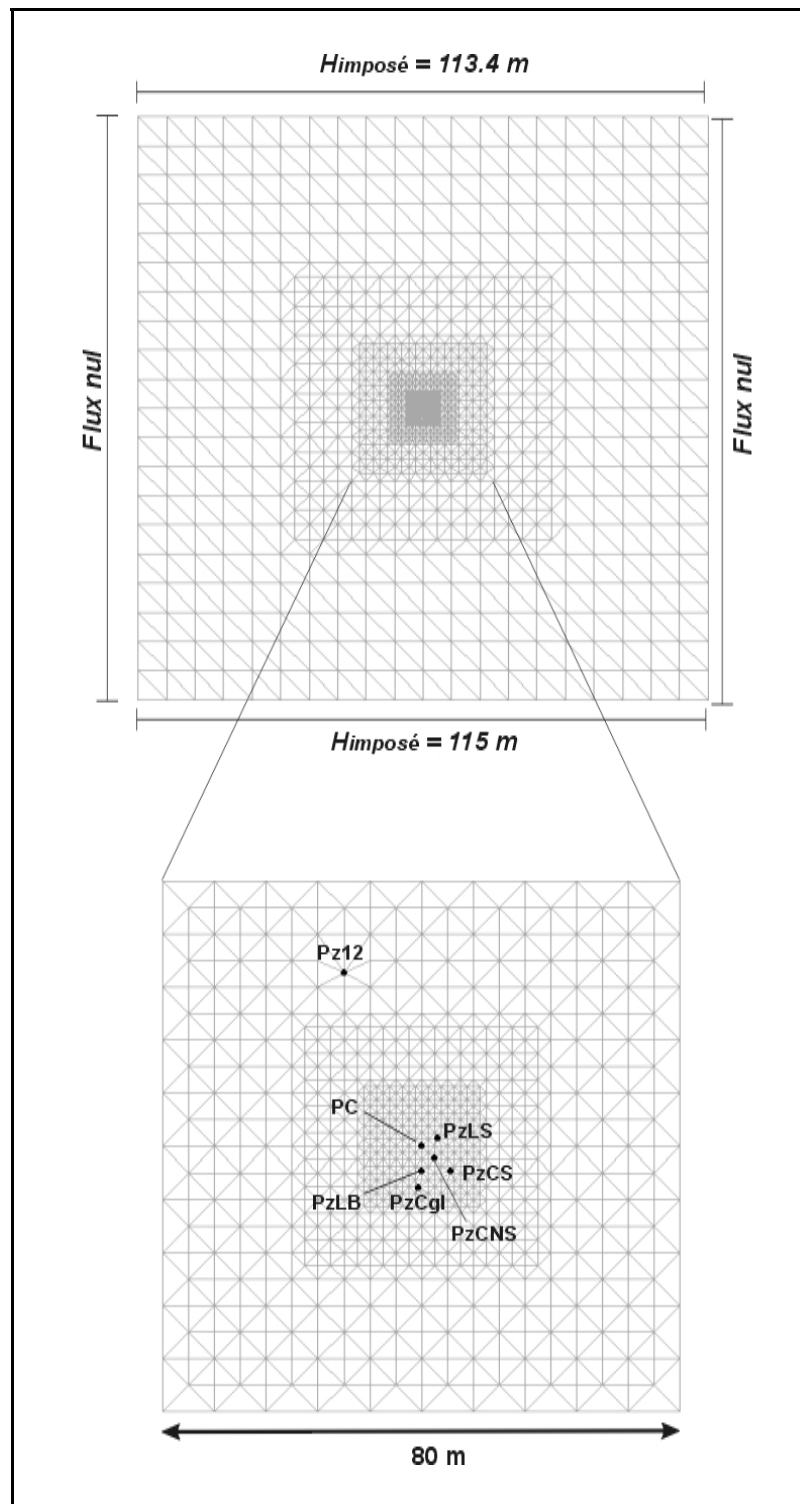


Figure V.9.2. Maillage éléments finis du modèle régional et conditions limites

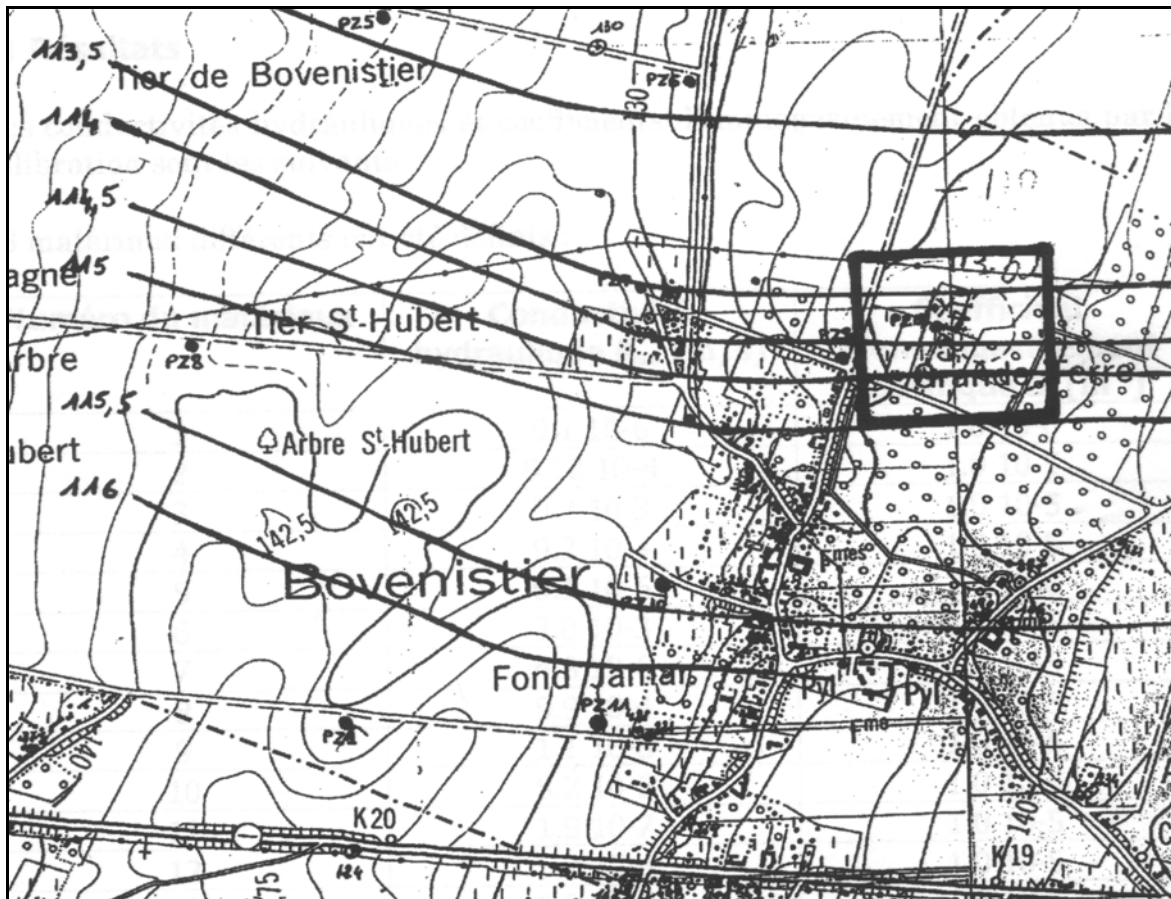


Figure V.9.3. Piézométrie régionale et limites du modèle (CRISPIN, 1999)

V.9.2.2 Modèles locaux

Comme à Hermalle, afin de permettre l'utilisation d'un maillage plus raffiné, tout en limitant le nombre d'inconnues (donc le temps de calcul), des modèles locaux sont utilisés pour la calibration du transport dans la zone saturée, ainsi que pour l'ensemble des simulations en non saturé.

Un premier modèle, consistant en une portion locale (80 m × 80 m) du modèle régional, est utilisé pour la simulation des essais de traçage dans la zone saturée. Le maillage est raffiné dans la zone Pz CS - puits central (fig.V.9.4a). La discrétisation verticale est identique à celle du modèle régional (32 m au total). Ce modèle local comporte 19782 éléments et 11200 nœuds.

L'autre maillage local est un bloc 3D d'une extension horizontale de 18 m × 18 m. Ce maillage s'étend sur toute l'épaisseur de la zone non saturée et de la zone saturée (50 m au total). Le caractère fortement non linéaire des relations hydrauliques utilisées pour représenter le comportement des craies non saturées et la sévérité des sollicitations qui leur sont appliquées (notamment lors de la modélisation de l'essai de traçage sous charge) requiert l'emploi de la formulation upstream des conductivités hydrauliques (v. chapitre I.5) en vue d'obtenir une solution monotone. Son utilisation est efficace si le maillage présente une régularité suffisante. La discrétisation de la zone non saturée est

donc constituée de mailles cubiques de 1 m (Figure V.9.4b). Les limons sont discrétisés en 14 couches d'éléments et le conglomérat à silex en 4 couches. La craie non saturée est discrétisée en 8 couches d'éléments de 1 m et deux couches d'éléments de 2 m d'épaisseur, ces deux dernières couches faisant la transition avec la zone saturée, pour laquelle la discrétisation verticale est identique à celle des autres maillages. Ce modèle local comporte 10368 éléments et 11913 nœuds.

L'usage d'un maillage régulier ne permet pas un positionnement horizontal exact des piézomètres. Toutefois, pour l'interprétation des essais réalisés dans la zone non saturée, on s'intéresse essentiellement à la composante verticale des écoulements et du transport. Les positions réelles des piézomètres sont figurées (petits cercles pleins) conjointement à la position qui leur a été attribuée dans le maillage (petits cercles vides) sur la figure V.9.4. Les erreurs de positionnement horizontal des ouvrages restent relativement faibles.

Les conductivités hydrauliques saturées, définies suite à la calibration du modèle régional, sont transférées aux modèles locaux.

V.9.2.2.1 Conditions aux limites des modèles locaux

Pour définir les valeurs des potentiels hydrauliques, un « mapping » est établi de manière à déterminer la correspondance entre les nœuds du modèle régional et les nœuds du modèle local. Les potentiels hydrauliques calculés à ces nœuds par le modèle régional sont imposés dans le modèle local (v. ch.IV.4).

Dans la zone non saturée, on peut, en bonne approximation, considérer que les écoulements sont verticaux. Des conditions de flux nuls peuvent donc être appliquées aux frontières latérales du modèle local.

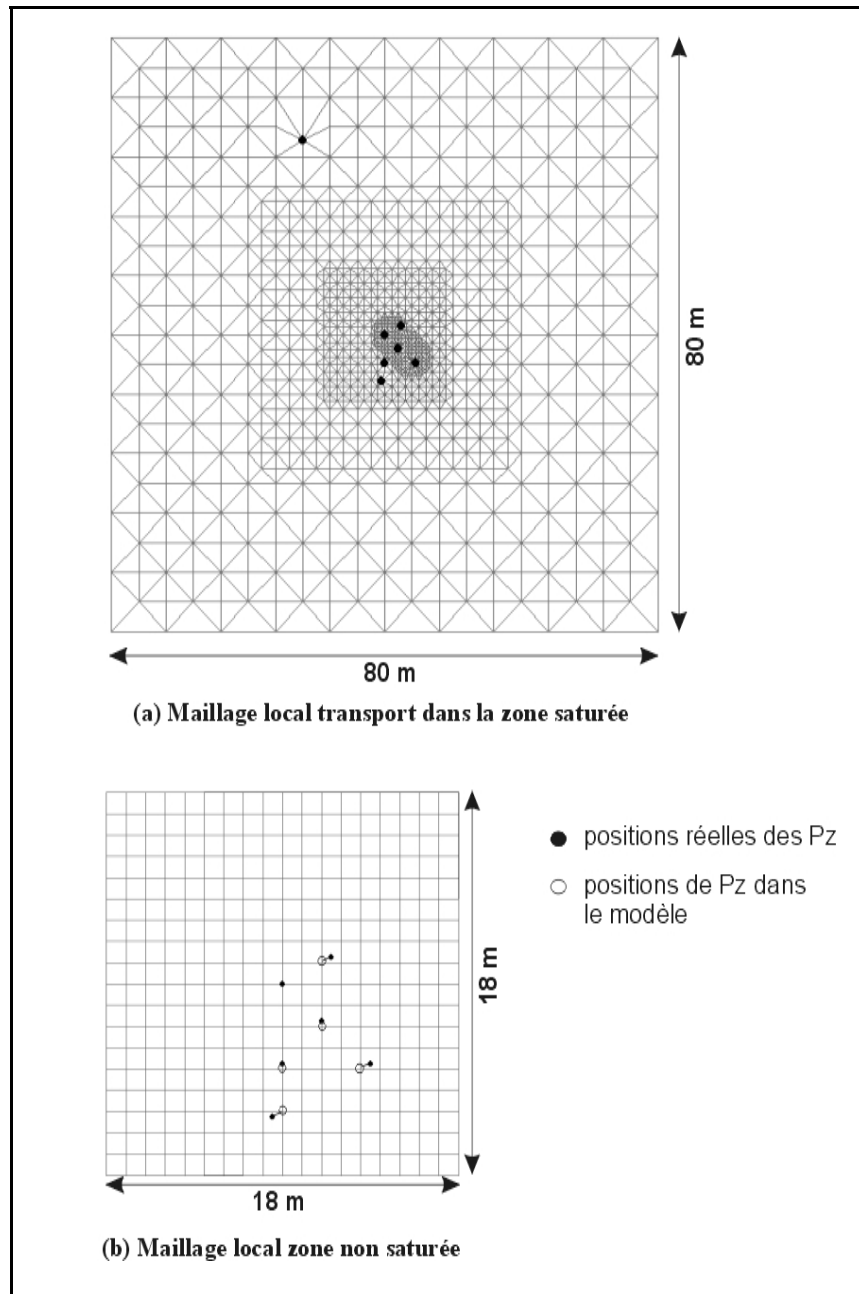


Figure V.9.4. Maillages éléments finis pour les modèles locaux

V.9.3 Modélisation des écoulements et du transport dans la zone saturée

V.9.3.1 *Calibration des écoulements*

V.9.3.1.1 *Sollicitations envisagées*

Au sein de la zone considérée pour le modèle régional, aucune donnée piézométrique n'est disponible à l'exception des données très groupées du site expérimental (mesures de niveaux d'eau au puits central, au Pz CS et au Pz 12). On ne dispose donc que de l'allure régionale de la piézométrie et

de mesures locales. La calibration a pour objectif de fournir une estimation acceptable des écoulements locaux.

Dans un premier temps, le modèle a été calibré en conditions d'écoulement naturel, de manière à reproduire les hauteurs piézométriques et le gradient hydraulique au voisinage du site expérimental. Cette calibration se base essentiellement sur l'ajustement des conductivités hydrauliques à l'échelle régionale. Dans un deuxième temps, un affinement de la calibration a été obtenu en simulant l'essai de pompage « longue durée », réalisé en pompant au puits central ($Q = 6.61 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$). La calibration de cet essai de pompage se base sur un ajustement local des conductivités hydrauliques et du coefficient d'emmagasinement spécifique du milieu saturé. Les rabattements observés au puits central étant affectés par les pertes de charge résultant du pompage dans cet ouvrage, les mesures réalisées dans ce puits non pas été considérées pour la calibration.

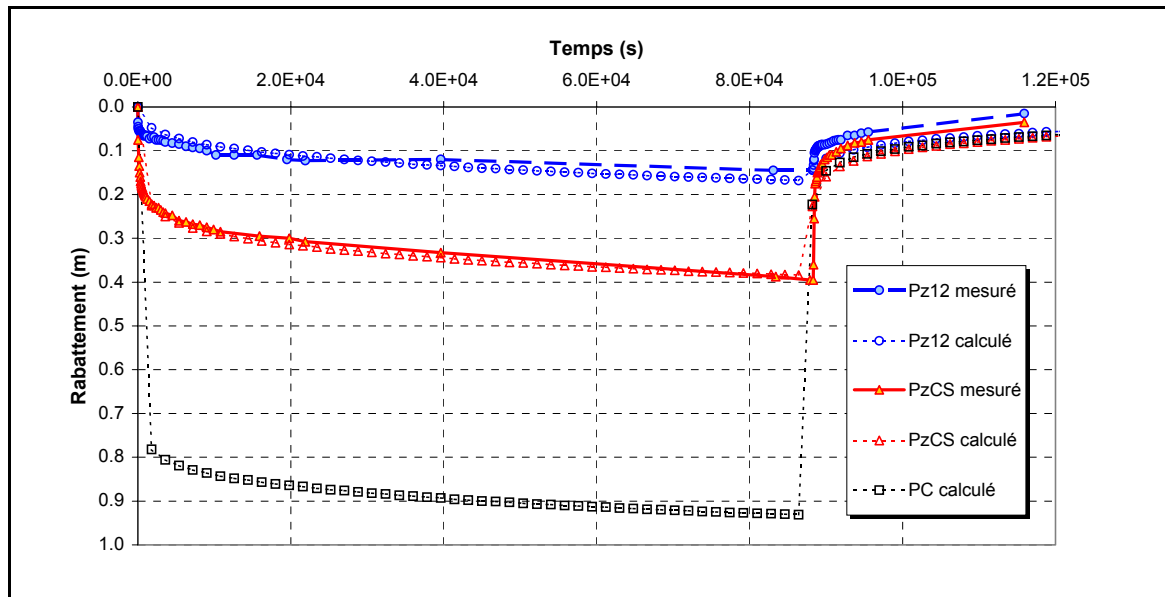
V.9.3.1.2 Résultats de la calibration

Le tableau V.9.1 permet de comparer les hauteurs piézométriques mesurées et calculées.

Point de mesure	Hauteurs piézométriques mesurées en juin 1998 (m)	Hauteurs piézométriques calculées par le modèle (m)
Puits central	114.12	114.08
Piézomètre craie saturée	114.13	114.11
Piézomètre Pz12	113.94	113.94

Tableau V.9.1. Comparaison des hauteurs piézométriques mesurées et calculées (écoulement naturel- Juin 1998)

La figure V.9.5 compare les rabattements calculés par le modèle lors de la simulation de l'essai de pompage aux rabattements mesurés lors de cet essai.



**Figure V.9.5. Résultat de la calibration de l'essai de pompage « longue durée »
réalisé au puits central**

V.9.3.1.3 Discussion

La distribution des conductivités hydrauliques reflète le degré d'altération des craies : les valeurs les plus élevées sont définies dans les couches supérieures (K_s variant entre 1.0×10^{-4} et $4. \times 10^{-4}$ $m.s^{-1}$) où la craie est plus altérée et détendue, les valeurs les plus faibles (5.0×10^{-5} à 1.0×10^{-4} $m.s^{-1}$) sont introduites dans la partie profonde où la craie est plus compacte.

V.9.3.2 Calibration du transport

V.9.3.2.1 Sollicitations envisagées

L'objet principal de l'étude expérimentale est avant tout l'évaluation des propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives dans la zone non saturée. En vue d'interpréter les essais de traçage qui y ont été réalisés, il est nécessaire de disposer d'une évaluation des paramètres hydrodispersifs dans la zone saturée, par où transitent également les traceurs injectés dans la zone non saturée.

Pour ce faire, les deux essais de traçage réalisés entre le Pz CS et le puits central ont été calibrés. Cette calibration considère les processus classiques de transport (advection, dispersion) et un effet d'eau immobile affectant les traceurs dans le milieu crayeux, mais aussi l'influence de l'injection sur le résultat du traçage.

Il n'est pas évident de calibrer deux courbes de restitution obtenues pour des injections dans un même piézomètre avec des débits de pompage de reprise différents. Plutôt que d'ajuster parfaitement les deux courbes de restitution, au prix sans doute de devoir définir des paramètres

hydrodispersifs différents dans les deux cas, une calibration un peu moins précise de chaque courbe a été préférée, mais avec un seul jeu de paramètres hydrodispersifs. En définitive, le plus difficile a été d'obtenir simultanément une atténuation correcte pour les deux courbes de restitution.

V.9.3.2.2 Résultats de la calibration

La figure V.9.6 présente les courbes de restitution mesurées et calculées avec le code SUFT3D. Le tableau V.9.2 synthétise les paramètres hydrodispersifs utilisés pour obtenir la calibration de ces deux courbes de restitution.

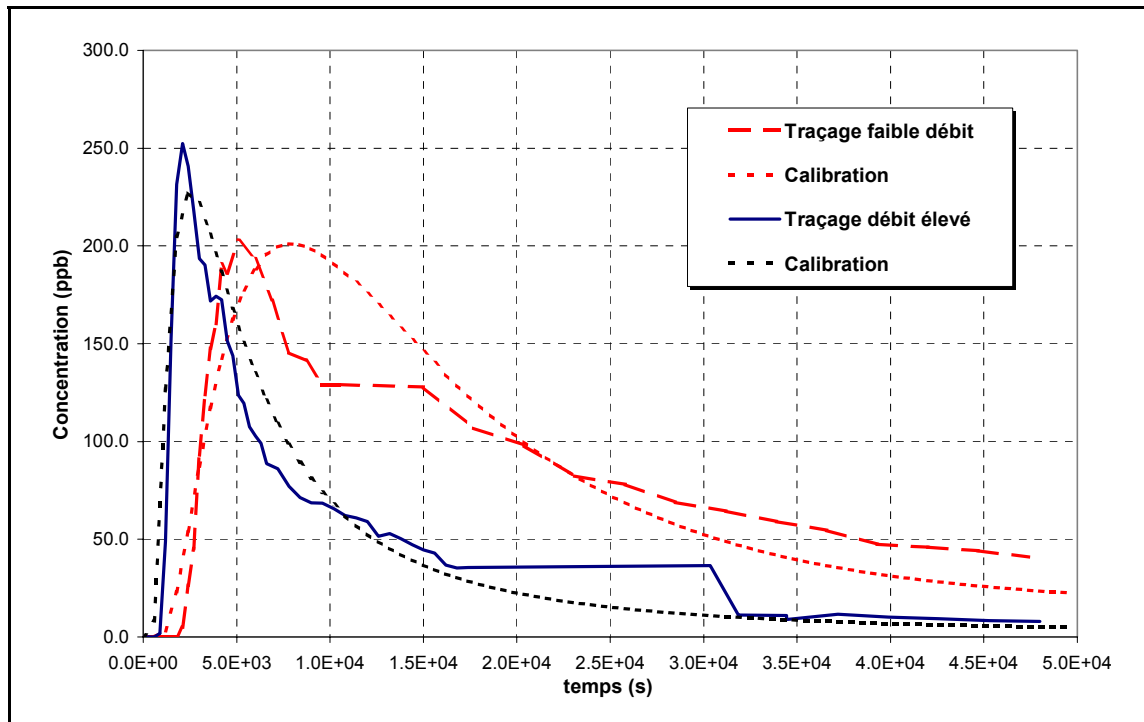


Figure V.9.6. Comparaison des courbes de restitution mesurées et simulées (zone saturée)

Paramètre	θ_m (-)	α_L (m)	θ_{im} (-)	α (s ⁻¹)
Valeur	0.004	1.0	0.05	2.0×10^{-7}

Tableau V.9.2. Paramètres hydrodispersifs utilisés pour calibrer les courbes de restitution (zone saturée)

V.9.3.2.3 Discussion

La calibration des deux courbes de restitution n'est pas parfaite. Toutefois, vis-à-vis de l'utilisation ultérieure du modèle en vue de calibrer les courbes de restitution des traceurs injectés dans la zone non saturée, le plus important est de reproduire l'effet de dilution affectant les concentrations lors du passage des traceurs dans la zone saturée, au voisinage et au sein du puits de

pompage. La durée de passage dans la zone saturée est pratiquement négligeable vis-à-vis du temps de séjour des traceurs dans la zone non saturée (même pour l'injection sous charge réalisée à partir du Pz CNS).

Le modèle considère bien le piégeage des traceurs dans le piézomètre d'injection (fig.V.9.7). Si cet effet n'était pas considéré, la calibration conduirait à une surévaluation de l'effet d'eau immobile. On est en effet dans le cas typique où l'atténuation du pic de restitution est directement proportionnelle à la proportion de traceur restée piégée dans le piézomètre d'injection (voir chapitre III.3).

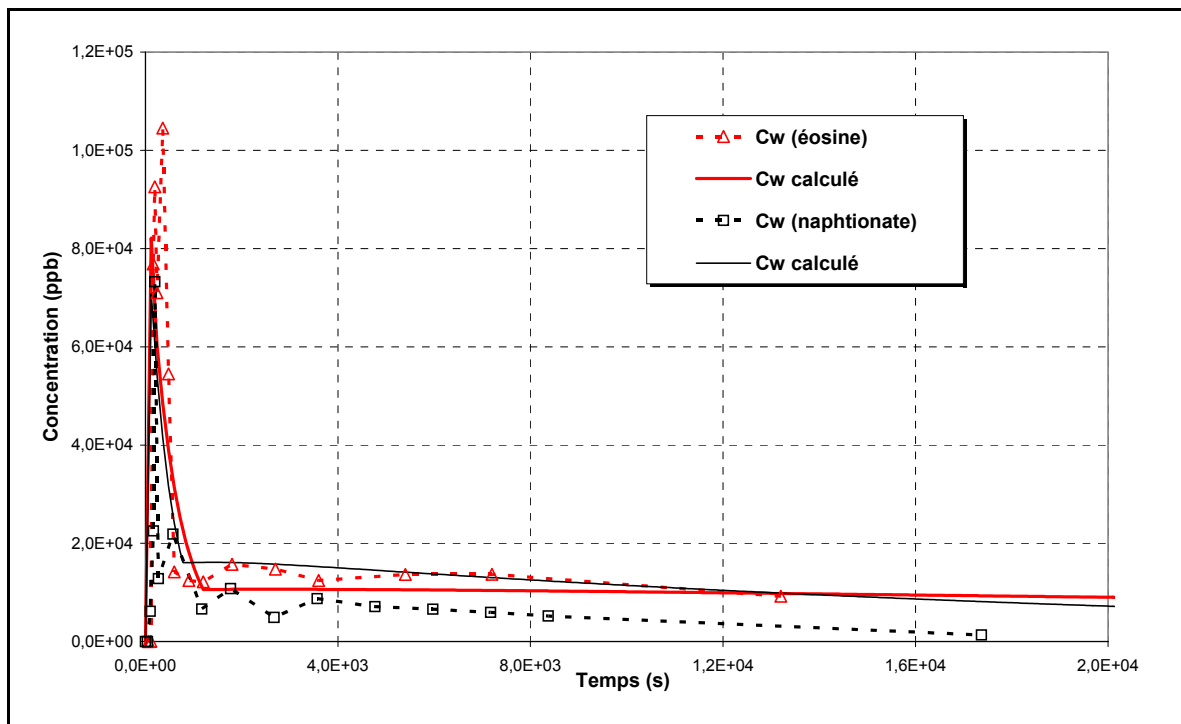


Figure V.9.7. Evolution de la concentration au piézomètre CS

La porosité efficace calibrée, très faible, est caractéristique d'une porosité d'E.V.R dans un milieu crayeux fissuré, où les fissures conduisent les écoulements.

Les premières arrivées, un peu trop rapides, ne sont pas parfaitement calibrées. Cela provient sans doute de problèmes de dispersion numérique liée à l'usage d'un maillage insuffisamment raffiné. Il est probable que la dispersivité du milieu crayeux, à cette échelle, soit inférieure à la valeur considérée dans le modèle.

Le coefficient de transfert (α) est en bon accord avec les valeurs typiquement utilisées dans les craies fissurées de Hesbaye (BIVER, 1993, HALLET, 1999). La porosité d'eau immobile calibrée paraît un peu basse. Toutefois, dans son sens physique pur, l'effet d'eau immobile est un processus diffusif, caractérisé par une cinétique relativement lente. Or, l'injection des traceurs est réalisée au voisinage immédiat du puits de pompage et le temps moyen de séjour du traceur dans l'aquifère est

relativement court. Il est donc normal qu'une partie de l'eau immobile ne participe pas au processus de piégeage des traceurs. La valeur de la porosité d'eau immobile résultant de la calibration des courbes de restitution doit donc être considérée comme la part de cette eau qui a effectivement été impliquée dans le processus d'échange. De plus, comme cela a été expliqué au chapitre II.4 et montré dans la quatrième partie (traçages à Hermalle), il est possible que cet effet d'eau immobile soit plus le reflet de l'hétérogénéité locale du milieu souterrain, caractérisé par des zones d'écoulement à des vitesses variables (réseaux de fissures, matrice, ...).

V.9.4 Modélisation des écoulements dans la zone non saturée

A l'exception des résultats des essais Lefranc, on ne dispose pas de mesures spécifiques in situ dans la zone non saturée permettant de faire une calibration des écoulements. On définira donc les propriétés d'écoulements (propriétés hydrauliques non saturées, ...) sur base des informations recueillies lors de la réalisation d'essais sur les échantillons non remaniés prélevés lors des forages.

Pour modéliser les écoulements au sein des formations non saturées, on doit définir, pour chacun des matériaux rencontrés, les relations $\theta(h)$ et $k_r(\theta)$, ainsi que la conductivité hydraulique à saturation. Ces propriétés sont affectées par une certaine hétérogénéité, bien mise en évidence au chapitre V.8 pour les limons et les craies. Toutefois, les données disponibles ne permettent pas d'évaluer, pour l'ensemble du modèle, la structure spatiale de cette hétérogénéité. On a donc considéré des propriétés homogènes moyennes, formation par formation.

V.9.4.1 *Propriétés hydrauliques des formations non saturées*

V.9.4.1.1 *Les limons*

Pour représenter le comportement hydraulique des limons à Bovenistier, les relations de VAN GENUCHTEN (1980) ont été utilisées (v. ch.V.8). L'ajustement des courbes de rétention mesurées sur les échantillons non remaniés et l'analyse des relations entre propriétés hydrauliques et physiques de ces matériaux ont permis d'évaluer les paramètres nécessaires à l'utilisation de ces relations.

Les courbes de rétention et de conductivité hydraulique utilisées dans le code SUFT3D sont représentées à la figure V.9.8 (a à c). Les paramètres correspondants des relations de van Genuchten sont synthétisés dans le tableau V.9.3. Pour ces paramètres, les ordres de grandeurs déterminés par l'analyse à l'aide des fonctions de pédotransfert (voir ch.V.8.2) ont été respectés.

V.9.4.1.2 *Le conglomérat à silex*

Aucun échantillon non remanié de conglomérat à silex n'ayant été récupéré lors des forages, des courbes de rétention de ce matériau n'ont pu être mesurées. Le conglomérat à silex a donc été assimilé à un sable limoneux ou argileux, pour lequel les paramètres de la relation de van Genuchten

sont extraits de tables fournies par CARSEL & PARRISH (1988). Ultérieurement, vu les difficultés numériques liées à l'emploi de mailles de 1 m de côté, le paramètre α (estimation de l'inverse de l'ascension capillaire) a été relaxé de manière à faciliter la convergence. La relation considérée pour le conglomérat à silex surestime donc l'ascension capillaire par rapport aux valeurs usuellement considérées pour un sable limoneux. Cependant, il est généralement admis que le conglomérat, résidu de dissolution de la craie, est caractérisé par une teneur relativement élevée en argile, ce qui permet de justifier en partie la prise en compte d'une valeur plus faible pour α .

Les courbes de rétention et de conductivité hydraulique utilisées pour le conglomérat à silex sont représentées à la figure V.9.8 (a à c). Les paramètres correspondants des relations de van Genuchten sont synthétisés dans le tableau V.9.3.

V.9.4.1.3 Les craies non saturées

Au chapitre V.8, on a vu que la relation de van Genuchten ne permet pas de représenter de manière très précise le comportement hydraulique des craies non saturées, plus particulièrement le caractère dual de la porosité (fissures et matrices). Dans le but de mieux représenter les propriétés hydrauliques des craies, on a proposé une fonctionnalité nouvelle, dont une partie des paramètres d'ajustement ont été déduits des informations disponibles sur les échantillons de craie.

Une relation similaire à celle qui a été établie sur base des résultats de l'analyse présentée au chapitre V.8.3 a été utilisée. Les paramètres régissant cette fonctionnalité ont été partiellement modifiés en fonction des résultats du transport. Le tableau V.9.3 reprend les paramètres de la relation bi-modale finalement considérés dans le modèle. La figure V.9.8 (a à c) présente graphiquement les relations considérées.

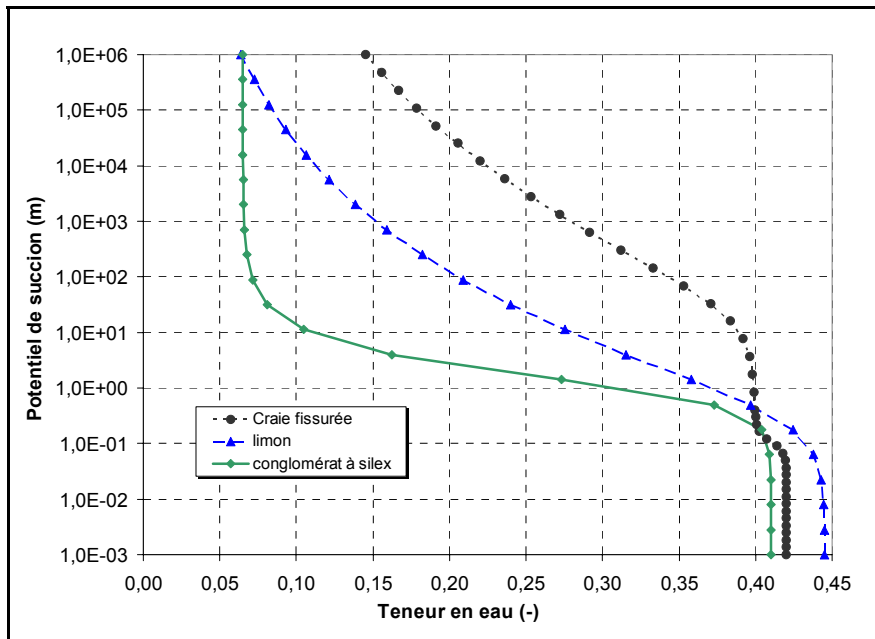


Figure V.9.8a. Relations hydrauliques considérées pour les formations non saturées
Courbes de rétention

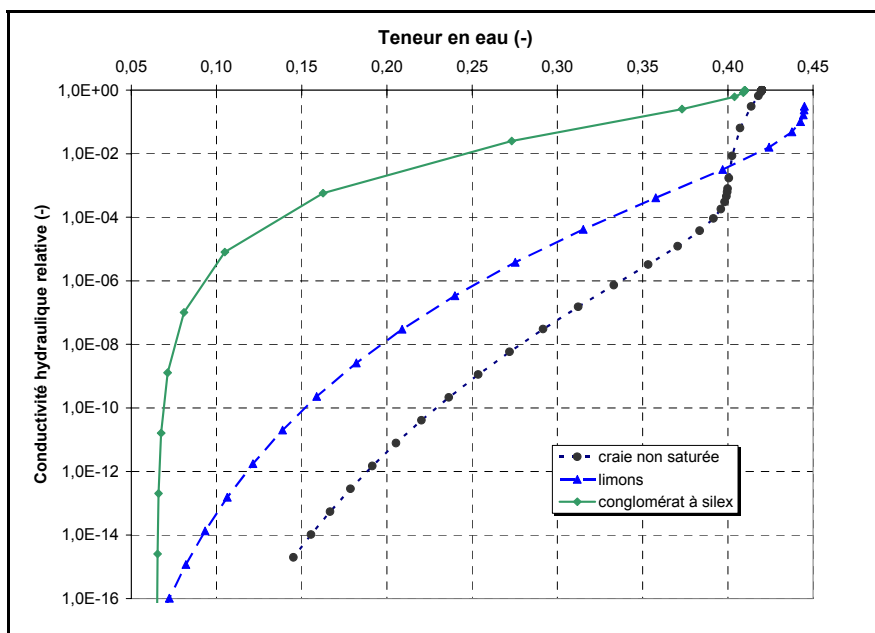


Figure V.9.8b. Relations hydrauliques considérées pour les formations non saturées
Courbes de conductivité hydraulique relative

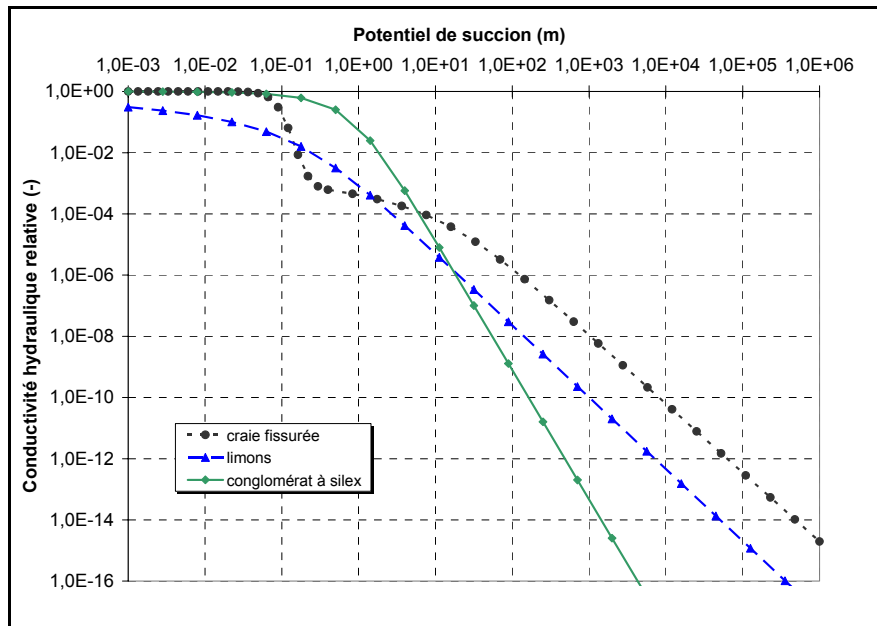


Figure V.9.8c. Relations hydrauliques considérées pour les formations non saturées
Evolution de la conductivité hydraulique relative en fonction de la succion

Matériau	$\theta_{r,F}$ (-)	$\theta_{s,M}$ (-)	α (m-1)	n (-)	
Limon	0.01	0.445	3.0	1.14	
Conglomérat à silex	0.065	0.41	1.0	1.89	
Craie fissurée	matrice	0.01	0.40	0.05	1.1
	fissures	0.39938(*)	0.42	10	4.55707(*)
(*) paramètres ajustés pour assurer la continuité des relations en $h = h_j = 0.4m$					

Tableau V.9.3. Paramètres introduits dans les relations hydrauliques pour les formations non saturées

V.9.4.2 Conductivités hydrauliques saturées

Pour évaluer les conductivités hydrauliques à saturation des différentes formations constituant la zone non saturée, on dispose des résultats des essais Lefranc réalisés dans les différents piézomètres. Il est clair que la conductivité hydraulique à saturation n'est pas le seul facteur influençant l'évolution et les résultats de ces essais. L'état initial de saturation du milieu et les propriétés hydrauliques locales jouent également un rôle prépondérant.

Une estimation de la conductivité hydraulique à saturation des limons et du conglomérat a été obtenue en simulant, avec le code SUFT3D, les essais Lefranc à niveau constant. Le tableau V.9.4 synthétise les résultats de ces tests. Les conductivités hydrauliques à saturation obtenues sont de $1.5 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ pour le limon et de $2.0 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ pour le conglomérat à silex. Ces résultats sont en bon accord avec les valeurs déduites de l'interprétation des essais Lefranc (v. chapitre V.5).

Pour la craie non saturée, les tentatives de calibration de la conductivité hydraulique à saturation à l'aide des essais Lefranc se sont avérées assez difficiles. Elles conduisaient à des valeurs relativement basses pour un matériau dont l'altération élevée laisse à penser que l'on peut s'attendre au contraire. On a donc préféré ne pas tenter de calibrer le modèle plus avant sur les résultats de ces essais mais de fixer arbitrairement la conductivité hydraulique à saturation de la craie à une valeur de $1 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$, en accord avec les valeurs déterminées dans la zone saturée.

Matériau	$Q_{inj} (\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$H_{mes} (\text{m})$	$H_{calc} (\text{m})$	$K_{sat} (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$
Limon supérieur	1.80×10^{-6}	2.31	2.69	5.0×10^{-7}
Limon inférieur	3.33×10^{-6}	6.89	8.25	1.5×10^{-7}
Conglomérat	11.67×10^{-6}	6.17	4.07	2.0×10^{-6}
	16.70×10^{-6}	7.87	6.27	
	25.00×10^{-6}	9.75	9.45	

Tableau V.9.4. Conductivités hydrauliques saturées déduites de la modélisation des essais Lefranc à niveau constant

V.9.4.3 Profil des teneurs en eau dans la zone non saturée

En introduisant les propriétés des formations non saturées décrites ci-dessus dans le modèle local, la simulation des écoulements en régime permanent fournit le profil de teneur en eau représenté à la figure V.9.9.

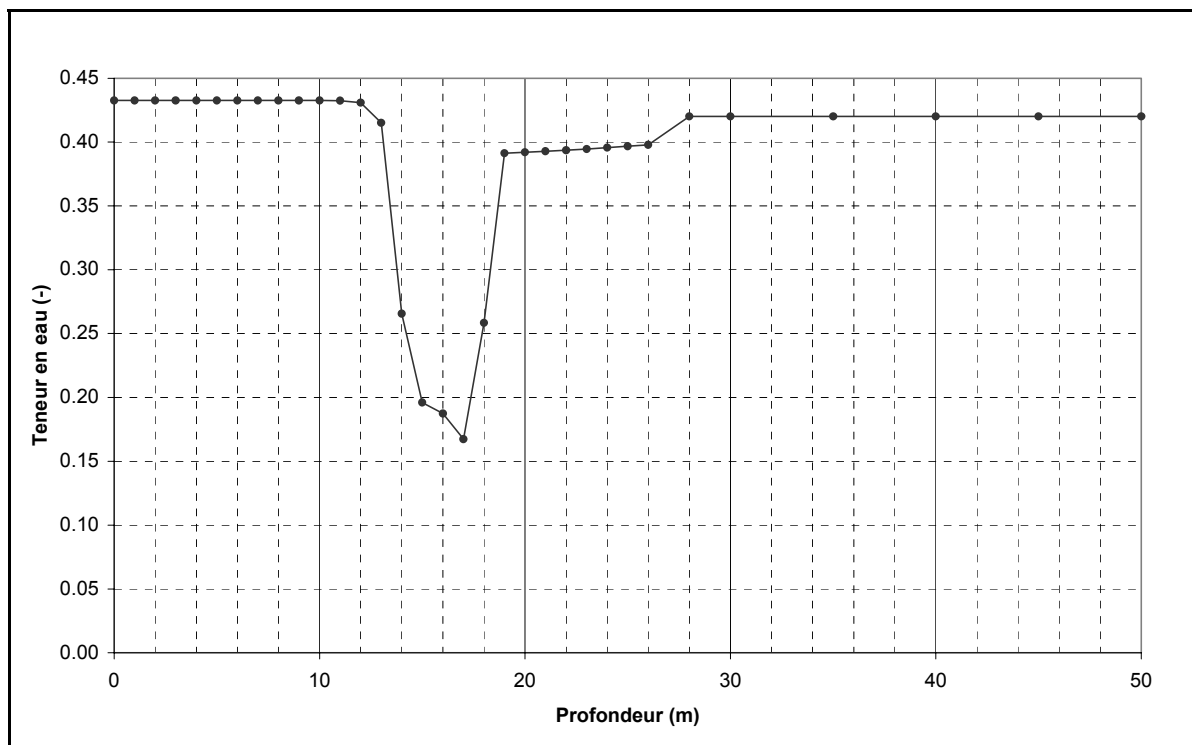


Figure V.9.9. Profil des teneurs en eau calculées sous des conditions naturelles de recharge

Dans les limons (~ 0 à ~ 13 m) et les craies non saturées (~ 18 à ~ 28 m), le profil est en bon accord avec les mesures de teneurs en eau mesurées sur les échantillons prélevés à l'occasion des forages (DAUTREBANDE & CASSE, 1998). Dans l'ensemble, le milieu est relativement proche de la saturation (capacité au champ, correspondant à la teneur en eau en l'absence d'eau gravitaire). Le conglomérat (~13 à 18 m) fait exception, avec une diminution assez importante des teneurs en eau, liée à la nature sableuse du matériau. Dans la craie, les diagraphies et les mesures sur échantillons avaient révélé des teneurs en eau assez élevées. Ceci est confirmé ici, la matrice étant pratiquement saturée. Toutefois, sur pratiquement toute l'épaisseur de la zone non saturée, les fissures sont désaturées, donc désactivées vis-à-vis de la mobilité de l'eau et du transport des solutés. La diminution de teneur en eau correspondant à la désaturation des fissures est bien sûr relativement faible par rapport à la teneur en eau totale de la craie. Elle est donc imperceptible sur les logs diagraphiques.

V.9.5 Modélisation du transport dans la zone non saturée

Pour calibrer le transport dans la zone non saturée, on dispose des courbes de restitution relatives aux injections réalisées dans la craie non saturée et dans le conglomérat à silex. Aucun traceur injecté dans les limons n'est arrivé durant les deux années d'échantillonnage.

Il est clair que de nombreux processus sont susceptibles d'affecter la mobilité des solutés dans la zone non saturée, à commencer par les facteurs gouvernant les écoulements, tels que les conditions transitoires d'écoulement, voire des effets piston ou des écoulements préférentiels. Il est difficile, sur base de l'ajustement de quelques courbes, de déterminer et quantifier de manière univoque l'ensemble des mécanismes à l'origine de l'arrivée des traceurs. On a donc plutôt cherché à vérifier certaines hypothèses pour expliquer les arrivées de traceurs observées, telles que l'influence de la mise en charge de l'eau dans les piézomètre, le caractère dual de la porosité des craies, ...

Les résultats de la modélisation du transport des solutés dans la craie non saturée sont présentés ci-dessous. Vu les difficultés rencontrées pour expliquer les arrivées des traceurs injectés dans le conglomérat à silex, la modélisation de ces essais n'a pu être menée à son terme.

V.9.5.1 *Transport dans la craie non saturée*

Sous des conditions naturelles d'infiltration, les fissures sont généralement désactivées, la migration du traceur ayant alors lieu au sein de la matrice crayeuse, voire au sein des irrégularités situées à l'interface fissures - matrice. Le flux d'infiltration étant relativement faible et la porosité de matrice étant assez élevée, il est naturel que le traceur descende lentement vers la zone saturée. On verra par ailleurs qu'il est difficile d'expliquer l'arrivée du traceur sans considérer la remontée de la nappe aquifère, observée durant la période des essais.

Le problème est plutôt d'expliquer l'arrivée très rapide du traceur lors du traçage avec mise en charge du piézomètre. Ceci avait été clairement mis en évidence à l'occasion du travail de D.E.S de C.Crispin (1999) qui, malgré l'emploi d'une relation de van Genuchten relativement « sévère » en terme de variation de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau, d'une porosité efficace d'E.V.R. très faible et même de coefficients de dispersion anormalement élevés, n'est pas parvenue à reproduire la courbe de restitution du chlorure de potassium au puits central.

On s'est donc plus particulièrement intéressé à ce résultat qui va servir de lien entre une série de concepts et de développements numériques réalisés et décrits dans les chapitres précédents.

V.9.5.1.1 Modélisation de l'essai de traçage réalisé sous charge au Pz CNS

Pour modéliser cet essai de traçage, on a supposé que les conditions d'écoulement, modifiées par la mise en charge du Pz CNS, ont atteint un nouvel équilibre. Sous cette hypothèse, les simulations d'écoulement peuvent être réalisées en régime permanent.

La mise en charge du piézomètre est représentée dans le modèle par une injection nodale imposée au nœud du maillage le plus proche du niveau crépiné du Pz CNS, à un débit constant de $0.3 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ ($8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). L'injection du traceur est simulée sur une durée d'une heure, proche des 53 minutes réelles, suivie du maintien de la mise en charge du piézomètre au même débit.

La calibration de l'essai se base sur l'ajustement de la courbe de restitution du chlorure, supposé conservatif. Deux approches conceptuelles ont été considérées pour obtenir cet ajustement avec le modèle :

- **Approche de type porosité d'E.V.R et effet d'eau immobile constant** : Les paramètres de transport utilisés pour l'ajustement sont dans ce cas considérés comme des constantes, indépendantes du degré de saturation en eau du milieu, lequel joue uniquement sur l'amplitude et la répartition spatiale des flux d'eau dans la zone non saturée. Il s'agit de l'approche la plus courante. L'ajustement se fait alors sur la porosité efficace, la dispersivité longitudinale et les paramètres d'eau immobile (porosité d'eau immobile et coefficient de transfert) ;
- **Prise en compte d'un partitionnement dynamique de la porosité et d'un effet d'eau immobile** : Dans ce cas, le partitionnement de la porosité dépend du degré de saturation en eau du milieu, en fonction du rapport des conductivités hydrauliques relatives associées respectivement à l'eau mobile et à l'eau immobile. L'ajustement se base alors sur le coefficient de partitionnement et sur le coefficient de transfert eau mobile - eau immobile.

La figure V.9.10 présente la courbe de restitution du chlorure et les meilleurs ajustements obtenus, par essais et erreurs, en considérant les deux approches envisagées ci-dessus. Le tableau V.9.5 synthétise les paramètres de transport et, le cas échéant, ceux de partitionnement introduits dans la craie non saturée pour obtenir ces ajustements.

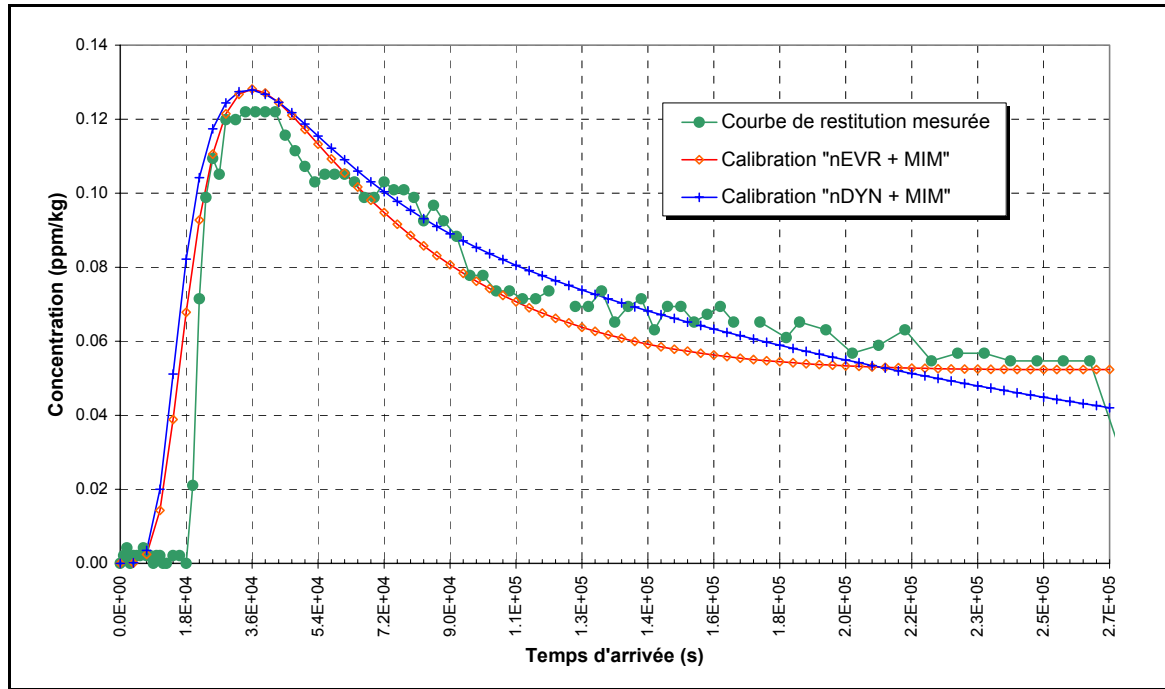


Figure V.9.10. Calibration de l'essai de traçage réalisé sous charge à partir du Pz CNS

Simulation	θ_m	α_L	θ_{im}	α	c_{part}
$n_{EVR} + MIM$	0.01	1.0	0.08	2.3×10^{-7}	---
$n_{dyn} + EVR$	--- ¹⁰	1.0	--- ¹	9.0×10^{-8}	0.02

Tableau V.9.5. Paramètres de transport et de partitionnement obtenus par calibration de l'essai de traçage réalisé sous charge au Pz CNS

Les résultats de ces calibrations appellent plusieurs commentaires :

- Dans le cas où l'on considère une porosité d'E.V.R. et un effet d'eau immobile constant, les paramètres d'ajustement obtenus sont en accord avec leurs équivalents introduits pour modéliser les essais de traçage réalisés dans la zone saturée. La porosité efficace d'E.V.R. est assez petite, de l'ordre de grandeur de la porosité de fissure. La dispersivité est également assez faible, probablement toujours surévaluée. L'effet d'eau immobile est tout à fait comparable : le coefficient de transfert est de l'ordre de grandeur de celui obtenu dans la zone saturée et la porosité d'eau immobile est assez faible, révélatrice de l'effet court-circuit ayant en partie affecté la mobilité du soluté au sein des fissures.
- Pour la deuxième calibration, la porosité efficace étant déterminée dynamiquement sur base du degré de saturation en eau de la craie, on ne connaît pas directement les valeurs effectivement considérées. Le coefficient de partitionnement introduit étant élevé (2.0×10^{-2}), les valeurs de

¹⁰ Pour rappel, les teneurs en eau mobile et en eau immobile dépendent du degré local de saturation en eau et du coefficient de partitionnement.

porosité efficace doivent être relativement faibles dans les horizons les plus saturés. Dans un même temps, on constate que le coefficient de transfert eau mobile – eau immobile est plus petit que dans le cas où l'on considère une porosité efficace d'E.V.R et un effet d'eau immobile constant. Ceci s'explique par le fait que l'effet retard observé sur la courbe de restitution est en partie considéré via l'existence, au sein de la craie, de zones où la porosité efficace d'E.V.R. plus grande se conjugue à une conductivité hydraulique plus petite pour « freiner » la migration du traceur. L'effet d'eau immobile à prendre en compte n'est, dans ce cas, pas aussi important.

- On pourrait envisager d'autres approches de calibration de la courbe de restitution, notamment en jouant sur la forme de la relation $k_r(\theta)$ et l'amplitude du coefficient de partitionnement, sans même plus considérer d'effet d'eau immobile. Ceci constituerait le cas extrême des deux calibrations envisagées précédemment. Une telle calibration conduirait sans doute à une relation non saturée présentant une variation plus importante de la conductivité hydraulique au voisinage de la saturation et, vraisemblablement, à un coefficient de partitionnement en meilleur accord avec le rapport des conductivités hydrauliques saturées respectivement associées aux fissures et à la matrice crayeuse. Cependant, il est peu réaliste de penser qu'aucun processus diffusif n'intervient dans le stockage du traceur au sein de la matrice crayeuse.

Quelle que soit l'approche conceptuelle considérée, c'est essentiellement le caractère « dynamique » de la fonctionnalité non saturée bi-modale qui permet d'expliquer l'arrivée du traceur au puits de pompage. Cette relation permet de s'approcher du comportement dynamique réel du milieu crayeux, en fonction du degré de saturation. Une approche considérant deux continua (un pour la matrice et un pour les fissures) couplés par une équation de transfert permettant de considérer un déséquilibre de pression entre la matrice et les fissures devrait permettre une représentation encore meilleure des phénomènes. Ne disposant de toute manière pas de données pour quantifier les paramètres relatifs à une approche aussi complexe, le modèle conceptuel proposé ici fournit un résultat tout à fait acceptable.

Les différents tests réalisés à l'aide de ce résultat de traçage ne permettent pas de lever complètement l'indétermination sur les processus à l'origine des effets de retard au sein de la craie. Toutefois, le modèle fournit un point de vue intéressant et présente un caractère très novateur en terme de représentation du comportement hydrodynamique et hydrodispersif de la craie.

Pour lever les indéterminations subsistantes, des essais de traçage complémentaires seraient utiles. Par exemple, une injection sous charge pourrait être réalisée, en interrompant la mise en charge à un moment où la restitution du traceur est encore nettement supérieure au bruit de fond. Cette interruption devrait entraîner une désactivation relativement rapide des fissures, se traduisant par une baisse plus ou moins rapide de la concentration du traceur à la restitution. Ce type d'essai s'inspire des méthodes d'interruption de flux, telles que proposées par BRUSSEAU *et al.* (1989) ou COTE

et al. (2000), pour mettre en évidence et quantifier le caractère cinétique du transport de solutés dans des colonnes de sol.

Des injections de traceurs sous différents degrés de mise en charge pourraient également être envisagées afin de mieux cerner l'influence de ce facteur sur l'allure de la courbe de restitution. En disposant de courbes de restitution sous différentes conditions d'injection, il devrait alors être possible d'affiner l'analyse, notamment la fonctionnalité bi-modale régissant le comportement non saturé de la craie.

V.9.5.1.2 Modélisation de l'essai de traçage réalisé sans mise en charge au Pz CNS

Cet essai de traçage est assez représentatif des conditions de migration d'un soluté en conditions naturelles d'infiltration. En toute logique, l'interprétation devrait considérer le caractère transitoire de la recharge et les fluctuations du niveau piézométrique. Toutefois, des contraintes essentiellement numériques ont amené à simplifier les conditions de simulation de l'essai.

Tout d'abord, le caractère transitoire des écoulements n'a pas été considéré. On ne disposait en effet pas de mesures sur l'évolution au cours du temps des teneurs en eau dans la zone non saturée. De plus, vu la nécessité d'utiliser un modèle local pour réduire le nombre d'inconnues, un problème se pose pour la définition des conditions limites à ses frontières. Dans la zone saturée, des conditions de Dirichlet, calculées avec le modèle régional, sont imposées à une série de nœuds prédéfinis, situés sur les faces latérales du modèle local. Dans la zone non saturée, suivant l'hypothèse que les écoulements sont essentiellement verticaux, des conditions de flux nuls sont définies. Si le niveau de la nappe fluctue au cours du temps (en l'occurrence, il remonte), dans la zone de battement de la nappe, il est nécessaire d'adapter le type de condition limite, ce qui n'a pas encore été développé dans le code SUFT3D.

Un essai a été réalisé en conservant les conditions limites imposées sur les faces latérales à leur définition de départ, l'évolution du potentiel hydraulique imposé aux nœuds situés dès le départ dans la zone saturée reproduisant une remontée linéaire du niveau de la nappe au cours du temps (en pratique, une montée de 5.3 m sur une période de 5.0×10^7 s \approx 580 jours). L'inconvénient est que l'eau entre uniquement par les couches inférieures du maillage et « remplit » progressivement la zone non saturée, en fonction de l'augmentation du niveau de la nappe, plutôt que d'entrer latéralement dans le modèle. En procédant de la sorte, il n'a pas été possible d'obtenir des résultats de transport acceptables. Cela provient probablement du fait que le champ d'écoulement est trop perturbé, ce qui pose des problèmes lors de la simulation du transport. Cette solution a donc été abandonnée.

Il faut également remarquer que, pour le calcul du transport, le respect de la condition sur le nombre de Courant ($C_{r,num} < 1$) nécessite l'utilisation de pas de temps relativement petits (de l'ordre de la demi-heure). La simulation du transport devant être réalisée sur une période de deux ans, cela

conduit à des temps de calcul très longs (de l'ordre d'une semaine). Cela justifie d'autant plus la simplification du régime permanent considérée pour les écoulements.

Plutôt que de tenter de calibrer précisément la courbe de restitution obtenue lors de l'essai de traçage sans mise en charge, quelques tests ont été réalisés de manière à évaluer si, en introduisant des paramètres de transport reflétant a priori la matrice crayeuse, les résultats fournis par le modèle sont cohérents avec les résultats expérimentaux. Deux tests ont donc été réalisés. Le premier consiste à simuler le transport de l'iodure en supposant que la porosité efficace est de l'ordre de grandeur de la porosité de matrice (en l'occurrence, une valeur de 35% a été considérée). Le résultat de cette simulation (fig.V.9.11) montre que l'on n'observe pas d'arrivée significative du traceur dans la période correspondant à l'échantillonnage. Le deuxième test a consisté à essayer d'obtenir une première arrivée du traceur du même ordre de grandeur que la première arrivée d'iodure observée. Le résultat obtenu est également représenté à la figure V.9.11. Pour cela, une porosité efficace de 10% et une porosité d'eau immobile de 15% ont été introduites dans le modèle. Si l'ordre de grandeur de cette première arrivée est globalement respecté, la courbe de restitution obtenue ne présente pas une allure similaire à la courbe de restitution observée en réalité. En fait, l'arrivée prédite par le modèle est essentiellement dispersive, ce qui explique la lente croissance de concentration observée. Dans la réalité, la courbe de restitution est nettement plus redressée, indiquant par là que le mode de déplacement du traceur a un caractère advectif au moins partiel. Or, si en terme de porosité efficace on souhaite conserver un ordre de grandeur en accord avec la porosité de matrice, sous des conditions naturelles d'infiltration, il semble assez clair que l'arrivée du traceur ne peut être expliquée sans considérer la remontée de la nappe aquifère pendant la période des essais. Cette remontée a eu pour effet de lessiver le traceur en cours de migration, réduisant la distance qu'il a dû effectivement parcourir dans la zone non saturée pour arriver au puits de reprise.

Remarque

Vu la dimension très réduite des pores au sein de la matrice crayeuse (de l'ordre du μm), on est en droit de penser que la tension capillaire qui y règne est élevée et que l'eau qui s'y trouve ne bouge pratiquement pas. Cela n'empêche toutefois pas cette eau d'être accessible aux traceurs (notamment par diffusion), donc d'être active sur le plan du transport des solutés. La porosité efficace élevée considérée ici n'est donc pas forcément le reflet d'une quelconque mobilité de l'eau au sein de la matrice, mais d'une migration des traceurs dans l'ensemble de cette eau, suite à la diffusion moléculaire. Dans ce cas, la cinétique de transfert entre l'eau mobile et l'eau immobile est suffisamment rapide par rapport à la mobilité des traceurs. Il devrait donc être possible de reproduire l'essai de traçage avec un modèle advection-dispersion modifié, considérant la porosité totale (du moins une porosité nettement supérieure à la porosité efficace au sens « agronomique » du terme (porosité associée à l'eau gravifique) et un terme de dispersion modifié, tenant compte du mécanisme de stockage-déstockage par diffusion moléculaire vers l'eau réellement immobile.

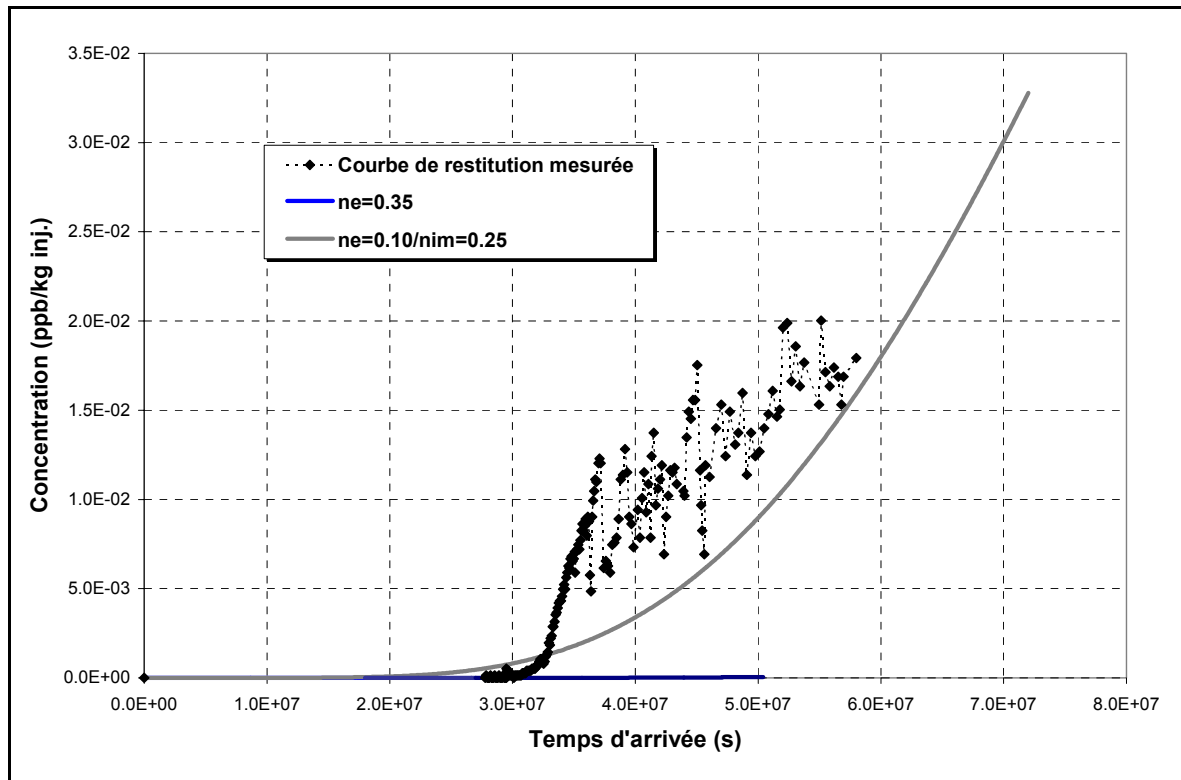


Figure V.9.11. Calibration de la courbe de restitution obtenue lors de l'essai de traçage sans mise en charge au Pz CNS

V.9.5.1.3 Conclusions relatives à la modélisation des essais de traçage réalisés à partir du Pz CNS

Le modèle mathématique ne lève pas toutes les indéterminations relatives au transport des solutés dans la craie non saturée. Il offre toutefois une interprétation relativement complète et unifiée de ces mécanismes, reposant essentiellement sur la dynamique des écoulements au sein de la craie biporeuse non saturée.

Sous des conditions naturelles d'infiltration, le réseau de fissures est en bonne partie désactivé. Les solutés migrent principalement au sein de la matrice, à une vitesse effective relativement lente, dépendant du flux d'infiltration et de la porosité de matrice. Les mécanismes d'advection (composante verticale) et de diffusion moléculaire (composante « latérale ») sont à l'équilibre. L'arrivée de l'iode est également due, pour une bonne part, à la remontée de la nappe qui est allée « chercher » le traceur en cours de migration verticale. Sans cette remontée, il est probable que l'on n'aurait pas vu arriver le traceur au puits endéans les deux ans d'échantillonnage.

Sous des conditions de recharge intense, le réseau de fissures est activé, le comportement hydrodispersif de la craie s'en trouvant complètement changé. La saturation d'une partie du réseau de fissures conduit à une augmentation importante de la conductivité hydraulique de l'ensemble et à une diminution de la porosité efficace (associée alors à la porosité de fissure). Les deux effets se conjuguent

pour produire une diminution drastique du temps de transfert dans la craie. Un effet « cinétique » se marque suite à l'apparition d'un déséquilibre entre la mobilité des traceurs au sein des fissures (par advection et dispersion) et le stockage - déstockage au sein de la matrice crayeuse. Cela se traduit par l'occurrence d'un effet d'eau immobile affectant la migration des solutés.

V.9.5.2 Transport dans le conglomérat à silex et dans les limons

Au chapitre V.7, on a vu qu'il était très difficile de proposer une explication cohérente à l'arrivée quasi simultanée (en termes de temps de transfert) des traceurs injectés dans le Pz CGL. D'un côté, les résultats obtenus pour les traçages dans la craie non saturée tendent à indiquer que sans une mise en charge conséquente, les traceurs transitent très lentement dans cette frange de terrains. Dans ce cas, seule la mise en charge du Pz CGL peut expliquer l'arrivée des traceurs qui auraient alors dû arriver pratiquement ensemble puisque le passage de la rhodamine ne peut se faire que lors de l'arrivée de l'eau contenant le lithium. D'un autre côté, l'allure très semblable des courbes de restitution de la rhodamine WT et du lithium plaident pour l'absence d'influence de la mise sous charge du Pz CGL.

Pour expliquer ce comportement particulier des traceurs injectés dans le Pz CGL, on peut avancer deux hypothèses. Il se peut simplement que l'hétérogénéité de la craie sous jacente conduise à des propriétés hydrauliques différentes au droit du Pz CGL et du Pz CNS. La craie peut être plus altérée par endroits, facilitant la migration de l'eau et des solutés via, par exemple, un mécanisme comme celui proposé par PRICE *et al.* (2000). Il se peut également que les conditions d'infiltration dont ont bénéficié les traceurs soient assez différentes. Dans tous les cas, il serait nécessaire de prendre en compte le caractère transitoire des conditions d'infiltration, ce qui n'a pu être entrepris ici.

Aucun des traceurs injectés dans les limons n'ont été observés au puits de reprise durant la période d'échantillonnage. Toutefois, on notera que la modélisation du lessivage des nitrates, sur base de la rotation des cultures réalisées sur la parcelle de Bovenistier, avec le code EPIC, indique une descente des nitrates à travers les limons, d'un mètre par an en moyenne (DAUTREBANDE & CASSE, 1998). Ces résultats sont assez cohérents avec les pics de concentration mis en évidence par dosage des teneurs en nitrates dans les échantillons de limons prélevés à l'occasion des forages (rapport L.G.I.H. RW/2000-02). Ces observations tendent à renforcer la conviction selon laquelle les traceurs n'ont pas été observés parce qu'ils sont toujours en cours de migration dans la zone non saturée.

V.10 Conclusions relatives à l'étude réalisée à Bovenistier

L'étude réalisée à Bovenistier a permis de mieux comprendre le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des formations non saturées vis-à-vis de la migration de solutés, depuis la surface jusqu'au toit de la nappe aquifère logée au sein des craies fissurées. Les principaux apports de cette étude sont résumés ci-dessous, avant de proposer quelques pistes pour des développements ultérieurs.

V.10.1 Propriétés hydrauliques des formations non saturées

Les développements réalisés en vue de caractériser le comportement non saturé des limons et des craies ont clairement mis en évidence l'importance des propriétés physiques de ces matériaux géologiques sur la caractérisation du comportement hydraulique de la zone non saturée.

Dans le cas des limons, il a été montré qu'il était possible de faire un lien « statistique » entre les propriétés physiques mesurées sur les échantillons et les courbes de rétention décrivant leur comportement non saturé (fonctions de pédotransfert). Il est clair que cette analyse devrait être affinée sur le plan de la rigueur statistique.

A l'échelle du site expérimental, la variabilité des limons reste suffisamment faible pour ne pas devoir être prise explicitement en compte (ce qui n'a d'ailleurs pas été fait puisque des paramètres moyens ont finalement été retenus pour représenter la courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique relative). A plus grande échelle, il pourrait être intéressant de vérifier si une variabilité spatiale plus importante peut être mise en évidence (variations granulométriques, ...), auquel cas, des fonctions de pédotransfert pourraient être très utiles en vue de déterminer les propriétés hydrauliques des limons à l'échelle du bassin du Geer.

Pour les craies, il a été montré que le développement d'une fonctionnalité nouvelle pour représenter leur comportement non saturé, prenant en considération le caractère dual de la porosité (porosité de matrice et porosité de fissure), aidait grandement à simuler les résultats des traçages réalisés.

V.10.2 Propriétés hydrodispersives des formations non saturées

Les résultats des traçages réalisés dans les craies non saturées et leur modélisation ont permis d'affiner de manière importante la connaissance du comportement hydrodispersif de ces matériaux. Une fois de plus, le caractère dual de leur porosité joue un rôle primordial sur la cinétique du transfert des solutés et l'atténuation des concentrations observées.

Pour aller plus loin dans l'interprétation des résultats, il ressort assez clairement que la modélisation devrait explicitement tenir compte du caractère transitoire des écoulements (variations

temporelles de la recharge, fluctuations du niveau piézométrique). Sur ce plan, il faut reconnaître que l'interprétation a été en partie entravée par le manque de performance du code SUFT3D en terme de gestion mémoire et de temps de calcul ; Il s'agirait donc d'apporter quelques améliorations d'optimisation du programme, de manière à libérer le travail d'interprétation de ces contraintes assez limitatives.

Il serait également intéressant d'investiguer les pistes nouvelles proposées par plusieurs auteurs pour expliquer la possibilité d'un drainage partiel de l'eau dans les craies, même sous des conditions de succion pour lesquelles le réseau de fissures est supposé être désactivé (film flow, fracture surface-zone flow).

V.10.3 Mécanismes de lessivage des nitrates

Les résultats ont clairement confirmé l'importance des fluctuations affectant le niveau de la nappe aquifère au cours du temps sur les temps de transfert des solutés. HALLET (1999) a proposé une interprétation des fluctuations des teneurs en nitrates, au sein de la nappe aquifère de Hesbaye, par des mécanismes de lessivage lors de la remontée de la nappe aquifère et de « décrochement » du nuage de nitrates lors de la descente du même niveau (fig.V.10.1). Les concentrations en nitrates sont minimales en périodes de rabattement et maximales en périodes de remontée. Ce phénomène a été clairement mis en évidence au droit de plusieurs puits, notamment celui de Verlaine où les concentrations diminuent systématiquement durant les périodes de descente de la nappe (mai à décembre) et augmentent en période de remontée de nappe (janvier à juin). Les essais de terrains et leur modélisation confirme la très bonne adéquation entre ce modèle conceptuel et la réalité.

Toutes ces conclusions sont très intéressantes dans la perspective de l'étude de la sensibilité à la pollution de l'aquifère de Hesbaye. Après les résultats relatifs aux fonctions de pédotransfert, ces conclusions viennent encore renforcer la conviction qu'il pourrait être très intéressant d'étudier plus en détails la vulnérabilité de cet aquifère dans son ensemble, par une approche de type « modélisation physique des phénomènes », plutôt qu'à l'aide des méthodes classiques de vulnérabilité, lesquelles souffrent trop souvent de leur caractère empirique très prononcé.

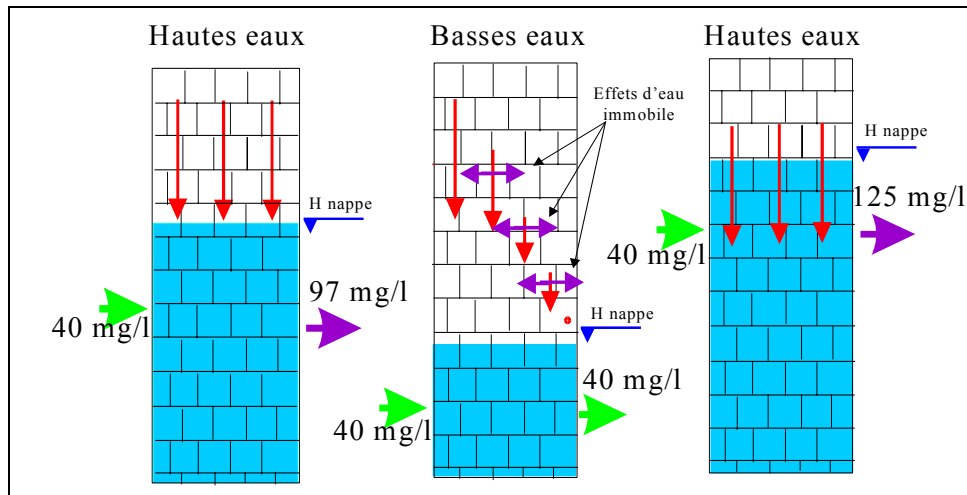


Figure V.10.1. Influence des fluctuations du niveau piézométrique sur les teneurs en nitrates (HALLET, 1999)

V.10.4 Sensibilité de l'aquifère crayeux à la pollution

En Hesbaye, les craies sont généralement recouvertes par une importante couverture de limons qui jouent le rôle de tampon vis-à-vis de la recharge pluviométrique et de filtre vis-à-vis des polluants migrant depuis la surface vers la nappe aquifère. De ce fait, il est peu probable que l'apport en eau au sommet de la craie non saturée puisse être suffisant pour conduire à une saturation des fissures. Les craies non saturées ont donc elles-mêmes un caractère atténuateur assez prononcé vis-à-vis des pollutions diffuses en provenance de la surface, mais cela est conditionné par l'existence d'une couche protectrice surincombante (ici le limon). Si les mêmes craies devaient affleurer directement, le milieu crayeux serait beaucoup plus sensible aux conditions de recharge en surface. Dans ce cas l'aquifère crayeux présenterait une sensibilité beaucoup plus grande aux sources potentielles de pollution en surface.

Pour s'assurer de la bonne protection offerte par les limons, il faudrait vérifier si, par endroits, ils ne sont pas affectés par des zones d'écoulements préférentiels (macropores, ...), non observées à Bovenistier puisque les traceurs injectés aux Pz LS et Pz LB n'ont pas été détectés au puits de reprise. De tels zones d'écoulements préférentiels ont plus de chances de se développer dans les horizons superficiels des limons. Il s'agirait donc de vérifier cette possibilité dans les secteurs où les épaisseurs de limons sont plus réduites.

Références bibliographiques relatives à la cinquième partie

- AHUJA, L. R., NANEY, J. W., WILLIAMS, R. D., Estimating soil water characteristics from simpler properties or limited data, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 49, 1100-1105, 1985.
- ALLEN, D. J., PRICE, M., Hydraulic conductivity of the chalk at shallow depths in north-west Norfolk, UK, in : *Chalk*, Ed. Thomas Telford, London, 577-581, 1990.
- ARYA, L. M., PARIS, J. F., A physico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, 1023-1030, 1981.
- ARYA, L. M., DIEROLF, T. S., Predicting soil moisture characteristics from particle-size distributions : an improved method to calculate pore radii from particle radii, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 115-124, 1992.
- BARKER, J. A., FOSTER, S. S. D., A diffusion exchange model for solute movement in fissured porous rock, *Q. J. Eng. Geol.*, 14, 17-24, 1981.
- BARKER, J. A., Modelling groundwater flow and transport in the chalk, in: *The hydrogeology of the chalk of north-west Europe*, Ed. Downing, Price, Jones, Oxford Science Publ., Clarendon Press, Oxford, U.-K., 59-66, 1993.
- BIVER, P., Etude phénoménologique et numérique de la propagation de polluants miscibles dans un milieu à porosité multiple, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 389p, 1993.
- BOLLINNE, A., Etude et prévision de l'érosion des sols limoneux cultivés en moyenne Belgique, Thèse de Doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences, 356 p., 1982.
- BROOKS, R. H., COREY, A. T., Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Paper 3*. Colorado State Univ., Fort Collins, CO, 1964.
- BRUSSEAU, M. L., RAO, P. S. C., JESSUP, R. E., DAVIDSON, J. M., Flow interruption: a methods for investigating sorption nonequilibrium, *J. Contam. Hydrol.*, 4, 223-240, 1989.
- CAMPBELL, G. S., A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data, *Soil Sci.*, 117(6), 311-314, 1974.
- CAMPBELL, G. S., SHIOZAWA, S., Prediction of the hydraulic properties of soils using particle-size distribution and bulk density data, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 317-328, 1992.
- CARSEL, R. F., PARRISH, R. S., Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics, *Water Resour. Res.*, 24(5), 755-769, 1988.
- COOPER, J. D., GARDNER, C. M. K., MACKENZIE, N., Soil water controls on recharge to aquifers, *J. Soil Sci.*, 41, 613-630, 1990.

- COSME, F., Etude de la migration des nitrates et de traceurs salins et fluorescents dans des colonnes de sols, modélisation de leur transport, Travail de fin d'études, Université Libre de Bruxelles, Section Interfacultaire d'Agronomie, 77p, 1999.
- COTE, C. M., BRISTOW, K. L., ROSS, P. J., Increasing the efficiency of solute leaching : impacts of flow interruption with drainage of the "preferential flow paths", *J. Contam. Hydrol.*, 43, 191-209, 2000.
- CRISPIN, C., Modélisation des essais de traçage en Hesbaye : transport des polluants en zone saturée et non saturée, Travail de fin d'études (D.E.S.), Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 84p, 1999.
- DAUTREBANDE, S., CASSE, C., Etude phénoménologique de la propagation d'une substance miscible en milieu non saturé et application au transport des nitrates vers la nappe aquifère de Hesbaye. Détermination des paramètres physiques des terrains non saturés, Unité d'Hydraulique Agricole, Facultés des Sciences Agronomiques de Gembloux, 1998.
- DURNER, W., Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure, *Water Resour. Res.*, 30(2), 211-223, 1994.
- FREDLUNG, D. G., XING, A., Equations for the soil-water characteristic curve, *Can. Geotech. J.*, 31, 521-532, 1994.
- FREDLUNG, D. G., XING, A., HUANG, S., Predicting the permeability function from unsaturated soils using the soil-water characteristic curve, *Can. Geotech. J.*, 31, 533-546, 1994.
- GARDNER, C. M. K., COOPER, J. D., WELLINGS, S. R., BELL, J. P., HODNETT, M. G., BOYLE, S. A., HOWARD, M. J., Hydrology of the unsaturated zone of the chalk of south-east England, in: *Chalk*, Ed. Thomas Telford, London, 611-618, 1990.
- HALLET, V., Etude de la contamination de la nappe aquifère de Hesbaye par les nitrates : hydrogéologie, hydrochimie et modélisation mathématique des processus d'écoulement et de transport en milieu saturé, Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences, 361p, 1999.
- JONASSON, S. A., Estimation of the van Genuchten parameters from grain-size distribution, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 443-451, 1992.
- LEIJ, F. J., ALVES, W. J., van GENUCHTEN, M. Th., WILLIAMS, J. R., The UNSODA unsaturated soil hydraulic database, User's manual v.1.0, US EPA, document EPA/600/R-96/095, Ada, OK, 103p, 1996.
- MALLANTS, D., TSENG, P.-H., TORIDE, N., TIMMERMAN, A., FEYEN, J., Evaluation of multimodal hydraulic functions in characterizing a heterogeneous field soil, *J. Hydrol.*, 195, 172-199, 1997.
- MOHANTY, B. P., VAN GENUCHTEN, M. TH., An integrated approach for modeling water flow and solute transport in the vadose zone, in: *Application of GIS to the modeling of non-point source*

- pollutants in the vadose zone, Soil Sci. Soc. Am. Special Publ. n°48, Madison, WI, USA, 217-233, 1996.*
- MUALEM, Y., A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, 12(3), 513-522, 1976.
- MUSY, A., SOUTTER, M., *Physique du sol*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, E.P.F.Lausanne, CH, 335p, 1991.
- OR, D., TULLER, M., Flow in unsaturated fractured porous media: hydraulic conductivity of rough surfaces, *Water Resour. Res.*, 36(5), 1165-1177, 2000.
- PETERS, R. R., KLAVETTER, E. A., A continuum model for water movement in an unsaturated fractured rock mass, *Water Resour. Res.*, 24(3), 416-430, 1988.
- PRICE, M., DOWNING, R. A., EDMUNDS, W. M., The chalk as an aquifer, in: *The hydrogeology of the chalk of north-west Europe*, Ed. Downing, Price, Jones, Oxford Science Publ., Clarendon Press, Oxford, U.-K., 35-58, 1993.
- PRICE, M., LOW, R. G., MCCANN, C., Mechanisms of water storage and flow in the unsaturated zone of the Chalk aquifer, *J. Hydrol.*, 233, 54-71, 2000.
- RAJKAI, K., VÁRRALLYAY G., Estimating soil water retention from simpler properties by regression techniques, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 417-426, 1992.
- RAWLS, W. J., BRAKENSIEK, D. L., SAXTON, K. E., Estimating soil water properties, *Transactions, ASAE*, 25(5), 13161320, 1982.
- RAWLS, W. J., GISH, T. J., BRAKENSIEK, D. L., Estimating soil water retention from soil physical properties and characteristics, *Adv. Soil Sci.*, 16, 213-234, 1991.
- RAWLS, W.J., AHUJA, L. R., BRAKENSIEK, D. L., Estimating soil hydraulic properties from soil data, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 329-340, 1992.
- ROSS, P. J., SMETTEN, R. J., Describing soil hydraulic properties with sums of simple functions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57,26-29, 1993.
- SAXTON, K. E., RAWLS, W. J., ROMBERGER, J. S., PAPENDICK, R. I., Estimating generalized characteristics from texture, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 50, 1031-1036, 1986.
- SMETTEN, K. R. J., KIRBY, C., Measuring the hydraulic properties of a stable aggregated soil, *J. Hydrol.*, 117, 1-13, 1990.
- THOMASSON, A. J., CARTER, A. D., Current and future uses of the UK soil water retention dataset, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 355-358, 1992.

- TOKUNAGA, T. K., WAN, J., Water film flow along fracture surfaces of porous rock, *Water Resour. Res.*, 33(6), 1287-1295, 1997.
- TOKUNAGA, T. K., WAN, J., Mechanisms for fast flow in unsaturated fractured rock, in: *5th International Symposium on reservoir wettability and its effect on oil recovery* (Trondheim, Norway, 22-24 juin 1998), 109-117, 1998.
- TOKUNAGA, K. T., WAN, J., SUTTON, S. R., Transient film flow on rough fracture surfaces, *Water Resour. Res.*, 36(7), 1737-1746, 2000.
- TOKUNAGA, K. T., WAN, J., Surface-zone flow along unsaturated rock fractures, *Water Resour. Res.*, 37(2), 287-296, 2001.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898, 1980.
- VAN GENUCHTEN, M. TH., LEIJ, F. J., On estimating the hydraulic properties of unsaturated soils, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 1-14, 1992.
- VERECKEN, H., Pedotransfer functions for the generation of hydraulic properties for Belgian soils, Katholieke Universiteit te Leuven, Faculteit der Landbouwwetenschappen, 254 p., 1989.
- VERECKEN, H., Derivation and validation of pedotransfer functions for soil hydraulic properties, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 473-488, 1992.
- WANG, J. S. Y., NARASIMHAN, T. N., Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium, *Water Resour. Res.*, 21(12), 1861-1874, 1985.
- WILLIAMS, J., ROSS, P., BRISTOW, K., Prediction of the Campbell water retention function from texture, structure, and organic matter, in: *Proceedings of the International Workshop, Indirect methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*, U.S. Salinity laboratory and University of California, Riverside, CA, 427-441, 1992.
- WÖSTEN, J. H. M., VAN GENUCHTEN, M. TH., Using texture and other soil properties to predict the unsaturated soil hydraulic functions, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 52, 1762-1770, 1988.
- WÖSTEN, J. H. M., Pedotransfer functions to evaluate soil quality, in : *Soil Quality for crop production and ecosystem health, Developments in Soil Science 25*, Ed. Gregorich, Carter, Elsevier, Amsterdam, 221-245, 1997.
- WÖSTEN, J. H. M., LILLY, A., NEMES, A., LE BAS, C., Using existing soil data to derive hydraulic parameters for simulation models in environmental studies and in land use planning, *Final Report on the European funded project*, Report 156, DLO Staring Centre, Wageningen, NL, 106p, 1998.

YOUNGER, P. L., ELLIOT, T., Chalk fracture system characteristics : implications for flow and solute transport, *Q. J. Eng. Geol.*, 28, S39-S50, 1995.

Rapport LGIH-RW/2001-2. Etude phénoménologique de la propagation d'une substance miscible en milieu non saturé et application au transport des nitrates vers la nappe aquifère de Hesbaye (Etude financée par la Région Wallonne), 2001.

*Je pense et je pense pendant des années.
Quelques-unes de mes conclusions
et le contraire sont justes, parfois.*
Albert Einstein

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

A plusieurs occasions, des conclusions ont été proposées dans ce travail. Ici, il s'agit plus de synthétiser les aspects novateurs et les apports des travaux réalisés, à la lumière des objectifs généraux fixés au départ, tout en dégagant quelques pistes paraissant fondamentales, de manière à baliser les suites à donner aux résultats obtenus.

Les aspects novateurs de la recherche peuvent être groupés en trois grandes catégories. Dans un premier temps, la formulation générale du modèle conceptuel d'écoulement - transport dans le milieu souterrain a été élaborée et discutée. Sur cette base, les outils numériques permettant de simuler les essais, les mesures et observations de terrain ont été adaptés ou développés. Enfin, les outils expérimentaux d'identification des processus de transport et de quantification des paramètres gouvernant ces processus, en l'occurrence les techniques de traçage in situ, ont été améliorés, non seulement sur le plan de la réalisation pratique de ces tests, mais surtout sur le plan de leur interprétation.

A côté de ces aspects plus fondamentaux, la recherche a également permis d'approfondir la connaissance du comportement hydrodynamique et hydrodispersif de différents milieux géologiques : les limons et les craies fissurées de Hesbaye et les dépôts de la plaine alluviale de la Meuse.

Phénoménologie et conceptualisation des écoulements de l'eau, du transport et du piégeage des solutés, en milieu souterrain variablement saturé

Partant d'une bibliographie relativement détaillée, une synthèse et une analyse ont permis de proposer un point de vue relativement original sur les principes gouvernant la mobilité de l'eau et des solutés qu'elle véhicule, dans le milieu souterrain variablement saturé, sans faire a priori de distinction entre la zone saturée et la zone non saturée.

A l'échelle microscopique, la mobilité de l'eau et des solutés est principalement gouvernée par la géométrie du réseau poreux, le degré local de saturation en eau du milieu et les interactions eau - phase solide - phase gazeuse et soluté - phase solide quand une affinité chimique les caractérise. Cela se traduit par une distribution plus ou moins continue et régulière des vitesses effectives de migration des solutés. Pour reproduire au mieux, à cette échelle, cette distribution de vitesses, la plupart des modèles représentent la composante modale de la distribution par l'advection, l'étalement autour de la vitesse modale par la dispersion hydrodynamique (dispersion cinématique et diffusion moléculaire) et, si une proportion non négligeable de soluté est immobile ou animée de vitesses très faibles, l'effet de retard qui en résulte est pris en compte par l'intermédiaire d'un concept de stockage-déstockage du soluté au sein d'une phase aqueuse (diffusion vers l'eau immobile) ou solide (sorption cinétique). Cet effet traduit et permet de considérer le caractère non idéal « local » du transport.

A l'échelle méso- ou macroscopique, une confusion règne souvent sur le sens physique exact à donner aux processus hydrodispersifs observés qui sont, de ce fait et à tort, souvent assimilés à leurs équivalents microscopiques. Dans la réalité, un facteur déterminant vient s'ajouter : l'hétérogénéité du milieu, existant à une échelle inférieure ou égale à l'E.V.R. considéré. Cette hétérogénéité entraîne à son tour un étalement plus ou moins prononcé des vitesses effectives, se traduisant à moyenne et grande échelle, par de la macrodispersion et un effet d'eau immobile macroscopique. La représentation non explicite de l'hétérogénéité du milieu conduit en outre à une dépendance temporelle et spatiale des paramètres gouvernant la macrodispersion et le macro-effet d'eau immobile. Ces effets d'échelle s'expliquent « classiquement » par le fait que plus le soluté réside et se déplace au sein du milieu souterrain, plus il est susceptible de rencontrer des hétérogénéités caractérisées par des échelles croissantes d'extension spatiale.

Sur base de cette analyse, un modèle conceptuel général de transport, comportant le « nombre minimum » de processus devant être considérés pour reproduire le comportement d'un soluté dans le milieu souterrain, a été proposé. Ce modèle conceptuel inclut trois éléments principaux : l'advection, la dispersion hydrodynamique et un processus de stockage-déstockage du soluté au sein d'une phase immobile.

Pour continuer dans la voie entamée durant cette recherche, il apparaît que les travaux les plus importants devraient concerner d'une part le développement d'outils et de concepts visant à une caractérisation plus précise de l'hétérogénéité du milieu à l'échelle inférieure à l'E.V.R. considéré, d'autre part l'établissement du lien entre les processus physico-chimiques ayant cours à l'échelle « microscopique », l'hétérogénéité et les processus équivalents ayant cours à l'échelle « macroscopique ». Pour cela, on peut tenter de représenter explicitement l'hétérogénéité du milieu dans le modèle, de manière à se défaire des effets d'échelle spatiale et temporelle affectant certains paramètres. L'alternative serait de développer les moyens de tenir compte des effets d'échelle affectant certains paramètres, sans représenter explicitement l'hétérogénéité dans le modèle, mais en

établissant le lien entre l'hétérogénéité et ces effets d'échelle. La solution réelle est sans doute un compromis entre les deux voies proposées.

Aspects mathématiques et numériques

Sur le plan de la modélisation numérique des écoulements dans le milieu variablement saturé, les travaux ont principalement porté sur l'adaptation d'un code éléments finis à la modélisation à moyenne échelle du milieu souterrain. La contrainte principale de ces développements a été de disposer d'un outil numérique robuste et, surtout, qui puisse assurer une conservation optimale de la masse d'eau et de soluté.

L'originalité première de ces adaptations réside dans la recherche (essentiellement bibliographique) des schémas numériques optimaux, aux différents stades de la résolution du problème : choix de la forme de l'équation de Richards utilisée, choix de la méthode de linéarisation de cette équation et des algorithmes d'amélioration de la stabilité et de la convergence de la boucle non linéaire, choix du solveur de résolution du système d'équations discrétisées. On relèvera également quelques améliorations numériques apportées dans le cadre de la résolution de l'équation de Richards, notamment une adaptation de la formulation mixte discrétisée, permettant de résoudre le calcul des écoulements avec le même algorithme numérique, quel que soit le degré de saturation en eau du milieu, ainsi que la proposition d'une adaptation du critère de sous relaxation de Cooley, plus efficace en vue de stabiliser les processus itératifs divergents.

Un examen détaillé a permis de montrer qu'en vue d'assurer une conservation optimale de la masse de soluté, une grande prudence est requise lors de la résolution numérique de la forme advective de l'équation de transport. Ainsi, une évaluation précise de la divergence de la vitesse effective est nécessaire au voisinage des nœuds où des termes sources sont imposés. De plus, dans la zone non saturée, la conceptualisation de la porosité efficace s'avère être un problème beaucoup plus délicat qu'il n'est généralement supposé, tant sur le plan du sens physique des résultats obtenus que sur le plan de la conservation de la masse de soluté. Ici, une formulation dynamique du partitionnement de la porosité du milieu entre l'eau mobile et l'eau immobile, dépendant du degré local de saturation en eau, a été proposée.

L'équation de transport, établie sur la base du modèle conceptuel retenu, a été écrite sous une forme générale, permettant une résolution numérique indépendante de la nature physico-chimique des processus considérés.

A ce stade, le code SUFT3D constitue un outil puissant d'interprétation et de quantification des processus d'écoulement et de transport en milieu souterrain variablement saturé en eau. Plusieurs

améliorations de ce code sont bien sûr possibles, notamment en vue d'une application à l'échelle d'un bassin hydrologique. Les principales améliorations envisageables sont résumées ci-dessous :

- Optimisation du code sur le plan de la gestion de l'espace mémoire et du temps de calcul. Cette tâche est nécessaire en vue d'applications sur de vastes domaines. Cela passe principalement par l'amélioration des schémas d'intégration numérique, tâche de calcul assez coûteuse dans la version actuelle (intégration numérique par la méthode de Gauss-Legendre), mais aussi par quelques améliorations de la modularité du programme, permettant de « désactiver » certains concepts quand ceux-ci ne sont pas utilisés.
- Amélioration du module de calcul du transport des solutés, en vue de pouvoir utiliser des maillages moins raffinés, sans rencontrer de problèmes trop importants de dispersion numérique et d'oscillations des concentrations. Une des pistes les plus prometteuses semble être la programmation d'un schéma TVD.
- Développement d'un module de réactions chimiques, pouvant trouver son intérêt pour modéliser le comportement de certains traceurs (notamment les traceurs cationiques) et surtout le comportement réactif de certains contaminants, tels que les nitrates.
- Développement de la bibliothèques d'éléments. Actuellement, le maillage peut être composé d'éléments à 4 (tétraèdres), 6 (prismes) ou 8 nœuds (parallélépipèdes). Des éléments 1D peuvent également être utilisés pour représenter des éléments linéaires (puits, galeries, ...). Il pourrait être intéressant de développer des éléments bidimensionnels, par exemple en vue de représenter des axes de fissures. De plus, dans certains cas, il pourrait être utile de disposer d'une formulation nodale duale, permettant de différencier la variable d'état (pression pour les écoulement, concentration pour le transport) entre, par exemple, une fissure et l'encaissant à son voisinage immédiat.
- Préparation des données, pré- et post- processing. Dans le cadre du doctorat de R.Gogu (2000)¹¹, des outils d'interaction entre le code SUFT3D et, d'une part une structure de banque de données géologiques, d'autre part un système d'information géographique (S.I.G.), ont été développés. En vue de simplifier le travail de préparation des données et de construction du modèle, il serait intéressant de poursuivre ces travaux. Ceci passe par une intégration plus poussée du code dans l'environnement du pré- et post- processeur GMS, ainsi qu'une interactivité plus grande avec les outils S.I.G.
- Modélisation inverse et « data assimilation ». La modélisation des essais de traçage réalisés, mais aussi les divers tests de sensibilité, ont clairement mis en évidence une série de problèmes conceptuels et pratiques. A l'aide d'une méthode de calibration par essais et erreurs, lorsque le

nombre de résultats à ajuster devient important, la tâche du modélisateur est nettement plus fastidieuse. De plus, il devient rapidement difficile d'ajuster l'ensemble des résultats disponibles à l'aide d'une seule distribution de paramètres. Enfin, il est généralement impossible de s'assurer que la solution obtenue est optimale et unique. Pour pouvoir aller plus loin dans cette voie, il est clair que l'utilisation de techniques de modélisation inverse et de « data assimilation » permettrait de franchir un pas supplémentaire dans l'interprétation des essais réalisés et dans l'évaluation de la fiabilité des résultats obtenus avec le modèle.

Développements relatifs à la réalisation et l'interprétation des essais de traçage in situ

Le développement des techniques de traçage et de leur interprétation constitue un des intérêts majeurs, voire le fil conducteur de ce travail. On cherche à déterminer du mieux possible, et à l'échelle du terrain, la distribution des vitesses effectives de l'eau et des solutés dans le milieu. La courbe de restitution en est une image très précise et fidèle. Toutefois, pour que les résultats que l'on en tire soient corrects et représentatifs, il faut avant tout que cette courbe soit uniquement le reflet de l'évolution du traceur dans le milieu du terrain. Il s'agit donc de bien contrôler les conditions d'injection, de manière à minimiser leur impact sur le résultat ou, à tout le moins, de pouvoir en tenir compte lors de l'interprétation. Des développements fondamentaux ont donc été réalisés en vue de mieux représenter la complexité des interactions puits - aquifère.

Ce modèle a tout d'abord permis un examen détaillé de l'évolution de la concentration et du flux massique au niveau du puits d'injection. Par l'usage d'un formalisme adimensionnel, cette analyse présente un caractère très général, permettant d'envisager, pour des conditions de terrain données, tous les types d'influence de l'injection sur le résultat du traçage. Sur cette base, une analyse très détaillée, visant à étudier l'influence des conditions expérimentales d'injection sur les résultats des traçages, a été présentée. Cette analyse a montré le caractère fondamental du contrôle des conditions d'injection dans l'optique de l'utilisation des courbes de restitution en vue de quantifier les effets de retard affectant le transport des solutés en milieu souterrain. Ce modèle offre également des perspectives intéressantes d'amélioration des techniques de traçage et d'optimisation de la quantité d'information pouvant être recueillie lors de tels essais.

Les essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau ont permis de valider de manière très nette les développements théoriques relatifs aux interactions puits - aquifère. Les résultats montrent que le modèle proposé est non seulement très complet du point de vue de ses capacités de reproduction d'observations de terrain, mais également très précis. Ces essais ont permis de mettre en évidence une série d'autres facteurs ayant également une influence sur l'allure et l'interprétation des

¹¹ GOGU, R., Advances in groundwater protection strategy using vulnerability mapping and hydrogeological GIS data bases, Thèse de Doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 2000.

courbes de restitution : influence du profil d'injection (débits et volumes de fluide traceur et de chasse), des conditions locales d'écoulement (gradient régional, extension de la zone d'appel du pompage de reprise, ...) et du comportement chimique des traceurs.

Comme l'ont montré les essais de traçage réalisés au sein des craies non saturées à Bovenistier, l'interprétation doit aussi clairement tenir compte de l'influence des conditions d'injection sur le comportement du « système aquifère », en l'occurrence l'influence du débit de mise en charge sur le degré de saturation en eau des fissures, facteur primordial en vue d'expliquer les résultats obtenus.

Enfin, quelques pistes intéressantes de développement des techniques de traçage ont été proposées au chapitre III.3, ainsi qu'une méthodologie générale de planification, réalisation et interprétation des essais de traçage (annexe 4). A côté de cela, il serait intéressant de développer l'utilisation de techniques de traçage à plus grande échelle, ou d'établir une méthodologie combinant l'utilisation de traceurs artificiels à petite et moyenne échelle avec l'utilisation de traceurs naturels (isotopes stables et instables, traceurs environnementaux, fluorescence des eaux, ...), en vue d'une investigation du comportement multi-échelle des eaux souterraines.

Avancées sur le plan de la connaissance du comportement hydrodynamique et hydrodispersif de différents milieux géologiques

A côté des développements théoriques, numériques et expérimentaux exposés précédemment, les essais de terrain ont également fourni quelques résultats particulièrement novateurs.

Essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau

Mis à part les résultats relatifs à l'influence des conditions d'injection et la validation du modèle d'injection, les essais de traçage réalisés dans la nappe alluviale de la Meuse, ont produit une série de résultats expérimentaux très précieux sur le plan de la connaissance du comportement hydrodispersif des graviers alluviaux.

Ainsi, la modélisation des essais a fourni quelques indications intéressantes sur l'hétérogénéité et les propriétés hydrodispersives des graviers alluviaux. Il semble qu'il est nécessaire d'y distinguer au moins deux niveaux d'hétérogénéités : une macro hétérogénéité, prise en compte par la différenciation de plusieurs zones caractérisées par des conductivités hydrauliques différentes et une micro hétérogénéité liée à l'existence, au sein des différentes couches de graviers, de lentilles argileuses ou limoneuses moins perméables, jouant le rôle d'un effet d'eau immobile. Il est clair que des investigations complémentaires sont nécessaires afin de mieux cerner l'importance et la géométrie des ces hétérogénéités.

S'il est intéressant d'observer que des effets d'échelle affectent la dispersion hydrodynamique à Hermalle, il l'est encore plus de constater que le coefficient de transfert de premier ordre est également très nettement affecté par ces effets. Jusqu'à présent, la littérature ne mentionnait pas cette particularité ; ceci constitue donc une contribution supplémentaire de ce travail à la recherche fondamentale en hydrogéologie. Pour affiner l'analyse, il serait intéressant de poursuivre des expériences de traçages, voire de passer en revue des données existantes, y compris dans d'autres types de milieux géologiques (craies, ...).

Enfin, l'utilisation à Hermalle de traceurs de natures chimiques variées a permis de mettre en évidence leur comportement dans les graviers alluviaux (adsorption, dégradation, ...) et de quantifier, pour certains d'entre eux, ce comportement chimique.

Etude phénoménologique réalisée à Bovenistier

L'étude réalisée à Bovenistier a apporté des informations très précieuses en vue de comprendre et quantifier les mécanismes de migration de substances dissoutes entre la surface du sol et la nappe aquifère des craies.

L'exploitation des données et l'analyse des essais réalisés in situ ont permis de proposer un modèle conceptuel ayant un caractère relativement unificateur pour expliquer et représenter le comportement hydrodynamique et hydrodispersif des craies fissurées, sous des conditions variablement saturées. Ce modèle repose sur deux éléments : une conceptualisation dynamique de la porosité des craies, en fonction du degré local de saturation en eau et une représentation des relations hydrauliques des craies (courbe de rétention et courbe de conductivité) à l'aide d'une nouvelle fonctionnalité mathématique, tenant mieux compte du caractère dual de la porosité au sein de ce matériau (fissures et matrice).

Enfin, si peu d'informations ont été obtenues sur les temps de transfert au sein des limons non saturés, à partir des mesures réalisées sur les échantillons prélevés lors des forages, des tests ont permis de mettre en évidence l'influence des propriétés physiques de ces matériaux sur leur comportement hydraulique. Cette analyse offre des perspectives intéressantes de développement, en vue d'un examen à grande échelle des propriétés hydrauliques des limons.

Un problème reste partiellement en suspens : aucun mécanisme cohérent n'a pu être proposé pour expliquer les résultats des essais de traçage réalisés à partir du Pz CGL (conglomérat). Des essais complémentaires devraient éventuellement être réalisés de manière à lever les doutes qui planent à ce sujet. Il est probable qu'il soit nécessaire de tenir compte, de manière plus systématique, du caractère transitoire des sollicitations (variation du taux d'infiltration, des teneurs en eau, piston flows, ...).

Protection des eaux souterraines

En introduction, on a mentionné le « vide juridique » existant autour de la protection à long terme des ressources en eau souterraines. Dans cette optique, il est souvent fait appel au concept de vulnérabilité. Toutefois, les techniques d'évaluation et de cartographie de la vulnérabilité des eaux souterraines reposent sur des méthodes empiriques, établissant généralement la répartition spatiale du risque de contamination, en fonction de la géométrie et des caractéristiques hydrodynamiques de la couche « protectrice » surmontant la nappe aquifère (sol et zone non saturée). Du fait de cet empirisme, les résultats obtenus à l'aide de ces méthodes sont non seulement peu fiables, mais surtout difficilement interprétables en terme de risque, donc peu utilisables en pratique.

A l'instar de ce que le temps de transfert représente pour les zones de protection, l'évaluation de zones de vulnérabilité passe avant tout par l'établissement d'un « critère de vulnérabilité » le plus représentatif possible de ce que ce concept sous-tend dans l'esprit des hydrogéologues. Dans le cadre de l'Action COST 620, la réflexion menée sur ce sujet a permis récemment d'apporter des clarifications décisives et d'élaborer le canevas général d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité des eaux souterraines nettement plus physique que les techniques existantes. Le principe de base est de compléter l'information sur le temps de transfert (zone de prévention) par une évaluation du pouvoir atténuateur du milieu souterrain vis-à-vis des pollutions potentielles. Les idées maîtresses de cette nouvelle approche du concept de vulnérabilité ont été exposées dans BROUYERE *et al.* (2001), article repris pour information en annexe 6 de ce travail.

Un outil comme le code SUFT3D, qui permet de considérer l'eau dans l'entière du sous-sol et de représenter, suivant un schéma conceptuel simple mais très physique, les principales catégories de processus de migration, de retard et de piégeage dans le milieu souterrain, pourrait servir de base à l'application ou, à tout le moins, à l'établissement et la validation de cette nouvelle méthode. En vue de telles applications, il serait très intéressant de développer, au sein du code, un module « sol » et un module « eaux de surface », de manière à pouvoir représenter l'entière du cycle de l'eau dans le bassin versant. L'outil expérimental serait évidemment représenté ici par les techniques de traçage en milieu variablement saturé, dont on a vu les potentialités énormes à de nombreuses reprises dans ce travail.

ANNEXE 1

RÉSOLUTION NUMÉRIQUE DE L'ÉQUATION DE RICHARDS EN MILIEU VARIABLEMENT SATURÉ, DANS LE CODE SUFT3D

Equation à résoudre

L'équation générale à résoudre est (YEH, 1993) :

$$\frac{\rho}{\rho_0} F \frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot \left[\underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(h + \frac{\rho}{\rho_0} z \right) \right] + \frac{\rho^*}{\rho_0} q \quad (\text{A1.1})$$

où :

- h est le potentiel de pression ou le potentiel capillaire selon que l'on se trouve sous ou au-dessus du niveau de la nappe aquifère (L) ;
- z est le potentiel de gravité (L) ;
- $\underline{\underline{K}}$ est le tenseur de conductivité hydraulique (LT⁻¹) ;
- ρ et ρ_0 sont la masse volumique et la masse volumique de référence de l'eau (ML⁻³) ;
- ρ^* est la masse volumique (ML⁻³) du fluide extrait ou injecté via le terme puits/source q (T⁻¹) ;
- F est le coefficient d'emménagement généralisé, dépendant du degré de saturation en eau du milieu et de la compressibilité de l'eau et de la matrice poreuse.

Remarque : il ne sera pas tenu compte ici des effets de densité liés aux variations spatio-temporelles de la masse volumique ρ de l'eau. Les notations relatives à ces effets ont été maintenues dans l'équation utilisée dans un souci de généralité. Le lecteur intéressé par les possibilités de résoudre des problèmes couplés écoulement - transport avec le code SUFT3D se référera aux travaux de Guy Carabin publiés dans CARABIN & DASSARGUES (1999)¹².

Evaluation du coefficient d'emménagement généralisé

Le coefficient d'emménagement généralisé est exprimé sous la forme suivante :

$$F = \alpha' \frac{\theta}{n} + \beta' \theta + \frac{d\theta}{dh} = S_s + \frac{d\theta}{dh} \quad (\text{A1.2})$$

où les deux premiers termes représentent les contributions respectives de la compressibilité de l'eau et du milieu (souvent regroupés dans le coefficient d'emménagement spécifique S_s) et le dernier terme représente le stockage d'eau dans la zone non saturée.

¹² CARABIN, G., DASSARGUES, A., Modeling groundwater with ocean and river interaction, *Water Resour. Res.*, 35(8), 2347-2358, 1999

Dans la zone saturée, on considère généralement que la teneur en eau θ est constante ($\theta = \theta_s = cste$), donc :

$$\frac{d\theta}{dh} \approx 0 \quad (\text{A1.3a})$$

Dans la zone non saturée, on peut négliger l'influence du coefficient d'emménagement spécifique (S_s) vis-à-vis du terme de stockage de l'eau :

$$S_s \ll \frac{d\theta}{dh} \quad (\text{A1.3b})$$

On peut donc écrire :

$$\frac{d\theta}{dh} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{A1.4})$$

Forme finale de l'équation

Avec la formulation généralisée du coefficient d'emménagement présentée ci-dessus, la forme finale de l'équation de Richards utilisée dans ce travail est :

$$\frac{\rho}{\rho_0} S_s \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot \left[\underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(h + \frac{\rho}{\rho_0} z \right) \right] + \frac{\rho^*}{\rho_0} q \quad (\text{A1.5})$$

Au sein du membre de gauche de cette équation, l'un des deux termes est annulé selon que l'on est dans la zone saturée ou dans la zone non saturée. Comme cela a été expliqué dans le chapitre I.5, cette formulation conservant la distinction entre la partie saturée et la partie non saturée de l'aquifère est nécessaire, la formulation mixte standard, telle que proposée par CELIA *et al.* (1990) pouvant poser quelques problèmes dans le cas où l'aquifère devient complètement saturé.

Résolution numérique par la méthode des éléments finis

Le problème à résoudre est le suivant :

$$\int_V \left\{ \frac{\rho}{\rho_0} S_s \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\partial \theta}{\partial t} - \nabla \cdot \left[\underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(h + \frac{\rho}{\rho_0} z \right) \right] - \frac{\rho^*}{\rho_0} q \right\} N_I dV = 0, \quad I = 1, N \quad (\text{A1.6})$$

Discrétisation temporelle

Les dérivées temporelles sont classiquement approchées par des différences finies sur le pas de temps de calcul Δt (n étant l'indice du pas de temps).

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{h^{n+1} - h^n}{\Delta t} \quad (\text{A1.7})$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \approx \frac{\theta^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} \quad (\text{A1.8})$$

$$h \approx \omega_t h^{n+1} + (1 - \omega_t) h^n \quad (\text{A1.9})$$

La non linéarité entre la teneur en eau θ et le potentiel de pression h nécessite l'introduction d'un processus de linéarisation itératif, représenté par l'indice k (voir par la suite). Si on applique un développement en série de Taylor à la teneur en eau θ en fonction de h (CELIA *et al.*, 1990) sur une itération non linéaire, on obtient :

$$\theta_{k+1}^{n+1} = \theta_k^{n+1} + \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k^{n+1} (h_{k+1}^{n+1} - h_k^{n+1}) \quad (\text{A1.10})$$

Le système à résoudre devient :

$$\int_V \left\{ \frac{\rho}{\rho_0} S_s \frac{h_{k+1}^{n+1} - h^n}{\Delta t} + \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} + \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k^{n+1} \frac{h_{k+1}^{n+1} - h_k^{n+1}}{\Delta t} \right) \right\} N_I dV = 0 \quad (\text{A1.11})$$

$$\left[-\nabla \cdot \left[\underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(h + \frac{\rho}{\rho_0} z \right) \right] - \frac{\rho^*}{\rho_0} q \right]$$

En appliquant le théorème de Green au terme de flux :

$$\int_V \left\{ \frac{\rho}{\rho_0} S_s \frac{h_{k+1}^{n+1} - h^n}{\Delta t} + \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} + \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k^{n+1} \frac{h_{k+1}^{n+1} - h_k^{n+1}}{\Delta t} \right) \right\} N_I dV \quad (\text{A1.12})$$

$$+ \int_V \nabla N_I \cdot \left[\underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(h + \frac{\rho}{\rho_0} z \right) \right] - \int_V \frac{\rho^*}{\rho_0} q N_I dV - \int_S \underline{\underline{n}} \cdot \underline{\underline{K}} \cdot \nabla \left(\frac{\rho}{\rho_0} z \right) N_I dS = 0$$

Le dernier terme calculé sur la surface S du volume V peut être intégré au calcul des conditions limites (condition limite naturelle). Il sera donc omis par la suite.

Discrétisation spatiale par la méthode classique des éléments finis

On peut maintenant introduire la discrétisation spatiale du potentiel de pression h :

$$h \approx \sum_{J=1}^N h_J N_J \quad (\text{A1.13})$$

Certains auteurs (SIMUNEK *et al.*, 1995) appliquent la même discrétisation spatiale à la teneur en eau θ ($\theta \approx \sum_{j=1}^N \theta_j N_j$). Cela suppose qu'elle varie linéairement sur l'élément, au même titre que le potentiel de pression h . Cette hypothèse est en contradiction avec le caractère souvent fortement non linéaire qui lie la teneur en eau θ au le potentiel de pression h . L'emploi d'une même fonctionnalité pour ces deux champs n'est rigoureusement valable que dans le cas où θ varie linéairement en fonction de h . Elle peut être acceptée quand la discrétisation spatiale est suffisamment fine. Dans le cas contraire, les calculs seront entachés d'une erreur qui croît avec la dimension des éléments (voir fig.A1.1).

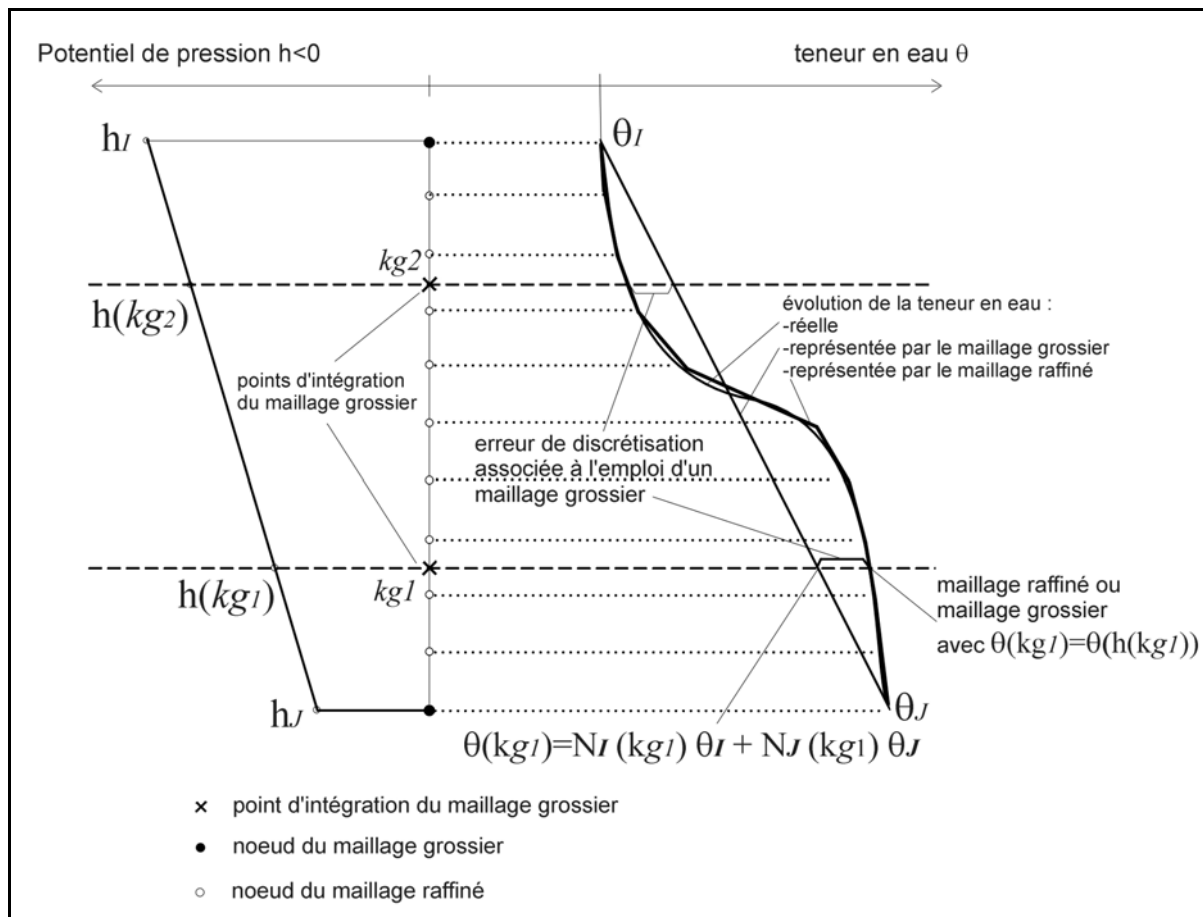


Figure A1.1. Erreur de discrétisation spatiale sur le champ θ

Dans le code SUFT3D, on a donc préféré n'introduire aucune discrétisation explicite pour les termes faisant intervenir les teneurs en eau θ , ces termes étant conservés au sein de l'intégrale, lors de l'évaluation par intégration numérique. Les valeurs de θ sont donc calculées directement à partir des valeurs du potentiel de pression évalué aux points d'intégration de Gauss (k_g), via la fonctionnalité $\theta(h)$ qui les relie, plutôt que par interpolation à ces mêmes points, à partir des valeurs nodales de θ .

$$\theta(k_g) = \theta(h(k_g)), \quad \text{avec } h(k_g) = \sum_J h_J N_J(k_g),$$

$$\text{plutôt que } \theta(k_g) = \sum_J \theta_J N_J(k_g)$$

k_g est l'indice sur les points d'intégration de Gauss dans l'élément considéré.

Si l'on introduit la discrétisation spatiale du champ de pression h dans l'équation (A.I.12), on obtient le système suivant :

$$\begin{aligned} & \sum_{J=1}^N \frac{h_{J,k+1}^{n+1} - h_J^n}{\Delta t} \int_V \left[\frac{\rho}{\rho_0} S_s N_I N_J dV \right] + \sum_{J=1}^N \frac{h_{J,k+1}^{n+1} - h_{J,k}^{n+1}}{\Delta t} \int_V \left[\frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{d\theta}{dh} \right)_k^{n+1} N_I N_J dV \right] \\ & + \sum_{J=1}^N (\omega_t h_{J,k+1}^{n+1} + (1 - \omega_t) h_J^n) \int_V [\underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J] dV \\ & - \int_V \frac{\rho^*}{\rho_0} q N_I dV - \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_0} \underline{\nabla} z \right) dV + \int_V N_I \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} dV = 0 \end{aligned} \quad (A1.14)$$

En introduisant les formes abrégées suivantes pour les différents termes :

$$[RQ] = - \int_V \left[\underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \frac{\rho}{\rho_0} \underline{\nabla} z + \frac{\rho^*}{\rho_0} q N_I \right] dV$$

$$[RQ1] = \int_V N_I \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} dV$$

$$[QAh] = \int_V \frac{\rho}{\rho_0} S_s N_I N_J dV$$

$$[QA\theta] = \int_V \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{d\theta}{dh} \right)_k^{n+1} N_I N_J dV$$

$$[QB] = \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J dV$$

$\{B\}$ contient les contributions des conditions limites imposées au problème

Le système à résoudre peut se mettre sous la forme :

$$[QAh] \frac{h_{k+1}^{n+1} - h^n}{\Delta t} + [QA\theta] \frac{h_{k+1}^{n+1} - h_k^{n+1}}{\Delta t} + [QB] (\omega_t h^{n+1} + (1 - \omega_t) h^n) = -[RQ] - [RQ1] + \{B\}$$

(A1.15)

Les matrices RQ et QB faisant intervenir la conductivité hydraulique K , elles dépendent du champ de pression H . De plus, les matrices $QA\theta$ et $RQ1$ font intervenir θ et sa dérivée par rapport à h . La résolution du système sur le pas de temps $[t_n, t_{n+1}]$ est donc non linéaire et un processus de linéarisation des équations est nécessaire. On utilise des processus itératifs de résolution de la non linéarité, k étant le niveau d'itération en cours.

La forme discrétisée (spatialement et temporellement) de l'équation de Richards est finalement :

$$\left\{ \left[\frac{[QAh] + [QA\theta]}{\Delta t} \right] + \omega_t [QB] \right\} h_{k+1}^{n+1} = \quad (A1.16)$$

$$\{Q\} + \left\{ \frac{[QAh]}{\Delta t} - (1 - \omega_t) [QB] \right\} h^n + \frac{[QA\theta]}{\Delta t} h_k^{n+1}$$

$$\{Q\} = [B] - [RQ] - [RQ1]$$

Ce système peut s'écrire sous la forme réduite suivante :

$$\underline{A}(h_k^{n+1}) \cdot \{h_{k+1}^{n+1}\} = \underline{F}(h_k^{n+1}) \quad (A1.17)$$

Résolution par la méthode des éléments finis avec volume de contrôle (méthode CVFE)

Avec la méthode CVFE, le système discrétisé subit une modification d'écriture de manière à « imiter » l'équation de conservation de la masse appliquée à l'eau au voisinage de chaque nœud du maillage éléments finis. On évalue en fait symétriquement les flux en eau circulant entre deux nœuds directement connectés (i.e : $flux(i \rightarrow j) = -flux(j \rightarrow i)$, i et j étant deux nœuds connectés dans le maillage), en tirant profit de propriétés remarquables des fonctions d'interpolation spatiale (N_I) utilisées pour l'évaluation du champ de pression sur les éléments. On peut écrire :

$$\sum_{J=1}^N N_J = 1 \quad (A1.18)$$

On a donc :

$$N_I = 1 - \sum_{J \neq I} N_J \quad (A1.19)$$

et :

$$\frac{\partial N_I}{\partial x_j} = - \sum_{J \neq I} \frac{\partial N_J}{\partial x_j}, \quad j = x, y, z \quad (A1.20)$$

En partant de la forme faible de l'équation de Richards discrétisée par la méthode des éléments finis, on peut écrire (en négligeant provisoirement le terme de gravité) :

$$\begin{aligned}
 \sum_{J=1}^N \underline{\nabla}(N_J h_J) \cdot \underline{\nabla} N_I &= \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\sum_{J=1}^N N_J h_J \right) \cdot \frac{\partial N_I}{\partial x_j} \\
 &= \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\sum_{J \neq I} N_J h_J + N_I h_I \right) \cdot \frac{\partial N_I}{\partial x_j} \\
 &= \left\{ \sum_{J \neq I} \left(h_J \frac{\partial N_J}{\partial x_i} \right) + h_I \frac{\partial N_I}{\partial x_i} \right\} \cdot \frac{\partial N_I}{\partial x_j} \quad i, j = x, y, z \quad (A1.21) \\
 &= \left\{ \sum_{J \neq I} \left(h_J \frac{\partial N_J}{\partial x_i} \right) - \sum_{J \neq I} \left(h_I \frac{\partial N_J}{\partial x_i} \right) \right\} \cdot \frac{\partial N_I}{\partial x_j} \\
 &= \sum_{J \neq I} (h_J - h_I) \frac{\partial N_J}{\partial x_i} \frac{\partial N_I}{\partial x_j}
 \end{aligned}$$

En intégrant maintenant le terme de gravité, on peut écrire la forme abrégée suivante :

$$\mathit{grad}_{JI} = \left(h_J + \frac{\rho}{\rho_0} z_J \right) - \left(h_I + \frac{\rho}{\rho_0} z_I \right) \quad (A1.22)$$

et

$$\sum_{J=1}^N \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \left(\underline{\nabla} N_J \left(h_J + \frac{\rho}{\rho_0} z_J \right) \right) dV = \sum_{J \neq I} \mathit{grad}_{JI} \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J dV \quad (A1.23)$$

Le schéma CVFE de la forme mixte de l'équation de Richards se ramène donc à :

$$\begin{aligned}
 \sum_{J=1}^N \left\{ \left[\frac{h_{J,k+1}^{n+1} - h_J^n}{\Delta t} \right] \int_V \frac{\rho}{\rho_0} S_S N_I N_J dV + \frac{h_{J,k+1}^{n+1} - h_{J,k}^{n+1}}{\Delta t} \int_V \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{d\theta}{dh} \right)_k^{n+1} N_I N_J dV \right\} \\
 + \sum_{J \in \eta_I} \mathit{grad}_{JI} \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J dV = \quad (A1.24) \\
 \{B\} - \int_V \frac{\rho^*}{\rho_0} q N_I dV - \int_V N_I \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} dV
 \end{aligned}$$

où η_J représente l'ensemble des nœuds connectés au nœud J .

En introduisant à nouveau des formes abrégées pour les différents termes :

$$\begin{aligned}
 [RQ] &= - \int_V \left[\frac{\rho^*}{\rho_0} q N_I \right] dV \\
 [RQ1] &= \int_V N_I \frac{\rho}{\rho_0} \frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} dV
 \end{aligned}$$

$$[QA_h] = \int_V \frac{\rho}{\rho_0} S_s N_I N_J dV$$

$$[QA_\theta] = \int_V \frac{\rho}{\rho_0} \left(\frac{d\theta}{dh} \right)_k^{n+1} N_I N_J dV$$

$$[QB] = \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J dV$$

Ce système peut à son tour être écrit sous une forme plus compacte :

$$[QA_h] \left\{ \frac{h_I}{\Delta t} \right\} + [QA_\theta] \left\{ \frac{d\theta_I}{dt} \right\} + \sum_{J \in \eta_I} \text{grad}_{JI} [QB] = -[RQ] + [B] \quad (\text{A1.25})$$

En discrétisant temporellement grad_{JI} comme suit :

$$\text{grad}_{JI} = (\omega_t (h_J^{n+1} - h_I^{n+1}) + (1 - \omega_t) (h_J^n - h_I^n)) + \frac{\rho}{\rho_0} (z_J - z_I) \quad (\text{A1.26})$$

En groupant les inconnues dans le terme de gauche et les sollicitations du système dans le terme de droite, on obtient :

$$\begin{aligned} & \left[\frac{[[QA_h] + [QA_\theta]]}{\Delta t} - \sum_{J \in \eta_I} \omega_t [QB] \right] h_{I,k+1}^{n+1} + \sum_{J \in \eta_I} \omega_t [QB] h_{J,k+1}^{n+1} = \\ & [RQ] + [B] + \left\{ \frac{[QA_h]}{\Delta t} + \sum_{J \in \eta_I} (1 - \omega_t) [QB] \right\} h_I^n \\ & + \frac{[QA_\theta]}{\Delta t} h_{I,k}^{n+1} - \sum_{J \in \eta_I} (1 - \omega_t) [QB] h_J^n \\ & - [QA_\theta] \frac{\theta_{I,k}^{n+1} - \theta_I^n}{\Delta t} - \sum_{J \in \eta_I} [QB] \frac{\rho}{\rho_0} (z_J - z_I) \end{aligned} \quad (\text{A1.27})$$

Formulation upstream de la matrice de flux Q_B

La formulation upstream considérée dans le code SUFT3D n'est utilisable qu'avec la méthode CVFE qui en simplifie la programmation, en faisant clairement ressortir le terme de flux dérivé de la loi de Darcy :

$$\text{flux}_{JI} = \text{grad}_{JI} \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} N_J dV = \text{grad}_{JI} \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot (k_r \underline{K}_s) \cdot \underline{\nabla} N_J dV \quad (\text{A1.28})$$

avec grad_{JI} donné par l'expression (A1.26)

La formulation upstream consiste à évaluer, pour chaque paire de nœud I, J , la conductivité hydraulique relative au nœud « amont » par rapport à l'écoulement :

$$flux_{JI} = grad_{JI} k_r(ups_{IJ}) \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{\underline{K}}_S \cdot \underline{\nabla} N_J dV = grad_{JI} k_r(ups_{IJ}) \gamma_{JI} \quad (A1.29)$$

$$\text{avec } \gamma_{JI} = \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \underline{\underline{K}}_S \cdot \underline{\nabla} N_J dV \quad (A1.30)$$

γ_{IJ} est communément appelé terme de transmissibilité (*transmissibility*)

Le calcul de l'upstream peut alors s'exprimer comme suit :

$$k_r(ups_{IJ}) = k_r(h_I) \text{ si } I \text{ est le nœud upstream, donc si } grad_{JI} \gamma_{JI} < 0 \quad (A1.31a)$$

$$k_r(ups_{IJ}) = k_r(h_J) \text{ si } J \text{ est le nœud upstream, donc si } grad_{JI} \gamma_{JI} > 0 \quad (A1.31b)$$

La transmissibilité peut être vue comme un facteur géométrique de la loi de Darcy correspondant à la section effective d'écoulement entre les nœuds J et I divisé par la distance séparant ces deux nœuds. Physiquement, tous ces termes doivent donc être positifs. Lorsque la méthode des éléments finis est utilisée, si le maillage comporte des éléments distordus (trop allongés ou aplatis), certains termes de transmissibilité peuvent être négatifs. Cela provient d'une répartition mal équilibrée des points de Gauss lors de l'évaluation numérique de l'intégrale (A1.30).

Une transmissibilité négative se traduit par l'évaluation d'un flux entre les nœuds I et J allant dans le sens opposé au gradient de potentiel total existant entre ces nœuds. Si le nombre de termes négatifs est limité, leur influence reste minime et locale. Si ce nombre devient trop grand, l'effet se fait sentir par une dégradation globale de la convergence de la boucle non linéaire. Ces effets se produisent aussi bien avec la formulation upstream des conductivités hydrauliques relatives qu'avec la formulation classique. Par expérience, il semble toutefois que l'utilisation de formulation upstream exacerbe l'importance de ces termes non physiques.

Si l'usage de la formulation upstream peut, dans certains cas, fortement améliorer la qualité des résultats, la stabilité du système, voire la vitesse d'exécution, les problèmes énoncés ci-dessus font que l'on limite leur usage à des modèles utilisant des maillages ne présentant pas un degré trop élevé de distorsion. Pour des maillages plus distordus, une solution est de décomposer les éléments en sous tétraèdres.

Utilisation de la méthode de linéarisation de Newton-Raphson avec la forme mixte de l'équation de Richards

Formulation classique des éléments finis

L'application de la formulation générale (équation 1.28, § I.5.3.3.2) de la méthode de Newton-Raphson à l'équation de Richards discrétisée à l'aide de la méthode des éléments finis (AI.16) fournit le système suivant à résoudre :

$$\left\{ \frac{[QA\theta] \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k + [QAh]}{\Delta t} + \omega_t \left([QB] + \frac{\partial [QB]}{\partial h_k} h_k \right) + (1 - \omega_t) \frac{\partial [QB]}{\partial h_k} h^n - \frac{\partial [B]}{\partial h_k} \right\} \Delta h_{k+1}^{n+1} \quad (A1.32)$$

$$= [B] + \left\{ \frac{[QAh]}{\Delta t} - (1 - \omega_t) [QB] \right\} h^n + \left(\frac{\partial \theta}{\partial h} \right)_k \frac{[QA\theta]}{\Delta t} h_k^{n+1} - \frac{\theta_k^{n+1} - \theta^n}{\Delta t} [QA\theta]$$

Après simplification et arrangement du système, on obtient :

$$A^{NR}(h_k^{n+1}) = A^P(h_k^{n+1}) + \omega_t \frac{\partial [QB]}{\partial h_k} h_k^{n+1} + (1 - \omega_t) \frac{\partial [QB]}{\partial h_k} h^n - \frac{\partial [B]}{\partial h_k} \quad (A1.33)$$

ce qui peut encore s'écrire avec des notations indicielles :

$$A^{NR}(i, j) = A^P(i, j) + \sum_s \frac{\partial [QB(i, s)]}{\partial h_k(j)} (\omega_t h_k^{n+1}(s) + (1 - \omega_t) h^n(s)) - \frac{\partial [B(i)]}{\partial h_k(j)} \quad (A1.34)$$

Les trois derniers termes du membre de droite étant des corrections apportées par la méthode de Newton-Raphson par rapport à la méthode de Picard.

Formulation CVFE des éléments finis

En appliquant le même principe à l'équation (AI.27), de manière analogue à la forme (AI.34) obtenue pour la méthode classique des éléments finis, on obtient :

$$A^{NR}(i, j) = A^P(i, j) + \sum_{s \neq j} \frac{\partial [QB(i, s)]}{\partial h_k(j)} (\omega_t (h_k^{n+1}(s) - h_k^{n+1}(i)) + (1 - \omega_t) (h^n(s) - h^n(i)) + (z_s - z_i)) - \frac{\partial [B(i)]}{\partial h_k(j)} \quad A1.35$$

Calcul des dérivées de la matrice Q_B

Quelle que soit la méthode numérique employée, l'application de la méthode de Newton-Raphson à la formulation mixte de l'équation de Richards nécessite d'évaluer la dérivée de la matrice

de flux $[Q_B]$. Ceci nécessite l'évaluation de la dérivée $\frac{\partial K}{\partial h}$ de la courbe de conductivité en fonction du potentiel hydraulique du milieu modélisé.

Formulation standard de la matrice de flux

$$\frac{\partial[QB(i,s)]}{\partial h_k(j)} = \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot \frac{\partial \underline{K}}{\partial h_J} \cdot \underline{\nabla} N_S dV = \int_V \underline{\nabla} N_I \frac{\partial k_r}{\partial h_J} \cdot \underline{K}_{=S} N_J \cdot \underline{\nabla} N_S dV \quad (A1.36)$$

Formulation upstream de la matrice de flux

Dans ce cas, la matrice de flux peut s'écrire :

$$QB(i,s) = k_r(ups_{I-S}) \gamma_{IS}$$

$$\frac{\partial[QB(i,s)]}{\partial h_k(j)} = \frac{\partial k_r(ups_{I-S})}{\partial h_k(j)} \gamma_{IS} = \frac{\partial k_r}{\partial h_J} \delta_J(I-S) \gamma_{IS} \quad (A1.37)$$

où,

- $\delta_J(I-S) = 1$ si $J = I$ (I est le nœud upstream) ou si $J = S$ (S est le nœud upstream)

- $\delta_J(I-S) = 0$ pour toute autre nœud

- γ_{IS} est le terme de transmissibilité défini par l'équation (A1.30)

Traitement des conditions limites

Des conditions limites, seule la condition de Neumann peut nécessiter le calcul d'une contribution au processus de linéarisation de Newton-Raphson, les autres types de conditions limites (Dirichlet ou Cauchy) ne présentant pas de contribution dépendant de h_k^{n+1} . Cette contribution se calcule comme suit :

$$\frac{\partial B_N}{\partial h_k} = \int_S \underline{n} \cdot \underline{\nabla} N_J \cdot \left(\frac{\partial \underline{K}}{\partial h_k} \right) \cdot \frac{\rho}{\rho_0} \underline{\nabla} z_I N_I dS \quad (A1.38)$$

ANNEXE 2

RÉSOLUTION NUMÉRIQUE DE L'ÉQUATION DE TRANSPORT DANS LE CODE SUFT3D

Equations à résoudre

La forme générale à résoudre comporte les deux équations établies à la fin du chapitre II.5 :

Pour la phase mobile :

$$\theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} = -\underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C + \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) + q(C' - C) - \alpha_m^* C + \beta_m^* C_{im}^* \quad (2.57)$$

Pour la phase immobile :

$$R_{dim} \frac{\partial C_{im}^*}{\partial t} = \alpha_{im}^* C - \beta_{im}^* C_{im}^* \quad (2.58)$$

où :

- C, C_{im}^* sont les concentrations respectivement dans l'eau mobile (ML^{-3}), dans la phase cinétique (ML^{-3} ou MM^{-1})

- $C' = C$ si $q < 0$ (pompage), $C' = C_{in}$ si $q > 0$ (injection), C_{in} est la concentration dans le fluide injecté (ML^{-3}), q étant le débit de pompage ou d'injection (LT^{-1});

- θ_m est la teneur en eau mobile (-);

- $R_{dm}, R_{dim}, \alpha_m^*, \alpha_{im}^*, \beta_m^*, \beta_{im}^*$ sont les paramètres généraux du modèle, dont la forme, fournie au tableau II.5.1, dépend du modèle conceptuel considéré;

- \underline{v}_D est le flux de Darcy résultant du calcul de l'écoulement (LT^{-1});

- \underline{D}_h est le tenseur de dispersion hydrodynamique (L^2T^{-1});

- λ est la constante de dégradation linéaire (T^{-1}).

Résolution numérique par la méthode des éléments finis

Le système à résoudre par la méthode des éléments finis est :

$$\int_V \left\{ \theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} + \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C - \underline{\nabla} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) - q(C' - C) + \alpha_m^* C - \beta_m^* C_{im}^* \right\} N_I dV = 0 \quad (A2.1)$$

$I = 1 \rightarrow N$, N étant le nombre d'inconnues nodales.

En appliquant le théorème de Green au terme de flux dispersif :

$$\int_V \left\{ \theta_m R_{dm} \frac{\partial C}{\partial t} + \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} C - q(C' - C) + \alpha_m^* C - \beta_m^* C_{im}^* \right\} N_I dV$$

$$+ \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) dV - \int_S \underline{n} \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} C) N_I dS = 0 \quad (\text{A2.2})$$

L'intégrale sur la surface peut être intégrée au calcul des conditions limites (condition naturelle du transport). Il peut donc être omis par la suite.

Discrétisation temporelle

La discrétisation des variables de concentration est effectuée de manière traditionnelle :

$$C \approx \omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n \quad (\text{A2.3})$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} \approx \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t} \quad (\text{A2.4})$$

avec,

$$-\Delta t = t_{n+1} - t_n, \quad n \text{ étant le niveau du pas de temps ;}$$

$-\omega_{ic}$ est le coefficient de pondération temporelle de l'équation de transport

($\omega_{ic} = 1$: schéma implicite ; $\omega_{ic} = 0$: schéma explicite).

Evaluation analytique sur le pas de temps de la concentration dans la phase cinétique

Dans l'expression (A2.2), la concentration dans la phase cinétique à la fin du pas de temps est donnée par l'évaluation en $t = \omega_{ic} t_n + (1 - \omega_{ic}) t_{n+1}$ ($t' = \omega_{ic} \Delta t$) de l'expression (2.59) présentée au paragraphe II.6.2.2 :

$$C_{im}^{*,\omega_{ic}} = C_{im}^{*,n} \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{\text{dim}}} \omega_{ic} \Delta t\right) + \left(\frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \omega_{ic} \Delta t\right) C^{n \rightarrow n+1}$$

$$+ \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \left(C^n - \frac{R_{\text{dim}}}{\beta_{im}^*} C^{n \rightarrow n+1} \right) \left(1 - \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{\text{dim}}} \omega_{ic} \Delta t\right) \right) \quad (\text{2.59})$$

$$\text{avec } C^{n \rightarrow n+1} = \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t}$$

Application de la méthode des éléments finis à l'équation de transport dans l'eau mobile

En introduisant les discrétisation temporelles des variables et en remplaçant $C_{im}^{*,\omega_{ic}}$ par l'expression (2.59) dans l'équation (A2.2), on obtient la forme suivante :

$$\int_V \left\{ \begin{array}{l} \theta_m R_{dm} \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t} + \underline{v}_D \cdot \underline{\nabla} (\omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n) \\ - q(C' - (\omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n)) + \alpha_m^* (\omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n) \\ - \beta_m^* \left(C_{im}^{*,n} \exp\left(-\frac{\beta_{im}^* \omega_{ic} \Delta t}{R_{dim}}\right) + \frac{\alpha_{im}^* \omega_{ic}}{\beta_{im}^*} (C^{n+1} - C^n) \right. \\ \left. + \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \left(C^n - \frac{R_{dim}}{\beta_{im}^*} \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t} \right) \left(1 - \exp\left(-\frac{\beta_{im}^* \omega_{ic} \Delta t}{R_{dim}}\right) \right) \right) \end{array} \right\} N_I dV \quad (A2.5)$$

$$+ \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot (\theta_m \underline{D}_h \cdot \underline{\nabla} (\omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n)) dV = 0$$

Ce système d'équations ne comporte maintenant plus que la concentration dans l'eau mobile comme inconnue au temps t_{n+1} . Ce champ de concentrations est discrétisé spatialement comme suit :

$$C \approx \sum_{J=1}^N C_J N_J \quad (A2.6)$$

Ce champ discrétisé de concentrations peut être introduit dans l'équation (A2.5) qui, après réarrangement donne :

$$\begin{aligned}
 & \sum_{J=1}^N \frac{C_J^{n+1} - C_J^n}{\Delta t} \int_V \theta_m R_{dim} N_I N_J dV + \sum_{J=1}^N (\omega_{ic} C_J^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C_J^n) \int_V N_I \underline{\nu}_D \cdot \underline{\nabla} N_J dV \\
 & + \sum_{J=1}^N (\omega_{ic} C_J^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C_J^n) \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot (\theta_m \underline{\underline{D}}_h) \cdot \underline{\nabla} N_J dV \\
 & + \sum_{J=1}^N (\omega_{ic} C_J^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C_J^n) \int_V q N_I N_J dV - \int_V q C' N_I dV \\
 & + \sum_{J=1}^N (\omega_{ic} C_J^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C_J^n) \int_V N_I \alpha_m^* N_J dV \\
 & - \sum_{J=1}^N \frac{C_J^{n+1} - C_J^n}{\Delta t} \int_V \beta_m^* N_I \left(\frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \omega_{ic} \Delta t - \frac{\alpha_{im}^* R_{dim}}{(\beta_{im}^*)^2} \left(1 - \exp \left(- \frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t \right) \right) \right) N_J dV \\
 & - \sum_{J=1}^N C_J^n \int_V N_I \left(\beta_m^* \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \left(1 - \exp \left(- \frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t \right) \right) \right) N_J dV \\
 & - \int_V \left(\beta_m^* C_{im}^{*,n} \exp \left(- \frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t \right) \right) N_I dV = 0 \tag{A2.7}
 \end{aligned}$$

En introduisant des formes abrégées pour les différents termes :

$$[M] = \int_V N_I (\theta_m R_{dim}) N_J dV$$

$$[A] = \int_V N_I \underline{\nu}_D \cdot \underline{\nabla} N_J dV$$

$$[D] = \int_V \underline{\nabla} N_I \cdot (\theta_m \underline{\underline{D}}_h) \cdot \underline{\nabla} N_J dV$$

$$[L] = \int_V N_I q N_J dV$$

$$[K_1] = \int_V N_I \alpha_m^* N_J dV$$

$$\{Q\} = - \int_V N_I q C' dV$$

$$[M_k] = - \int_V N_I \beta_m^* \left(\frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \omega_{ic} \Delta t - \frac{\alpha_{im}^* R_{dim}}{(\beta_{im}^*)^2} \left(1 - \exp \left(- \frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t \right) \right) \right) N_J dV$$

$$[K_2] = - \int_V N_I \beta_m^* \frac{\alpha_{im}^*}{\beta_{im}^*} \left(1 - \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t\right) \right) N_J dV$$

$$\{Q_k\} = - \int_V \beta_m^* C_{im}^{*,n} \exp\left(-\frac{\beta_{im}^*}{R_{dim}} \omega_{ic} \Delta t\right) N_I dV$$

$\{B\}$ contient les contributions des conditions limites

Le système à résoudre peut alors se mettre sous la forme matricielle :

$$\begin{aligned} & \left([M] + [M_k] \right) \left\{ \frac{C^{n+1} - C^n}{\Delta t} \right\} + \left([A] + [D] + [L] + [K_1] \right) \left\{ \omega_{ic} C^{n+1} + (1 - \omega_{ic}) C^n \right\} \\ & + [K_2] \{C^n\} + \{Q\} + \{Q_k\} + \{B\} = 0 \end{aligned} \quad (A2.8)$$

où $\{C^n\}$ et $\{C^{n+1}\}$ sont les vecteurs de composantes respectives C_j^n au temps t_n et C_j^{n+1} au temps t_{n+1} .

L'équation matricielle (A2.8) peut encore s'écrire :

$$\begin{aligned} & \left(\left(\frac{[M] + [M_k]}{\Delta t} \right) + \omega_{ic} ([A] + [D] + [L] + [K_1]) \right) \{C^{n+1}\} = \\ & \left(\left(\frac{[M] + [M_k]}{\Delta t} \right) - (1 - \omega_{ic}) ([A] + [D] + [L] + [K_1]) - [K_2] \right) \{C^n\} - \{Q\} - \{Q_k\} - \{B\} \end{aligned} \quad (A2.9)$$

Le système à résoudre peut donc finalement s'écrire :

$$\underline{\underline{A}}_t \cdot \underline{\underline{C}}^{n+1} = \underline{\underline{F}} \quad (A2.10)$$

Ce système doit alors être résolu numériquement pour fournir le champ des concentrations dans l'eau mobile au temps t_{n+1} . Ensuite, les concentrations dans l'eau immobile peuvent être actualisées sur base de l'évaluation de l'équation (2.59) en $t = t_{n+1}$ ($t' = \Delta t$).

Il faut remarquer que dans toute la résolution éléments finis de l'équation de transport, le champ de concentrations dans la phase cinétique n'est pas discrétisé de façon nodale. En effet, ces concentrations peuvent varier d'un élément à l'autre en fonction des propriétés hydrauliques et hydrodispersives définies en leur sein. L'évaluation des concentrations dans la phase cinétique est donc conservée aux points d'intégration de l'élément. Une évaluation nodale moyenne est toutefois calculée pour les tâches de post-processing des résultats.

Particularités de la résolution de l'équation de transport

Calcul de la composante advective

Comme mentionné au chapitre II.5, les flux de Darcy résultant de l'application de la méthode des éléments finis à la relation de Darcy ne sont plus employés pour le calcul de la composante advective du transport. La matrice [A] est donc maintenant calculée comme suit :

$$[A] = - \sum_k \int_V N_I (\underline{\nabla} N_J \cdot \underline{K} \cdot \underline{\nabla} (h_k + z)) dV \quad (A2.11)$$

Evaluation des termes cinétiques

Les coefficients généraux relatifs aux différentes formes possibles de la composante cinétique peuvent avoir un formalisme assez variable (voir tableau II.5.1). Dans le cas du partitionnement dynamique de la porosité, certains de ces coefficients dépendant de la teneur en eau peuvent même être variables au cours du temps (suite au caractère transitoire de l'écoulement).

Même s'ils varient, lors de la résolution du problème de transport, l'écoulement ayant été résolu préalablement, on connaît cette variation sur le pas de temps. L'évaluation de ces termes est donc réalisée par linéarisation classique sur le pas de temps. Par exemple, pour la variation de la teneur en eau θ , l'évaluation des termes la faisant intervenir fera appel aux approximations suivantes :

$$\theta \approx \omega \theta^{n+1} + (1 - \omega) \theta^n \quad \text{et} \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} \approx \frac{\theta^{n+1} - \theta^n}{\Delta t}$$

ANNEXE 3

DÉRIVATION DE LA FORMULATION

ANALYTIQUE PERMETTANT LE CALCUL DU

FLUX DE TRANSIT Q_T EN FONCTION DU

DÉBIT D'INJECTION Q_{IN}

Introduction

L'évaluation du bilan de masse de soluté dans le puits d'injection fait intervenir le flux d'eau transitant au travers des crépines du puits, suite au mouvement de l'eau dans l'aquifère. Il est évident que le débit d'eau associé au flux de transit varie en fonction du débit d'injection : il est maximum quand on n'injecte pas d'eau dans le puits ($Q_t = Q_i^0$) et il est nul quand le débit d'injection est suffisamment élevé pour forcer un écoulement radial divergent au voisinage immédiat du piézomètre. Entre ces deux cas extrêmes, il n'est pas évident de définir directement comment le débit de transit évolue en fonction du débit d'injection.

Dans cette annexe, les développements mathématiques ayant conduit à l'équation (3.10) mentionnée au paragraphe III.1.2.3 sont présentés et discutés en détails. Ces développements reposent sur la théorie potentielle de BIDAUX & TSANG (1991)

Formulation mathématique

Dans leur article, BIDAUX & TSANG (1991) développent les équations de base permettant de calculer, en régime permanent, les équipotentielles et les lignes de courant au voisinage d'un puits, pour différents types de sollicitations dans l'ouvrage (écoulement régional, écoulement radial et la combinaison des deux, via le principe de superposition). Leur théorie permet également de calculer les vitesses de Darcy au voisinage du puits, dans un système de coordonnées radiales (r, θ) . Les composantes de ces flux peuvent être écrites $V_r(r, \theta)$ et $V_\theta(r, \theta)$.

On va ici employer ces développements afin de calculer les composantes de la vitesse de Darcy au niveau du rayon du puits (en $r = r_w$) et en dériver l'expression pour le débit de transit.

Comme le mentionnent BIDAUX & TSANG (1991), quelle que soit la sollicitation, en $r = r_w$, le champ de vitesses est purement radial. Les expressions permettant d'évaluer les composantes du vecteur vitesse sont les suivantes :

$$V_r(r, \theta) = -\hat{K}(r) \left[a(r)r^{\alpha(r)-1} - \frac{b(r)}{r^{\alpha(r)+1}} \right] \cos \theta + \frac{Q_{in}}{2\pi er} \quad (A3.1a)$$

$$V_\theta(r, \theta) = \alpha(r)\hat{K}(r) \left[a(r)r^{\alpha(r)-1} + \frac{b(r)}{r^{\alpha(r)+1}} \right] \sin \theta \quad (A3.1b)$$

où,

- r est la distance radiale par rapport au centre du puits ;

- θ est l'angle entre la direction radiale suivant laquelle la vitesse de Darcy est évaluée et la direction principale de l'écoulement ;

- $K(r)$ est la conductivité hydraulique, qui peut varier en fonction de la distance r mesurée par rapport au centre du puits ;

- $a(r), b(r), \alpha(r)$ sont des coefficients généraux dont les expressions sont fournies dans l'article de référence ;

- $\frac{Q_{in}}{2\pi er}$ est le flux résultant de l'injection ou de l'extraction d'eau au sein de

l'ouvrage.

Les composantes de la vitesse de Darcy en $r = r_w$ peuvent être aisément déduites des expressions A3.1a et A3.1b :

$$V_r(r_w, \theta) = -v_{ap} \cos \theta + \frac{Q_{in}}{2\pi er_w} \quad (A3.2a)$$

$$V_\theta(r_w, \theta) = 0.0 \quad (A3.2b)$$

Dans l'expression (A3.2a), v_{ap} est la vitesse apparente de Darcy mesurée au puits (par l'une ou l'autre méthode de dilution ponctuelle) :

$$v_{ap} = \alpha_w |v_D| \quad (A3.3)$$

où α_w est le coefficient de distorsion du puits

On peut maintenant employer ces équations pour calculer le flux de transit et le débit de transit associé. L'expression dérivée fournira le flux total et le débit total d'eau quittant le puits au niveau des crépines, le débit de transit étant la différence entre ce débit total et le débit d'injection. De manière générale, l'eau quittant le puits correspond aux valeurs de θ pour lesquelles $V_r(r_w, \theta) > 0$ (composante radiale du flux dirigée vers l'extérieur du puits). On va différencier, dans un premier temps, le cas où le débit d'injection est nul (écoulement régional pur) de celui pour lequel il est supérieur à zéro.

Calcul du débit de sortie Q_{out} pour un écoulement régional pur ($Q_{in} = 0$)

Dans ce cas, il est nécessaire de résoudre l'inéquation suivante :

$$-v_{ap} \cos \theta \geq 0 \quad (A3.4)$$

donc $\cos \theta \leq 0$

Cette condition est respectée pour $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \frac{3\pi}{2}$

Cela signifie qu'en l'absence d'un terme d'injection, l'eau de l'aquifère pénètre dans le puits par la moitié amont des crépines et en ressort par la moitié avale.

Le débit Q_{out} , quittant le puits entre les angles θ et $\theta + \Delta\theta$, est donné par :

$$dq = r_w \theta V_r(r, \theta) d\theta \quad (A.3.5)$$

On a donc :

$$Q_{out} = \int_{\pi/2}^{3\pi/2} dq = r_w e \int_{\pi/2}^{3\pi/2} (-v_{ap} \cos \theta) d\theta$$

$$Q_{out} = 2r_w e v_{ap} = 2r_w e \alpha_w |v_D| \quad (A3.6)$$

Cette expression est bien celle que l'on attendait sur base de la définition de la vitesse apparente de Darcy, dans le cas de l'existence d'un effet de distorsion du champ d'écoulement. C'est le produit de la section du puits perpendiculaire à la direction de l'écoulement et de la vitesse apparente de Darcy qui y est mesurée.

Calcul du débit de sortie Q_{out} dans le cas général ($Q_{in} > 0$)

Evaluation du débit critique d'injection Q_{cr}

Comme cela a déjà été mentionné, à partir et au-delà d'un certain niveau du débit d'injection, le débit de transit est annulé. L'eau sortant du puits vers l'aquifère, via les crépines, est alors exclusivement de l'eau injectée dans le puits. L'évaluation de ce débit critique d'injection ressort naturellement de l'examen de l'inégalité (A3.7), sur laquelle repose par ailleurs l'évaluation du débit de sortie Q_{out} .

$$-v_{ap} \cos \theta + \frac{Q_{in}}{2\pi e r_w} \geq 0 \quad (A3.7)$$

$$\cos \theta \leq \frac{Q_{in}}{2\pi e r_w v_{ap}} \quad (A3.8)$$

Le cosinus impose le respect de la condition suivante :

$$-1 \leq \cos \theta \leq 1 \quad (A3.9)$$

Dans le cas d'un débit d'injection, cette condition se résume à :

$$\frac{Q_{in}}{2\pi e r_w v_{ap}} \leq 1 \quad (A3.10)$$

La valeur limite de 1 correspond au débit d'injection critique Q_{cr} , qui est donné par l'expression suivante :

$$Q_{cr} = 2\pi e r_w v_{ap} \quad (A3.11)$$

et (A3.8) peut s'écrire :

$$\cos\theta \leq \frac{Q_{in}}{Q_{cr}} \quad (A3.12)$$

Calcul du débit de sortie Q_{out}

Si le débit d'injection Q_{in} est inférieur au débit critique Q_{cr} , l'inégalité (A3.12) permet de calculer la portion de circonférence du puits sur laquelle le flux d'eau quitte le piézomètre :

$$\arccos\left(\frac{Q_{in}}{Q_{cr}}\right) \leq \theta \leq 2k\pi - \arccos\left(\frac{Q_{in}}{Q_{cr}}\right) \quad (A3.13)$$

La constante k qui apparaît dans cette expression sera évaluée ultérieurement, de manière à obtenir les valeurs limites correctes du débit de sortie (pour $Q_{in} = 0$ et $Q_{in} = Q_{cr}$).

Par intégration de la relation (A3.13) sur la portion de circonférence correspondant au flux de sortie, il est maintenant possible de calculer le débit de sortie Q_{out} :

$$Q_{out} = \int_{\arccos Q_{in}^*}^{2k\pi - \arccos Q_{in}^*} \left(-v_{ap} \cos\theta + \frac{Q_{in}}{2\pi e r_w v_{ap}} \right) d\theta \quad (A3.14)$$

$$Q_{out} = 2r_w e v_{ap} \sin(\arccos Q_{in}^*) + \frac{Q_{in}}{2\pi} (2k\pi - 2 \arccos Q_{in}^*) \quad (A3.15)$$

$$\text{avec } Q_{in}^* = \frac{Q_{in}}{Q_{cr}}$$

Pour $Q_{in} = 0$, on obtient bien la bonne valeur du débit de sortie :

$$Q_{out} = 2\pi e r_w v_{ap}$$

Pour $Q_{in} = Q_{cr}$, on obtient :

$$Q_{out} = \frac{Q_{cr}}{2\pi} 2k\pi$$

La valeur de k doit donc être fixée à 1 pour obtenir l'expression correcte de Q_{out} :

$$Q_{out} = 2r_w e v_{ap} \sin(\arccos Q_{in}^*) + \frac{Q_{in}}{2\pi} (2\pi - 2 \arccos Q_{in}^*) \quad (A3.16)$$

Cette expression peut donc être employée pour l'évaluation du débit de sortie Q_{out} si le débit d'injection est inférieur au débit critique.

La composante correspondant au débit de transit Q_t est donnée par l'expression :

$$Q_t = 2r_w e v_{ap} \sin(\arccos Q_{in}^*) - \left(\frac{Q_{in}}{2\pi} \right) 2 \arccos Q_{in}^* \quad (A3.17)$$

Discussion

Caractère transitoire de l'injection et théorie utilisée

En toute rigueur, la solution analytique proposée n'est valable que dans le cas d'un régime permanent. L'injection pouvant présenter un caractère transitoire important, une solution dérivée d'une théorie plus générale devrait être appliquée. Toutefois, plusieurs arguments peuvent être avancés pour justifier l'emploi de la solution proposée dans le modèle d'injection.

Le caractère transitoire des injections se résume généralement à des paliers de « passage » d'un débit à un autre. En dehors de ces variations brutales, on peut généralement considérer que le débit est constant. Même si le caractère transitoire qui en résulte peut mettre un temps non négligeable à se propager dans l'aquifère et à s'estomper, à l'échelle du voisinage du piézomètre, on peut supposer que la redistribution des flux est assez rapide et qu'un nouvel équilibre entre ceux-ci est vite atteint. C'est ce que suppose la solution analytique proposée, qui est donc tout à fait acceptable sur ce point.

On peut ajouter qu'une composante transitoire importante est généralement liée à un débit d'injection relativement élevé. Il y a alors une chance importante que l'on soit au-delà du débit critique, auquel cas le flux de transit Q_t est annulé.

Application en milieu hétérogène

La solution proposée suppose que le milieu aquifère est parfaitement homogène. Or, on a mentionné le fait que, pour tenir compte de la non uniformité des flux de sortie, on représente le puits

par des éléments 1D qui permettent de tenir implicitement compte du caractère hétérogène du matériau aquifère, au voisinage du point d'injection.

Toutefois, à l'échelle du voisinage du puits d'injection (qui est un élément essentiellement linéaire), on peut supposer que l'hétérogénéité joue essentiellement un rôle suivant la direction axiale du puits et qu'elle n'influence pas trop ce qui se passe dans chaque plan recoupant perpendiculairement le puits. De plus, la plupart des puits sont creusés verticalement et les écoulements présentent généralement une composante horizontale dominante. Les échanges puits - aquifère sont donc essentiellement horizontaux. Les hétérogénéités verticales n'interagissent donc pas trop. Si l'on considère l'interaction puits - aquifère indépendamment suivant chaque plan horizontal, la théorie développée reste valable. L'utilisation des éléments finis simplifie d'ailleurs le respect de cette condition, puisque le flux d'échange peut être calculé indépendamment, en fonction de la vitesse de Darcy au point de calcul.

Evaluation du coefficient de distorsion α_w

Comme mentionné par de nombreux auteurs (DROST *et al.*, 1968, ...), le coefficient de distorsion dépend des caractéristiques géométriques du puits, des caractéristiques hydrodynamiques de l'équipement du puits et de l'aquifère à proximité et des conditions de forage. Si l'équipement et la géométrie du puits sont bien connues, leur influence sur le coefficient de distorsion peut être évaluée. Par contre, il est beaucoup plus difficile, voire impossible, de déterminer l'influence du forage du puits sur les caractéristiques locales de l'aquifère. Ces caractéristiques peuvent par ailleurs évoluer au cours du temps (invasion de boue, dégradation ou inversement un développement par évacuation progressive des fines).

Plutôt qu'une vision très déterministe du coefficient de distorsion α_w , il semble donc préférable de considérer celui-ci au même titre que d'autres paramètres du modèle, telles que les propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives de l'aquifère et le calibrer de manière à reproduire les évolutions de concentration dans le puits. On le considérera donc comme un coefficient globalisant (*lumping coefficient*) une série de processus liés aux caractéristiques locales du système puits - aquifère.

ANNEXE 4

PROPOSITION DE MÉTHODOLOGIE DE PLANIFICATION, RÉALISATION ET INTERPRÉTATION D'ESSAIS DE TRAÇAGE EN MILIEU SATURÉ

Introduction

Cette proposition de méthodologie concerne la réalisation et l'interprétation d'essais de traçage artificiels dans la zone saturée. L'objectif est de fournir un canevas décisionnel général, s'inspirant des développements de la recherche et tenant compte des difficultés rencontrées à l'occasion de la réalisation et l'interprétation d'essais de traçage réalisés dans le cadre de ce travail.

L'objectif est de mettre l'accent sur la minimisation et le contrôle des sources potentielles d'erreurs, pouvant conduire à une interprétation erronée des résultats du traçage. De manière à conférer un caractère « pratique » et une utilité immédiate, une série de notions de base sont discutées, allant du choix des traceurs et de l'inventaire du matériel nécessaire à la réalisation d'un traçage, jusqu'à l'établissement du programme d'essais sur le terrain et la méthode d'interprétation des résultats du traçage.

Même si les objectifs des essais sont très précis et les conditions expérimentales bien connues, il est fréquemment nécessaire de faire un choix entre plusieurs scénarios expérimentaux possibles. Pour cela, il faut disposer de critères de sélection, permettant de discriminer ces différentes possibilités offertes et de faire ressortir le « meilleur choix ».

La méthodologie qui suit repose essentiellement sur les critères de sélection suivants :

- La méthodologie de traçage doit être conçue de manière à maximiser le « rendement » d'information recueillie à l'occasion de l'essai.
- Cette méthodologie doit minimiser le risque d'erreurs d'interprétation des résultats.

Contexte général

Tout expérimentateur amené à réaliser une campagne de traçages est, au départ, confronté à deux questions de base :

- Quels sont les objectifs du traçage ?
- Quelles sont les conditions expérimentales (au sens large de ce terme) dans lesquelles ces essais vont être réalisés ?

C'est en tentant de répondre le plus précisément à ces deux questions que la méthodologie « idéale » peut être établie.

Dans ce contexte, les principaux éléments devant être passés en revue sont décrits ci-dessous.

Objectifs des essais

Le premier élément à analyser en détails est la définition précise du ou des objectif(s) des essais. Il faudra en effet que l'interprétation des résultats permette de répondre aux questions ayant conduit à la réalisation de l'expérience. Ceci dépend d'abord de la méthodologie utilisée.

On peut classer les objectifs des essais de traçage en deux grandes catégories : des essais qualitatifs et des essais quantitatifs.

Essais qualitatifs

Sur un plan qualitatif, les essais de traçage servent essentiellement à mettre en évidence des liens hydrauliques et des communications entre deux ou plusieurs points du milieu souterrain, à déterminer des directions d'écoulement dans la nappe aquifère ou à identifier les sources / points de recharge de l'eau dans le milieu. Par exemple, ce type d'essai peut servir à confirmer la source d'une pollution, en testant un ou plusieurs points susceptibles d'en être à l'origine.

L'établissement d'un temps de transfert présente une connotation quantitative. Toutefois, le caractère direct et particulièrement simple de « l'interprétation » permet certainement de ranger cet usage des traçages dans la catégorie des essais de type qualitatif.

Essais quantitatifs

Dans cette catégorie, on peut regrouper divers usages des techniques de traçages pour lesquelles une analyse plus ou moins élaborée doit être réalisée a posteriori, de manière à extraire une information des résultats.

On peut y distinguer différentes catégories, très souvent intimement liées, les principales étant présentées ci-dessous.

Identification des processus d'écoulement – transport et quantification des paramètres

La diversité des processus physico-chimiques pouvant affecter la mobilité de l'eau et des solutés au sein du milieu souterrain est très grande. Par la réalisation d'un essai de traçage, il est possible d'identifier la nature de ces processus et de quantifier les paramètres les gouvernant, qu'il s'agisse des processus de migration de l'eau (flux d'écoulement) et des solutés (advection et dispersion hydrodynamique), ou des processus de piégeage temporaire ou définitif des solutés au sein du milieu souterrain.

Au début du chapitre III, on a vu que les différentes « plages » de la courbe de restitution (première arrivée, pic, queue de restitution) sont influencées à des degrés divers par les processus hydrodispersifs. Au fur et à mesure que le traceur évolue au sein du milieu souterrain, il

« emmagasine » une série d'informations relatives à ses interactions avec le milieu. Le signal « mesuré » correspondant à cet enregistrement est la courbe de restitution.

Un des problèmes majeurs évoqués dans ce travail est la non unicité des combinaisons de processus et des paramètres, conduisant à une même courbe de restitution calculée avec le modèle (v. ch.II.6). Le problème principal se pose si l'on souhaite utiliser le modèle « calibré » à des fins prévisionnelles. Si l'on s'est trompé sur la nature et l'amplitude des processus agissants, dans des conditions de sollicitation différentes de celles de l'essai, le modèle risque de fournir des résultats éloignés de la réalité.

Idéalement, la méthodologie de traçage établie doit donc être à même de minimiser le risque d'équivalence entre différentes interprétations possibles. En pratique, il faut reconnaître que cela reste un des principaux problèmes. A ce jour, la seule solution que l'on puisse réellement proposer est de multiplier les essais et les mesures, dans des conditions expérimentales variées, de manière à diminuer le degré d'incertitude sur les résultats.

Identification de l'hétérogénéité du milieu

Il est souvent nécessaire de distinguer deux types d'hétérogénéités au sein du milieu souterrain (v. chapitre II.2). Il existe tout d'abord une « macro-hétérogénéité », qui correspond à la mise en évidence d'une variabilité des paramètres hydrodynamiques et hydrodispersifs à une échelle supérieure à celle de l'E.V.R. utilisé. Cela se traduit dans le modèle par la définition de plusieurs zones au sein desquelles des propriétés moyennes sont définies. A côté, il est souvent nécessaire de faire appel à une « micro-hétérogénéité », correspondant à la variabilité des paramètres à une échelle inférieure à celle de l'E.V.R. considéré, qui ne peut donc être prise en compte « explicitement » au sein du modèle conceptuel. Si cette micro-hétérogénéité reste modérée, il est possible de l'intégrer au sein du terme de dispersion hydrodynamique (transport idéal). Dans le cas où la structuration du milieu devient trop importante, la dispersion hydrodynamique ne suffit plus à expliquer les observations. Il est alors nécessaire de faire appel à une composante cinétique (réseau préférentiel d'écoulement ou effet d'eau immobile équivalent) pour expliquer l'atténuation des concentrations et les effets de retard (queues de restitution) observés sur les courbes de restitution (transport non idéal).

Les essais réalisés à Hermalle-sous-Argenteau illustrent très bien ces concepts (v. partie IV). La calibration des écoulements a conduit à la définition de grandes zones caractérisées par des propriétés hydrodynamiques variées. La variabilité spatiale des paramètres de transport suivant les différentes directions testées lors des essais de traçage (porosité efficace, dispersivités, ...) et l'allure même de ces courbes de restitution sont également le reflet de la macro-hétérogénéité du milieu souterrain. L'effet d'eau immobile considéré pour modéliser ces courbes de restitution est quant à lui le reflet de la micro-hétérogénéité du milieu graveleux.

Analyse spatiale et temporelle

On peut envisager une analyse et une interprétation des résultats soit sur le plan spatial (examen à un instant donné de la distribution spatiale des concentrations), soit sur le plan temporel (examen de l'évolution au cours du temps de la concentration, en un ou plusieurs points d'observation). Moyennant un dispositif expérimental étoffé (voir point VI.2.2.2), ces deux types d'analyses ne sont pas exclusives mais très complémentaires.

Conditions expérimentales

Par conditions expérimentales, on entend les éléments pratiques susceptibles d'influencer la réalisation des essais de traçage, depuis l'achat des produits et l'amenée du matériel sur le site jusqu'à la prise de mesures in situ ou l'analyse et le dosage de la concentration en traceur(s) dans les échantillons prélevés.

Quelles que soient l'ambition et la complexité des objectifs fixés au départ, il est clair que leur faisabilité est fortement tributaire des conditions expérimentales. Il est inutile de prévoir une méthodologie élaborée ou d'escompter des résultats « pointus » si l'on ne dispose pas de la technologie et des équipements nécessaires pour y parvenir¹³.

Ces conditions expérimentales peuvent être groupées en quelques grandes catégories.

Contexte géologique et hydrogéologique

Les caractéristiques hydrodynamiques, hydrodispersives et hydrochimiques du milieu souterrain dépendent avant tout de la nature géologique et des conditions hydrogéologiques prévalant au sein de l'aquifère. L'établissement de la méthodologie de traçage dépend donc très naturellement de ces conditions. Les principaux facteurs influents sont décrits ci-dessous.

Conditions géologiques

Nature des formations géologiques, composition de l'eau et interactions avec les traceurs

La nature des formations géologiques et la composition chimique de l'eau (dépendant fortement de la composition du milieu) sont à l'origine d'interactions physico-chimiques avec les traceurs utilisés. Ces propriétés ont une influence primordiale sur le choix de la nature et de la quantité des traceurs utilisés pour les essais. Ainsi, la plupart des traceurs cationiques ne sont pas conservatifs. Ils sont affectés par des processus de sorption (à la surface ou au sein de certains minéraux argileux), d'échanges cationiques ou d'autres formes plus ou moins complexes de réactions chimiques. Par exemple, à Hermalle-sous-Argenteau, on a vu que le strontium (Sr^{2+}) et le potassium

¹³ Cet argument ne doit toutefois pas servir de justificatif à une simplification à outrance des essais et de leur interprétation.

(K⁺) présentent des taux de restitution nettement plus bas que les autres traceurs, suite à un échange cationique, vraisemblablement avec le cation Ca²⁺ présent en grande quantité dans l'eau.

Selon la nature des terrains, l'eau de la nappe peut être plus ou moins fortement minéralisée. Lors de l'utilisation de traceurs salins, il s'agit de vérifier que le niveau et les fluctuations du bruit de fond naturel du produit envisagé comme traceur ne posent pas de problème (non détection du traceur ou évaluation erronée de la masse restituée). Ceci est très fréquemment le cas pour les anions et cations les plus communs, tels que Cl⁻, Na⁺, Ca²⁺, K⁺. Lors de l'utilisation de traceurs fluorescents, il faut évaluer le bruit de fond de fluorescence naturelle dans la gamme de longueurs d'onde utilisée lors du dosage par spectrofluorimétrie. Ce bruit de fond est principalement influencé par la présence de composés organiques et par la turbidité de l'eau (entraînant une diffusion lumineuse néfaste lors des analyses).

De manière générale, plus le caractère réactif du milieu vis-à-vis du traceur utilisé et le bruit de fond naturel du traceur dans l'eau sont élevés, plus des quantités importantes de traceurs doivent être utilisées.

Degré d'hétérogénéité, facteurs physiques de retard

Plus le milieu est hétérogène, plus la dispersion hydrodynamique et les effets de retard sont susceptibles d'affecter la migration des traceurs. Dans ce cas, on observera un retard de restitution et une atténuation des concentrations. Pour augmenter les chances de résultats, il sera à nouveau nécessaire d'augmenter les quantités utilisées de traceurs.

Conditions hydrogéologiques

L'eau souterraine est le vecteur de la mobilité des traceurs. De manière à améliorer les chances de réussite et la qualité des résultats du traçage, il est primordial d'examiner en détails les conditions hydrogéologiques prévalant au droit du site de traçage. A posteriori, les essais de traçage viendront compléter ces connaissances.

Conditions piézométriques, directions d'écoulement

La connaissance préalable de ces informations permettra de définir la direction la plus susceptible d'être empruntée par le(s) traceur(s) injecté(s), donc d'optimiser le dispositif expérimental d'observation et d'échantillonnage.

Vitesses d'écoulement, transmissivités hydrauliques locales

Le gradient piézométrique et la transmissivité hydraulique contrôlent les flux de Darcy, donc la vitesse d'écoulement et la mobilité des traceurs dans le milieu souterrain. Il faut tenir compte de ces informations pour définir le pas de temps d'échantillonnage, le débit de pompage de reprise, ...

De plus, une transmissivité hydraulique trop basse au voisinage du point d'injection peut amener à limiter le débit d'injection, de manière à éviter un débordement du fluide traceur hors du dispositif d'injection.

Profondeur de l'eau, captivité de la nappe

La profondeur de l'eau a notamment de l'importance pour toutes les questions relatives à la méthodologie d'injection et d'échantillonnage des traceurs aux points d'accès à la nappe (piézomètres, ...), déterminant le choix du matériel utilisé. Par exemple, dans le cas où l'on souhaite suivre l'évolution de la concentration à l'injection ou prélever par pompage des échantillons d'eau dans des piézomètres d'observation, l'usage d'une pompe par aspiration peut être envisagé si la profondeur de l'eau ne dépasse pas 10 m en théorie, 6 à 8 m en pratique. La profondeur de l'eau détermine également un élément aussi pratique que la longueur des tuyaux nécessaires à l'injection des traceurs.

En principe, la captivité de la nappe ne doit pas avoir un impact trop grand. Toutefois, dans le cas extrême d'une nappe artésienne, il n'est pas possible d'injecter un traceur en un point d'accès ouvert à l'air. De plus, les puits et piézomètres implantés dans des aquifères captifs contiendront inmanquablement un volume d'eau « morte » plus ou moins important contenue dans la partie non crépinée du tubage, dont il faudra tenir compte lors de la définition de la méthodologie et du contrôle de l'injection (cf. chapitre III.3).

Dispositif expérimental existant

Le dispositif expérimental est « l'outil » permettant de mener à bien l'essai de traçage. De manière à maximiser les chances de résultats et la qualité de ceux-ci, il est important de passer en revue une série d'éléments caractéristiques du site expérimental. Ceux-ci sont décrits ci-dessous.

Localisation géographique du site, accessibilité, infrastructures disponibles

La localisation du site expérimental et des infrastructures disponibles déterminent de manière importante le degré de complexité et de contrôle des essais de traçages réalisés. Si le site est difficilement accessible, il n'est peut-être pas possible d'y amener tout le matériel nécessaire. Des considérations pratiques ont également un impact très grand sur le type et la durée des essais : existence d'un raccordement électrique (alimentation des pompes, échantillonneurs automatiques, ...), dispositif d'évacuation de l'eau (pour l'eau pompée, pour l'échantillonnage), disponibilité d'eau en plus ou moins grande quantité (dilution des traceurs, injection et chasse, ...), abri pour le matériel (contre le vandalisme, l'humidité, le gel, ...).

Nombre d'ouvrages (puits, piézomètres, galeries, sources, ...) et disposition spatiale

Le choix de la méthode de traçage pouvant être appliquée (v. point VI.3.1) dépend avant tout du nombre de puits et piézomètres disponibles, ainsi que de leur disposition (répartition spatiale et

inter-distances). Si l'on dispose d'un seul ouvrage, on ne peut envisager qu'une technique de puits unique. A l'opposé, pour appliquer des techniques de traçage en écoulement naturel, il est nécessaire de disposer d'un nombre important de points d'observation, de manière à minimiser le risque de perte du traceur et de maximiser la résolution spatiale et temporelle de l'évolution du nuage de traceur.

Les distances entre ouvrages déterminent la durée des essais, mais aussi les chances de réussite. Par exemple, pour des essais de traçage en écoulement forcé (radial convergent, ...), pour que les traceurs injectés soient observés, il faut que les piézomètres d'injection soient dans la zone d'appel du puits de pompage. La probabilité qu'il en soit ainsi diminue au fur et à mesure que la distance entre les ouvrages augmente.

Equipement et caractéristiques hydrauliques des ouvrages

La connaissance des caractéristiques hydrauliques des ouvrages permet de déterminer la méthodologie d'injection (v. point VI.3.2), de choisir entre une injection localisée (test d'une fissure, ...) ou répartie sur toute la hauteur crépinée (*depth-averaged conditions*) et d'optimiser le contrôle de l'injection. On a principalement besoin de connaître les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (diamètre du tubage, profondeur de l'ouvrage), le mode de construction (méthode de forage et traitement postérieur à la réalisation du forage tel qu'un développement ou une acidification) et l'équipement (hauteur et types de crépines, existence d'un massif filtrant, ...). La connaissance du débit spécifique de l'ouvrage donne également une idée des caractéristiques hydrodynamiques locales de l'aquifère.

Potentialités de développement du site expérimental

Si le site choisi pour les essais n'est pas idéalement équipé vis-à-vis des objectifs que l'on souhaite atteindre, il se peut qu'il existe des possibilités de développement préalablement à la réalisation des traçages (nouveaux forages, ...). Cela dépend principalement de quatre critères : les budgets disponibles pour la réalisation de ces développements, la compatibilité entre le délai de réalisation des équipements complémentaires et le délai de réalisation de l'étude envisagée, l'espace disponible sur le site pour les nouveaux aménagements et les autorisations nécessaires.

Matériel expérimental disponible

Plus on souhaite des résultats complets et élaborés, plus l'expérience demande un équipement important et sophistiqué. Ci-dessous, une liste non exhaustive d'équipements susceptibles d'être utiles à la réalisation d'un essai de traçage est fournie.

Matériel de pompage

Pompes permettant d'assurer des débits plus ou moins importants (conditions radiales convergentes, ...), pompes d'échantillonnage (aspirantes ou immergées, généralement de petit diamètre), pompes péristaltiques (contrôle des petits débits, par exemple pour des injections de longue durée), tuyauterie, vannes, compteurs, débitmètres, ...

Matériel d'échantillonnage, de prélèvement et de mesures dans les ouvrages

Echantillonneurs automatiques, échantillonneurs manuels pour des prélèvements dans des puits d'observations, sondes multi-paramètres (conductivité électrique, pH, ...), sondes multi-niveaux, micro-moulinets, ...

Dispositif de stockage temporaire de l'eau

Ceci est primordial puisqu'il est toujours nécessaire de disposer d'eau. Celle-ci sert à la dilution des traceurs, à leur injection et, éventuellement à la réalisation d'une chasse postérieure à l'injection. Dans certains cas (v. point VI.3.2.3), il peut être nécessaire de stocker une quantité assez importante d'eau (plusieurs centaines de litres à plusieurs mètres cubes).

Matériel d'analyse et de dosage

Pour doser les concentrations en traceurs, il faut disposer du matériel d'analyse adéquat. De plus, si la technique d'analyse présente une basse limite de détection du traceur, les résultats du traçage sont plus précis. Dans certains cas, il peut également être intéressant de disposer de moyens de dosage in situ (fluorimètres de terrain, ...) qui, s'ils n'ont généralement pas une précision aussi bonne que leurs équivalents de laboratoire, peuvent par exemple aider à optimiser la durée des essais.

Moyens informatiques

Les moyens informatiques concernent tant la phase de mesure (acquisition automatisée des mesures), que la phase de traitement (analyses, ...) et d'interprétation des résultats (modélisation). La rapidité des opérations, la précision et la qualité des résultats obtenus sont souvent grandement améliorées par la disponibilité d'équipements informatiques performants, même si ces derniers ne sont et ne seront jamais à même de remplacer et de suppléer à l'expérience et au « feeling » de l'expérimentateur.

Méthodologie expérimentale

Une fois que l'on a déterminé précisément les objectifs des essais de traçage et les conditions expérimentales dans lesquelles ces essais vont pouvoir être réalisés, il est possible d'établir la méthodologie et le planning à suivre. De nombreuses méthodes de traçage ont été mises au point au cours des dernières années. L'objectif n'est pas de faire une synthèse exhaustive de ces techniques,

mais de les classer en quelques grandes catégories, en mettant à chaque fois en exergue les conditions dans lesquelles elles s'appliquent, les résultats qu'elles sont à même de fournir et quelques particularités qui font la spécificité de chacune.

Dans un premier temps, une classification générale des méthodes de traçages est proposée. Ensuite, la première étape de réalisation d'un traçage étant d'injecter le(s) traceur(s) dans l'aquifère, le raisonnement à suivre en vue de définir de manière « optimale » le schéma d'injection est présenté en détails. La définition de ce schéma optimum d'injection est fonction des conditions expérimentales et de la méthode de traçage.

Méthodes de traçage

Les méthodes de traçages se différencient essentiellement par deux critères : le nombre de puits et piézomètres nécessaires (un seul ou plusieurs ouvrages) et les conditions d'écoulement prévalant au voisinage de ces ouvrages (écoulement naturel ou forcé). La classification présentée ci-dessous repose sur ces deux critères.

Méthodes du puits unique

HALL (1996) présente une synthèse des principales méthodes de cette catégorie. Comme leur nom l'indique, ces techniques de traçage nécessitent un seul ouvrage pour être réalisées. Elles sont donc relativement peu coûteuses et souvent applicables en pratique. Leur inconvénients principaux sont qu'une zone relativement limitée de l'aquifère est effectivement investiguée (le voisinage immédiat du point d'injection) et que les interactions puits – aquifère ont une influence prépondérante sur les résultats et leur interprétation. L'utilisation des méthodes de puits unique doit donc être restreinte aux cas pour lesquels on ne peut vraiment pas concevoir l'emploi d'autres techniques de traçage ou pour lesquels des données très locales sont suffisantes.

On a vu que l'utilisation de ces techniques, en conjonction avec d'autres techniques de traçage, peut fournir des informations complémentaires très intéressantes. Quelle que soit la technique de traçage multi-puits utilisée (voir par la suite), il est en effet possible de réaliser l'injection du traceur dans des conditions qui permettent une interprétation par méthode de puits unique, au voisinage de cette injection (cf. les essais réalisés à Hermalle-sous-Argenteau, ch. IV).

Méthode de dilution ponctuelle (point dilution method)

La méthode de dilution ponctuelle (DROST *et al.*, 1968, KLOTZ *et al.*, 1978) consiste à introduire le traceur dans la colonne d'eau présente au sein du puits d'injection, rapidement et en perturbant le moins possible les écoulements dans et au voisinage immédiat de l'ouvrage. Par l'action du lessivage assuré par le transit d'eau de la nappe à travers les crépines, on observe, au cours du temps, une décroissance de la concentration dans l'ouvrage. Sur cette base, on peut déterminer le débit d'eau transitant à travers les crépines, donc les flux de Darcy au voisinage de l'ouvrage. Si l'on dispose d'un

dispositif multi-niveaux de mesure de la concentration, il peut être possible de déterminer une distribution des flux d'eau suivant l'axe du puits.

Techniques d'injection et repompage (drift and pump back)

Après l'injection, au lieu de suivre l'évolution naturelle de la concentration, on laisse le traceur migrer dans l'aquifère pendant une certaine période, ni trop courte de manière à investiguer une distance suffisante dans la nappe, ni trop longue de manière à s'assurer que l'on pourra le récupérer par la suite (NOVAKOWSKI & LAPCEVIC, 1994). Après cette période, on pompe dans le puits d'injection et l'on mesure l'évolution de la concentration dans l'eau pompée, sur base de laquelle on peut déterminer les propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives locales de l'aquifère.

Méthodes multi-puits

Les méthodes multi-puits sont plus compliquées et plus coûteuses à mettre en œuvre. Elles nécessitent plusieurs puits et piézomètres « idéalement distribués » spatialement (en fonction de la technique utilisée). L'avantage est que le traceur injecté investigate une portion plus étendue de l'aquifère. Le résultat du traçage fournit dès lors des informations spatiales plus représentatives des propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives de l'aquifère. Dans cette catégorie, on peut différencier plusieurs techniques, sur base des conditions d'écoulement régnant ou assurées à l'occasion des essais.

Traçages en écoulement naturel (natural gradient tracer tests)

Dans ce cas, le traceur est injecté dans un puits situé à l'amont du dispositif expérimental, par rapport à l'écoulement régional. Dans d'autres piézomètres situés à l'aval, on suit l'évolution temporelle de la concentration en traceur. Cette technique permet un examen du comportement hydrodispersif de l'aquifère dans des conditions naturelles d'écoulement, très bien adaptées à des études de pollution par exemple. Si le réseau de piézomètres de mesure est suffisamment dense, on peut disposer d'informations précises sur l'évolution spatiale et temporelle du nuage de traceur. Par contre, si le réseau piézométrique est trop lâche, le risque de ne pas repérer le traceur peut être important (il peut par exemple passer entre deux points d'observation sans être détecté). Allant de pair avec le coût des équipements nécessaires, cela constitue le principal désavantage de ces techniques, dont l'application reste généralement cantonnée à quelques sites à vocation expérimentale. Un autre inconvénient est le fait que, ne disposant que de mesures ponctuelles de concentrations, il n'est pas aisé de faire une analyse quantitative des résultats.

Traçages en écoulement forcé (forced gradient tracer tests)

Comme leur nom générique l'indique, ces techniques de traçages sont réalisées dans des conditions d'écoulement modifiées, généralement par le pompage et/ou l'injection d'une quantité relativement importante d'eau. L'intérêt est de mieux contrôler les conditions d'écoulement au droit

du site expérimental, de manière à améliorer les chances d'observation ou de récupération du traceur, voire à se placer dans des conditions simplifiant ultérieurement l'interprétation. De plus, les vitesses d'écoulement étant augmentées par la composante due au pompage ou à l'injection, le transfert des traceurs est plus rapide qu'en écoulement naturel, la durée des essais s'en trouvant réduite d'autant.

L'utilisation de ces techniques nécessite la mise en place d'un dispositif de pompage/injection d'eau, pendant une période plus ou moins prolongée. Il s'agit donc de techniques de traçage plus coûteuses. Les conditions forcées d'écoulement peuvent aussi conduire à un comportement hydrodispersif différent de celui prévalant en écoulement naturel.

Traçages dipôles (injection-withdrawal tracer tests)

Pour réaliser ces essais, l'eau pompée dans un ouvrage est ré-injectée dans un autre ouvrage situé dans son voisinage, un traceur étant ajouté au point de ré-injection. On constitue de la sorte des conditions particulières d'écoulement (un dipôle), ayant pour effet d'accélérer le transfert du traceur vers le puits de reprise. Le dosage de l'eau au puits de pompage permet d'établir la courbe de restitution qui permet d'évaluer les propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives de l'aquifère testé.

Traçages en écoulement radial divergent (radially diverging flow tracer test)

Ce type d'essai n'est pas souvent réalisé. Il consiste à injecter de l'eau en continu dans un puits situé au « centre » d'un dispositif d'observation, de manière à réaliser localement un écoulement radial divergent centré sur le puits d'injection. Un traceur est ajouté à l'eau injectée et l'on suit l'évolution de la concentration dans des piézomètres d'observation situés autour du point d'injection. A partir de ces évolutions de concentration, il est possible de déterminer les propriétés hydrodynamiques et hydrodispersives locales. L'avantage principal de cette méthode est qu'elle permet de « tester » différentes directions dans l'aquifère, à l'aide d'une seule injection (donc à l'aide théoriquement d'un seul traceur). En pratique, il est clair qu'elle ne peut s'appliquer que pour des dispositifs dont les points périphériques d'observation ne sont pas situés à des distances importantes du point d'injection de l'eau et du traceur. Plus cette distance est importante, plus le débit d'injection doit être important, de manière à assurer une extension suffisante des conditions d'écoulement radial divergent. Par la nature même des conditions d'écoulement, l'interprétation de ces essais tend à surévaluer la composante de dispersion transversale du transport du traceur.

Traçages en écoulement radial convergent (radially converging flow tracer test)

Ce sont sans doute les essais de traçage le plus souvent réalisés. Un débit de pompage plus ou moins important est assuré dans un puits « central », de manière à créer un écoulement radial convergent dans son voisinage. Dans un ou plusieurs piézomètres implantés dans cette zone d'appel, on injecte des traceurs qui migrent progressivement vers le puits central de reprise. Le dosage des

concentrations en traceur(s) dans les échantillons prélevés à intervalles réguliers au puits central fournit la (les) courbe(s) de restitution.

En théorie, si le piézomètre d'injection est situé dans la zone d'appel du pompage de reprise, l'entière du traceur injecté doit être récupéré au puits de pompage. Les essais de traçage en écoulement radial convergent sont donc particulièrement bien adaptés à des fins d'analyse quantitative. Si le puits d'injection se trouve partiellement en dehors de la zone d'appel du pompage, un taux de restitution inférieur à l'unité peut indiquer que le traceur a migré dans une direction autre que celle du puits de reprise. Si l'on est certain de la position du puits d'injection au sein de la zone d'appel, un taux de restitution inférieur à l'unité est indicatif de l'existence d'effets de retard ou de piègeage plus ou moins importants, affectant la mobilité du traceur dans le milieu.

La réalisation de ce type d'essai est évidemment plus compliquée à mettre en place et nécessite un équipement plus élaboré. De plus, les résultats étant obtenus dans des conditions d'écoulement radial convergent, ils ne sont pas parfaitement représentatifs des conditions naturelles régnant dans l'aquifère. Il est notamment reconnu que l'effet de la dispersion transversale est partiellement atténué. Par contre, ces conditions d'écoulement sont bien adaptées aux cas où l'aquifère est sollicité par un pompage, par exemple en vue de définir des zones de protection autour de captages.

Définition du schéma d'injection

La définition du schéma d'injection est l'étape la plus négligée par les expérimentateurs. On se contente généralement d'estimer la masse de traceur, de manière à optimiser les chances de résultats, le reste étant assimilé à des opérations de routine relatives à la réalisation de l'essai proprement dit, en supposant que cela n'a pas beaucoup d'importance sur les résultats.

Pourtant, il a été démontré de façon très nette que les conditions expérimentales d'injection peuvent avoir une influence prépondérante sur les résultats du traçage (v. ch.III.3 et ch.V.7). La définition et le contrôle précis de ces conditions sont donc essentiels. En outre, une injection réalisée de manière réfléchie est à même de fournir des informations locales précieuses sur les écoulements et le transport dans l'aquifère. D'une certaine manière, on peut affirmer que cette étape est cruciale au vu des critères de sélection définis au départ (rendement maximum d'information et erreur minimale). L'injection étant vraiment sous le contrôle de l'expérimentateur, il lui est loisible d'optimiser sa réalisation.

La définition du schéma d'injection consiste à déterminer la nature et la quantité du ou des traceur(s) utilisé(s) et le profil d'injection (le volume d'eau nécessaire à la réalisation de l'injection et la durée ou le débit d'injection du traceur). Il est clair que ces différents éléments sont interdépendants. Par exemple, la quantité de traceur dépend très fortement du type de traceur sélectionné. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'opérer un retour en arrière, par exemple, choisir un traceur d'une

autre nature chimique parce que les critères de calcul de la masse utilisée conduisent à une quantité prohibitive. Dans un souci de clarté, on présentera les différentes étapes successivement.

Nature chimique du (des) traceur(s)

Il existe une grande variété de produits disponibles pour la réalisation de traçages dans les eaux souterraines (KÄSS, 1994, 1998, PARRIAULT *et al.*, 1998, WARD *et al.*, 1998). L'objectif n'est pas de présenter les critères qui font d'un produit un « bon traceur » (bien que ces critères soient souvent ceux qui conduisent à sélectionner un traceur parmi ceux dont on dispose). Certains éléments ont déjà été abordés dans la description des conditions expérimentales (cf. point VI.2.2). On abordera donc quelques points complémentaires.

Objectifs et localisation des essais

La localisation des essais et leurs objectifs peuvent conduire à l'exclusion de certains traceurs. Ainsi, les traceurs radioactifs (eau tritiée, ...) sont pratiquement inutilisables in situ, moins par leur toxicité qui est souvent négligeable aux quantités auxquelles on les utilise, que par la complexité des démarches administratives et l'impact « sociologique » de l'usage de tels produits. Pour la réalisation de traçages autour de puits de distribution, les traceurs présentant un caractère toxique, un important pouvoir colorant, odorant ou gustatif sont proscrits, sauf si on peut les utiliser avec certitude à des doses ne présentant pas ces problèmes. A l'opposé, il pourra dans certains cas être intéressant de sélectionner l'un ou l'autre traceur pour sa spécificité chimique, soit qu'il s'agisse d'un polluant au centre des objectifs de l'étude, soit d'un produit présentant un comportement utile pour inférer le comportement d'un autre produit.

Nombre de traceurs nécessaires à la réalisation des essais

En théorie, le nombre de traceurs potentiellement utilisables est assez important. En pratique, cette liste se ramène à une dizaine de produits couramment utilisés. Si les essais de traçage nécessitent l'utilisation simultanée de plusieurs traceurs, on n'a pas toujours vraiment le choix. On est donc souvent amené à utiliser des traceurs qui ne sont pas parfaitement adaptés aux objectifs des essais, par exemple des traceurs présentant un comportement non conservatif. Il s'agit alors d'utiliser ces traceurs en connaissance de cause et, dans la mesure du possible, de tenir compte de ces particularités lors de l'interprétation.

Interactions avec d'autres traceurs

Dans le cas où plusieurs traceurs sont utilisés simultanément, il faut s'assurer qu'ils ne présentent pas d'interactivités, que ce soient par des réactions chimiques directes, par compétition dans le milieu ou suite à des interférences lors des opérations de dosage.

Quantité de(s) traceur(s)

Pour déterminer la quantité « optimale » de traceur, il faut considérer d'un côté les facteurs incitant à augmenter cette quantité, de l'autre les facteurs incitant à la diminuer. La nature du traceur joue évidemment un rôle prépondérant.

Facteurs conduisant à une augmentation de la masse de traceur utilisée

- la distance de traçage ;
- le bruit de fond naturel du traceur dans l'eau souterraine ;
- la limite de détection analytique du traceur ;
- le caractère réactif du milieu souterrain vis-à-vis du traceur utilisé (sorption, dégradation, ...);
- l'importance des mécanismes d'atténuation/dilution dans l'aquifère.

Facteurs conduisant à une diminution de la masse de traceur utilisée

- le coût du produit ;
- le risque de gustativité, de coloration, de toxicité élevée ;
- une faible solubilité dans l'eau.

La méthode de traçage joue également un rôle dans la détermination de la quantité de traceur utilisée. En effet, si l'on utilise une méthode de puits unique, le caractère très local de l'essai permet de travailler avec une quantité de traceur relativement réduite. Par contre, si l'on envisage un traçage en écoulement naturel, voire en écoulement radial divergent, la dispersion plus ou moins importante du traceur dans la nappe incitera l'expérimentateur à utiliser une quantité plus élevée. Lors de l'utilisation de techniques de traçage en écoulement forcé, il faut tenir compte du fait que l'eau qui est pompée ne provient pas uniquement de la direction empruntée par le traceur. En effet, à la dilution subie par le traceur durant sa migration entre le point d'injection et le point de pompage, il faut donc ajouter au puits de reprise la dilution par l'eau provenant des autres directions.

Profil d'injection

Volume d'eau utilisé pour la réalisation de l'injection

Une fois que l'on a déterminé la quantité de traceur utilisée, il faut définir le volume d'eau servant à la dilution et l'injection du traceur. Ici encore une série de facteurs vont influencer ce choix. Les principaux sont mentionnés ci-dessous.

Solubilité du traceur

Si le traceur est peu soluble ou si la quantité de traceur est importante, il est possible que la solubilité dans l'eau du produit devienne un facteur prépondérant dans la détermination du volume d'eau à utiliser pour l'injection. Ce problème peut être accentué si, pour une raison ou l'autre, il faut éviter que des effets de densité affectent le fluide traceur une fois qu'il se trouve dans le milieu souterrain. Par exemple, si l'ouvrage d'injection comporte, à sa base, un tubage aveugle assez important, le traceur peut y couler suite à la différence de densité avec l'eau contenue dans le puits et y rester piégé plus ou moins longuement. Ceci peut être évité en réalisant une circulation de l'eau dans le puits (avec un pompage au fond et un rejet de l'eau pompée au sommet).

Volume de stockage et quantité d'eau disponible au point d'injection

Il arrive fréquemment que l'on ait besoin d'un volume d'eau assez important pour la réalisation de l'injection. Selon les facilités expérimentales, il est plus ou moins aisé de disposer de cette eau à proximité du point d'injection. La solution la plus simple est de pomper préalablement de l'eau dans l'ouvrage d'injection. Il arrive toutefois que cela ne soit pas envisageable. Il se peut que l'on ne dispose pas du matériel de pompage adapté (diamètre du tubage, profondeur de l'eau, ...) ou que les conditions hydrogéologiques locales ne permettent pas de pomper de l'eau en quantité suffisante (débit spécifique trop faible, impact trop important sur les conditions d'écoulement au voisinage du point d'injection, ...). Si l'on est à proximité d'un point de distribution d'eau (pompage du dispositif expérimental, bouche à incendie, ...), on peut envisager de s'y connecter et d'amener l'eau à l'aide de tuyaux.

Il faut aussi être à même de stocker temporairement cette eau. A nouveau, si le point d'injection est difficilement accessible, il n'est pas toujours aisé d'y amener tout le matériel de stockage nécessaire (seaux, jerricans, tonneaux, citernes, ...).

Degré de contrôle de l'injection, type d'injection

Au chapitre III, on a examiné en détail l'influence des conditions expérimentales d'injections sur les résultats de traçage. On a vu que cette influence résulte de certaines combinaisons du facteur de dilution à l'injection (V_{inj}^*) et du débit naturel de transit (Q_i^0). L'expérimentateur dispose avant tout d'un contrôle sur le facteur de dilution. En effet, le volume d'eau présent au sein de l'ouvrage d'injection (V_w) peut habituellement être estimé avec une précision satisfaisante et l'on connaît parfaitement le volume d'eau utilisé pour l'injection (V_{inj}).

Si l'on souhaite éviter que l'interprétation du résultat du traçage soit entachée d'erreurs liées aux conditions d'injection, soit on essaye de minimiser son influence, soit on essaye de la contrôler au mieux.

Minimisation de l'influence des conditions d'injection

Dans ce cas, à moins de connaître précisément le débit naturel de transit et d'être sûr que le lessivage du piézomètre est suffisamment efficace pour que le traceur n'y reste pas piégé trop longtemps, on n'a d'autre alternative que d'utiliser un volume d'injection très important, de manière à minimiser la quantité de traceur restant au sein de l'ouvrage à la fin de l'injection. En pratique, il n'est pas toujours évident de procéder de la sorte. En effet, certains piézomètres contiennent une quantité importante d'eau (plusieurs centaines de litres). C'est le cas par exemple de certains puits en Hesbaye liégeoise, creusés sur plusieurs dizaines de mètres, avec un diamètre relativement important. Si l'on considère qu'un facteur de dilution $V_{in}^* = 10$ est nécessaire pour minimiser l'influence de l'injection sur le résultat du traçage, cela signifie qu'il peut être nécessaire de disposer de plusieurs mètres cubes d'eau au point d'injection. Si l'on est très près des installations de pompage, cela peut se concevoir. Par contre, si le puits d'injection est situé au plein milieu d'un champ, cela devient beaucoup plus difficile. Dans ce cas, le contrôle de l'injection est absolument nécessaire.

Contrôle de l'évolution de la concentration à l'injection

Si l'on réalise un suivi de l'évolution de la concentration au puits d'injection, il n'est pas forcément nécessaire d'utiliser un volume d'injection très grand. D'autres critères peuvent être considérés pour définir le volume d'eau utilisé. Cela peut être simplement le volume d'eau disponible. L'injection aura peut-être une influence sur le résultat, mais on pourra ultérieurement en tenir explicitement compte lors de l'interprétation. L'avantage du suivi de la concentration à l'injection est également de permettre une évaluation des paramètres hydrodynamiques et hydrodispersifs au voisinage du point d'injection, dont on a vu l'intérêt à Hermalle (v. chapitres IV.3 & 4).

Méthode de traçage utilisée

Dans certains cas, la méthode de traçage peut influencer le choix du volume d'injection. Par exemple, si l'on applique la méthode de dilution ponctuelle, le traceur doit être injecté rapidement, sans perturber les écoulements. La seule solution est d'utiliser un volume d'injection très petit (injection de type « Dirac piézomètre »). A l'opposé, les techniques de traçage dipôles utilisent un volume d'injection très grand puisqu'en théorie, c'est toute l'eau extraite au puits de reprise qui est réinjectée.

Définition de la durée ou du débit d'injection

Une fois que le volume d'injection est déterminé, la définition de la durée d'injection va de pair avec celle du débit d'injection. Plusieurs facteurs sont à prendre en considération pour définir ces deux paramètres.

Quantité de fluide traceur à injecter

Il est clair que plus le volume de fluide traceur est important, plus l'injection doit être longue ou plus le débit d'injection doit être élevé.

Capacité d'assimilation de l'aquifère

Si les caractéristiques d'écoulement au voisinage du puits d'injection ne sont pas bonnes, on peut éventuellement être amené à allonger la durée d'injection, de manière à diminuer le débit, pour éviter le débordement du fluide traceur.

Objectifs des essais

Si l'on cherche à évaluer la réponse impulsionnelle de l'aquifère, il faut minimiser la durée expérimentale d'injection, de manière à se rapprocher d'une injection de type « Dirac aquifère ». Par contre, si l'on cherche à identifier et quantifier des effets de retard, il peut être intéressant d'allonger la durée expérimentale d'injection, de manière à « renforcer » le niveau de concentration des arrivées tardives de traceur. Dans ce cas, il faut noter que on aura plutôt intérêt à augmenter le volume d'injection (v. point précédent) que d'utiliser un petit débit d'injection, souvent difficile à contrôler de manière précise.

Contrôle de l'évolution de la concentration à l'injection

Un suivi précis de l'évolution de la concentration à l'injection est beaucoup plus simple à réaliser si la durée de cette injection est plus grande. L'expérimentateur dispose de plus de temps pour faire les mesures (prise d'échantillons, conductivité électrique, ...) et, la concentration variant moins rapidement, ces mesures sont plus représentatives de la concentration « instantanée » dans le puits d'injection (homogénéisation meilleure). De plus, on a proposé au chapitre III.2 une série de solutions analytiques permettant de déduire le débit de transit au travers des crépines de diverses manières, parmi lesquelles certaines reposent sur l'hypothèse que le débit d'injection est inférieur au débit critique ($Q_{in}^* < 1$). Allonger la durée de l'injection contribue à cet effet et offre donc des possibilités intéressantes en matière d'interprétation locale.

Perturbation locale des écoulements

Certaines méthodes ne supportent pas une perturbation locale trop importante. Une injection à débit élevé aura tendance à « pousser » le traceur dans les différentes directions autour du puits d'injection, ce qui pourra peut-être perturber ultérieurement l'interprétation. En outre, on a mis en évidence, lors de l'interprétation des essais de traçage réalisés à Hermalle-sous-Argenteau (chapitre IV.4) l'influence des débits d'injection et de chasse sur la distribution initiale du traceur dans l'aquifère.

Réalisation d'une chasse

On a vu au chapitre III.2 que la réalisation d'une chasse a essentiellement pour effet d'accélérer le transfert du traceur depuis le piézomètre vers l'aquifère, d'autant plus que la proportion du volume d'injection consacrée à cette chasse est grande.

Par ailleurs, il est également possible de tirer des informations intéressantes sur l'évolution de la concentration dans le piézomètre pendant, voire après cette chasse. Pendant la chasse, il est possible de déterminer le débit de transit (si la chasse est inférieure au débit critique). Après la chasse, on peut dans certains cas observer une rétrodiffusion du traceur dans le puits d'injection. Il serait intéressant de voir si cette rétrodiffusion peut être utilisée pour évaluer les propriétés hydrodynamiques locales, à l'instar de ce qui est fait dans les méthodes d'injection et re-pompage.

Mode d'injection

L'injection du fluide traceur peut être réalisée de manière ponctuelle ou distribuée sur une certaine épaisseur de l'aquifère testé. Le choix entre ces deux modes d'injection est fonction de plusieurs facteurs, résumés ci-dessous.

Objectifs de l'essai de traçage

Une injection ponctuelle a de l'intérêt quand on souhaite tester un niveau bien précis dans l'aquifère (une fissure, un horizon plus perméable, ...). Une injection distribuée (*depth-averaged conditions*) est intéressante dans l'optique d'obtenir un résultat moyen, représentatif d'une épaisseur plus importante de l'aquifère.

Équipement du puits d'injection

Si le puits d'injection est crépiné sur une hauteur importante et qu'il est équipé d'un massif filtrant, il est illusoire d'envisager une injection localisée. Même en disposant d'un moyen d'isoler une partie de l'ouvrage, des circulations peuvent exister via le massif filtrant et rien ne permet de garantir que l'injection est bien confinée au niveau souhaité.

Représentation schématique des interactions entre le contexte général des essais et le choix de la méthodologie expérimentale

Le diagramme qui suit tente de résumer les différents points évoqués précédemment, ainsi que les interactions qui les relient. Dans un souci de clarté, seuls les liens principaux sont représentés. Dans ce diagramme, l'accent a principalement été mis sur la définition du schéma d'injection.

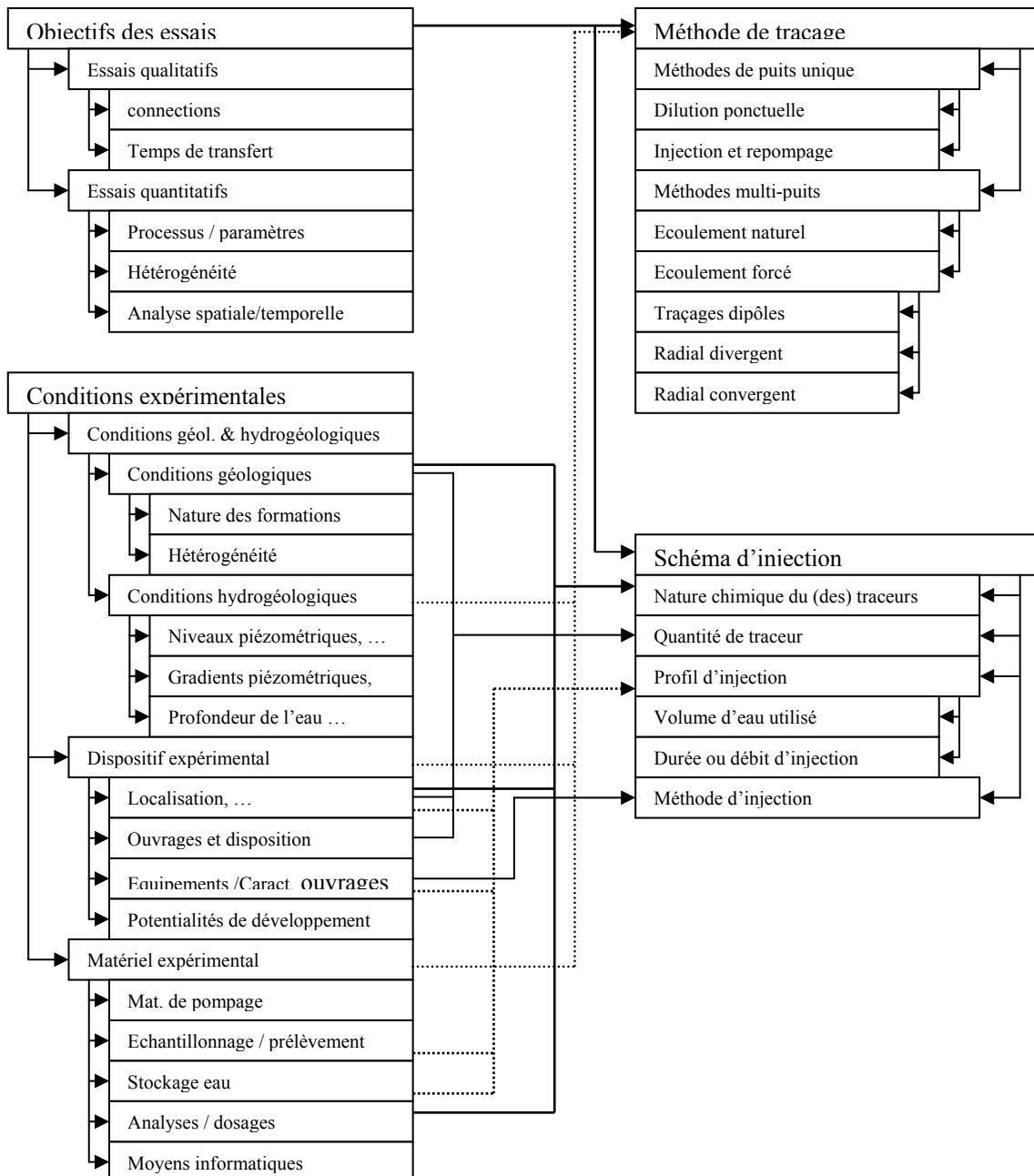


Diagramme 1. Influence du contexte général des essais sur la méthodologie expérimentale de traçage

Interprétation des résultats de traçage

Une fois les essais de traçage terminés et les courbes de restitution obtenues, la phase d'interprétation peut être abordée. L'objectif n'est pas de passer en revue de manière détaillée la manière de procéder pour réaliser cette interprétation, ni de décrire l'ensemble des méthodes existantes dans cette optique, mais plutôt de fournir quelques lignes directrices à suivre, en vue de tirer un maximum d'information des résultats disponibles. Dans un premier temps, les principaux facteurs qui vont gouverner le choix de la méthodologie d'interprétation sont décrits. Ensuite, une classification des méthodes d'interprétation, par degré croissant de complexité, est proposée.

Facteurs déterminant la méthodologie d'interprétation

Objectifs des essais

L'objectif des essais a évidemment une importance primordiale, tant au niveau de la réalisation que de l'interprétation. Si l'on ne s'intéresse qu'à la mobilité des traceurs (première arrivée, pic de restitution), la technique d'interprétation peut, en première approximation, ne prendre en considération que les mécanismes d'advection et de dispersion. Cela ne conduit pas à une estimation très précise des paramètres de transport, mais on peut raisonnablement espérer qu'en terme de temps de transfert, l'extrapolation des résultats ne conduit pas à des erreurs trop importantes.

Dans le même ordre d'idées, on peut probablement négliger en première approximation l'influence des conditions expérimentales d'injection sur le résultat. Au chapitre III.3, il a été montré que celles-ci conduisent essentiellement à une atténuation du pic de restitution et un allongement de la queue de restitution, sans trop affecter le temps minimal de transfert, voire le temps modal de transfert.

Par contre, si l'objectif du traçage est de mettre en évidence et de quantifier les effets de retard susceptibles d'affecter le comportement d'un polluant dans le milieu souterrain, la technique d'interprétation doit être à même de considérer d'une part ces mécanismes, d'autre part de tenir compte des conditions expérimentales d'injection si celles-ci n'ont pu être minimisées. Ceci n'est généralement possible qu'à l'aide de codes de calcul relativement élaborés, comme le SUFT3D.

Méthode de traçage utilisée

Toutes les techniques de traçage ne peuvent être interprétées de la même façon. Certaines reposent sur des hypothèses d'application relativement strictes (par exemple la méthode de dilution ponctuelle), d'autres sont plus ou moins adaptées à la quantification de certains paramètres. Par exemple, l'essai de traçage en écoulement radial divergent a tendance à exagérer la dispersivité transversale, tandis que l'essai de traçage en écoulement radial convergent tend à la minimiser.

Par contre, plus l'outil d'interprétation est sophistiqué, plus il est susceptible d'être utilisable pour l'interprétation d'un grand nombre de techniques de traçage. Ainsi, les solutions analytiques ne sont généralement applicables que pour la technique de traçage pour laquelle elles ont été conçues (on pourrait même ajouter que c'est généralement la méthodologie de traçage qui est adaptée de manière à permettre l'utilisation d'une solution analytique). A l'opposé, un code numérique peut a priori être utilisé pour interpréter n'importe quelle technique de traçage.

Schéma d'injection

Comme cela a déjà été mentionné, la méthodologie d'injection peut souvent être établie de manière à permettre une interprétation en termes de paramètres d'écoulement et/ou transport au voisinage du point d'injection. Cela demande toutefois de disposer d'un outil permettant cette interprétation. Si le modèle mathématique ou numérique ne le permet pas, il est généralement possible de réaliser « indépendamment » cette interprétation à l'aide des solutions analytiques établies au chapitre III.2 (v. exemple au chapitre IV.3).

Outils d'interprétation

Les outils d'interprétation peuvent être groupés en trois catégories principales :

- des abaques d'interprétation ;
- des solutions (semi-) analytiques ;
- des codes numériques.

Abaques d'interprétation

Les abaques sont des représentations graphiques de la variation d'une courbe d'évolution de la concentration en fonction de l'un ou l'autre paramètre hydrodispersif. Elles sont dérivées soit de solutions analytiques, soit encore à l'aide de simulations réalisées avec des codes numériques. Elles permettent une comparaison visuelle entre une courbe « standard » et la courbe mesurée lors de l'essai de traçage. Le plus souvent, ces abaques reposent sur une formulation adimensionnelle du problème, qui permet d'envisager simultanément un plus grand nombre de « cas possibles ».

Plusieurs abaques sont proposées dans la littérature (SAUTY, 1978, 1980, GUVANASEN & GUVANASEN, 1987). Au chapitre III.2, des abaques décrivant l'évolution de la concentration au cours des différentes phases de l'injection du traceur ont également été proposées.

Solutions (semi-) analytiques

De nombreuses solutions (semi-)analytiques sont disponibles dans la littérature. DROST *et al.* (1968) sont parmi les premiers à avoir proposé des formules d'interprétation de la méthode de

dilution ponctuelle. Plus récemment, CHEN (1987), NOVAKOWSKI (1992) et NOVAKOWSKI & LAPCEVIC (1994) ont proposé et utilisé des solutions analytiques pour interpréter des essais de traçage en écoulement radial divergent. NOVAKOWSKI *et al.* (1998) proposent une solution visant à l'interprétation d'essai de traçage utilisant la méthode d'injection et re-pompage. SAUTY *et al.* (1992) proposent des solutions pour l'interprétation d'essais de traçage dans diverses conditions d'écoulement, codées dans le programme CATTI. MOENCH (1989, 1995) proposent des solutions semi-analytiques permettant l'interprétation d'essais de traçage réalisés en écoulement radial convergent, dans un milieu à double porosité. GUVANASEN & GUVANASEN (1987) proposent une solution semi-analytique permettant d'interpréter des essais de traçage de type dipôle. Cette solution permet, dans une certaine mesure, de tenir compte du schéma d'injection (volume et durée de l'injection et de la chasse), mais ne considère ni l'effet de mélange dans le puits d'injection, ni l'effet de distorsion au voisinage du puits d'injection. De nombreuses solutions analytiques ont également été proposées pour calculer la migration d'un soluté en écoulement naturel dans des champs d'écoulement bi- et tri- dimensionnels (CARNAHAN & REMER, 1984, GOLTZ & ROBERTS, 1986, LEIJ *et al.*, 1991, LEIJ & BRADFORD, 1994, ...).

Récemment, plusieurs auteurs se sont intéressés au développement de méthodes asymptotiques d'analyse des queues de restitution d'essai de traçage en vue de déterminer la nature et l'importance des effets de retard affectant le transport de solutés (JAEKEL *et al.*, 1996, VERECKEN *et al.*, 1999a et b, VASCO & DATTA-GUPTA, 1999, HAGGERTY *et al.*, 2000).

Les solutions semi-analytiques ont leur intérêt à plusieurs titres. Tout d'abord, elles peuvent tout simplement servir à des tests de validation des résultats des codes numériques. Elles peuvent également s'avérer utiles pour tester différentes hypothèses ou des ordres de grandeur dans une phase préparatoire à la réalisation ou à l'interprétation des résultats de traçages. Toutefois, leur utilisation est limitée au domaine souvent restrictif de validité qui a permis de les obtenir et elles ne fournissent que des résultats relativement « statiques » (interprétation sans extrapolation possible des résultats). Leur intérêt pratique reste donc relativement limité.

Modèles numériques

Les modèles numériques sont évidemment beaucoup moins simples à mettre en œuvre. Ils demandent généralement une maîtrise et un degré d'expertise plus important de la part de celui qui les utilise. Ils présentent toutefois de multiples et indéniables avantages.

Tout d'abord, par leurs potentialités théoriquement sans limite en matière de prise en considération et de représentation des phénomènes, les interprétations qu'ils permettent sont beaucoup moins tributaires d'hypothèses d'application. En quelques sorte, on peut affirmer qu'ils « libèrent » l'expérimentateur de contraintes plus ou moins théoriques qui seraient susceptibles d'entraver la qualité des essais de traçages réalisés et la quantité d'information pouvant en être tirées. D'un autre côté, leur potentialité à considérer une complexité nettement plus grande (plus de

processus envisagés, conditions hétérogènes, conditions limites complexes, ...), conduit souvent à la tentation de multiplier les degrés de liberté en vue d'obtenir des résultats reproduisant plus précisément en apparence les observations réalisées. Ceci pourrait toutefois être minimisé par l'utilisation d'algorithmes d'optimisation qui, complémentairement à la fourniture de résultats, sont à même de donner une bonne idée de la précision et de la fiabilité de ces résultats.

L'autre avantage majeur des modèles numériques est leur caractère très dynamique. Une fois le modèle numérique calibré sur les observations, il peut servir à des fins prévisionnelles, ce que les solutions analytiques ne permettent pas.

Le diagramme qui suit est très simple, mais il illustre parfaitement le fait que l'interprétation des résultats est dépendante tant du contexte général que de la méthodologie expérimentale. Il est inutile ici d'essayer de raffiner les interactions, tant elles sont fondamentales

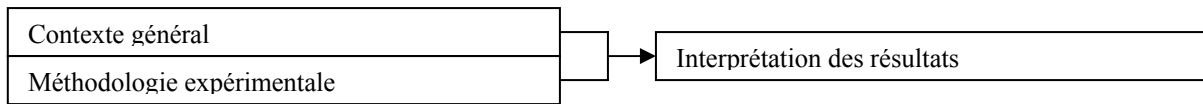


Diagramme 2. Influence du contexte général et de la méthodologie expérimentale sur l'interprétation

Conclusions

La proposition de méthodologie qui précède met clairement en évidence le fait que la réalisation des essais de traçage n'est pas aussi simpliste que beaucoup d'expérimentateurs le pensent. Si l'on souhaite obtenir des résultats intéressants et précis, il est nécessaire de passer par tout un cheminement de réflexion relativement complexe. Toutefois, le gain que peut apporter le temps passé à « réfléchir » convenablement la conception des tests que l'on veut entreprendre est souvent inestimable. Par ailleurs, cette réflexion, bien qu'axée sur l'essai de traçage, amène à passer en revue toute la connaissance que l'on a du site expérimental, ce qui ne peut qu'être bénéfique.

Cette méthodologie pourrait bien sûr être développée beaucoup plus en détails. A ce stade, elle fournit déjà un balisage et une ligne directrice précis et confortables. Cela lui confère une utilité très grande, constituant en cela une contribution supplémentaire de ce travail de recherche à l'hydrogéologie pratique.

Références bibliographiques

CARNAHAN, C. L., REMER, J. S., Nonequilibrium and equilibrium sorption with a linear sorption isotherm during mass transport through an infinite porous medium: some analytical solutions, *J. Hydrol.*, 73, 227-258, 1984.

- CHEN, C.-S., Analytical and approximate solutions to radial dispersion from an injection well to a geological unit with simultaneous diffusion into adjacent strata, *Water Resour. Res.*, 21(8), 1069-1076, 1985.
- DROST, W., KLOTZ, D., KOCH, A., MOSER, H., NEUMAIER, F., RAUERT, W., Point dilution methods of investigating ground water flow by means of radioisotopes, *Water Resour. Res.*, 4(1), 125-146, 1968.
- GOLTZ, M. N., ROBERTS, P. V., Three-dimensional solutions for solute transport in an infinite medium with mobile and immobile zones, *Water Resour. Res.*, 22(7), 1139-1148, 1986.
- GUVANASEN, V., GUVANASEN, V., An approximate semianalytical solution for tracer injection tests in a confined aquifer with a radially converging flow field and finite volume of tracer and chase fluid, *Water Resour. Res.*, 23(8), 1607-1619, 1987.
- HAGGERTY, R., MCKENNA, S. A., MEIGS, L. C., On the late-time behavior of tracer test breakthrough curves, *Water Resour. Res.*, 36(12), 3467-3479, 2000.
- HALL, S. H., Practical single-well tracer methods for aquifer testing, *Tenth National Outdoor Action Conference and exposition (Las Vegas, Nevada)*, National Ground Water Association, Columbus, Ohio, 11 p., 1996.
- JAEKEL, U., GEORGESCU, A., VERECKEN, H., Asymptotic analysis of nonlinear equilibrium solute transport in porous media, *Water Resour. Res.*, 32(10), 3093-3098, 1996.
- KÄSS, W., Tracing technique in Geohydrology, ed. A. A. Balkema, Rotterdam, PB, 573 p., 1998.
- KLOTZ, D., MOSER, H., TRIMBORN, P., Single-borehole techniques; present status and examples of recent applications, *Proceedings Symposium IAEA à Neuherberg*, 159-179, 1978.
- LEIJ, F. J., SKAGGS, T. D., VAN GENUCHTEN, M. Th., Analytical solutions for solute transport in three-dimensional semi-infinite porous media, *Water Resour. Res.*, 27(10), 2719-2733, 1991
- LEIJ, F. J., BRADFORD, S. A., 3DADE: A computer program for evaluating three-dimensional equilibrium solute transport in porous media, U.S. Salinity Laboratory Research Report Nb.134, Riverside, CA, 81 p., 1994.
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion : A Laplace transform solution, *Water Resour. Res.*, 25(3), 439-447, 1989.
- MOENCH, A. F., Convergent radial dispersion in a double-porosity aquifer with fracture skin : Analytical solution and application to a field experiment in fractured chalk, *Water Resour. Res.*, 31(8), 1823-1835, 1995.
- NOVAKOWSKI, K. S., An evaluation of boundary conditions for one-dimensional solute transport. 1) Mathematical development, *Water Resour. Res.*, 28(9), 2399-2410, 1992a.
- NOVAKOWSKI, K. S., The analysis of tracer experiments conducted in divergent radial flow fields, *Water Resour. Res.*, 28(12), 3215-3225, 1992c.
- NOVAKOWSKI, K. S., LAPCEVIC, P. A., Field measurement of radial solute transport in fractured rock, *Water Resour. Res.*, 30(1), 37-44, 1994.

-
- NOVAKOWSKI, K. S., LAPCEVIC, P. A., VORALEK, J., A note on a method for measuring the transport properties of a formation using a single well, , *Water Resour. Res.*, 34(5), 1351-1356, 1998.
- SAUTY, J.-P., Contribution à l'identification des paramètres de dispersion dans les aquifères par l'interprétation des expériences de traçage, Thèse de Doctorat, Université Scientifique et Médicale et Institut National Polytechnique de Grenoble, 157 p., 1978.
- SAUTY, J.-P., An analysis of hydrodispersive transfer in aquifers, *Water Resour. Res.*, 16(1), 145-158, 1980.
- SAUTY, J.-P., KINZELBACH, W., VOSS, A., CATTI : Computer Aided Tracer Test Interpretation, Program documentation, BRGM, Orléans, France, 64 p., 1992.
- VASCO, D. W., DATTA-GUPTA, A., Asymptotic solutions for solute transport: A formalism for tracer tomography, *Water Resour. Res.*, 35(1), 1-16, 1999.
- VERECKEN, H., JAEKEL, U., ESSER, O., NITZSCHE, O., Solute transport analysis of bromide, uranium and LiCl using breakthrough curves from aquifer sediment, *J. Contam. Hydrol.*, 39, 7-34, 1999.
- VERECKEN, H., JAEKEL, U., GEORGESCU, A., Asymptotic analysis of solute transport with linear nonequilibrium sorption in porous media, *Transport in porous media*, 36, 189-210, 1999.
- WARD, R. S., WILLIAMS, A. T., BARKER, J. A., BREWERTON, L. J., GALE, I. N., Groundwater tracer tests: a review and guidelines for their use in British aquifers, British Geological Survey Report WD/98/19, 1998.

ANNEXE 5

DONNÉES RELATIVES

À L'ÉTABLISSEMENT DES FPT

POUR LES LIMONS DE BOVENISTIER

ANNEXE 6

ARTICLE PRÉSENTÉ AU 7^{ÈME} COLLOQUE

D'HYDROLOGIE EN PAYS CALCAIRES

ET EN MILIEU FISSURÉ,

BESANÇON, FRANCE, 18-20 SEPTEMBRE 2001

