

APPROCHE MATHÉMATIQUE DE L'IMPACT DES SITES CONTAMINÉS SUR LES EAUX SOUTERRAINES DANS UN CONTEXTE D'ANALYSE DE RISQUE

THÈSE N° 1807 (1998)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Dominique GUYONNET

Diplôme d'Ingénieur Géologue, Université de Genève, Master of Science in Earth Sciences, Université de Waterloo, Canada
de nationalité française

acceptée sur proposition du jury:

Prof. A. Parriaux, directeur de thèse
Prof. R.P. Chapuis, rapporteur
M. B. Côme, rapporteur
Dr P. Perrochet, rapporteur
Prof. L. Vulliet, rapporteur

Lausanne, EPFL
1998

Remerciements

Ce travail a été effectué dans un contexte un peu particulier : c'est en effet après avoir passé près de 10 années en bureau d'étude que j'ai souhaité développer une thèse tout en poursuivant mon activité professionnelle. Etant donné ces circonstances, la liste des personnes qui ont influencé mon parcours, et qui mériteraient de trouver ici l'expression de ma gratitude, est particulièrement longue. Toutefois, seules les personnes qui ont été plus ou moins directement associées au présent travail sont citées ci-dessous.

Mes remerciements vont tout d'abord à mon Directeur de Thèse, le Professeur Aurèle Parriaux, qui a rendu cette thèse possible en acceptant le contexte quelque peu inhabituel, et qui m'a permis de bénéficier de ses conseils.

Ma collaboration avec Bernard Côme, dans le cadre de notre activité professionnelle au sein de la société ANTEA à Orléans, a été une source d'inspiration essentielle pour l'élaboration de ce travail, et j'ai maintes fois eu l'occasion de profiter de sa vision très synthétique de la problématique des déchets et des sites pollués. Je lui suis tout particulièrement redevable pour ce qui concerne le chapitre sur l'imperfection des connaissances. Qu'il reçoive ici l'expression de ma gratitude, en espérant que notre association dure encore de nombreuses années.

Je remercie également Pierre Perrochet, dont j'ai pu profiter des talents en matière de recherche scientifique en général, et de calcul intégral en particulier. En toute rigueur je devrais aussi exprimer ma gratitude au réseau Internet, qui m'a permis de rester en contact permanent avec lui.

Un grand merci aux Professeurs Robert Chapuis de l'Ecole Polytechnique de Montréal (Département des Génies Civil, Géologique et des Mines), Laurent Vulliet de l'EPFL (Laboratoire de Mécanique des Sols), et Walther Graf de l'EPFL (Laboratoire de Recherches Hydrauliques), pour leurs contributions durant l'examen oral, et leurs corrections à la version finale du rapport de thèse.

C'est à Michel Barrès, du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM), que je dois en partie d'avoir contracté le virus des déchets. Il faut dire que pendant quatre années, Michel m'a abreuvé de documents sur ce sujet à des doses non-homéopathiques. Une autre personne qui a influencé chez moi le développement de cette maladie est le professeur John Cherry, de l'Université de Waterloo, au Canada.

Jean-Jacques Seguin, un modélisateur hors pair, a toujours patiemment écouté mes questions lorsque je débarquais dans son bureau à l'improviste. Qu'il en soit remercié. Merci aussi à Samir Magnouni de m'avoir aidé à réduire la longueur, initialement excessive, du titre de cette thèse. Pierre Belpaume, grand spécialiste du logiciel EXCEL, m'a aidé à "débugger" certains modules de calcul. Je suis redevable aussi à Gilles Proust, stagiaire pendant quelques mois à ANTEA, de m'avoir aimablement communiqué un algorithme de calcul concernant la théorie des possibilités. Je remercie également Jean-Pierre Sauty, du BRGM, d'avoir bien voulu me recevoir à plusieurs reprises pour m'apporter des éclaircissements sur les problèmes de dispersion en nappe.

La section relative au stockage des déchets stabilisés a bénéficié de discussions avec Hervé Billard, de la société France Déchets, dans le cadre du projet SITINERT piloté par Bernard Côme.

C'est Srikanta Mishra, de la société INTERA, qui m'a initié avec talent aux vertus des variables sans dimension. Il faut dire qu'il avait acquis sa propre expérience à bonne école, ayant fait sa thèse avec Henry Ramey, le "pape" des essais en forage de l'industrie du pétrole.

Mon goût pour les solutions analytiques en général, et les transformations de Laplace en particulier, ne serait certainement pas ce qu'il est sans les cours d'Edward Sudicky, que j'ai suivis à l'Université de Waterloo en 1986. Bien que je n'aie guère eu d'opportunités de lui exprimer ma reconnaissance, je sais bien ce que je lui dois.

Merci aussi à Chris Neville, un ancien camarade de promotion de l'Université de Waterloo, qui m'a communiqué plusieurs algorithmes de calcul concernant les fonctions de Bessel.

Je n'oublie pas que la personne qui m'a donné l'idée de faire cette thèse tout en conservant mon activité professionnelle, est Roland Wernli de l'Université de Genève, lors de notre dernière conversation en 1995. J'espère qu'il sera satisfait du résultat de sa suggestion.

C'est notamment grâce à mes beaux parents, qui ont bien voulu s'occuper de mes enfants pendant les périodes de congés, que j'ai pu terminer ce travail dans un délai raisonnable.

Je remercie également mes parents, qui m'ont toujours encouragé à poursuivre des études, et qui sont toujours à l'écoute en cas de besoin.

Un grand merci enfin à ma femme Marjolaine, et à mes enfants Jeremy et Timothé, qui ont su accepter le fait que mes congés et soirées soient parfois consacrés à un sujet relativement éloigné des préoccupations immédiates du ménage...

Version abrégée

Ce travail de thèse a pour principaux objectifs, d'une part, le développement de solutions analytiques permettant d'estimer l'impact de sites contaminés (en particulier les sites de stockage de déchets en subsurface, et dans une moindre mesure les sols pollués accidentellement) sur les eaux souterraines, et d'autre part, l'évaluation de méthodes permettant de prendre en compte l'incertitude liée aux différents paramètres en jeu. Ces développements sont effectués en référence à un contexte d'analyse de risque. Une des particularités d'un tel contexte est la nature partielle et incertaine de l'information dont l'ingénieur dispose généralement dans la pratique. Cette particularité a une influence sur le choix des approches et des outils.

Il est proposé, dans le chapitre d'introduction, de définir le risque comme étant *la vraisemblance d'apparition d'un dommage*, évitant ainsi le terme plus usité de *probabilité*. En effet, ce terme renvoie à une description strictement statistique de l'incertitude, et suppose un degré de connaissance des différentes grandeurs en jeu qui ne correspond pas nécessairement à la réalité de la plupart des situations pratiques. Une présentation de plusieurs modèles d'évaluation des risques souligne leurs principaux champs d'application respectifs.

Le chapitre 2 présente des solutions analytiques permettant d'estimer l'impact des sites contaminés sur les eaux souterraines, dont plusieurs sont originales. Le développement mathématique des solutions originales est présenté en détail en annexe. La succession des solutions proposées va dans le sens d'une complexité croissante, partant de solutions pour un domaine mono-couche et une migration uni-, bi- et tri-dimensionnelle, et passant ensuite à un domaine multi-couche. Ces solutions sont présentées notamment à l'aide de variables sans dimension qui permettent d'exprimer les équations de manière compacte et indépendante de tout système d'unités. Ces variables sans dimension servent à construire des abaques qui permettent une analyse visuelle du comportement des solutions lors de variations des paramètres d'entrée.

Les solutions originales proposées sont particulièrement intéressantes pour estimer l'impact potentiel de sites de stockage de déchets. En effet, ces solutions prennent en compte, de manière couplée, l'influence du flux diffusif-dispersif sur l'impact des sites sur les eaux souterraines. Or cette composante du flux est généralement soit négligée par les outils existants d'analyse de risque, ou alors elle n'est pas réellement couplée avec le bilan de masse dans les eaux souterraines (au travers des conditions aux limites).

Les solutions proposées sont appliquées à plusieurs exemples concrets. L'exemple faisant intervenir la solution originale développée pour le cas de l'impact potentiel d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés, illustre l'intérêt de la solution en tant qu'aide à la conception et au dimensionnement des sites de stockage. L'exemple montre par ailleurs comment, en procurant une image du fonctionnement global du système de confinement en terme d'impact potentiel, le modèle peut amener le concepteur à remettre en question certains de ses choix. Un autre exemple permet d'éclaircir la notion de "dispositif équivalent" pour la conception des barrières situées en fond de sites de stockage. Une solution originale est proposée pour le problème de la détection précoce des pollutions à l'aide des éléments traces inorganiques. La comparaison avec une autre approche proposée dans la littérature illustre les limites de cette dernière.

Le chapitre 3 concerne la prise en compte de l'imperfection des connaissances dans le calcul du risque. Deux méthodes permettant d'appréhender l'incertitude relative aux valeurs des paramètres d'entrée sont décrites et comparées. La première méthode, la simulation Monte Carlo, se place dans un contexte statistique et probabiliste. La deuxième méthode est basée sur la théorie des possibilités et sur les mathématiques dites *floues*. La représentation des principales grandeurs intervenant dans les modèles (conductivité hydraulique, porosité, etc.) par des nombres flous, plutôt que par des distributions de probabilité, est souvent plus cohérente avec la nature de l'information qui est disponible dans la pratique. La comparaison entre les deux méthodes souligne le caractère sécuritaire de l'approche floue. En effet, le calcul à partir de nombres flous considère toutes les combinaisons possibles de valeurs des grandeurs floues, mais ne répercute pas (en les multipliant) les degrés d'in vraisemblance de ces valeurs. Dans l'approche Monte Carlo, par contre, un scénario qui combine des valeurs peu probables des paramètres d'entrée, a d'autant moins de chances d'être tiré au sort. Néanmoins, lorsque la simple *possibilité* de réalisation d'un scénario défavorable devient un élément d'aide à la décision, l'approche floue peut sembler préférable. Cette situation peut apparaître dans un contexte environnemental, où il est souvent question de santé humaine.

Les développements présentés dans ce travail contribuent à introduire une "logique d'impact" dans la gestion des sites contaminés. Une telle logique tend à définir l'acceptabilité des choix en matière de gestion de ces sites, sur la base d'une comparaison entre les flux de pollution émis, et les flux jugés acceptables pour les milieux récepteurs. Ils soulignent également l'intérêt d'une certaine souplesse quant au choix du schéma conceptuel sous-jacent au modèle mathématique, de manière à permettre une adéquation raisonnable entre l'outil de calcul et les différents cas de figure pouvant apparaître dans la pratique. Les modèles existants d'analyse de risque sont souvent, de par la rigidité de leurs schémas conceptuels, difficiles à appliquer à des sites spécifiques. Dans certains cas ces modèles correspondent plutôt à des outils de hiérarchisation des substances chimiques en fonction de leur potentiel polluant. Certaines des solutions originales proposées peuvent être incorporées dans le module "vecteur" d'un outil d'évaluation détaillée des risques.

Abstract

The primary objectives of this thesis are, firstly, to develop analytical solutions for estimating the impact of contaminated sites (in particular landfills, and to a lesser extent accidentally contaminated soils) on groundwater, and secondly to evaluate methods for taking into account the uncertainty relative to the different relevant parameters. These developments are performed with particular reference to a risk analysis framework. One of the distinctive features of such a framework is the incomplete and uncertain nature of the information that is generally available in practice. This has a direct influence on the choice of tools and approaches.

It is proposed, in the introductory chapter, to define risk as *the likelihood that a damage may occur*, thus avoiding the more frequently used term *probability*. The latter refers to a strictly statistical description of the uncertainty, and assumes a degree of knowledge with respect to the various relevant parameters that is not necessarily available in practice. A presentation of several risk analysis models underlines their respective areas of application.

Chapter 2 presents analytical solutions for estimating the impact of contaminated sites on groundwater, several of which are original. The mathematical development of the original solutions is presented in detail in the appendix. The succession of proposed solutions goes from the simpler to the more complex, starting with solutions for a one-layer domain and one-, two- and three-dimensional contaminant migration, and then passing to solutions for a multi-layer domain. These solutions are presented in terms of dimensionless variables that allow the equations to be written in a compact fashion, and independently of any system of units. The dimensionless variables serve to construct type curves that provide a visual analysis of solution behaviour with respect to variations of input parameter values.

The proposed original solutions are of particular interest for estimating the potential impact of waste disposal sites, as they take into account the effect of the diffusive-dispersive flux on the impact on groundwater. This component of the mass flux is generally either omitted by existing risk analysis tools, or else it is not truly coupled with the mass balance in the groundwater (via the boundary conditions).

The proposed solutions are applied to several practical examples. The example involving the original solution developed for estimating the impact of a stabilized waste-disposal site, illustrates the solution's usefulness as an aid for site conception and design. The example also shows how, by

providing a picture of the site's global performance with respect to its potential impact, the model can bring the designer to question some of his choices. Another example helps clarify the concept of "equivalence" between different barrier systems. An original solution is also proposed for the problem of early contaminant detection using inorganic trace elements. A comparison with another approach proposed in the literature illustrates the limits of the latter.

Chapter 3 addresses the question of how to take imperfection of knowledge into account in the calculations. Two methods for accounting for uncertainty with respect to input parameter values are described and compared. The first method is the Monte Carlo method, which relates to a statistical and probabilistic framework. The second method is based on the theory of possibilities and on so-called *fuzzy* calculus. The representation of the main model parameters (hydraulic conductivity, porosity, etc.) using fuzzy numbers rather than probability distributions, is often more consistent with the basic nature of the information that is available in practice. The comparison between the two methods, underlines the conservative character of the fuzzy approach. This is related to the fact that the calculation based on fuzzy numbers considers all possible combinations of fuzzy input parameter values, but does not transmit (through multiplication) the degrees of unlikelihood of the different values. In the Monte Carlo calculation, on the other hand, a scenario that combines low-probability values of the input parameters, has all the less chance of being randomly selected. Nevertheless, when the mere possibility that an unfavourable scenario may occur becomes an element of decision, the fuzzy approach may seem preferable. This situation can appear in an environmental context, where human health is often at stake.

The examples presented herein contribute to introducing an "impact framework" to the management of contaminated sites. Such a framework tends to define the acceptability of choices with respect to the management of these sites, on the basis of a comparison between emitted pollutant fluxes and fluxes considered acceptable for the local environment. They also underline the usefulness of having a certain degree of freedom with respect to the choice of the conceptual model underlying the mathematical model, in order to provide reasonable adequation between the calculation tool and the various situations that might appear in practice. Existing risk analysis models are often difficult to apply to specific sites, due to the rigidity of their conceptual models. In some cases, these models are better described as tools for ranking chemical substances as a function of their contamination potential. Some of the original analytical solutions proposed herein can be readily incorporated into the "vector" module of a risk analysis tool.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
<i>Remerciements</i>	i
<i>Version abrégée</i>	iii
<i>Abstract</i>	v
1 Introduction générale	1
1.1 Quelques définitions.....	1
1.2 De l'utilité des solutions analytiques.....	3
1.3 Modèles d'analyse de risque en environnement	4
1.4 Objectifs et limites de ce travail.....	7
1.5 Organisation du rapport de thèse.....	9
2 Solutions analytiques pour l'estimation de l'impact des sites contaminés sur les eaux souterraines	11
2.1 Introduction	11
2.1.1 Principaux mécanismes de migration des polluants et d'atténuation des concentrations	11
2.1.1.1 La convection	11
2.1.1.2 La diffusion-dispersion	12
2.1.1.3 Interaction avec la phase solide.....	14
2.1.1.4 Décroissance de premier ordre.....	15
2.1.2 Ordres de grandeur des principaux paramètres	16
2.1.3 L'équation de bilan de masse	18
2.1.4 Aspects relatifs à la non-saturation du milieu	19
2.1.5 Exemples de "confirmation" de l'équation de convection-dispersion.....	21
2.1.6 L'utilisation des variables sans dimension	24
2.1.7 La transformation de Laplace	25

2.3.3.2 Solutions analytiques développées.....	79
2.3.3.3 Application au problème du stockage de déchets ultimes et stabilisés.....	81
2.3.3.3.1 Introduction à la problématique des déchets ultimes et stabilisés.....	81
2.3.3.3.2 Description du modèle.....	83
2.3.3.3.3 Solution analytique.....	84
2.3.3.3.4 Comparaison avec des modèles numériques.....	86
2.3.3.3.5 Exemples de calcul.....	87
2.3.3.3.6 Définition de variables sans dimension et développement d'abaques.....	91
2.3.3.3.7 Analyse des tendances à l'aide des paramètres sans dimension.....	95
2.3.3.4 Détection précoce des pollutions à l'aide des éléments inorganiques en traces.....	96
2.3.3.5 Cas du système à n-couches en régime transitoire.....	101
2.4 Discussion.....	103
3 <i>Prise en compte de l'imperfection de la connaissance relative aux paramètres d'entrée.....</i>	107
3.1 Introduction.....	107
3.2 L'approche probabiliste (simulations Monte Carlo).....	108
3.2.1 Description de l'approche.....	108
3.2.2 La simulation Monte Carlo.....	110
3.3 L'approche par logique floue.....	111
3.3.1 Description de l'approche.....	111
3.3.2 Le calcul à l'aide de nombres flous.....	114
3.4 Exemple d'application et comparaison entre méthodes.....	116
3.4.1 Définition des fonctions de distribution et des quantités floues.....	116
3.4.2 Résultats et comparaison.....	120
3.5 Comparaison du résultat flou avec un critère d'acceptabilité.....	123
3.6 Discussion.....	127
4 <i>Conclusions générales.....</i>	135
Références.....	139

Annexe A : Solutions pour le cas d'une migration en deux dimensions à partir d'une source de largeur finie, avec dilution en aval par une pluie efficace (Figure 14)

Annexe B : Solutions pour un système à n-couches en régime permanent (Figure 26)

Annexe C : Solutions pour un système bi-couche. Cas d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés (Figure 32)

Annexe D : Liste des principaux symboles utilisés

Liste des Figures :

	Page
Figure 1 : Un exemple de confirmation <i>a priori</i> du modèle de diffusion (d'après Johnson et al., 1989).....	24
Figure 2 : Représentation schématique d'une pollution par un DNAPL (d'après Kueper, 1989).....	28
Figure 3a et b : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et uni-dimensionnel.	30
Figure 4 : Courbes de restitution en sortie de barrière pour deux barrières de caractéristiques distinctes.....	33
Figure 5 : Abaque pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-2}$ à une distance $x_D = 1$ d'une source continue. Cas sans dégradation du polluant dans le milieu poreux.	38
Figure 6 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de trois valeurs de concentration relative.	38
Figure 7 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de concentration relative $C_D = 10^{-2}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.	40
Figure 8 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-4}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.	40
Figure 9 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-6}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.	41
Figure 10 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \max}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle. Cas sans décroissance dans le milieu ($\lambda_D = 0$).....	45

Liste des Figures (suite) :

	Page
Figure 11 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \max}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle. Cas avec décroissance dans le milieu ($\lambda_D \neq 0$).....	46
Figure 12 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \max}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle ($\gamma_D = 100$). Cas avec décroissance dans le milieu ($\lambda_D = 0, 1, 10, 30, 100, 300, 1E3, 3E3, 1E4$).....	47
Figure 13 : Courbes de restitution d'un polluant avec ou sans décroissance à la source et dans le milieu poreux (valeurs de γ et λ en an^{-1}).....	47
Figure 14a et b : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et bi-dimensionnel	49
Figure 15 : Profils de concentration en aval d'une source de pollution pour le cas d'une migration dans un domaine bi-dimensionnel.	51
Figure 16 : Profil de concentration en régime permanent, avec (Cas 1 et 2, voir texte), et sans dégradation dans le milieu poreux.	52
Figure 17 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D\max}$), en aval d'une source d'intensité constante dans un domaine bi-dimensionnel. Pas de décroissance dans le milieu poreux.....	55
Figure 18 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D\max}$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-3}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.....	55
Figure 19 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D\max}$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-2}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.....	56
Figure 20 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D\max}$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-1}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.....	56
Figure 21a, b, c : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et tri-dimensionnel	58
Figure 22 : Profils de concentration en aval d'une source continue dans un domaine bi-dimensionnel et tri-dimensionnel, pour différents ratios α_V/α_T	61
Figure 23 : Comparaison des solutions 3-D de Wexler (1992) et Domenico (1987) pour deux cas.....	61
Figure 24 : Représentation schématique d'une migration dans un domaine bi-couche.....	63
Figure 25 : Distribution des concentrations en ion chlorure (Cl^-), en mg/l , à l'aplomb d'une décharge sur le site de Borden (Canada) d'après MacFarlane et al. (1983).	65

Liste des Figures (suite) :

	Page
Figure 26a, b : Schéma conceptuel pour le cas d'une migration dans un domaine multi-couche. a) : sans dispersion longitudinale dans l'aquifère. b) : avec dispersion longitudinale dans l'aquifère.	68
Figure 27 : Profil de concentration dans la barrière argileuse et concentration dans l'aquifère en régime permanent.	72
Figure 28 : Abaques pour la détermination de la concentration dans l'aquifère en régime permanent, pour un système multi-couche.	76
Figure 29 : Comparaison entre la solution analytique en régime permanent et le modèle numérique en régime transitoire : exemples 1 et 2.	76
Figure 30 : Comparaison entre la solution analytique en régime permanent et le modèle numérique en régime transitoire : exemple 3.	78
Figure 31 : Schéma conceptuel pour le cas d'une migration dans un système bi-couche, avec une source dont l'intensité varie en fonction du temps.	80
Figure 32 : Schéma conceptuel d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés.	82
Figure 33 : Stockage de déchets ultimes et stabilisés. Evolution de la concentration dans le lixiviat.	88
Figure 34 : Comparaison entre les résultats de la solution analytique proposée et ceux de deux modèles numériques.	89
Figure 35 : Exemples de calcul effectués pour cinq scénarios.	90
Figure 36 : Illustration de l'effet du facteur de retard.	91
Figure 37 : Abaques permettant la détermination du pic de concentration dans l'aquifère à l'aval immédiat d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés.	94
Figure 38 : Exemple d'application des abaques (voir description dans le texte).	95
Figure 39 : Schéma conceptuel appliqué au problème de la détection précoce des pollutions à l'aide des éléments inorganiques en traces.	97
Figure 40 : Source de pollution dont l'intensité varie à deux reprises.	99
Figure 41 : Courbes de restitution calculées.	100
Figure 42 : Vérification de la solution pour le système à n-couches en régime transitoire.	102
Figure 43 : Différentes configurations d'un site de stockage de déchets.	106
Figure 44 : Exemple de fonction normale de densité de probabilité $f(x)$ et fonction associée de distribution de probabilité cumulée $F(x)$	109
Figure 45 : Illustration de l'échantillonnage d'une fonction de distribution cumulée par la méthode dite Monte Carlo.	111
Figure 46 : Deux exemples usuels de représentation d'un nombre flou. a) : forme trapézoïdale, b) : forme triangulaire.	113
Figure 47 : Le principe de la méthode par découpage (α -coupes).	115

Liste des Figures (suite et fin) :

	Page
Figure 48 : Nombres flous utilisés pour représenter les grandeurs dans le cadre du calcul flou.....	117
Figure 49 : Fonctions de densité de probabilité pour le calcul Monte Carlo.....	118
Figure 50 : Distributions de probabilité cumulées pour le calcul Monte Carlo.	119
Figure 51 : Histogramme des fréquences relatives (simulation Monte Carlo) de la concentration dans l'aquifère, pour trois valeurs du nombre de réalisations (n).....	121
Figure 52 : Fréquences cumulées correspondant aux histogrammes de fréquence de la Figure 51.	122
Figure 53 : Résultats du calcul en nombres flous.	122
Figure 54 : Comparaison du résultat flou et probabiliste.	123
Figure 55 : Valeurs des mesures de possibilité (Π) et de nécessité (N) dans le cadre de la comparaison d'un nombre flou et d'un critère non-flou.	125
Figure 56 : Valeur de risque flou correspondant à une mesure de nécessité de 80%.....	126
Figure 57 : Valeur de risque maximal correspondant à un niveau de probabilité de 80%	127
Figure 58 : Comparaison entre la simulation Monte Carlo et la simulation floue modifiée d'après l'équation (88)	128
Figure 59 : Nombres flous de type "Step"	130
Figure 60 : Fonctions de densité de probabilité de type "Step"	131
Figure 61 : Distributions de probabilité cumulée correspondant à la Figure 60	132
Figure 62 : Résultats des simulations Monte Carlo pour les deux cas (fonctions triangulaires et fonctions "Step")	133
Figure 63 : Comparaison des résultats flou et probabiliste pour le cas des fonctions "Step"	134
Figure 64 : Exemple d'un critère d'acceptabilité flou.	134

1. Introduction générale

1.1 Quelques définitions

Dans ce travail, le sens du terme *site contaminé* est pris identique à celui adopté par Looser (1996), pour désigner certains sites pouvant avoir un impact nuisible sur leur environnement ou sur l'homme. Ces sites incluent les décharges sauvages, les décharges contrôlées, et les sites qui ont été pollués de manière accidentelle, ou en raison de l'usage qui en a été fait (site industriel).

Depuis une dizaine d'années, l'analyse des risques générés par les sites contaminés vis à vis de la santé de populations voisines, est devenue un important outil d'aide à la décision en matière de gestion de ces sites. Elle est souvent un préalable au choix d'une gestion active (traiter, réhabiliter, mettre en sécurité), ou passive (laisser en l'état, surveiller). Le caractère quelque peu abstrait des concepts intervenant dans l'analyse de risque, associé au jargon technique qui apparaît dans certains textes traitant de ce sujet, peuvent être une source de confusion. Les paragraphes ci-dessous font donc le point sur le sens qui est donné à certains termes utilisés dans ce travail.

Peu de termes présentent autant de définitions que le terme de *risque*. En effet, le sens qui est donné à ce mot dépend dans une large mesure du contexte social ou professionnel de l'utilisateur. Dans le domaine de l'assurance, par exemple, la définition du risque fait apparaître deux facteurs intervenant dans le calcul des cotisations et des remboursements : le risque est défini comme *le produit de la gravité par la probabilité de la survenance de l'événement redouté* (Coste, 1996). En effet, un dommage grave donnera lieu à des remboursements importants, tandis qu'un événement fréquent nécessitera des cotisations plus élevées.

D'après le Petit Robert (1990), le risque est *un danger éventuel plus ou moins prévisible*. Si cette définition met bien l'accent sur la notion d'incertitude, indissociable de celle de risque, elle ne prend toutefois pas en compte les notions de dommage, ni surtout de vulnérabilité. Ces aspects apparaissent par contre dans la définition proposée par l'UNESCO (citée dans Coste, 1996), pour laquelle le risque serait *le croisement de l'aléa et de la vulnérabilité*. L'aléa est un événement prévisible ou non (séisme, incendie, etc.), pouvant donner lieu à un dommage qui est fonction du degré de vulnérabilité. Ainsi, un séisme survenant dans une région totalement désertique n'entraînera aucun dommage, car le facteur vulnérabilité est alors absent.

Dans un rapport pour le groupe de travail CARACAS, fonctionnant dans le cadre du programme de R&D "Environnement et Climat" cofinancé par la Commission Européenne, et dont l'objectif est de coordonner les recherches à l'échelle européenne dans le domaine de l'évaluation des risques liés aux sites contaminés, Darmendrail (1996) définit le risque comme étant la *probabilité d'apparition d'un dommage*. Cette définition est d'ailleurs rencontrée chez différents auteurs (voir par exemple Andricevic et Cvetkovic, 1996), ou encore dans le texte réglementaire de l'Union Européenne (Commission des Communautés Européennes, 1994).

Le terme *dommage* contient de manière intrinsèque les notions d'aléa (événement pouvant générer un dommage) et de vulnérabilité (sans laquelle il n'y a pas de dommage). Cette définition introduit par ailleurs le terme de *probabilité*, qui tient compte de l'incertitude liée à l'apparition du dommage.

On pourra regretter, toutefois, que le mot *probabilité* fasse par trop référence à une approche statistique de l'incertitude, ce qui suppose un échantillonnage suffisant de l'événement redouté pour pouvoir construire une véritable distribution de probabilité de son occurrence. Dans le cas du risque environnemental, il est peut être préférable de parler de *possibilité* ou de *degré de vraisemblance* plutôt que de *probabilité* (voir le chapitre 3).

Aussi, dans ce travail, le risque est-il défini comme étant la *vraisemblance d'apparition d'un dommage*.

L'analyse des risques liés aux sites contaminés s'attachera à identifier et à quantifier :

- (1) les substances présentes qui peuvent avoir un impact dommageable sur les êtres vivants,
- (2) les mécanismes susceptibles d'entraîner une migration de ces substances vers l'environnement du site,
- (3) les scénarios susceptibles d'entraîner l'exposition d'une cible (un être vivant) à ces substances,
- (4) les cibles potentielles et leur degré de vulnérabilité (rapports dose-effet),

Il s'agira ensuite (5) de quantifier le risque (quantifier le degré de vraisemblance d'apparition du dommage).

L'étape (1) s'appuie sur le *diagnostic* du site, étude qui s'attache à décrire les quantités, qualités, et répartitions spatiales des substances indésirables présentes.

L'étape (4) s'appuie sur des études toxicologiques. On notera que ces études expriment leurs résultats également sous la forme d'un *risque* : notamment la probabilité d'apparition de cancer additionnel lié à l'exposition à une substance. Ce risque est parfois exprimé par un *facteur de pente* qui est un excès

de risque par unité de dose. Ce facteur de pente est la limite, à 95% de confiance, de la portion d'une courbe dose-effet correspondant aux faibles doses (Connor et al., 1995). En multipliant le facteur de pente par la dose prévisible, on obtient le risque de cancer additionnel lié à la dose. Ce risque peut alors être comparé à un objectif de risque. Un objectif cité pour certaines substances cancérigènes est de 10^{-6} , ce qui signifie grossièrement que pour un groupe de 10^6 personnes, on accepte qu'un cancer supplémentaire soit imputable à l'exposition au polluant considéré sur une durée de vie (prise généralement égale à 70 ans).

Il y a parfois confusion entre le risque toxicologique et le risque tel que défini précédemment, ce dernier faisant intervenir la notion de "scénario d'exposition". Or pour estimer le degré de vraisemblance d'un dommage, il faut bien entendu prendre en compte la vraisemblance d'apparition d'un effet nocif lié à une exposition de la cible à une substance. Mais il convient également de considérer la vraisemblance de l'exposition de la cible à ces substances suite à leur migration dans l'environnement. C'est là qu'interviennent les incertitudes liées au milieu et aux mécanismes de transfert, qui seront abordées, pour ce qui concerne l'exposition par le biais des eaux souterraines, dans le chapitre 3 de ce travail.

A noter enfin qu'il peut y avoir confusion entre l'évaluation des risques proprement dite et l'évaluation dite des *dangers*. Mais cette dernière ne cherche pas à quantifier le degré de vraisemblance, mais seulement à identifier les effets indésirables qui peuvent découler de l'existence d'un aléa (notamment la présence d'une substance indésirable). Le danger est une caractéristique intrinsèque d'une substance, tandis que le risque concerne l'exposition d'une cible à ce danger.

1.2 De l'utilité des solutions analytiques

Comme il a été dit précédemment, la notion de risque est indissociable de celle d'incertitude. Lorsqu'il y a dommage avéré, mis en évidence notamment par des études épidémiologiques ou des analyses du milieu, l'évaluation de scénarios d'exposition devient inutile : le moment vient alors d'agir. L'évaluation du risque se situe donc typiquement à un stade relativement amont dans le processus de décision. Il faut essayer de prévoir, pour choisir l'action (voire la non-action) la plus appropriée.

Or la prévision nécessite l'utilisation de modèles, qui reproduisent aussi fidèlement que possible le comportement du système considéré. Ces modèles, qui résultent de la résolution d'équations mathématiques décrivant les mécanismes qui influencent le comportement du système, s'appuient toujours sur un *modèle conceptuel*, qui traduit la manière dont le modélisateur se représente le système réel. Le premier souci du modélisateur consiste à s'assurer que la manière dont son modèle représente le système réel, est cohérente avec ce qu'il sait de ce système (ses observations). Le

problème de la recherche de cette cohérence, et de la "validité" des modèles mathématiques, est abordé dans la section 2.1.5.

Les équations qui décrivent le comportement du système étudié peuvent être résolues de manière purement mathématique (on parle alors de solutions analytiques), ou encore de manière numérique. Une des principales forces de la résolution numérique réside dans le fait qu'elle permet de prendre en compte la complexité géométrique du système, et notamment son hétérogénéité spatiale. Mais dans de nombreuses situations où une évaluation des risques serait souhaitable, les informations relatives à cette complexité et cette hétérogénéité font défaut. Dans ce cas une approche par voie analytique peut sembler préférable, tout au moins à un stade préliminaire. Aussi la grande majorité des modèles d'évaluation des risques (voir le sous-chapitre suivant) utilisent des solutions analytiques pour quantifier l'exposition des cibles à la source de pollution.

Les solutions analytiques nécessitent que le modèle conceptuel qui décrit le problème à résoudre soit suffisamment simple pour permettre sa résolution mathématique. Elles ne permettent généralement pas de traiter les problèmes comportant des non-linéarités, qui nécessitent des solutions itératives. Mais les avantages de l'approche analytique sont nombreux (voir Thirriot, 1993). De mise en oeuvre rapide, les solutions analytiques évitent les erreurs numériques des modèles maillés. Leurs résultats sont "exactes" en ce sens qu'ils sont en totale cohérence avec les hypothèses de calcul. L'approche analytique est particulièrement indiquée dans le cadre d'une évaluation préliminaire de l'impact d'un site contaminé, ou encore pour un dimensionnement de sites de stockage dans un cadre générique. Les solutions analytiques apportent une compréhension du comportement global du système simulé, qui peut être d'une grande utilité pour le praticien. Elles sont particulièrement adaptées à l'évaluation de la sensibilité des résultats aux variations possibles des données d'entrée (analyse de sensibilité), et aux incertitudes qui peuvent les affecter (sauf celles liées aux variations spatiales). Enfin, elles facilitent l'analyse adimensionnelle (voir la section 2.1.6).

1.3 Modèles d'analyse de risque en environnement

Il existe de nombreux modèles d'analyse de risque dans le domaine de l'environnement, et il y a parfois une certaine confusion quant aux possibilités et limites des uns et des autres. Ces modèles vont du guide méthodologique permettant une évaluation qualitative (ou simplifiée) des risques, dans le cadre d'un dégrossissage préliminaire, notamment pour mettre en évidence des sites prioritaires (voir l'analyse critique de Doty et Travis, 1990; et la comparaison entre méthodes proposée par Côme et al., 1993), à des modèles relativement élaborés s'appuyant sur des bases de données contenant les propriétés intrinsèques de nombreuses substances chimiques, et sur des modèles décrivant le parcours de ces substances le long de multiples voies d'exposition.

La confusion que l'on constate parfois relève, pour une large part, d'un problème d'échelle. Il convient, en effet, de bien distinguer les modèles ayant pour objectif d'évaluer les effets de substances chimiques à une échelle régionale, voire même planétaire, de ceux qui visent à prévenir des effets indésirables à une échelle locale (notamment celle d'un site contaminé).

Pour ce qui concerne la première catégorie de modèles d'évaluation des risques, un des principaux précurseurs en la matière est Mackay de l'Université de Toronto (voir par exemple Mackay et al., 1985). Mackay a développé une classe de modèles appelés *modèles de fugacité*. La notion de capacité de fugacité est introduite par Mackay et al. (1985) comme étant une mesure de la tendance qu'a une substance chimique à se répartir entre les différentes phases (solide, liquide, vapeur) du milieu naturel. Les modèles de fugacité de Mackay permettent notamment une évaluation globale de la répartition des concentrations de substances chimiques dans l'air, l'eau ou le sol, en fonction des niveaux de production mondiale ou régionale, et en utilisant les constantes de répartition des produits (constante de Henry, coefficient de partage liquide-solide, solubilité, etc.).

Un modèle similaire est le modèle EUSES (Vermeire et al., 1994). EUSES traduit dans une certaine mesure les spécifications réglementaires du Règlement Communautaire n° 1488/94 cité précédemment. Pour différents modes d'exposition, EUSES compare une concentration prévisible dans l'environnement (notée PEC ; Predicted Environment Concentration) à une concentration jugée sans effet (notée NEC ; No-Effect Concentration), afin de déterminer s'il y a lieu de craindre des nuisances liées à la présence d'une substance.

Parce que leur manière de représenter les différents compartiments du milieu naturel (ou mondes unitaires ; Mackay et al., 1985) est très simplifiée, ces modèles sont peu adaptés à l'échelle de sites spécifiques. Il suffit, pour s'en convaincre, de considérer que ces modèles permettent d'évaluer des risques sans vraiment que l'utilisateur ait besoin d'aller sur le terrain (pas de nécessité de mesures spécifiques au site) ! Dans ce cas de tels modèles constituent plutôt des outils de *hiérarchisation des substances chimiques en fonction de leur potentiel polluant*.

La deuxième catégorie de modèles tente de prendre en compte des informations ayant une influence sur le comportement des substances à l'échelle locale. Il s'agit par exemple de la présence de bâtiments sur le site, de l'épaisseur d'un aquifère, de la distance jusqu'à un point cible, etc. On peut citer, par exemple, le modèle HESP (Human Exposure to Soil Pollutants, SHELL, 1994), qui reprend les concepts de Mackay et al., en y associant des informations à l'échelle locale.

Le modèle RBCA (prononcer rébéca ; Risk Based Corrective Action ; Connor et al., 1995) permet d'établir des objectifs de dépollution d'un site (une concentration après dépollution), en fonction

d'objectifs de risque résiduel. Ce modèle va plus loin que HESP en ce sens qu'il considère l'exposition de cibles potentielles situées en dehors de la zone polluée proprement dite (en aval hydraulique notamment). Le modèle qu'il utilise pour calculer la migration vers l'aval dans les eaux souterraines est évalué dans le chapitre 2 de ce travail. Une hypothèse importante du modèle RBCA est qu'il suppose que la pollution présente dans le sol est distribuée, à l'équilibre, entre les différentes phases du sol (phase dissoute, phase vapeur, phase adsorbée). Il ne s'agit donc pas de rentrer des valeurs de concentrations mesurées dans des sols imprégnés par du produit en phase résiduelle, car le modèle pourrait en déduire des concentrations dans les eaux souterraines supérieures à la limite de solubilité du produit ! Cette hypothèse constitue une limitation importante (RBCA n'inclut d'ailleurs aucun "garde fou" à ce sujet). Cet exemple souligne bien l'importance de connaître les hypothèses sous-jacentes à ce type de modèle.

Cette hypothèse d'une distribution à l'équilibre entre les différentes phases du sous-sol est également adoptée par le modèle SoilRisk (Labieniec et al., 1996, 1997). Contrairement au modèle RBCA, le bilan de masse dans le milieu non saturé est estimé en mode transitoire et prend en compte les flux diffusifs selon l'approche proposée par Jury et al. (1990). SoilRisk présente également l'avantage de prendre en compte, au travers d'une approche de type Monte Carlo, les incertitudes liées aux différents paramètres intervenant dans le modèle. Par ailleurs, le modèle de migration des polluants dans les eaux souterraines prend en compte des variations du terme source en utilisant le principe de superposition.

Le modèle SACO (Little et al., 1996), est un modèle d'analyse de sûreté qui a été développé dans le cadre de l'évaluation de la sûreté des sites de stockage de déchets radioactifs. Il a également été appliqué au problème du stockage des déchets non radioactifs. De même que SoilRisk, SACO permet une évaluation probabiliste des risques, grâce à l'utilisation de fonctions de distribution de probabilité (pdf) pour caractériser l'incertitude sur les données d'entrée aux calculs. SACO est par ailleurs l'un des seuls modèles d'évaluation des risques à l'heure actuelle qui permette un certain degré de liberté quant au choix du modèle conceptuel sous-jacent à l'estimation de la concentration prévisible dans l'environnement (voir chapitre 4).

Il existe de nombreux autres modèles d'évaluation des risques (CSOIL, Nijhof et al., 1995 ; CLEA, Martin et Ferguson, 1995 ; MEPAS, Hushon et al., 1993, etc.). Les principaux avantages de ces modèles sont de prendre en compte différentes voies d'exposition, de posséder des bases de données incluant un grand nombre de substances chimiques, et de permettre à l'utilisateur de réaliser des calculs en peu de temps sans avoir à élaborer de modèle conceptuel. Il s'agit là d'une force mais également d'une faiblesse, car les calculs effectués par l'utilisateur sont obligatoirement assujettis aux mêmes hypothèses de calcul que celles qui sont supposées par le modèle, et l'utilisateur devrait être parfaitement conscient de ces hypothèses.

Dans de nombreux cas, l'utilisateur peut disposer d'informations qui, soit lui permettent de simplifier le modèle, soit lui indiquent au contraire la nécessité de le rendre plus complexe. Par ailleurs, la plupart de ces modèles travaillent en régime de transport permanent. Cette approche, cohérente avec un souci sécuritaire et majorant, n'est plus adaptée dès lors que l'intensité de la source de pollution varie en fonction du temps. Il est dans ce cas nécessaire d'adopter le calcul transitoire. Pour ces différentes raisons, les possibilités offertes par ces modèles et leur facilité d'utilisation, ne doivent pas donner à l'utilisateur l'impression que son cas particulier est automatiquement représenté de manière adéquate. L'exercice qui consiste à élaborer un modèle conceptuel du site, en fonction des observations qui auront été faites *in situ*, est nécessaire dans la grande majorité des cas.

1.4 Objectifs et limites de ce travail

Ce travail traite principalement de solutions analytiques permettant d'estimer l'impact potentiel de sites contaminés sur les eaux souterraines. Les solutions élaborées pour différents schémas conceptuels, décrits graphiquement, constituent des outils qui pourraient être intégrés dans le module "vecteur" d'un modèle d'analyse de risque afin de calculer une concentration prévisible dans l'environnement (PEC).

Les solutions originales proposées en annexes B et C sont surtout intéressantes dans un contexte de stockage de déchets en subsurface. En effet, une des motivations premières de ce travail est liée au fait que la composante diffusive du flux de pollution provenant des déchets, et qui est prépondérante dès lors qu'il y a présence de barrières peu perméables, est souvent négligée dans la pratique. Cette motivation transparaît régulièrement au fil du texte.

Il est important de distinguer l'analyse de risque au sens du présent travail, de celle relative notamment à la sûreté d'un dépôt de déchets radioactifs. La principale distinction est liée à la quantité et la qualité de l'information dont on dispose dans la pratique. Dans le cas des sites contaminés, la caractérisation du milieu est généralement relativement succincte. Ceci a une influence sur le choix des outils appliqués à l'analyse des risques, et on fait souvent appel à des modèles de type analytique pour estimer l'impact potentiel. Dans le cas du stockage des déchets radioactifs, la richesse d'information justifiera l'usage d'outils numériques élaborés capables de prendre en compte notamment la variabilité spatiale constatée à partir des mesures.

A noter que les scénarios d'exposition des cibles à la PEC, permettant d'estimer une dose absorbée, et les effets toxicologiques liés à l'exposition, n'ont pas fait l'objet de recherches dans le cadre de ce travail. L'approche générale est toutefois exposée au travers d'un exemple dans le sous-chapitre 3.5.

Dans ce travail, l'accent est mis en particulier sur l'importance du choix du modèle conceptuel sous-jacent au calcul d'une PEC, qui semble le mieux adapté au contexte spécifique.

Etant donné l'incertitude inhérente à l'information dont dispose l'ingénieur confronté aux risques générés par les sites contaminés, la prise en compte quantitative de cette incertitude est un aspect essentiel de l'analyse. Cette prise en compte est examinée au travers d'une comparaison entre la méthode statistique (probabiliste) traditionnelle, et les possibilités encore beaucoup moins explorées offertes par les mathématiques dites "floues". Par contre, cette analyse ne considère pas l'incertitude liée à la répartition spatiale des paramètres. Il est supposé que le milieu est relativement homogène mais que les valeurs des paramètres qui caractérisent ce milieu (porosité, conductivité hydraulique, etc.), sont incertaines. De nombreux travaux ont illustré l'intérêt de la méthode géostatistique pour appréhender l'incertitude liée à la répartition spatiale, mais cette méthode nécessite de disposer d'un nombre relativement important de mesures. Or dans un contexte d'analyse de risque liés aux sites contaminés, les mesures font souvent défaut. Pourtant des décisions doivent être prises (y compris celle d'augmenter le nombre de mesures afin d'acquérir une meilleure connaissance du milieu), d'où l'intérêt de disposer de méthodes d'aide à la décision adaptées à des situations où l'information est partielle et incertaine.

Ce travail se situe également dans une certaine mesure dans la continuité du travail de thèse effectué par Looser (1996) au GEOLEP de L'EPFL. Ce dernier a examiné les possibilités offertes par les éléments en traces inorganiques pour la détection et la caractérisation des pollutions du sous-sol par les sites contaminés. Une solution analytique adaptée spécifiquement à ce problème est proposée dans la section 2.3.3.4. Les avantages de cette solution par rapport à l'approche proposée par de précédents auteurs sont illustrés à partir d'un exemple concret.

Les modèles conceptuels utilisés dans les développements comportent également de nombreuses limites. Des voies à explorer afin de pallier à certaines de ces limites sont proposées dans le chapitre 4. On notera en particulier que les solutions analytiques présentées considèrent que le milieu aquifère est un milieu poreux relativement homogène. D'un point de vue géologique, il s'agit donc d'un milieu constitué de matériaux de type alluvionnaire, ne comportant pas d'hétérogénéité significative pouvant constituer des cheminements préférentiels (fractures, failles...).

Dans le chapitre sur les milieux multicouches, il est supposé que le flux polluant provenant de la source de pollution est mélangé de manière homogène sur une épaisseur d'aquifère appelée "couche de mélange". Cette approche, qui est commune à la plupart des outils d'évaluation des risques existants, n'est valable que si l'extension latérale de la source en surface est plus importante que l'épaisseur de la couche de mélange considérée (ou en tout cas du même ordre). Cette hypothèse est discutée en détail dans la section 2.3.1.

Comme il a été dit précédemment, les solutions originales proposées présentent surtout un intérêt pour le cas du stockage des déchets en subsurface. Pour ce qui concerne les sols pollués, ces solutions sont surtout applicables au cas de sols imprégnés par un composé organique présent en phase résiduelle, et lessivé par une pluie efficace qui s'enrichit en fonction de la limite de solubilité du composé (approche sécuritaire). L'approche de Jury et al. (1990), qui consiste à considérer une répartition de la pollution à l'équilibre entre les différentes phases du sous-sol, et à coupler les bilans de masse pour ces différentes phases, n'a pas fait ici l'objet de travaux exploratoires. Cette approche paraît surtout applicable au problème de la définition d'objectifs de dépollution, lorsqu'il est considéré qu'une phase résiduelle n'est de toute manière pas acceptable.

1.5 Organisation du rapport de thèse

Ce rapport de thèse est subdivisé en 5 parties. La première partie (chapitre 1) est le chapitre d'introduction générale. La seconde partie (chapitre 2) propose des solutions analytiques permettant d'estimer l'impact de polluants sur les eaux souterraines pour différents cas de figure (différentes géométries, configurations, termes source, etc.). La succession des différentes solutions proposées va dans le sens d'une complexité croissante. Ainsi, des solutions sont présentées tout d'abord pour le cas d'une migration de polluants dans un domaine mono-couche (migration uni-, bi-, et tri-dimensionnelle), puis multi-couche. Des exemples d'application sont proposés qui illustrent les utilisations possibles de ces solutions.

La troisième partie (chapitre 3) concerne le problème de la prise en compte de l'incertitude liée à l'exposition dans l'évaluation du risque. Les conclusions générales sont présentées dans le chapitre 4. La cinquième partie est constituée par les annexes. Ces annexes sont une composante essentielle de ce travail car elles présentent les développements mathématiques des solutions qui, à notre connaissance, sont originales (tout au moins en partie). Le choix d'une présentation de ces développements en annexe ne traduit en rien une éventuelle moindre importance par rapport au corps du texte, mais a été effectué dans le but d'alléger la lecture du document.

La notation utilisée dans ce travail applique les conventions suivantes :

- vecteurs et tenseurs : caractère droit et gras,
- scalaires : caractère italique normal,
- fonctions mathématiques et chiffres : caractère droit normal,

2. Solutions analytiques pour l'estimation de l'impact des sites contaminés sur les eaux souterraines

2.1. Introduction

Ce chapitre présente, de manière synthétique, les équations de base qui serviront, par la suite, au développement de solutions analytiques appliquées au problème de l'estimation de l'impact de sites contaminés sur les eaux souterraines. Les milieux géologiques considérés dans ce travail sont des milieux poreux typiques notamment de formations alluvionnaires (sables, limons, argiles, etc.). Les milieux de type fissuré ne sont pas pris expressément en compte. Des valeurs typiques des différents paramètres intervenant dans ces équations sont également présentées sur la base de synthèses proposées dans la littérature. Parce que les solutions proposées dans ce travail font souvent usage de variables dites "sans dimension", et également de la transformation de Laplace, des précisions relatives à ces notions ont été incluses dans cette introduction.

2.1.1 Principaux mécanismes de migration des polluants et d'atténuation des concentrations

2.1.1.1 La convection

Le transport par convection ("advection" en anglais), de polluants dissouts dans l'eau, entre deux points d'un milieu poreux saturé en eau, est lié à une différence de charge hydraulique entre ces points (voir par exemple Marsily, 1986, pour une définition de la charge hydraulique). Le flux d'eau en chaque point est proportionnel au gradient de charge hydraulique, et est défini par la loi de Darcy, qui pour un fluide incompressible, et un milieu isotrope, s'écrit :

$$\mathbf{q} = -\frac{k \rho g}{\mu} \text{grad } h \quad (1)$$

où :

\mathbf{q} est le vecteur flux de Darcy (un volume d'eau écoulé par unité de surface de milieu poreux perpendiculaire à la direction considérée et par unité de temps ; $L^3/L^2 T^{-1}$),

k est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux (unité de longueur au carré ; L^2),

ρ est la masse volumique de l'eau (masse par unité de volume ; M/L^3),

g est l'accélération de la pesanteur (unité de longueur sur temps au carré ; L/T^2)

μ est la viscosité du fluide (masse par unité de longueur et par unité de temps ; $M/L T^{-1}$)

h est la charge hydraulique (L),

et grad désigne l'opérateur différentiel 'gradient' : $(\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y}, \frac{\partial h}{\partial z})$.

Une analyse dimensionnelle de l'équation (1) montre que le flux de Darcy a des unités de (L/T) . Il est souvent exprimé en m/s. En supposant une conductivité hydraulique isotrope (K) définie par :

$K = \frac{k \rho g}{\mu}$, l'équation (1) devient :

$$\mathbf{q} = -K \text{ grad } h \quad (2)$$

Il est rappelé que dans le langage hydrogéologique courant, la conductivité hydraulique est souvent appelée "perméabilité". Cet usage génère des confusions car la perméabilité intrinsèque est une propriété du milieu poreux uniquement, tandis que la conductivité hydraulique dépend également du fluide considéré.

Le transport, par l'eau mobile, de polluants en solution dans l'eau souterraine génère un flux polluant dit convectif :

$$\mathbf{F}_c = \mathbf{q} C \quad (3)$$

où :

\mathbf{F}_c est le flux de masse convectif (masse par unité de surface de milieu poreux perpendiculaire à la direction considérée et par unité de temps ; $M/L^2 T^{-1}$),

C est la concentration du soluté (masse par unité de volume ; M/L^3).

2.1.1.2 La diffusion-dispersion

Tandis que le flux convectif entre deux points est lié à une différence de charge hydraulique entre ces points, il existe également un flux lié à une différence de concentration : c'est le flux diffusif-dispersif, défini par :

$$\mathbf{F}_D = -\omega \mathbf{D} \text{ grad } C \quad (4)$$

où :

\mathbf{F}_D est le flux de masse diffusif-dispersif (masse par unité de surface de milieu poreux perpendiculaire à la direction considérée et par unité de temps ; $M/L^2 T^{-1}$),

$\text{grad } C$ est le gradient de concentration,

\mathbf{D} est le tenseur de macro-dispersion hydrodynamique (Freeze et Cherry, 1979), (unités de L^2/T),

ω est la porosité du milieu poreux ($\omega = V_V / V_T$, où V_V est le volume des vides et V_T est le volume total, définis par rapport à un volume représentatif de milieu poreux).

Le tenseur de macro-dispersion hydrodynamique combine les effets de la dispersion cinématique et de la diffusion moléculaire (voir plus bas). Même si la conductivité hydraulique du milieu poreux est supposée isotrope, \mathbf{D} est anisotrope car la dispersion cinématique est plus importante dans la direction d'écoulement que dans les directions transverses à la direction d'écoulement. Si les directions principales de \mathbf{D} sont définies par rapport à la direction d'un écoulement supposé uniforme, ce tenseur peut alors s'écrire (Marsily, 1986) :

$$\mathbf{D} = \begin{vmatrix} D_L & 0 & 0 \\ 0 & D_T & 0 \\ 0 & 0 & D_V \end{vmatrix} \quad (5)$$

où :

D_L est la composante diffusive-dispersive dans la direction longitudinale (parallèle à l'écoulement),

D_T est la composante diffusive-dispersive dans la direction horizontale-transverse,

D_V est la composante diffusive-dispersive dans la direction verticale-transverse.

La dispersion cinématique est liée à l'hétérogénéité du champ de vitesse dans le milieu poreux. Cette hétérogénéité est imputable, d'une part, à la présence des grains dans le milieu poreux (différences d'ouverture des pores, variations de la vitesse en fonction de la distance de la paroi d'un grain), mais aussi à celle de l'hétérogénéité du milieu poreux (présence de lentilles, de fractures, etc.). Elle est liée à des phénomènes à la fois microscopiques (échelle des grains), et macroscopiques (échelle du milieu poreux). La dispersion cinématique s'exprime à l'aide d'un coefficient empirique appelé la dispersivité qui vient multiplier la vitesse moyenne de l'eau (voir plus bas).

La diffusion moléculaire est liée à l'agitation moléculaire (mouvement Brownien) qui envoie les particules de soluté dans toutes les directions de l'espace. Dans un milieu constitué uniquement d'eau, le flux diffusif est proportionnel au coefficient de diffusion moléculaire dans l'eau pure (noté D_o). Dans un milieu poreux, on introduit un facteur multiplicatif du coefficient de diffusion moléculaire, appelé facteur de tortuosité (τ). Ce facteur tient compte de la présence, dans le milieu poreux, des particules solides qui empêchent une partie du mouvement Brownien. Il est défini comme le ratio entre le coefficient de diffusion dans le milieu poreux et le coefficient de diffusion dans l'eau (D_o).

En ajoutant les deux sources de dispersion (diffusion moléculaire et dispersion cinématique), on obtient les composantes du tenseur de macro-dispersion :

$$D_L = \alpha_L |\mathbf{v}| + D_o \tau, \quad D_T = \alpha_T |\mathbf{v}| + D_o \tau, \quad D_V = \alpha_V |\mathbf{v}| + D_o \tau \quad (6)$$

où :

α_L est le coefficient de dispersivité longitudinale (dans la direction parallèle à l'écoulement),

α_T est le coefficient de dispersivité horizontale-transverse,

α_V est le coefficient de dispersivité verticale-transverse,

$|\mathbf{v}|$ est la norme du vecteur vitesse moyenne de l'eau (L/T),

D_o est le coefficient de diffusion dans l'eau,

τ est le facteur de tortuosité.

La vitesse moyenne de l'eau s'écrit :

$$\mathbf{v} = \frac{\mathbf{q}}{\omega} \quad (7)$$

où \mathbf{v} a des unités de (L/T).

A noter qu'en toute rigueur, la porosité intervenant dans cette équation ne devrait pas être identique à celle de l'équation (4). En effet, la porosité qui participe effectivement au phénomène d'écoulement d'eau, dite porosité cinématique, peut être inférieure à la porosité totale, qui participe elle au flux diffusif. Ces deux porosités sont cependant souvent confondues dans la pratique. Pour une discussion concernant cette distinction, le lecteur se référera à Marsily (1986).

2.1.1.3 Interaction avec la phase solide

L'interaction avec la phase solide du sous-sol se traduit par un transfert de masse depuis la phase liquide vers la phase solide. Elle est souvent étudiée en laboratoire à l'aide de tests appelés tests "batch", au cours desquels des solutions de concentrations connues sont mises en contact avec des quantités spécifiques de solide. Si l'adsorption est supposée instantanée et réversible, et qu'un graphique de la quantité adsorbée par la phase solide en fonction de la concentration en solution montre une droite, on parle alors d'adsorption linéaire, et le phénomène d'adsorption est représenté à l'aide d'un coefficient de partage liquide-solide, généralement noté K_d , qui est la pente de cette droite. Ce coefficient s'écrit :

$$K_d = \frac{S}{C} \quad (8)$$

où :

S est la masse adsorbée par unité de masse de la fraction solide (M/M),

C est la concentration dans la phase liquide (M/L³)

Le coefficient de partage K_d a donc des unités de (L³/M).

Si ce type de représentation de l'interaction entre le polluant dissout et la phase solide du sous-sol a été critiqué par de nombreux auteurs pour le cas des polluants de type métalliques (voir par exemple Reardon, 1981), il reste une bonne approximation pour le cas de polluants organiques (voir notamment Karickhoff et al., 1979, Schwarzenbach et Westall, 1981).

Même pour ce qui concerne les polluants métalliques, le modèle du K_d est souvent utilisé en raison de sa simplicité. Dans ce cas toutefois, le partage liquide-solide dépend notamment de la spéciation des espèces métalliques, et de la compétition entre espèces pour les sites d'adsorption. Or la spéciation dépend de l'état chimique de l'eau, et lorsque ce dernier évolue, le coefficient de partage évolue également.

2.1.1.4 Décroissance de premier ordre

Une équation de décroissance de premier ordre est souvent utilisée pour représenter des cinétiques de réaction simples telles que la décroissance radioactive, ou certaines réactions de dégradation par voie microbienne. L'équation s'écrit :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\lambda C \quad (9)$$

où :

C est la concentration dans le liquide (M/L^3),

t est le temps (T),

λ est le coefficient de dégradation (T^{-1})

Le coefficient de dégradation peut être exprimé en fonction de la "demi-vie" du composé :

$$\lambda = \frac{\ln(2)}{T_{0.5}} \quad (10)$$

où $\ln(2)$ est le logarithme népérien de 2, et $T_{0.5}$ est le temps de demi-vie.

Gillham et O'Hannesin (1994), par exemple, ont observé des cinétiques de dégradation de premier ordre ou de "pseudo premier-ordre" pour le cas de solvants organochlorés lors d'essais en laboratoire. Howard (1989) propose des constantes de dégradation de premier ordre pour une liste importante de polluants organiques. Il convient de noter toutefois, que la cinétique de dégradation des polluants organiques dépend fortement des conditions du milieu (présence d'un accepteur d'électrons, tel que l'oxygène), et qu'une cinétique observée pour certaines conditions n'est pas nécessairement transposable à d'autres conditions.

2.1.2 Ordres de grandeur des principaux paramètres

La conductivité hydraulique, qui intervient dans le flux convectif, est une des rares grandeurs de la nature qui présente une plage de variation couvrant plus de 12 ordres de grandeur. Pouvant aller jusqu'à 0.1 ou même 1 m/s dans des graviers, elle peut descendre à des valeurs de 10^{-11} ou 10^{-12} m/s dans des roches ignées non fracturées ou des argiles compactes. Il en découle qu'une des principales sources d'incertitude liées à la migration des polluants dans le sous-sol (voir le chapitre 3), est celle qui est attachée à la valeur de ce paramètre.

Le coefficient de dispersion des ions inorganiques dans l'eau (D_o) est de l'ordre de 10^{-9} m²/s à 20°C (voir Li et Gregory, 1974). Les polluants organiques ont des coefficients comparables (voir Bonoli et Witherspoon, 1968, Myrand et al., 1992). Le coefficient de tortuosité (τ) varie entre 0.1 pour certains matériaux argileux, et 0.7 pour des sables (voir Marsily, 1986). La porosité des matériaux sédimentaires, varie entre 0.25 et 0.5 dans les sables, et entre 0.4 et 0.7 dans les argiles (Freeze et Cherry, 1979). Il est rappelé que toute la porosité ne participe pas nécessairement au phénomène d'écoulement.

Le coefficient de dispersivité est une grandeur semi-empirique qui est une mesure de l'hétérogénéité spatiale du milieu poreux, et qui varie suivant l'échelle d'observation. Sans doute une des synthèses les plus complètes concernant les valeurs de ce paramètre est celle effectuée par Gelhar et al. (1992) sur la base d'un réexamen de 59 essais de traçage. D'après Gelhar et al., et d'autres auteurs, la dispersivité longitudinale α_L serait de l'ordre d'un dixième de l'échelle d'observation. Cela signifie que si l'on s'intéresse au calage de la courbe de restitution d'un traceur mesuré à un point situé à une distance L de la source, il faudra probablement utiliser une valeur de dispersivité voisine de $\alpha_L = L/10$. On notera que cet ordre de grandeur est cohérent, notamment, avec les mesures effectuées par Hoehn et Santschi (1987) relatives à la migration du tritium dans un aquifère alimenté par la rivière Glatt, en Suisse. Leur interprétation, à l'aide d'une solution analytique de la migration en une dimension, des courbes de restitution en divers points de l'aquifère, suggère des valeurs de α_L égales à environ 0.11 fois la distance entre ces points et la rivière. Toutefois, la validité de la règle susmentionnée est sujette à caution pour des échelles d'observation importantes (supérieures à plusieurs centaines de mètres), ou au contraire à faible échelle (inférieure à quelques décimètres). Dans ces deux cas cette règle aurait tendance à surestimer la dispersion longitudinale.

Selon Gelhar, l'usage courant qui consiste à donner à la dispersivité horizontale-transverse (α_T) une valeur égale à un tiers de celle de α_L n'est pas justifiée. Son réexamen des tests de traçage suggère une valeur de α_T plus faible, de l'ordre du dixième de α_L .

Les tests de traçage fiables qui permettent une évaluation de la dispersivité verticale-transverse (α_V), sont très rares, mais suggèrent des valeurs de ce paramètre qui sont très faibles, et de l'ordre de grandeur de la diffusion moléculaire (voir par exemple Garabedian et al., 1991). Pour cette raison, les panaches de pollution présentent souvent une forme très allongée. Pour Gelhar, α_V serait compris entre un dixième, et un centième de la valeur de α_T , ce dernier ratio apparaissant comme étant le plus vraisemblable.

Pour les polluants de type métallique, les coefficients de partage eau-liquide (K_d) cités dans la littérature varient entre 0 et environ $1 \text{ m}^3/\text{kg}$ pour le cas de l'adsorption de plomb sur des sédiments argileux (voir notamment NAGRA, 1988). Pour ce qui concerne l'adsorption des composés organiques, les chercheurs ont observé une corrélation entre l'affinité des composés pour le carbone organique contenu dans le sous-sol, et leur affinité pour l'octanol (un solvant). Les auteurs représentent cette corrélation à l'aide d'une relation empirique :

$$\log(K_{oc}) = a \log(K_{ow}) + b \quad \text{et} \quad K_d = K_{oc} \text{ foc} \quad (11)$$

où :

K_{ow} est le coefficient de partage du polluant entre l'octanol et l'eau (M/M),

K_{oc} est le coefficient de partage du polluant entre le carbone organique pur du sous-sol et l'eau (M/M),

foc est la proportion de carbone organique dans le sédiment (M/M),

\log est le logarithme décimal,

a et b sont des coefficients d'ajustement aux courbes expérimentales.

Schwarzenbach et Westall (1981) ont obtenu des valeurs de a et b de 0.72 et 0.49 respectivement, pour le cas de l'adsorption de composés organo-halogénés sur des sédiments lacustres et de rivière. D'autres auteurs proposent des valeurs légèrement différentes (par exemple Karickhoff et al., 1979).

Les valeurs de K_{ow} pour une liste importante de produits chimiques sont compilées dans divers ouvrages, dont US-EPA (1982). On y trouve par exemple une valeur de 135 pour le benzène, et 263 pour le trichloroéthylène. En appliquant l'équation (11), et pour une valeur de foc de 1%, on obtient des valeurs de K_d de $1.06 \cdot 10^{-3}$ et $1.71 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{kg}$ respectivement. Ces valeurs peuvent ensuite être introduites dans l'équation (16), présentée dans le chapitre suivant, pour estimer un facteur de retard (R). On notera que les valeurs de foc dans des matériaux aquifères varient de 0 à quelques pour-cents, et que l'équation (11) ne serait plus valable pour des valeurs de foc inférieures à environ 0.1%.

Howard (1989) propose des temps de demi-vie de l'ordre de 2 ans pour le benzène, 1 an pour le tétrachlorure de carbone (un solvant organochloré), ou 5 ans pour le trichloroéthylène. Une très longue persistance du trichloroéthylène a été constatée notamment par Lerner et al. (1993), dans

l'aquifère de la région de Coventry, en Grande Bretagne. Par contre Barker et al. (1987), ont observé une dégradation du benzène dans un aquifère superficiel, beaucoup plus rapide (temps de demi-vie de l'ordre de 2 mois), que celle proposée par Howard.

2.1.3 L'équation de bilan de masse

L'équation de bilan de masse traduit, en termes mathématiques, le fait que la différence entre les flux de masse entrant et sortant d'un volume élémentaire de milieu poreux (noté REV), doit être égale à la différence de masse au sein de ce volume élémentaire. Dans un milieu saturé en eau, ce bilan peut s'écrire (Marsily, 1986) :

$$\operatorname{div}[\mathbf{F}_c + \mathbf{F}_D] = -\omega \frac{\partial C}{\partial t} + Q \quad (12)$$

où :

\mathbf{F}_c et \mathbf{F}_D sont, respectivement, les flux de masse convectif et diffusif-dispersif définis par les équations (3) et (4),

ω est la porosité,

div est l'opérateur $(\frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z})$,

et Q est un terme source lié aux phénomènes d'adsorption et/ou de dégradation (voir plus bas).

Le signe moins tient compte du fait que la variation temporelle de masse au sein du volume élémentaire de milieu poreux sera positive si la divergence du flux est négative (il en sort moins qu'il n'y rentre). Par ailleurs, le terme source Q sera positif dans le cas d'un apport de masse, et négatif dans le cas d'une perte de masse.

En remplaçant \mathbf{F}_c et \mathbf{F}_D par leurs expressions on obtient :

$$\operatorname{div}[\mathbf{q} C - \omega \mathbf{D} \operatorname{grad} C] = -\omega \frac{\partial C}{\partial t} + Q \quad (13)$$

Dans le cas d'une substance qui s'adsorberait de manière linéaire sur la phase solide du sous-sol, et en supposant que cette adsorption soit instantanée et réversible, le terme source peut s'écrire :

$$Q = (1 - \omega) \rho_s K_d \frac{\partial C}{\partial t} \quad (14)$$

où ρ_s est la masse volumique des grains solides du milieu poreux (M/L^3).

En substituant cette expression dans l'équation (13), on obtient :

$$\operatorname{div}[\mathbf{q} C - \omega \mathbf{D} \operatorname{grad} C] = -\omega \left(1 + \frac{1-\omega}{\omega} \rho_s K_d \right) \frac{\partial C}{\partial t} \quad (15)$$

L'équation (15) peut alors être simplifiée en introduisant le facteur de retard (R) :

$$R = 1 + \frac{1-\omega}{\omega} \rho_s K_d \quad (16)$$

On obtient :

$$\operatorname{div}[\mathbf{q} C - \omega \mathbf{D} \operatorname{grad} C] = -\omega R \frac{\partial C}{\partial t} \quad (17)$$

Dans le cas où le polluant, en solution et sous forme adsorbée, subirait une dégradation de premier ordre, l'équation (17) devient :

$$\operatorname{div}[\mathbf{q} C - \omega \mathbf{D} \operatorname{grad} C] = -\omega R \frac{\partial C}{\partial t} - \omega R \lambda C \quad (18)$$

Soit, en divisant par la porosité :

$$\operatorname{div}[\mathbf{v} C - \mathbf{D} \operatorname{grad} C] = -R \frac{\partial C}{\partial t} - R \lambda C \quad (19)$$

Cette équation, appelée généralement équation de convection-dispersion, sert de base à la plupart des solutions analytiques présentées dans les sous-chapitres 2.2 et 2.3.

2.1.4 Aspects relatifs à la non-saturation du milieu

Le sous-chapitre 2.3 considère le cas où la source de pollution se situe au dessus du niveau de la nappe aquifère. La pollution de l'aquifère survient une fois que l'infiltration verticale, mobilisant les polluants, atteint la nappe. L'infiltration verticale a donc lieu dans un milieu qui n'est pas saturé en eau. Or dans un tel milieu, la conductivité hydraulique dépend de son état de saturation. L'infiltration s'écrit :

$$\mathbf{i} = -K(\theta) \operatorname{grad} h \quad (20)$$

où θ est la teneur en eau volumique définie par : $\theta = V_e / V_T$, (V_e est le volume d'eau et V_T est le volume total d'un volume représentatif de milieu poreux),

et $K(\theta)$ représente la dépendance entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau θ .

Les solutions proposées dans ce travail considèrent que le régime d'écoulement est en régime permanent (stabilisé). Dans ce cas, Yeh (1989) a montré que l'hypothèse d'un gradient hydraulique unitaire (correspondant à un écoulement gravitaire) à travers le milieu non-saturé, était une bonne approximation, même pour le cas de milieux relativement hétérogènes. Pour le cas d'un gradient unitaire, l'équation (20) devient (voir également Ünlü et al., 1995) :

$$I = K(\theta) \quad (21)$$

où I est l'infiltration verticale.

Se basant sur des résultats expérimentaux obtenus en laboratoire, et sur des travaux antérieurs, Van Genuchten (1980) a proposé l'équation suivante pour exprimer la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau :

$$K(\theta) = K_s \theta_D^{0.5} (1 - (1 - \theta_D^{n/(n-1)})^{(1-1/n)})^2 \quad \text{avec : } \theta_D = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (22)$$

où :

K_s est la conductivité hydraulique lorsque le milieu est saturé en eau,

θ est la teneur en eau volumique,

θ_D est une teneur en eau relative (aussi appelée saturation relative),

θ_s est la teneur en eau à saturation (égale à la porosité ω),

θ_r est la teneur en eau résiduelle,

n est un paramètre empirique qui dépend de la texture du sol.

Des bases de données ont été constituées concernant les valeurs du paramètre n obtenues à partir d'analyses effectuées sur différents matériaux (voir Carsel et Parrish, 1988).

Compte tenu de l'hypothèse d'un gradient hydraulique unitaire, les équations (21) et (22) peuvent être utilisées pour déterminer quelle sera la teneur en eau qui résultera d'un certain débit d'infiltration à travers le milieu non-saturé. Dans le présent travail, deux principaux cas de figure sont considérés :

- le cas de l'impact, sur les eaux souterraines, de lixiviats accumulés au fond d'un site de stockage de déchets. La barrière minérale située à la base du site est considérée comme étant peu perméable,
- le cas de l'impact d'une infiltration d'eau de pluie à travers des sols perméables pollués.

Dans le premier cas, le flux d'eau vers la nappe sera limité par la perméabilité du milieu peu perméable, tandis que dans le second cas, c'est la pluie efficace qui va limiter ce flux. La pluie efficace peut être déterminée à l'aide du bilan hydrique, qui prend en compte notamment l'évapotranspiration, le ruissellement, etc.

Les deux exemples qui suivent illustrent ces principes pour deux sols : une argile peu perméable et un sable perméable. Les valeurs de paramètres pour ces deux matériaux sont sélectionnés en partie sur la base de deux exemples cités par Carsel et Parrish (1988) :

	Argile	Sable
n	1.31	2.68
θ_s	0.41	0.43
θ_r	0.095	0.045
K_S (m/s)	10^{-9}	10^{-5}

D'après l'équation (22), pour que la teneur en eau de l'argile soit inférieure d'au moins 1% à sa valeur à saturation, il faudrait que le débit d'infiltration (I) en régime permanent soit inférieur ou égal à 8 mm/an. Cette valeur très faible suggère que, dans le cas de jus accumulés en fond d'un site de stockage, l'argile sera saturée et l'infiltration sera contrôlée par sa conductivité hydraulique à saturation.

Dans le cas du sable, par contre, une pluie efficace (I) typique, de l'ordre de 300 mm/an, résulterait en une teneur en eau de 0.12 (un état de saturation de 19%). Pour un débit d'infiltration donné, cette non-saturation se traduira par un transit plus rapide de la pollution à travers le milieu non saturé, car si le degré de saturation diminue, la vitesse de l'eau (équation 7) augmente.

2.1.5 Exemples de "confirmation" de l'équation de convection-dispersion

Les paragraphes qui suivent font le point sur la définition de quelques termes usuels en matière de modélisation. Certaines de ces définitions sont sélectionnées par analogie avec celles proposées par l'Agence Internationale de l'Énergie Atomique (IAEA, 1982).

D'une manière très générale, en sciences naturelles, un "modèle" désigne un outil descriptif d'un système naturel. Lorsque ce modèle a une expression mathématique on parle de "modèle mathématique". Un modèle mathématique s'appuie toujours sur une représentation conceptuelle du système réel : c'est le "modèle conceptuel". La réalité d'un système naturel ne pouvant être appréhendée que de manière partielle, le modèle conceptuel est nécessairement une simplification par

rapport à la réalité. Le concepteur du modèle doit donc tenter de s'assurer que les simplifications introduites ne disqualifient pas le modèle par rapport à l'utilisation qu'il souhaite en faire.

Le terme "vérification" d'un modèle concerne l'adéquation entre le modèle mathématique et le modèle conceptuel. En d'autres termes, un modèle mathématique aura été "vérifié" lorsqu'il aura été établi que ce modèle calcule effectivement ce que son concepteur pense qu'il calcule. La vérification des modèles numériques, par exemple, s'effectue souvent par comparaison entre leurs résultats et ceux de solutions analytiques (dites solutions "exactes" car affranchies du problème de la discrétisation et de la dispersion numérique). La "vérification" est donc une procédure relevant d'un code de bonne conduite en matière de modélisation.

Le terme "validation" d'un modèle sous-entend une adéquation entre le modèle et une réalité physique. Ce terme pose le problème de la "véracité" du modèle. Mais comme le soulignent Oreskes et al. (1994), un modèle ne peut être réellement "validé" que lorsqu'il décrit un système fermé, c'est à dire un système qui peut être entièrement "connu". Or les sciences de la terre en général, et l'étude de la migration des polluants dans le sous-sol en particulier, concernent des systèmes qui sont généralement ouverts. Dans ce cas, à la place du terme "validation", Oreskes et al. jugent préférable de parler de "confirmation" de modèles au travers de leur "confrontation" avec des mesures.

Un modèle aura été "confirmé" lorsque sa confrontation avec des données mesurées aura permis d'établir que le modèle est capable de reproduire un comportement observé. Mais cette confrontation favorable ne doit pas laisser supposer que ce même modèle sera capable de reproduire le comportement du système si les conditions de ce système varient. Ainsi, chaque nouvelle "confrontation" avec la réalité devient une nouvelle remise en cause du modèle et de ses hypothèses de calcul. L'usage du terme "confirmation", en lieu et place de "validation", pourrait contribuer à éviter que les modèles mathématiques soient présentés ou perçus comme étant des "boules de cristal" uniquement destinés à prévoir l'avenir, et à renforcer l'accent sur la mesure, seul moyen permettant de réduire l'incertitude relative au système réel.

Si le terme "confirmation" est moins ambitieux et sans doute plus cohérent avec la réalité que celui de "validation" quant aux possibilités des modèles en sciences de la terre, il est suggéré ici qu'une distinction pourrait être introduite pour prendre en compte les possibilités "prévisionnelles" de certains modèles. Ainsi, une "confirmation *a posteriori*" désignerait une confrontation au cours de laquelle la reproduction du comportement observé n'aura été possible qu'après ajustement des paramètres du modèle (on parle de calage du modèle). Par opposition, une "confirmation *a priori*" désignerait une confrontation au cours de laquelle le modèle aura été capable de reproduire un comportement observé (des mesures), sans ajustement des paramètres, mais grâce à une connaissance

à priori de leurs valeurs. On notera qu'en sciences naturelles, la confirmation *a posteriori* est de très loin le cas le plus fréquent.

Un modèle confirmé *a posteriori*, à l'aide d'un jeu de données mesurées, peut être utilisé pour prévoir l'évolution future du système, en faisant toutefois l'hypothèse que les valeurs des paramètres d'ajustement demeureront identiques. Les prévisions d'un modèle confirmé *a priori* pourront être considérées comme étant beaucoup plus fiables.

Pour ce qui concerne la confirmation du modèle de convection-dispersion pour la migration des solutés dans les eaux souterraines, les cas de confirmations *a posteriori* sont très nombreux. Les 59 tests de traçage inventoriés par Gelhar et al. (1992) en sont autant d'exemples. On citera également les exercices internationaux de comparaison entre les résultats de modèles avec des données recueillies au cours d'essais réels de migration de radionucléides (INTRAVAL ; Nicholson, 1990). En général, les principaux paramètres de calage (ou d'ajustement) sont les valeurs de la conductivité hydraulique et de la dispersivité en x , y et z . De nombreux efforts ont été mis en oeuvre pour tenter de prévoir, *a priori*, les valeurs des paramètres de dispersion à l'aide d'une description statistique (ou stochastique) de l'hétérogénéité spatiale du milieu aquifère (voir par exemple Sudicky, 1986).

Un bon exemple de confirmation "*a priori*" d'un modèle de migration de polluants est celui présenté par Johnson et al. (1989). Etudiant la migration de différents solutés inorganiques et organiques dans une argile compacte, à l'aplomb d'un site de stockage de déchets industriels, ces auteurs ont pu reproduire les profils de concentrations mesurés au sein de cette argile à l'aide du modèle de diffusion et de valeurs connues *a priori* des paramètres d'entrée au modèle. La Figure 1 montre la variation de la concentration relative en ion chlorure avec la profondeur, mesurée après 1800 jours, ainsi que les profils simulés à l'aide de deux valeurs, très proches, du coefficient de dispersion. Compte tenu de la valeur de D_0 pour l'ion chlorure, les auteurs obtiennent des valeurs de tortuosité entre 0.2 et 0.33, qui sont très caractéristiques de matériaux argileux.

Leur étude illustre notamment le fait que le phénomène de la diffusion au travers des matériaux peu perméables est un phénomène très "prévisible", comparé à celui de la migration par convection et dispersion dans les sédiments aquifères, qui dépend notamment de la conductivité hydraulique. C'est pourtant un phénomène qui est souvent ignoré par les différents acteurs de la problématique "sites contaminés", contexte où les barrières peu perméables ont un rôle essentiel.

Le problème de la prise en compte de l'incertitude relative aux principaux paramètres intervenant dans l'équation de convection-dispersion, et notamment celle de la conductivité hydraulique, est abordé dans le chapitre 3.

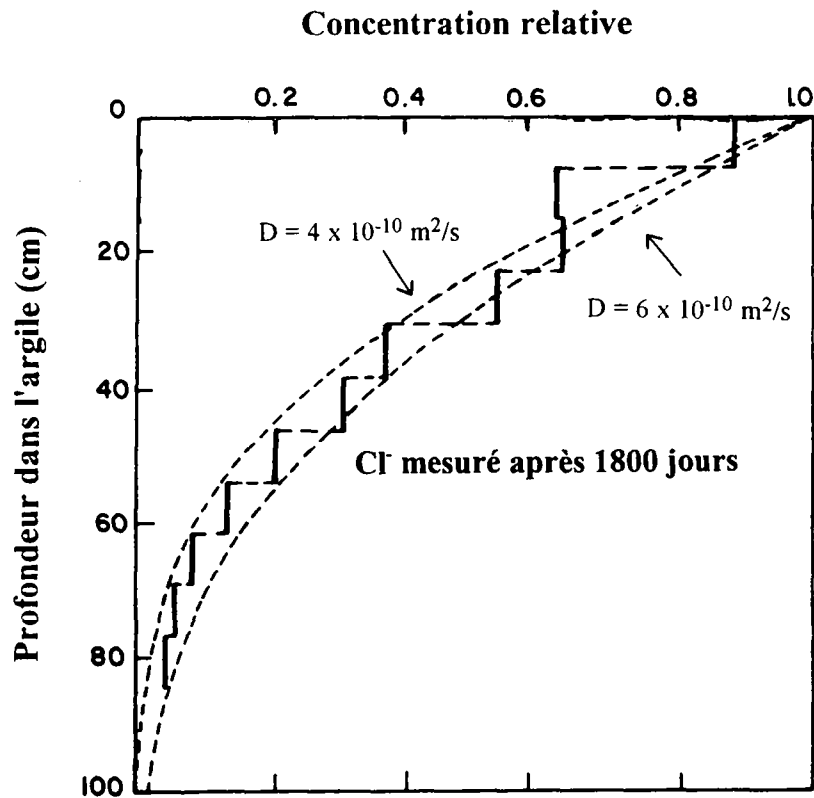


Figure 1 : Un exemple de confirmation *a priori* du modèle de diffusion (d'après Johnson et al., 1989).

2.1.6 L'utilisation des variables sans dimension

Les variables sans dimension sont des grandeurs qui combinent les différents paramètres influençant le comportement d'un système. Un exemple très connu est le nombre de Reynolds, qui est une mesure du rapport entre les forces d'inertie et les forces de viscosité, et indique le passage d'un écoulement en régime laminaire à un régime turbulent.

Ces variables permettent de réécrire les équations régissant le comportement du système, de la manière la plus compacte possible, et indépendamment de tout système d'unités. Le nombre optimal de variables sans dimension peut être obtenu à partir du théorème de Vaschy-Buckingham (voir par exemple Rebox, 1986).

Il est possible aussi d'identifier quels sont les groupements de paramètres qui ont le plus d'influence sur le comportement du système. Elles servent par ailleurs à construire des "abaques" qui permettent de résoudre les équations décrivant le système de manière graphique.

En hydrogéologie, les abaques et par conséquent les variables sans dimension, ont connu un fort développement pour ce qui concerne l'interprétation des essais hydrauliques en forage (par exemple Theis, 1935, Cooper et al., 1967). Leur utilisation pour l'évaluation de la migration de polluants dans les eaux souterraines a été comparativement beaucoup moins marquée.

Parmi les chercheurs qui ont appliqué l'analyse adimensionnelle au cas de la migration de solutés dans les eaux souterraines, on citera tout particulièrement Sauty (1977), dans le cadre de sa thèse sur l'interprétation des essais de traçage. Crampon (1984) propose également des abaques pour l'estimation du temps d'arrivée d'une pollution dans différents systèmes d'écoulement (convergent, divergent). Huyakorn et al. (1987) dérivent une solution pour la migration de lixiviats en trois dimensions et tracent des abaques permettant d'estimer la concentration en fonction de la distance. Plus récemment, Novakowski (1992) a évalué l'influence des conditions aux limites de l'équation de convection-dispersion à une dimension, à l'aide d'une analyse adimensionnelle.

On notera que la plupart de ces auteurs se sont intéressés principalement à des milieux relativement perméables (suffisamment pour y conduire notamment des essais de traçage). Le présent travail porte notamment sur la migration à travers des milieux de faible perméabilité, ce qui influence le choix des variables sans dimension.

Une des raisons pour l'application moindre des abaques au problème de la migration qu'à celui des essais en forage, est sans doute liée au fait que le développement des bases théoriques décrivant cette migration a coïncidé, plus ou moins, avec une utilisation massive des ordinateurs (d'où un intérêt moindre pour les méthodes graphiques). Pourtant, à notre sens, le principal intérêt des abaques n'est pas de fournir une alternative graphique aux codes de calcul informatique : ces abaques permettent en effet une analyse visuelle du comportement des solutions lors de variations des paramètres d'entrée. Cette utilisation sera illustrée dans les chapitres qui suivent.

2.1.7 La transformation de Laplace

Plusieurs des solutions présentées dans ce travail font appel à une technique mathématique appelée "transformation de Laplace". Cette technique permet de transformer une ou plusieurs dérivées partielles de l'équation différentielle (dans notre cas l'équation de convection-dispersion) en des expressions algébriques. Il en découle une simplification de l'équation, ce qui permet de la résoudre plus facilement dans l'espace transformé de Laplace. La transformation s'appliquant uniquement aux variables variant entre zéro et l'infini, elle est souvent appliquée à la dérivée partielle du temps.

La transformation de Laplace s'écrit :

$$L[F(t)] = \bar{F}(p) = \int_0^{\infty} e^{-pt} F(t) dt \quad (23)$$

où :

$L[]$ désigne la transformation de Laplace,

$F(t)$ est une fonction du temps,

$\bar{F}(p)$ est cette même fonction, mais dans l'espace transformé,

et p est la variable de Laplace.

La propriété opérationnelle de la transformation, qui permet "d'éliminer" une dérivée partielle de l'équation, est :

$$L\left[\frac{\partial F(t)}{\partial t}\right] = -F(0) + p\bar{F}(p) \quad (24)$$

où $F(0)$ est la valeur de F à l'instant $t = 0$.

Pour retourner dans le domaine temps, on peut développer analytiquement la transformation de Laplace inverse, ou utiliser les dictionnaires d'images (voir par exemple Churchill, 1958). Dans de nombreux cas toutefois, l'obtention de la transformation inverse peut se révéler trop ardue d'un point de vue mathématique. Il reste alors la possibilité d'effectuer la transformation inverse de manière numérique. Des méthodes de transformation inverse sont proposées par plusieurs auteurs (Stehfest, 1970, Crump, 1976, Talbot, 1979, De Hoog et al., 1982). Si certaines sont plus robustes ou sophistiquées que d'autres, on notera que chacune présente des avantages et des inconvénients suivant le type de problème à résoudre, et les valeurs des paramètres utilisées.

Dans le présent travail, c'est principalement la méthode proposée par Talbot qui a été appliquée. Toutefois pour les abaques générés dans la section 2.2.2.2 (cas d'une source qui décroît de manière exponentielle), l'algorithme de Talbot a échoué, et c'est la méthode de De Hoog qui a permis d'obtenir les résultats recherchés.

2.2. Solutions analytiques relatives au transport de polluants dans un domaine mono-couche

2.2.1 Cadre conceptuel

Dans certaines situations, la source de pollution peut se trouver directement au sein du milieu aquifère. Cette situation est illustrée dans la Figure 2 qui représente, de manière schématique, un problème de pollution par des composés organiques plus lourds que l'eau (des DNAPL ; Dense Non-Aqueous Phase Liquids). La migration vers le bas (sous l'effet de son poids) de la phase de DNAPL pure, s'accompagne de l'apparition d'une phase résiduelle au sein de l'aquifère. Cette phase résiduelle peut représenter une source de pollution à long terme, car l'eau souterraine vient en contact avec la phase résiduelle, dissout du polluant et l'entraîne vers l'aval hydraulique. Dans un souci sécuritaire, on s'intéresse généralement à cette phase dissoute dans le cadre des études de risques d'impact sur les eaux souterraines, car c'est celle qui est la plus mobile. Des solutions analytiques de l'équation de migration peuvent servir à estimer quand le polluant dissout atteindra une cible située en aval, et à quelles concentrations.

Les principales hypothèses et simplifications adoptées dans ce sous-chapitre 2.2 sont :

- ✓ le milieu est considéré comme étant un milieu poreux homogène,
- ✓ la source de pollution se trouve directement dans le milieu poreux,
- ✓ la pollution migre sous forme dissoute,
- ✓ le milieu poreux est saturé en eau,
- ✓ l'écoulement d'eau est uniforme et uni-directionnel dans le plan horizontal.

La section 2.2.2 considère une migration dans un domaine uni-dimensionnel (1-D). Les deux sections suivantes considèrent la migration bi- et tri-dimensionnelle. Le modèle 1-D est souvent appliqué dans la pratique pour obtenir une première estimation, soit des temps de parcours de polluants à partir d'une source vers un point cible, soit des concentrations maximales à attendre au point cible. Les solutions présentées considèrent plusieurs types de conditions limites à la source. Pour des solutions 1-D correspondant à des conditions aux limites qui ne sont pas considérées ici, le lecteur se référera à la synthèse de Van Genuchten (1982).

La situation où la source de pollution ne se trouve pas directement au sein du milieu aquifère, mais séparé de celui-ci, soit par une barrière peu perméable (cas du stockage de déchets), soit par un sol non-saturé (cas des sols pollués), est abordée dans le sous-chapitre 2.3.

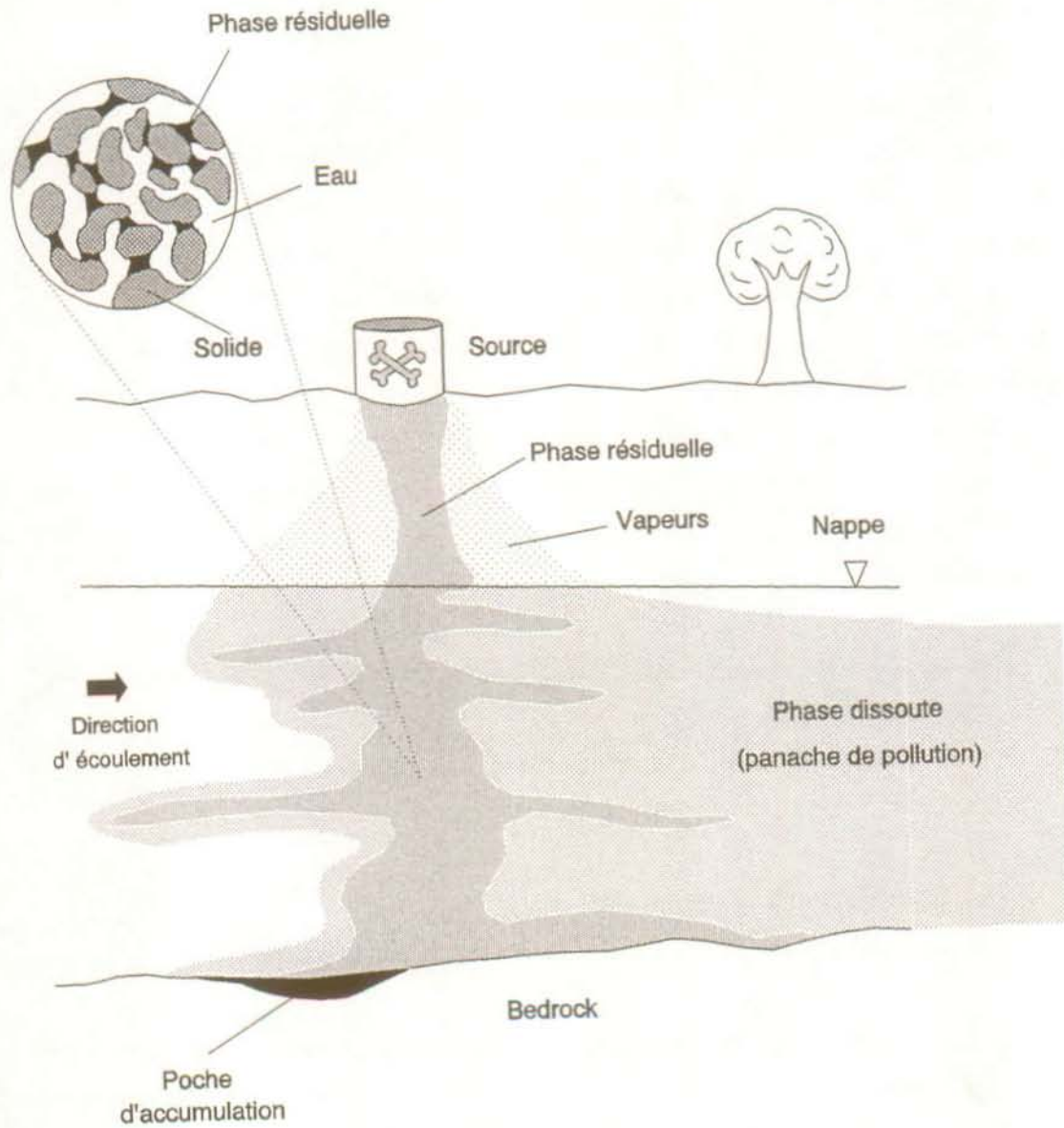


Figure 2 : Représentation schématique d'une pollution par un DNAPL (d'après Kueper, 1989).

2.2.2 Transport dans un domaine uni-dimensionnel

L'hypothèse d'un transport uni-dimensionnel permet de simplifier l'équation (19) qui devient (pour le cas d'un écoulement uniforme orienté selon l'axe des x) :

$$v_x \frac{\partial C}{\partial x} - D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = -R \frac{\partial C}{\partial t} - R\lambda C \quad (25)$$

où :

D est la composante diffusive-dispersive longitudinale (D_L de l'équation 6),

v_x est la vitesse moyenne de l'eau en x (noté v ci-après pour des raisons de commodité),

et les autres paramètres ont été définis précédemment.

Des solutions de l'équation (25) sont présentées ci-dessous pour deux types de terme source.

2.2.2.1 Cas d'une source de concentration constante

2.2.2.1.1 Solutions analytiques

Si la source a une concentration constante ($c(0,t) = C_0$), les seuls mécanismes d'atténuation de la concentration en aval de la source sont la dégradation, et le facteur retard, dans la mesure où celui-ci permet à la dégradation d'opérer pendant plus de temps (voir l'analyse des tendances dans la section 2.2.2.1.4).

Le modèle conceptuel est illustré de manière schématique dans la Figure 3. A noter qu'il n'est pas tenu compte, ici, d'une éventuelle dilution par une infiltration efficace (I) en aval hydraulique de la source. Une telle dilution est examinée dans la section 2.2.3.

La solution analytique du problème de migration en une dimension à partir d'une source de solutés à concentration constante, et pour un domaine semi-infini, a été dérivée par Ogata et Banks (1961). Si la concentration initiale (à l'instant 0) dans le milieu poreux est nulle, la solution s'écrit :

$$c(x,t) = \frac{C_0}{2} \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{Rx - vt}{2\sqrt{DRt}} \right] + \exp \left[\frac{vx}{D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{Rx + vt}{2\sqrt{DRt}} \right] \right) \quad (26)$$

où erfc est la fonction erreur complémentaire définie par (Abramowitz et Stegun, 1972) :

$$\operatorname{erfc}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_x^{\infty} \exp[-t^2] dt$$

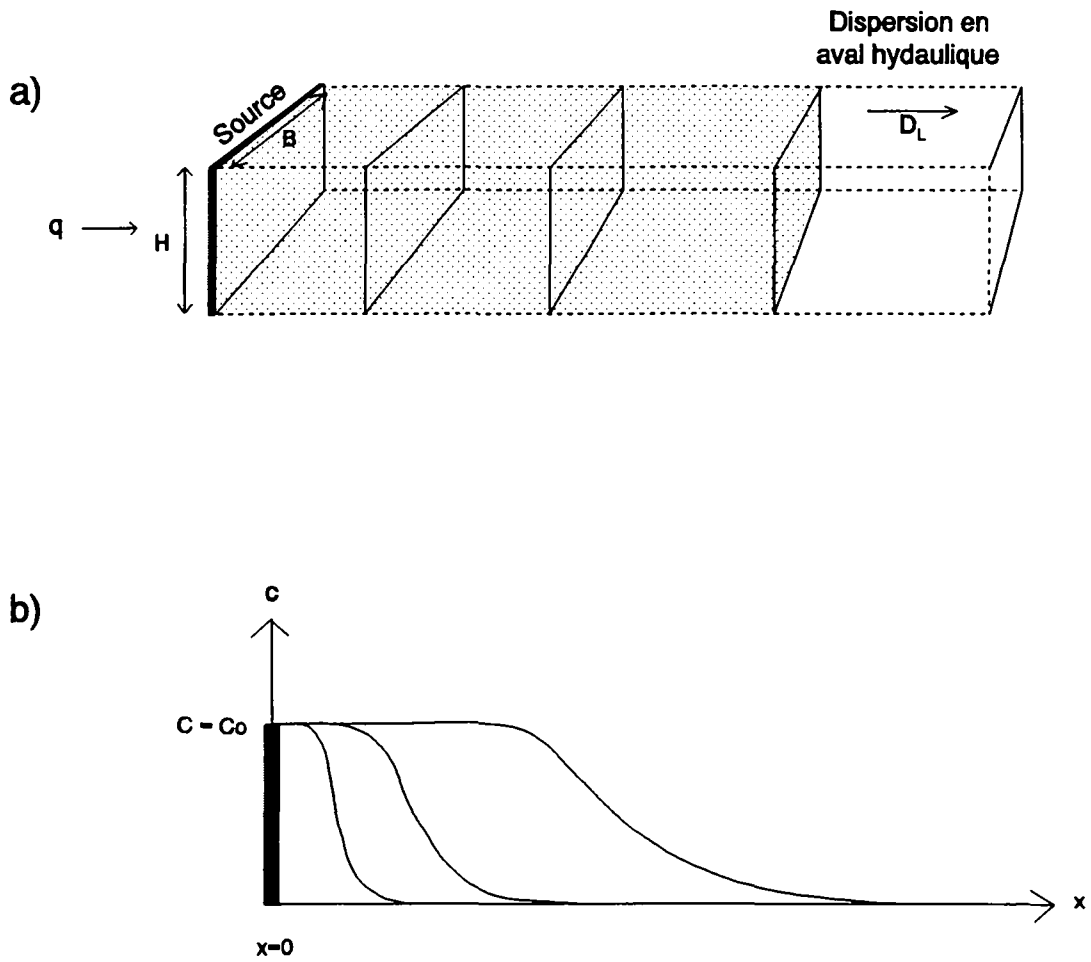


Figure 3a, b : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et uni-dimensionnel.

Un exemple d'algorithme de résolution de la fonction erreur complémentaire est présenté dans Press et al. (1989).

Dans le cas où la concentration en soluté dans l'eau souterraine est initialement non nulle : $c(x,0) = C_i$, la solution s'écrit :

$$c(x,t) = C_i + (C_o - C_i) \frac{1}{2} \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{R x - v t}{2\sqrt{DRt}} \right] + \exp \left[\frac{v x}{D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{R x + v t}{2\sqrt{DRt}} \right] \right) \quad (27)$$

Dans le cas où le soluté se dégraderait dans le milieu poreux selon une cinétique de premier ordre, la solution est (Van Genuchten, 1981) :

$$c(x,t) = \frac{C_o}{2} \left(\exp \left[\frac{(v-u)x}{2D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{R x - u t}{2\sqrt{DRt}} \right] + \exp \left[\frac{(v+u)x}{2D} \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{R x + u t}{2\sqrt{DRt}} \right] \right) \quad (28)$$

où : $u = v \sqrt{1 + \frac{4R\lambda D}{v^2}}$

2.2.2.1.2 Exemple d'application : estimation des temps de transfert de polluants à travers les barrières peu perméables

Un domaine où les solutions analytiques prenant en compte le phénomène de migration dominée par la diffusion trouvent toute leur utilité est celui des performances des barrières peu perméables. Ce problème apparaît fréquemment dans la pratique, par exemple dans le cas où des terrains pollués sont confinés à l'aide de tranchées latérales constituées de matériaux peu perméables, et recouverts, ou plus généralement dans celui des barrières peu perméables situées dans le fond des sites de stockage de déchets. Or l'importance du phénomène diffusif n'est pas toujours bien perçue par les praticiens de la problématique des déchets, comme l'illustre l'exemple présenté ci-après.

Les législations Européenne (Union Européenne, 1995) et française (Journal Officiel, 1993) stipulent que les sites pouvant accueillir certains déchets industriels spéciaux doivent comporter une barrière dite "passive" ayant une épaisseur d'au moins cinq mètres, et une conductivité hydraulique (K) inférieure ou égale à 10^{-9} m/s. Or dans certaines régions, notamment le Nord-Ouest de la France, il est très difficile, voire impossible de trouver de telles conditions à l'état naturel. En effet, seuls des matériaux argileux correspondent à ces critères, et certaines régions sont dépourvues de telles formations sédimentaires sur des épaisseurs importantes. Confrontés aux coûts très élevés liés à la reconstitution d'une barrière de 5 m à $K = 10^{-9}$ m/s par mise en place de matériaux rapportés, certains exploitants de décharges proposent d'installer une barrière minérale moins épaisse (par exemple 1 m), mais en contrepartie de réduire sa conductivité hydraulique à $K = 10^{-10}$ m/s. Cette proposition est

parfois accompagnée d'un calcul du temps de transfert à travers la barrière, qui prend en compte uniquement un transport de polluants par de l'eau mobile, en appliquant la loi de Darcy pour un écoulement gravitaire (gradient hydraulique unitaire).

Pour l'exemple qui suit on considère le transfert d'un traceur parfait (non retardé, par exemple l'ion chlorure Cl^-), et les valeurs de paramètres du tableau 1 ci-dessous. Le coefficient de diffusion de l'ion chlorure est pris égal à $1.7 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ (à 18°C ; Li et Gregory, 1974). Les valeurs de dispersivité pour chaque barrière ont été prises égales à un dixième de leurs épaisseurs respectives.

Tableau 1 : Valeurs de paramètres utilisés pour la comparaison des temps de parcours pour deux barrières.

	Barrière 1	Barrière 2
Epaisseur (m)	5	1
Conductivité hydraulique (m/s)	10^{-9}	10^{-10}
Gradient hydraulique ()	1	1
Porosité (%)	30	30
Coefficient de diffusion moléculaire D_0 (m^2/s)	$1.7 \cdot 10^{-9}$	$1.7 \cdot 10^{-9}$
Tortuosité ()	0.3	0.3
Dispersivité (m)	0.5	0.1
Facteur de retard	1	1

En appliquant la loi de Darcy, et compte tenu des valeurs de porosité, les vitesses d'écoulement au sein des deux barrières sont respectivement de 10.5 et 1.05 cm/an. En faisant abstraction de la diffusion et de la dispersion, les temps de transfert convectifs sont respectivement de 48 ans pour la barrière de 5 m, et de 95 ans pour la barrière de 1 m. Sur la base de ce calcul, la barrière de un mètre à 10^{-10} m/s paraît donc plus avantageuse.

Si maintenant on prend en compte la diffusion-dispersion, et en appliquant l'équation (26), on obtient le graphe de la Figure 4. Ce graphe présente les concentrations relatives à une distance de la source correspondant à l'épaisseur des barrières. On constate que dans le cas de la barrière de 1 m, le front de pollution parvient à la base de la barrière beaucoup plus rapidement que pour la barrière de 5 m. Cela est dû au fait que pour ces valeurs de conductivité hydraulique, c'est le flux diffusif-dispersif qui prédomine, et dans ce cas le temps de transfert est directement proportionnel au carré de la distance parcourue (voir la section 2.2.2.1.4).

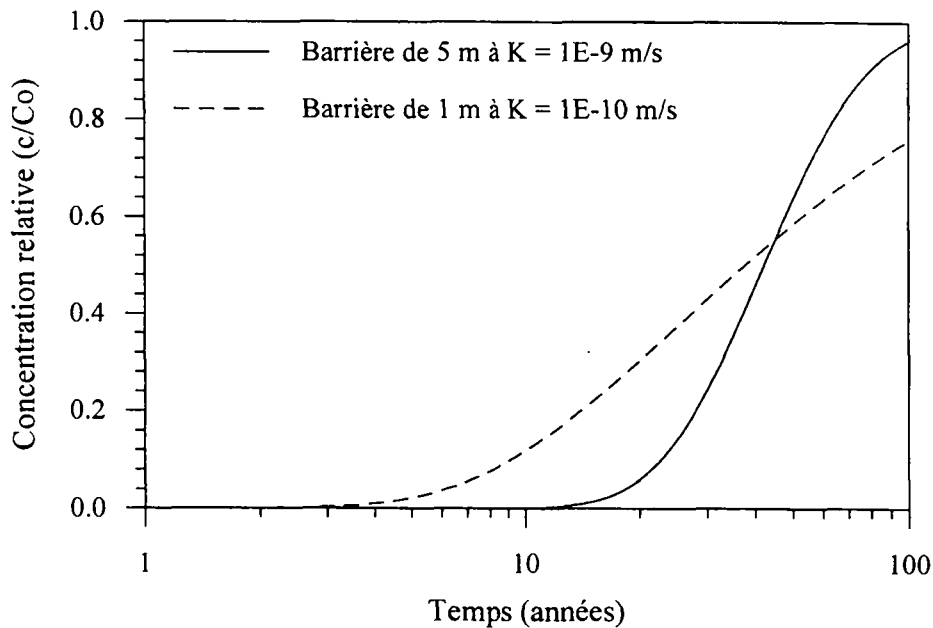


Figure 4 : Courbes de restitution en sortie de barrière pour deux barrières de caractéristiques distinctes.

Si par exemple on considère un niveau de concentration correspondant à une fraction de 1% de la concentration source ($c/C_o = 0.01$), on obtient les temps d'arrivée suivants à la base des barrières :

- 14.6 ans dans le cas de la barrière à 5 m,
- 4.1 ans dans le cas de la barrière à 1 m.

On notera que ces valeurs sont très cohérentes avec les mesures effectuées sur site réel par Johnson et al. (1989) (voir la Figure 1). En effet, sur cette figure, on note que la fraction $c/C_o = 0.01$ a parcouru près d'un mètre en 4.9 ans.

La légère différence avec le résultat présenté plus haut (4.1 ans) est liée aux valeurs de D_o et τ sélectionnées. Ces paramètres ne variant toutefois pas dans une plage très importante (contrairement à la conductivité hydraulique), il est raisonnable d'affirmer que le processus de la migration par diffusion dans le milieu souterrain est un processus relativement prévisible.

On notera que la Figure 4 concerne uniquement le temps mis par le soluté pour atteindre la base de la barrière. Le calcul ne nous renseigne pas, par contre, sur l'impact en terme de concentration, du flux

de soluté sur d'éventuelles ressources en eau situées sous la barrière. Ce problème est traité dans le sous-chapitre 2.3.

2.2.2.1.3 Définition de variables sans dimension et développement d'abaques

Il a été vu plus haut que dans le cas de milieux de faible conductivité hydraulique, la dispersion prend le pas sur la convection et domine le phénomène de transport. Pour définir les plages de valeurs pour lesquelles un processus est dominant par rapport à un autre, il est particulièrement commode d'effectuer une analyse adimensionnelle.

On définit tout d'abord une distance adimensionnelle et une concentration adimensionnelle (aussi appelée concentration relative) :

$$x_D = \frac{x}{X} \quad \text{et} \quad c_D(x_D, t_D) = \frac{c(x, t)}{C_0} \quad (29)$$

où X est la distance entre la source et un point d'observation choisi arbitrairement. On notera que $x = X$ lorsque $x_D = 1$.

On définit ensuite un nombre de Péclet (noté P_e) et un temps sans dimension (aussi appelé temps réduit ; voir Sauty 1977). Le nombre de Péclet s'écrit :

$$P_e = \frac{v X}{D} \quad (30)$$

Le temps réduit sélectionné par Sauty (1977) s'écrit :

$$t_D = \frac{v t}{R X} \quad (31)$$

Toutefois, si le temps réduit est défini selon cette équation, on obtient des valeurs de t_D faibles lorsque P_e est faible. Mais on peut également définir le temps réduit par :

$$t_D = \frac{D t}{R X^2} \quad (32)$$

On obtient alors des courbes légèrement plus compactes, et des valeurs de t_D élevées lorsque P_e est faible, ce qui est plus attrayant d'un point de vue intuitif puisqu'on s'attendrait à avoir des temps de transfert élevés lorsqu'ils sont dominés par le phénomène lent qu'est la diffusion moléculaire. Il a donc été choisi de baser l'analyse adimensionnelle sur un temps réduit défini selon l'équation (32), mais les deux représentations aboutissent à des résultats numériques qui sont rigoureusement identiques.

On parvient ainsi à homogénéiser l'équation de transport (équation 25) qui devient (sans dégradation dans le milieu poreux) :

$$\frac{\partial c_D(x_D, t_D)}{\partial t_D} + P_e \frac{\partial c_D(x_D, t_D)}{\partial x_D} - \frac{\partial^2 c_D(x_D, t_D)}{\partial x_D^2} = 0 \quad (33)$$

avec comme conditions aux limites et condition initiale :

$$c_D(0, t_D) = 1 \quad \frac{\partial c_D(\infty, t_D)}{\partial x_D} = 0 \quad c_D(x_D, 0) = 0 \quad (34)$$

La solution de l'équation (33), pour les conditions exprimées ci-dessus est :

$$c_D(x_D, t_D) = \frac{1}{2} \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{x_D - P_e t_D}{2\sqrt{t_D}} \right] + \exp[P_e x_D] \operatorname{erfc} \left[\frac{x_D + P_e t_D}{2\sqrt{t_D}} \right] \right) \quad (35)$$

Dans le cas où la concentration dans le milieu poreux est initialement non nulle, on peut définir une concentration initiale adimensionnelle : $C_{Di} = \frac{C_i}{C_o}$, et la solution s'écrit :

$$c_D(x_D, t_D) = C_{Di} + (1 - C_{Di}) \frac{1}{2} \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{x_D - P_e t_D}{2\sqrt{t_D}} \right] + \exp[P_e x_D] \operatorname{erfc} \left[\frac{x_D + P_e t_D}{2\sqrt{t_D}} \right] \right) \quad (36)$$

Si le soluté se dégrade dans le milieu poreux selon une cinétique de premier ordre, on définit un coefficient de dégradation sans dimension selon :

$$\lambda_D = \frac{R\lambda X^2}{D} \quad (37)$$

L'équation de transport devient :

$$\frac{\partial c_D(x_D, t_D)}{\partial t_D} + P_e \frac{\partial c_D(x_D, t_D)}{\partial x_D} - \frac{\partial^2 c_D(x_D, t_D)}{\partial x_D^2} + \lambda_D c_D(x_D, t_D) = 0 \quad (38)$$

La solution est alors (Guyonnet et al., 1995a et 1996a):

$$c_D(x_D, t_D) = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{P_e x_D}{2} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4\lambda_D}{P_e^2}} \right) \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{x_D - t_D \sqrt{P_e^2 + 4\lambda_D}}{2\sqrt{t_D}} \right] + \dots \\ \frac{1}{2} \exp \left[\frac{P_e x_D}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4\lambda_D}{P_e^2}} \right) \right] \operatorname{erfc} \left[\frac{x_D + t_D \sqrt{P_e^2 + 4\lambda_D}}{2\sqrt{t_D}} \right] \quad (39)$$

Pour obtenir la solution en régime permanent (la concentration maximale), on fait tendre t_D vers l'infini (Perrochet, 1996). Sachant que $\operatorname{erfc}(\infty) = 0$ et $\operatorname{erfc}(-\infty) = 2$, la solution est :

$$c_D(x_D, \infty) = \exp\left[\frac{P_e}{2}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{4\lambda_D}{P_e^2}}\right)x_D\right] \quad (40)$$

Cette équation peut être utilisée pour déterminer si une certaine valeur de concentration relative (c_D) peut ou non parvenir à une distance X de la source. Il suffit pour cela de donner à x_D la valeur 1 et d'appliquer les règles suivantes :

si $c_D < c_D(1, \infty)$ alors c_D arrivera au point $x_D = 1$

si $c_D > c_D(1, \infty)$ alors c_D n'arrivera pas au point $x_D = 1$

A partir des équations (35) et (39), il est possible de générer des abaques qui permettent d'estimer le temps nécessaire pour qu'une certaine fraction de la concentration source soit dépassée à une certaine distance de la source. Pour générer les abaques, un algorithme de recherche automatique a été élaboré selon le principe suivant. Une première boucle est effectuée afin de couvrir une large gamme de valeurs du nombre de Péclet. Pour chaque valeur du nombre de Péclet, une boucle interne couvre les valeurs de temps réduit, et la concentration relative est calculée au point $x_D = 1$. Lorsque la concentration relative recherchée (par exemple $c_D = 1\%$) est dépassée, l'algorithme retourne au temps précédent, affine le pas de temps, et recommence de nouveau la recherche. Lorsque la valeur de c_D recherchée est détectée avec une précision jugée suffisante, le couple (P_e, t_D) correspondant est sauvé dans un fichier, et l'algorithme passe à la valeur de P_e suivante.

Le choix du niveau de concentration relative est un choix subjectif. Il peut dépendre par exemple de la limite de détection du polluant, ou de la valeur guide de concentration dans l'eau de boisson. Les abaques proposés couvrent donc une large gamme de valeurs. Comme limite inférieure on a considéré le cas d'un composé organique de type solvant organochloré. La solubilité de tels composés peut être de l'ordre du gramme par litre, tandis que la limite de concentration admissible dans l'eau de boisson est de l'ordre du $\mu\text{g/l}$. Le rapport (c/C_0) est donc de 10^{-6} .

L'abaque correspondant à une concentration relative de 10^{-2} est présenté en Figure 5 (voir aussi Guyonnet et Côme, 1995b). On observe que la courbe délimite trois régions : une région de faible nombre de Péclet ($P_e < 0.1$) caractérisée par une courbe totalement plate, une région de fort nombre de Péclet ($P_e > 200$) caractérisée par une courbe linéaire descendante, et une zone de transition ($0.1 < P_e < 200$). Les régions de faible et de fort nombre de Péclet correspondent respectivement aux domaines où la diffusion et la convection sont les mécanismes prépondérants. Dans la zone de transition, les deux mécanismes jouent un rôle important. La figure indique l'expression du temps de

transport purement convectif ($t_C = \frac{RX}{v}$) pour la région correspondant à des nombres de Péclet élevés.

Il est intéressant de noter que ces différentes plages de valeurs du nombre de Péclet, présentent des analogies avec les régimes de dispersion déterminées expérimentalement par Pfannkuch (1963) sur la base d'essais en colonnes (voir la figure 10.5 de Marsily, 1986). Pfannkuch distingue les régimes de dispersion suivants :

- régime I ($P_e < 0.2$) : diffusion moléculaire pure,
- régime II ($0.2 < P_e < 6$) : combinaison de diffusion moléculaire et de dispersion cinématique,
- régime III ($6 < P_e < 500$) : dispersion cinématique dominante,
- régime IV ($500 < P_e < 10^5$) : dispersion cinématique pure,
- régime V ($P_e > 10^5$) : limite de validité de la loi de Darcy.

Les abaques correspondant à deux autres valeurs de concentration relative (10^{-4} et 10^{-6}) sont présentés dans la Figure 6. Plus on s'intéresse à des concentrations relatives faibles, plus la valeur du temps réduit (tel que défini par l'équation 32) est faible (les faibles concentrations apparaissent plus tôt).

Pour appliquer l'abaque de la Figure 5 au cas calculé en 2.2.2.1.2, on calcule tout d'abord les nombres de Péclet correspondant au problème posé. Prenant en compte à la fois la diffusion et la dispersion dans le calcul du coefficient de dispersion longitudinale (équation 6), on obtient des valeurs de $D_L = 2.2 \cdot 10^{-9}$ et $5.4 \cdot 10^{-10}$ m²/s pour les barrières à 5 m et 1 m respectivement. Le calcul de P_e donne :

- pour la barrière de 5 m : $P_e = 7.7$
- pour la barrière de 1 m : $P_e = 0.61$

Entrant ces valeurs en abscisse de l'abaque on obtient :

- pour la barrière de 5 m : $t_D = 0.04$
- pour la barrière de 1 m : $t_D = 0.07$

L'équation (32) donne alors le temps d'arrivée de la concentration relative 1% (dans cette équation, X est l'épaisseur de la barrière) :

- pour la barrière de 5 m : $t = 14.6$ ans
- pour la barrière de 1 m : $t = 4.1$ ans

On vérifie ainsi que les résultats sont identiques à ceux obtenus en appliquant directement la solution analytique (équation 26).

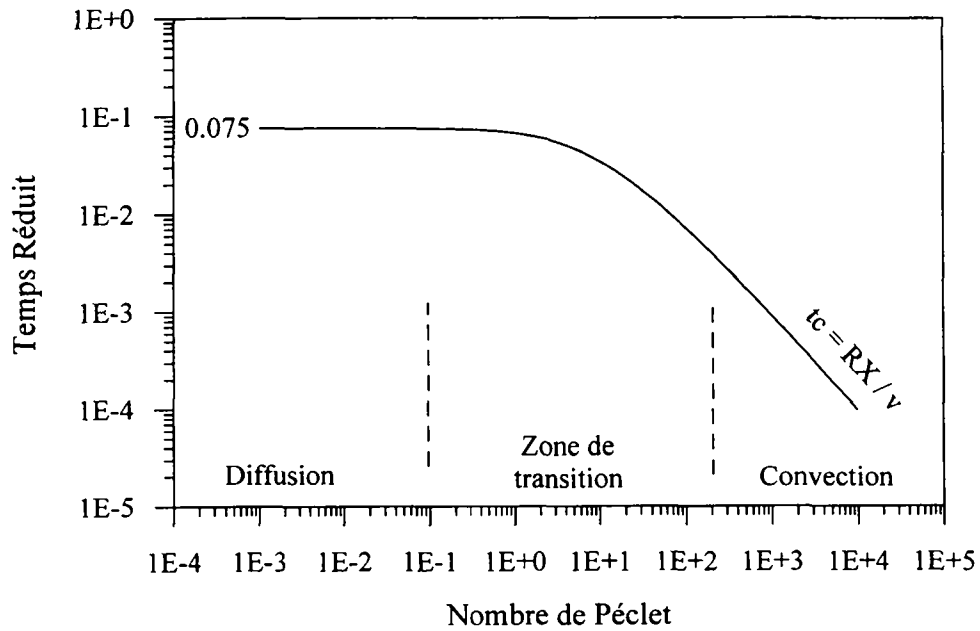


Figure 5 : Abaque pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-2}$ à une distance $x_D = 1$ d'une source continue. Cas sans dégradation du polluant dans le milieu poreux.

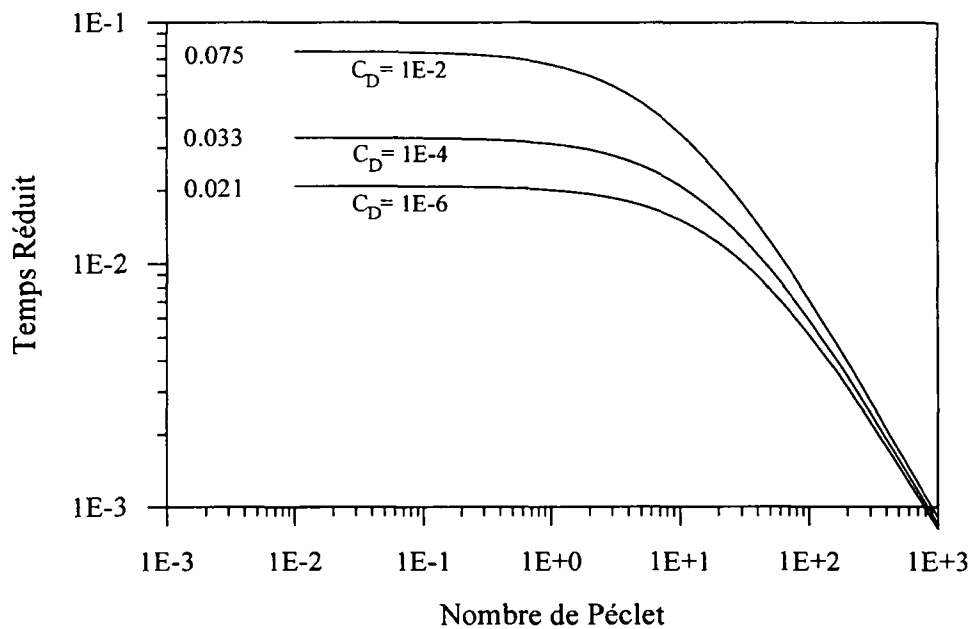


Figure 6 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de trois valeurs de concentration relative.

Pour le cas où le polluant se dégrade dans le milieu poreux suivant une cinétique de premier ordre, les abaques correspondant aux trois valeurs de concentration relative sont présentés en Figures 7, 8 et 9 (Guyonnet et al., 1995a et 1996a) pour différentes valeurs de la constante de dégradation adimensionnelle. Les courbes correspondant à une valeur de $\lambda_D = 0$ sont identiques à celles de la Figure 6. On note que lorsque λ_D augmente, les courbes s'infléchissent vers le haut. Ceci est dû au fait qu'il arrive un moment où le temps de parcours est tellement long (le P_e est tellement faible) que le niveau de concentration considéré n'arrive jamais au point $x_D = 1$.

Les extrémités des différentes courbes délimitent ce qui peut être appelé une "enveloppe de non-restitution". Perrochet (1996) a développé une expression analytique pour cette enveloppe sur la base d'une analyse des valeurs asymptotiques. L'équation de Perrochet (1996), indépendante de λ_D , est :

$$t_D^* = \left(\frac{\chi + \sqrt{\chi^2 + P_e - 2 \ln(c_D)}}{P_e - 2 \ln(c_D)} \right)^2 \quad (41)$$

où :

t_D^* est le temps réduit correspondant à l'enveloppe de non-restitution,

c_D est un niveau de concentration relative choisi arbitrairement,

χ est un argument maximum de erfc tel que $\text{erfc}(\chi) \approx 2$ (note : $\chi = -3$ est une valeur satisfaisante).

2.2.2.1.4 Analyse des tendances à l'aide des variables sans dimension

On note en Figure 5 que dans la zone de faible P_e , le plateau est atteint pour une valeur de temps réduit constante $t_D = 0.075$. Sur la base de l'équation (32), on en déduit que si la migration est contrôlée exclusivement par la diffusion moléculaire, et en l'absence de dégradation, la concentration relative 10^{-2} apparaîtra à une distance X de la source au bout d'un temps :

$$t = \frac{0.075 R X^2}{D} \quad (42)$$

Les temps d'apparition des concentrations relatives 10^{-4} et 10^{-6} sont obtenus en remplaçant dans l'équation (42) le coefficient 0.075 par 0.033 et 0.021 respectivement.

L'équation montre que le temps de restitution diffusif est directement proportionnel au facteur de retard, au carré de la distance, et inversement proportionnel au coefficient de dispersion (D). La proportionnalité avec le carré de la distance parcourue est un argument en faveur de barrières de protection peu perméables épaisses, surtout si le polluant se dégrade. Dans ce dernier cas la barrière pourrait être dimensionnée, à l'aide de l'équation (40), afin qu'une certaine valeur de concentration relative n'arrive jamais à la base de la barrière.

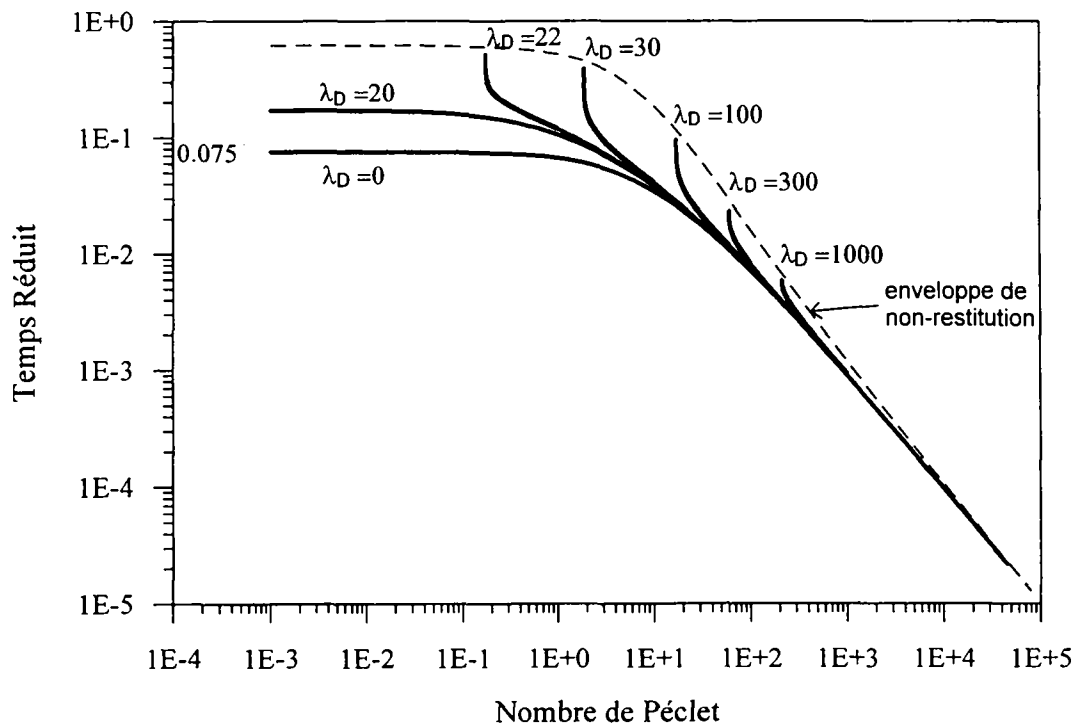


Figure 7 : Abaqués pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-2}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.

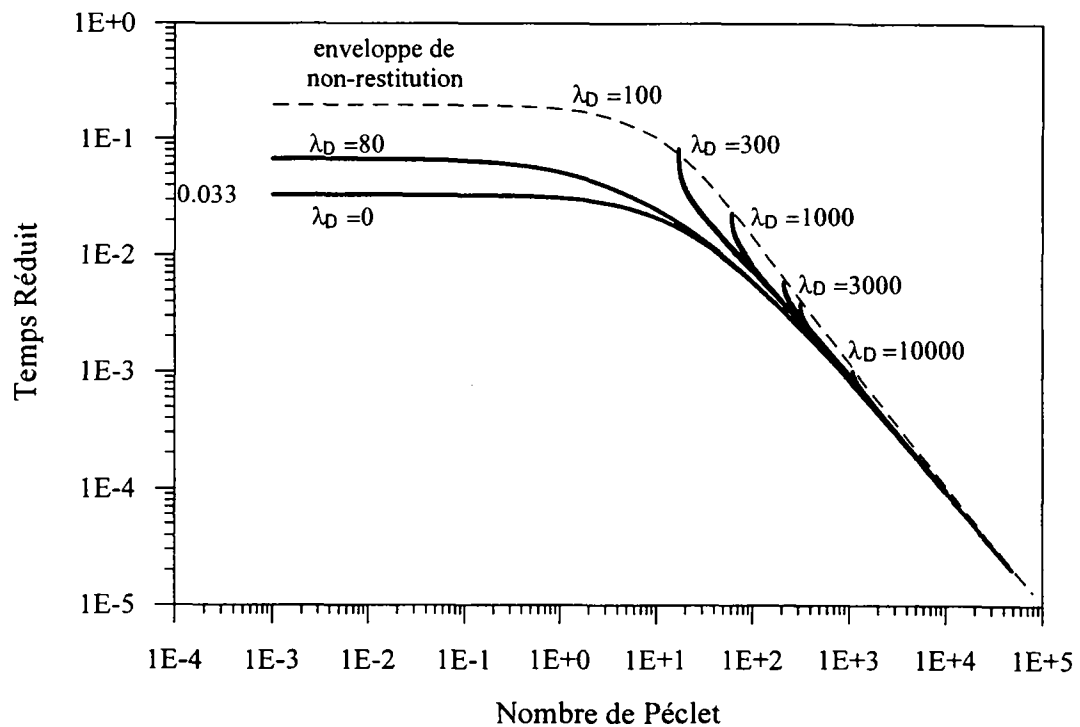


Figure 8 : Abaqués pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-4}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.

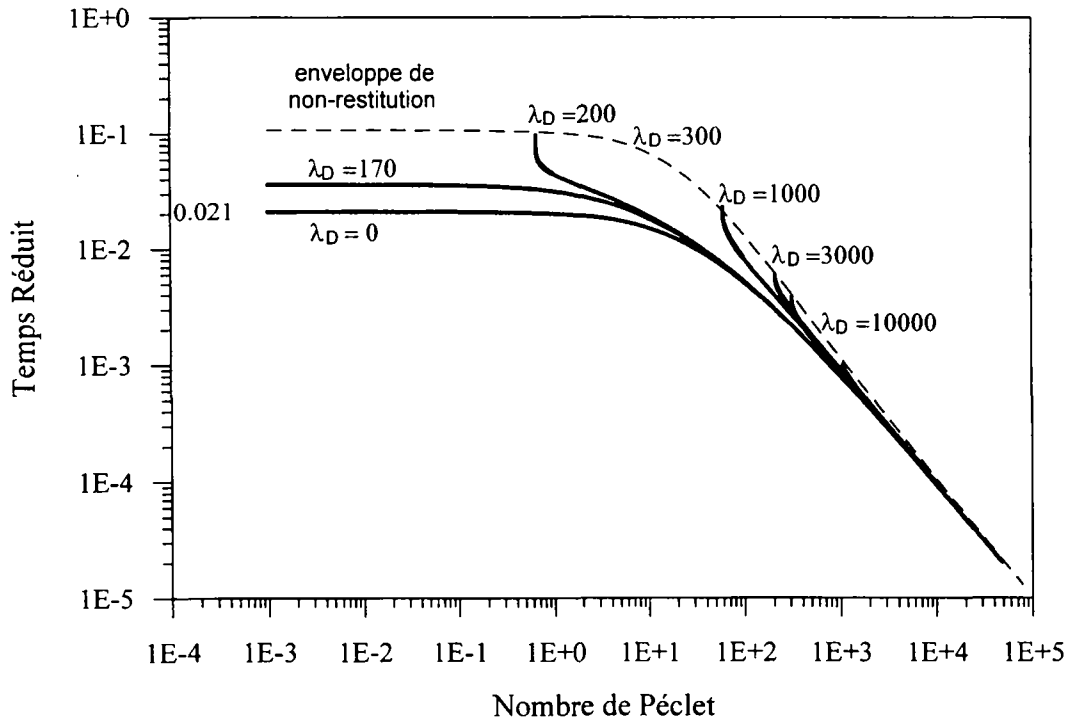


Figure 9 : Abaques pour la détermination des temps de restitution de la concentration relative $C_D = 10^{-6}$. Cas avec dégradation dans le milieu poreux.

Par exemple, pour le cas traité dans l'exemple d'application de la section précédente, une concentration relative de 1% d'un polluant ayant une demi-vie de 3 ans n'arrivera jamais à la base de la barrière de 5 m à $K = 10^{-9}$ m/s (tous les autres paramètres étant identiques par ailleurs). En effet, pour cette demi-vie on obtient une valeur de $\lambda_D = 60$. L'équation (40) donne alors une concentration relative maximale à $x_D = 1$ égale à 0.0096.

L'examen des équations (37) et (40) montre que plus un polluant dégradé est retardé, plus la concentration maximale qui arrivera en un point donné sera faible. Ceci est cohérent avec le fait que plus un polluant est retardé, plus la dégradation a le temps d'atténuer la concentration. Pour un polluant non dégradé par contre ($\lambda_D = 0$), l'équation (40) donne $c_D(1, \infty) = 1$ (c'est-à-dire $c = C_0$). Ainsi, l'adsorption instantanée et réversible n'est pas un mécanisme contribuant à l'atténuation des concentrations en polluants en régime stabilisé, en l'absence de dégradation et pour une source constante.

2.2.2.2 Cas d'une source qui décroît de manière exponentielle

2.2.2.2.1 Solution analytique

Le problème de la migration uni-directionnelle de solutés, à partir d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle, a été résolue avec (Marino, 1974a) et sans (Marino, 1974b) décroissance exponentielle du soluté dans le milieu poreux. Ces solutions sont moins appliquées dans la pratique que celles présentées dans la section précédente, mais elles peuvent être utiles dans le cas notamment de la migration de polluants radioactifs, ou de situations où l'intensité de la source décroît au cours du temps en raison d'effets de dilution (par des infiltrations de pluie par exemple).

L'équation de transport est la même que précédemment (équation 25). Seule la condition limite à la source est modifiée pour tenir compte de la décroissance :

$$c(0,t) = C_o \exp[-\gamma t] \quad (43)$$

où γ est la constante de décroissance de la source. Il est rappelé que la constante de décroissance λ , utilisée précédemment, désigne la décroissance du soluté dans le milieu poreux.

La solution pour le cas où le soluté ne se dégrade pas dans le milieu poreux est :

$$\begin{aligned} \frac{c(x,t)}{C_o} = & \frac{\exp[-\gamma t]}{2} \left(\exp\left[\frac{(v-\xi)x}{2D}\right] \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx-\xi t}{2\sqrt{DRt}}\right) + \dots \right. \\ & \left. \frac{\exp[-\gamma t]}{2} \left(\exp\left[\frac{(v+\xi)x}{2D}\right] \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx+\xi t}{2\sqrt{DRt}}\right) \right) \right) \quad (44) \end{aligned}$$

$$\text{avec : } \xi = v \sqrt{1 - \frac{4\gamma RD}{v^2}}$$

Si le soluté se dégrade dans le milieu poreux (avec une constante de dégradation λ), alors la solution est presque identique à la précédente, si ce n'est que :

$$\xi = v \sqrt{1 + \frac{4RD}{v^2} (\lambda - \gamma)}$$

L'évaluation par ordinateur de ces solutions peut poser des difficultés dans la mesure où pour certaines combinaisons de paramètres, les termes sous les racines carrées deviennent négatifs. La variable ξ devient dans ce cas un nombre complexe et l'évaluation doit faire appel à des algorithmes

de calcul de la fonction erreur complexe. Une alternative consiste à évaluer la solution dans le domaine de Laplace, et à retourner dans le domaine temps par inversion numérique. Bien que cette dernière option ait été sélectionnée pour sa simplicité, les deux méthodes donnent des résultats strictement identiques.

2.2.2.2.2 Variables sans dimension et abaques

Aux variables sans dimension définies précédemment (équations 29, 30, 32, 37), s'ajoute une constante de dégradation de la source sans dimension :

$$\gamma_D = \frac{R\gamma X^2}{D} \quad (45)$$

La solution sans dimension, pour le cas sans dégradation dans le milieu poreux est (dans l'espace de Laplace) :

$$\overline{c_D}(x_D, p_D) = \frac{1}{p_D + \gamma_D} \exp\left[x_D \frac{P_e - \sqrt{\eta}}{2}\right] \quad (46)$$

avec $\eta = P_e^2 + 4p_D$ et où p_D est une variable de Laplace sans dimension : $p_D = \frac{R X^2 p}{D}$.

Dans le cas d'une dégradation dans le milieu poreux, la solution est identique à l'équation (46), si ce n'est que : $\eta = P_e^2 + 4(p_D + \lambda_D)$

Ces solutions ont été exploitées pour déterminer les concentrations relatives maximales (les pics de concentration C_{Dmax}) pouvant parvenir à une certaine distance de la source. Les abaques sont générés de la même manière que précédemment, si ce n'est que maintenant, on recherche des pics de concentrations au lieu de temps d'arrivée de niveaux de concentration. La recherche est de nouveau effectuée à l'aide de deux boucles concentriques : une boucle externe couvrant les valeurs du nombre de Péclet, et une boucle interne pour les valeurs du temps réduit (t_D). A chaque nouveau temps, la dérivée par rapport au temps de la concentration à $x_D = 1$ est estimée à l'aide de la nouvelle valeur et de celle du temps précédent. Une valeur négative de cette dérivée signifie que le pic de concentration est déjà passé. Dans ce cas le programme recule d'un pas de temps et recommence la recherche avec un pas de temps plus petit. Lorsque le pic de concentration a été détecté avec une précision jugée suffisante, le couple nombre de Péclet/pic de concentration est sauvegardé dans un fichier, et le programme recommence la recherche avec un nouveau nombre de Péclet.

L'abaque pour le cas où seule la source décroît de manière exponentielle est présenté en Figure 10. On y voit clairement que plus le nombre de Péclet est faible, plus le pic de concentration est faible. Or le nombre de Péclet, tel que défini par l'équation (30), étant directement proportionnel à la distance au point d'observation X , on pourrait en déduire hâtivement que plus cette distance augmente, plus le pic de concentration augmente. Mais il convient de noter que cette distance intervient également dans l'expression de γ_D (équation 45), où cette fois la proportionnalité est relative au carré de la distance. On arrive donc à la conclusion inverse.

Les abaques correspondant au cas où le polluant se dégrade dans le milieu poreux suivant une cinétique de premier ordre sont présentés en Figure 11. Cette figure étant particulièrement "chargée", il est sans doute préférable de tracer des abaques distincts pour chaque valeur de γ_D . La famille de courbes pour $\gamma_D = 100$ est présentée pour exemple en Figure 12. Elle illustre bien la diminution de la concentration maximale, tandis qu'augmente la dégradation dans le milieu poreux.

2.2.2.2.3 Exemple d'application

Pour cet exemple d'application, on fait appel aux mêmes valeurs de paramètres que ceux de l'exemple de la section 2.2.2.1.2 (cas de la barrière de 5 m d'épaisseur). La Figure 13 présente les courbes de restitution, obtenues à l'aide de l'équation (44), en sortie de barrière pour trois cas :

- Cas 1 : pas de décroissance de la source ($\gamma = 0$) ou du polluant dans le milieu poreux ($\lambda = 0$),
- Cas 2 : décroissance de la source uniquement ($\gamma = 0.277 \text{ an}^{-1}$), ($\lambda = 0$),
- Cas 3 : décroissance de la source ($\gamma = 0.277 \text{ an}^{-1}$) et du polluant dans le milieu ($\lambda = 0.0866 \text{ an}^{-1}$)

Ces deux constantes de décroissance correspondent, respectivement, à des temps de demi-vie de 2.5 ans pour la décroissance de la source, et de 8 ans pour la dégradation du polluant dans le milieu poreux. Le calcul analytique donne des pics de concentration relative de 0.072 pour le Cas 2, et de 0.01 pour le Cas 3. On peut vérifier ces résultats à l'aide des abaques. Le nombre de Péclet est le même que précédemment ($P_e = 7.7$). Pour le Cas 2, on calcule (équation 45) une valeur de $\gamma_D = 101$, et $\lambda_D = 0$. Pour le Cas 3, on a la même valeur de γ_D et on calcule (équation 37) une valeur de $\lambda_D = 32$. Les courbes de la Figure 12 donnent des valeurs de concentrations relatives de 0.07 pour le Cas 2, et 0.009 pour le Cas 3.

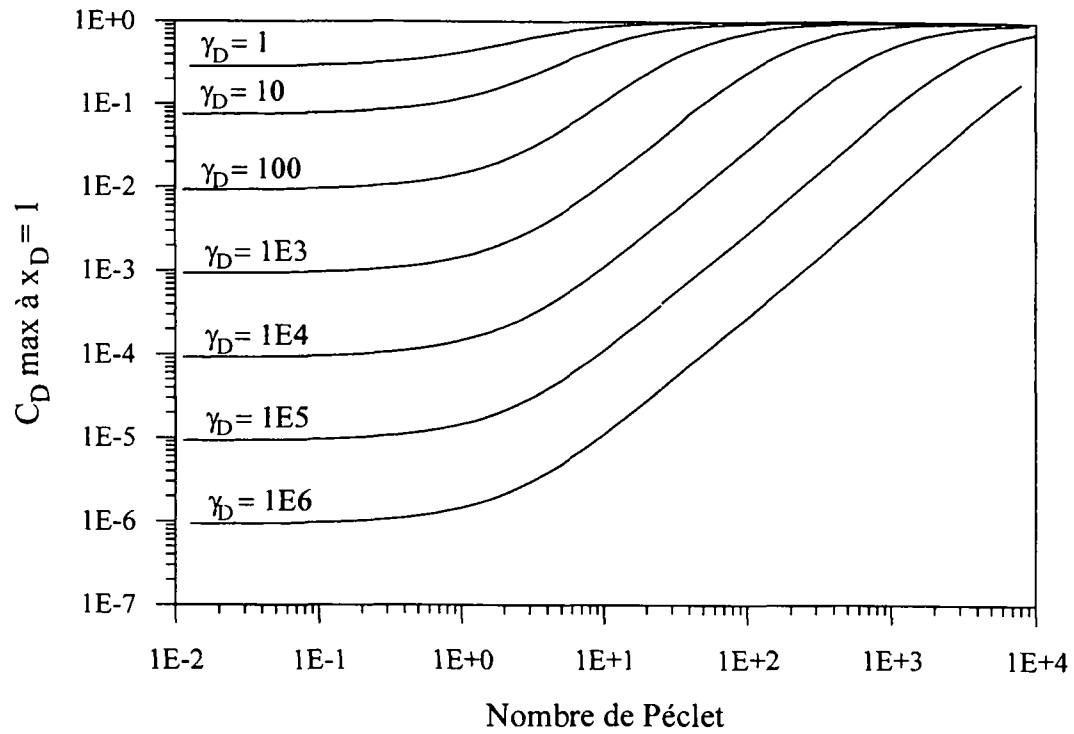
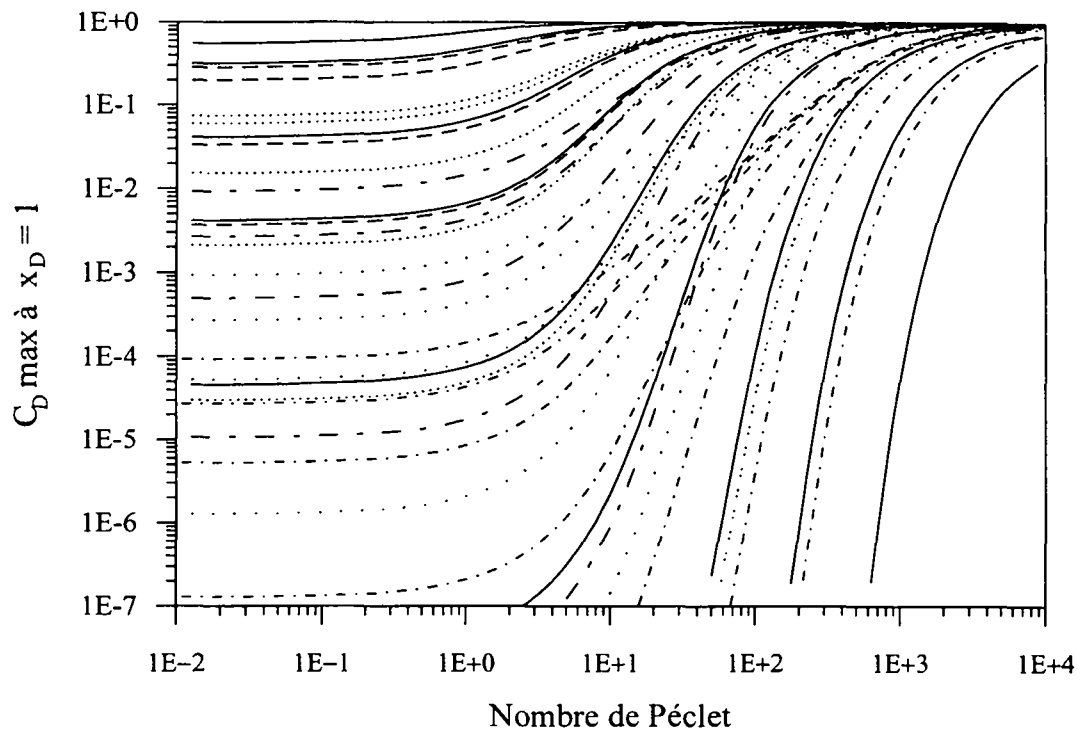


Figure 10 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \text{ max}}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle. Cas sans décroissance dans le milieu ($\lambda_D = 0$).



- $\gamma_D = 0.1, \lambda_D = 0, 1, 10, 30, 100, 300, 1E3, 3E3, 1E4$
- - - $\gamma_D = 1, \lambda_D = 0, 1, 10, 30$
- $\gamma_D = 10, \lambda_D = 0, 1, 10, 30, 100$
- . - $\gamma_D = 100, \lambda_D = 0, 10, 30, 100, 300$
- $\gamma_D = 1E3, \lambda_D = 0, 10, 30, 100, 300, 1E3$
- $\gamma_D = 1E4, \lambda_D = 0, 10, 30, 100, 300, 1E3, 3E3$

Figure 11 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \max}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle. Cas avec décroissance dans le milieu ($\lambda_D \neq 0$).

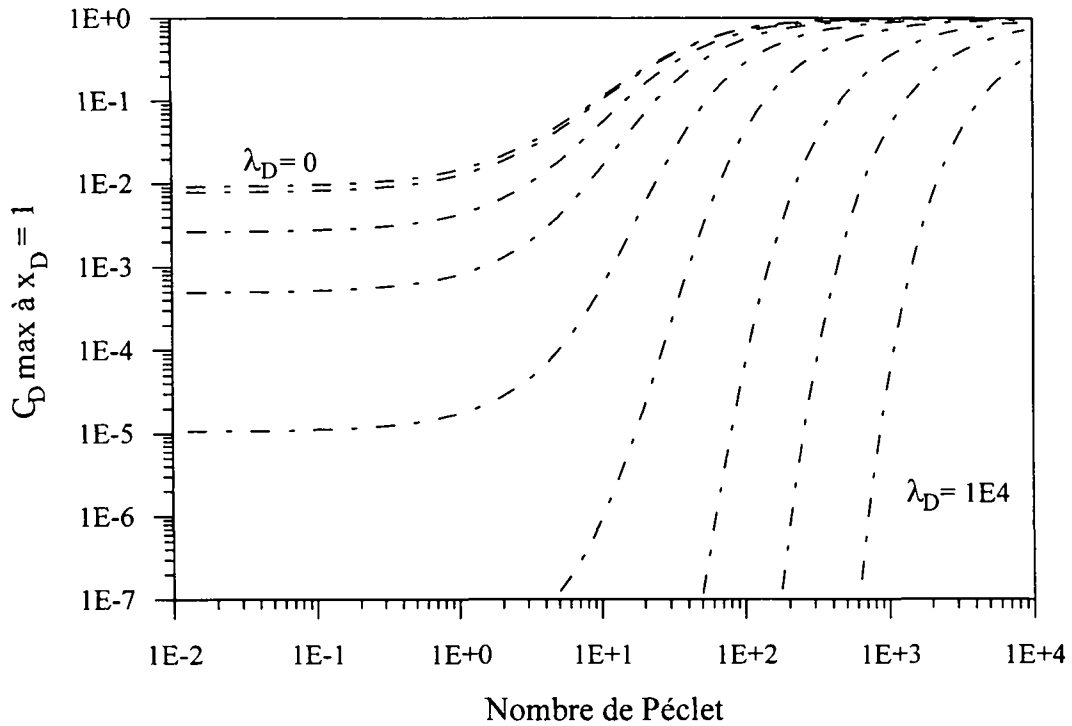


Figure 12 : Abaques pour la détermination de la concentration maximale ($C_{D \text{ max}}$), en aval d'une source dont l'intensité décroît de manière exponentielle ($\gamma_D = 100$). Cas avec décroissance dans le milieu ($\lambda_D = 0, 1, 10, 30, 100, 300, 1E3, 3E3, 1E4$).

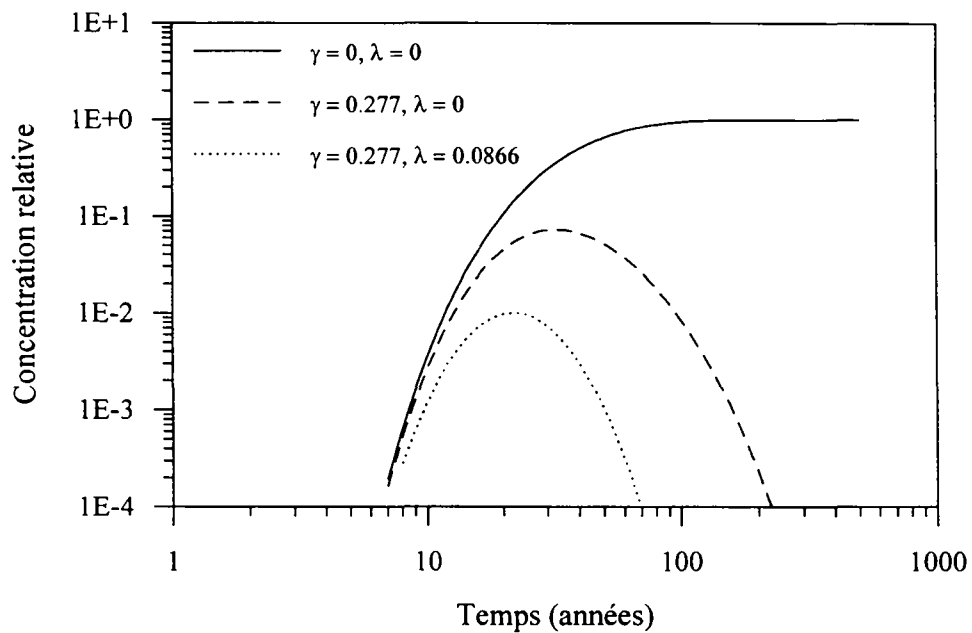


Figure 13 : Courbes de restitution d'un polluant avec ou sans décroissance à la source et dans le milieu poreux (valeurs de γ et λ en an^{-1}).

2.2.3 Transport dans un domaine bi-dimensionnel

2.2.3.1 Définition du problème

La migration dans un domaine bi-dimensionnel est illustrée schématiquement dans la Figure 14a. Les données sont les mêmes que pour le cas uni-dimensionnel si ce n'est que la dispersion en aval hydraulique de la source de pollution opère dans la direction longitudinale, mais également horizontale-transverse. Le tenseur de dispersion a donc deux composantes : D_L et D_T .

La source de pollution n'est pas supposée ponctuelle, mais est répartie sur une surface plane de hauteur H et de largeur B , sur laquelle la concentration est imposée. Par ailleurs, il est considéré qu'une infiltration efficace (I) dilue le panache de pollution en aval hydraulique de la source (cas d'une nappe libre). Si l'influence de cette infiltration sur les concentrations est prise en compte, il est toutefois supposé qu'elle est suffisamment faible par rapport au flux de la nappe pour que ce dernier soit considéré comme étant constant.

Le problème de la dispersion en deux dimensions a été traité notamment par Bear (1972), Sauty (1977) ou Wilson et Miller (1978) pour le cas d'une source ponctuelle (injection de solutés à partir d'un forage). La condition à la source adoptée par ces auteurs est de type flux. On notera que leurs solutions donnent des résultats erronés lorsque le point d'observation se trouve à proximité du point d'injection. Ce problème a été identifié notamment par Domenico et Robbins (1985) et Huyakorn et al. (1987), qui expliquent que l'injection d'une masse finie en un point de volume infinitésimal se traduit par une concentration en ce point qui est infinie. Ce n'est qu'à partir d'une certaine distance de la source, que le "contenant" devient suffisamment important pour que la solution devienne réaliste.

Le cas d'une source ponctuelle, pour une source à concentration constante, est traité notamment par Lenda et Zuber (1970) (voir également Wang, 1987). Le cas d'une source de concentration constante et de largeur finie a été traité par Cleary et Unga (1978) (voir également Wexler, 1992). Ce cas étant plus adapté à la problématique des sites contaminés que le précédent, c'est celui qui a été retenu ici. Par rapport aux solutions présentées par Cleary et Unga, et Wexler, il a également été considéré dans le présent travail que la pollution était diluée en aval hydraulique de la source, par une infiltration efficace (notée I dans la Figure 14a). Pour prendre en compte ce phénomène, la solution a été redéveloppée (voir en Annexe A). Les conditions aux limites sélectionnées sont celles représentées dans la Figure 14b (concentration constante à la source).

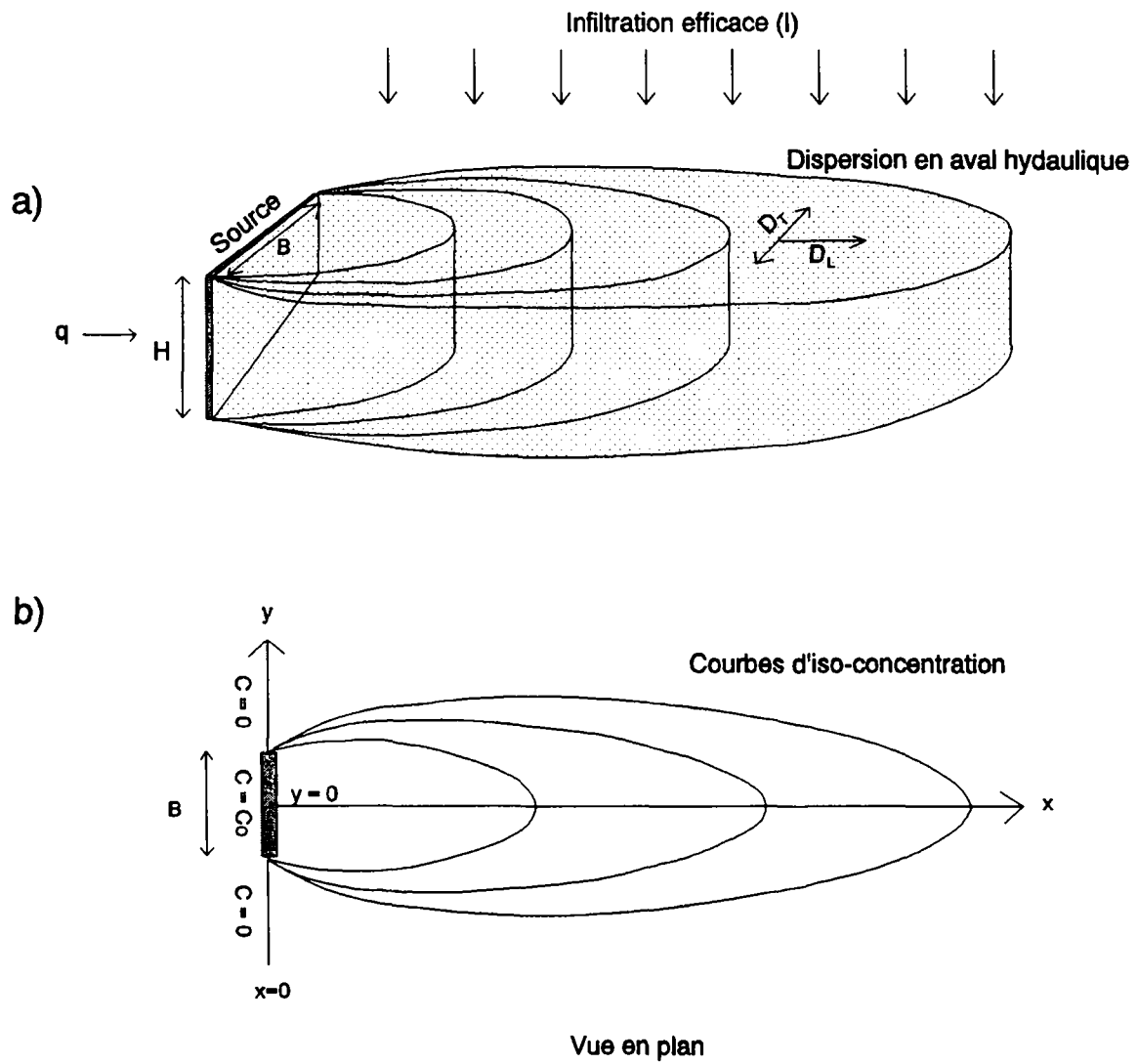


Figure 14a et b : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et bi-dimensionnel.

2.2.3.2 Solutions analytiques et application au cas d'un site pollué

La solution en régime transitoire (Annexe A) est :

$$c(x, y, t) = \frac{C_o x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{4\sqrt{\pi D_L / R}} \int_0^t \frac{1}{\tau^{3/2}} \exp\left[-\left(\frac{I}{R\omega H} + \lambda + \frac{v^2}{4RD_L}\right) \tau - \frac{Rx^2}{4D_L\tau}\right] \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{y - B/2}{2\sqrt{D_T\tau / R}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{y + B/2}{2\sqrt{D_T\tau / R}}\right] \right) d\tau \quad (47)$$

où :

x et y sont les coordonnées définies dans la Figure 14b,

t est le temps,

H est la hauteur de la couche aquifère,

ω sa porosité,

B est la largeur de la source (voir Figure 14b),

τ est la variable d'intégration,

et tous les autres paramètres ont été définis auparavant.

La solution en régime permanent (voir Annexe A) est :

$$c(x, y) = \frac{C_o \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{\pi\sqrt{D_L D_T}} \sqrt{\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + R\lambda} \cdot \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T x^2}}} K_1 \left[\sqrt{\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right) \left(\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + R\lambda\right)} \right] dy' \quad (48)$$

où y' est la variable d'intégration et K_1 est la fonction de Bessel modifiée de deuxième espèce et d'ordre 1.

L'évaluation des intégrales dans les expressions ci-dessus a été effectuée à l'aide de la méthode de quadrature Gauss-Legendre (voir Hornbeck, 1975).

L'exemple d'application suivant (modifié d'après Côme et al., 1997), considère la migration à partir d'une pollution localisée dans un aquifère dont les caractéristiques sont :

- conductivité hydraulique = 10^{-3} m/s
- gradient hydraulique = 0.5%

- épaisseur = 20 m
- porosité = 20%

La largeur de la zone polluée (B dans la Figure 14a) est de 25 m. On s'intéresse au développement de la concentration sur une échelle de l'ordre de 200 m. Sur la base de la synthèse de Gelhar et al. (1992), des valeurs de dispersivité longitudinale et horizontale-transverse de 20 m et 2 m ont été sélectionnées. Pour ces caractéristiques de l'aquifère, on calcule une vitesse d'écoulement de l'eau de 2.16 m/jour. Pour une telle vitesse, la dispersion cinématique domine largement le phénomène de dispersion (régime III de Pfannkuch, section 2.2.2.1.3), et la diffusion moléculaire a été négligée.

La Figure 15 présente le profil de concentration relative à différents temps, en régime permanent, sans dilution en aval ni dégradation dans le milieu poreux, et pour $y = 0$ (axe du panache de pollution). Il est intéressant de noter que tandis que progresse le front de pollution, il existe une région en amont du front qui se stabilise. Par exemple à $t = 100$ jours, les concentrations aux points situés en amont d'une distance d'environ 100 m de la source n'évoluent plus, tandis que celles situées en aval augmentent. Cette stabilisation de certaines régions de panaches de pollution, tandis que d'autres régions situées plus en aval évoluent, a été observée sur le terrain par MacFarlane et al. (1983).

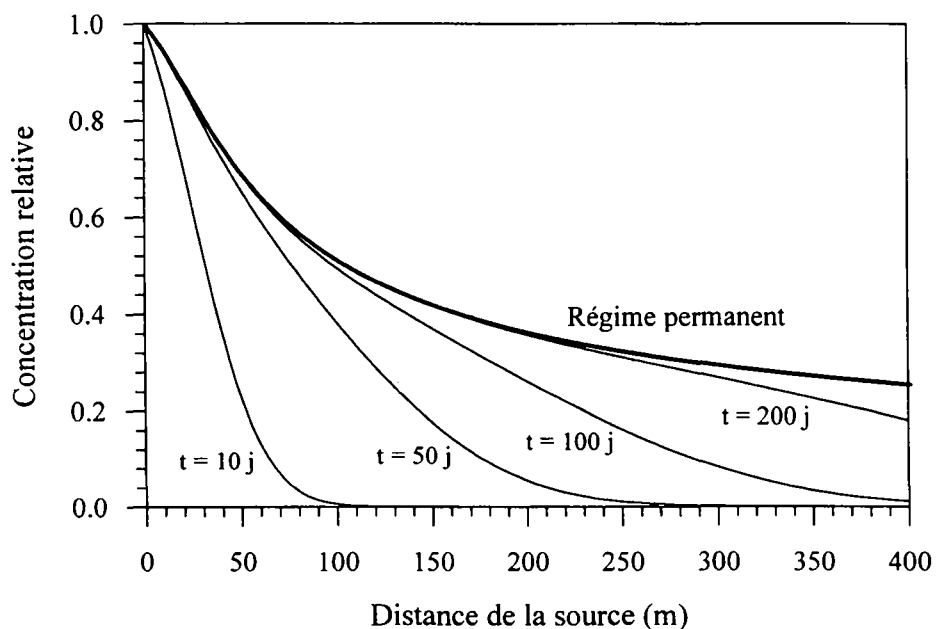


Figure 15 : Profils de concentration en aval d'une source de pollution pour le cas d'une migration dans un domaine bi-dimensionnel.

La Figure 16 illustre l'effet de la dégradation dans le milieu poreux. Un calcul sans dégradation, mais en considérant une pluie efficace moyenne de 200 mm/an, n'a pas montré de différence significative avec le cas sans dégradation (trait épais de la Figure 16). Sur la base de l'équation (47) cette valeur de pluie efficace équivaut à une constante de dégradation "équivalente" de $1.37 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ (temps de demi-vie de 14 ans). Le Cas 1 de la figure est calculé pour un temps de demi-vie de 3 mois ($\lambda = 7.7 \cdot 10^{-3} \text{ j}^{-1}$). L'atténuation est sensible mais pas très intense en raison de la vitesse d'écoulement élevée. Pour comparaison, le Cas 2 a été calculé avec le même temps de demi-vie, mais pour une conductivité hydraulique de l'aquifère 10 fois moindre. L'atténuation est cette fois beaucoup plus marquée.

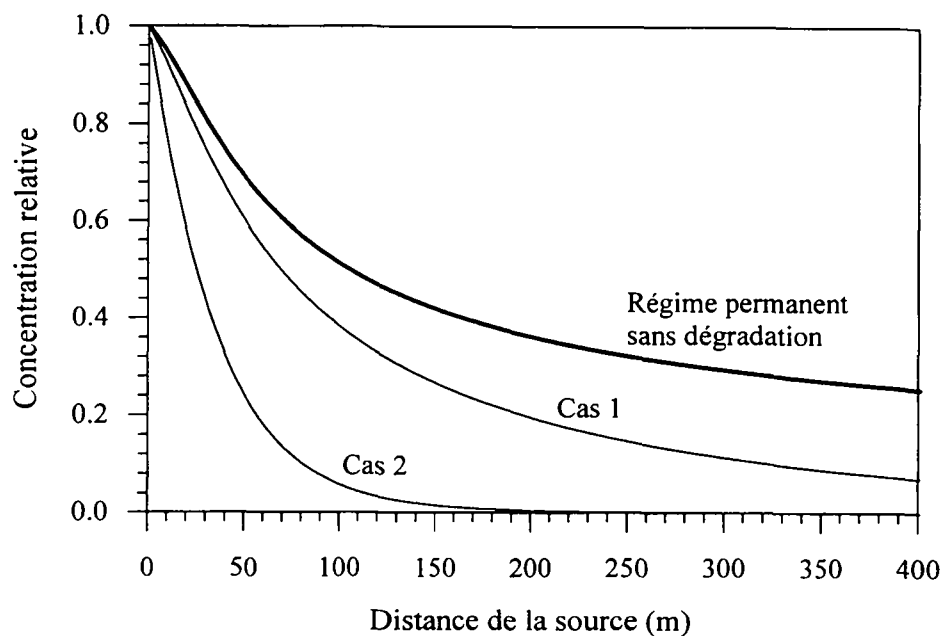


Figure 16 : Profil de concentration en régime permanent, avec (Cas 1 et 2, voir texte), et sans dégradation dans le milieu poreux.

2.2.3.3 Définition de variables sans dimension et développement d'abaques

Des variables sans dimension ont été définies qui permettent d'homogénéiser l'équation de transport en deux dimensions. En plus des variables x_D , c_D et P_e définies précédemment (équations 29 et 30), on définit une constante de dégradation sans dimension, et une pluie efficace sans dimension d'après :

$$\lambda_D = \frac{R \lambda D_L}{v^2} \quad \text{et} \quad I_D = \frac{I D_L}{v^2 \omega X} \quad (49)$$

Il faut également définir une variable y_D et une largeur adimensionnelle de la source B_D d'après :

$$y_D = \frac{\nu Y}{\sqrt{D_L D_T}} \quad \text{et} \quad B_D = \frac{B \nu}{2\sqrt{D_L D_T}} \quad (50)$$

où (X, Y) sont les coordonnées du point d'observation.

Le cadre conceptuel pour lequel a été développée l'équation (47) (Figure 14) s'applique surtout à des milieux aquifères perméables par opposition aux barrières peu perméables des solutions unidimensionnelles. Dans un tel contexte on peut généralement supposer que la diffusion moléculaire est négligeable par rapport à la dispersion cinématique. Les variables sans dimension deviennent alors :

$$y_D = \frac{Y}{\sqrt{\alpha_L \alpha_T}} \quad \text{et} \quad B_D = \frac{B}{2\sqrt{\alpha_L \alpha_T}} \quad (51)$$

tandis que le nombre de Péclet et le coefficient de dégradation sans dimension deviennent :

$$P_e = \frac{X}{\alpha_L} \quad \text{et} \quad \lambda_D = \frac{R \lambda \alpha_L}{\nu} \quad (52)$$

On notera qu'il est préférable de ne pas définir λ_D d'après l'équation (37) (section 2.2.1.3), car B_D dépendrait alors de la distance X , ce qui se révélerait d'utilisation incommode. L'expression ci-dessus de la variable B_D a également été adoptée par Germain (1981).

La solution en régime permanent, exprimée en terme de variables sans dimension est :

$$c_{D\max}(x_D, y_D) = \frac{1}{\pi} \exp\left[\frac{P_e x_D}{2}\right] \cdot \int_{-B_D}^{B_D} \frac{\sqrt{0.25 + I_D + \lambda_D}}{\sqrt{1 + \frac{1}{P_e^2} \frac{(y_D - \varphi_D)^2}{x_D^2}}} K_1 \left[\sqrt{(P_e^2 x_D^2 + (y_D - \varphi_D)^2) (0.25 + \lambda_D + I_D)} \right] d\varphi_D \quad (53)$$

où φ_D est la variable d'intégration.

Cette solution a été utilisée pour générer les abaques des Figures 17 à 20. Ces abaques donnent les concentrations en régime permanent, le long de l'axe du panache de pollution ($y_D = 0$), pour différentes valeurs de la largeur adimensionnelle de la source (B_D) et de la constante de dégradation sans dimension λ_D . A noter que dans ces figures, λ_D est en fait la somme de λ_D et de I_D telles que définies par l'équation (49), mais que I_D est généralement faible (voir section suivante).

On peut vérifier, à l'aide de ces abaques, le calcul effectué dans la section précédente. Si on s'intéresse, par exemple, à la concentration maximale (correspondant au régime permanent) en un point situé à 200 m de la source, on calcule une valeur $P_e = 10$ et une valeur $B_D = 2$. En supposant qu'il n'y ait pas de dégradation, on obtient (Figure 17) une concentration relative C_{Dmax} d'environ 0.35. La solution analytique (équation 48) appliquée directement donne une concentration de 0.362 (voir Figure 16).

Si maintenant on considère le Cas 1 de la Figure 16 ($\lambda = 7.7 \cdot 10^{-3} \text{ 1/j}$), on calcule (équation 49) une valeur $\lambda_D = 0.07$. En prenant l'abaque correspondant à la valeur de λ_D la plus proche (0.1 ; Figure 20), on obtient une valeur de C_{Dmax} proche de 0.2. Le calcul direct donne une valeur de 0.195.

2.2.3.4 Analyse des tendances à l'aide des variables sans dimension

L'examen des expressions des variables sans dimension et des figures 18 à 20 montre notamment que plus la largeur adimensionnelle de la source (B_D) est importante, plus l'impact en aval de la source est fort. La courbe correspondant à $B_D = 100$, pour le cas où $\lambda_D = 0$, est à peine visible sur les graphiques (la source est si large, ou il y a si peu de dispersion transverse, qu'il n'y a quasiment pas d'atténuation perceptible en aval). Pour donner un ordre de grandeur, si dans l'exemple précédent on avait considéré un site d'une largeur très importante de 500 m, on aurait alors obtenu une valeur $B_D = 40$. La courbe $B_D = 100$ ne correspondra que rarement à une situation réelle.

L'équation (51) montre que la variable B_D est inversement proportionnelle à la racine carrée du produit des dispersivités en x (α_L) et en y (α_T). Mais α_L se trouve également au dénominateur du nombre de Péclet (équation 52). Or, ces deux variables ont des influences opposées : on voit en Figure 17 que lorsque B_D augmente, C_{Dmax} augmente, tandis que pour P_e , c'est l'inverse qui se produit. La question se pose donc de savoir si l'augmentation de α_L augmente ou diminue C_{Dmax} . Or c'est la première solution qui est la bonne car α_L se trouvant sous la racine carrée dans l'expression de B_D , c'est son influence dans P_e qui est prédominante. Pour ce qui concerne α_T , par contre, il n'y a pas d'ambiguïté, puisque ce paramètre intervient uniquement dans la variable B_D : plus α_T augmente, plus C_{Dmax} décroît. Ceci est cohérent avec le fait que c'est uniquement la dispersion transversale qui contribue à augmenter le "contenant" de la charge polluante, et à permettre ainsi sa dilution dans le milieu. En l'absence de dégradation, la dispersion longitudinale ne contribue, elle, qu'à amener la charge polluante plus loin en aval de la source.

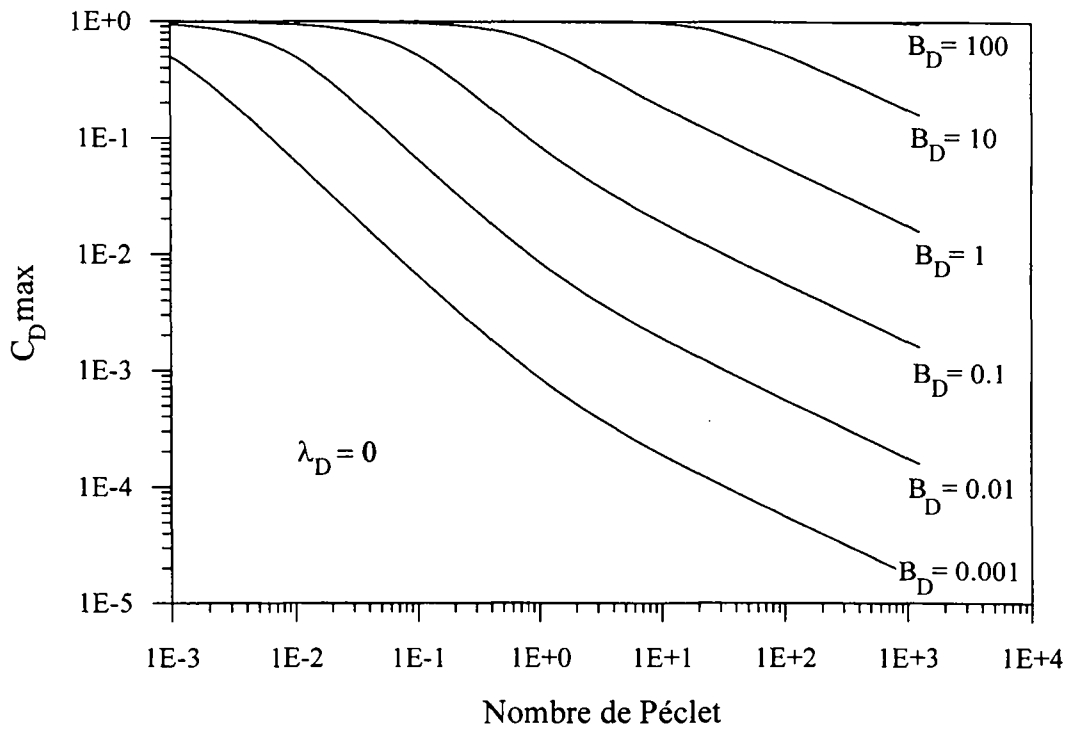


Figure 17 : Abaqués pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_D \max$), en aval d'une source d'intensité constante dans un domaine bi-dimensionnel. Pas de décroissance dans le milieu poreux.

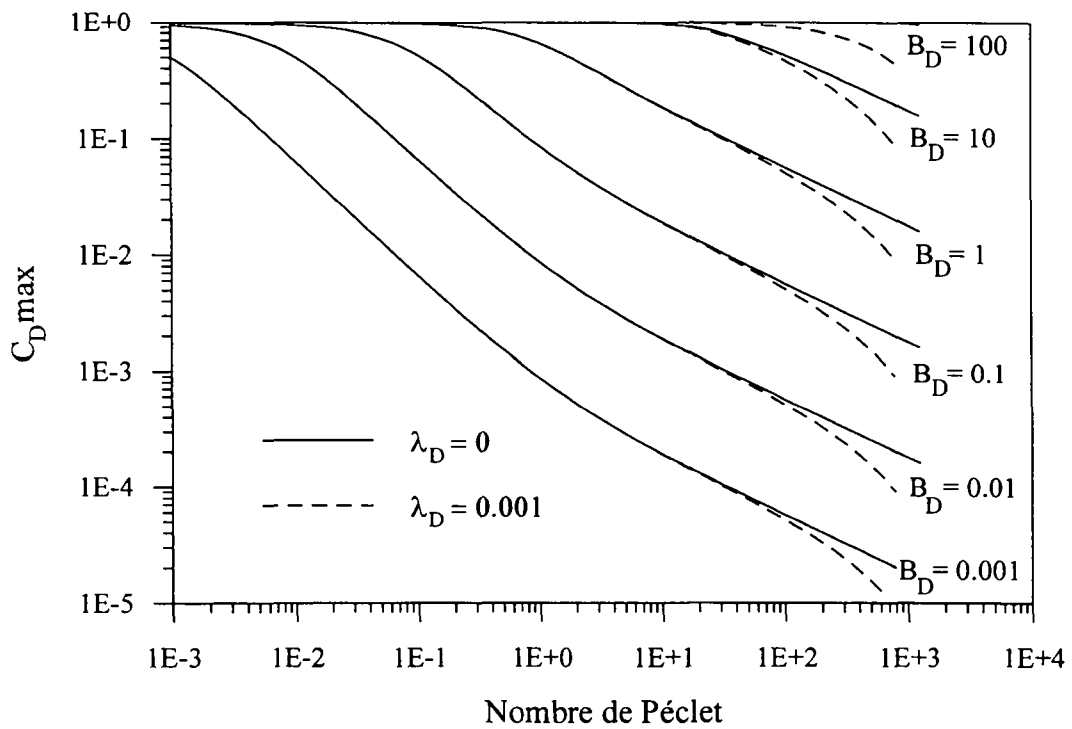


Figure 18 : Abaqués pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_D \max$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-3}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.

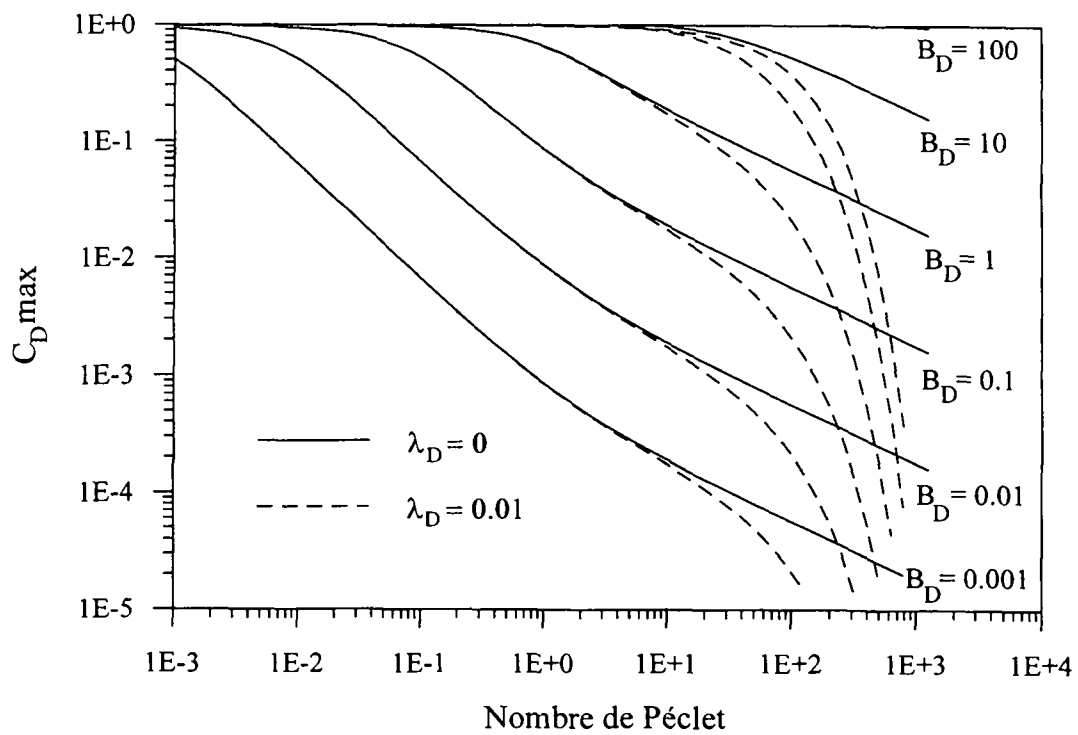


Figure 19 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D \max}$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-2}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.

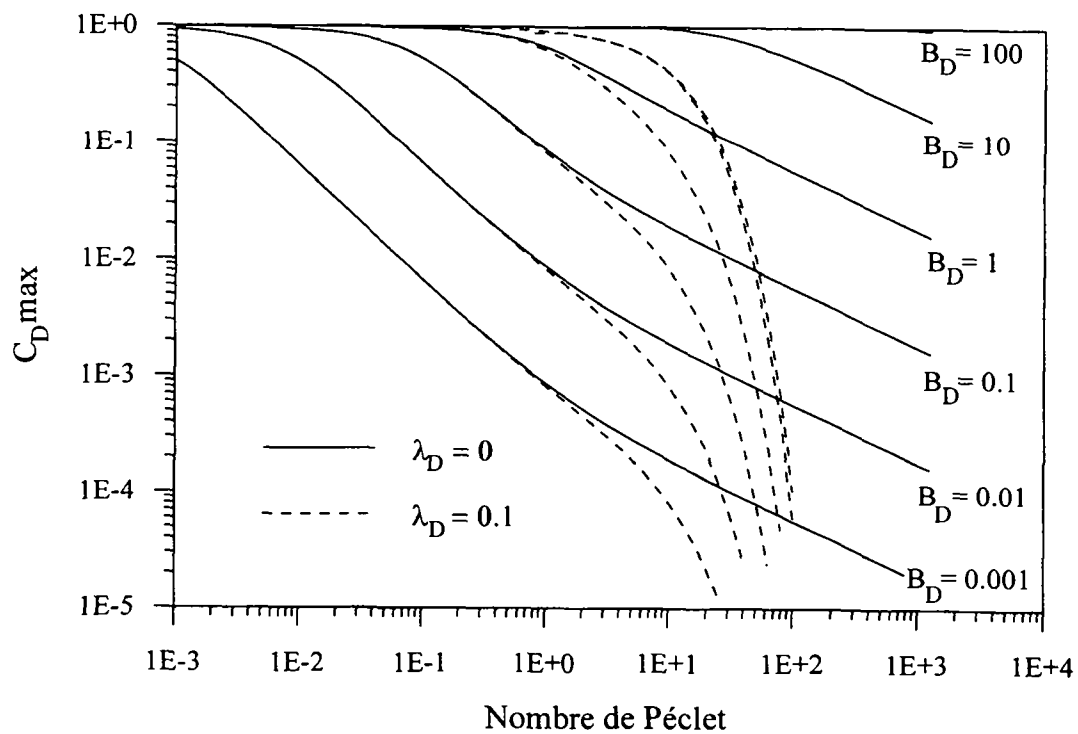


Figure 20 : Abaques pour la détermination de la concentration en régime permanent ($C_{D \max}$), en aval d'une source d'intensité constante, dans un domaine bi-dimensionnel. Avec ($\lambda_D = 10^{-1}$) et sans décroissance dans le milieu poreux.

Lorsqu'il n'y a pas de dégradation, et que la convection domine la diffusion, les variables sans dimension (équations 51 et 52) montrent que la distribution des concentrations en régime permanent est indépendante de la vitesse d'écoulement. Dans le cas où le polluant se dégrade, par contre, l'équation de λ_D montre bien que plus la vitesse est importante, moins la pollution est atténuée par la dégradation.

Il est intéressant de noter que la dilution, liée à l'infiltration efficace, intervient de manière identique à la dégradation. Par contre, dans la pratique, son influence ne sera perceptible qu'à une grande distance de la zone polluée. En effet, en reprenant les paramètres de l'exemple de la section précédente, on arrive à une valeur $I_D = 1.2 \cdot 10^{-4}$. Or la Figure 18 montre que même pour une décroissance dix fois supérieure, l'effet n'est perceptible que lorsque P_e est très grand, ce qui implique nécessairement que la distance X soit très grande.

2.2.4 Transport dans un domaine tri-dimensionnel

2.2.4.1 Définition du problème

Le schéma conceptuel du problème tri-dimensionnel est illustré en Figure 21. Comme pour la Figure 14, la source est un plan de hauteur constante H et de largeur B , à concentration imposée. Contrairement au cas précédent (cas bi-dimensionnel), l'infiltration efficace (I) n'a pas été incluse.

Dans le bloc-diagramme de la Figure 21a, les iso-concentrations sont dessinées uniquement sur le plan médian (le plan $x-z$) du panache de pollution. Divers auteurs ont dérivé des solutions analytiques pour le problème de la migration en 3-D pour différentes conditions aux limites. Par exemple Hunt (1978) présente des solutions pour le cas d'une injection en un point d'un milieu d'extension infinie. Sagar (1982) propose des solutions pour le cas d'une percolation verticale à partir d'une source de superficie finie, contenue dans le plan $x-y$. Huyakorn et al. (1987) proposent une solution 3-D pour le cas d'une source de géométrie Gaussienne.

A noter que le logiciel d'évaluation des risques RBCA (Connor et al., 1995), fait usage d'une solution en régime permanent proposée par Domenico (1987), et basée sur un certain nombre d'approximations permettant d'éviter les expressions intégrales. Citons enfin Wexler (1992) qui, s'appuyant sur une solution de Sagar (1982), dérive une solution pour une source contenue dans le plan $y-z$, et pour un polluant qui subirait une dégradation de premier ordre dans le milieu poreux.

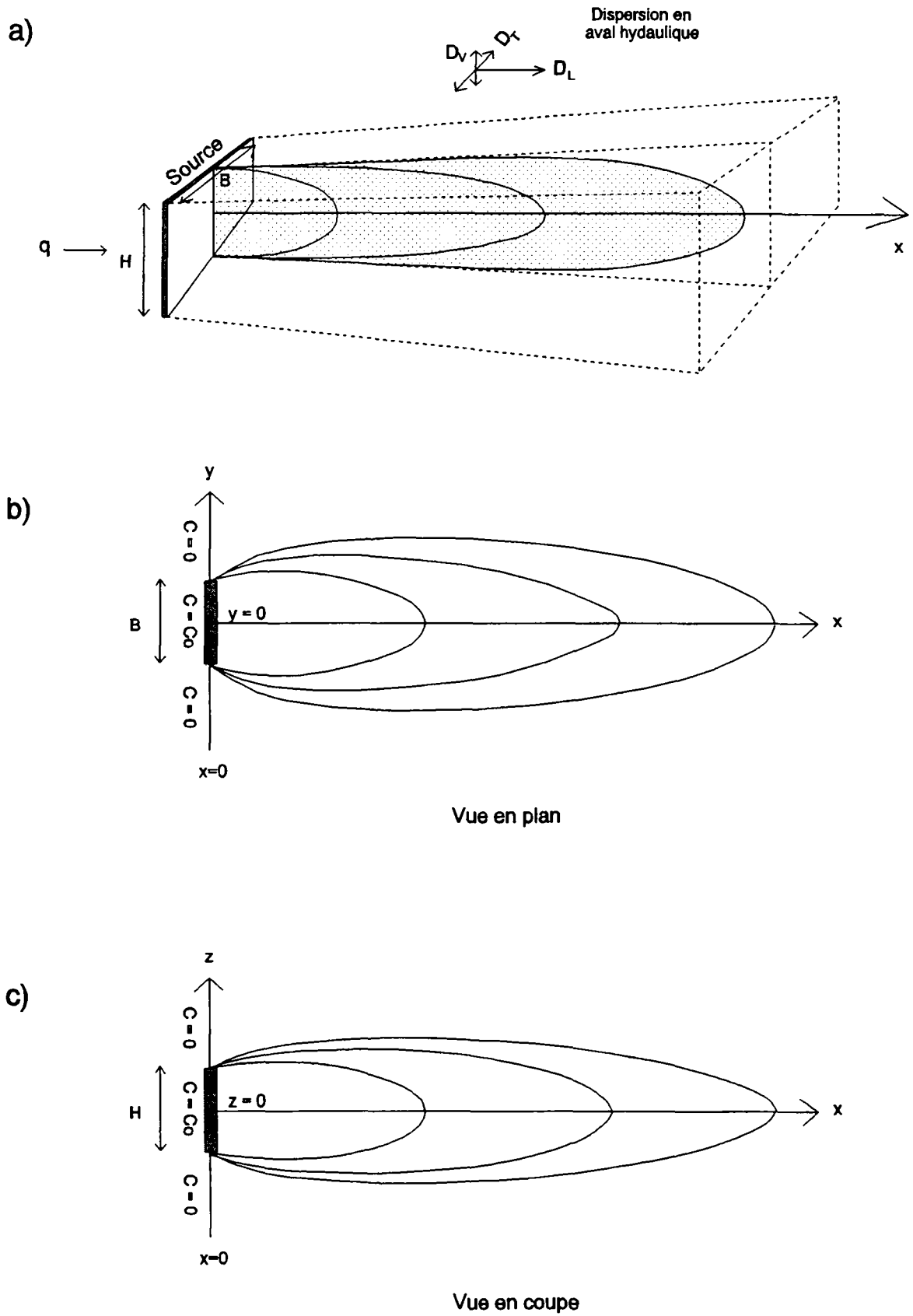


Figure 21a, b, c : Schéma conceptuel de la migration dans un domaine mono-couche et tri-dimensionnel.

2.2.4.2 Solutions analytiques

La solution retenue ici est celle de Wexler (1992), pour des conditions aux limites qui sont illustrées en Figure 21b et 21c. En considérant le système de coordonnées de la Figure 21 (légèrement différent de celui adopté par Wexler) la solution s'écrit :

$$c(x, y, z, t) = \frac{C_o x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{8\sqrt{\pi D_L / R}} \int_0^t \frac{1}{\tau^{3/2}} \exp\left[-\left(\frac{v^2}{4RD_L} + \lambda\right) \tau - \frac{Rx^2}{4D_L \tau}\right] \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{y - B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{y + B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] \right) \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{z - H/2}{2\sqrt{D_V \tau / R}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{z + H/2}{2\sqrt{D_V \tau / R}}\right] \right) d\tau \quad (54)$$

où D_V est la dispersion verticale-transverse et tous les autres paramètres ont été définis auparavant.

La solution en régime permanent est d'utilisation particulièrement inconmode, car elle introduit deux intégrations numériques successives (l'une en z et l'autre en y). Il est sans doute préférable, dans ce cas, de calculer les résultats en régime permanent en appliquant l'équation (54) pour des temps très grands.

Domenico (1987) propose une approximation de la solution en régime permanent, qui permet d'éviter les intégrations successives. Cette solution, qui est utilisée notamment par le logiciel d'analyse de risques RBCA (Connor et al., 1995) est :

$$c(x, 0, 0, \infty) = C_o \exp\left[\frac{x}{2\alpha_L} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4\lambda\alpha_L}{v}}\right)\right] \cdot \operatorname{erf}\left[\frac{B}{4\sqrt{\alpha_T x}}\right] \cdot \operatorname{erf}\left[\frac{H}{4\sqrt{\alpha_V x}}\right] \quad (55)$$

où : $\operatorname{erf}(x) = 1 - \operatorname{erfc}(x)$.

Ces différentes solutions sont évaluées et comparées dans la section suivante.

2.2.4.3 Comparaison des solutions

Pour la comparaison on considérera les mêmes paramètres que ceux de l'exemple de la section précédente, auxquels il convient d'ajouter une valeur de la dispersivité en z (α_V). Sur la base de la synthèse de Gelhar et al. (1992), α_V est choisi compris entre $\alpha_T/100$ et $\alpha_T/10$. Il est rappelé que selon Gelhar et al., dans la plupart des cas réels étudiés le ratio α_V / α_T est faible et de l'ordre de 0.01.

La Figure 22 compare les résultats obtenus pour l'exemple précédent, en appliquant le modèle 2-D (c.à.d. $\alpha_V = 0$), et 3-D pour 3 valeurs de α_V/α_T : 0.01, 0.1 et 0.15. Ce dernier ratio est celui préconisé par le manuel d'utilisateur du logiciel d'analyse de risques RBCA.

On constate que lorsque α_V est choisie égale à la valeur jugée la plus réaliste par Gelhar et al. sur la base d'une synthèse de nombreux tests de traçage, les solutions 2-D et 3-D sont identiques. Les résultats 3-D pour une valeur de α_V prise égale à la limite haute du spectre, montrent des différences significatives à partir d'une distance de la source de 50 m, c'est-à-dire une distance égale à deux fois la largeur de la source considérée (25 m). Les résultats obtenus pour une valeur de α_V correspondant à un ratio $\alpha_V/\alpha_T = 0.15$ sont les plus faibles, et en dessous de la gamme jugée plus vraisemblable (résultats non-sécuritaires).

La Figure 23 compare les résultats obtenus à l'aide de l'équation (54) pour t tendant vers l'infini, à ceux de l'approximation proposée par Domenico (1987), pour le problème précédent et deux cas :

- $R = 1$, $\lambda = 0$ (pas de retard, pas de dégradation),
- $R = 3$, $\lambda = 0.0077 \text{ j}^{-1}$.

On constate que la solution de Domenico sous-estime légèrement la solution "exacte" pour des distances inférieures à 200 m. Par contre, compte tenu de l'incertitude liée aux différents paramètres, ces différences ne portent guère à conséquence.

Sur la base de l'analyse précédente il est suggéré que, tout particulièrement dans un contexte d'évaluation des risques, la prise en compte de la dispersivité verticale-transverse pour le cas où la source de pollution se trouve directement dans le milieu aquifère, n'est peut-être pas très utile. Le choix de négliger cette composante de la dispersion peut se justifier dans un tel contexte compte tenu, d'une part, d'observations sur sites réels témoignant de son caractère limité (de l'ordre de la diffusion moléculaire ; voir sous-chapitre 2.1), et d'autre part de la nature sécuritaire (majorante) de ce choix. A noter toutefois que les matériaux géologiques considérés ici sont des matériaux de type alluvionnaire supposés relativement homogènes. Cette suggestion ne serait pas valable pour le cas d'un milieu fissuré.

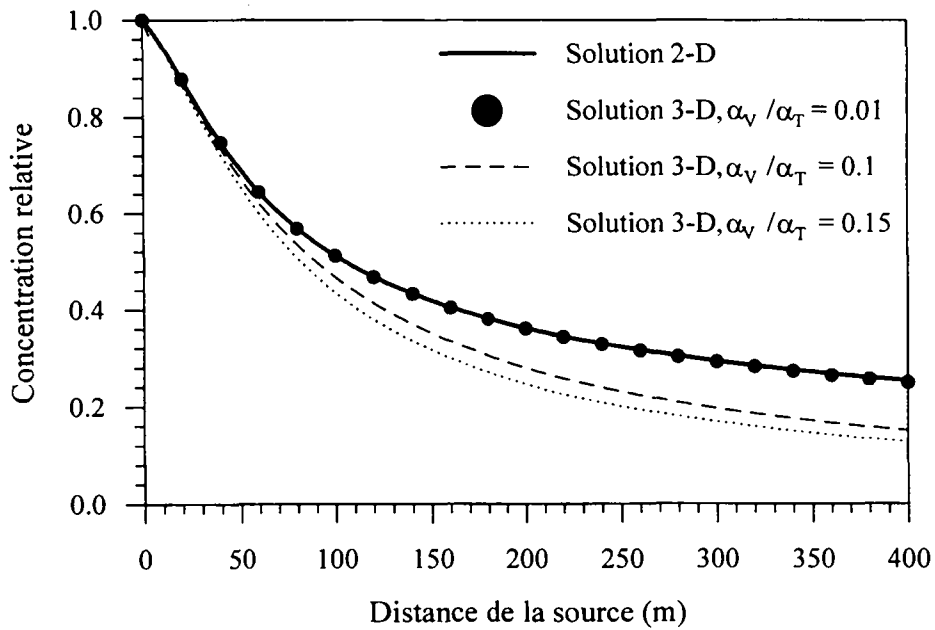


Figure 22 : Profils de concentration en aval d'une source continue dans un domaine bi-dimensionnel et tri-dimensionnel, pour différents ratios α_v / α_T .

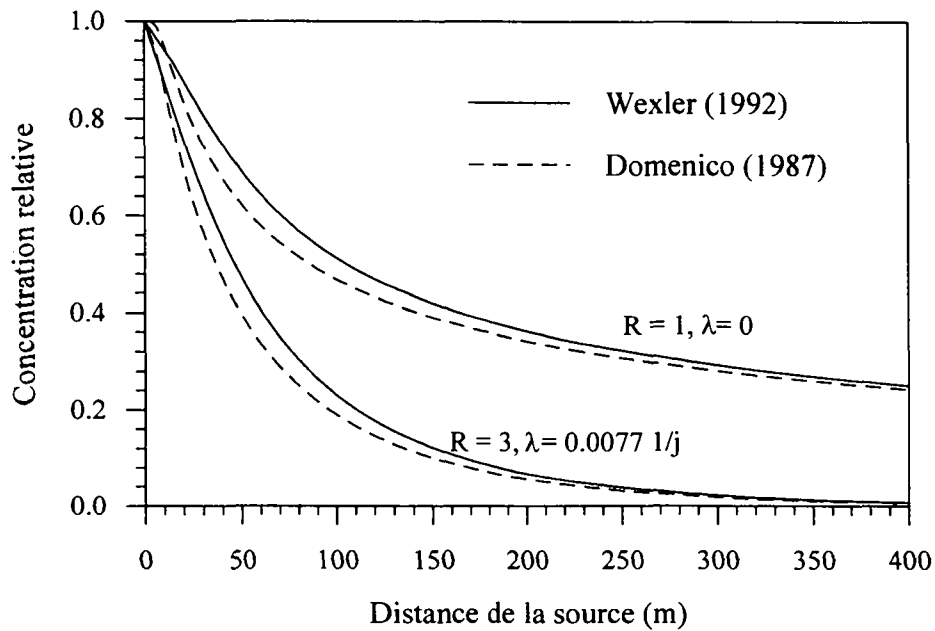


Figure 23 : Comparaison des solutions 3-D de Wexler (1992) et Domenico (1987) pour deux cas.

2.3 Solutions analytiques relatives au transport de polluants dans un domaine multicouche

2.3.1 Cadre conceptuel

Dans de nombreux cas de pollution, la source ne se situe pas directement au sein du milieu aquifère, mais dans les terrains situés au dessus de la nappe. La pollution peut exister, par exemple, sous la forme d'une phase organique résiduelle imprégnant les terrains sus-jacents. L'impact sur les eaux souterraines est dans ce cas principalement lié à la mobilisation de polluants dissous, par mise en solution et entraînement par un flux d'infiltration (une pluie efficace). Cette mobilisation se traduit par l'apparition d'un flux de pollution qui peut migrer vers le bas, et à terme atteindre la nappe aquifère (voir le schéma de la Figure 24).

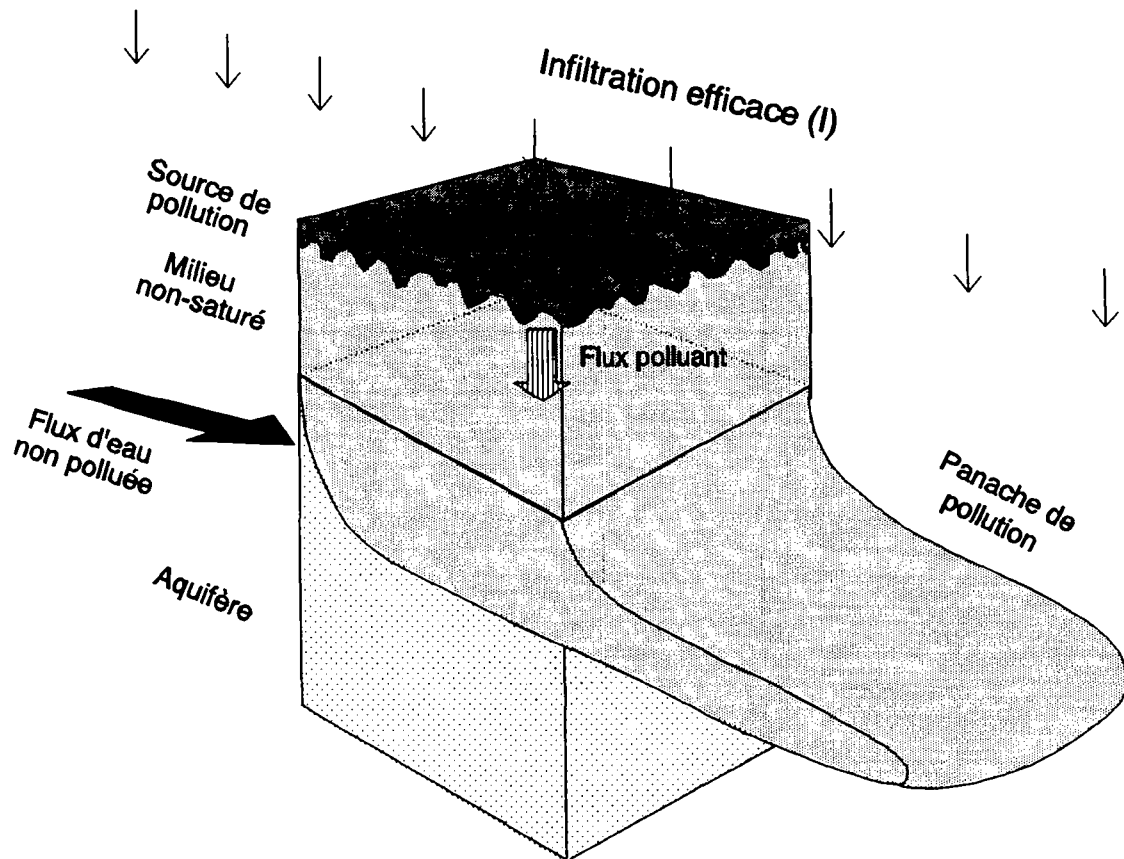


Figure 24 : Représentation schématique d'une migration dans un domaine bi-couche.

Dans les chapitres qui suivent, plusieurs solutions analytiques sont développées pour le problème général de la Figure 24. Ces solutions seront utilisées pour déterminer quelle est la concentration maximale dans les eaux souterraines à l'aval du site pollué, qui pourrait résulter d'une configuration donnée.

La détermination de la concentration maximale nécessite de connaître le flux d'infiltration vers la nappe. Une première question importante consiste à savoir si ce flux d'infiltration est limité par la conductivité hydraulique des terrains, ou alors par la hauteur de pluie (voir la section 2.1.4). Dans le premier cas on pourra avoir une estimation du flux d'infiltration en considérant cette conductivité hydraulique, en supposant un écoulement gravitaire (gradient hydraulique unitaire), et en appliquant la loi de Darcy. Dans le second cas, l'infiltration pourra être déterminée en prenant en compte les apports (précipitations) et pertes (évapotranspiration, ruissellement) d'eau, et en appliquant la méthode du bilan hydrique (Thornthwaite et Mather, 1955). Un exemple récent d'application de la méthode du bilan hydrique au problème de la production de lixiviats par les sites de stockage de déchets ménagers est présenté dans Guyonnet et al. (1998b).

Une fois que le flux polluant atteint la nappe, il est dilué par de l'eau souterraine non contaminée. Les solutions développées dans ce travail considèrent une répartition homogène de la concentration sur toute l'épaisseur de l'aquifère, ou de ce qui pourrait être appelé "couche de mélange". La concentration obtenue à l'aide des solutions proposées doit donc être considérée comme une concentration moyenne pour l'épaisseur d'aquifère considérée. Cette approche, qui est commune à la plupart des modèles d'évaluation des risques faisant intervenir des solutions analytiques (RBCA de Connor et al., 1995, HESP de Shell, 1994), n'est acceptable que si l'extension latérale de la source de pollution est relativement importante par rapport à l'épaisseur de la couche de mélange.

Les études relatives à l'influence des décharges sur les eaux souterraines suggèrent que le flux de pollution occupe généralement une épaisseur importante du milieu aquifère situé directement à l'aplomb du site. La Figure 25 (tirée de MacFarlane et al., 1983) montre la distribution des concentrations en ion chlorure à l'aplomb d'un site de décharge dans l'Ontario (Canada). Le site étudié par ces auteurs a une extension d'environ 170 m dans la direction principale d'écoulement des eaux souterraines, et se trouve à l'aplomb d'un aquifère d'alluvions fluvioglaciaires d'une épaisseur d'environ 20 m. On remarque que le panache de chlorure occupe toute l'épaisseur de l'aquifère sous le site. Les auteurs attribuent cette caractéristique à deux principaux phénomènes :

- pendant certaines périodes de l'année (de mars à juin), les précipitations entraînent l'existence d'un faible dôme hydraulique au sein des déchets. Ce dôme génère des gradients verticaux qui contribuent à répartir le panache de pollution verticalement,
- des contrastes de densité entre le lixiviat et les eaux souterraines contribuent également à la migration verticale.

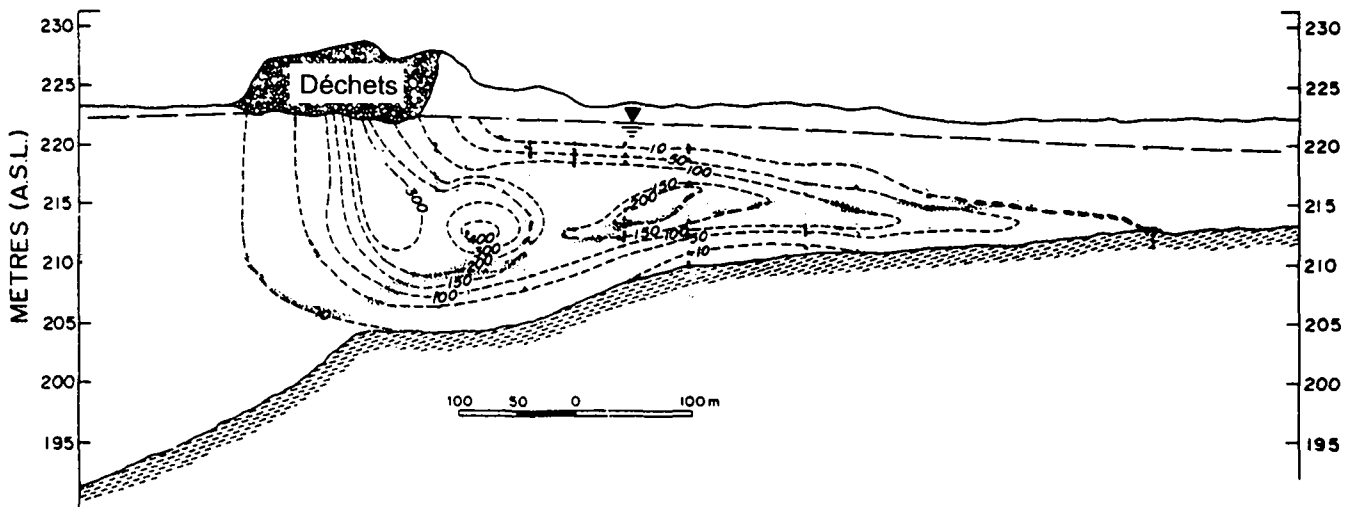


Figure 25 : Distribution des concentrations en ion chlorure (Cl^-), en mg/l , à l'aplomb d'une décharge sur le site de Borden (Canada) d'après MacFarlane et al. (1983)

Des observations similaires sont reportées par Kjeldsen et al. (1998) pour une décharge au Danemark, et par Guyonnet et al. (1996b) pour la décharge du Sprenot à Brest (France). Pour cette dernière, le dôme hydraulique est particulièrement marqué en raison de la configuration particulière de la décharge, qui est venue combler une vallée existante (la vallée du Sprenot), et qui reçoit de ce fait des apports d'eau latéraux.

Lorsque l'épaisseur de l'aquifère est importante par rapport à l'extension de la source, il n'est plus adéquat de considérer que le mélange se fait sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Alors quelle épaisseur faut-il considérer ? Pour répondre à cette question on pourrait tenter de définir l'épaisseur de la couche de mélange par rapport à celle de panaches de pollution calculés à l'aide de simulations numériques bi- ou tri-dimensionnelles. Mais cette approche se heurte au paradoxe suivant : plus un polluant est dangereux et plus on cherche à détecter des concentrations faibles, et par conséquent plus l'épaisseur du panache augmente tandis que la concentration moyenne diminue. Il est peut-être préférable de définir l'épaisseur de la couche de mélange par rapport à l'utilisation potentielle de la ressource. Un aquifère est susceptible d'être utilisé en tant que source d'eau potable, et l'eau souterraine est extraite à partir de puits qui pénètrent dans l'aquifère, et dont les caractéristiques (profondeurs, longueurs de crépine, etc.) varient suivant les cas. L'incertitude relative à l'épaisseur de la couche de mélange est prise en compte dans l'analyse présentée au chapitre 3.

Le problème bi-couche a été traité également par Ünlü et al. (1995), qui ont évalué l'incertitude liée à l'estimation de l'impact d'un site de stockage de déchets sur les eaux souterraines, par différentes méthodes dont celle de la simulation Monte Carlo (voir le chapitre 3). Ünlü et al. font appel à une solution uni-dimensionnelle pour estimer le transport vertical dans la zone non saturée, et à une solution développée par Galya (1987) pour ce qui concerne la migration de la pollution dans l'aquifère sous-jacent. La solution de Galya, développée à partir de fonctions de Green, considère les variations de la concentration avec la profondeur. Le flux diffusif-dispersif à l'interface entre la zone non saturée et l'aquifère n'est toutefois pas pris en compte. Or, comme il sera illustré plus bas, cette composante du flux peut parfois prédominer l'impact sur les eaux souterraines. Par ailleurs, pour le cas de la Figure 25, la solution de Galya sous-estimerait la répartition verticale de la pollution, car elle considère que le seul mécanisme qui contribue à la répartition verticale est la dispersion verticale-transverse.

Une des approches les plus élaborées du problème bi-couche est celle proposée par Kool et al. (1994). Ces auteurs utilisent la technique du LTG (Laplace Transform Galerkin ; Sudicky, 1989) pour simuler le transport de solutés dans le milieu aquifère situé sous une zone de décharge. Cette technique, qui associe des éléments finis à la technique de transformation de Laplace, est une approche semi-numérique. L'effet de la formation d'un dôme hydraulique au sein des déchets est prise en compte dans leur approche qui consiste à d'abord calculer le champ d'écoulement résultant. A noter toutefois, que le choix effectué par ces auteurs d'un gradient de concentration nul à l'interface entre la zone non saturée et l'aquifère implique que le flux diffusif-dispersif à l'interface est négligé.

Plusieurs solutions analytiques sont présentées plus bas pour le problème multicouche, qui couplent réellement le flux diffusif-dispersif et le flux dans l'aquifère sous-jacent. La prise en compte de ce flux est particulièrement important dès lors qu'il existe un ou plusieurs niveaux peu perméables entre la source de pollution et l'aquifère. Le couplage est effectué par l'intermédiaire des conditions aux limites, car le flux diffusif-dispersif à l'interface entre les milieux supérieurs et inférieur dépend du gradient de concentration, or ce gradient de concentration à l'interface dépend de la concentration dans l'aquifère.

Les principales hypothèses et simplifications adoptées dans ce sous-chapitre 2.3 sont résumées ci-dessous :

- le milieu situé au dessus de l'aquifère est un ensemble de couches horizontales superposées, chacune étant considérée comme un milieu poreux homogène (éventuellement non-saturé en eau),
- La migration verticale au travers de ce milieu est supposée être uni-dimensionnelle,

- le milieu aquifère sous-jacent est considéré comme étant un milieu poreux homogène saturé en eau,
- la pollution migre sous forme dissoute dans l'eau,
- dans l'aquifère, l'écoulement d'eau est uniforme et uni-directionnel dans le plan horizontal,
- le flux polluant provenant de la source de pollution est mélangée de manière homogène au sein de l'aquifère situé à l'aplomb du site ("couche de mélange").

2.3.2 Solutions analytiques en régime permanent pour le système à n-couches

2.3.2.1 Définition du problème

Les Figures 26.a et 26.b considèrent un système constitué, de haut en bas :

- d'une source de pollution (relargant une concentration $c = C_o$),
- un milieu géologique constitué de n-couches, pouvant le cas échéant jouer un rôle de barrière,
- un milieu aquifère, saturé en eau, jouant un rôle d'atténuation vis-à-vis de la contamination provenant de la source.

Les solutions analytiques présentées dans la section suivante serviront à déterminer quelle est la concentration dans l'aquifère, à l'aval immédiat du site pollué. Par aval immédiat il est entendu la verticale, dans l'aquifère, située en bordure aval du site. Les figures 26.a et 26.b correspondent à deux approches distinctes relatives à la formulation du bilan de masse dans l'aquifère. La première approche (Figure 26.a) ne prend pas en compte la dispersion longitudinale dans l'aquifère à l'aplomb du site pollué. Elle suppose un "mélange" du flux de masse provenant de la zone polluée, avec tout le volume d'aquifère situé directement sous le site. La seconde approche (Figure 26.b), prend cette fois en compte la dispersion longitudinale, et l'enrichissement progressif au fur et à mesure que l'on s'avance sous le site. Il sera montré plus loin que ces deux approches donnent des résultats très similaires pour ce qui concerne la concentration maximale à l'aval immédiat du site (notée c^* dans la Figure 26.b).

2.3.2.2 Solutions analytiques

Le développement des solutions analytiques permettant d'estimer la concentration en régime permanent pour un système à n-couches, avec et sans dispersion longitudinale dans l'aquifère, est présenté en Annexe B. Si on fait abstraction de la dispersion longitudinale dans l'aquifère, on obtient :

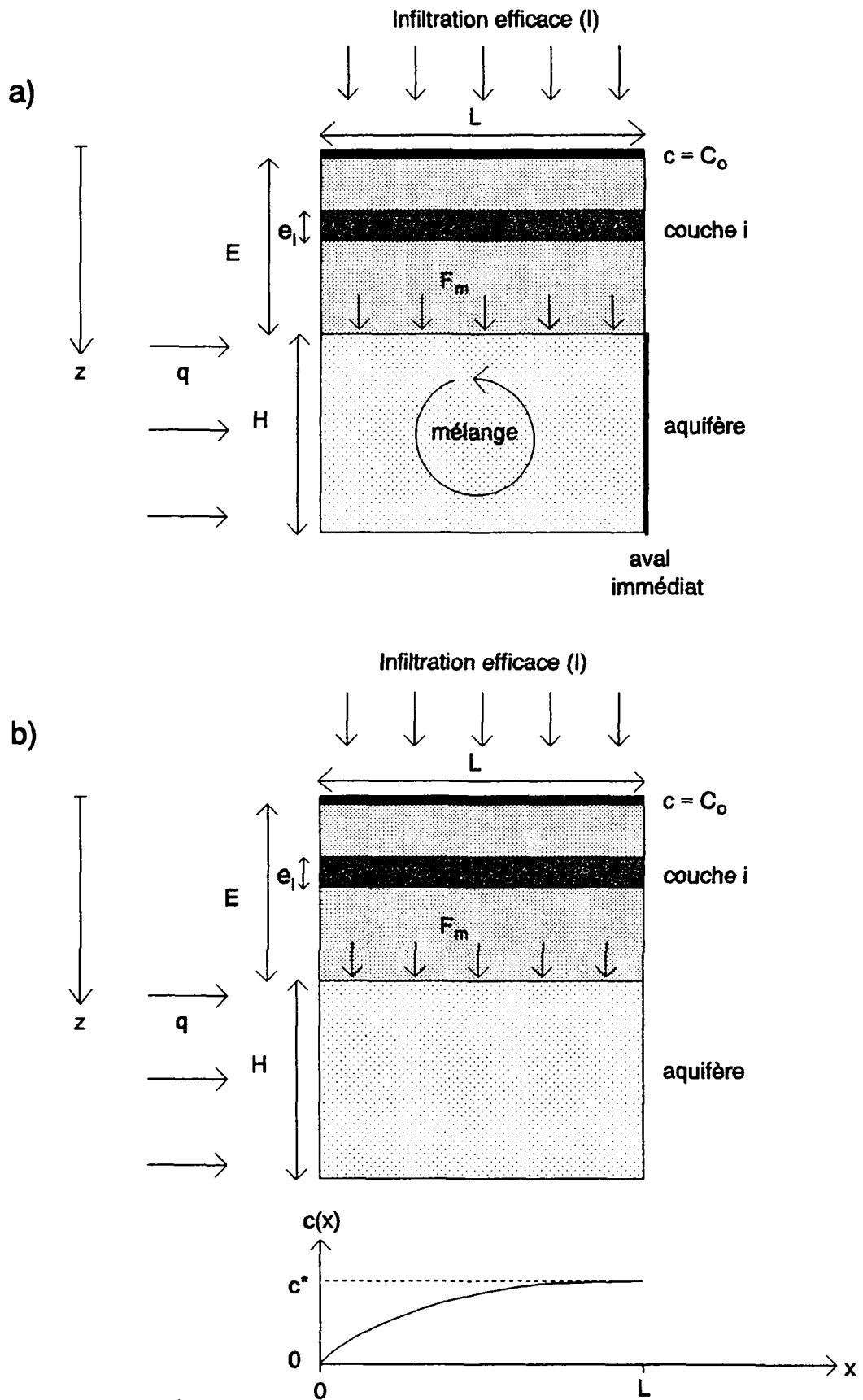


Figure 26a, b : Schéma conceptuel pour le cas d'une migration dans un domaine multi-couche. a) : sans dispersion longitudinale dans l'aquifère. b) : avec dispersion longitudinale dans l'aquifère.

$$c^* = \frac{C_0}{1 + \frac{qH}{IL} \left(1 - \exp\left(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \right)} \quad (56)$$

où :

c^* est la concentration dans l'aquifère à l'aval immédiat de la zone polluée,

C_0 est la concentration à la source,

L est la largeur de la zone polluée,

I est l'infiltration à travers les couches d'épaisseur totale E ,

$\theta(z)$ et $D(z)$ sont, respectivement, la teneur en eau volumique et le coefficient de dispersion longitudinale à la profondeur z ,

q est le flux de Darcy dans l'aquifère,

H est l'épaisseur de l'aquifère.

Le flux de masse, en régime permanent, à l'interface entre la couche n et l'aquifère s'écrit :

$$F_m = \frac{I(c^* - C_0 \exp(\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))}{1 - \exp(\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z)} \quad (57)$$

où c^* est donnée par l'équation précédente.

L'expression intégrale des équations ci-dessus représente en quelque sorte un "nombre de Péclet équivalent" pour le système à n -couches distinctes. Cette équivalence vis-à-vis des paramètres de transport est analogue à celles décrites pour les écoulements. Par exemple, dans le cas d'un écoulement d'eau en direction perpendiculaire à la stratification des couches (en régime permanent et dans un milieu saturé), la composition des conductivité hydrauliques s'obtient par la moyenne harmonique (voir Freeze et Cherry, 1979):

$$K_{eq} = \frac{E}{\frac{e_1}{K_1} + \frac{e_2}{K_2} + \dots + \frac{e_n}{K_n}} \quad (58)$$

où :

K_{eq} est la conductivité hydraulique équivalente du système à n couches, d'épaisseur totale E ,

K_i et e_i sont la conductivité hydraulique et l'épaisseur de la couche i , respectivement.

Cette règle peut être utilisée pour déterminer l'infiltration (I) de l'équation (56), dans le cas où cette infiltration serait limitée par la conductivité hydraulique (et non par la hauteur de précipitation

efficace). Il convient toutefois de vérifier qu'une des couches ne limite pas l'infiltration à tel point que les milieux sous-jacents ne soient plus saturés en eau (voir la section 2.1.4).

Afin d'illustrer clairement la signification de l'expression intégrale des équations (56) et (57), , considérons un système d'épaisseur totale E , comportant trois couches dont les propriétés respectives (supposées constantes) sont e_1, θ_1, D_1 , e_2, θ_2, D_2 et e_3, θ_3, D_3 . L'intégrale est dans ce cas :

$$\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z = I \left(\frac{e_1}{\theta_1 D_1} + \frac{e_2}{\theta_2 D_2} + \frac{e_3}{\theta_3 D_3} \right)$$

Dans le cas où on prend en compte la dispersion longitudinale dans l'aquifère (Figure 26.b), la solution devient (voir en Annexe B) :

$$c(x) = C_0 \left(1 - \exp\left(\frac{x}{2\omega_a D_a} \left(q - \sqrt{q^2 + \frac{4 I \omega_a D_a}{E \int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z}} \right) \right) \right) \quad (59)$$

où :

x est la distance à partir du bord amont de la zone polluée (voir Figure 26.b),
 ω_a , et D_a sont la porosité et le coefficient de dispersion longitudinale dans l'aquifère,
et tous les autres paramètres ont été définis précédemment.

La concentration maximale c^* est obtenue de l'équation (59) en posant $x = L$.

Il est rappelé que l'équation communément utilisée dans les modèles d'évaluation des risques (voir par exemple HESP de SHELL, 1994) est de la forme :

$$c^* = \frac{C_o I L}{I L + q H} \quad (60)$$

Le flux diffusif-dispersif provenant de la zone polluée n'est pas pris en compte. Cette simplification n'est toutefois pas adaptée dès lors qu'il existe des matériaux peu perméables à la base de la zone polluée (voir exemple ci-après). Elle pourrait s'appliquer toutefois au cas de la Figure 25 puisqu'aucune barrière peu perméable n'est présente. Le calcul est effectué à partir des valeurs suivantes sélectionnées d'après les mesures effectuées sur le site de Borden (voir MacFarlane et al., 1983). La concentration en chlorures dans le lixiviat est variable, mais de l'ordre de 600 mg/l. La longueur du site dans la direction principale d'écoulement des eaux souterraines est $L = 170$ m. Les mesures de conductivité hydrauliques dans les alluvions fluvio-glaciaires ont donné une gamme de valeurs étroite : $K \approx 3-5 \cdot 10^{-5}$ m/s. On prendra une valeur $K = 4 \cdot 10^{-5}$ m/s.. L'épaisseur de l'aquifère au niveau du site est d'environ 20 m, et le gradient hydraulique est d'environ 0.3%. Sur la base de la

répartition des concentrations en tritium dans l'aquifère, Egboka et al. (1983) estiment l'infiltration efficace à $I \approx 41$ cm/an (50% des précipitations). L'application de l'équation (60) donne une concentration $c^* = 300$ mg/l. Or la concentration moyenne à l'aval immédiat du site, estimée à partir des courbes d'isoconcentrations de la Figure 25 est plus faible : environ 140 mg/l. Ceci est vraisemblablement lié à une importante dispersion latérale du panache de pollution, en raison de variations saisonnières des directions d'écoulement dans l'aquifère (MacFarlane et al., 1983).

2.3.2.3 Exemple 1 : impact d'un site pollué sur les eaux souterraines

Le cas qui est présenté ci-dessous est conceptuellement simple, mais illustre bien l'importance relative du flux diffusif-dispersif dans l'estimation de l'impact d'un site pollué sur les eaux souterraines.

On considère un stockage de fûts (fuyards) contenant du trichloroéthylène, sur un site industriel. La base de l'aire de stockage a été renforcée à l'aide d'une couche de 50 cm d'argile compactée ayant une conductivité hydraulique $K_1 = 10^{-10}$ m/s et une teneur en eau uniforme de 50%. Il est supposé que l'action du trichloroéthylène n'a pas d'action chimique sur l'argile. On considère par ailleurs que l'infiltration à travers la couche d'argile se fait de manière gravitaire (gradient hydraulique unitaire). L'aire de stockage a une largeur de 50 m dans le sens de l'écoulement de l'aquifère sous-jacent (L dans la Figure 26.a), dont l'épaisseur (H) est prise égale à 30 m. L'aquifère est constitué de sables bien lavés de conductivité hydraulique $K_2 = 10^{-3}$ m/s. Le gradient hydraulique dans l'aquifère est de 1%. En considérant une tortuosité de l'argile de 0.3, une dispersivité longitudinale de 5 cm, et un coefficient D_o pour le trichloroéthylène de 10^{-9} m²/s (voir sous-chapitre 2.1), on obtient un coefficient de dispersion (D) de la barrière argileuse d'environ $3.1 \cdot 10^{-10}$ m²/s. Pour la concentration à la source (C_o), on prend la solubilité du trichloroéthylène : 1100 mg/l (hypothèse majorante). La concentration initiale de trichloroéthylène dans l'aquifère et la barrière argileuse est supposée nulle.

D'après l'équation (60), la concentration moyenne de trichloroéthylène en solution dans l'aquifère, estimée en supposant uniquement un flux convectif (transport de trichloroéthylène par l'eau mobile) provenant de l'aire de stockage est de 18 µg/l. On notera que cette valeur est en deçà de la limite préconisée par l'Organisation Mondiale de la Santé pour les eaux destinées à la consommation humaine, et adoptée notamment par la législation française (30 µg/l ; voir Journal Officiel, 1989). Le flux à l'interface entre la barrière et l'aquifère serait d'environ 3.5 g/an et par m².

Si, par contre, on tient compte du flux diffusif-dispersif à travers l'argile (équation 56), on obtient alors une concentration de 67 µg/l, c'est à dire une valeur près de quatre fois supérieure à celle estimée précédemment, et bien en excès de la norme. Le flux à l'interface est dans ce cas de 12.7 g/an et par m². Un tel flux peut sembler faible, mais rapporté à la superficie totale du site (par exemple 50 x 50 m), il se traduit par une masse relarguée d'environ 32 kg de trichloroéthylène par an. La Figure

27 illustre le profil de concentration dans la barrière argileuse, en régime permanent, estimée à l'aide de l'équation B.6 en Annexe B. Seul le premier demi-mètre d'aquifère est représenté.

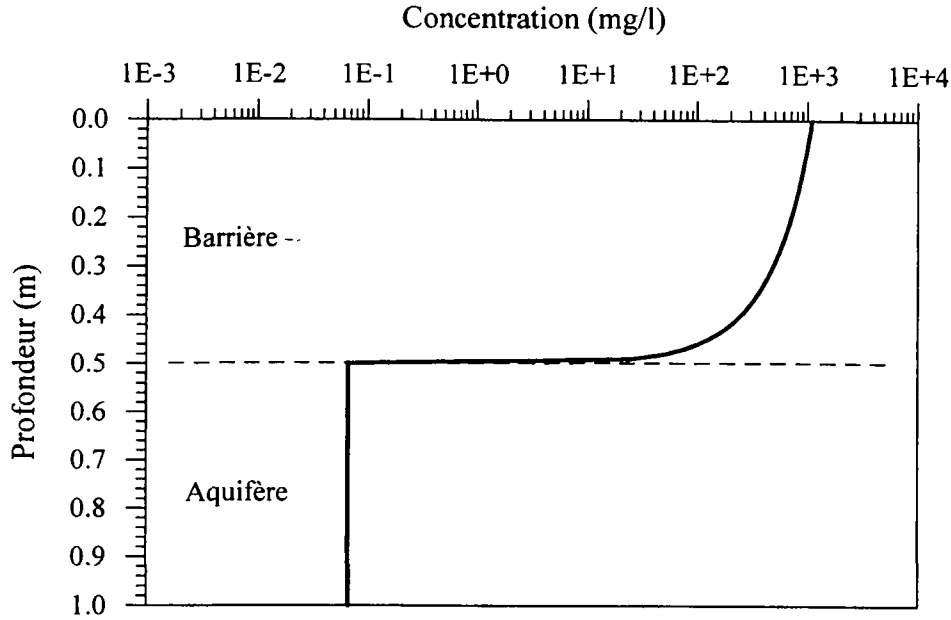


Figure 27 : Profil de concentration dans la barrière argileuse et concentration dans l'aquifère en régime permanent.

Si maintenant on fait usage de l'équation (59), qui prend en compte la dispersion longitudinale dans l'aquifère, et en supposant des valeurs de porosité (ω_a) et de dispersivité (α_a) dans l'aquifère de 0.3 et 1 m respectivement, on obtient une concentration maximale c^* (pour $x = L$) de 67 $\mu\text{g/l}$, valeur strictement identique à celle obtenue précédemment.

L'équivalence entre les équations (56) et (59), lorsque $x = L$, peut être examinée en faisant tendre D_a vers zéro dans l'équation (59). Le terme dans l'exponentielle étant de type indéterminé (0/0), on applique la règle de L'Hôpital. On pose d'abord :

$$f = L \left(q - \sqrt{q^2 + \frac{4 I \omega_a D_a}{E H \left(1 - \exp\left(-\int_0^L \frac{I}{\theta(z) D(z)} \delta z\right)\right)}} \right) \quad \text{et} \quad g = 2 \theta_a D_a$$

d'où : $c(L) = C_o \left(1 - \exp\left(\frac{f}{g}\right) \right)$

D'après la règle de L'Hôpital : $\lim_{D_a \rightarrow 0} \frac{f}{g} = \lim_{D_a \rightarrow 0} \frac{f'}{g'}$

$$\text{or : } f' = \frac{-2LI\omega_a}{H(1 - \exp(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))} \cdot \frac{1}{\sqrt{q^2 + \frac{4I\omega_a D_a}{H(1 - \exp(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))}}}$$

$$\text{et : } g' = 2\omega_a$$

$$\text{d'où : } \lim_{D_a \rightarrow 0} \frac{f}{g} = \lim_{D_a \rightarrow 0} \frac{f'}{g'} = \frac{-LI}{qH(1 - \exp(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))}$$

L'équation (59) devient :

$$\lim_{D_a \rightarrow 0} c(L) = C_0 \left(1 - \exp\left(\frac{-LI}{qH(1 - \exp(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))}\right) \right) \quad (61)$$

En posant $\Psi = \frac{qH}{IL} (1 - \exp(-\int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z))$, l'équation (56) devient : $c^* = \frac{C_0}{1 + \Psi}$, tandis que

l'équation (61) devient : $\lim_{D_a \rightarrow 0} c(L) = C_0 (1 - \exp(-\frac{1}{\Psi}))$.

Si on remplace l'exponentielle par un développement de Taylor : $\exp(-\frac{1}{\psi}) \approx 1 - \frac{1}{\psi} + \frac{1}{2\psi^2}$, on voit que pour que la différence entre les équations (56) et (61) soit inférieure à une certaine valeur ε , il faut que : $\psi \geq \frac{1}{\sqrt{2\varepsilon}}$. Par exemple si on fixe ε à 10^{-4} , il faut que $\psi \geq 70$. Or les valeurs des paramètres utilisés dans l'exemple précédent donnent une valeur de ψ d'environ 16400. Pour que l'équivalence ne tienne plus, il faudrait une valeur de débit dans l'aquifère très faible, ou alors une infiltration très importante. Mais pour des valeurs de paramètres réalistes, ψ est suffisamment élevé pour que l'égalité soit satisfaite.

2.3.2.4 Exemple 2 : comparaison avec un modèle numérique en régime transitoire

La résolution analytique du problème multi-couche pour le cas transitoire n'est pas chose aisée. En effet, en régime transitoire, la dérivation du flux de masse fait apparaître des dérivées partielles pour chaque paramètre variant avec la profondeur (épaisseur de couche, teneur en eau, coefficient de dispersion).

Rowe et Booker (1985, 1994) ont utilisé une approche mixte, analytique et numérique, pour résoudre ce problème, mais ont supposé une condition limite à la source différente de celles considérées dans ce travail. En effet, la condition limite exprimée par l'équation 5 de Rowe et Booker (1985) suppose qu'à l'instant zéro, toute la masse polluante mobilisable est en solution, dans un lixiviat de décharge

de hauteur moyenne H_f . Ils obtiennent ainsi une valeur de concentration initiale dans le lixiviat C_0 , qui décroît dans le temps, tandis que les polluants en solution dans le lixiviat migrent à travers la base de la décharge. Le principal avantage de cette représentation est qu'elle permet aisément de coupler le terme source avec le phénomène de migration à travers le milieu géologique. Par contre, on peut s'interroger sur la pertinence de l'hypothèse selon laquelle toute la masse mobilisable serait en solution à l'instant zéro. Cette hypothèse se traduira dans la plupart des cas par une concentration initiale supérieure à la limite de solubilité du polluant considéré. Supposer une concentration source égale à la limite de solubilité, est une solution pratique et sécuritaire dans de nombreux cas de figure. Une situation où une telle hypothèse ne s'applique pas est présentée dans la section 2.3.3.

Pour résoudre le problème de la Figure 26a en régime transitoire, on s'est orienté tout d'abord vers une approche numérique. Un modèle baptisé CONFINE, modifié d'après Guyonnet (1989), utilise la méthode des éléments finis pour simuler la migration verticale des solutés au travers d'un milieu multicouche. L'équation décrivant la dilution du flux polluant dans l'aquifère, en régime transitoire, est (voir Annexe C, équation C.9) :

$$L H \omega_a \frac{\partial c^*(t)}{\partial t} + q H c^*(t) = -L \theta D \frac{\partial c(z,t)}{\partial z} \Big|_{z=e^-}$$

où $z = e^-$ indique que le gradient est évalué juste au-dessus de l'interface entre la barrière et l'aquifère.

Cette équation est discrétisée à l'aide de différences finies, et la concentration dans l'aquifère a été recalculée à chaque pas de temps, et traitée comme une concentration aval imposée pour la migration dans le milieu sus-jacent. L'équation discrétisée est :

$$c_n^* = c_p^* - \frac{q dt c_p^*}{L \omega_a} - \frac{dt \theta(n) D(n)}{H \omega_a} \frac{c_p^* - c(n-1)}{dx}$$

où :

c_n^* est la concentration dans l'aquifère (dernier noeud du maillage) au nouveau pas de temps,

c_p^* est la concentration dans l'aquifère pour le précédent pas de temps,

dt est le pas de temps,

$\theta(n)$ et $D(n)$ sont la teneur en eau et le coefficient de dispersion de la dernière couche,

$c(n-1)$ est la concentration calculée pour l'avant dernier noeud du maillage.

Le système d'équations discrétisées forme une matrice tridiagonale qui est résolue par la méthode de substitution (voir Press et al., 1989).

L'exemple suivant (noté exemple 2) considère un système composé de trois couches de matériaux sableux, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Couche	épaisseur (m)	Teneur en eau à saturation (θ_s)	Teneur en eau résiduelle (θ_r)	n (paramètre de Van Genuchten)	Conductivité hydraulique à saturation (K_s)	Tortuosité
1	0.5	0.4	0.04	2.5	$2 \cdot 10^{-5}$	0.3
2	1.0	0.35	0.03	2.2	10^{-5}	0.6
3	1.5	0.45	0.05	2.8	$5 \cdot 10^{-5}$	0.5

Contrairement à l'exemple 1, l'infiltration est limitée par la pluie. Une valeur de pluie efficace (I) de 300 mm/an est choisie. Les autres paramètres sont les mêmes que ceux de l'exemple 1.

La méthode présentée dans la section 2.1.4 permet de déterminer les teneurs en eau si on suppose un régime stabilisé. Ces teneurs en eau pour les trois couches sont respectivement de 10%, 11% et 9.8%. A noter que dans ce cas, toutefois, l'hypothèse d'un régime stabilisé est très discutable car l'infiltration est contrôlée par la pluie, or l'intensité de la pluie fluctue au cours du temps.

L'application de l'équation (56) donne une concentration dans l'aquifère en régime permanent de 1.74 mg/l. Toutefois, un résultat identique est obtenu si le flux diffusif-dispersif est négligé. En effet, l'application de l'équation (60) donne la même valeur.

Afin d'identifier les plages de valeurs pour lesquelles l'équation (56) doit être préférée à l'équation (60) on peut effectuer une analyse adimensionnelle. En définissant les paramètres sans dimension suivants :

$$C_D^* = \frac{c^*}{C_o}, \quad \varepsilon = \frac{qH}{IL}, \quad \text{et} \quad P_e = \int_0^E \frac{I}{\theta(z)D(z)} \delta z \quad (62)$$

l'équation (56) devient : $C_D^* = \frac{1}{1 + \varepsilon - \varepsilon \exp[-P_e]}$

Un graphique représentant C_D^* en fonction du nombre de Péclet équivalent (P_e), pour différentes valeurs du paramètre ε , est présenté en Figure 28. On note qu'au dessus d'une valeur de P_e d'environ 3, le terme exponentiel n'a plus d'influence et on retombe sur l'équation (60). Or dans le cas de l'exemple 2a, les valeurs de ε et P_e sont respectivement de 630.7 et 26.4.

Les résultats du modèle numérique CONFINE sont présentés dans la Figure 29 pour les exemples 1 et 2. On note une parfaite concordance entre les résultats de l'équation (56) (traits en pointillés), et les

plateaux de concentration (correspondant au régime permanent) obtenus à l'aide du modèle numérique (traits pleins). Ceci indique simplement que les différentes méthodes de résolution (analytique en régime permanent, et numérique en régime transitoire) sont cohérentes entre elles.

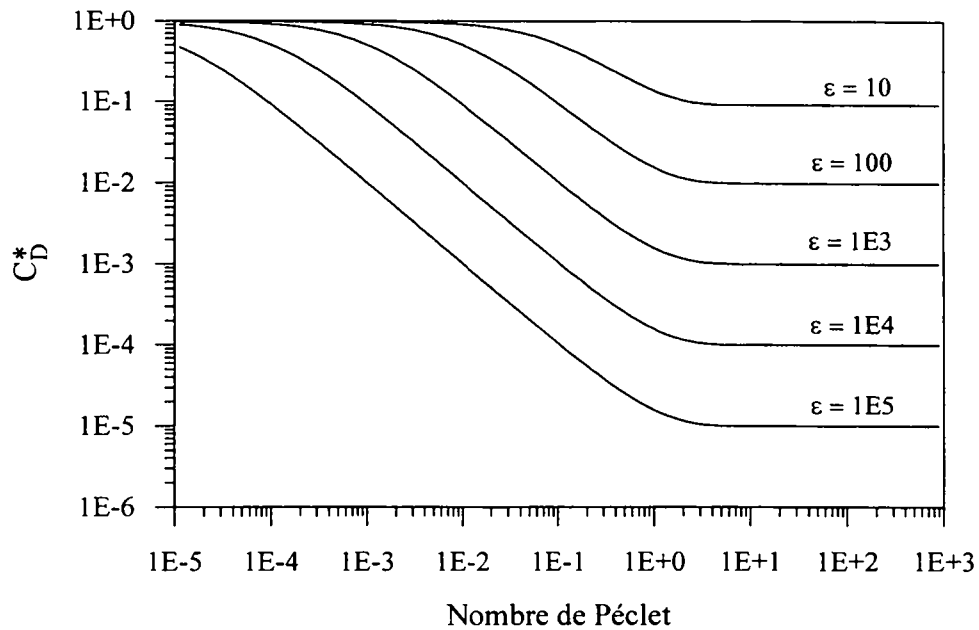


Figure 28 : Abaques pour la détermination de la concentration dans l'aquifère en régime permanent, pour un système multi-couche.

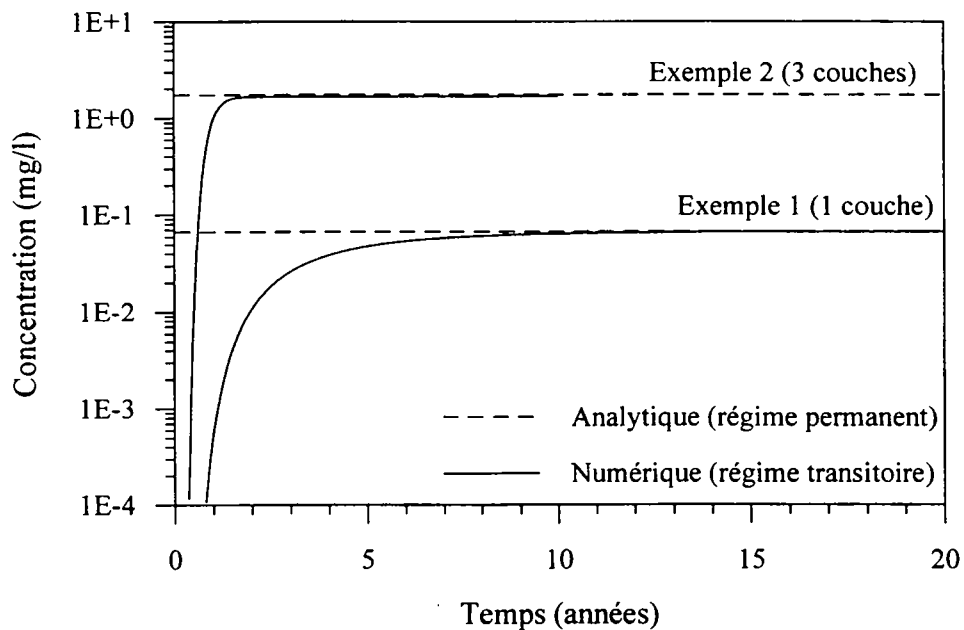


Figure 29 : Comparaison entre la solution analytique en régime permanent et le modèle numérique en régime transitoire : exemples 1 et 2.

2.3.2.5 Exemple 3 : application à un multicouche peu perméable

Dans cet exemple, on considère une barrière située en fond d'un site de stockage de déchets ménagers et assimilés (voir également Guyonnet et al., 1998d). Trois scénarios sont envisagés pour la constitution de cette barrière :

- Cas 1 : une couche de matériau argileux de conductivité hydraulique égale à 10^{-9} m/s et d'épaisseur égale à un mètre,
- Cas 2 : un géocomposite bentonitique (GCB), de conductivité hydraulique égale à $5 \cdot 10^{-12}$ m/s (valeur plutôt faible qui correspond aux spécifications des fabricants), et d'épaisseur égale à 1 cm,
- Cas 3 : un bicouche, composé de haut en bas du géocomposite bentonitique et d'une couche de matériau argileux de 30 cm d'épaisseur (mêmes perméabilités que pour le Cas 1).

L'aquifère a une conductivité hydraulique de 10^{-3} m/s, une porosité de 20% et une épaisseur de 10 m. Le gradient hydraulique dans l'aquifère est de 1%. Dans tous les cas de figure, la charge de lixiviat au dessus de la barrière est prise égale à 30 cm.

Les caractéristiques des matériaux peu perméables (argile et géocomposite) sont les suivantes :

Couche	épaisseur (m)	Teneur en eau à saturation (θ_s)	Teneur en eau résiduelle (θ_r)	n (paramètre de Van Genuchten)	Conductivité hydraulique à saturation (K_s)	Tortuosité
Argile	1	0.5	0.095	1.31	10^{-9}	0.3
GCB	0.01	0.6	0.2	--	$5 \cdot 10^{-12}$	0.3

La largeur du site de stockage est de 50 m dans la direction d'écoulement des eaux souterraines (L dans la Figure 26). La concentration à la source (C_o) est prise égale à l'unité. Les concentrations calculées sont donc des concentrations relatives. Il n'est pas considéré d'interaction liquide/solide.

Pour le Cas 3, l'infiltration à travers la barrière sera contrôlée par la faible perméabilité du GCB. Compte tenu de la charge hydraulique au dessus du fond (30 cm), le gradient hydraulique au travers du GCB est égal à 31. En appliquant la loi de Darcy on obtient un flux d'infiltration de $1.55 \cdot 10^{-10}$ m/s. Compte tenu des caractéristiques de l'argile située sous le GCB, l'équation (22) suggère que ce flux d'infiltration sera suffisant pour conserver l'argile dans un état de quasi-saturation.

L'application de l'équation (56) donne les concentrations relatives suivantes dans l'aquifère :

- Cas 1 : $c^* = 6.6 \cdot 10^{-4}$

- Cas 2 : $c^* = 9.0 \cdot 10^{-3}$
- Cas 3 : $c^* = 2.9 \cdot 10^{-4}$

Contrairement à l'exemple 2, le flux diffusif-dispersif doit cette fois être pris en compte. En effet, pour le Cas 3 par exemple, on calcule une valeur du nombre de Péclet équivalent de 0.31. La concentration estimée en négligeant le flux diffusif-dispersif est $c^* = 7.8 \cdot 10^{-5}$. Ces résultats sont comparés à ceux du logiciel CONFINE en Figure 30.

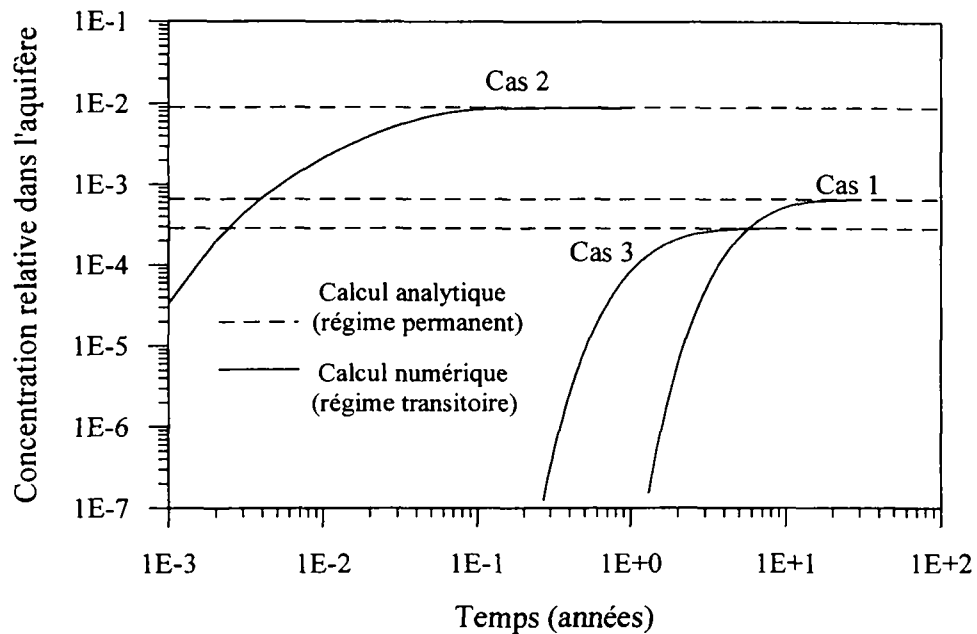


Figure 30 : Comparaison entre la solution analytique en régime permanent et le modèle numérique en régime transitoire : exemple 3.

Les concentrations les plus importantes et les temps de parcours les plus brefs sont obtenus pour le cas du géocomposite bentonitique seul (Cas 2). Ceci est lié à son épaisseur très réduite. La faible épaisseur a deux effets principaux :

- plus l'épaisseur est réduite, plus le gradient de concentration est fort. Par conséquent plus le flux diffusif-dispersif est important, ce qui a pour effet d'accroître l'impact,
- plus l'épaisseur est réduite, plus le temps de parcours du polluant est bref.

A noter que le bref temps de parcours du polluant estimé pour le cas 2 (géocomposite seul) est cohérent avec les mesures de Winiarski et al. (1997) sur un modèle physique en laboratoire, qui montrent une arrivée du cuivre à la base d'un dispositif multicouche comprenant un géocomposite bentonitique (textile et bentonite) après seulement 2 semaines environ. La solution de lixiviat étudiée

par ces auteurs a un pH de 8.3 et une concentration en cuivre de 655 $\mu\text{g/l}$. Ils attribuent le fait que le cuivre n'ait pas subi de retard dans le multicouche à une migration sous forme complexée (complexation avec de la matière organique).

Les résultats des calculs suggèrent que c'est le Cas 3 qui apparaît comme étant le plus favorable. Ce résultat est intéressant dans la mesure où le Cas 3 fait intervenir une épaisseur de matériau argileux moins importante que pour le Cas 1. Il convient toutefois d'émettre certaines réserves concernant les conclusions que l'on peut déduire de ce type de calcul. Une discussion concernant l'application de cette méthode à la notion "d'équivalence" entre barrières de conceptions différentes, est proposée dans le sous-chapitre 2.4.

2.3.3 Solutions analytiques en régime transitoire

2.3.3.1 Définition du problème

La prise en compte du régime transitoire est particulièrement importante lorsque l'on est confronté à des situations où la concentration de pollution à la source varie dans le temps. Si le comportement de la source peut être représenté par une fonction suffisamment simple, alors il peut être intégré directement dans la solution analytique. Lorsque ce comportement est trop complexe, on peut choisir de convoluer ce comportement avec la solution correspondant à une concentration constante, en appliquant le principe de superposition (voir par exemple Earlougher, 1977). Un exemple de convolution est présenté à la section 2.3.3.4.

Le cadre conceptuel du problème est le même que précédemment. Dans un premier temps, on ne considérera qu'une seule couche au dessus de l'aquifère (Figure 31).

2.3.3.2 Solutions analytiques développées

Le développement des solutions analytiques en régime transitoire (Annexe C) est effectué en référence particulière au problème de l'impact des sites de stockage de déchets ultimes et stabilisés. Ce problème, qui sera développé dans les sections suivantes, correspond à une situation où la concentration à la source varie dans le temps, car le relargage de polluants à partir du déchet est contrôlé par un mécanisme de type diffusionnel.

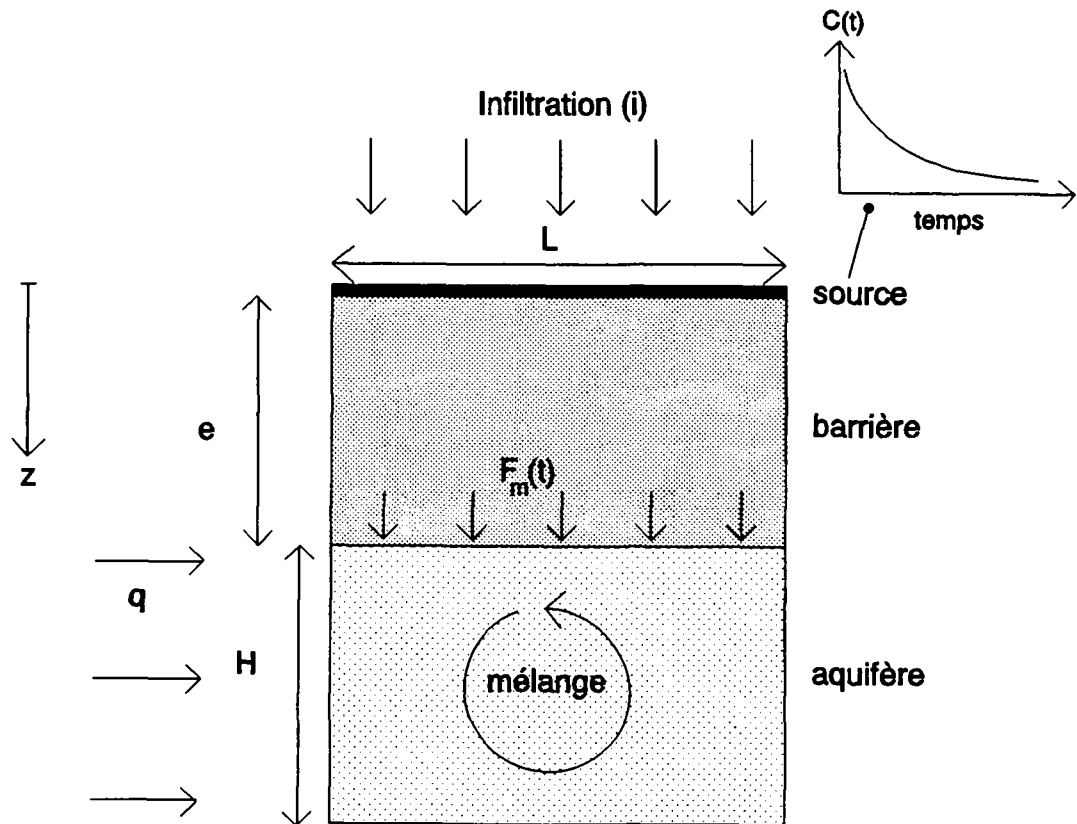


Figure 31 : Schéma conceptuel pour le cas d'une migration dans un système bi-couche, avec une source dont l'intensité varie en fonction du temps.

Les solutions sont développées et présentées en Annexe C dans le domaine de Laplace. Dans le cas d'une concentration constante à la source, la concentration transformée dans l'aquifère est :

$$\frac{\bar{c}}{c^*} = \frac{C_o \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{p} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H}{D\theta_1} p + \frac{Hq}{L\theta_1 D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right) + \dots} \quad (63)$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]$$

où : $\tau = \frac{v^2}{D^2} + \frac{4pR}{D}$, p est la variable de Laplace, et tous les autres paramètres ont été définis précédemment. Cette solution peut également être présentée sous forme plus compacte, en utilisant les fonctions sinus et cosinus hyperbolique (voir Annexe C). Le flux de masse à l'interface entre la barrière géologique et l'aquifère, est également présenté en Annexe C (équation C.27)

Si la concentration à la source varie selon une loi exponentielle : $c(t) = C_o e^{-\lambda t}$ (cas des déchets radioactifs), la concentration transformée dans l'aquifère est obtenue à partir de l'équation (63) en remplaçant $\frac{C_o}{p}$ par $\frac{C_o}{p + \lambda}$.

La solution pour le cas de déchets ultimes et stabilisés est présentée dans la section suivante.

2.3.3.3 Application au problème du stockage de déchets ultimes et stabilisés

2.3.3.3.1 Problématique des déchets ultimes et stabilisés

Dans certains pays industriels, la question de l'impact des sites de stockage ultimes et stabilisés est devenue particulièrement d'actualité au vu des orientations récentes des politiques de gestion des déchets. En France par exemple, la législation tend vers une disparition des décharges de déchets "bruts", pour ne plus stocker que les résidus (les "déchets de déchets") qui n'auront pu être valorisés par ailleurs. C'est la notion de déchet ultime, qui en France trouve une légitimité réglementaire à travers la loi de 1992 (Journal Officiel, 1993). Sont considérés comme "ultimes" au sens de la loi :

des déchets résultant ou non du traitement des déchets, qui ne sont plus susceptibles d'être traités dans les conditions techniques et économiques du moment, notamment par extraction de la part valorisable ou par réduction de leur caractère polluant ou dangereux. De tels déchets sont essentiellement solides, minéraux, avec un potentiel polluant constitué de métaux lourds peu mobilisables. Ils sont très peu réactifs, très peu évolutifs, très peu solubles. De plus, ces déchets doivent être stabilisés à court terme.

D'après ce même texte, un déchet est considéré comme stabilisé *quand sa perméabilité à l'eau et sa fraction lixiviable ont été réduites et quand sa tenue mécanique a été améliorée de façon que ses caractéristiques satisfassent aux critères d'acceptation des déchets stabilisés.*

De même que dans l'Ordonnance Helvétique sur les déchets (Schweizerischer Bundesrat, 1991), les critères d'acceptabilité sont basés sur des tests de lixiviation normalisés. Si les procédures de ces tests varient d'un pays à un autre (voir Van der Sloot et al., 1991), il existe un consensus à l'heure actuelle pour dire que ces tests fournissent, au mieux, une mesure de la fraction qui peut être relarguée par le déchet (voir par exemple Méhu et al., 1993). Ils ne donnent pas, par contre, d'indications sur le comportement du déchet à la lixiviation dans le long terme. Pour appréhender ce comportement, d'autres tests, plus longs et plus coûteux, doivent être mis en oeuvre. Il s'agit de tests de type "Tank

Leaching Tests" ou du Soxhlet, qui ont été initialement développés dans le cadre de l'évaluation des déchets nucléaires de faible activité.

En France, du fait du trop faible développement des filières de valorisation, la valorisation voulue par la loi est souvent synonyme d'incinération. Les pouvoirs publics (et les constructeurs d'unités d'incinération) se raccrochent au concept de valorisation en évoquant la "valorisation énergétique" liée au pouvoir calorifique du déchet. Quoi que l'on puisse penser de la "fuite en avant" vers l'incinération que l'on constate en France (voir le rapport très critique du député Guellec, 1997), l'incinération des déchets présente au moins l'avantage de réduire considérablement le volume de déchets à gérer. Par contre, elle a également pour effet de concentrer les polluants (notamment les métaux lourds) et de générer des résidus (en particulier des cendres) qui sont difficiles à gérer en raison de leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

Il existe plusieurs procédés de stabilisation (à l'aide de liants hydrauliques ou bitumineux, par vitrification..), et compte tenu des enjeux financiers, chaque industriel tente d'imposer sa technique comme étant la plus efficace. A noter que selon Bouchelaghem et al. (1996), il faut distinguer la solidification du déchet (transformation du résidu en une matrice peu poreuse et peu perméable), de la stabilisation au sens strict (ensemble des mécanismes permettant de mettre les polluants contenus dans le résidu sous une forme stable, peu soluble et peu mobilisable).

Les tests de laboratoire montrent que le relargage de certains polluants inorganiques à partir d'un déchet stabilisé, est contrôlé par un mécanisme diffusionnel. C'est notamment le cas pour les ions chlorures. La diffusion étant contrôlée par le gradient de concentration entre le déchet et son environnement, au fur et à mesure que se produit le phénomène de relargage, le gradient de concentration diminue, et par conséquent le flux émis par le déchet diminue également. On obtient des courbes de relargage qui sont linéaires lorsque le flux cumulé est présenté en fonction de la racine carrée du temps.

Le tableau 3 de Kosson et al. (1996) propose des coefficients de diffusion pour une liste de polluants inorganiques, dont plusieurs métaux lourds, et pour différents matériaux de stabilisation (ciment, asphalte..). Il convient de noter que pour certains métaux lourds (par exemple le plomb), les tests de laboratoire suggèrent que la concentration dans le lixiviat soit contrôlée en premier lieu par la solubilité de l'élément considéré, et par des phénomènes de dissolution-précipitation, plutôt que par de la diffusion (voir notamment Sanchez et al., 1996).

Dans ce qui suit, il ne sera pas fait d'hypothèse quant à la technique de stabilisation. Il sera uniquement supposé que le relargage à partir du déchet est contrôlé par un mécanisme de type diffusionnel.

2.3.3.3.2 Description du modèle

La solution analytique présentée plus bas considère le relargage de chlorures à partir d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés (voir également Billard et al., 1996). On notera que le cas des chlorures est particulièrement intéressant dans ce contexte, car d'une part ils sont omniprésents dans les résidus des fumées d'incinération des ordures ménagères, et d'autre part ils sont très difficiles à stabiliser (en raison de leur charge négative). Cet élément est par ailleurs un bon indicateur de l'influence des décharges, notamment de déchets ménagers (voir Christensen et al., 1992 ; Looser, 1996).

Le système de stockage considère de haut en bas (Figure 32) :

- une couverture,
- un monolithe de déchets stabilisés,
- une barrière géologique,
- le milieu récepteur (l'aquifère).

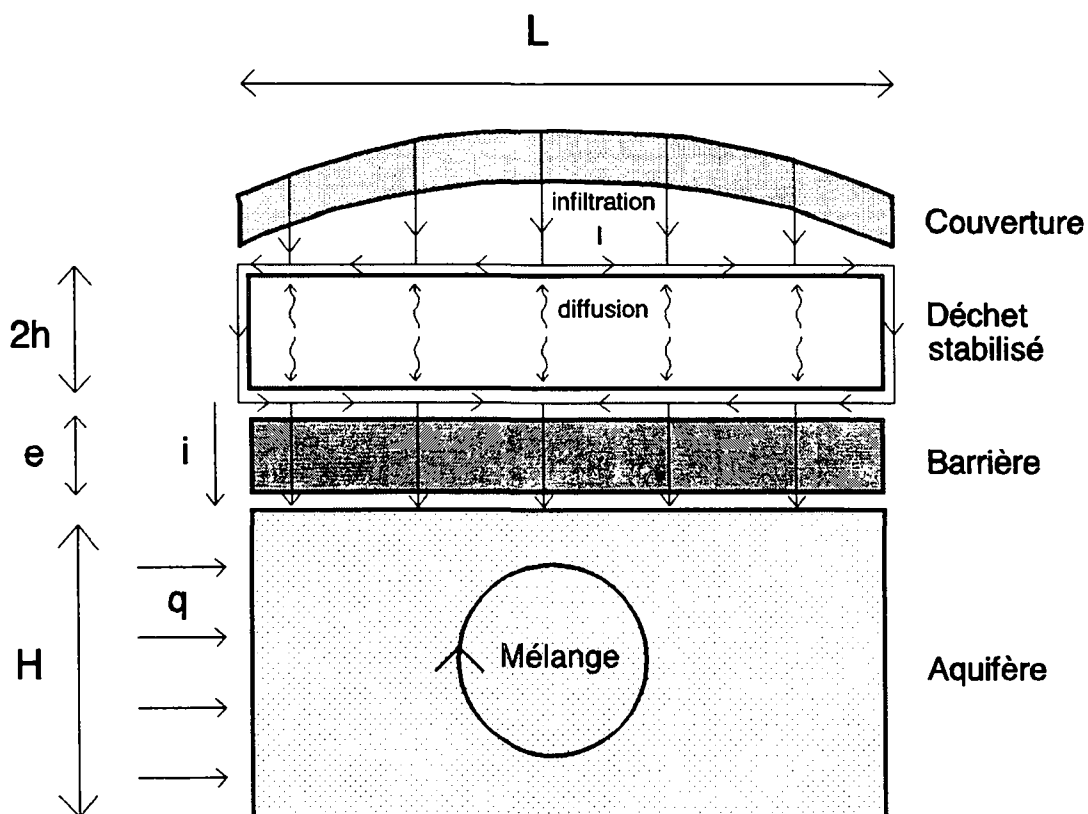


Figure 32 : Schéma conceptuel d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés.

On notera que la couverture est considérée uniquement comme un facteur limitant pour l'infiltration qui vient en contact avec les déchets. Ainsi, du point de vue de la résolution mathématique du problème, le système se ramène-t-il à deux couches (barrière et aquifère). Par ailleurs, il est supposé que la différence entre l'infiltration à travers la couverture (notée I), et celle à travers la barrière argileuse (notée i), est collectée par un système de drainage et évacuée (il n'y a pas d'augmentation de la colonne d'eau au dessus de la barrière).

La solution proposée ne considère pas la présence de membranes artificielles (de type PEHD, bitumineuse, etc.) en couverture ou en fond de site. Tant que ces membranes fonctionnent correctement, la quantité d'infiltration et de transfert de pollution vers le milieu sous-jacent est pratiquement négligeable. En effet, le coefficient de diffusion au travers d'une membrane PEHD est très faible (de l'ordre de 10^{-16} m²/s mesuré en laboratoire par Eloy-Giorni et al., 1993). A noter que des défauts de fabrication et/ou d'installation des membranes PEHD peuvent toutefois être à l'origine d'écoulements au travers de discontinuités (voir Giroud et Bonaparte, 1989a et 1989b).

Il est supposé ici que pour qu'il y ait transfert, il doit y avoir défaillance des membranes (fonctionnant en tout ou rien) et contact entre les lixiviats et la barrière géologique. Le temps nécessaire pour qu'il y ait défaillance de la membrane en fond de casier est mal connu, et varie sensiblement suivant le mode de mise en place, le degré de contrôle qualité, la géométrie des casiers, l'épaisseur de la membrane, sa nature, etc. Toutefois, le recul dont on dispose actuellement semble suggérer que ce temps soit de l'ordre de quelques décennies (voir Düllmann et Eisele, 1993). La défaillance d'une membrane au bout d'un certain temps t peut être prise en compte à l'aide des solutions présentées dans ce travail, en utilisant le principe de superposition. Un exemple de calcul avec défaillance d'une membrane, effectué à l'aide d'un modèle numérique, est présenté dans la section 2.3.3.3.5.

A noter que la durée de vie limitée des membranes ne remet nullement en cause leur utilité. En effet, les membranes en fond de casier permettent de gérer le flux polluant (le drainage des lixiviats en vue de leur collecte et de leur traitement) pendant la période pour laquelle ce flux est le plus important. La question de la pertinence des membranes en couverture est plus délicate, et sera abordée dans le sous-chapitre 2.4.

2.3.3.3.3 Solution analytique

Les déchets étant supposés mis en place sous forme monolithique, le relargage par diffusion peut être décrit par (voir annexe C) :

$$C_l(t) = \frac{2 P \rho}{I} \sqrt{\frac{D^*}{\pi t}} \quad (64)$$

où :

$C_I(t)$ est la concentration dans le lixiviat en fonction du temps,

I est l'infiltration à travers la couverture,

D^* est le coefficient de diffusion à partir de la matrice du déchet,

P est la proportion de polluant qui est initialement présente dans le déchet stabilisé (définie comme une masse de polluant que divise la masse totale du déchet),

ρ est la masse volumique du déchet.

A noter que l'équation (64) est valable tant que :

$$t < \frac{2h^2}{\pi^2 D^*} \quad (65)$$

où h est la demi-hauteur du monolithe de déchets. Pour les coefficients de diffusion caractéristiques de déchets stabilisés, cette règle se traduit par des temps de l'ordre de plusieurs milliers d'années. A noter également que cette approximation ne prend pas en compte une éventuelle détérioration de la matrice solide du déchet au cours du temps (voir chapitre 5).

Compte tenu des hypothèses de calcul, la solution analytique qui décrit l'évolution de la concentration dans l'aquifère à l'aval immédiat du site est (Annexe C) :

$$\frac{c}{c^*} = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{\sqrt{p}} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H}{D\theta} p + \frac{Hq}{L\theta D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right)} + \dots$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] \quad (66)$$

où : $\tau = \frac{v^2}{D^2} + \frac{4pR}{D}$, $a = \frac{2P\rho}{I} \sqrt{\frac{D^*}{\pi}}$, et $\Gamma_{(0.5)}$ est la fonction Gamma de l'argument (0.5) (note : $\Gamma_{(0.5)} = \sqrt{\pi}$), et tous les autres paramètres ont été définis précédemment (voir aussi la Figure 32 et l'Annexe C).

2.3.3.3.4 Comparaison avec des modèles numériques

Pour cet exemple d'application (voir également Guyonnet et al., 1997) on considère un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés dont les caractéristiques font référence à la réglementation française (arrêté du 18 décembre 1992, Journal Officiel 1993). L'extension du site de stockage est de 50 m dans la direction d'écoulement des eaux souterraines (L dans la Figure 32). La couverture comporte une couche de matériau argileux de faible conductivité hydraulique (de l'ordre de 10^{-9} m/s). Pour ce niveau de conductivité hydraulique, le flux d'eau qui percole à travers la couverture, et qui entre en contact avec les déchets, est contrôlé par la conductivité hydraulique de la couche peu perméable. On peut donc estimer le flux d'eau qui s'infiltré à travers cette couche, en considérant qu'elle est saturée en eau, et en faisant l'hypothèse d'un écoulement gravitaire. En appliquant la loi de Darcy, pour les hypothèses ci-dessus, on arrive à un flux d'eau (J) de 31.5 l/an et par m^2 de couverture.

Ce flux d'eau entre en contact avec le déchet et mobilise les polluants émis par diffusion. On considère le cas des ions chlorures, élément inorganique non retardé (pas d'interaction avec la phase solide du sous-sol). Le coefficient de diffusion des chlorures à partir du déchet est pris égal à 10^{-12} m^2/s (Kosson et al., 1996). Par ailleurs, on considère que la colonne de déchet solide a une proportion de chlorures de 5% (en pourcentage pondéral), une masse volumique de 2 tonnes par m^3 , et une hauteur de 10 m.

La barrière géologique est constituée d'une couche de matériau argileux de 5 mètres d'épaisseur ayant une conductivité hydraulique de 10^{-9} m/s, une teneur en eau uniforme de 30%, et un coefficient de dispersion de $2.7 \cdot 10^{-9}$ m^2/s . On considère un écoulement gravitaire à travers cette barrière. L'aquifère est constitué de 20 m de formations sableuses ayant une conductivité hydraulique de 10^{-4} m/s, et une porosité de 20%. Le gradient hydraulique est de 0.5%.

La Figure 33 illustre l'évolution de la concentration dans le lixiviat estimée à l'aide de l'équation C.2 en Annexe C (sans faire appel à l'approximation de l'équation 64 ci-dessus). On constate effectivement que l'évolution suit une fonction en racine carrée du temps (la pente sur le graphique log-log est de 0.5) jusqu'à des temps très élevés. La déviation de la droite apparaît à un temps d'environ 200 000 ans, valeur cohérente avec celle prédite par l'équation (65) : 160 644 ans. A noter que l'utilisation de l'équation (64), en lieu et place de l'équation complète C.2 (Annexe C), revient à supposer une source infinie.

La Figure 34 compare les résultats obtenus à l'aide de l'équation (66), et ceux de deux modèles numériques, pour le cas du problème décrit plus haut, et pour une échelle de temps plus "réaliste" que celui de la figure précédente. Le premier modèle (CONFINE) a été décrit brièvement dans la section 2.3.2.4. Le deuxième modèle numérique (MARTHE, Thiéry, 1990) est un modèle maillé élaboré, qui

simule le champ d'écoulement et la migration des polluants en deux dimensions (en coupe), en prenant en compte la dispersion longitudinale et transversale dans l'aquifère. Pour la comparaison avec la solution analytique, une concentration moyenne à l'aval immédiat du stockage a été calculée à partir des concentrations fournies par MARTHE à chaque noeud du maillage sur une même verticale dans l'aquifère. Des valeurs de dispersivité longitudinale et verticale-transverse de 0.5 et 0.05 m ont été sélectionnées.

On note une excellente concordance entre les différentes méthodes de calcul. La bonne comparaison entre le résultat analytique et le modèle MARTHE suggère que, pour les valeurs de paramètres utilisés, l'hypothèse d'un mélange homogène du flux provenant des déchets avec l'eau souterraine sur l'épaisseur considérée, est une approximation acceptable. Par ailleurs, elle confirme le fait que l'approximation introduite par le fait de négliger, dans la solution analytique, la dispersion longitudinale dans l'aquifère, a peu d'influence sur l'estimation de la concentration moyenne à l'aval immédiat du centre de stockage.

2.3.3.3.5 Exemples de calcul

La Figure 35 présente les résultats des calculs pour cinq scénarios décrits ci-après.

Le premier scénario correspond au cas de la Figure 34. Pour le second scénario, l'épaisseur de la barrière géologique n'est plus que de 2 mètres au lieu de 5. Le troisième scénario considère que la couverture permet une infiltration dix fois supérieure à celle du scénario 1 (couverture semi-perméable). Tandis que les trois scénarios précédents supposent qu'il n'y a pas de membrane en fond de casier, le quatrième scénario simule, à l'aide du modèle numérique CONFINE, l'effet d'une membrane qui cesserait d'être opérationnelle après une période de 50 ans (fonctionnant en tout ou rien). Le cinquième scénario, enfin, considère que la barrière géologique n'a qu'un mètre d'épaisseur, mais par contre que le déchet est beaucoup plus stable que pour le scénario 1 : le coefficient de diffusion des chlorures à partir du déchet est pris égal à 10^{-14} m²/s.

Les résultats du scénario 2 illustrent l'intérêt de l'épaisseur de la barrière géologique. En effet, si l'épaisseur de la barrière décroît, le polluant parvient plus rapidement dans l'aquifère, et à des concentrations plus élevées. Dans le cas d'une source dont l'intensité décroît au cours du temps, la barrière a un effet retard, mais également d'atténuation du pic de pollution (indépendamment de tout phénomène d'interaction liquide-solide).

Une conductivité hydraulique de couverture plus importante (scénario 3) a pour effet de diluer la concentration dans le lixiviat qui vient au contact de la barrière géologique, et les concentrations dans l'aquifère sont donc moindres. On notera qu'il a été supposé, pour ce scénario, que la différence entre le flux d'eau qui traverse la couverture (I), et celui qui peut traverser la barrière géologique (i), est

collecté par le dispositif de drainage (qui est en bon état de fonctionnement), pour être traité dans une unité de traitement appropriée. Si ce dispositif ne fonctionne plus (colmatage), alors la charge hydraulique au dessus de la barrière augmente jusqu'à ce qu'un équilibre entre les flux entrant et sortant soit atteint (ou le cas échéant jusqu'au débordement du casier).

Si une membrane en fond de casier est rompue après 50 ans de fonctionnement (scénario 4), les lixiviats entrent en contact avec la barrière géologique, mais à des concentrations moindres que s'il n'y avait pas eu de membrane depuis le début du fonctionnement du site. Le pic de concentration dans l'aquifère est donc inférieur à celui du scénario 1, et on voit que les courbes se rejoignent après un certain temps (il est supposé que durant les 50 ans de fonctionnement de la membrane, le flux polluant ne s'accumule pas, mais est collecté et éliminé).

Le scénario 5 illustre l'intérêt de la stabilisation du déchet, qui étale le pic de concentration dans le temps. Malgré le fait que la barrière n'ait qu'une épaisseur de un mètre, le pic de pollution est plus faible que dans le cas de la barrière à cinq mètres.

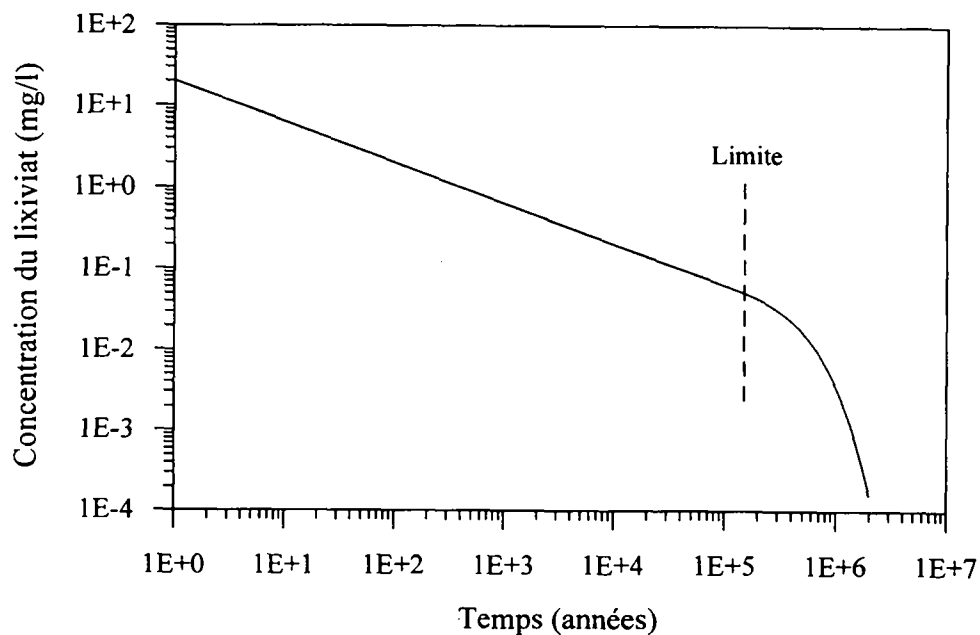


Figure 33 : Stockage de déchets ultimes et stabilisés. Evolution de la concentration dans le lixiviat.

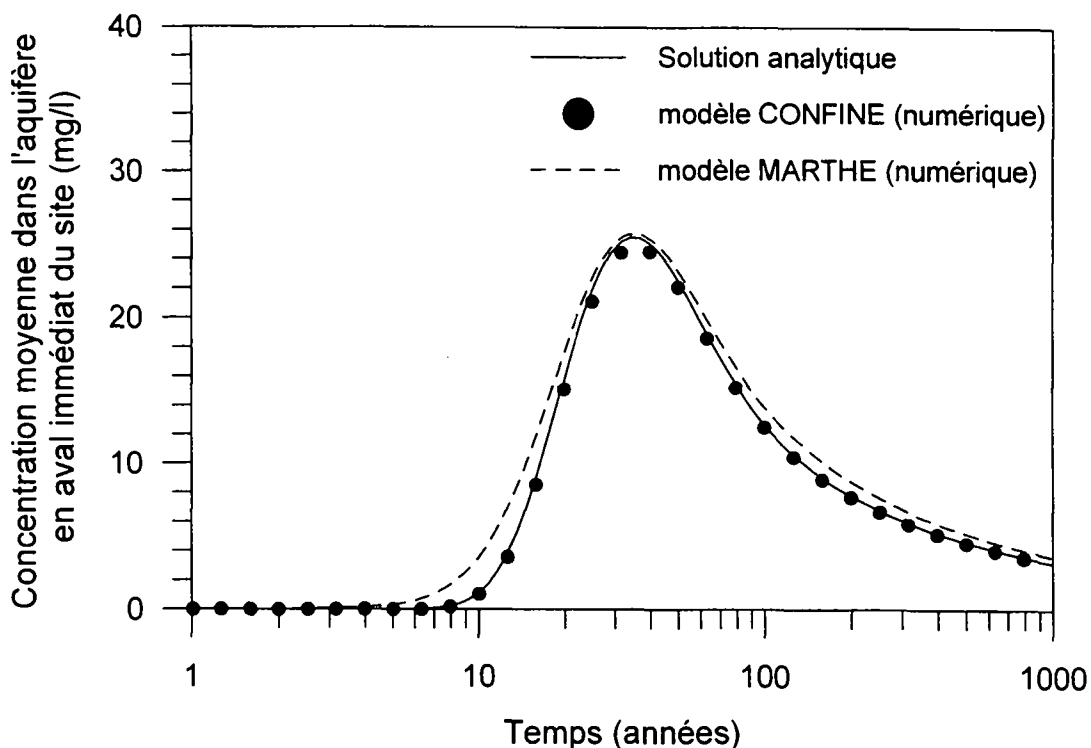
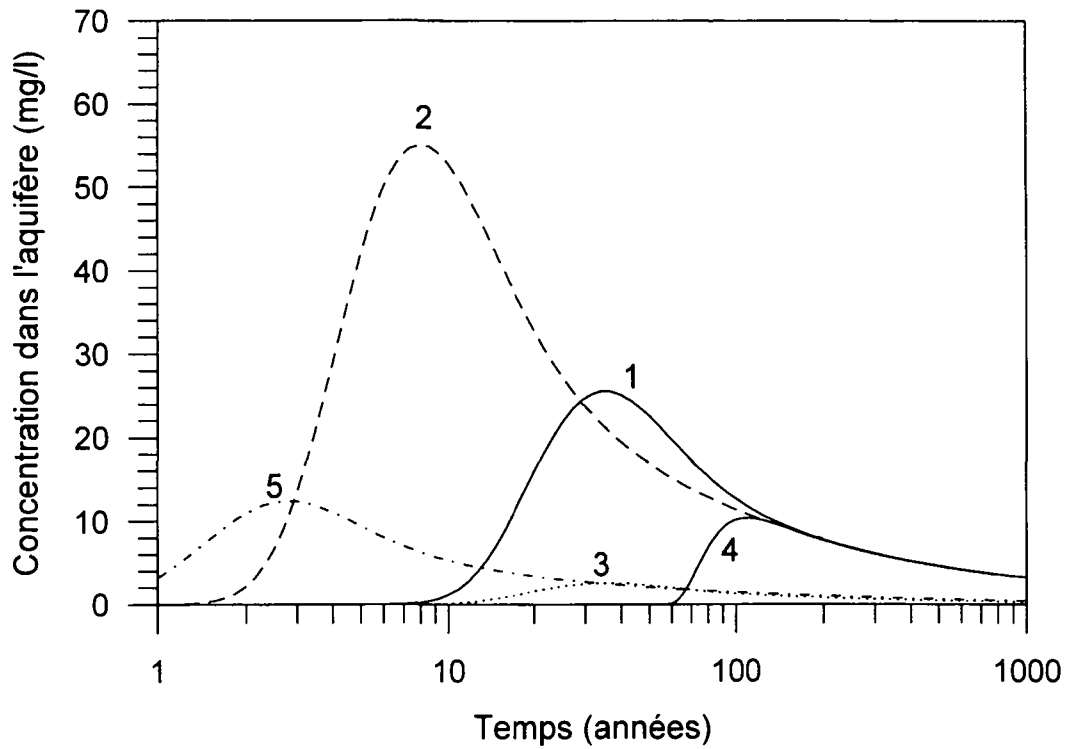


Figure 34 : Comparaison entre les résultats de la solution analytique proposée et ceux de deux modèles numériques.

Il est rappelé que ces scénarios supposent que le comportement du déchet à la lixiviation demeure constant sur une période extrêmement longue. Il ne prend pas en compte une éventuelle détérioration de l'intégrité physique du déchet, due notamment à de la micro-fissuration associée par exemple à des périodes de gel/dégel successives (cas de déchets en subsurface). Dans ce cas, la surface de contact entre le lessivat et le déchet serait beaucoup plus importante, et la lixiviation se traduirait par des jus plus concentrés.

La Figure 36 illustre l'effet du facteur de retard (R). Si la source est prise comme étant constante (scénarios 1 et 2 ; $C_0 = 10$ g/l, tous les autres paramètres étant identiques à ceux de la Figure 34), on voit que le facteur de retard a uniquement pour effet de retarder l'arrivée du plateau de concentration. Par contre, si l'intensité de la source varie en fonction du temps (scénarios 3 et 4), le facteur de retard a également une influence sur l'intensité du pic de pollution.



- Scénario 1 : 5 m à $K = 10^{-9}$ m/s, $D^* = 10^{-12}$ m²/s, $K_{\text{couv}} = 10^{-9}$ m/s
 Scénario 2 : Idem (1) mais barrière passive de 2 m à $K = 10^{-9}$ m/s
 Scénario 3 : Idem (1) mais couverture à $K = 10^{-8}$ m/s
 Scénario 4 : Idem (1) mais membrane jusqu'à $t = 50$ ans
 Scénario 5 : 1 m à $K = 10^{-9}$ m/s, $K_{\text{couv}} = 10^{-9}$ m/s, $D^* = 10^{-14}$ m²/s

Figure 35 : Exemples de calcul effectués pour cinq scénarios.

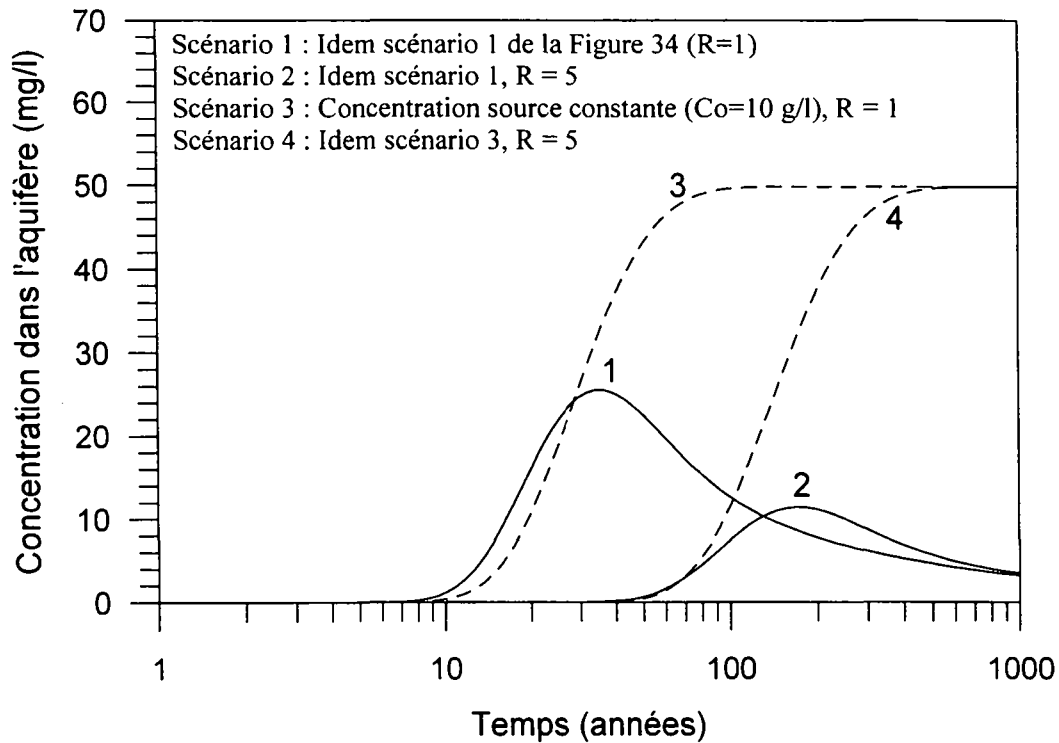


Figure 36 : Illustration de l'effet du facteur de retard.

2.3.3.3.6 Définition de variables sans dimension et développement d'abaques

Les abaques proposés ci-dessous (voir également Guyonnet et al., 1998c), permettent de déterminer le pic de concentration dans l'aquifère (par exemple le pic de la Figure 34). Ces abaques ne permettent pas de déterminer, par contre, le temps nécessaire pour qu'apparaisse ce pic. Des abaques pour l'estimation des temps d'arrivée de polluants ont été présentés dans le sous-chapitre 2.2.

L'élaboration des abaques requiert la définition de variables sans dimension. Pour ce qui concerne la migration à travers l'argile, les mêmes variables sont définies que dans la section 2.2.2 :

$$z_D = \frac{z}{e}, \quad P_e = \frac{v e}{D}, \quad t_D = \frac{Dt}{Re^2} \quad (67)$$

où z_D est la profondeur sans dimension dans l'argile, e est l'épaisseur de l'argile, Pe est le nombre de Péclet de l'argile, et t_D est le temps réduit. En définissant la concentration sans dimension dans la barrière (c_D), et dans l'aquifère (c_D^*) selon :

$$c_D(z_D, t_D) = \frac{c(z, t) e}{a} \sqrt{\frac{R}{D}} \quad \text{et} \quad c_D^*(t_D) = \frac{c^*(t) e}{a} \sqrt{\frac{R}{D}} \quad (68)$$

où tous les paramètres ont été définis précédemment, l'équation de transport dans la barrière devient :

$$\frac{\partial c_D(z_D, t_D)}{\partial t_D} + Pe \frac{\partial c_D(z_D, t_D)}{\partial z_D} - \frac{\partial^2 c_D(z_D, t_D)}{\partial z_D^2} = 0 \quad (69)$$

avec comme conditions aux limites et initiale :

$$c_D(0, t_D) = \frac{1}{\sqrt{t_D}}, \quad c_D(1, t_D) = c_D^*(t_D), \quad c_D(z_D, 0) = 0 \quad (70)$$

L'équation de bilan de masse dans l'aquifère (équation C.9 en Annexe C), est homogénéisée à l'aide des paramètres sans dimension suivants :

$$\alpha = \frac{H \omega_a}{\theta R e} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{q H e}{\theta D L} \quad (71)$$

L'équation devient :

$$\alpha \frac{\partial c_D^*(t_D)}{\partial t_D} + \beta c_D^*(t_D) = - \left. \frac{\partial c_D(z_D, t_D)}{\partial z_D} \right|_{z_D=1} \quad (72)$$

avec comme condition initiale : $c_D^*(0) = 0$.

La solution analytique qui donne la concentration adimensionnelle dans l'aquifère dans le domaine de Laplace, est obtenue de la même manière que celle décrite en Annexe C. La solution est :

$$\begin{aligned} \overline{c_D^*}(p_D) = & \frac{\Gamma_{(0.5)} \exp[Pe/2] \sqrt{\tau_D}}{\sqrt{p_D}} \cdot \frac{1}{(\alpha p_D + \beta) \left(\exp[\sqrt{\tau_D}/2] - \exp[-\sqrt{\tau_D}/2] \right) + \dots} \\ & \dots \frac{1}{2} (Pe + \sqrt{\tau_D}) \exp[\sqrt{\tau_D}/2] - \frac{1}{2} (Pe - \sqrt{\tau_D}) \exp[-\sqrt{\tau_D}/2] \end{aligned} \quad (73)$$

où $\tau_D = Pe^2 + 4p_D$, $\Gamma_{(0.5)}$ est la Fonction Gamma de l'argument 0.5 (note : $\Gamma_{(0.5)} = \sqrt{\pi}$) et p_D est la variable adimensionnelle de Laplace définie ici selon :

$$p_D = \frac{R e^2 p}{D}$$

On peut montrer que les équations (66) et (73) sont identiques en remplaçant, dans l'équation (73), les variables sans dimension par leurs expressions en variables réelles. On prendra garde de noter également que :

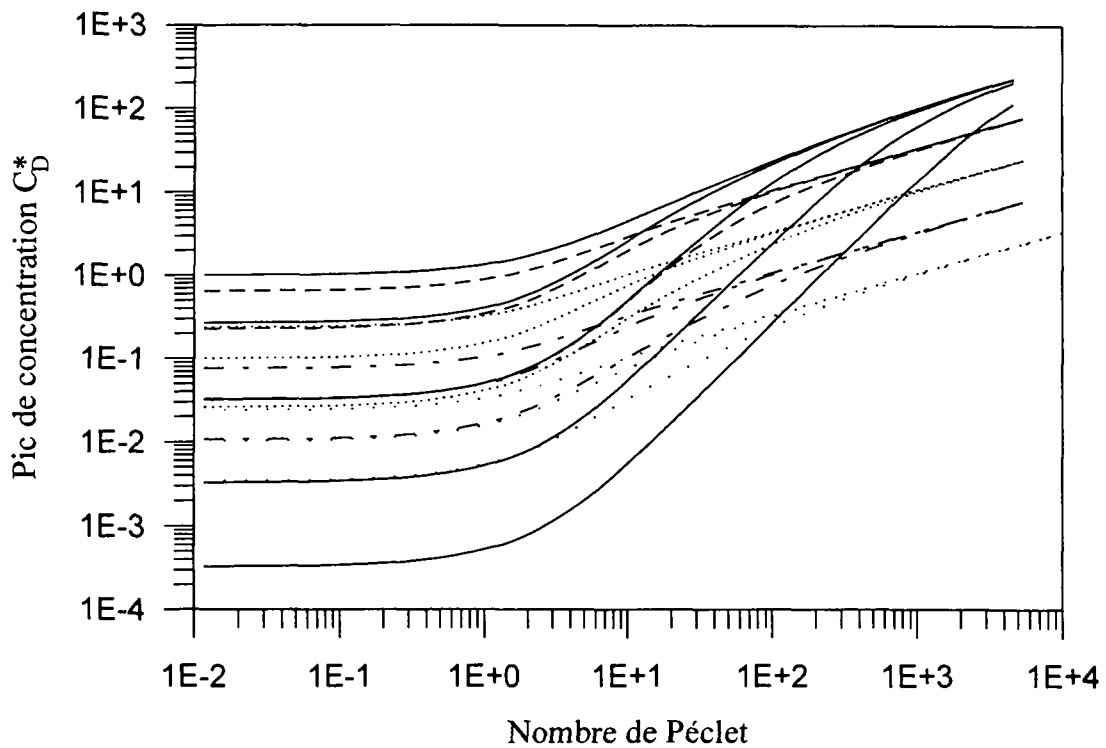
$$\overline{c_D^*}(p_D) = \int_0^{\infty} e^{-p_D t_D} c_D^*(t_D) dt_D = \frac{D}{R e^2} \int_0^{\infty} e^{-pt} c_D^*(t) dt = \frac{D}{R e^2} \overline{c_D^*}(p)$$

Comme il a été mentionné précédemment, les abaques proposés permettent de fournir une estimation du pic de concentration dans l'aquifère. Les abaques sont générés de la même manière que ceux de la section 2.2.2.2.2.

Les abaques sont présentés dans la Figure 37. En examinant cette figure on voit que des familles de courbes correspondent à différentes valeurs du paramètre α (chaque famille est représentée par un style de trait différent). Pour chaque valeur de α , des courbes sont générées pour des valeurs de β croissantes. On remarquera que pour une valeur de α donnée, lorsque β augmente, les courbes finissent par se confondre à celles correspondant à des valeurs de α plus petites. Par exemple pour $\alpha = 0.1$, des courbes correspondant à cinq valeurs de β sont dessinées ($\beta = 1, 10, 100, 10^3, 10^4$), tandis que pour $\alpha = 1$, seules les courbes correspondant à des valeurs de β jusqu'à 100 sont présentées car celles correspondant à des valeurs de β plus élevées sont identiques à celles pour $\alpha = 0.1$.

L'utilisation des abaques est illustrée ci-dessous en utilisant les mêmes paramètres que ceux qui ont servi à l'élaboration de la Figure 34. Des équations (67) et (71) il découle que $Pe = 6.2$, $\alpha = 2.7$ et $\beta = 1235$. Comme il a été souligné dans le paragraphe précédent, pour une telle valeur de β , la famille de courbes correspondant à $\alpha = 0.1$ (trait plein) est sélectionnée, car les courbes correspondant à des valeurs de α plus élevées (mais pour le même β) sont identiques.

Entrant dans l'abaque à une valeur de Pe d'environ 6 (voir Figure 38), et sélectionnant la courbe correspondant à $\alpha = 0.1$ et $\beta = 1000$ (ou juste en dessous de cette courbe), on obtient une valeur de c_D^* d'environ 0.02. L'équation (68) donne alors une valeur du pic de concentration de 23.5 mg/l, qui est très proche de la valeur "exacte" de 25.5 mg/l (voir en Figure 34). Une précision supérieure peut être obtenue en calculant les positions sur l'abaque des points $Pe = 6.2$ et $\beta = 1235$, en prenant garde de considérer les échelles logarithmiques.



- alpha = 0.1, beta = 1, 10, 100, 1E3, 1E4
- - - alpha = 1, beta = 1, 10, 100
- alpha = 10, beta = 1, 10, 100
- . - . alpha = 100, beta = 1, 10, 100
- alpha = 1E3, beta = 1, 10, 100

Figure 37 : Abaques permettant la détermination du pic de concentration dans l'aquifère à l'aval immédiat d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés.

Le même calcul peut être effectué en modifiant un des principaux paramètres. Par exemple si l'on donne une épaisseur de un mètre à la barrière, au lieu de cinq mètres, et en supposant que tous les autres paramètres demeurent identiques, on obtient alors les valeurs suivantes : $P_e = 1.2$, $\alpha = 13.3$ et $\beta = 247$. L'abaque donne une valeur de c_D^* d'environ 0.02, comme pour le cas précédent. Cette fois par contre, l'équation (68) donne une valeur du pic de concentration d'environ 117 mg/l. L'application directe de la solution analytique (équation 66), donne une valeur de pic de 123 mg/l.

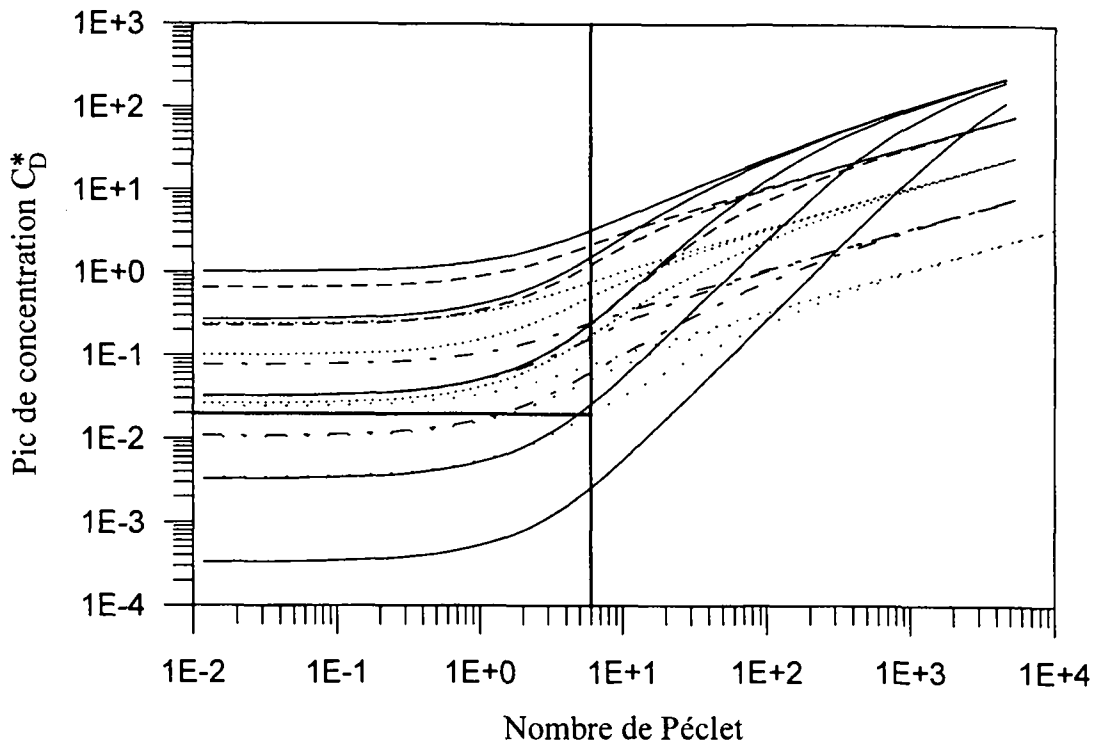


Figure 38 : Exemple d'application des abaques (voir description dans le texte)

2.3.3.3.7 Analyse des tendances à l'aide des paramètres sans dimension

D'après l'équation (68), le pic de concentration dans l'aquifère s'exprime en fonction de la concentration sans dimension selon :

$$c^*(t) = \frac{2 P \rho c_D^*(t_D)}{I e} \sqrt{\frac{D^* D}{\pi R}} \quad (74)$$

L'examen de cette équation montre que la concentration dans l'aquifère est donc directement proportionnelle aux paramètres P et ρ , et inversement proportionnelle à I . En effet, plus la masse des déchets, et leur proportion en polluants sont élevées, plus la concentration dans le lixiviat sera grande. D'autre part, plus le débit d'infiltration à travers la couverture sera importante, plus les lixiviats seront dilués.

L'équation montre que la concentration est également inversement proportionnelle à l'épaisseur de la barrière géologique, mais cette proportionnalité n'est pas directe, car ce paramètre intervient dans d'autres paramètres adimensionnels (notamment P_e , α et β). La concentration apparaît proportionnelle

à la racine carrée du coefficient de diffusion à partir de la matrice de déchets, et inversement proportionnelle à la racine carrée du facteur de retard (R). Ceci est cohérent avec le résultat de la Figure 36 qui montre que plus le facteur de retard est élevé, plus le pic de concentration est faible.

L'examen de la Figure 37 montre que la concentration dans l'aquifère décroît avec le nombre de Pécelet de la barrière. Sur la base de l'équation 67, on en déduit que la concentration décroît avec la vitesse d'infiltration à travers la barrière, et par conséquent avec sa conductivité hydraulique.

La Figure 37 montre également que la concentration décroît lorsque les paramètres α et β augmentent. Sur la base de l'équation (71) on en déduit que la concentration décroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la "couche de mélange", de la conductivité hydraulique et de la porosité de l'aquifère, ou avec la diminution de l'extension latérale du site (L).

2.3.3.4 Détection précoce des pollutions à l'aide des éléments inorganiques en traces

Dans sa thèse de doctorat, Looser (1996) évalue les possibilités offertes par les éléments inorganiques en traces pour la détection précoce des pollutions des eaux souterraines, liées notamment aux sites de stockage de déchets. Son étude montre que certains éléments en trace sont caractéristiques de types de déchets spécifiques : industriels spéciaux, ménagers, ou ruraux (à forte proportion de déchets inertes).

Pour être utile en tant qu'indicateur de pollution, un élément doit présenter certaines caractéristiques :

- ne pas être présent (ou alors à des concentrations très faibles), dans l'eau souterraine non-influencée par la source de pollution,
- dans le cas où l'élément est présent à l'état naturel, les variations naturelles de sa concentration devront être inférieures aux variations imputables à la source de pollution,
- ne pas être sensiblement retardé ou dégradé dans le milieu poreux.

Quant à savoir combien de temps est nécessaire pour qu'un élément en trace soit détectable en aval de la source de pollution, Looser cite Christensen et al. (1992), qui proposent de déterminer ce temps à l'aide d'une équation modifiée d'après la solution d'Ogata et Banks (1961). Cette équation considère la migration de solutés en une dimension (voir sous-chapitre 2.2). L'équation de Christensen et al. suppose notamment que la source de pollution (le lixiviat) est déjà dans la nappe à l'instant zéro. Une telle approche peut toutefois être inadaptée au cas des sites de stockage de déchets, où le temps de transfert sera limité en premier lieu par les barrières qui sont généralement situées à la base du site de stockage.

Pour illustrer ce problème on considère un site de stockage de déchets industriels spéciaux présentant les mêmes caractéristiques que celles de la section 2.3.3.3.4, si ce n'est que le déchet n'est cette fois pas stabilisé. La concentration dans le lixiviat, juste au dessus de la barrière minérale, est contrôlée par des mécanismes chimiques, parmi lesquels la solubilité de l'élément considéré. L'élément inorganique sélectionné pour le calcul est l'argent (Ag) qui, selon Looser, est un bon indicateur spécifique aux déchets industriels spéciaux. Il est, par ailleurs, non détecté dans les eaux souterraines naturelles. On considérera une concentration source constante basée sur les mesures de Looser sur un site de stockage réel.

Le schéma conceptuel adopté pour le calcul est celui de la Figure 39. Ce schéma considère la migration verticale de l'élément considéré à travers la barrière minérale, et sa migration en deux dimensions (x et y) dans l'aquifère sous-jacent, vers un point cible situé à 200 m du site. Le panache est dilué en aval hydraulique du site par une infiltration efficace de 200 mm/an. La question consiste à savoir quand est-ce que la concentration au point cible dépassera la limite de détection ? Cette limite de détection est supposée égale à 1 ppb.

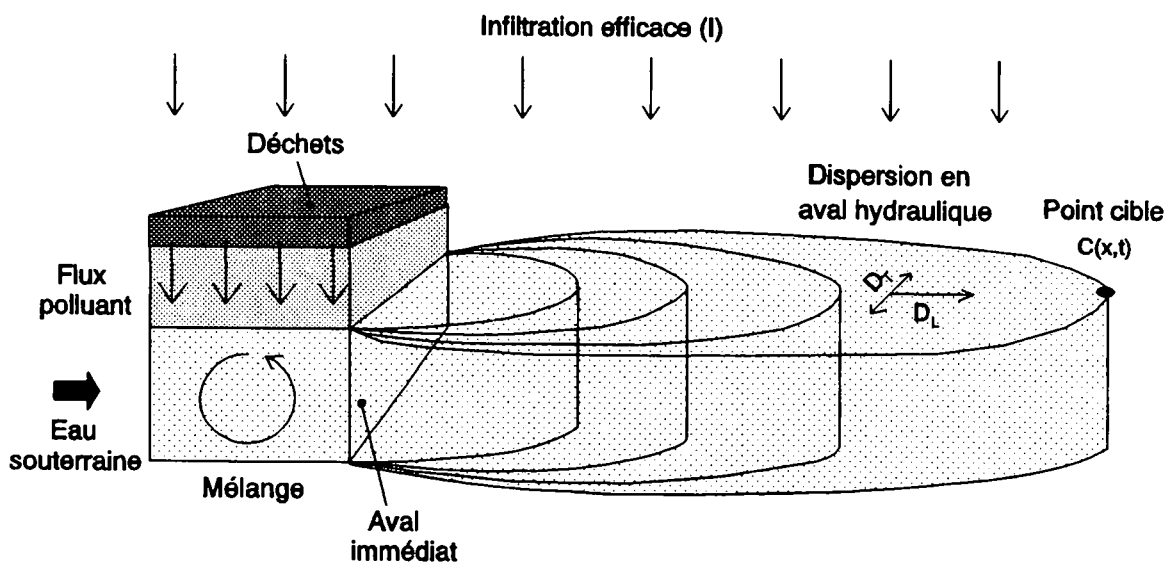


Figure 39 : Schéma conceptuel appliqué au problème de la détection précoce des pollutions à l'aide des éléments inorganiques en traces.

Etant donné que l'on s'intéresse à des temps d'apparition en aval de la source, le problème à résoudre est bien entendu un problème transitoire. La méthode de calcul sélectionnée associe, par convolution, la solution décrivant l'évolution temporelle de la concentration à l'aval immédiat du site de stockage (équation 63), à celle décrivant la migration bi-dimensionnelle de solutés en aval de la source (équation 47).

On a donc la concentration dans l'aquifère à la distance x en aval du site exprimée par :

$$c(x, y, t) = \frac{f(t) x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{4\sqrt{\pi D_L / R}} \int_0^t \frac{1}{\tau^{3/2}} \exp\left[-\left(\frac{I}{R\omega_a H} + \lambda + \frac{v^2}{4RD_L}\right) \tau - \frac{Rx^2}{4D_L \tau}\right] \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{y-B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{y+B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] \right) d\tau \quad (75)$$

où $f(t)$ s'écrit, dans l'espace de Laplace :

$$\overline{f(p)} = \frac{C_o \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{p} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H}{D\theta} p + \frac{Hq}{L\theta D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right) + \dots} \quad (76)$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]$$

La convolution permet d'imposer une concentration source variable dans le temps à l'équation de migration 2-D. Si c_i ($i = 1$ à n) sont les n valeurs successives prises par la concentration à la source, et $F(x, y, t)$ est la fonction permettant de calculer la concentration dans l'aquifère $C(t) : C(t) = C_o F(x, y, t)$ pour le cas d'une concentration source constante C_o , alors la convolution s'écrit d'une manière générale (voir par exemple Earlougher, 1977, ou Wexler, 1992) :

$$C(t) = \sum_{i=1}^n (c_i - c_{i-1}) F(x, y, t - t_{i-1}) \quad (77)$$

Par exemple, pour le cas de trois valeurs de concentration à la source (Figure 40), on a :

$$C(t) = c_1 F(x, y, t) + (c_2 - c_1) F(x, y, t - t_1) + (c_3 - c_2) F(x, y, t - t_2) \quad (78)$$

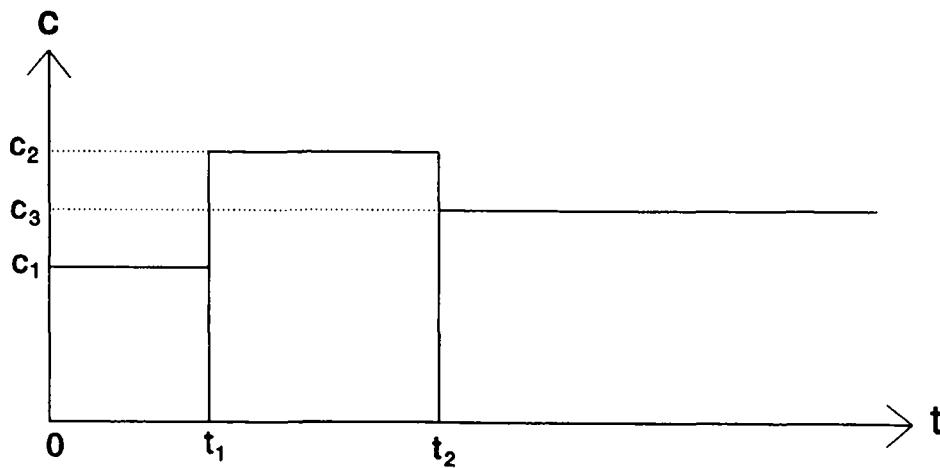


Figure 40 : Source de pollution dont l'intensité varie à deux reprises.

Le coefficient de diffusion (D_0) de Ag^+ est $1.4 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ à 18°C (Li et Gregory, 1974). Basé sur les mesures de Looser, la concentration en Ag^+ dans le lixiviat à la base de la décharge est prise égale à $10 \mu\text{g/l}$. Les autres valeurs de paramètres sont les suivantes :

- la conductivité hydraulique de la couche argileuse est $K = 10^{-9} \text{ m/s}$,
- la porosité de la couche argileuse est $\omega = 0.3$ (elle est supposée saturée),
- le facteur de tortuosité est $\tau = 0.3$
- l'épaisseur de la couche argileuse est $e = 5 \text{ m}$,
- l'extension du site dans la direction d'écoulement des eaux souterraines est $L = 50 \text{ m}$,
- la largeur du site dans la direction perpendiculaire est $B = 25 \text{ m}$,
- la conductivité hydraulique de l'aquifère est 10^{-3} m/s ,
- le gradient hydraulique dans l'aquifère est de 0.5% ,
- la dispersivité longitudinale dans l'aquifère est prise égale à 20 m ,
- l'épaisseur de l'aquifère est $H = 20 \text{ m}$,
- l'infiltration efficace en aval du site est $I = 200 \text{ mm/an}$.

L'évolution de la concentration à l'aval immédiat du site de stockage (équation 76) est utilisée comme fonction source pour la migration bi-dimensionnelle en aval hydraulique du site (équation 75). Les résultats des calculs sont présentés en Figure 41. L'évolution de la concentration au point cible (200 m en aval) est représentée par la courbe en trait plein. On note qu'il faut 38 ans de stockage pour que la concentration dépasse la limite de détection supposée (1 ppb). Ce chiffre élevé est à imputer à l'épaisseur (5 m) de la barrière minérale peu perméable (10^{-9} m/s) à la base des déchets.

La courbe en pointillé représente l'évolution de la concentration au point cible dans l'hypothèse d'une migration 1-D dans l'aquifère, et d'une dilution instantanée des lixiviats avec l'eau souterraine sous le site de stockage. Ce calcul ne prend pas en compte le temps de migration à travers la barrière minérale, ni le flux diffusif-dispersif à travers cette barrière. La concentration résultant de la dilution est estimée sur la base du rapport des flux convectifs de lixiviats et d'eau souterraine propre (hypothèse classique des modèles d'analyse de risques). On obtient une valeur de $0.005 \mu\text{g/l}$. Cette concentration est ensuite prise comme source pour la migration 1-D vers l'aval. En raison de l'importance de la vitesse de l'eau dans l'aquifère (2.16 m/j) et de l'hypothèse d'une dilution instantanée, la concentration dépasserait la limite de détection après seulement 2 mois. La comparaison avec le résultat précédent illustre clairement l'importance de prendre en compte le temps de transfert à travers la barrière lorsqu'une telle barrière est présente.

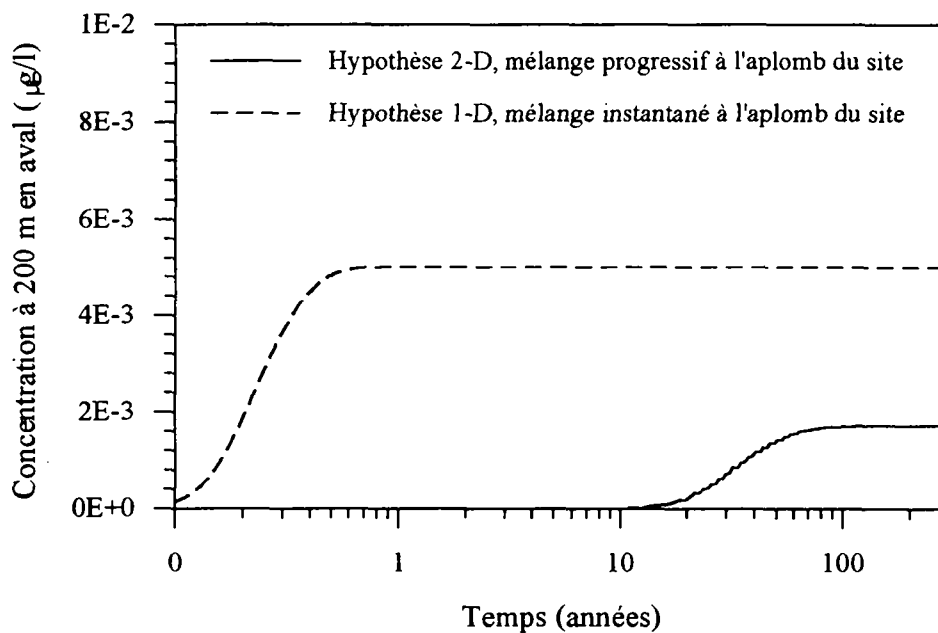


Figure 41 : Courbes de restitution calculées.

2.3.3.5 Cas du système à n-couches en régime transitoire

La résolution analytique du problème à n-couches en régime de transport transitoire pose des difficultés d'un point de vue mathématique. En effet, on voit apparaître des dérivées spatiales pour tous les paramètres variant avec la profondeur (la porosité, le coefficient de dispersion longitudinale, le facteur de retard, etc). La solution présentée ci-dessous a été obtenue par analogie entre la solution en régime transitoire pour une couche unique au dessus de l'aquifère (équation 63), et la solution pour un système à n-couches en régime permanent (équation 56). Cette solution est présentée à titre indicatif, sachant qu'elle ne résulte pas d'une dérivation mathématique complète, mais qu'elle est vérifiée par comparaison avec le modèle numérique CONFINE (voir plus bas). Par analogie on obtient (79) :

$$\overline{c^*(p)} = \frac{C_o}{p} \cdot \frac{\exp\left[\frac{i\varphi}{2}\right] \chi}{\left(\omega_a H p \varphi + \frac{Hq}{L} \varphi\right) \left(\exp\left[\frac{\chi}{2}\right] - \exp\left[-\frac{\chi}{2}\right]\right) + \frac{1}{2}(i\varphi + \chi) \exp\left[\frac{\chi}{2}\right] - \frac{1}{2}(i\varphi - \chi) \exp\left[-\frac{\chi}{2}\right]}$$

$$\text{où : } \varphi = \int_0^E \frac{1}{g(z)D(z)} \delta z \quad , \quad \chi = \sqrt{E \left(i^2 \int_0^E \frac{1}{g^2(z)D^2(z)} \delta z + 4p \int_0^E \frac{R(z)}{D(z)} \delta z \right)}$$

et E est l'épaisseur totale du système à n-couches.

Comme pour l'équation (63), cette équation peut également être présentée sous une forme plus compacte à partir des fonctions sinus et cosinus hyperbolique :

$$\overline{c^*(p)} = \frac{C_o}{p} \cdot \frac{\exp\left[\frac{i\varphi}{2}\right] \chi}{\left(i + 2\omega_a H p + \frac{2Hq}{L}\right) \varphi \sinh\left[\frac{\chi}{2}\right] + \chi \cosh\left[\frac{\chi}{2}\right]}$$

La comparaison présentée ci-après considère un système à trois couches surplombant l'aquifère, et des contrastes importants entre les paramètres des différentes couches. Les valeurs sélectionnées sont les suivantes :

Couche	Epaisseur (m)	Teneur en eau	Coeff. Dispersion (m ² /s)	Facteur retard
1	0.01	0.6	3.00·10 ⁻¹⁰	2
2	0.2	0.2	6.16·10 ⁻¹⁰	10
3	0.8	0.4	4.31·10 ⁻¹⁰	4

L'infiltration verticale (i) est de 5 mm/an. Le flux dans l'aquifère est 315.36 m/an. L'épaisseur et la porosité de l'aquifère sont de 10 m et 20% respectivement. L'extension du site (L) est 50 m.

Les résultats obtenus à partir de l'équation (79) et le modèle numérique CONFINE sont présentés en Figure 42. L'excellente concordance entre les résultats suggère que l'équation (79) est exacte. Toutefois, bien qu'une telle correspondance ait été également obtenue à partir d'autres jeux de paramètres, la validité de l'équation (79) demeure sujette à caution.

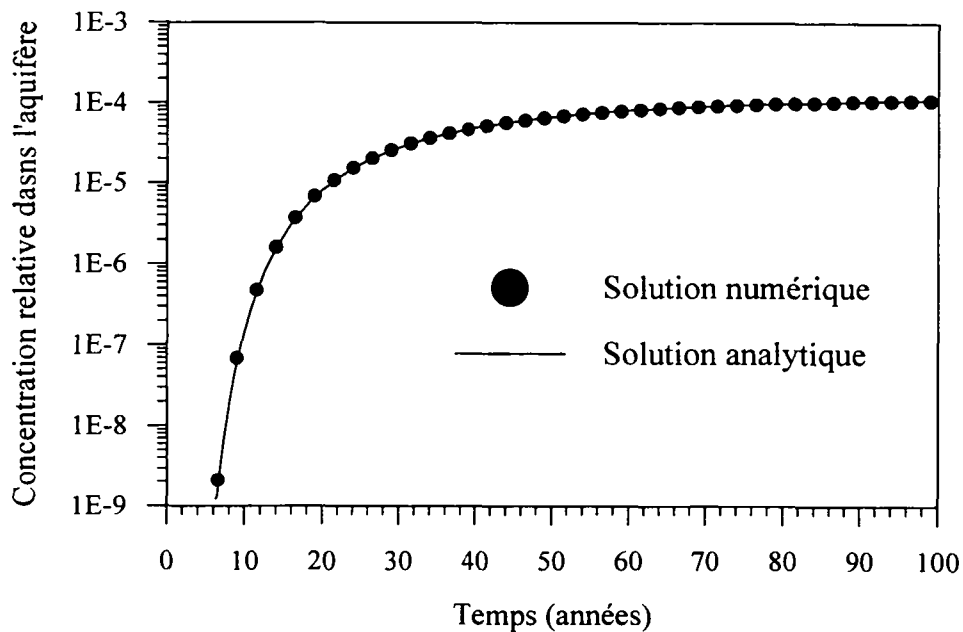


Figure 42 : Vérification de la solution pour le système à n-couches en régime transitoire

2.4 Discussion

Les solutions analytiques présentées dans cette deuxième partie ont des applications pratiques qui sont tout à fait d'actualité. La section précédente a illustré une application à la détection précoce des sites pollués. Les solutions pour un domaine multicouche, et en particulier les équations (56) et (66), peuvent être utilisées afin d'éclaircir la notion de "dispositif équivalent" (voir plus bas) dans le cadre de la conception des sites de stockage de déchets.

Les prescriptions réglementaires adoptées par les différents pays industrialisés, relatives à la constitution des systèmes d'étanchéité en fond de sites de stockage de déchets, sont généralement basées sur des obligations de moyens plutôt que sur des obligations de résultats. L'approche adoptée a consisté, dans une certaine mesure, à multiplier les barrières autour des déchets, dans un souci de sécurité, mais sans véritable réflexion de fond sur les performances de l'ensemble, ni parfois sur l'éventuelle justification d'associer certains types de barrières avec certains types de déchets.

A noter que la réglementation française fait toutefois référence à la notion de résultat en introduisant le concept de "dispositif équivalent" (Journal Officiel, 1993). La définition de "l'équivalence" n'est cependant pas explicitée. On trouve également référence à l'équivalence dans la réglementation nord-américaine pour le stockage des déchets de type ménager (voir Rowe, 1997). Le dispositif équivalent serait jugé acceptable s'il est démontré que la concentration dans les eaux souterraines situées à l'aval du site de stockage ne dépasseront jamais une certaine concentration maximale admissible.

Par le passé, la "démonstration" de l'équivalence a souvent été effectuée en terme de "temps de transfert des polluants". Un dispositif était jugé supérieur à un autre lorsque le temps de parcours d'un polluant depuis les déchets jusqu'à la base des barrières était supérieur. Cette approche amène toutefois la question suivante : est-il préférable qu'une concentration faible parvienne rapidement à une cible (par exemple un aquifère utilisé pour l'alimentation en eau potable), ou alors qu'une concentration forte y parvienne dans longtemps ? Comme le suggère Rowe (1997), l'équivalence devrait être considérée en terme d'impact sur le milieu, et donc de concentration maximale induite. Ne serait ce que d'un point de vue éthique, le fait que cet impact soit induit au cours de la génération actuelle, ou au cours des générations suivantes, devrait revêtir une importance moindre.

Les équations proposées permettent d'examiner l'équivalence hydro-dispersive d'un système de stockage en terme de concentration maximale induite dans un aquifère, à l'aval immédiat du site de stockage. L'exemple 3 de la section 2.3.2.5 suggérait que l'ajout d'une couche de matériau artificiel peu perméable (en l'occurrence un géocomposite bentonitique), permettrait de réduire les contraintes sur l'épaisseur d'une couche d'argile. L'équivalence peut également prendre en compte le comportement du déchet. Le scénario 5 de la Figure 36 suggérait qu'une stabilisation plus efficace du

déchet permettrait de réduire les contraintes sur l'épaisseur d'une barrière argileuse, pour des performances équivalentes de l'ensemble.

Il convient de rappeler, toutefois, qu'un aspect essentiel qui n'est pas pris en compte dans ces équations, est l'évolution dans le temps des performances mécaniques et chimiques des matériaux considérés. Ces équations supposent en effet que les caractéristiques des matériaux demeurent constantes pour toute la durée simulée. Or les matériaux en fond de sites de stockage sont soumis à des agressions multiples d'ordre chimique, biologique, et mécaniques. Par exemple dans le cas du matériau bentonitique cité plus haut, la substitution d'ions Na^+ par des ions Ca^{2+} se traduit par une évolution chimique de la bentonite, et par une augmentation de la perméabilité du matériau. De même, le comportement à la lixiviation d'un déchet stabilisé peut varier au cours du temps, sous l'effet d'une détérioration de la matrice solide du déchet.

Les limites inhérentes aux modèles existants font qu'en l'état actuel des connaissances, le principe de précaution ne peut être écarté *a priori*, même si cela a des incidences en terme de coûts. Les solutions proposées sont néanmoins utiles, car elles permettent d'identifier des tendances, ou des configurations insatisfaisantes. On peut envisager également de prendre en compte l'incertitude associée aux valeurs des différents paramètres et à leur évolution, à l'aide d'une analyse de type probabiliste ou possibiliste (voir le chapitre 3).

Les solutions proposées contribuent également à introduire ce que d'autres auteurs ont appelé "une logique d'impact" (Mayeux et Perrodin, 1996) dans la conception des sites de stockage. Cette logique d'impact tend à définir l'acceptabilité des choix en matière de gestion de déchets, sur la base d'une comparaison entre les flux de pollution émis, et les flux jugés acceptables pour les milieux récepteurs. Pour ce qui concerne les sites de stockage, la logique d'impact amène la notion de "performance" des sites en terme d'impact sur le milieu naturel. On notera qu'il s'agit là d'une évolution très nette par rapport aux concepts antérieurs de gestion des déchets, tels qu'ils apparaissent encore dans certains textes réglementaires, qui considèrent le stockage comme ayant une fonction "d'isolation éternelle", et qu'une fois les déchets enfouis, le problème de leur gestion est résolu (hormis la surveillance du milieu). La notion de performance des sites de stockage découle d'une meilleure compréhension du comportement à long terme de ces sites, et du fait que le "site à flux nul" n'existe pas. Quel que soit le degré de sophistication des barrières artificielles, il arrivera un moment où ces barrières seront défaillantes, et l'acceptabilité du stockage se posera en terme de flux vers le milieu.

La conception des sites de stockage dans une logique d'impact (voir Guyonnet et al., 1998a) permet notamment de remettre en question l'application de la "capsule étanche" à des déchets dont la toxicité intrinsèque ne décroît pas en situation de confinement total (comme c'est le cas pour les déchets radioactifs). Pour les déchets non radioactifs, la présence de barrières étanches en couverture a

uniquement pour effet de *différer* la formation du flux polluant, en préservant intact le potentiel polluant. Cela revient donc à repousser le problème dans le temps (à décaler l'instant zéro des figures), et à laisser le problème de la *gestion* (collecte et traitement des flux) aux générations futures, en supposant que les moyens techniques et financiers nécessaires à cette gestion seront en place. Il semblerait préférable, au contraire, de permettre la formation des flux polluants, et de les gérer durant la période pour laquelle existent des infrastructures en état de fonctionnement, et des moyens financiers adaptés. Une telle pratique serait cohérente avec une gestion "responsable" des déchets, qui voudrait que les générations qui bénéficient des avantages d'une technologie ou d'un mode de vie, en assument également les nuisances ou les risques. A noter que permettre la formation d'un flux polluant en vue de sa collecte et de son traitement ne signifie pas simplement *diluer* la pollution, mais d'instaurer les conditions nécessaires à sa *gestion active*.

A partir du moment où l'on admet qu'il n'est peut-être pas souhaitable de totalement imperméabiliser les couvertures des sites, la question se pose de savoir quelle devrait être leur perméabilité optimale. Pour y répondre il convient de distinguer deux cas de figure :

- le cas de sites de type "fosse" (Figure 43a), où les lixiviats drainés sont collectés à partir de puisards situés dans les points bas,
- le cas de sites de type "dôme" (Figure 43b), qui assure en permanence un drainage gravitaire des lixiviats vers un bassin de stockage.

Pour un site de type "fosse", il paraît souhaitable que la conductivité hydraulique de la couverture soit toujours identique à celle du fond du stockage. En effet, une conductivité hydraulique de couverture supérieure entraîne un risque de débordement du site lorsque les lixiviats ne seront plus pompés. Ce risque est bien réel dans la mesure où les couvertures étant constituées de matériaux rapportés, leurs performances sont certainement moins pérennes que celles d'argiles en place, situées sous le site.

Le site de type "dôme" paraît plus cohérent du point de vue de l'impact à long terme. Associée à une couverture semi-perméable, une telle configuration permet de surveiller et de traiter les lixiviats jusqu'à ce que les concentrations soient jugées inoffensives. Dès lors le site peut être laissé en l'état sans risque de débordement des casiers, et les jus drainés peuvent être rejetés dans le milieu naturel par l'intermédiaire de bassins d'infiltration (ou vers une eau de surface). Un tel schéma présente toutefois des difficultés d'ordre politique ou sociologique. En effet, un dôme peut se voir de loin tandis qu'un site enfoui ne se voit pas. Pour pallier cet inconvénient, les sites peuvent s'intégrer dans le paysage par creusement à flanc de colline dans des formations argileuses (Figure 43c).

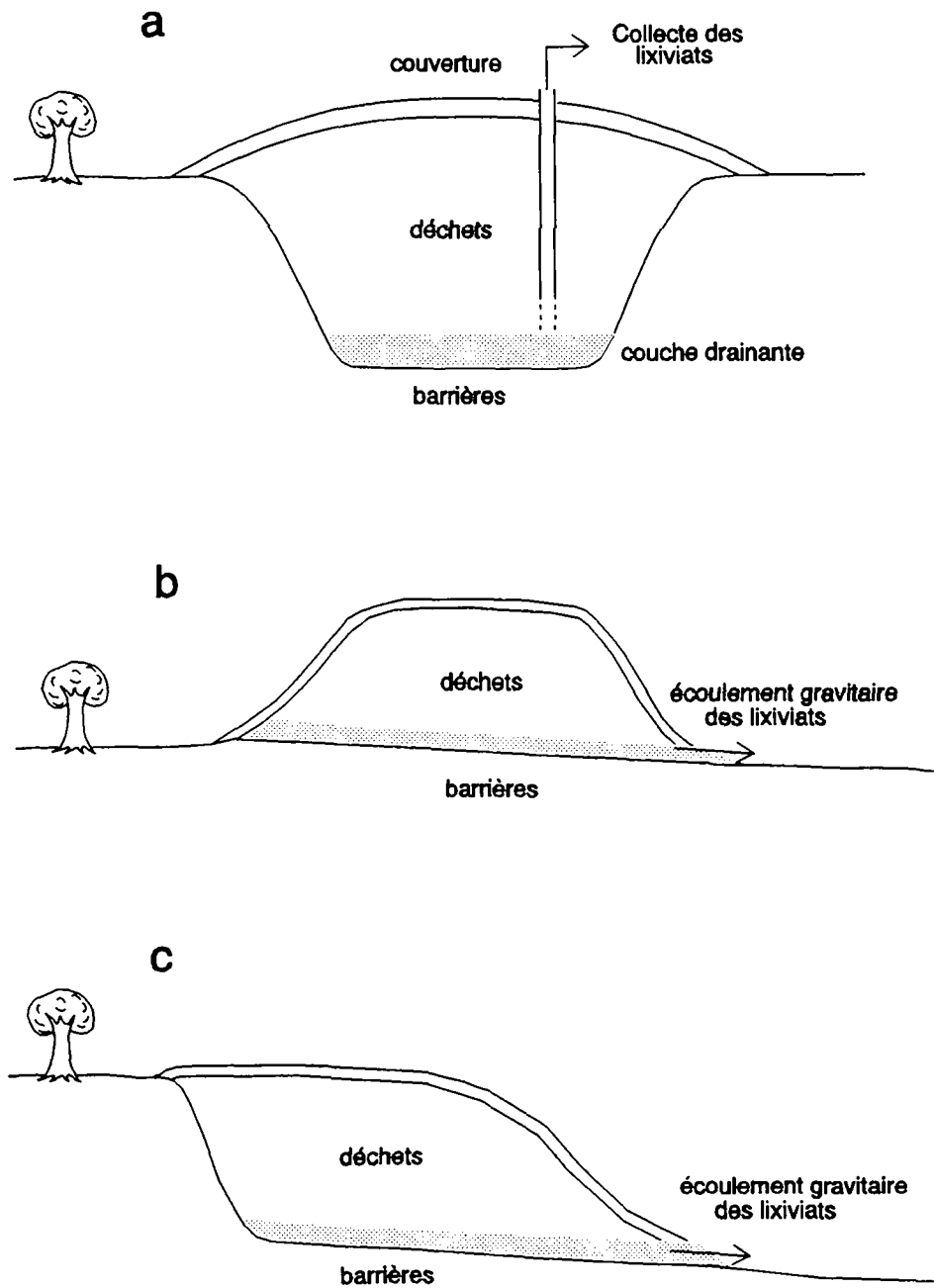


Figure 43 : Différentes configurations d'un site de stockage de déchets.

3. Prise en compte de l'imperfection de la connaissance relative aux paramètres d'entrée

3.1 Introduction

Toute "prédiction" relative au comportement d'un système naturel est confrontée à l'imperfection de la connaissance de ce système. Cela est particulièrement vrai dans le cas du milieu souterrain car ce milieu échappe dans une large mesure à l'observation directe. En effet, ce milieu ne peut être appréhendé que de manière indirecte (par exemple à l'aide de méthodes géophysiques), ou alors de manière partielle (observations à partir de forages, de tranchées, d'affleurements, etc.).

Les imperfections de la connaissance peuvent être de plusieurs types (voir notamment Bouchon-Meunier, 1993), parmi lesquels :

- *l'incertitude*. Elle peut être de nature probabiliste (chances d'avoir un six lors d'un jet de dé), ou non-probabiliste (chances qu'une géomembrane soit mal installée, par exemple).
- *l'imprécision*. Il s'agit notamment de l'imprécision sur la mesure d'un paramètre ($K = 10^{-6} \text{ m/s} \pm$ un demi-ordre de grandeur), ou du caractère *vague* d'une information (la porosité est "d'environ" 40%).
- *la méconnaissance*. Il s'agit en particulier de la méconnaissance concernant les mécanismes régissant le comportement du système étudié (le modèle conceptuel).

L'incertitude liée à des grandeurs précises étant la plus aisée à traiter (du point de vue mathématique), ce type d'imperfection de la connaissance a fait l'objet de nombreux développements, notamment au XVIIe siècle avec la théorie des probabilités. Mais cette théorie ne permet pas de traiter les informations imprécises ou vagues. Or les études liées au comportement de systèmes naturels sont presque toujours confrontées à ce type d'information.

Le traitement de données imprécises ou vagues a connu un développement très tardif comparé aux données précises. Il s'agit surtout de la "logique floue" (fuzzy logic en anglais), développée par Zadeh dans les années soixante, et dont Prade et Dubois (1988) illustrent des applications dans les domaines de l'intelligence artificielle, de la recherche opérationnelle, ou des bases de données.

Le troisième type d'imperfection (la méconnaissance) est particulièrement difficile à aborder de manière quantitative. En effet, comment quantifier ce que l'on ne connaît pas ? Des efforts récents ont

été menés dans le domaine du stockage des déchets radioactifs, pour tenter d'aborder ce problème essentiel (Draper, 1995). Cet auteur propose notamment de combiner des approches probabilistes à l'utilisation de plusieurs modèles conceptuels jugés "plausibles".

Dans les sections qui suivent, la prise en compte de l'incertitude et de l'imprécision liée aux paramètres d'entrée au modèle est illustrée à l'aide de l'approche probabiliste et par la logique floue. La méthode géostatistique, qui permet d'appréhender l'incertitude liée à la répartition spatiale des paramètres, n'est pas abordée ici. Comme il a été dit dans le chapitre d'introduction, cette méthode requiert un nombre relativement important de données. Or dans un contexte d'analyse des risques liés aux sites contaminés (décharges, sols pollués), l'information est généralement partielle et incomplète.

3.2 L'approche probabiliste (simulations Monte Carlo)

3.2.1 Description de l'approche

L'approche probabiliste est appliquée à la problématique de la migration de polluants dans le sous-sol depuis environ une quinzaine d'années. Parmi les travaux récents on peut citer ceux de Labieniec et al. (1997) qui ont utilisé la méthode Monte Carlo pour prendre en compte l'incertitude liée aux paramètres d'entrée de leur modèle d'évaluations des risques associés aux sites pollués.

Haas et al. (1996) ont utilisé des simulations Monte-Carlo pour évaluer le risque microbien associé au stockage de matériaux fécaux dans les décharges municipales. Ces auteurs prennent surtout en compte l'incertitude associée aux caractéristiques des virus pathogènes, mais pas celle associée à la migration du virus, si ce n'est son coefficient d'adsorption. Ils supposent par ailleurs la présence d'une barrière argileuse peu perméable en fond de site, de conductivité hydraulique égale à environ 10^{-9} m/s, mais ne prennent pas en compte le flux diffusif-dispersif dans leur calcul.

Ünlü et al. (1995) ont comparé la méthode Monte Carlo à deux autres méthodes de prise en compte de l'incertitude basées sur l'utilisation de la moyenne et de la variance des données d'entrée (les distributions sont supposées normales). Ces auteurs concluent que seule la méthode Monte Carlo fournit des résultats satisfaisants dans le cas de polluants réactifs.

Bobba et al. (1995) font appel à la méthode Monte Carlo pour estimer les intervalles de confiance associés à des calculs de courbes de restitution de polluants dans l'eau souterraine.

L'application de l'approche probabiliste dans le cadre de l'étude du comportement d'un système suppose que les grandeurs intervenant dans le modèle descriptif de ce système sont des variables

aléatoires pouvant être décrites par des fonctions de distribution de probabilité (notées pdf en anglais : probability distribution function). C'est là une hypothèse de travail fondamentale, inhérente à cette méthode.

Une variable aléatoire X est définie si les probabilités $P(x)$ associées à chaque valeur x de la variable X sont connues. La fonction de distribution de probabilité $F(x)$ (notée aussi fonction de distribution cumulée) décrit la probabilité que la variable X prenne une valeur inférieure ou égale à une valeur x (voir Vose, 1996) :

$$F(x) = P(X \leq x) \quad \text{pour tout } x \quad (80)$$

Si la variable X est continue, c'est à dire si elle peut prendre n'importe quelle valeur à l'intérieur d'un intervalle de valeurs x , alors on peut définir la fonction de densité de probabilité $f(x)$ selon :

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (81)$$

La distribution normale est un exemple bien connu de fonction de densité de probabilité unimodale. La Figure 44 illustre la fonction normale de densité de probabilité $f(x)$ de la variable X , de moyenne 5 et d'écart type 1, ainsi que sa fonction de distribution cumulée $F(x)$.

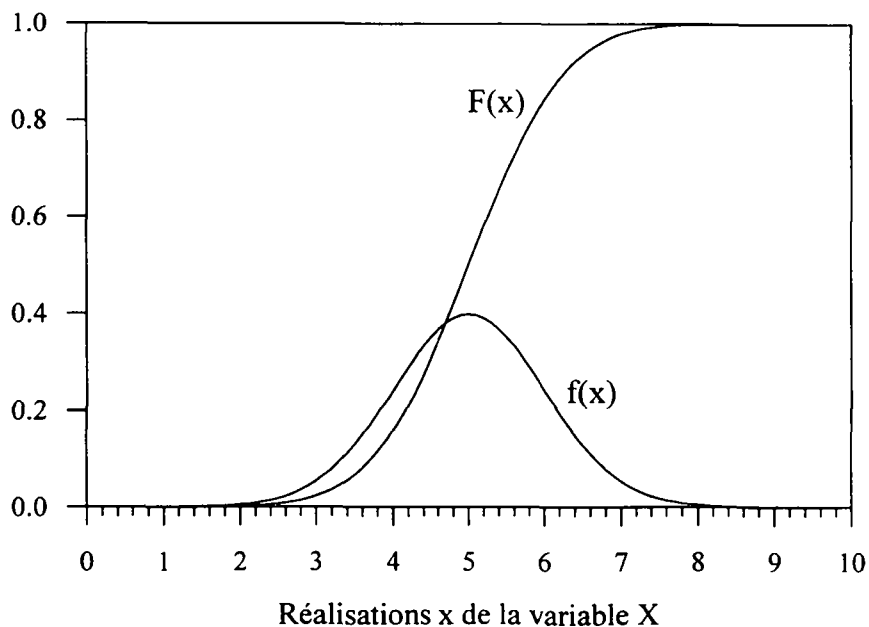


Figure 44 : Exemple de fonction normale de densité de probabilité $f(x)$ et fonction associée de distribution de probabilité cumulée $F(x)$.

On notera que l'aire sous la courbe de $f(x)$ doit toujours être égale à 1. Il s'agit là d'une différence fondamentale avec les "nombres flous" présentés dans le sous-chapitre 3.3. Conjointement, la fonction de distribution $F(x)$ atteint nécessairement une valeur unitaire (la probabilité que la variable X prenne une valeur inférieure à une valeur infiniment grande est égale à 1).

L'utilisation de la méthode probabiliste pour l'étude du milieu naturel (et notamment du sous-sol), nécessite de "reconstruire" les fonctions de distribution de probabilité à partir de mesures. Malheureusement, il est très fréquent dans la pratique de ne pas disposer de suffisamment de mesures pour construire des pdf vraiment représentatives. Cela est particulièrement le cas dans le cadre des études de risques, qui sont souvent situées relativement en amont des études de terrain approfondies.

3.2.2 La simulation Monte Carlo

La méthode de simulation Monte Carlo est conceptuellement simple. Pour prendre en compte l'incertitude associée aux différents paramètres d'un modèle, incertitude matérialisée par les fonctions de distribution cumulée (pdf), la méthode consiste à "échantillonner" ces fonctions de manière aléatoire, de calculer un résultat à l'aide du modèle, et de répéter l'opération un grand nombre de fois. Chaque calcul du modèle est appelé une "réalisation". Le calcul d'un grand nombre de réalisations permet d'obtenir un résultat du modèle sous la forme (voir le sous-chapitre 3.4), soit d'un histogramme des fréquences relatives, soit d'une distribution cumulée des fréquences relatives (analogue à une fonction de distribution cumulée).

L'échantillonnage des fonctions de distribution cumulée doit être le moins "biaisé" possible. La méthode la plus simple et la moins biaisée est l'échantillonnage Monte Carlo *sensu stricto*. Cette méthode consiste à générer un nombre aléatoire (noté A_L ci-après) compris entre 0 et 1, et à trouver la valeur x_i de la variable X telle que $F(X = x_i) = A_L$. Ce principe est illustré dans la Figure 45. Cela revient à un "tirage au sort" des valeurs x de la variable X . Les valeurs x les plus probables ont plus de chance d'être tirées au sort, et inversement pour les valeurs les moins probables.

L'inconvénient de l'échantillonnage Monte Carlo est qu'elle est souvent coûteuse en temps de calcul, car elle nécessite un grand nombre de réalisations pour que la forme des distributions d'entrée soit respectée, et notamment pour que les valeurs peu probables soient quand même échantillonnées de temps en temps. Cet aspect revêt une importance toute particulière dans le cadre d'études environnementales, où les réalisations les moins probables peuvent être celles qui génèrent le plus de risque.

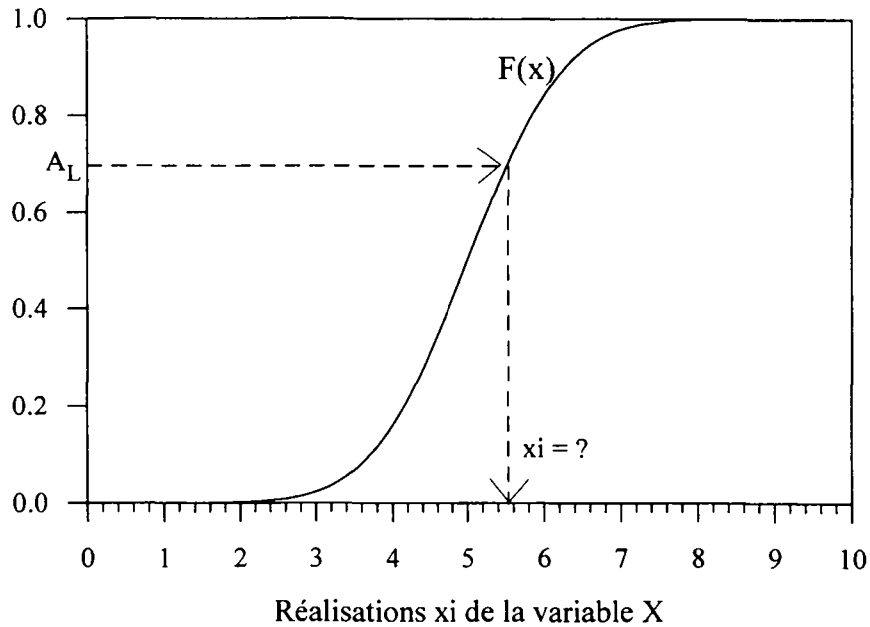


Figure 45 : Illustration de l'échantillonnage d'une fonction de distribution cumulée par la méthode dite Monte Carlo.

Une technique d'échantillonnage plus efficace est celle dite de "l'hypercube latin" (voir Vose, 1996). Cette technique consiste à subdiviser la distribution cumulée en un nombre n d'intervalles de même probabilité, où n est le nombre de réalisations du modèle à calculer. Chaque réalisation échantillonne de manière aléatoire à l'intérieur d'un intervalle différent. La technique permet de réduire considérablement le nombre d'échantillonnages, tout en respectant la forme de la distribution cumulée. Pour les besoins des calculs présentés dans le sous-chapitre 3.4, la technique d'échantillonnage Monte Carlo s'est révélée satisfaisante.

3.3 L'approche par logique floue

3.3.1 Description de l'approche

L'application de la logique dite "floue" à l'évaluation des risques environnementaux a fait récemment l'objet de travaux exploratoires (voir Côme et al., 1997). Ces travaux visent notamment à appliquer la logique floue à des calculs effectués à partir de fonctions continues, et utilisant des variables représentées par des nombres flous. Comme il a été dit en introduction, une différence fondamentale entre l'approche probabiliste et l'approche floue est que cette dernière permet de traiter des données

imprécises ou vagues (de type semi-quantitatifs). On ne parle plus de *probabilités*, terme qui suppose un système fermé et parfaitement défini, mais de *possibilités*, terme beaucoup moins exigeant d'un point de vue formel.

Le besoin de traiter des données semi-quantitatives a amené L. Zadeh à développer la notion de nombre dits "flous" (Zadeh, 1965), par opposition aux nombres précis (notés "crisp" en logique floue). La théorie des possibilités (Zadeh, 1978) présente un cadre mathématique permettant la manipulation de nombres flous. Depuis les travaux de Zadeh, de nombreux chercheurs ont appliqué la théorie des possibilités à des problèmes d'aide à la décision. Certains développements ont eu lieu dans l'industrie, notamment au Japon.

Dans le domaine de l'environnement, citons par exemple les travaux de Bardossy et al. (1995), qui ont simulé les écoulements dans un milieu non-saturé à l'aide de règles de type floues. Dou et al. (1995) ont utilisé des nombres flous pour représenter l'incertitude liée aux paramètres d'un modèle d'écoulement en régime permanent. Vollmer et al. (1997), de l'Institut pour la Protection de l'Environnement et de l'Agriculture à Berne, proposent d'utiliser des critères flous pour évaluer la possibilité d'apparition de dommages pour l'homme, l'animal ou les plantes, liées à une exposition à des sols contenant du cadmium.

Dans le domaine de la géotechnique, Juang et al. (1996) ont interprété des résultats de tests de pénétration statique, pour la détermination de la densité relative de sables, à l'aide de nombres flous permettant de représenter l'incertitude relative à la compressibilité du matériau sableux. Estabén et al., ont effectué une modélisation floue d'un procédé de digestion anaérobie. Les règles floues ont été déduites d'une modélisation quantitative des mécanismes en jeu. Une fois ces règles établies, les simulations du système de digestion pouvaient être effectuées en moins de 2 minutes, tandis que la durée de la simulation quantitative était de 500 heures environ.

De la même manière que la théorie des probabilités permet de décrire l'incertitude liée à une variable par sa fonction de densité de probabilité, la théorie des possibilités permet notamment de décrire l'imprécision à l'aide d'un "nombre flou", qui traduit la relation entre une quantité floue X et une fonction d'appartenance notée μ . Cette fonction, qui peut prendre toutes les valeurs comprises entre 0 et 1, traduit la "vraisemblance" que X puisse prendre telle ou telle valeur x . Elle est liée à un degré de vraisemblance, à ne pas confondre avec une distribution statistique.

Pour illustrer la notion de nombre flou, la Figure 46 présente la fonction d'appartenance associée à la conductivité hydraulique d'un aquifère représentée sous forme de nombre flou. Le nombre flou de la Figure 46a traduit les informations suivantes :

- la conductivité hydraulique de l'aquifère est vraisemblablement située entre 10^{-4} et $3 \cdot 10^{-4}$ m/s (sans que l'on puisse exprimer de préférence à l'intérieur de cet intervalle),
- des valeurs minimales et maximales de $5 \cdot 10^{-5}$ et $5 \cdot 10^{-4}$ m/s sont jugées possibles.

On notera que c'est typiquement de ce type d'information dont on dispose dans le cadre d'études relatives au sous-sol, plutôt que de fonctions de distribution de probabilité.

Cette forme de représentation trapézoïdale d'un nombre flou est couramment utilisée. Les valeurs de conductivité hydraulique correspondant au plateau de la Figure 46a (l'intervalle situé entre 10^{-4} et $3 \cdot 10^{-4}$ m/s) est appelé le *noyau* du nombre flou. Ce sont les valeurs jugées les plus vraisemblables. L'intervalle en dehors duquel $\mu = 0$ (intervalle situé entre $5 \cdot 10^{-5}$ et $5 \cdot 10^{-4}$ m/s) est appelé le *support* du nombre flou.

Une autre représentation très fréquente est la forme triangulaire (Figure 46b). Ce nombre exprime le fait que :

- la conductivité hydraulique de l'aquifère est vraisemblablement égale à $2 \cdot 10^{-4}$ m/s,
- des valeurs minimales et maximales de $5 \cdot 10^{-5}$ et $5 \cdot 10^{-4}$ m/s ne sont pas à exclure.

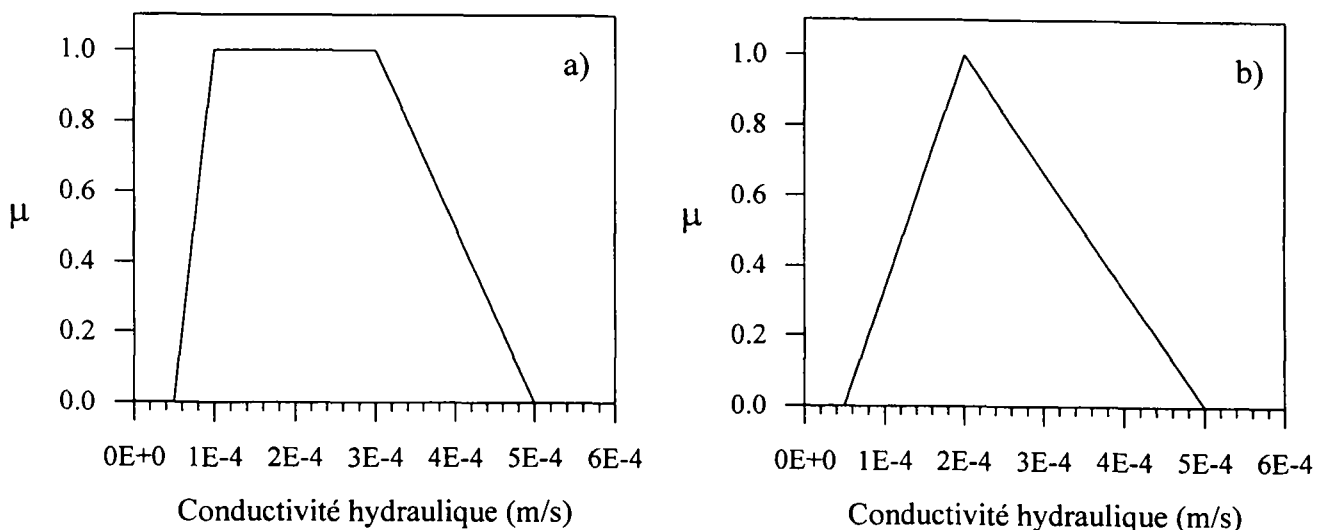


Figure 46 : Deux exemples usuels de représentation d'un nombre flou. a) : forme trapézoïdale, b) : forme triangulaire.

On notera que toutes les formes de nombres flous sont possibles, mais que leur définition devrait s'attacher à rechercher une cohérence entre leur forme, et la nature de l'information dont on dispose.

Ainsi les portions de courbes reliant les valeurs maximales et minimales pourraient prendre des formes par exemple concaves ou convexes. Mais si de telles représentations ne s'appuient sur aucune information concrète, leur utilité est limitée. Il est donc courant, dans la pratique, de faire appel simplement à des droites. A noter qu'il n'existe pas, semble-t-il, de procédure universellement acceptée pour construire des nombres flous à partir de données mesurées et/ou d'opinions d'experts.

Le calcul flou, décrit ci-dessous, consiste à incorporer l'imprécision, représentée par les nombres flous, dans le calcul effectué par le modèle.

3.3.2 Le calcul à l'aide de nombres flous

Le calcul à partir de nombres flous fait usage du principe d'extension énoncé par Zadeh (1978). Ce principe permet d'étendre aux fonctions d'appartenance, les opérations arithmétiques effectuées sur les valeurs d'un sous-ensemble flou. Il énonce qu'étant donné deux quantités floues X_1 et X_2 non liées, et une fonction réelle $f(x,y)$, la fonction d'appartenance de la quantité floue $f(X_1, X_2)$ est obtenue à partir des fonctions d'appartenance de X_1 et X_2 d'après :

$$\mu_{f(X_1, X_2)}(u) = \text{Sup} \left\{ \min(\mu_{X_1}(x), \mu_{X_2}(y)) \mid f(x, y) = u \right\} \quad (82)$$

où :

$\mu_{f(X_1, X_2)}(u)$ est la fonction d'appartenance de $f(X_1, X_2)$ pour toute valeur u ,

$\mu_{X_1}(x)$, $\mu_{X_2}(y)$ sont les fonctions d'appartenance des nombres flous X_1 et X_2 pour les valeurs x et y ,

Sup désigne la plus grande valeur (le suprémum), et *min* désigne l'opérateur de minimisation des $\mu_{X_1}(x)$, $\mu_{X_2}(y)$ tels que $f(x,y) = u$.

L'équation (82) permet de définir les règles d'une arithmétique en nombres flous. On citera Bouchon-Meunier (1993) pour des applications de l'équation (82) à des opérations simples telles que l'addition, la soustraction ou la multiplication. Par contre, son application à des fonctions complexes peut se révéler extrêmement lourde. Une alternative pratique pour réaliser des opérations à partir de nombres flous est la méthode par découpage. Cette méthode (voir par exemple l'application de Lee et al., 1994 à l'évaluation des risques générés par la présence de nitrates dans les eaux souterraines), consiste à sélectionner la gamme de valeurs (appelée α -coupe) envisageables pour une certaine valeur α de la fonction d'appartenance d'un nombre flou X (voir Figure 47), et à faire usage de la relation ci-dessous.

Soit k quantités floues X_1 à X_k , et une fonction continue f de ces quantités (le modèle), on peut montrer que :

$$\left[f(X_1, \dots, X_k) \right]_{\alpha} = f(X_{1\alpha}, \dots, X_{k\alpha}) \text{ pour toute valeur de } \alpha \text{ comprise entre 0 et 1.} \quad (83)$$

Cette relation exprime le fait que la α -coupe correspondant au résultat du modèle est égale au résultat du modèle obtenu à partir des α -coupes de chaque quantité floue X_i intervenant dans le modèle. Dans la pratique, et pour le type de fonctions considérées ici, la méthode des α -coupes revient à effectuer un calcul d'intervalle classique pour différentes valeurs α de la fonction d'appartenance, et à reconstituer ainsi le résultat flou.

On notera qu'une différence fondamentale entre les approches floue et probabiliste est la non-multiplicité des degrés d'in vraisemblance. Il est rappelé, en effet, qu'étant donné deux événements A et B indépendants, la probabilité que A et B se réalisent simultanément est le produit des probabilités respectives de réalisation de A et de B :

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B) \quad (84)$$

Lors de simulations Monte Carlo, les scénarios associant plusieurs événements peu probables ont d'autant moins de chances d'être réalisés. L'approche floue, par contre, s'intéressant aux possibilités et non aux probabilités, ne répercute pas les degrés d'in vraisemblance respectifs des différentes variables dans celle du scénario tout entier.

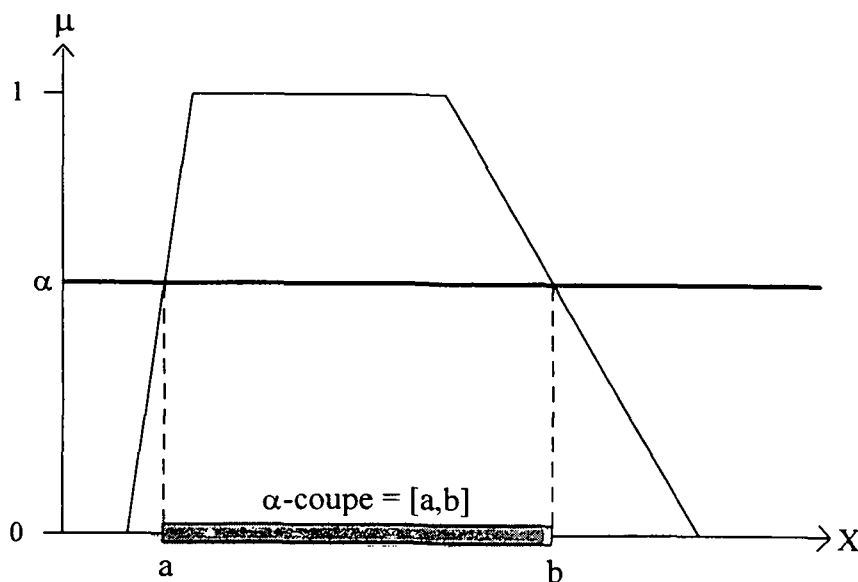


Figure 47 : Le principe de la méthode par découpage (α -coupes).

En se basant sur l'équation (83), le calcul flou peut être effectué en recherchant les minimas et les maximas du calcul du modèle, pour un nombre limité de niveaux de vraisemblance (valeurs α de la fonction d'appartenance), et en reconstituant le résultat flou complet en reliant les points ainsi définis. Pour k variables floues X_1 à X_k , le schéma de calcul est le suivant (voir aussi Côme et al., 1997) :

- ① : choisir une valeur α de la fonction d'appartenance (un niveau de vraisemblance),
- ② : sélectionner, pour chaque nombre flou X_1 à X_k , les valeurs a et b de la α -coupe correspondant à cette valeur α ,
- ③ : calculer les valeurs min et max de $f(X_1, \dots, X_k)$ en considérant toutes les valeurs situées entre a et b pour chaque nombre flou,
- ④ : affecter ces valeurs min et max aux limites inférieure et supérieure de la α -coupe de $f(X_1, \dots, X_k)$,
- ⑤ : répéter l'opération pour une autre α -coupe,
- ⑥ : reconstituer le résultat flou $f(X_1, \dots, X_k)$ à l'aide des valeurs min et max de chaque α -coupe de $f(X_1, \dots, X_k)$.

3.4 Exemple d'application et comparaison entre méthodes

3.4.1 Définition des fonctions de distribution et des quantités floues

Dans la section 2.3.2.3 (exemple 1), un calcul de l'impact d'un site de stockage de déchets sur les eaux souterraines (Figure 27) était effectué de manière "déterministe" (valeurs uniques assignées aux paramètres d'entrée). Dans le présent chapitre, le même calcul est effectué, d'une part en utilisant la méthode probabiliste Monte Carlo, et d'autre part à l'aide de la logique floue.

Six des paramètres d'entrée au modèle sont supposés être incertains ou imprécis, et sont représentés par des nombres flous ou des distributions de probabilité. Ces paramètres sont présentés ci-dessous :

Paramètre	Valeur min	Valeur max	Valeur supposée la plus probable ou la plus vraisemblable
Conductivité hydraulique de l'argile (m/s)	$5 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-10}$	10^{-10}
Porosité de l'argile	0.4	0.55	0.5
Dispersivité de l'argile, α_L (m)	0.03	0.10	0.05
Conductivité hydraulique de l'aquifère (m/s)	$8 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-3}$	10^{-3}
Gradient hydraulique dans l'aquifère (%)	0.5	1.5	1
Epaisseur de la "couche de mélange" (m)	10	40	30

La représentation de ces paramètres sous la forme de nombres flous est illustrée dans la Figure 48. La représentation sous forme de fonctions de densité de probabilité, $f(x)$, est d'aspect identique (Figure 49), si ce n'est que l'aire sous les triangles est nécessairement égale à 1. En intégrant les fonctions de densité de probabilité, on obtient les fonctions de distribution cumulées, $F(x)$, de la Figure 50.

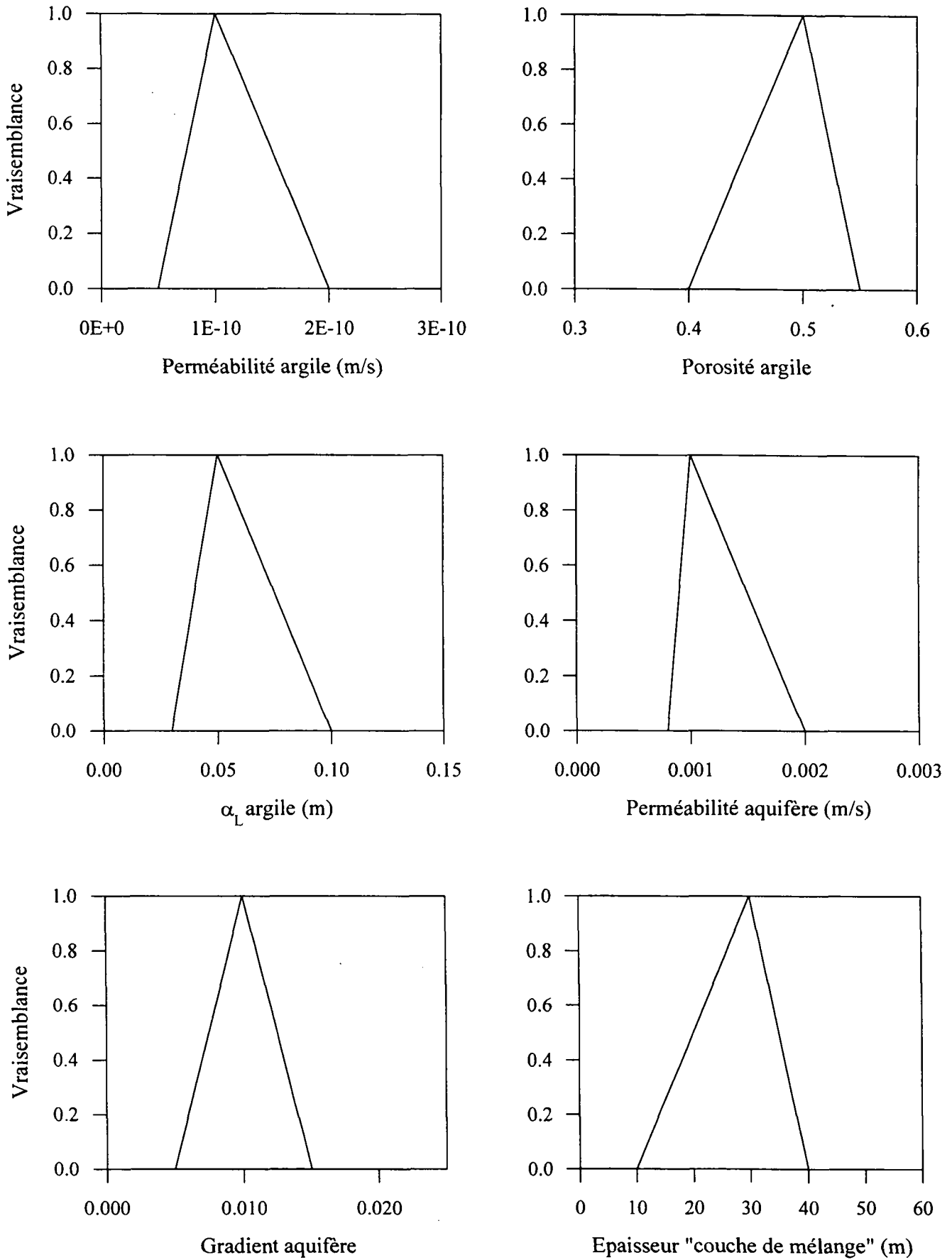


Figure 48 : Nombres flous utilisés pour représenter les grandeurs dans le cadre du calcul flou.

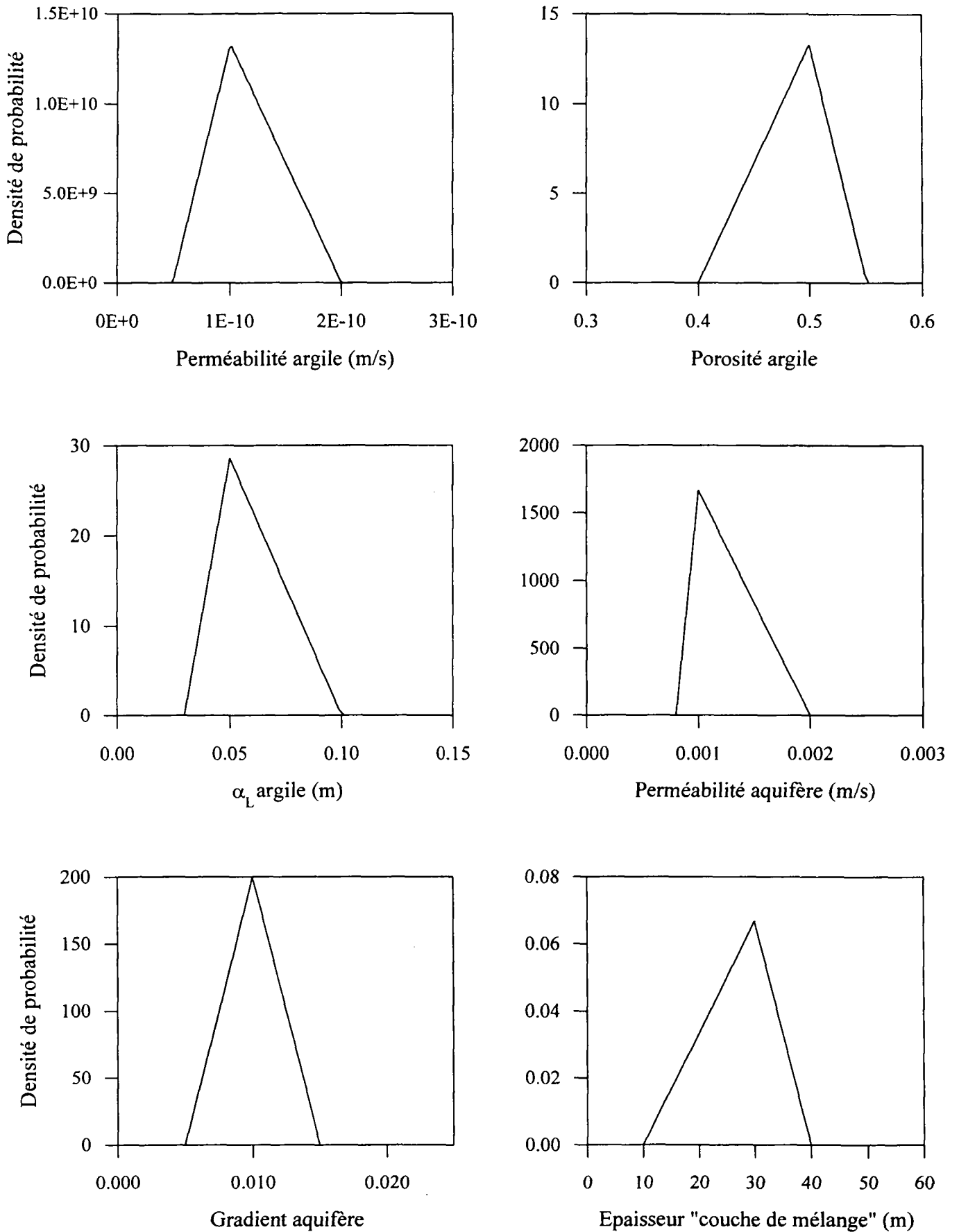


Figure 49 : Fonctions de densité de probabilité pour le calcul Monte Carlo.

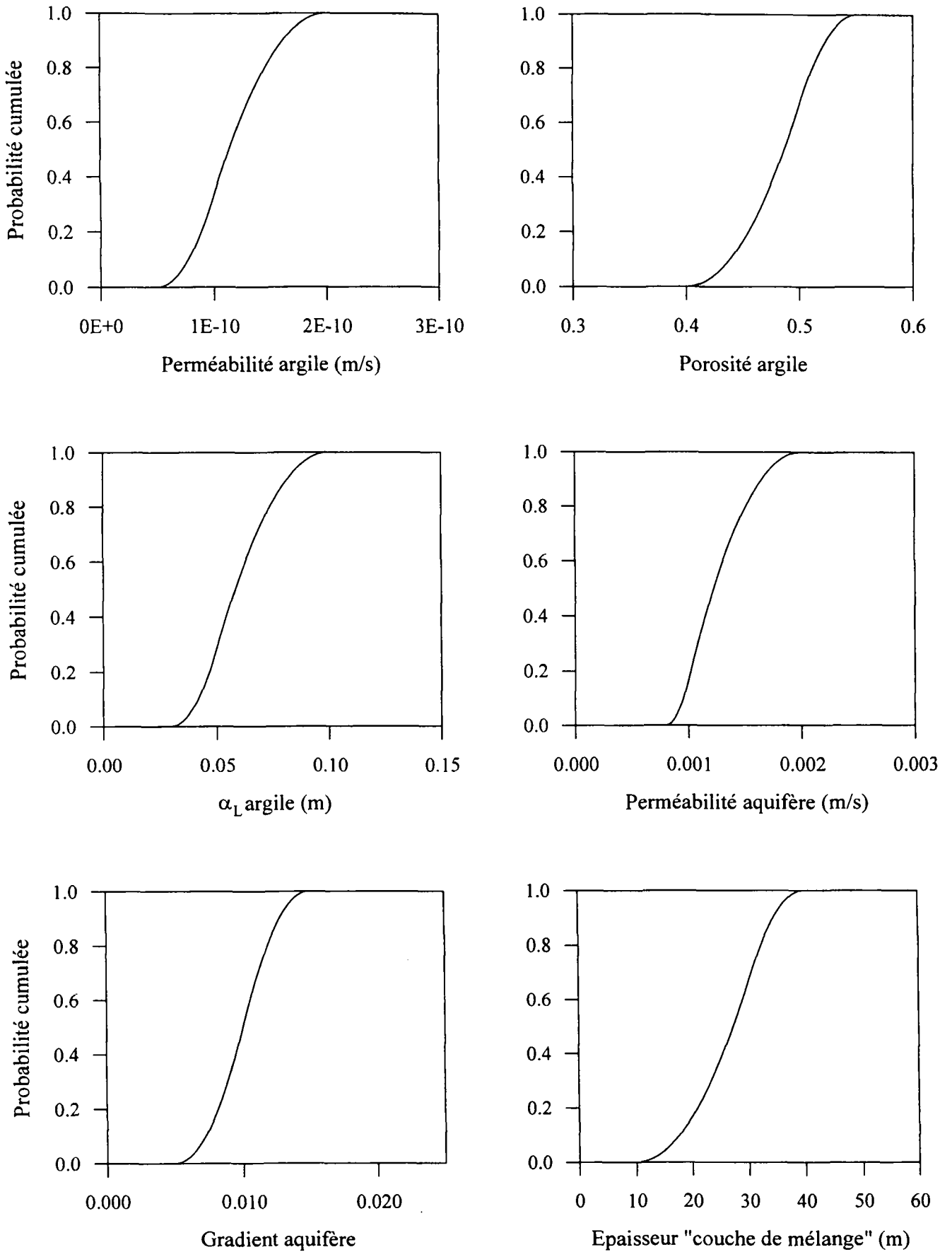


Figure 50 : Distributions de probabilité cumulées pour le calcul Monte Carlo.

3.4.2 Résultats et comparaison

Pour effectuer le calcul probabiliste, à partir de l'équation (56) de la section 2.3.2.2, cette équation a été incorporée dans une feuille EXCEL version 5.0 (Microsoft, 1993), et des macros EXCEL ont été créées pour effectuer l'échantillonnage aléatoire des fonctions de distribution cumulées de la Figure 50. Le résultat du calcul par échantillonnage Monte Carlo, pour un nombre de réalisations $n = 100$, 500 et 1000, est illustré en Figure 51 sous la forme d'un histogramme des fréquences relatives des concentrations dans l'aquifère. On remarque l'allure log-normale des résultats, allure qui est également obtenue par le calcul en nombres flous (voir plus loin).

Les histogrammes de la Figure 51 ont été obtenus en subdivisant la gamme des résultats de concentration en 40 classes d'égale largeur, et en calculant la fréquence avec laquelle les résultats des calculs tombent dans les différentes classes. A noter qu'il n'existe pas de critère absolu pour le choix du nombre de classes (Vose, 1996) : ce choix doit être un compromis entre trop peu de définition (trop peu de classes), et un bruit de fond ininterprétable (trop de classes). Le graphe des fréquences cumulées est présenté en Figure 52. On remarque que si la simulation pour $n = 1000$ est la plus "lisse", les simulations pour $n = 100$ et 500 en sont très proches.

Le calcul en nombres flous a été effectué à l'aide de la fonction SOLVER d'EXCEL (Microsoft, 1993), qui permet une minimisation de fonction objective sous de multiples contraintes. Cette fonction utilise les méthodes de Newton (voir Hornbeck, 1975) et des gradients conjugués (voir Press et al., 1989). Les contraintes, définies pour chaque α -coupe et pour chaque variable X , sont de la forme : $a \leq X \leq b$, où a et b sont les valeurs extrêmes des α -coupes (voir Figure 47). Onze α -coupes ont été utilisées : allant de 0 à 1, avec un incrément de 0.1.

Le résultat du calcul en nombres flous est présenté en Figure 53. Comme on pouvait s'y attendre, l'étendue des résultats est sensiblement plus importante que celle du calcul probabiliste : le support du résultat flou s'étend de 12 $\mu\text{g/l}$ à 662 $\mu\text{g/l}$. Ceci est lié au fait que le calcul flou considère systématiquement chaque scénario jugé "possible", même si certains sont très peu vraisemblables. Pour le calcul Monte Carlo, par contre, les scénarios combinant des valeurs de paramètres toutes peu probables, ont très peu de chances d'être tirés au sort.

Pour mieux comparer le résultat flou et probabiliste, les fréquences relatives obtenues par simulation Monte Carlo (pour $n = 1000$) ont été normalisés par rapport à 1, et représentés avec le résultat flou sur un même graphique (Figure 54).

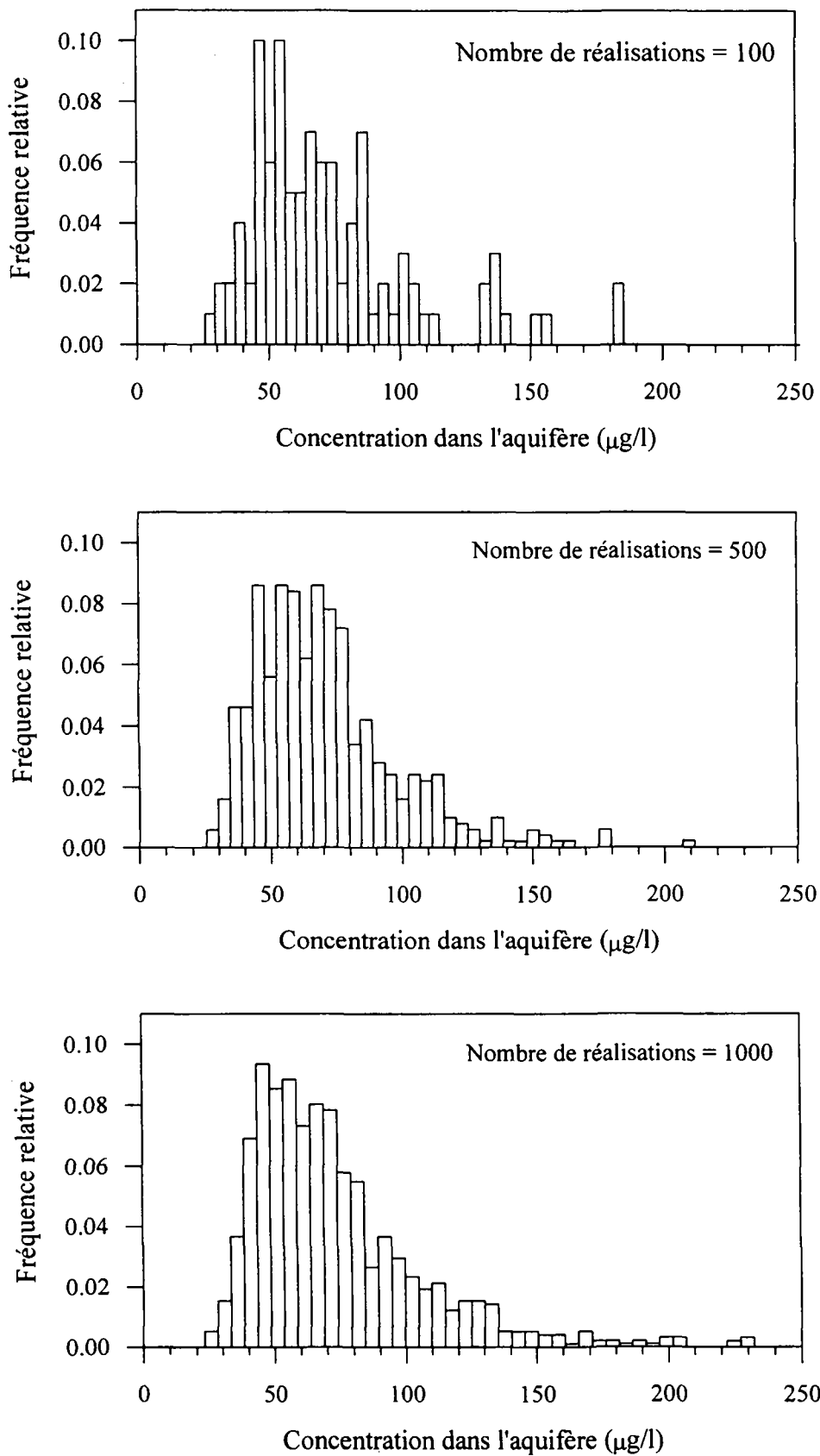


Figure 51 : Histogramme des fréquences relatives (simulation Monte Carlo) de la concentration dans l'aquifère, pour trois valeurs du nombre de réalisations (n).

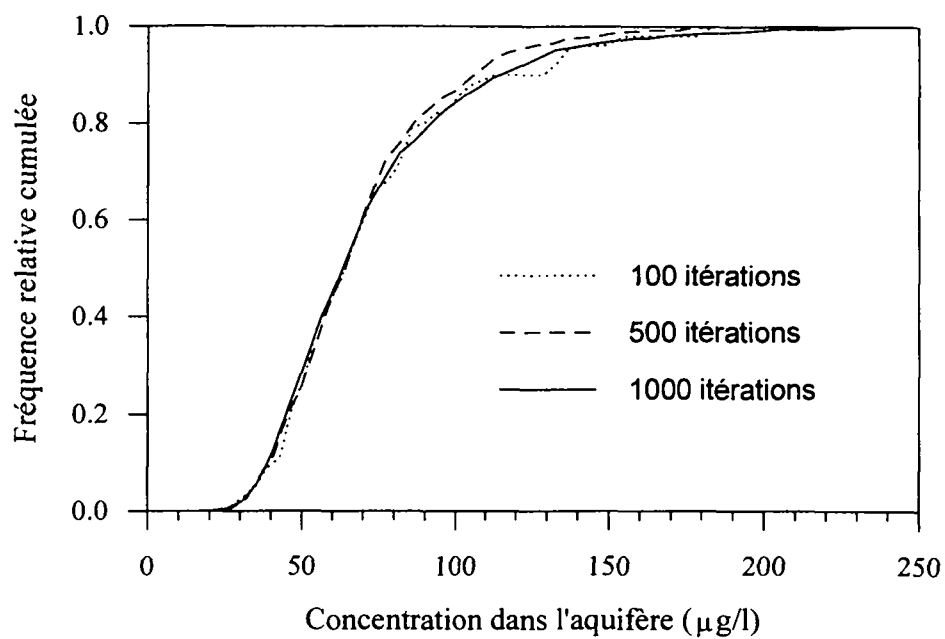


Figure 52 : Fréquences cumulées correspondant aux histogrammes de fréquence de la Figure 51.

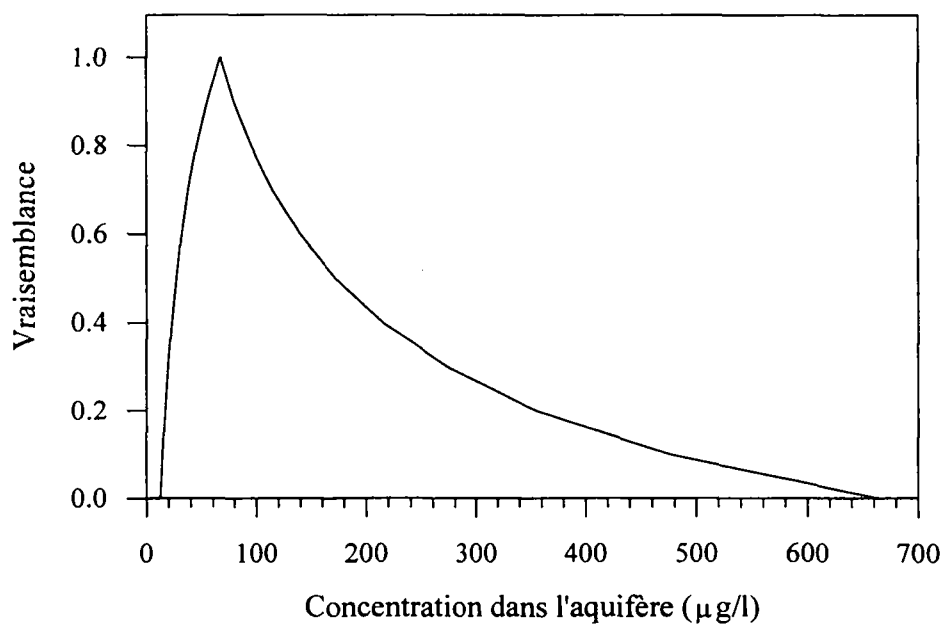


Figure 53 : Résultats du calcul en nombres flous.

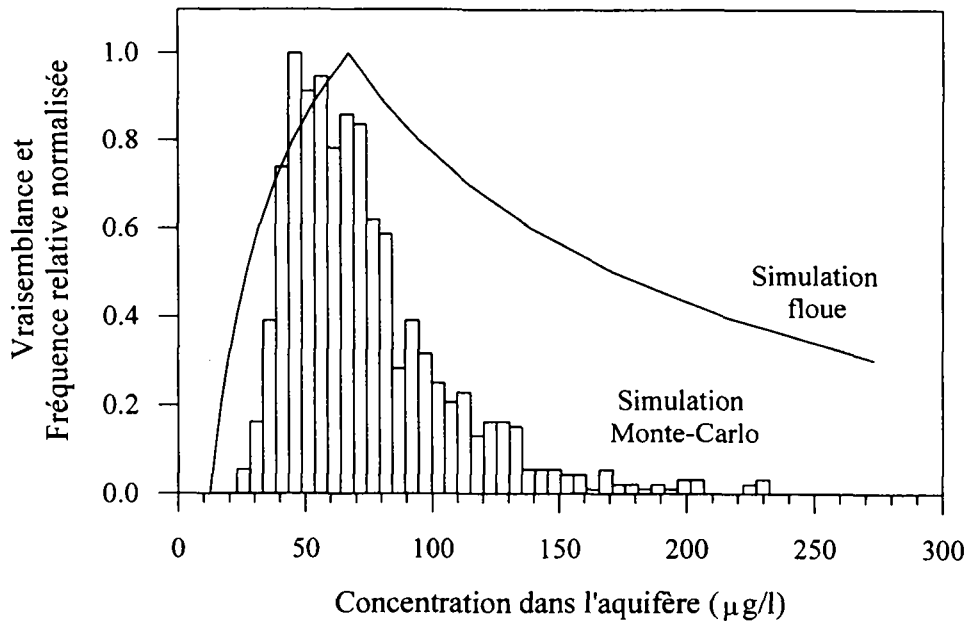


Figure 54 : Comparaison du résultat flou et probabiliste.

3.5 Comparaison du résultat flou avec un critère d'acceptabilité

Une fois le résultat du modèle obtenu sous forme d'un nombre flou, il s'agit de comparer ce résultat avec un critère d'acceptabilité (par exemple la limite de concentration du polluant considéré dans l'eau destinée à la consommation humaine). Il sera considéré que ce critère d'acceptabilité (noté C) est un nombre précis ("crisp"). La théorie des possibilités permet la comparaison de ce critère avec un nombre flou F , en faisant intervenir deux indicateurs de la véracité de la proposition " F est inférieure à C ". Ces indicateurs, compris entre 0 et 1, sont appelés mesure de possibilité (Π) et mesure de nécessité (N). Ils peuvent être définis comme suit (Prade et Dubois, 1988, Bouchon-Meunier, 1993).

La mesure de possibilité Π que la proposition $F \leq C$ soit vraie est définie par :

$$\Pi(F \leq C) = \sup_u \min[\mu_F(u), \mu_C(u)] \quad (85)$$

où :

$\mu_F(u)$ est le degré d'appartenance de la grandeur F pour toute valeur u ,

$\mu_C(u)$ est le degré d'appartenance du critère C pour toute valeur u (note : $\mu_C(u) = 1$ si $u \leq C$ et 0 si $u > C$),

\sup désigne la plus grande valeur et \min désigne l'opérateur de minimisation.

Dans l'équation (85), $\min[\mu_F(u), \mu_C(u)]$ représente l'ensemble des valeurs correspondant aux plus petits des degrés d'appartenance de F et de C .

La mesure de nécessité N est définie par :

$$N(F \leq C) = \underset{u}{\text{Inf}} \max[1 - \mu_F(u), \mu_C(u)] \quad (86)$$

où *Inf* désigne la plus petite valeur et *max* désigne l'opérateur de maximisation.

A partir de ces deux indicateurs, on peut distinguer 5 situations illustrées en Figure 55 pour un nombre flou F d'allure générale trapézoïdale, un critère C de type "crisp" (non-flou), et la proposition $F \leq C$:

- Figure 55 a) : $\Pi = 1, N = 1$. La proposition est nécessairement vraie,
- Figure 55 b) : $\Pi = 1, N = 1 - \alpha$. La proposition est vraisemblable à un niveau $1 - \alpha$ de vraisemblance,
- Figure 55 c) : $\Pi = 1, N = 0$. La proposition est peut-être vraie,
- Figure 55 d) : $\Pi = \beta, N = 0$. La proposition est vraisemblablement fausse,
- Figure 55 e) : $\Pi = 0, N = 0$. La proposition est nécessairement fausse.

On notera que N est toujours inférieur à Π , et que si $N = 1$, alors Π est forcément aussi égal à 1. En effet, pour une proposition A on a : $N(A) = 1 - \Pi(\bar{A})$, où (\bar{A}) représente la proposition contraire de A . Or si la mesure de nécessité de la proposition A est égale à 1, alors la mesure de possibilité de la proposition contraire de A est égale à 0. Par conséquent la mesure de possibilité de la proposition A est égale à 1.

Il est conseillé (voir Côme et al., 1997) de sélectionner N comme véritable indicateur de l'acceptabilité, car ce critère est un critère "strict", compatible avec une application raisonnable du principe de précaution.

La concentration floue de la Figure 53 est utilisée ci-dessous pour estimer un risque de cancer additionnel. Il est supposé que l'eau souterraine contaminée est absorbée, à raison de 2 litres par jour pendant 30 ans, par un individu de 70 kg ayant une espérance de vie de 70 ans. On calcule tout d'abord un facteur d'exposition (noté EX) d'après (voir par exemple Connor et al., 1995) :

$$EX = \frac{VA \cdot FE \cdot DE}{PC \cdot DV} \quad (87)$$

où :

VA est la vitesse d'absorption de l'eau contaminée (en litres/jour),

FE est la fréquence d'exposition (en jours par an),

DE est la durée d'exposition (ans),

PC est le poids corporel de la cible (kg),

DV est la durée de vie de la cible (en jours).

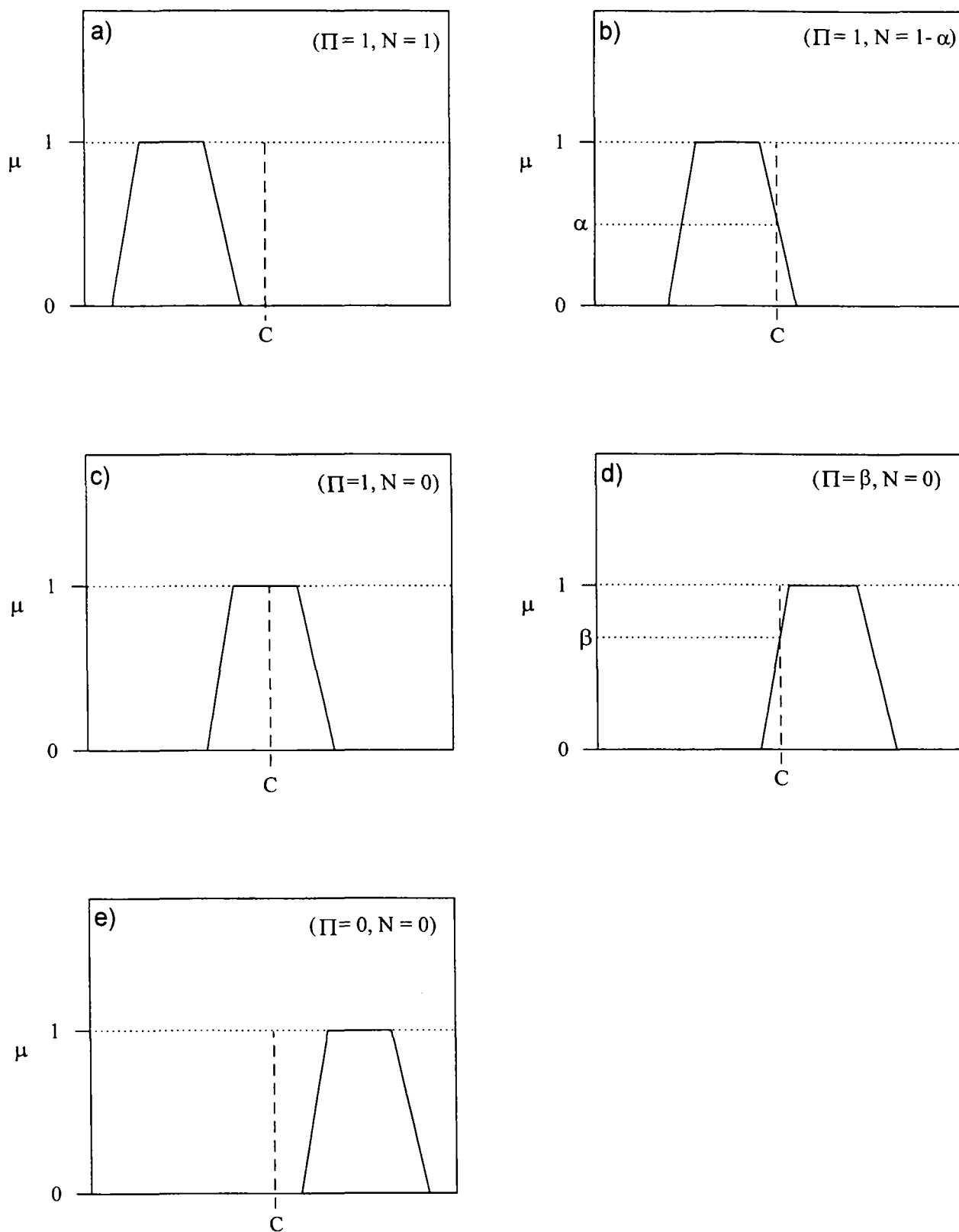


Figure 55 : Valeurs des mesures de possibilité (Π) et de nécessité (N) dans le cadre de la comparaison d'un nombre flou et d'un critère non-flou.

Le facteur d'exposition a donc des unités de litres par kg et par jour. En multipliant ce facteur par la concentration dans l'eau absorbée (en mg/l), on obtient la dose moyenne reçue par unité de poids de l'individu (en mg par kg et par jour). Cette dose est ensuite multipliée par le facteur de pente (un risque par unité de dose ; $1 / (\text{mg par kg et par jour})$), pour obtenir le risque de cancer additionnel associé à la dose reçue. En reprenant la Figure 53, et pour les valeurs indiquées plus haut, on obtient le résultat de la Figure 56 (note : facteur de pente pour le trichloroéthylène = $1.1 \cdot 10^{-2}$; Connor et al., 1995).

Maintenant on pourrait imaginer que l'autorité compétente stipule que le risque associé à ce site de stockage de déchets doit nécessairement être inférieure à une valeur de 10^{-6} avec un degré de vraisemblance d'au moins 80%. Le risque associé au site serait alors jugé inacceptable, puisque le niveau de risque correspondant à une mesure de nécessité de 80% est d'environ $4.6 \cdot 10^{-5}$ (Figure 56).

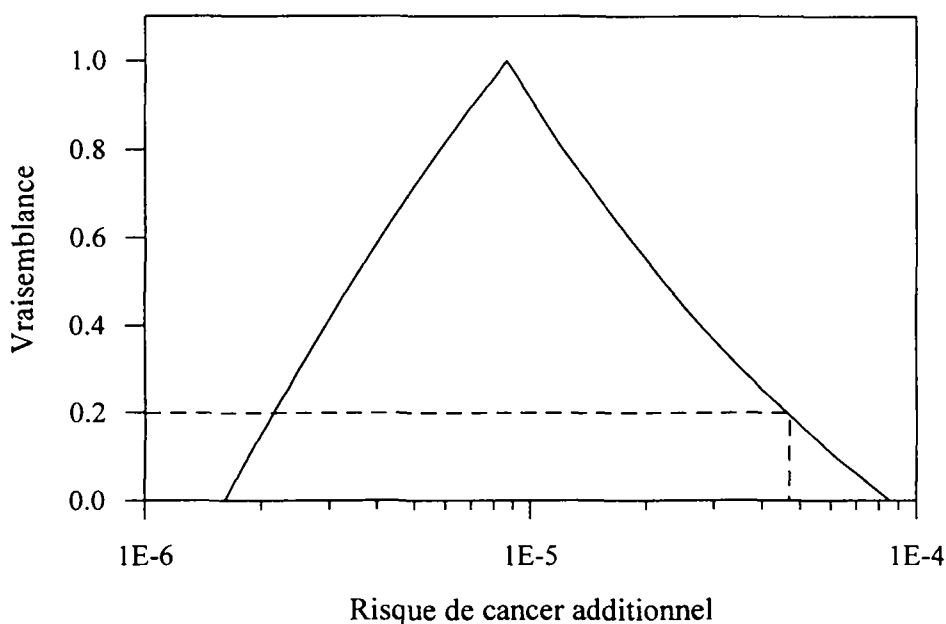


Figure 56 : Valeur de risque flou correspondant à une mesure de nécessité de 80%.

On notera, dans ce qui précède, l'analogie avec l'approche probabiliste, qui juge de l'acceptabilité d'un résultat par rapport à un critère, en terme d'acceptabilité à un certain niveau de probabilité. En reprenant la fréquence cumulée de la Figure 52, et en prenant un niveau de probabilité égal au degré de vraisemblance de 80% utilisé plus haut, on conclut de nouveau (Figure 57) que le risque est jugé inacceptable, puisque la valeur de risque correspondant à ce niveau de probabilité est d'environ $1.2 \cdot 10^{-5}$ (la probabilité que le risque soit inférieur à $1.2 \cdot 10^{-5}$ est égale à 80%).

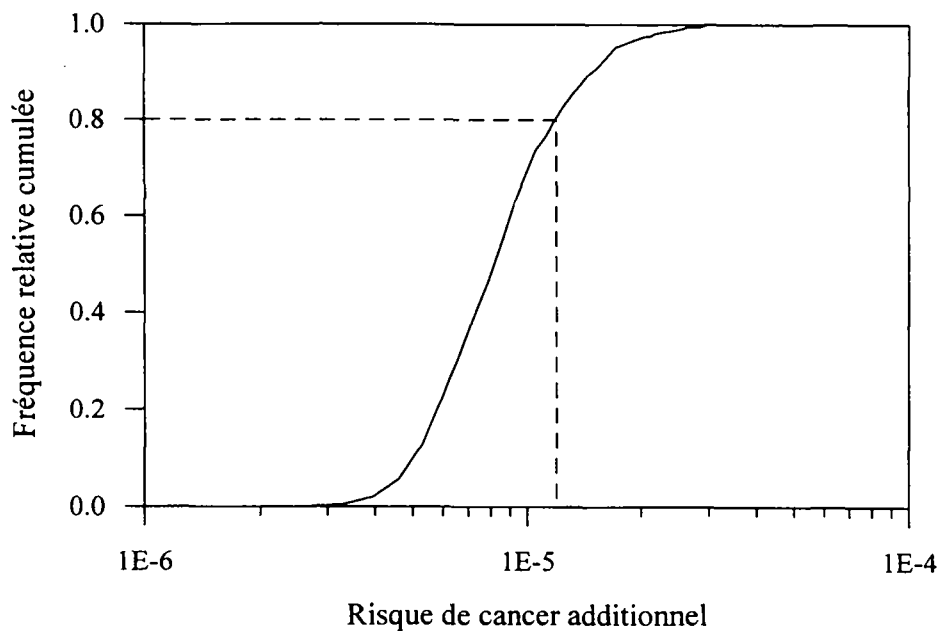


Figure 57 : Valeur de risque maximal correspondant à un niveau de probabilité de 80%.

3.6 Discussion

Les calculs présentés dans cette section illustrent le fait que l'application de la théorie des possibilités à la prise en compte de l'incertitude dans un contexte d'étude des risques environnementaux ne pose pas de difficulté majeure. Toutefois, la comparaison entre les approches Monte Carlo et floue suggère que si, dans le cas d'une étude spécifique, des mesures en nombre suffisant existent qui permettent de mettre en évidence des distributions de probabilité, alors l'approche probabiliste par simulation Monte Carlo pourra être préférée à la simulation floue. En effet, en considérant tous les scénarios correspondant à toutes les combinaisons de paramètres, et en ne répercutant pas les vraisemblances respectives liées aux différents paramètres (pas de multiplication du "degré d'invraisemblance"), l'approche floue pourrait être perçue dans certains cas comme étant trop sécuritaire et majorante.

Partant de la Figure 52, et considérant la proposition selon laquelle la concentration dans l'aquifère doit être inférieure à 100 $\mu\text{g/l}$ avec une probabilité de 80%, on constate sur la base du calcul Monte Carlo que la proposition est acceptée. Par contre, la proposition selon laquelle cette concentration serait inférieure à 100 $\mu\text{g/l}$ avec une mesure de nécessité de 80% est rejetée (Figure 53). Pour tenter de rapprocher les résultats flous et Monte Carlo, on pourrait imaginer d'effectuer le calcul flou de la même manière que précédemment (méthode des α -coupes), mais au lieu d'attribuer une vraisemblance α au résultat pour une α -coupe donnée, de lui attribuer une vraisemblance α^k où k est le nombre de valeurs floues (dans cet exemple $k = 6$). Par analogie avec l'approche probabiliste, cette

approche permettrait de multiplier les degrés de vraisemblance des différents paramètres. Elle revient à écrire l'équation (83) sous la forme :

$$\left[f(X_1, \dots, X_k) \right]_{\alpha^k} = f(X_{1\alpha}, \dots, X_{k\alpha}) \quad (88)$$

A noter toutefois qu'une telle approche est en contradiction avec le principe d'extension de Zadeh (1978), et revient à écrire l'équation (82) sous la forme :

$$\mu_{f(X_1, \dots, X_k)}(u) = \text{Sup} \left\{ \min^k \left(\mu_{X_1}(x_1), \dots, \mu_{X_k}(x_k) \right) \mid f(x_1, \dots, x_k) = u \right\} \quad (89)$$

Elle a néanmoins été explorée dans le cadre de ce travail, dans un souci purement exploratoire. On arrive ainsi au résultat de la Figure 58 (à comparer à la Figure 54).

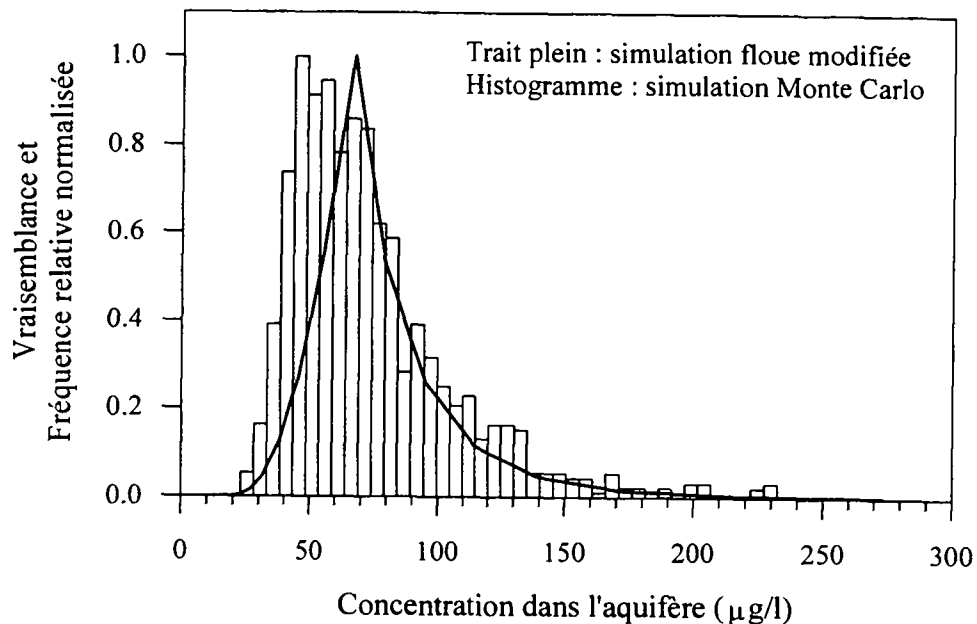


Figure 58 : Comparaison entre la simulation Monte Carlo et la simulation floue modifiée d'après l'équation (88)

On constate que les résultats flous et probabiliste sont cette fois beaucoup plus proches, et que la proposition présentée plus haut est maintenant acceptée (ou presque). Mais cette bonne coïncidence est intimement liée à la forme triangulaire utilisée pour représenter l'incertitude sur les paramètres, et ne tient plus pour des formes plus trapézoïdales comme l'illustre le calcul présenté ci-dessous. Une nouvelle simulation est effectuée en représentant les paramètres à l'aide de fonctions de type "step" (Figures 59, 60, 61), mais pour exactement les mêmes valeurs limites que précédemment. Une telle

représentation implique que la valeur exacte se trouve à l'intérieur d'une certaine plage, mais sans que l'on puisse attribuer de préférence à telle ou telle valeur.

Les résultats de la simulation Monte Carlo (1000 itérations) sont comparés en Figure 62 à ceux de la Figure 51 (distributions triangulaires). L'histogramme des fréquences relatives s'étend cette fois sur une plage beaucoup plus importante. Par contre, la forme générale de la distribution des fréquences reste comparable et ne reproduit en rien la forme des fonctions "step" d'entrée.

L'histogramme des fréquences relatives, normalisées par rapport à 1, est comparé au résultat de la simulation floue modifiée selon l'équation (88) en Figure 63. Contrairement à la simulation Monte Carlo, la simulation floue reproduit cette fois la forme des nombres flous d'entrée, et l'application de l'équation (88) ne change rien au résultat. En effet, la vraisemblance du résultat flou étant égal à 1 pour les valeurs comprises entre 18 et 661 $\mu\text{g/l}$, et 0 pour les valeurs situées en dehors de cette plage, le fait d'élever ces vraisemblances à la puissance 6 n'a aucune incidence. Il apparaît, par conséquent, que cette voie ne soit pas envisageable. En effet, un scénario combinant des valeurs peu vraisemblables de plusieurs grandeurs floues, n'est pas nécessairement moins vraisemblable.

A noter que l'analyse de l'incertitude proposée ci-dessus ne prend pas explicitement en compte d'éventuelles corrélations entre certaines des variables intervenant dans le modèle. De telles corrélations pourraient se traduire par l'apparition de scénarios irréalistes (non physiques). Pour ce qui concerne le calcul probabiliste, les scénarios non physiques peuvent être simplement éliminés du résultat du calcul aléatoire. Pour le calcul flou, par contre, il serait nécessaire d'introduire des conditions dans l'opération de recherche des minima et maxima du modèle pour chaque α -coupe (par exemple qu'un scénario ne peut associer une porosité élevée et une conductivité hydraulique faible).

Pour clore cette discussion, il est rappelé que si actuellement les réglementations relatives aux questions environnementales proposent des critères d'acceptabilité et des valeurs guides de type "crisp", les sources d'incertitude attachées à la détermination de ces critères sont nombreuses. Par exemple :

- extrapolation à l'homme de tests toxicologiques effectués sur des animaux,
- variabilité de la sensibilité des récepteurs humains,
- méconnaissance des effets toxicologiques liés aux associations de plusieurs polluants.

Il pourrait être commode (et réaliste), par conséquent, de représenter ces critères par des nombres flous du type de celui représenté en Figure 64 (voir aussi Vollmer et al., 1997). La théorie des possibilités permet alors de comparer de tels critères flous avec des résultats de modèles flous (voir Prade et Dubois, 1988, et Côme et al., 1997) en utilisant les mêmes indicateurs que ceux du sous-chapitre 3.5 (les mesures de possibilité et de nécessité).

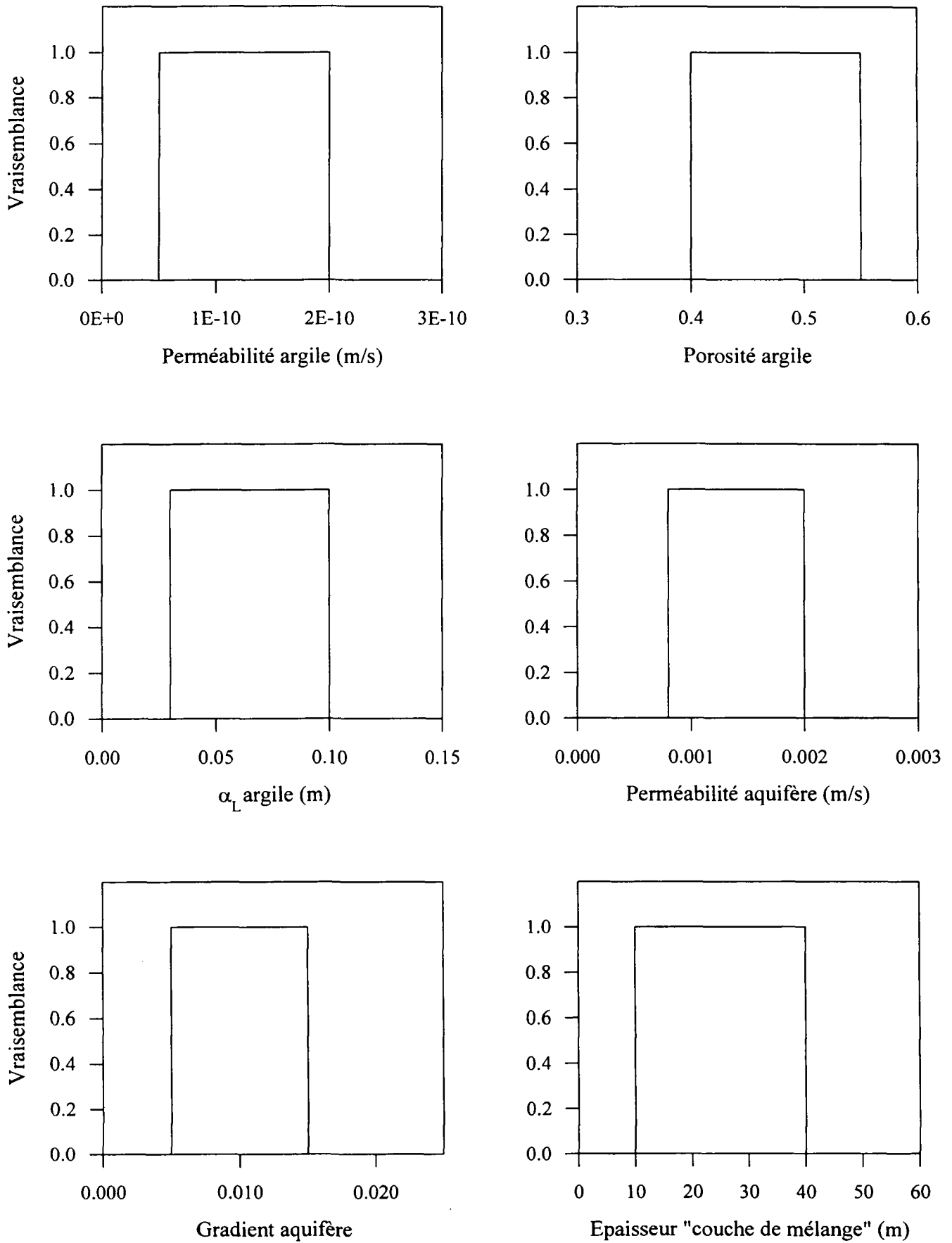


Figure 59 : Nombres flous de type "Step"

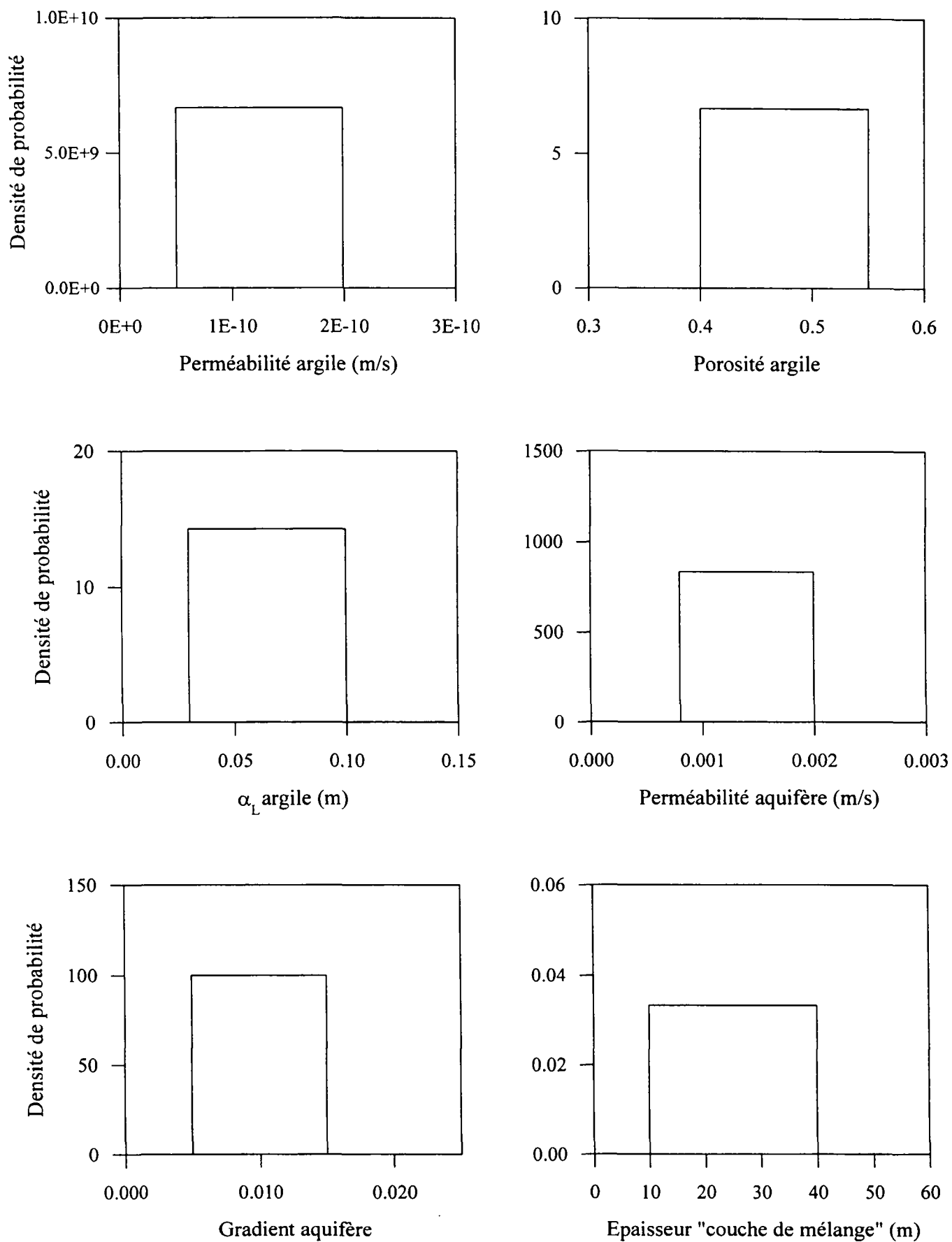


Figure 60 : Fonctions de densité de probabilité de type "Step".

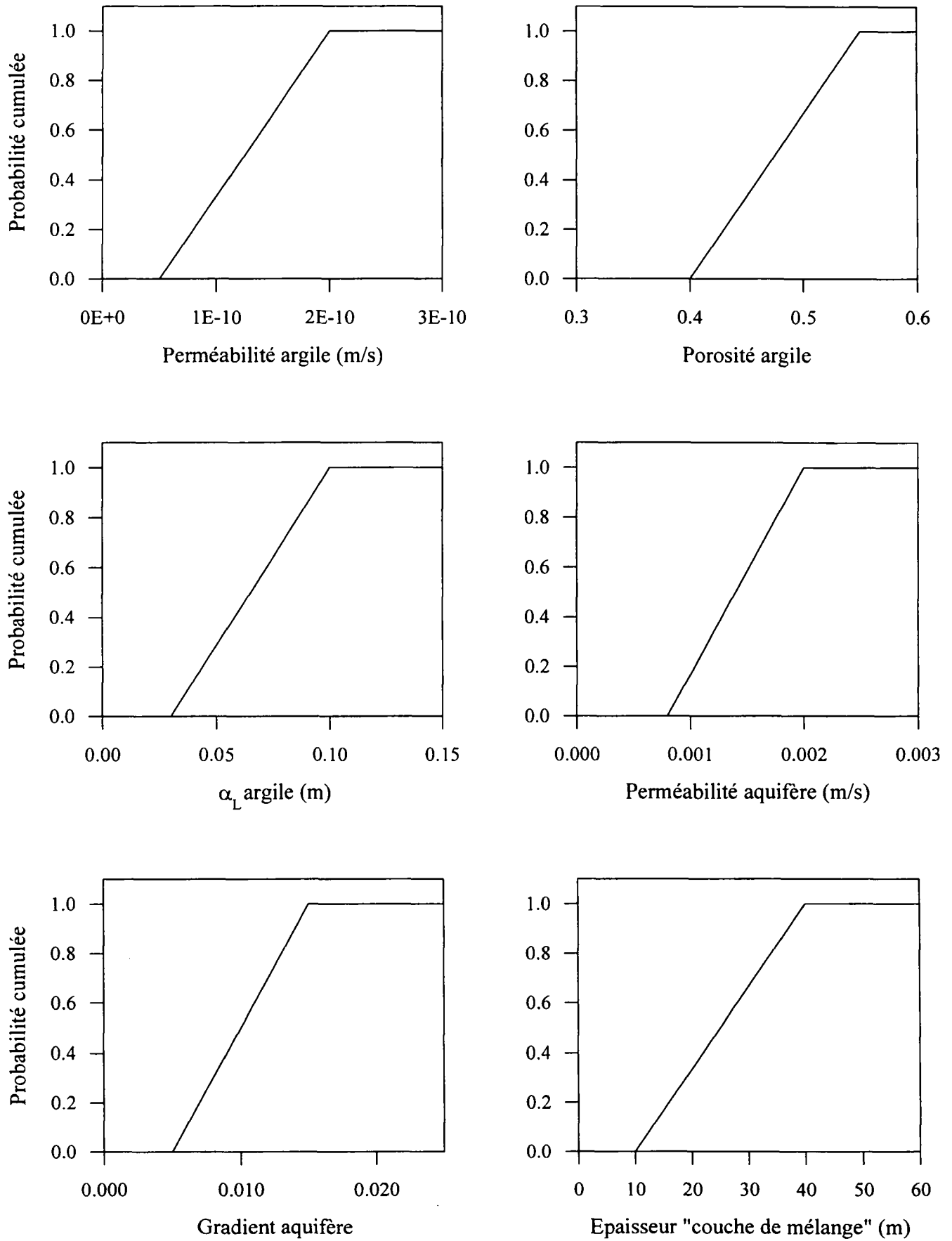


Figure 61 : Distributions de probabilité cumulée correspondant à la Figure 60.

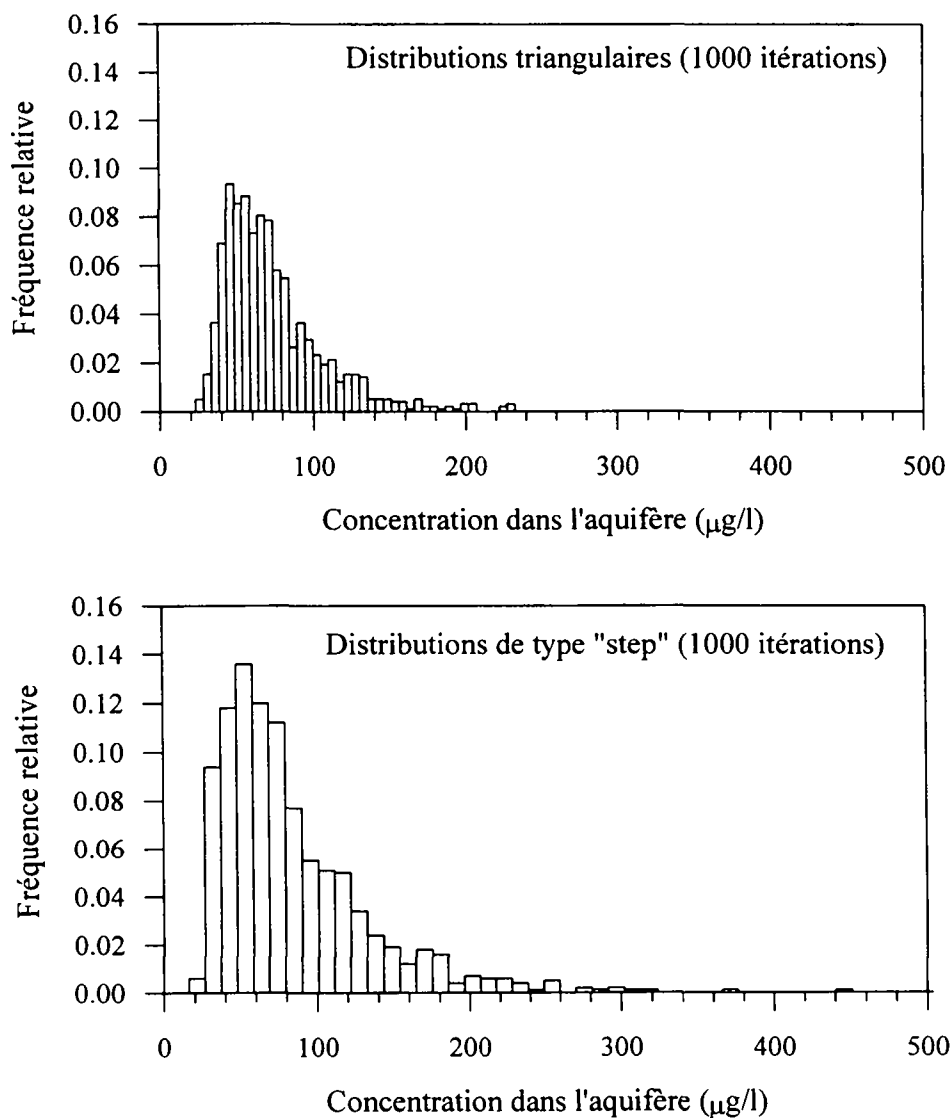


Figure 62 : Résultats des simulations Mont Carlo pour les deux cas (fonctions triangulaires et fonctions "Step")

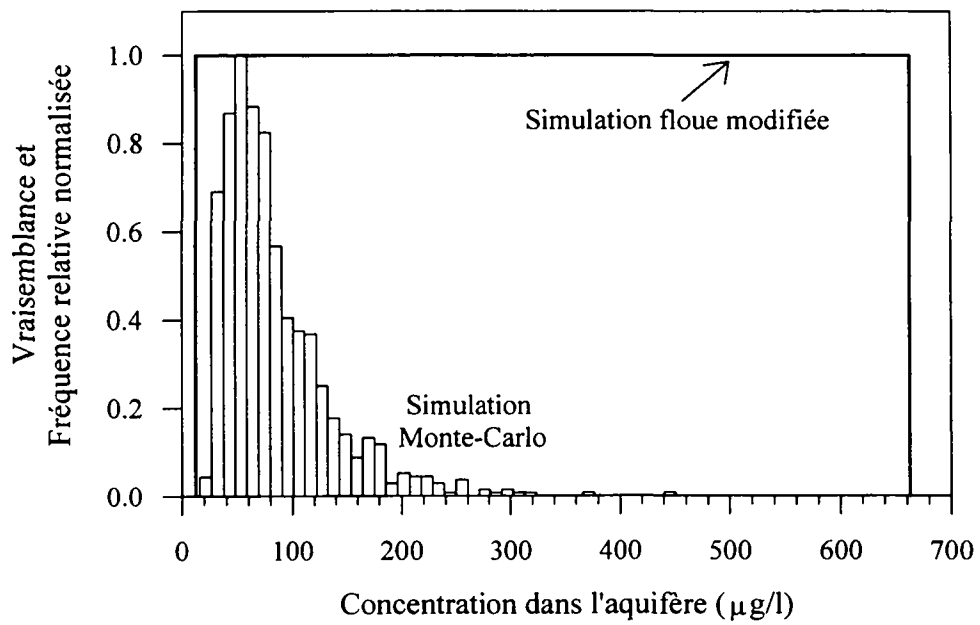


Figure 63 : Comparaison des résultats flou et probabiliste pour le cas des fonctions "Step".

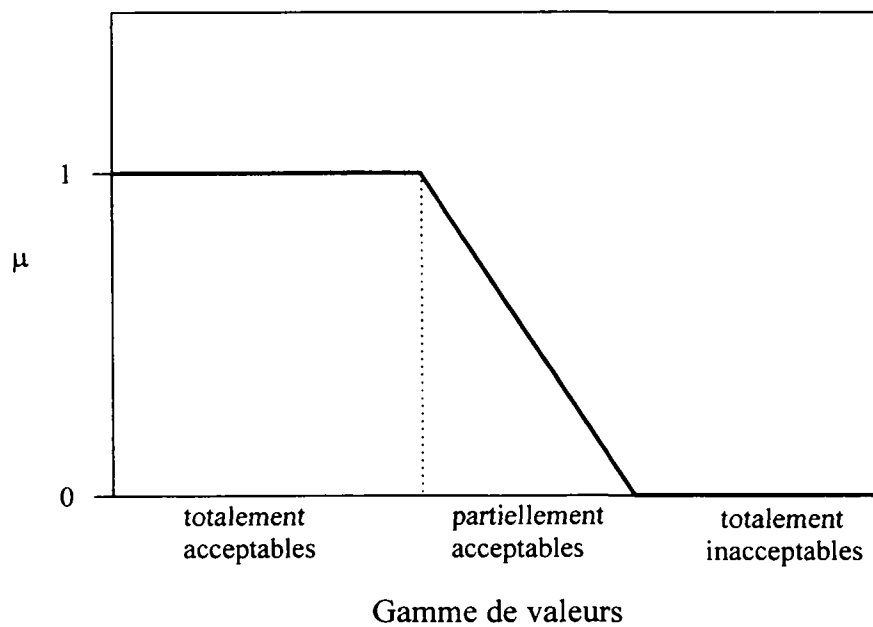


Figure 64 : Exemple d'un critère d'acceptabilité flou.

4. Conclusions générales

Ce travail a examiné le problème de l'impact des sites contaminés (en particulier les sites de stockage de déchets, et dans une moindre mesure les sites pollués) dans un contexte d'évaluation des risques. Certaines des solutions originales proposées permettent de s'adapter à des cas de figure typiques de problèmes d'impact sur les eaux souterraines, de manière plus cohérente avec les mécanismes fondamentaux contrôlant l'impact, que ne le permettent des approches plus classiques telles qu'elles apparaissent dans certains modèles d'évaluation des risques. En particulier, le flux polluant diffusif-dispersif n'est que rarement pris en compte dans l'estimation de l'impact des sites. L'importance relative de cette composante du flux a été illustrée par plusieurs exemples.

L'intérêt des solutions analytiques en tant qu'aides à la décision en environnement a été illustré par plusieurs exemples se référant à des situations concrètes. Il a été montré, notamment, comment certaines des solutions originales proposées permettent d'éclaircir la notion de "dispositif équivalent" pour la conception des sites de stockage de déchets. Si deux dispositifs de stockage sont jugés équivalents lorsque la concentration maximale induite dans les eaux souterraines est la même, alors les solutions proposées permettent d'établir des équivalences entre des systèmes de stockage de conceptions différentes (caractéristiques des barrières ou des déchets). Il convient de noter, toutefois, que ces solutions ne prennent pas en compte l'évolution dans le temps des caractéristiques physiques et/ou chimiques des matériaux mis en oeuvre. Or ces caractéristiques peuvent varier au cours du temps sous l'influence des multiples contraintes auxquelles sont soumis les matériaux.

L'application relative au stockage des déchets ultimes et stabilisés a permis d'illustrer comment ce type d'outil peut fournir une image du fonctionnement "global" d'un système de stockage, et amener le concepteur à réfléchir sur la cohérence de son approche. Ainsi, la prise en compte de l'impact à moyen et à long terme dans la conception de sites de stockage de déchets dont la toxicité ne décroît pas en situation de confinement total, peut remettre en question l'approche très répandue qui consiste à totalement isoler les déchets (par des couvertures étanches). Dans la mesure où cet isolement a uniquement pour effet de *différer* l'apparition d'un flux polluant, cette pratique revient à laisser le problème de la *gestion* du flux aux générations futures.

L'utilisation des variables sans dimension constitue un aspect important de ce travail. Il a été montré comment ces variables ne constituent pas uniquement le moyen de construire des abaques qui procurent une alternative graphique aux calculs par ordinateur, mais qu'ils permettent également une analyse visuelle du comportement d'une solution par rapport à des variations des paramètres d'entrée.

Les variables sans dimension permettent par ailleurs d'exprimer une solution analytique de la manière la plus homogène et simple possible.

Le chapitre relatif à l'imperfection des connaissances a permis d'examiner, de manière préliminaire, les possibilités offertes par les mathématiques dites "floues", et en particulier de comparer l'approche floue à l'approche probabiliste (simulations Monte Carlo). La théorie des possibilités permet de représenter les grandeurs intervenant dans le calcul du risque, d'une manière qui paraît plus cohérente avec la nature de l'information dont on dispose généralement dans la pratique. Cette approche étant moins contraignante que l'approche probabiliste, elle pourrait contribuer à améliorer l'interaction entre le modélisateur et l'investigateur de terrain. Toutefois, il paraît nécessaire de développer une méthodologie permettant d'élaborer des nombres flous à partir d'informations recueillies sur site, ou à partir des jugements des investigateurs de terrain.

Il semble que l'inconvénient majeur de l'approche floue est d'être très sécuritaire par rapport à l'approche probabiliste, car les degrés d'invraisemblance des valeurs des paramètres ne sont pas répercutés de manière multiplicative dans les calculs. Lors de simulations Monte Carlo, par contre, un scénario combinant plusieurs valeurs peu probables des variables d'entrée au modèle, a d'autant moins de chances d'être tiré au sort. L'approche floue pourrait donc être jugée trop pénalisante dans certains contextes, et notamment celui des marchés financiers, où le fait que tel ou tel scénario soit très peu probable est une information essentielle à prendre en compte, car elle permet de ne pas "miser" sur son occurrence et risquer ainsi de perdre de l'argent. Mais dans un contexte environnemental, où il est souvent question de risque pour la santé humaine, le simple fait qu'il existe une "possibilité" de réalisation de tel ou tel scénario, peut être un élément de prise de décision important. Dans ce cas, l'approche possibiliste pourrait être jugée préférable.

Un inconvénient de l'approche probabiliste par rapport à l'approche possibiliste qui mérite d'être cité, est le problème de la *dilution du risque* (Robinson et Deckert, 1996). Ce terme désigne la réduction du risque calculé, suite à la prise en compte de l'incertitude liée notamment au temps d'arrivée de la contamination. Cette réduction est simplement un artefact de la méthode probabiliste, et résulte du fait que le risque est étalé dans le temps (d'où le terme *dilution*). C'est un phénomène qu'il convient de garder à l'esprit lors de tout calcul de type Monte Carlo.

Un certain nombre de développements peuvent être envisagés dans la continuité de ce travail. En particulier, il convient d'examiner la possibilité de coupler la résolution du transport vertical à travers le système multicouche, avec l'approche adoptée par Galya (1987) à partir de fonctions de Green pour simuler le transport tri-dimensionnel dans l'aquifère. Cette approche permet de s'affranchir de l'hypothèse d'une répartition homogène de la concentration au sein d'une "couche de mélange". Ünlü et al. (1995) ont introduit un flux convectif, par l'intermédiaire d'un terme source incorporé dans la

solution de Galya, mais le flux diffusif-dispersif à l'interface n'est pas pris en compte. Le couplage pourrait se révéler ardu car le flux diffusif-dispersif dépend de l'état de concentration dans l'aquifère.

De nombreuses décharges sans étanchéité en fond ont fait l'objet d'études concernant leur impact sur les eaux souterraines. Il existe comparativement beaucoup moins d'études sur l'impact de sites de stockage qui présentent des niveaux de protection peu perméables. L'influence des flux diffusifs sur les eaux souterraines est encore mal connue à l'échelle de sites réels. La principale difficulté est bien entendu l'échelle de temps en jeu.

La solution proposée pour calculer l'impact d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés considèrerait que les déchets sont "coulés" sous forme d'une dalle monolithique. Mais on peut également envisager une mise en place des déchets sous la forme de "cubes". Ce mode de mise en place se traduira par un relargage plus rapide que dans le cas du monolithe, car la surface offerte à la lixiviation est plus importante. La prise en compte de ce cas de figure nécessiterait la convolution de la solution permettant de calculer le relargage à partir d'un parallélépipède, avec celle qui donne la concentration dans l'aquifère. Grâce à la technique de la convolution, les modèles conceptuels peuvent atteindre un degré de complexité relativement important.

Dans la section relative aux déchets ultimes et stabilisés, il était supposé que l'intégrité physique du déchet demeurerait constante tout au long du temps simulé. Pourtant, dans le cas de déchets stabilisés avec du ciment, par exemple, des micro-fissures peuvent apparaître qui sont liées par exemple à l'action du gel (cas de déchets en subsurface). Le lessivage continu des composants solubles augmente la porosité du déchet, et peut influencer sa tenue mécanique (Adenot, 1992). Les composés organiques tels que le bitume, mélangés à des déchets, peuvent être sujets à la dégradation ou au gonflement (Mott, Hay & Anderson Consulting Engineers, 1984). Par ailleurs des études ont montré que les déchets vitrifiés peuvent relarguer les polluants qu'ils contiennent, beaucoup plus tôt que prévu initialement (Champ and Merritt, 1981). Le couplage des mécanismes qui influencent le relargage, avec ceux qui contrôlent la détérioration de la matrice du déchet au cours du temps, est un sujet de recherche appliquée qui mérite une attention toute particulière. La principale difficulté est le temps très long sur lequel opère cette détérioration. Pour ce qui concerne la détérioration de la matrice solide de déchets cimentés, on pourrait imaginer de caler un modèle de type géostatistique sur des mesures de microfissures effectuées au cours d'une période de temps "abordable", et d'extrapoler le modèle pour estimer les possibilités de détérioration future. Cette approche géostatistique pourrait s'inspirer des efforts effectués pour simuler le développement de réseaux karstiques (O. Jacquet, comm. pers.).

Par ailleurs, l'examen d'analogues naturels pour ces déchets pourrait fournir des bases de comparaison en vraie grandeur pour les modèles appropriés (voir par exemple Côme, 1995). Il est en effet essentiel

de comparer, dans la mesure du possible, les résultats des calculs avec des valeurs mesurées dans des cas réels.

En ce qui concerne la prise en compte de l'imperfection des connaissances dans le calcul du risque, un domaine qui devra être exploré plus en détail dans l'avenir est l'incertitude qui est liée au modèle conceptuel. Si certains suggèrent que cette incertitude peut être en quelque sorte "compensée" par la prise en compte d'une large gamme d'incertitude sur les paramètres d'entrée, il existe quand même la possibilité qu'un paramètre (ou mécanisme) non pris en compte par le modèle puisse avoir une influence prépondérante sur les résultats du calcul. Un exemple significatif est apparu ces dernières années dans le domaine de l'évaluation de la sûreté des projets de sites de stockage souterrains pour des déchets radioactifs à vie longue. Des chercheurs ont en effet émis l'hypothèse que la corrosion des éléments métalliques contenus dans les fûts de déchets pouvait générer des écoulements diphasiques eau-gaz, avec une montée de bulles de gaz dans la roche hôte pouvant éventuellement entraîner des radioéléments plus rapidement que ne le ferait l'eau circulant normalement (OCDE-NEA, 1992). Suite à ces hypothèses, certains calculs de risques de migration réalisés auparavant s'en sont trouvés remis en cause. Cet exemple illustre le fait que le calcul théorique peut difficilement compenser un manque de connaissance relatif aux mécanismes qui régissent le comportement d'un système.

Pour le dimensionnement des sites de stockage de déchets, on pourrait imaginer de définir des objectifs de vraisemblance de dommages à partir de nombres flous, et d'optimiser la conception du site (les caractéristiques de ses aménagements techniques) en fonction de ces objectifs et de contraintes pré-définies (épaisseur de la barrière, perméabilité de la couverture, etc.). De même, pour un site pollué, les objectifs de dépollution pourraient être calculés en fonction d'un objectif de risque résiduel flou (de manière analogue à celle utilisée par le modèle RBCA pour un risque "crisp").

Au terme de ce travail, les problèmes liés à une application systématique de certains des outils de calcul de risque disponibles actuellement sur le marché à des sites spécifiques, nous apparaissent plus clairement. Le caractère "rigide" des modèles conceptuels sous-jacents aux équations appliquées au calcul d'une concentration prévisible dans l'environnement (PEC), a pour conséquence que les possibilités d'application à des cas de sites réels sont souvent très limitées. Un des principaux intérêts de ces outils réside dans l'utilisation de bases de données contenant les propriétés intrinsèques de très nombreuses substances chimiques, et de nombreuses données toxicologiques, ainsi que dans l'automatisation de la procédure de calcul du risque à partir d'une PEC. Par contre, un besoin de développement existe pour élaborer un outil qui permettrait, dans un premier temps, à l'utilisateur de définir son modèle conceptuel, et qui, dans un deuxième temps, sélectionnerait dans une bibliothèque de solutions, celle qui paraît la plus adaptée au problème à résoudre. Certaines des solutions présentées dans ce travail pourraient se prêter à une telle utilisation.

Références

- Abramowitz, M., Stegun, I., 1972. Handbook of mathematical functions with formulas, graphs, and mathematical tables, dixième édition. *John Wiley & Sons (eds), New York.*
- Adenot, F., 1992. Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. *Thèse de Doctorat, Université d'Orléans, France.*
- Andricevic, R., Cvetkovic, V., 1996. Evaluation of risk from contaminants migrating by groundwater. *Water Resources Research*, v.32, no.3, pp.611-621.
- Bardossy, A., Bronstert, A., Merz, B., 1995 - 1-, 2- and 3-dimensional modeling of groundwater movement in the unsaturated soil matrix using a fuzzy approach. *Advances in Water Resources*, v. 18, no.4, pp.237-251.
- Barker, J., Patrick, G., Major, D., 1987. Natural attenuation of aromatic hydrocarbons in a shallow sand aquifer. *Ground Water Monitoring Review*, v.7, no.1, pp.64-71.
- Bear, J., 1972. Dynamics of Fluids in Porous Media. *American Elsevier Publishing Co., New-York.*
- Billard, H., Bouchelaghem, A., Côme, C., Viennot, P., 1996. Modélisation du comportement à long terme de déchets industriels ultimes et stabilisés confinés dans un stockage. *Déchets Sciences et Techniques*, no.2, pp. 32-38.
- Bobba, A., Singh, V., Bengtsson, L. 1995. Application of uncertainty analysis to groundwater pollution modeling. *Environmental Geology*, 26, pp.89-96.
- Bonoli, L. et Witherspoon, P., 1968. Diffusion of aromatic and cycloproparaffin hydrocarbons in water from 2 to 60°C. *J. Phys. Chem.*, 72, pp. 5532-2534.
- Bouchelaghem, A. Magnie, M.-C. et Spillemaecker, M., 1996. La mise en oeuvre de la stabilisation des déchets ultimes. *Techniques Sciences et Méthodes*, 12, pp.52-58.
- Bouchon Meunier, B., 1993. La logique floue. *Editions "que sais-je", Presses Universitaires de France.*
- Carsel, R., Parrish, R., 1988. Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics. *Water Resources Research*, v.24, no.5, pp.755-769.
- Champ, D., W. Merritt., 1981. Particulate transport of Cesium in groundwater. *Présenté au : Second Annual Meeting of the Canadian Nuclear Society, Ottawa, Canada.*
- Cho, S. H., 1971. A short table of integrals involving the error function. *Department of Mechanics of the Korean Military Academy. Séoul, Corée.*

- Christensen, T.H., Kjeldsen, P., La Cour Jansen, J., 1992. Groundwater control monitoring at sanitary landfills. *Landfilling of Waste : leachate*. Christensen, T.H., Cossu, R., Stegmann, R. (éds). Elsevier Applied Science publ., pp.497-513.
- Churchill, R., 1958. Operational Mathematics. McGraw-Hill (eds).
- Cleary, R.W., Unga, M.J., 1978. Analytical models for groundwater pollution and hydrology. Princeton University, Water Resources Program Report 78-WR-15, 165 pp.
- Côme, B., Guyonnet, D., Magnouni, S. 1997. Apports potentiels de la théorie des possibilités à l'évaluation des risques environnementaux. *Déchets-Sciences et Techniques* no.7, pp.40-46.
- Côme, B., 1995. Analogues naturels de déchets industriels : résultats d'une étude d'orientation. *Mines et Carrières*, février 1995, pp.1-4.
- Côme, B., Lallemand-Barrès, A., Ricour, J., Martin, S. 1993. Applications comparatives de méthodes d'évaluation de "risques" liés aux sites pollués : premiers enseignements et perspectives. *Techniques Sciences et Méthodes*, no.9, pp.447-451.
- Commission des Communautés Européennes, 1994 - Règlement de la Commission n° 1488/94/CE du 28 juin 1994, établissant les principes d'évaluation des risques pour l'homme et pour l'environnement présentés par les substances existantes. *JOCE n° L 161 du 29 juin 1994, Luxembourg*.
- Connor, J., Nevin, J., Malander, M., Stanley, C. et DeVaul., G., 1995. RBCA (Risk Based Corrective Action). Tier 2 Guidance manual. *Groundwater Services, Inc. Houston, Texas, U.S.A.*
- Cooper, H., Bredehoeft, J., Papadopoulos, S., 1967. Response of a finite diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research*, v.3, pp.263-269.
- Coste, L., 1996. Définissons le risque. *Préventique-sécurité*, no.29, pp.22-25.
- Crampon, N., 1984. Prévision du temps d'arrivée et éventuellement du temps de passage d'une pollution en eau souterraine. *Hydrogéologie - Géologie de l'Ingénieur*, 3, pp.233-240.
- Crank, J., 1970. The mathematics of diffusion (fifth edition). Clarendon Press (eds), Oxford, G.B.
- Crump, K., 1976. Numerical inversion of Laplace transforms using Fourier Series Approximation. *Journal of the Association for Computing Machinery*, v.23, no:1, pp.89-96.
- Darmendrail, D., 1996. Technical guidance documents for the French policy for treatment and rehabilitation of polluted sites and soils. Progress as of 01/09/1996. *Basic Information Report of the CARACAS Group (Concerted Action on Risk Assessment for Contaminated Sites in the European Union)*, European Commission under the Environment and Climate Programme, Brussels.
- De Hoog, F., Knight, J., Stokes, A., 1982. An improved method of numerical inversion of Laplace transforms. *SIAM J. Sci. Stat. Comput.* v.3, no.3, pp.357-366.
- Domenico, P., 1987. An analytical model for multidimensional transport of a decaying contaminant species. *Journal of Hydrology*, 91, pp.49-58.

- Domenico, P., Robbins, G., 1985. A new method of contaminant plume analysis. *Ground Water*, v.23, no.4, pp.476-485.
- Doty, C., Travis, C., 1990. Is EPA's National Priorities List correct ? *Environmental Science Technology*, v.24, no.12, pp.1778-1780.
- Dou, C., Woldt, W., Bogardi, I., Dahab, M., 1995. Steady-state groundwater flow simulation with imprecise parameters. *Water Resources Research*, v.31, no.11, pp.2709-2719.
- Draper, D. 1995. Assessment and propagation of model uncertainty. *Jour. of the Royal Stat. Soc. Series B*, no.57, pp.45-97.
- Düllmann, H., Eisele, B., 1993. The analysis of various landfill liners after 10 years exposure to leachate. *Dans : Actes de la conférence GEOCONFINE 93, Arnould, Barrès et Côme (eds), 8 -11 juin, 1993, Montpellier, France, 177-182.*
- Earlougher, R., 1977. Advances in well test analysis. Monograph volume 5 of the Henry L. Doherty series. *Society of Petroleum Engineers of AIME, New-York, U.S.A., 264 pp.*
- Egboka, B., Cherry, J., Farvolden, R., Frind, E., 1983. Migration of contaminants in groundwater at a landfill : a case study. 3. Tritium as an indicator of dispersion and recharge. *Journal of Hydrology*, v.63, pp.51-80.
- Eloy-Giorni, G., Beaudoin, C., Margrita, R., Pelte, T., Pierson P., Bernhard, C., 1993. Méthodes volumétriques et par traceurs radioactifs pour l'étude du transfert de l'eau au travers de géomembranes. *Actes du Symposium GEOCONFINE 93, Arnould, Barrès et Côme (eds.), 1993.*
- Estaben, M., Polit, M., Labat, P., Steyer, J.-P., Buffière, P., 1995. Modélisation floue d'un procédé de digestion anaérobie. *Dans : Les procédés d'épuration des effluents et déchets des industries biologiques et alimentaires, Volume 9. Groupe Français de Génie des Procédés, Nancy, France.*
- Freeze, A., Cherry, J., 1979. *Groundwater. Prentice Hall (Publ.), New Jersey, U.S.A.*
- Galya, D., 1987. A horizontal plane source model for groundwater transport. *Ground Water*, v.25, no.6, pp.733-739.
- Garabedian, S., LeBlanc, D., Gelhar, L., Celia, M., 1991. Large-scale natural gradient tracer test in sand and gravel, Cape Cod, Massachussets, 2, Analysis of tracer moments for a non-reactive tracer. *Water Resources Research*, v.22, no.5, pp.911-924
- Gelhar, L., Welty, C., Rehfeldt, K., 1992. A critical review of data on field-scale dispersion in aquifers. *Water Resources Research*, v.28, no.7, pp.1955-1974.
- Germain, D., 1981. Quasi-stable concentration distributions in saturated porous media with a constant solute source. *Mémoire de Master of Science, Université de Waterloo, Ontario, Canada.*
- Gillham, R. et O'Hannesin, S., 1994. Enhanced degradation of halogenated aliphatics by zero-valent iron. *Ground Water*, v. 32, no. 6, pp.958-967.

- Giroud, J.-P. et Bonaparte, R., 1989a. Leakage through liners constructed with geomembrane liners - Part I. *Geotextiles and Geomembranes*, 8(1), pp. 27-67.
- Giroud, J.-P. et Bonaparte, R., 1989b. Leakage through liners constructed with geomembrane liners - Part II. *Geotextiles and Geomembranes*, 8(2), pp. 71-111.
- Guellec, 1997. Rapport du Député Ambroise Guellec sur les déchets ménagers. *Commission de la production et des échanges de l'Assemblée Nationale, Paris*.
- Guyonnet, D., Côme, B., Ouvry, J.-F., Barrès, M., 1998a. Concepts de stockage de déchets. Un essai de définition dans une logique d'impact. *Déchets-Sciences et Techniques (sous presse)*.
- Guyonnet D., Didier-Guelorget B., Provost G. et Feuillet C., 1998b. Accounting for water storage in landfill leachate modelling. *Accepté pour publication dans Waste Management & Research*.
- Guyonnet, D., Seguin, J.-J., Côme, B., Perrochet, P., 1998c. Type curves for estimating the potential impact of stabilized waste storage facilities on groundwater. *Accepté pour publication dans Waste Management & Research*.
- Guyonnet, D., Didier, G., Ouvry, J.-F., Pinte, J.-C., 1998d. Le calcul de "l'équivalence" entre barrières de conceptions différentes. *Actes du Symposium GEO-BENTO, 2-3 février 1998, Paris, France (G. Didier éd.)*.
- Guyonnet, D., Seguin, J.-J., Côme, B., 1997. Solutions analytiques pour l'évaluation simplifiée de l'impact des sites de stockage de déchets sur les eaux souterraines. *Déchets-Sciences et Techniques*, 5, pp.9-16.
- Guyonnet, D., Côme, B., Sauty, J.-P., 1996a. Reply to a comment by P. Perrochet. *Hydrogeology Journal*, v.4, no.3, pp.109-110.
- Guyonnet, D., Grua, B., Ouvry, J.-F., Rouvreau, L., Hénaff, P. 1996b. Des solutions de réhabilitation adaptées à chaque site : exemple de la décharge du Spernot à Brest. *Assises Nationales des Déchets Ménagers, Agen, 11 et 12 septembre 1996*.
- Guyonnet, D., Côme, B., Sauty, J.-P., 1995a. Type curves for estimating breakthrough times of pollutants with first-order decay. *Hydrogeology Journal*, v.3, no.4, pp.95-102
- Guyonnet D., et Côme B., 1995b. Type curves for estimating times of first pollutant arrival through low permeability barriers. *SARDINIA-95, S. Margherita di Pula (Italie), 2-6 octobre 1995*.
- Guyonnet, 1989. Groundwater - surface water interaction : physical flow and chemical fluxes. *Mémoire de Master of Science, Université de Waterloo, Ontario, Canada*.
- Haas, C., Anotai, J., Engelbrecht, R. 1996. Monte Carlo assessment of microbial risk associated with landfilling of fecal material. *Water Environment Research*, v.68, no.7, pp.1123-1131.
- Hoehn, E., Santschi, P., 1987. Interpretation of tracer displacement during infiltration of river to groundwater. *Water Resources Research*, v.23, no.4, pp.633-640.
- Hornbeck, R., 1975. Numerical Methods. *Prentice Hall, Inc., New-Jersey, U.S.A., 310 pp*.

- Howard, H., 1989. Handbook of environmental degradation rates. *Lewis publishers, Chelsea, U.S.A.*
- Hunt, 1978. Dispersive sources in uniform ground-water flow. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, v.104, no.HY1, pp.75-85.*
- Hushon, J., Read, M., Morris, J., Zaragoza, L., 1993. Comparison of hazardous waste site ranking models. *Dans : 19th Annual Environmental Symposium of the American Defence Preparedness Association, Mars 22-25, Albuquerque, Nouveau Mexique.*
- Huyakorn, P., Unga, M., Mulkey, L., Sudicky, E., 1987. A three-dimensional analytical method for predicting leachate migration. *Ground Water v.25, no.5, pp.588-598.*
- Jury, W., Russo, D., Streile, G., El Abd, H., 1990. Evaluation of volatilization by organic chemicals residing below the soil surface. *Water Resources Research, v.26, no.1, pp.13-20.*
- Kool, J., Huyakorn, P., Sudicky, E., Saleem, Z., 1994. A composite modeling approach for subsurface transport of degrading contaminants from land-disposal sites. *Journal of Contaminant Hydrology, 17, pp.69-90.*
- IAEA, 1982. Radioactive waste management glossary. *Rapport no. IAEA-TECDOC-264 de l'Agence Internationale de l'Energie Atomique.*
- Johnson, R., Cherry, J., Pankow, J., 1989. Diffusive contaminant transport in natural clay : a field example and implications for clay-lined waste disposal sites. *Environmental Science & Technology, v. 23, pp.340-349.*
- Journal Officiel, 1993. Arrêté du 18 décembre 1992 relatif au stockage de certains déchets industriels spéciaux ultimes et stabilisés pour les installations nouvelles. *Journal Officiel de la République Française du 30 mars 1993.*
- Journal Officiel, 1989. Circulaire du 16 mai 1989 relative à la présence de composés organohalogénés volatils dans les eaux destinées à la consommation humaine. *Journal Officiel de la République Française du 16 mai 1989.*
- Juang, C., Huang, X., Holtz, R., Chen, J. 1996. Determining relative density of sands from CPT using fuzzy sets. *Journal of Geotechnical Engineering, January 1996, pp.1-6.*
- Karickhoff, S., Brown, D., Scott, T. 1979. Sorption of hydrophobic pollutants on natural sediments. *Water Research, v.13, pp.241-248.*
- Kosson, D., van der Sloot, H., Eighmy, T., 1996. An approach for estimation of contaminant release during utilization and disposal of municipal waste combustion residues. *Journal of Hazardous Materials, 47, pp.43-75.*
- Kueper, B., 1989. The behaviour of dense, non-aqueous phase liquid contaminants in heterogeneous porous media. *Thèse de Doctorat de l'Université de Waterloo, Canada. 172 pp.*
- Labieniec, P., Dzombak, D., Siegrist, R., 1997. Evaluation of uncertainty in a site-specific risk assessment. *Journal of Environmental Engineering, March issue, pp.234-243.*

- Labieniec, P., Dzombak, D., Siegrist, R., 1996. SoilRisk : a risk assessment model for organic contaminants in soil. *Journal of Environmental Engineering*, v.122, no.5, pp.388-398.
- Lee, Y., Dahab, M., Bogardi, I., 1994. Fuzzy decision making in ground water nitrate risk management. *Water Resources Bulletin*, v.30, no.1.
- Lenda, A., Zuber, A. 1970. Tracer dispersion in groundwater experiments. *Dans : Proceedings of a Symposium on the use of isotopes in hydrology. I.A.E.A., Vienna, March 9-13*, pp.619-641.
- Lerner, D., Burston, M., Bishop, P., 1993. Groundwater quality in the Coventry region (UK) : an urbanized, multi-layer, dual porosity aquifer system. *Mémoires du XXIV^e congrès de l'AIH, Oslo*.
- Li, Y. et Gregory, S., 1974. Diffusion of ions in sea water and in deep sea sediments. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 38, pp.703-714.
- Little, R., Torres, C., Agüero, A., Charles, D., Clark, D., Maul, P., Simon, I., Smith, G., Towler, P., Watkins, B., Woods, J., 1996. Post-disposal safety assessment of toxic and radioactive waste : Development and testing of the SACO methodology and code. *European Commission Report EUR 16871 EN*.
- Looser, M.-O., 1996. Méthode de détection et de caractérisation de pollutions du sous-sol par les sites contaminés à l'aide de traces inorganiques. *Thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse*.
- Mackay, D., Paterson, S., Cheung, B., Neely, W., 1985. Evaluating the environmental behaviour of chemicals with a level III fugacity model. *Chemosphere*, v.14, no.3/4, pp.335-374.
- MacFarlane, D., Cherry, J., Gillham, R., Sudicky, E. 1983. Migration of contaminants in groundwater at a landfill : a case study, 1. Groundwater flow and plume delineation. *Journal of Hydrology*, v.63, pp.1-29.
- Marino, M., 1974a. Distribution of contaminants in porous media flow. *Water Resour. Res.* v.10, no.5, pp.1013-1018.
- Marino, M., 1974b. Longitudinal dispersion in saturated porous media. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, v.100, no.HY1, pp.151-157.
- Marsily de, G., 1986. Quantitative Hydrogeology. *Academic Press*, 440 pp.
- Martin, I., Ferguson, C., 1995. A robust risk assessment approach for predicting trace metal uptake by vegetables grown in contaminated soils. *Actes de la 3^{ème} conférence internationale sur la biogéochimie des éléments-traces, Paris, 15-19 mai 1995*.
- Mayeux, V., Perrodin, Y., 1996. Ecocompatibilité des déchets : vers une prise en compte de la notion d'impact pour l'élimination et la valorisation des déchets. *Déchets-Sciences et Techniques*, 3, pp.10-18.
- Méhu, J., Barna, R., Moskowicz, P., 1993. Evaluation des déchets solidifiés. Quel crédit accorder aux différentes procédures de lixiviation ? *Environnement & Technique* no.125, pp.58-61.
- Microsoft, 1993. EXCEL version 5.0. Manuel d'utilisation.

- Mott, Hay et Anderson Consulting Engineers, 1984. The backfilling and sealing of radioactive waste repositories. *Commission of the European Communities, Report EUR9115*.
- Myrand, D., Gillham, D., Sudicky, E., O'Hannesin, S., Johnson, R., 1992. Diffusion of volatile organic compounds in natural clay deposits: Laboratory studies. *Journal of Contaminant Hydrology*, v.10.
- NAGRA, 1988. Sedimentstudie - Zwischenbericht 1988. *Rapport Technique NAGRA, NTB 88-25, NAGRA, Wettingen, Suisse*.
- Nicholson, T., 1990. Recent accomplishments in the INTRAVAL project. A status report on validation efforts. *Dans : GEOVAL-1990. Symposium on Validation of Geosphere Flow and Transport Models. OCDE-SKI, Stockholm, 14-17 mai 1990*.
- Nijhof, A., Theelen, R., Bomer, H., 1995. Risk assessment in the Netherlands : methodology and applications. *Actes de la 3^{ème} conférence internationale sur la biogéochimie des éléments-traces, Paris, 15-19 mai 1995*.
- Novakowski, K., 1992. Evaluation of boundary conditions for one-dimensional solute transport. 1. Mathematical development. *Water Resources Research*, v.28, no9, pp.2399-2410.
- OCDE-NEA, 1992. Gas generation and release from radioactive waste repositories. *Actes d'un workshop organisé par l'OCDE-NEA et l'ANDRA, Aix-en-Provence, 23-26 septembre 1991. Presses de l'OCDE, Paris, 437 pp*.
- Ogata, A., Banks, R., 1961. A solution of the differential equation of longitudinal dispersion in porous media. *U.S. Geol. Surv. Prof. Paper 411-A., pp. A1-A9*.
- Oreskes, N., Shrader-Frechette, K., Belitz, K. 1994. Verification, validation, and confirmation of numerical models in the earth sciences. *Science*, v.263, pp.641-645.
- Perrochet, 1996. Comment on "Type curves for estimating breakthrough times of pollutants with first-order decay" by Guyonnet, D., Côme, B., and Sauty, J.-P. *Hydrogeology Journal*, v.4, no.3., pp. 107-108.
- Petit Robert, 1990. Dictionnaire alphabétique et analogique de la langue française. *Editions du Petit Robert, Paris*.
- Pfannkuch, H., 1963. Contribution à l'étude des déplacements de fluides miscibles dans un milieu poreux. *Rev. Inst. Fr. Pét.* 2, 18.
- Prade H., Dubois D., 1988 - Théorie des possibilités - Application à la représentation des connaissances en informatique. *Collection "Méthode et Programmes", Masson Ed., Paris*.
- Press, W., Flannery, B., Teukolsky, S., Vetterling, W., 1989. Numerical Recipes. The art of scientific computing (Fortran Version). *Cambridge University Press, Cambridge, U.K., 702 pp*.
- Reardon, E., 1981. Kd's - Can they be used to describe reversible ion sorption reactions in contaminant migration ? *Groundwater*, v.19, no.3, pp.279-286.

- Reboux, P., 1986. Mécanique des Fluides. I : Phénomènes fondamentaux et écoulements parfaits. *Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*.
- Robinson, P., Deckert, A., 1996. Alternative methodologies and concepts for modelling with uncertainty and variability in radioactive waste disposal. *Actes de la 4^{ème} Conférence Européenne "Management and disposal of radioactive waste". T. Mc Menamin editor. Document no. EUR 17543. Office des Publications Officielles des Communautés Européennes, Luxembourg (1996)*.
- Rowe, K., 1997. The design of landfill barrier systems : should there be a choice ? *Ground Engineering, August 1997*
- Rowe, R.K., Booker, J.R., 1994. POLLUTE-v6. A program for modelling pollutant migration through soil. *Numerical methods for transient and coupled systems, Ch.2, pp.13-42. John Wiley & Sons Ltd., New York*.
- Rowe, R.K., Booker, J.R., 1985. 1-D pollutant migration in soil of finite depth. *Journal of Geotechnical Engineering, 111, no.4, 479-499*.
- Sagar, B., 1982. Dispersion in three dimensions : approximate analytic solutions. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, v.108, no.HY1, pp.47-61*.
- Sanchez, F., Moszkowicz, P., Barna, R., Méhu, J., 1996. Modélisation des transferts de matière en milieu poreux : modèle couplé dissolution/diffusion. *Déchets-Sciences et Techniques, no.4, pp.23-26*.
- Sauty, J.-P., 1977. Contribution à l'identification des paramètres de dispersion dans les aquifères par interprétation des expériences de traçage. *Thèse de l'université scientifique et médicale et institut polytechnique de Grenoble, France, 157 pp*.
- Schwarzenbach, R., Westall, J. 1981. Transport of nonpolar organic compounds from surface water to groundwater. Laboratory sorption studies. *Environmental Science & Technology, v.15, no.11, pp.1360-1367*.
- Schweizerischer Bundesrat, 1991. Technische Verordnung über Abfälle (TVA).
- SHELL, 1994. HESP (Human Exposure to Soil Pollutants) User Guide. Version 2.10a. *SHELL Internationale Petroleum Maatschappij B.V., La Hague, Pays-Bas*.
- Stehfest, H., 1970. Numerical inversion of Laplace transforms. *Commun. ACM, v.13, p.47-49*.
- Sudicky, E., 1989. The Laplace Transform Galerkin technique : A time-continuous finite element theory and application of mass transport in groundwater. *Water Resources Research, v.25, no.8, pp.1833-1846*.
- Sudicky, E., 1986. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer : spatial variability of hydraulic conductivity and its role in the dispersion process. *Water Resources Research, v.22, no.13, pp.2069-2082*.
- Talbot, A., 1979. The accurate numerical integration of Laplace Transforms. *Journal Inst. Maths. Applics., 23, 97-120*.

- Theis, C. V., 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. *Trans. Am. Geophys. Union, Ann. Meet, 16th*, pp.519-524.
- Thiéry, D., 1990. Logiciel MARTHE - Modélisation d'aquifère par un maillage rectangulaire en régime transitoire pour le calcul hydrodynamique des écoulements. Version 4.3. *Rapport BRGM no. R 32210, Orléans, France.*
- Thirriot, C., 1993. Plaidoyer pour le plein emploi du calcul analytique. Exemple de la pérégrination des solutés dans le sol. *Rencontres Hydrologiques Franco-Roumaines, Tulcea, Roumanie, 6-9 septembre 1993.*
- Thornthwaite, C., Mather, J., 1955. The water balance. *Climatology, v.8, no.1. Laboratory of Climatology, Centerton, New Jersey.*
- Union Européenne, 1995 : Proposition modifiée de directive du Conseil concernant la mise en décharge des déchets. Version du 10 janvier 1995. *Note de transmission du Conseil de l'Union Européenne, Bruxelles.*
- Ünlü, K., Parker, J., Chong, P., 1995. Comparison of three uncertainty-analysis methods to assess impacts on groundwater of constituents leached from land-disposed waste. *Hydrogeology Journal, v.3, no.2, pp.4-18.*
- US-EPA, 1982. Aquatic fate process data for organic priority pollutants. *Rapport EPA 440/4-81-014, Washington, USA.*
- Van der Sloot, H., Hoede, D., Bonouvrie, P., 1991. Comparison of different regulatory leaching test procedures for waste materials and construction materials. *Netherlands Energy Research Foundation, Report ECN-C-91-082.*
- Van Genuchten, T., 1982. Analytical solutions of the one-dimensional convective-dispersive solute transport equation. *United States Department of Agriculture. Technical Bulletin no.1661.*
- Van Genuchten, T., 1981. Analytical solutions for chemical transport with simultaneous adsorption, zero-order production and first-order decay: *Journal of Hydrology, v.49, p. 213-233.*
- Van Genuchten, T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J. v.44, pp.892-898.*
- Vermeire, T., van der Zandt, P., Roelfzema, H., van Leeuwen, C., 1994. Uniform System for the Evaluation of Substances I. Principle and structure. *Chemosphere, v.29, no.1, pp.23-38.*
- Vollmer, M., Gupta, S., Krebs, R., 1997. New standards on contaminated soil in Switzerland - comparison with Dutch and German quality criteria. *Conférence sur les sols contaminés, Paris (France), mai 15-19, 1995. Editeur INRA (Les Colloques, no. 85).*
- Vose D., 1996 - Quantitative risk analysis - A guide to Monte-Carlo simulation modelling. *John Wiley & Sons Ltd.*

- Wang, H.-Q., 1987. Modélisation des transferts de masse en milieu saturé à double porosité. Application aux écoulements convergents en craie fissurée semi-confinée et multicouche. *Thèse de Doctorat de l'Université de Paris-Sud*.
- Wexler, E., 1992. Analytical solutions for one-, two, and three-dimensional solute transport in groundwater systems with uniform flow. Dans : *Techniques of Water Resources Investigations of the United States Geological Survey, Chapter B-7, Book 3, Applications of Hydraulics*.
- Wilson, J. et Miller, P., 1978. Two-dimensional plume in uniform ground-water flow. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, v.104, no.HY4, pp.503-511*.
- Winiarski, T., Brohon, B., Fatus, M., 1997. La migration de Cu, Ni, Zn à travers un dispositif géotextile-bentonite : Approche par modèle physique. Dans : *Engineering Geology and the Environment, Balkema, Rotterdam*.
- Yeh, T.-C., 1989. One-dimensional steady-state infiltration in heterogeneous soils. *Water Resources Research, v.25, no.10, pp.2149-2158*.
- Zadeh L., 1965. Fuzzy Sets - *Information and Control, no.8, pp. 338-353*.
- Zadeh, L., 1978. Fuzzy sets as a basis for a theory of possibility. *Fuzzy Sets and Systems, no.1, pp.3-28*.

ANNEXE A

Solutions pour le cas d'une migration en deux dimensions à partir d'une source de largeur finie, avec dilution en aval par une pluie efficace (Figure 14)

On considère la migration de solutés en 2-D, dans une couche aquifère d'épaisseur H , à partir d'une source constante C_0 , de largeur B (Figure 14). Sont également pris en compte une dégradation du soluté dans le milieu aquifère, une dilution du panache de pollution par une infiltration efficace, et une adsorption instantanée et réversible des solutés sur la phase solide du milieu aquifère.

La résolution de ce problème, sans dégradation ou dilution, est proposée par divers auteurs (voir notamment Wang, 1987, pour le cas d'une source ponctuelle, et Cleary et Unga, 1978, pour une source de largeur finie, mais également Wexler, 1992). La solution complète intégrant les divers mécanismes cités précédemment est développée ci-dessous.

Le flux de masse dans l'aquifère a une composante longitudinale et transversale :

$$F(x) = H(q_x c(x, y, t) - \omega D_L \frac{\delta c}{\delta x}) \quad \text{et} \quad F(y) = H(q_y c(x, y, t) - \omega D_T \frac{\delta c}{\delta y})$$

où :

F est le flux de masse dans l'aquifère,

H est l'épaisseur de la couche aquifère,

q_x et q_y sont les composantes en x et y du flux de Darcy,

$c(x, y, t)$ est la concentration au point (x, y) et au temps t ($c(x, y, t)$ est noté c ci-après),

ω est la porosité,

D_L et D_T sont les composantes en x et en y du coefficient de dispersion.

Le champ d'écoulement étant supposé uniforme, et orienté selon x , on a $q_y = 0$ et donc :

$$F(y) = -H\omega D_T \frac{\delta c}{\delta y}$$

En prenant en compte une dégradation de premier ordre du polluant dans l'aquifère, le bilan de masse s'écrit :

$$RH\omega \frac{\delta c}{\delta t} = -\left(\frac{\delta F(x)}{\delta x} + \frac{\delta F(y)}{\delta y}\right) - RH\omega\lambda c \quad \text{A.1}$$

où :

R est le facteur de retard,

λ est la constante de dégradation de premier ordre.

Il est considéré que le panache de pollution est dilué en aval hydraulique de la source par une infiltration efficace, I : $\text{div}(H q_x) = I$. Il est supposé par ailleurs que cette infiltration est faible devant q_x et qu'elle n'a pas d'influence sur le champ d'écoulement ($q_x = \text{cte}$).

On a :

$$\begin{aligned}\frac{\delta F(x)}{\delta x} &= Hq_x \frac{\delta c}{\delta x} - H\omega D_L \frac{\delta^2 c}{\delta x^2} + Hc \frac{\delta q_x}{\delta x} \\ &= Hq_x \frac{\delta c}{\delta x} - H\omega D_x \frac{\delta^2 c}{\delta x^2} + cI\end{aligned}$$

et :

$$\frac{\delta F(y)}{\delta y} = -H\omega D_T \frac{\delta^2 c}{\delta y^2}$$

En substituant ces expressions dans l'équation A.1, et en divisant par la porosité, on obtient :

$$R \frac{\delta c}{\delta t} = -v \frac{\delta c}{\delta x} + D_L \frac{\delta^2 c}{\delta x^2} + D_T \frac{\delta^2 c}{\delta y^2} - c \left(\frac{I}{\omega H} + R\lambda \right) \quad \text{A.2}$$

où v est la vitesse moyenne de l'eau ($v = q_x/\omega$)

On résout tout d'abord l'équation A.2 pour le cas d'une source instantanée et ponctuelle. La solution pour le cas d'une source continue et de largeur finie est ensuite obtenue par intégration.

Si on suppose l'introduction instantanée (à un temps $t = t'$), d'une masse m de polluant dans un aquifère semi-infini en un point ($x = 0, y = y'$), les conditions aux limites sont :

$$c(0, y, t) = \frac{m}{\omega H v} \delta(y - y') \delta(t - t') \quad \text{A.3}$$

et :

$$c(x, \pm\infty, t) = c(\infty, y, t) = 0 \quad \text{A.4}$$

où : δ représente la fonction Dirac.

$$\text{La condition initiale est exprimée par : } c(x, y, 0) = 0 \quad \text{A.5}$$

Le domaine étant infini en y , on peut transformer l'équation A.2 à l'aide d'une transformée de Fourier exponentielle. Cette transformée s'écrit (Churchill, 1958) :

$$F_e[g(x)] = \bar{g}(\alpha) = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) \exp[-i\alpha x] dx \quad -\infty < x < \infty$$

où $\bar{g}(\alpha)$ est la fonction transformée, et i est l'imaginaire telle que : $i^2 = -1$.

La transformée inverse est :

$$F_e^{-1}[\bar{g}(\alpha)] = g(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{g}(\alpha) \exp[i\alpha x] d\alpha \quad A.6$$

La transformée de Fourier permet de simplifier l'équation A.2 grâce à ses propriétés fondamentales :

$$F_e \left[\frac{d g(x)}{d x} \right] = i\alpha \bar{g}(\alpha) \quad \text{et} \quad F_e \left[\frac{d^2 g(x)}{d x^2} \right] = -\alpha^2 \bar{g}(\alpha)$$

On applique tout d'abord la transformation à l'équation A.2. Par commodité, le facteur de retard (R) est éliminé de l'équation, pour être réintroduit à la fin. On obtient :

$$\frac{\delta \bar{c}}{\delta t} + v \frac{\delta \bar{c}}{\delta x} - D_L \frac{\delta^2 \bar{c}}{\delta x^2} + D_T \alpha^2 \bar{c} + \bar{c} \left(\frac{I}{\omega H} + \lambda \right) = 0 \quad A.7$$

On l'applique ensuite à la condition à la source, et à la condition initiale :

$$\bar{c}(0, \alpha, t) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \delta(t - t') \quad A.8$$

$$\bar{c}(x, \alpha, 0) = 0 \quad A.9$$

Une transformation de Laplace est appliquée à l'équation A.7, afin d'éliminer la dérivée du temps :

$$-\bar{c}(x, \alpha, 0) + p \bar{c} + v \frac{\delta \bar{c}}{\delta x} - D_L \frac{\delta^2 \bar{c}}{\delta x^2} + D_T \alpha^2 \bar{c} + \bar{c} \left(\frac{I}{\omega H} + \lambda \right) = 0$$

où \bar{c} est la concentration dans l'espace doublement transformé, et p est la variable de Laplace.

Or d'après l'équation A.9 : $\bar{c}(x, \alpha, 0) = 0$, d'où :

$$\frac{\delta^2 \bar{c}}{\delta x^2} - \frac{v}{D_L} \frac{\delta \bar{c}}{\delta x} - \bar{c} \left(\frac{p}{D_L} + \frac{D_T}{D_L} \alpha^2 + \frac{I}{\omega H D_L} + \frac{\lambda}{D_L} \right) = 0 \quad A.10$$

Appliquant la transformation de Laplace à la condition limite à la source on obtient :

$$\bar{c}(0, \alpha, p) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp[-pt'] \quad A.11$$

Une solution générale de l'équation A.10 est de la forme :

$$\bar{c}(x, \alpha, p) = A \exp\left[\frac{vx}{2D_L} + \frac{x}{2}\sqrt{\varphi}\right] + B \exp\left[\frac{vx}{2D_L} - \frac{x}{2}\sqrt{\varphi}\right] \quad \text{A.12}$$

où : $\varphi = \frac{v^2}{D_L^2} + \frac{4p}{D_L} + \frac{4D_T\alpha^2}{D_L} + \frac{4I}{\omega HD_L} + \frac{4\lambda}{D_L}$ et les paramètres A et B sont définis par les conditions aux limites.

Pour que la solution soit définie lorsque x tend vers l'infini (équation A.4), il faut que $A = 0$. Le paramètre B est obtenu en posant $x = 0$ (équation A.11) :

$$\bar{c}(0, \alpha, p) = B = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp[-pt']$$

Substituant cette expression dans l'équation A.12 on obtient :

$$\bar{c}(x, \alpha, p) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp[-pt'] \exp\left[\frac{vx}{2D_L} - \frac{x}{2}\sqrt{\varphi}\right] \quad \text{A.13}$$

On applique ensuite la transformation de Laplace inverse ($L^{-1}[\]$), afin de retourner dans le domaine temps :

$$\bar{c}(x, \alpha, t) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right] L^{-1}\left[\exp[-pt'] \exp\left[-x\sqrt{\frac{v^2}{4D_L^2} + \frac{p}{D_L} + \frac{D_T\alpha^2}{D_L} + \frac{I}{\omega HD_L} + \frac{\lambda}{D_L}}\right]\right]$$

La transformation inverse est effectuée à l'aide d'un changement de variable. On pose :

$$P = p + a \quad \text{avec} \quad a = \frac{v^2}{4D_L} + D_T\alpha^2 + \frac{I}{\omega H} + \lambda$$

$$\text{On a donc : } p = P - \frac{v^2}{4D_L} - D_T\alpha^2 - \frac{I}{\omega H} - \lambda$$

On substitue dans A.13 :

$$\bar{c}(x, \alpha, P) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right] F(P)$$

avec :

$$F(P) = \exp\left[-\left(P - \frac{v^2}{4D_L} - D_T\alpha^2 - \frac{I}{\omega H} - \lambda\right) t'\right] \exp\left[-x\sqrt{\frac{P}{D_L}}\right]$$

On applique ensuite le théorème du "shift" : $L^{-1}[\bar{F}(P)] = L^{-1}[\bar{F}(p+a)] = \exp[-at] L^{-1}[\bar{F}(p)]$.

On obtient :

$$\bar{c}(x, \alpha, t) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right] \exp\left[-\left(\frac{v^2}{4D_L} + D_T\alpha^2 + \frac{I}{\omega H} + \lambda\right) t\right].$$

$$\cdot L^{-1}\left[\exp\left[-\left(p - \frac{v^2}{4D_L} - D_T\alpha^2 - \frac{I}{\omega H} - \lambda\right) t'\right] \exp\left[-x\sqrt{\frac{p}{D_L}}\right]\right]$$

Soit :

$$\bar{c}(x, \alpha, t) = \frac{m}{\omega H v} \exp[-i\alpha y'] \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right] \exp\left[-\left(\frac{v^2}{4D_L} + D_T\alpha^2 + \frac{I}{\omega H} + \lambda\right) (t-t')\right].$$

$$\cdot L^{-1}\left[\exp[-p t'] \exp\left[-x\sqrt{\frac{p}{D_L}}\right]\right]$$

A.14

Or, d'après la transformée 29.3.82 de Abramowitz et Stegun (1972) :

$$L^{-1}\left[\exp[-k\sqrt{p}]\right] = \frac{k}{2\sqrt{\pi t^3}} \exp\left[-\frac{k^2}{4t}\right]$$

D'autre part : $L^{-1}[\exp[-ap]] = \delta(t-a)$. En appliquant le théorème de convolution :

$$L^{-1}[\bar{F}(p) \bar{G}(p)] = \int_0^t F(\tau) G(t-\tau) d\tau$$

on obtient :

$$L^{-1}\left[\exp[-p t'] \exp\left[-x\sqrt{\frac{p}{D_L}}\right]\right] = \int_0^t \delta(\tau-t') \frac{x}{2\sqrt{\pi D_L (t-\tau)^3}} \exp\left[-\frac{x^2}{4D_L (t-\tau)}\right] d\tau$$

Or une des propriétés de la fonction Dirac est : $\int_a^b \delta(\tau-c) F(\tau) d\tau = F(t=c)$, d'où :

$$L^{-1}\left[\exp[-p t'] \exp\left[-x\sqrt{\frac{p}{D_L}}\right]\right] = \frac{x}{2\sqrt{\pi D_L (t-t')^3}} \exp\left[-\frac{x^2}{4D_L (t-t')}\right]$$

On substitue cette expression dans l'équation A.14 pour obtenir :

$$\bar{c}(x, \alpha, t) = \frac{m x}{2\omega H v \sqrt{\pi D_L (t-t')}} \exp\left[-\left(\frac{I}{\omega H} + \lambda\right) (t-t')\right] \exp\left[-\frac{(x-v(t-t'))^2}{4D_L (t-t')}\right] \exp[-i\alpha y'] \exp[-D_T \alpha^2 (t-t')]$$

On applique ensuite la transformation Fourier exponentielle inverse (équation A.6). D'après Churchill (1958) on a :

$$F_e^{-1}\left[\exp[-c\alpha^2]\right] = \frac{1}{2\sqrt{\pi c}} \exp\left[-\frac{x^2}{4c}\right] \text{ pour } c > 0$$

Par ailleurs, une propriété de la transformation inverse est :

$$F_e^{-1}\left[\exp[-i\alpha k] \bar{f}(\alpha)\right] = f(x-k)$$

On a donc :

$$F_e^{-1}\left[\exp[-i\alpha y'] \exp[-D_T \alpha^2 (t-t')]\right] = \frac{1}{2\sqrt{\pi D_T (t-t')}} \exp\left[-\frac{(y-y')^2}{4D_T (t-t')}\right]$$

D'où la solution pour un relargage instantané de polluant de masse m en un point y' d'un milieu poreux bi-dimensionnel, dans un champ d'écoulement uniforme :

$$c(x, y, t) = \frac{m x \exp\left[-\left(\frac{I}{\omega H} + \lambda\right) (t-t')\right]}{4\omega H v \pi \sqrt{D_L D_T (t-t')^2}} \exp\left[-\frac{(x-v(t-t'))^2}{4D_L (t-t')} - \frac{(y-y')^2}{4D_T (t-t')}\right] \quad \text{A.15}$$

On notera que si $I = \lambda = 0$, l'équation A.15 est identique à l'équation 2.2.9 de Wang (1987).

Pour une source de pollution continue, de concentration C_o , et de largeur finie (B), on procède suivant trois étapes :

- on remplace la condition limite à la source (équation A.3) par une condition de type concentration : $c(0, y, t) = C_o \delta(y-y') \delta(t-t')$ A.16
- on intègre sur la largeur de la source (entre $-B/2$ et $B/2$),
- on intègre sur le temps : de 0 à ∞ (régime permanent) ou de 0 à t (régime transitoire).

Pour la solution en régime permanent il est plus commode de commencer par l'intégration sur le temps (A.17) :

$$c(x, y, \infty) = \frac{C_o x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{4\pi\sqrt{D_L D_T}} \int_{-B/2}^{B/2} \int_0^\infty \frac{1}{(t-t')^2} \exp\left[-\left(\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda\right)(t-t')\right] \exp\left[-\frac{1}{4(t-t')}\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)\right] dt' dy'$$

Or, d'après Wang (1987) :

$$\int_0^\infty t^\nu \exp[-\gamma t] \exp\left[-\frac{\beta}{t}\right] dx = 2\left(\frac{\beta}{\gamma}\right)^{\frac{\nu+1}{2}} K_{\nu+1}[2\sqrt{\beta\gamma}]$$

où $K_{\nu+1}$ est la fonction de Bessel modifiée de 2^{ème} espèce et d'ordre $(\nu+1)$.

En posant : $\beta = \frac{1}{4}\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)$ et $\gamma = \frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda$, on obtient pour

l'intégrale du temps de l'équation A.17 :

$$\int_0^\infty \dots dt' = \frac{2\sqrt{\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda}}{\sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)}} K_1\left[2\sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)\left(\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda\right)}\right]$$

En substituant cette expression dans l'équation A.17, on obtient la solution en régime permanent pour une source de largeur B (A.18) :

$$c(x, y, \infty) = \frac{C_o \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{\pi\sqrt{D_L D_T}} \sqrt{\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda} \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T x^2}}} K_1\left[\sqrt{\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)\left(\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + \lambda\right)}\right]$$

En introduisant le facteur de retard (R), on obtient (A.19) :

$$c(x, y, \infty) = \frac{C_o \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{\pi\sqrt{D_L D_T}} \sqrt{\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + R\lambda} \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T x^2}}} K_1\left[\sqrt{\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{(y-y')^2}{D_T}\right)\left(\frac{v^2}{4D_L} + \frac{I}{\omega H} + R\lambda\right)}\right]$$

L'intégration spatiale doit être effectuée numériquement.

Pour obtenir la solution en régime transitoire, on procède de la même manière mais on intègre tout d'abord sur la largeur B :

$$c(x, y, t) = \int_0^t \frac{C_0 x \exp\left[-\left(\frac{I}{\omega H} + \lambda\right)(t-t')\right]}{4\pi\sqrt{D_L D_T}(t-t')^2} \exp\left[-\frac{(x-v(t-t'))^2}{4D_L(t-t')}\right] \int_{-B/2}^{B/2} \exp\left[-\frac{(y-y')^2}{4D_T(t-t')}\right] dy' dt'$$

L'intégration est effectuée à l'aide d'un changement de variable. On pose : $\varphi = y - y'$, d'où : $d\varphi = -dy'$. Lorsque y' varie entre $-\frac{B}{2}$ et $\frac{B}{2}$, φ varie entre $y + \frac{B}{2}$ et $y - \frac{B}{2}$. On obtient pour l'intégrale spatiale de l'équation précédente :

$$\int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \dots dy' = - \int_{y+\frac{B}{2}}^{y-\frac{B}{2}} \exp\left[-\frac{\varphi^2}{4D_T(t-t')}\right] d\varphi = \int_{y-\frac{B}{2}}^{y+\frac{B}{2}} \exp\left[-\frac{\varphi^2}{4D_T(t-t')}\right] d\varphi$$

Or, d'après l'équation 2.7.1 de Cho (1971) :

$$\int \exp[-a x^2] dx = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\pi}{a}} \operatorname{erf}[x\sqrt{a}] \quad \text{où erf est la fonction erreur.}$$

En posant : $a = \frac{1}{4D_T(t-t')}$, on obtient :

$$\int_{-B/2}^{B/2} \dots dy' = \frac{1}{2} \sqrt{4\pi D_T(t-t')} \operatorname{erf}\left[\frac{\varphi}{2\sqrt{D_T(t-t')}}}\right]_{y-B/2}^{y+B/2}$$

D'où, et prenant la fonction erreur complémentaire $\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$, la solution devient :

$$c(x, y, t) = \frac{C_0 x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{4\sqrt{\pi D_L}} \int_0^t \frac{1}{\tau^{3/2}} \exp\left[-\left(\frac{I}{\omega H} + \lambda + \frac{v^2}{4D_L}\right)\tau - \frac{x^2}{4D_L\tau}\right] \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{y-B/2}{2\sqrt{D_T\tau}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{y+B/2}{2\sqrt{D_T\tau}}\right]\right) d\tau \quad \text{A.20}$$

où τ est la variable d'intégration.

A noter que si $I = 0$, et compte tenu de différences dans le choix du système de coordonnées, l'équation A.20 est identique à l'équation 91a de Wexler (1992).

En introduisant le facteur retard (R) on obtient :

$$c(x, y, t) = \frac{C_o x \exp\left[\frac{vx}{2D_L}\right]}{4\sqrt{\pi D_L / R}} \int_0^t \frac{1}{\tau^{3/2}} \exp\left[-\left(\frac{I}{R\omega H} + \lambda + \frac{v^2}{4RD_L}\right) \tau - \frac{Rx^2}{4D_L \tau}\right] \cdot \left(\operatorname{erfc}\left[\frac{y - B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] - \operatorname{erfc}\left[\frac{y + B/2}{2\sqrt{D_T \tau / R}}\right] \right) d\tau \quad \text{A.21}$$

ANNEXE B

Solutions pour un système à n-couches en régime permanent (Figure 26)

La solution pour le cas d'un système à n-couches, en régime permanent, est obtenue à l'aide de la méthode de la variation des constantes arbitraires.

On considère le système de la Figure 26. En régime permanent, le flux de masse, F_m , provenant de la zone polluée est constant quelle que soit la profondeur (le flux entrant dans un volume élémentaire de milieu poreux est égal au flux sortant). Ce flux s'écrit :

$$F_m = ic(z) - \theta(z)D(z) \frac{\delta c(z)}{\delta z} \quad \text{B.1}$$

où :

i est l'infiltration efficace,

$\theta(z)$ est la teneur en eau en fonction de la profondeur z ,

$D(z)$ est le coefficient de dispersion longitudinal en fonction de la profondeur z ,

(Note : $D(z) = \alpha(z) \frac{i}{\theta(z)} + D_o \tau(z)$, où α est la dispersivité, τ est la tortuosité, et D_o est le coefficient de diffusion dans l'eau pure.)

Le flux de masse F_m pénètre l'aquifère sous-jacent, où il est dilué par de l'eau non polluée. Les conditions aux limites pour la migration à travers les couches au dessus de l'aquifère sont :

$$c(z = 0) = C_0 \quad \text{et} \quad c(z = E) = c^* \quad \text{B.2}$$

où :

C_0 est la concentration à la source,

c^* est la concentration après dilution dans l'aquifère,

et E est l'épaisseur totale des couches situées au dessus de l'aquifère.

Afin d'obtenir une expression pour F_m , on résout tout d'abord l'équation homogène de B.1 :

$$ic(z) - \theta(z)D(z) \frac{\delta c(z)}{\delta z} = 0$$

$$\text{d'où : } ic(z) = \theta(z)D(z) \frac{\delta c(z)}{\delta z}$$

$$\text{soit : } \frac{i}{D(z)} \delta z = \frac{1}{c(z)} \delta c(z)$$

On obtient :

$$\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z = \int_0^z \frac{1}{c(z)} \delta c(z)$$

et :

$$\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z = [\ln c(z)]_0^z = \ln\left(\frac{c(z)}{C_o}\right) + K$$

où K est une constante d'intégration.

$$\text{On a donc : } \exp\left(\ln\left(\frac{c(z)}{C_o}\right) + K\right) = \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right)$$

$$\text{d'où : } K \frac{c(z)}{C_o} = \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right)$$

$$\text{et : } c(z) = KC_o \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \quad \text{B.3}$$

On considère la constante d'intégration K comme étant variable en z . D'où :

$$\frac{\delta c(z)}{\delta z} = C_o K \frac{i}{\theta(z)D(z)} \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) + C_o \frac{\delta K}{\delta z} \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \quad \text{B.4}$$

Les équations B.3 et B.4 sont ensuite substituées dans B.1 pour donner :

$$\begin{aligned} F_m = & iC_o K \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) - \theta(z)D(z)C_o K \frac{i}{\theta(z)D(z)} \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \dots \\ & - \theta(z)D(z)C_o \frac{\delta K}{\delta z} \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \end{aligned}$$

Les deux premiers termes s'éliminant mutuellement, on obtient :

$$\frac{\delta K}{\delta z} = -\frac{F_m}{C_o \theta(z)D(z)} \exp\left(-\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right)$$

Une solution évidente de cette équation est :

$$K = \frac{F_m}{i C_o} \exp\left(-\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) + K'$$

où K' est une autre constante d'intégration. On substitue cette expression dans B.3 :

$$c(z) = C_o \left(\frac{F_m}{i C_o} + K' \exp\left(\int_0^z \frac{i}{D(z)} \delta z\right) \right) \quad \text{B.5}$$

Or si $z = 0$, le terme exponentiel devient égal à 1, et $c(z) = C_o$, d'où :

$$C_o = C_o \left(\frac{F_m}{i C_o} + K' \right) \quad \text{et donc :} \quad K' = 1 - \frac{F_m}{i C_o}$$

En substituant dans B.5, on obtient :

$$\begin{aligned} c(z) &= C_o \left(\frac{F_m}{i C_o} + \left(1 - \frac{F_m}{i C_o}\right) \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \right) \\ &= \frac{F_m}{i} + \left(C_o - \frac{F_m}{i}\right) \exp\left(\int_0^z \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \end{aligned} \quad \text{B.6}$$

Or à $z = E$, $c(z) = c^*$, on a donc :

$$\begin{aligned} c^* &= \frac{F_m}{i} + \left(C_o - \frac{F_m}{i}\right) \exp\left(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \\ &= \frac{F_m}{i} \left(1 - \exp\left(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right)\right) + C_o \exp\left(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \end{aligned}$$

$$\text{Soit :} \quad F_m = \frac{i (c^* - C_o \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z))}{1 - \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z)} \quad \text{B.7}$$

Ce flux de masse atteint l'aquifère sous-jacent (Figure 26) où il est dilué par de l'eau non contaminée. Dans un premier temps on choisit de négliger la dispersion longitudinale dans l'aquifère à l'aplomb immédiat de la zone polluée (Figure 26a). Dans ce cas, le bilan des flux entrant et sortant de la portion d'aquifère située à l'aplomb du site s'écrit :

$$(iL + qH)c^* = \frac{Li(c^* - C_o \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z))}{1 - \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z)}$$

où :

L est la largeur de la zone polluée dans la direction d'écoulement des eaux souterraines,

H est l'épaisseur de l'aquifère,

q est le flux de Darcy dans l'aquifère.

Après réarrangement, on obtient la concentration après dilution dans l'aquifère :

$$c^* = \frac{C_o}{1 + \frac{qH}{iL} \left(1 - \exp\left(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z\right) \right)} \quad \text{B.8}$$

A noter que si l'infiltration est nulle (cas purement diffusif), on a :

$$c^* = \frac{C_o}{1 + \frac{qH}{L} \int_0^E \frac{1}{\theta(z)D(z)} \delta z}$$

Dans le cas où il n'y aurait qu'une couche au dessus de l'aquifère, l'équation B.7 devient :

$$c^* = \frac{C_o}{1 + \frac{qH}{iL} \left(1 - \exp\left[-\frac{ie}{\theta D}\right] \right)} \quad \text{B.9}$$

On peut substituer l'équation B.8 dans l'équation B.7 pour obtenir le flux de masse à l'interface entre la couche n et l'aquifère. On obtient une expression équivalente à l'équation C.30 de l'annexe C.

Dans le cas où la concentration dans l'aquifère serait initialement non nulle : $c^*(0) = C_i$; l'équation B.9 devient :

$$c^* = \frac{C_o + C_i \frac{qH}{iL} \left(1 - \exp\left[-\frac{ie}{\theta D}\right] \right)}{1 + \frac{qH}{iL} \left(1 - \exp\left[-\frac{ie}{\theta D}\right] \right)}$$

On considère maintenant que la concentration dans l'aquifère directement à l'aplomb du site pollué, varie en fonction de la distance x (Figure 26b), et on prend en compte la dispersion longitudinale dans l'aquifère sous le site.

Le flux de masse dans l'aquifère s'écrit :

$$F_a(x) = H \left(q c(x) - \omega_a D_a \frac{\delta c(x)}{\delta x} \right) \quad \text{B.10}$$

où :

$c(x)$ est la concentration dans l'aquifère,

ω_a est sa porosité,

et D_a est son coefficient de dispersion longitudinale.

Le bilan de masse s'écrit :

$$\frac{\delta F_a(x)}{\delta x} = F_m(x) \quad \text{B.11}$$

avec comme conditions limites :

$$c(x=0) = 0 \quad \text{et} \quad c(x=\infty) = C_o \quad \text{B.12}$$

$F_m(x)$ est le flux de masse provenant de la zone polluée. Contrairement au cas précédent, ce flux varie en fonction de x , car la concentration dans l'aquifère varie en fonction de x , ce qui influence le gradient de concentration et par conséquent le flux dispersif provenant de la zone polluée.

D'après l'équation B.7, le flux $F_m(x)$ s'écrit :

$$F_m = \frac{i(c(x) - C_o \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z))}{1 - \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z)} \quad \text{B.13}$$

L'équation B.11 donne :

$$Hq \frac{\partial c(x)}{\delta x} - H\omega_a D_a \frac{\partial^2 c(x)}{\delta x^2} + Hc(x) \frac{\partial q}{\delta x} = F_m(x)$$

soit :

$$Hq \frac{\partial c(x)}{\delta x} - H\omega_a D_a \frac{\partial^2 c(x)}{\delta x^2} + i c(x) = F_m(x)$$

Remplaçant $F_m(x)$ par son expression (équation B.13), on obtient :

$$H(q \frac{\partial c(x)}{\delta x} - \omega_a D_a \frac{\partial^2 c(x)}{\delta x^2}) = \frac{i(c(x) - C_o \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z))}{1 - \exp(\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z)} - i c(x)$$

d'où :

$$q \frac{\partial c(x)}{\delta x} - \omega_a D_a \frac{\partial^2 c(x)}{\delta x^2} = \frac{i(C_o - c(x))}{H(1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z)D(z)} \delta z))} \quad \text{B.14}$$

Cette expression est une équation différentielle ordinaire homogène d'ordre 2, et peut être résolue par la méthode de l'équation auxiliaire.

On effectue tout d'abord un changement de variable : $\bar{c}(x) = C_o - c(x)$. L'équation B.14 devient :

$$\frac{\partial^2 \bar{c}(x)}{\partial x^2} - \frac{q}{\omega_a D_a} \frac{\partial \bar{c}(x)}{\partial x} - \frac{i \bar{c}(x)}{H \omega_a D_a (1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z))} = 0 \quad \text{B.15}$$

Les conditions aux limites (équation B.12) deviennent :

$$\bar{c}(x=0) = C_o \quad \text{et} \quad \bar{c}(x=\infty) = 0 \quad \text{B.16}$$

La solution de l'équation B.14 est de la forme :

$$\begin{aligned} \bar{c}(x) = & A \exp\left(\frac{x}{2} \left(\frac{q}{\omega_a D_a} - \sqrt{\frac{q^2}{\omega_a^2 D_a^2} + \frac{4i}{H \omega_a D_a (1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z))}} \right)\right) \dots \\ & + B \exp\left(\frac{x}{2} \left(\frac{q}{\omega_a D_a} + \sqrt{\frac{q^2}{\omega_a^2 D_a^2} + \frac{4i}{H \omega_a D_a (1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z))}} \right)\right) \quad \text{B.17} \end{aligned}$$

Pour que l'équation B.17 soit définie à $x = \infty$, il faut que $B = 0$. Le coefficient A est défini par la condition à la limite $x = 0$: $\bar{c}(x=0) = C_o = A$, d'où :

$$\bar{c}(x) = C_o \exp\left(\frac{x}{2 \omega_a D_a} \left(q - \sqrt{q^2 + \frac{4i \omega_a D_a}{H (1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z))}} \right)\right)$$

soit :

$$c(x) = C_o \left(1 - \exp\left(\frac{x}{2 \omega_a D_a} \left(q - \sqrt{q^2 + \frac{4i \omega_a D_a}{H (1 - \exp(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z))}} \right)\right) \right) \quad \text{B.18}$$

La concentration maximale (c^*) sous la zone polluée est telle que $x = L$:

$$c^* = C_o \left(1 - \exp\left(\frac{L}{2\omega_a D_a} \left(q - \sqrt{q^2 + \frac{4 i \omega_a D_a}{E} H\left(1 - \exp\left(-\int_0^E \frac{i}{\theta(z) D(z)} \delta z\right)}\right)}\right) \right) \right) \quad \text{B.19}$$

Il est montré, dans la section 2.3.2.3 que les équations B.8 et B.19 donnent des résultats très similaires pour la gamme de paramètres rencontrée dans la pratique.

ANNEXE C

Solutions pour un système bi-couche. Cas d'un site de stockage de déchets ultimes et stabilisés (Figure 32).

Ces solutions considèrent le cas d'un aquifère surmonté d'une couche géologique jouant, le cas échéant, un rôle de barrière. Les expressions analytiques qui expriment la concentration dans l'aquifère, et le flux à l'interface entre la barrière géologique et l'aquifère, sont développées pour le cas d'un stockage de déchets de type ultimes et stabilisés. Les solutions pour deux autres cas sont également présentées.

La variation au cours du temps de la concentration dans un lixiviat qui résulterait d'un relargage par diffusion à partir de déchets stabilisés, déposés sous forme d'une couche d'épaisseur $2h$, peut être décrite à l'aide de la solution présentée par Crank (1970). Cette solution suppose, notamment, que le déchet stabilisé ne subit aucune détérioration de son intégrité physique au cours du temps, et que le lessivage de la surface du déchet se traduit par une concentration nulle à cette surface (hypothèse majorante). La masse spécifique totale (masse par unité de surface) qui est émise par diffusion au bout d'un temps t est (Crank, 1970) :

$$\frac{M_t}{M_\infty} = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \exp\left[-\frac{D^* (2n+1)^2 \pi^2 t}{4h^2}\right] \quad \text{C.1}$$

où :

M_t est la masse totale de polluant qui a été émise au bout d'un temps t ,

M_∞ est la masse initiale de polluant dans le déchet,

D^* est le coefficient de diffusion à partir du déchet,

et h est la demi-hauteur de la colonne de déchet.

Si on nomme P la proportion de polluant qui est initialement présente dans le déchet stabilisé (définie comme une masse de polluant que divise la masse totale du déchet), et ρ est la densité du déchet, alors la masse spécifique initiale s'écrit : $M_\infty = 2 h P \rho$.

En dérivant l'équation (C.1) par rapport au temps, on obtient un flux spécifique instantané. Puis en divisant ce flux par le flux d'eau qui s'infiltré à travers la couverture (I , exprimé en m^3 par m^2 de couverture) et qui vient lessiver le déchet, on obtient la concentration dans le lixiviat :

$$C_{Lix}(t) = \frac{4 D^* P \rho}{I h} \sum_{n=0}^{\infty} \exp\left[-\frac{D^* (2n+1)^2 \pi^2 t}{4h^2}\right] \quad \text{C.2}$$

Le calcul montre que tant que $t < \frac{2h^2}{\pi^2 D^*}$, l'équation (C.1) peut être remplacée par une expression

plus simple :
$$\frac{M_t}{M_\infty} = \frac{2}{h} \sqrt{\frac{D^* t}{\pi}}$$

En suivant la même procédure que précédemment, on aboutit à l'expression suivante pour la concentration dans le lixiviat :

$$C_l(t) = \frac{2 P \rho}{I} \sqrt{\frac{D^*}{\pi t}} \quad \text{C.3}$$

Pour des valeurs de paramètres typiques de sites de stockage de déchets stabilisés (et compte tenu des hypothèses de calcul), l'équation (C.3) reste une approximation adéquate pour des périodes de simulation de l'ordre de dizaines de milliers d'années.

Une fois que le lixiviat entre en contact avec la barrière géologique (une barrière argileuse), les polluants qu'il contient vont migrer à travers cette barrière, transportés d'une part par l'eau mobile (flux convectif), et d'autre part par diffusion et dispersion. L'équation de transport vertical qui combine ces mécanismes de migration est :

$$-R\theta \frac{\partial c(z,t)}{\partial t} = i \frac{\partial c(z,t)}{\partial z} - \theta D \frac{\partial^2 c(z,t)}{\partial z^2} \quad \text{C.4}$$

Avec pour conditions aux limites et condition initiale :

$$c(0,t) = C_l(t) = a t^{-b} \quad c(e,t) = c^*(t) \quad c(z,0) = 0 \quad \text{C.5}$$

où :

$c(z,t)$ est la concentration dans la barrière argileuse à la profondeur z et au temps t ,

$c^*(t)$ est la concentration dans l'aquifère au temps t ,

R est le facteur de retard du polluant dans la barrière argileuse,

θ est la teneur en eau de la barrière (supposée uniforme),

i est le flux d'infiltration à travers la barrière,

D est le coefficient de dispersion longitudinale dans la barrière,

e est l'épaisseur de la barrière,

$$a = \frac{2 P \rho}{I} \sqrt{\frac{D^*}{\pi}}, \quad b = 0.5,$$

et la concentration en polluant dans la barrière est initialement nulle.

En divisant par la teneur en eau de la barrière on obtient :

$$R \frac{\partial c(z,t)}{\partial t} + v \frac{\partial c(z,t)}{\partial z} - D \frac{\partial^2 c(z,t)}{\partial z^2} = 0 \quad \text{C.6}$$

où v est la vitesse moyenne de l'eau dans l'argile.

La condition limite : $c(e, t) = c^*(t)$ (équation C.5), établit une continuité entre l'équation qui décrit la migration à travers l'argile, et le bilan de masse pour l'aquifère. En négligeant la dispersion longitudinale dans l'aquifère, ce bilan de masse s'exprime :

$$-LH\omega_a \frac{\partial c^*(t)}{\partial t} = (iL + qH)c^*(t) - L \left(i c(e, t) - \theta D \frac{\partial c(z, t)}{\partial z} \Big|_{z=e^-} \right) \quad C.7$$

$$\text{avec comme condition initiale : } c^*(0) = 0 \quad C.8$$

où :

ω_a est la porosité de l'aquifère,

q est la vitesse de Darcy dans l'aquifère,

L est la longueur du site de stockage dans la direction de l'écoulement des eaux souterraines (voir la Figure 32),

H est l'épaisseur de l'aquifère (ou de la "couche de mélange"),

et $\frac{\partial c(z, t)}{\partial z} \Big|_{z=e^-}$ est le gradient de concentration à l'interface entre la barrière géologique et l'aquifère.

Le signe moins indique que ce gradient est défini juste au dessus de l'interface. Au dessous de l'interface le gradient est nul car on suppose une répartition homogène sur toute l'épaisseur de la couche de mélange.

D'après l'équation (C.5) on a : $c(e, t) = c^*(t)$. L'équation (C.7) devient donc :

$$LH\omega_a \frac{\partial c^*(t)}{\partial t} + qHc^*(t) = -L\theta D \frac{\partial c(z, t)}{\partial z} \Big|_{z=e^-} \quad C.9$$

La résolution de ces équations est effectuée dans le domaine de Laplace. La transformation de Laplace s'écrit :

$$L[F(t)] = \bar{F}(p) = \int_0^{\infty} e^{-pt} F(t) dt \quad C.10$$

où $F(t)$ est une fonction du temps et p est la variable de Laplace.

La transformation est appliquée en premier lieu à l'équation (C.6) :

$$Rp\bar{c}(z, p) - Rc(z, 0) + v \frac{\partial \bar{c}(z, p)}{\partial z} - D \frac{\partial^2 \bar{c}(z, p)}{\partial z^2} = 0 \quad C.11$$

où $\bar{c}(z, p)$ est la concentration à la profondeur z dans l'argile, dans l'espace transformé.

Appliquant la transformation aux conditions aux limites et à la condition initiale on obtient (Churchill, 1958) :

$$L[c(0,t)] = \bar{c}(0,p) = \int_0^{\infty} e^{-pt} a t^{-b} dt = \frac{a \Gamma_{(-b+1)}}{p^{(-b+1)}}, \quad C.12$$

$$L[c(e,t)] = \bar{c}(e,p) = \bar{c}^*(p) \quad \text{et} \quad L[c(z,0)] = 0 \quad C.13$$

où :

$\Gamma_{(-b+1)}$ est la fonction Gamma de l'argument $(-b+1)$ (note : $\Gamma_{(0.5)} = \sqrt{\pi}$), et $\bar{c}^*(p)$ est la concentration dans l'aquifère dans l'espace transformé (noté \bar{c}^* ci-après).

Une solution générale de l'équation (C.11) est :

$$\bar{c}(z,p) = A \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} + \sqrt{\tau}\right) \frac{z}{2}\right] + B \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} - \sqrt{\tau}\right) \frac{z}{2}\right] \quad C.14$$

$$\text{où : } \tau = \frac{\nu^2}{D^2} + \frac{4pR}{D} \quad C.15$$

et A et B sont définis par les conditions aux limites. Des équations (C.12), (C.13) et (C.14) il découle:

$$\bar{c}(0,p) = A + B = \frac{a \Gamma_{(0.5)}}{\sqrt{p}} \quad C.16$$

$$\text{et} \quad \bar{c}(e,p) = \bar{c}^* = A \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} + \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] + B \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} - \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] \quad C.17$$

on en déduit :

$$A = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} - \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] - \sqrt{p} \bar{c}^*}{\sqrt{p} \left(\exp\left[\left(\frac{\nu}{D} - \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] - \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} + \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] \right)} \quad C.18$$

et

$$B = \frac{\sqrt{p} \bar{c}^* - a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} + \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right]}{\sqrt{p} \left(\exp\left[\left(\frac{\nu}{D} - \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] - \exp\left[\left(\frac{\nu}{D} + \sqrt{\tau}\right) \frac{e}{2}\right] \right)} \quad C.19$$

En substituant ces expressions dans l'équation (14) on obtient :

$$\bar{c}(z, p) = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \left(\exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} + \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] - \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} + \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] \right) + \dots}{\sqrt{p} \left(\exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} \right] - \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} \right] \right)} \\ \dots \frac{\sqrt{p} \bar{c}^* \left(\exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] - \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] \right)}{\dots}$$
C.20

La transformation est ensuite appliquée à l'équation (C.9) :

$$-c^*(0) + pc^* + \frac{q}{L\omega_a} \bar{c}^* = -\frac{\theta D}{\omega_a H} \left. \frac{\partial \bar{c}(z, p)}{\partial z} \right|_{z=e^-}$$
C.21

Or d'après l'équation (C.8) : $c^*(0) = 0$, et donc :

$$\bar{c}^* \left(p + \frac{q}{L\omega_a} \right) = -\frac{\theta D}{\omega_a H} \left. \frac{\partial \bar{c}(z, p)}{\partial z} \right|_{z=e^-}$$
C.22

Le gradient de concentration est obtenu de l'équation (C.20) :

$$\frac{\partial \bar{c}(z, p)}{\partial z} = \frac{\frac{a \Gamma_{(0.5)}}{2} \left(\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} + \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] - \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} + \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] \right) + \dots}{\sqrt{p} \left(\exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} \right] - \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{e}{2} \right] \right)} \\ \dots \frac{\sqrt{p} \bar{c}^* \left(\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \exp \left[\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] - \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \exp \left[\left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \frac{z}{2} \right] \right)}{\dots}$$
C.23

Le gradient à l'interface entre la barrière et l'aquifère est (C.24) :

$$\left. \frac{\partial \bar{c}(z, p)}{\partial z} \right|_{z=e^-} = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp \left[\frac{ve}{2D} \right] \sqrt{\tau} + \frac{\sqrt{p} \bar{c}^*}{2} \left(\left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau} \right) \exp \left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2} \right] - \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau} \right) \exp \left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2} \right] \right)}{\sqrt{p} \left(\exp \left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2} \right] - \exp \left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2} \right] \right)}$$

En substituant cette expression dans l'équation (C.22), on obtient la solution pour la concentration dans l'aquifère, dans le domaine de Laplace :

$$\bar{c}^* = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{\sqrt{p}} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H}{D\theta} p + \frac{Hq}{L\theta D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right) + \dots}$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]$$
C.25

où : $\tau = \frac{v^2}{D^2} + \frac{4pR}{D}$, et $a = \frac{2P\rho}{I} \sqrt{\frac{D^*}{\pi}}$

L'équation C.25 peut être exprimée de manière plus compacte en faisant usage des fonctions sinus et cosinus hyperbolique :

$$\sinh[x] = \frac{\exp[x] - \exp[-x]}{2} \quad \text{et} \quad \cosh[x] = \frac{\exp[x] + \exp[-x]}{2}$$

On obtient :

$$\bar{c}^* = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{\sqrt{p}} \cdot \frac{1}{\left(\frac{v}{D} + \frac{2H}{D\theta} \left(\omega_a p + \frac{q}{L}\right)\right) \sinh\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] + \sqrt{\tau} \cosh\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]}$$

Le flux à l'interface entre la barrière géologique et l'aquifère a une composante convective et une composante dispersive. Il est exprimé par :

$$\bar{F}(e, p) = i\bar{c}^* - \theta D \frac{\delta \bar{c}(z, p)}{\delta z} \Big|_{z=e^-}$$
C.26

\bar{c}^* est obtenu de (C.25), tandis que $\frac{\delta \bar{c}(z, p)}{\delta z} \Big|_{z=e^-}$ est obtenu de l'équation (C.22). Le flux à

l'interface s'écrit donc :

$$\bar{F}(e, p) = \bar{c}^* \left(i + \omega_a H p + \frac{Hq}{L}\right)$$
C.27

Pour le cas d'une concentration source constante : $c(0, t) = C_0$, la solution qui exprime la concentration dans l'aquifère en régime permanent (plateau de concentration), s'obtient en appliquant le théorème de la valeur finale (Churchill, 1958) : $\lim_{p \rightarrow 0} p\bar{F}(p) = F(t = \infty)$.

D'après l'équation (C.25), et remplaçant $\frac{a \Gamma_{(0.5)}}{\sqrt{p}}$ par $\frac{C_0}{p}$, on a :

$$\lim_{p \rightarrow 0} \overline{p c^*} = \frac{C_0 \frac{v}{D} \exp\left[\frac{ve}{D}\right]}{\frac{Hq}{L\theta D} \left(\exp\left[\frac{ve}{D}\right] - 1 \right) + \frac{v}{D} \exp\left[\frac{ve}{D}\right]}$$

Après simplification, la valeur du plateau en régime permanent est :

$$c^*(t = \infty) = \frac{C_0}{1 + \frac{Hq}{Li} \left(1 - \exp\left[-\frac{ve}{D}\right] \right)} \quad \text{C.28}$$

On notera que cette équation peut également être obtenue en résolvant directement les équations C.6 et C.7 en régime permanent, sans passer par le domaine de Laplace (voir l'équation B.9 de l'annexe B).

Le flux à l'interface en régime permanent s'écrit :

$$F(\text{à } z = e) = \frac{C_0}{1 + \frac{Hq}{Li} \left(1 - \exp\left[-\frac{ve}{D}\right] \right)} \cdot \left(i + \frac{qH}{L} \right) \quad \text{C.29}$$

Dans le cas d'une concentration à la source qui décroît de manière exponentielle ($c(0,t) = C_0 e^{-\gamma t}$), la solution pour la concentration dans l'aquifère est pratiquement identique à l'équation (C.25), si ce n'est que le terme $\frac{a \Gamma_{(0.5)}}{\sqrt{p}}$ est remplacé par $\frac{C_0}{(p + \gamma)}$. Le flux est donné par l'équation (C.26).

L'équation (C.25) peut également être modifiée pour prendre en compte, par exemple, une dégradation du polluant dans le milieu poreux (argile et aquifère) suivant une cinétique de premier ordre :

$$\bar{c}^* = \frac{a \Gamma_{(0.5)} \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau}}{\sqrt{p}} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H}{D\theta} (p + \lambda) + \frac{Hq}{L\theta D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right) + \dots}$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]$$
C.30

où : $\tau = \frac{v^2}{D^2} + \frac{4R(p + \lambda)}{D}$ et λ est la constante de dégradation de premier ordre dans le milieu poreux.

Dans le cas d'une concentration à la source constante, avec dégradation dans le milieu poreux, le plateau de concentration en régime permanent est obtenu en appliquant de nouveau le théorème de la valeur finale. On obtient :

$$c^*(\infty) = C_o \exp\left[\frac{ve}{2D}\right] \sqrt{\tau} \frac{1}{\left(\frac{\omega_a H\lambda}{D\theta} + \frac{Hq}{L\theta D}\right) \left(\exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]\right) + \dots}$$

$$\dots \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} + \sqrt{\tau}\right) \exp\left[\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right] - \frac{1}{2} \left(\frac{v}{D} - \sqrt{\tau}\right) \exp\left[-\sqrt{\tau} \frac{e}{2}\right]$$
C.31

$$\text{où : } \tau = \frac{v^2}{D^2} + \frac{4R\lambda}{D}$$

ANNEXE D

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISÉS

Symbole : description (unité), (L = unité de longueur, T = unité de temps, M = unité de masse)

B : largeur de la zone polluée (dans la direction de l'axe des y) (L),
B_D : largeur de la zone polluée sans dimension,
C, c : concentration (M L⁻³),
C_D : concentration sans dimension,
C_i : concentration initialement présente dans le milieu (M L⁻³),
C_l(t) : concentration dans le lixiviat en fonction du temps (M L⁻³),
C_{max} : concentration maximale (M L⁻³),
C_o : concentration à la source (M L⁻³),
D : tenseur de macro-dispersion hydrodynamique (L² T⁻¹),
D : coefficient de macro-dispersion hydrodynamique pour le cas 1-D (L² T⁻¹),
D_a : coefficient de macro-dispersion hydrodynamique dans l'aquifère (L² T⁻¹),
DE : durée d'exposition (T),
DV : durée de vie de la cible (T),
D_L : composante de **D** dans la direction longitudinale, parallèle à l'écoulement (L² T⁻¹),
D_T : composante de **D** dans la direction horizontale-transverse (L² T⁻¹),
D_V : composante de **D** dans la direction verticale-transverse (L² T⁻¹),
D_o : coefficient de diffusion moléculaire (L² T⁻¹),
*D** : coefficient de diffusion à partir de la matrice du déchet stabilisé (L² T⁻¹),
e : épaisseur d'une couche (L),
 erf, erfc : fonction erreur et fonction erreur complémentaire,
E : épaisseur totale des couches (L),
EX : facteur d'exposition (L³ M⁻¹ T⁻¹),
F_c : vecteur de flux de masse convectif (M L⁻² T⁻¹),
FE : fréquence d'exposition,
F_D : tenseur de flux de masse diffusif-dispersif (M L⁻² T⁻¹),
H : épaisseur de la couche aquifère (ou de la "couche de mélange") (L),
h : charge hydraulique (L),
2h : épaisseur du monolithe de déchets stabilisés (L),
I, i : pluie efficace, ou infiltration à travers une couverture ou une couche (L T⁻¹),
I_D : pluie efficace sans dimension,
Inf : plus petite valeur,
K : conductivité hydraulique (L T⁻¹),

Symbole : description (unité), (L = unité de longueur, T = unité de temps, M = unité de masse)

K_d : coefficient de partage liquide-solide ($L^3 M^{-1}$),
 K_s : conductivité hydraulique à saturation ($L T^{-1}$),
 K_0 : fonction de Bessel modifiée de deuxième espèce et d'ordre zéro,
 K_1 : fonction de Bessel modifiée de deuxième espèce et d'ordre un,
 L : largeur de la zone polluée (dans la direction de l'écoulement des eaux souterraines) (L),
 $L[]$: transformation de Laplace,
 $L^{-1}[]$: transformation de Laplace inverse,
 min : opérateur de minimisation,
 max : opérateur de maximisation,
 n : paramètre de Van Genuchten,
 N : mesure de nécessité,
 p : variable de Laplace,
 p_D : variable de Laplace sans dimension,
 P : proportion de polluant initialement présente dans le déchet stabilisé,
 $P(A)$: probabilité de réalisation de l'événement A,
 PC : poids corporel de la cible (M),
 P_e : Nombre de Péclet,
 q : flux de Darcy ($L T^{-1}$),
 q : flux de Darcy pour le cas d'un écoulement uniforme ($L T^{-1}$),
 R : facteur de retard,
 Sup : plus grande valeur,
 t_D : temps sans dimension,
 v : vitesse moyenne de l'eau ($L T^{-1}$),
 v : vitesse moyenne de l'eau pour le cas d'un écoulement uniforme ($L T^{-1}$),
 VA : vitesse d'absorption ($L^3 T^{-1}$),
 x : distance (L)
 x_D : distance sans dimension,
 X : distance entre la source et le point d'observation (pour la définition de x_D) (L),
 α et β : deux variables sans dimension dans le chapitre relatif au stockage des déchets stabilisés,
 α_L : coefficient de dispersivité longitudinale (L),
 α_T : coefficient de dispersivité horizontale-transverse (L),
 α_V : coefficient de dispersivité verticale-transverse (L),
 γ : constante de dégradation de la source (T^{-1}),
 γ_D : constante de dégradation de la source sans dimension,

Symbole : description (unité), (L = unité de longueur, T = unité de temps, M = unité de masse)

λ : constante de dégradation dans le milieu poreux (T^{-1})

λ_D : constante de dégradation dans le milieu poreux sans dimension,

Π : mesure de possibilité,

$\mu_F(u)$: fonction d'appartenance de la grandeur F pour toute valeur u,

ω : porosité du milieu poreux,,

ω_a , porosité de l'aquifère,

θ : teneur en eau volumique,

θ_s : teneur en eau à saturation,

θ_r : teneur en eau résiduelle,

ρ : masse volumique ($M L^{-3}$).

τ : facteur de tortuosité,

Dominique Guyonnet

Né le 24 novembre 1961 à Windlesham (G^{de} Bretagne)
Marié, 2 enfants
Ingénieur-Géologue diplômé de l'Université de Genève
Hydrogéologue diplômé de l'Université de Waterloo (Canada)

Formation

- 1977-1980 **Lycée International de Ferney-Voltaire, France.**
Etudes secondaires et Baccalauréat Scientifique (type C).
- 1981-1987 **Université de Genève, Suisse.**
Licence ès Sciences de la Terre et Diplôme d'Ingénieur-Géologue.
Recherche : Analyse sédimentaire et structurale de formations mésozoïques dans la région du Grand Crêdo, Haute-Chaine du Jura, Ain, France.
- 1987-1989 **Université de Waterloo (Ontario, Canada).**
Master of Science in Earth Sciences (hydrogéologie).
Recherche : Le transfert de polluants depuis les eaux souterraines vers les eaux de surface.

Résumé des compétences

Formation de base en géologie (analyse de bassins sédimentaires, cartographie). Spécialisation en hydrogéologie appliquée aux problèmes de pollution des eaux souterraines. Modélisation des écoulements hydrodynamiques et des transferts de polluants, interprétation d'essais de puits, géochimie des eaux, investigation des sites pollués.

Langues

Français, Anglais (bilingue), Allemand (parlé)

Expérience professionnelle en bureau d'étude

- 1990-1993 **COLENCO Power Consulting AG (Baden, Suisse).**
Ingénieur hydrogéologue responsable notamment de l'interprétation de tests in-situ (en forages) pour évaluer la sûreté de sites potentiels pour le stockage de déchets radioactifs et industriels spéciaux.
Exemples de projets : interprétation des données de diagraphies de fluides des forages du Wellenberg, interprétation des tests hydrauliques du BK (laboratoire du Grimsel), impact potentiel du projet de site de stockage de déchets à Glattfelden, caractérisation hydrodynamique du site potentiel de stockage de déchets à Pfungen.
- 1994-1998 **ANTEA, Groupe BRGM (Orléans, France).**
Ingénieur hydrogéologue Chef de Projet, chargé en particulier des aspects liés au stockage des déchets ("inertes", ménagers, et industriels). Appui technique et commercial aux agences d'ANTEA dans le domaine de l'Environnement.
Exemples de projets : études d'impact, audits environnementaux, modélisation de transferts en eaux souterraines, diagnostics de sites pollués, évaluation de potentiels gazeux, réhabilitation de décharges, conception de logiciels.

Expérience en enseignement

- 1997- **Ecole Supérieure de l'Energie et des Matériaux (Orléans, France).**
Professeur associé à temps partiel (PAST) dans le cadre de l'année post-grade "Ingénieur Génie de l'Environnement". Enseignements relatifs à l'hydrogéologie générale, la migration des polluants, le stockage des déchets, et la géologie des matériaux. Fonctions d'encadrement des étudiants et d'aide à la recherche de stages.
- 1995-1997 **Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.**
Chargé de cours dans le cadre du cycle post-grade "Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement". Cours de 16 heures sur la migration de polluants
- 1996 **Université de Metz (France).**
Cours bloc de 4 heures sur la migration des polluants.
- 1995-1997 **ANTEA, Groupe BRGM (Orléans, France).**
Animateur de stages :
· le calcul du bilan hydrique de décharge à l'aide du logiciel MOBYDEC.
· les mesures de perméabilité à l'aide de la méthode du double-anneau.
· la réhabilitation des anciens sites de stockage de déchets ménagers.

Principales publications

- Guyonnet D., Côme B., Ouvry, J.-F., Barrès, M. 1998 - Concepts de stockage de déchets. Un essai de définition dans une logique d'impact. *Déchets-Sciences et Techniques (sous presse)*.
- Guyonnet, D., Seguin, J.-J., Côme, B., Perrochet, P., 1998 - Type curves for estimating the potential impact of stabilized waste storage facilities on groundwater. *Accepté pour publication dans Waste Management & Research*.
- Guyonnet D., Didier-Guelorget B., Provost G., Feuillet C., 1998 - Accounting for water storage in landfill leachate modelling. *Accepté pour publication dans Waste Management & Research*.
- Guyonnet, D., Seguin, J.-J., Côme, B., 1997 - Solutions analytiques pour l'évaluation simplifiée de l'impact des sites de stockage de déchets sur les eaux souterraines. *Déchets-Sciences et Techniques no.5., pp.9-16*.
- Guyonnet D., Didier-Guelorget B., Provost G., Feuillet C., 1996 - Interprétation des volumes d'effluents liquides collectés sur deux sites de stockage de déchets ménagers et assimilés. *Techniques Sciences et Méthodes, no. 12, décembre 1996*.
- Guyonnet D., Côme B., Sauty J.-P., 1995 - Type curves for estimating breakthrough times of pollutants with first-order decay. *Hydrogeology Journal, v. 3, no. 4. pp. 95-102*.
- Guyonnet D., Mishra S., McCord J., 1993 - Estimating the volume of porous medium investigated during slug tests. *Journal of Ground Water, Vol. 31, n° 4, p. 627-633*.
- Mishra S., Guyonnet D., 1992 - Analysis of observation-well response during constant-head testing. *Journal of Ground Water, vol. 30, n° 4, p. 523-528*.
- Guyonnet D., 1991 - Numerical modeling of effects of small-scale sedimentary variations on groundwater discharge into lakes. *Limnology and Oceanography, vol. 36, n° 4, p. 787-796*.
- Guyonnet D., 1988 : La structure de la montagne du Grand Crédo (Ain, France). *Arch. Sci., vol. 41, fasc. 3*.