

# **Estimation et cartographie de la vulnérabilité des eaux souterraines en milieu urbain**

THESE

présentée à la Faculté des sciences de l'Université de Neuchâtel

Pour l'obtention du grade de docteur ès sciences

Par

**Romain Ducommun**

---

Soutenue le 17 mai 2010, présentée publiquement le 25 juin 2010

Acceptée sur proposition du jury, composé de :

Prof. François Zwahlen	Université de Neuchâtel	Directeur de thèse
Prof. Pierre Perrochet	Université de Neuchâtel	Rapporteur
Prof. Alain Dassargues	Université de Liège, Belgique	Rapporteur
Prof. Jacques Mudry	Université de Franche-Comté, France	Rapporteur

---



# IMPRIMATUR POUR LA THESE

Estimation et cartographie de la vulnérabilité des  
eaux souterraines en milieu urbain

**Romain DUCOMMUN**

UNIVERSITE DE NEUCHATEL

FACULTE DES SCIENCES

La Faculté des sciences de l'Université de Neuchâtel,  
sur le rapport des membres du jury

MM. F. Zwahlen (directeur de thèse), P. Perrochet,  
J. Mudry (Université de Franche Comté, Besançon F),  
Alain Dassargues (Université de Liège, B)

autorise l'impression de la présente thèse.

Neuchâtel, le 10 juin 2010

Le doyen :  
F. Kessler

UNIVERSITE DE NEUCHATEL  
FACULTE DES SCIENCES  
Secrétariat - décanat de la faculté  
Rue Emile-Argand 11 - CP 158  
CH-2009 Neuchâtel  
*Felix Kessler*



*A l'Offrande Musicale et à The Indian Queen*

*Aux Danois de Turboweekend*



---

**Tables des matières**

Résumé .....	vii
Abstract .....	ix
Remerciements .....	xi
<b>1. Introduction.....</b>	<b>1</b>
1.1. Généralités .....	1
1.2. Objectifs de l'étude .....	2
1.3. Structure de l'étude .....	3
<b>2. Cartographie de vulnérabilité des eaux souterraines et hydrogéologie urbaine : état des connaissances .....</b>	<b>5</b>
2.1. Introduction .....	5
2.2. Estimation de la vulnérabilité des eaux souterraines aux contaminations : état des connaissances .....	6
2.2.1. Cartographie de vulnérabilité des eaux souterraines : concepts et méthodes.....	6
2.2.1.1. Généralités.....	6
2.2.1.2. Cartographie de vulnérabilité : attributs et paramètres.....	8
2.2.1.3. Échelle spatiale et utilisation des cartes de vulnérabilité .....	11
2.2.2. Types de méthodes : méthodologies, milieux hydrogéologiques concernés.....	13
2.2.2.1. Types de concepts et techniques d'estimation de la vulnérabilité .....	14
2.2.2.2. Méthodes paramétriques - empiriques : milieux hydrogéologiques concernés.....	16
2.2.3. Données hydrogéologiques, validation scientifique et limitations des méthodes de vulnérabilité.....	18
2.2.3.1. Données hydrogéologiques .....	18
2.2.3.2. Validation et calibration des méthodes d'estimation de la vulnérabilité.....	18
2.2.3.3. Limitations et inconvénients des méthodes de vulnérabilité : améliorations proposées.....	20
2.2.4. Approche Européenne (COST Action 620) : concepts généraux pour la protection de la ressource en eau souterraine.....	21
2.2.4.1. Bases physiques quantitatives .....	21
2.2.4.2. Modèle conceptuel général de l'Approche européenne.....	22
2.2.4.3. Facteurs pour l'estimation de la vulnérabilité selon l'Approche européenne.....	23
2.2.5. Méthode DRASTIC : méthodologie et paramètres .....	25
2.2.6. Estimation des aléas et du risque de contamination des eaux souterraines.....	27
2.2.7. Processus de recharge naturelle et estimation de la vulnérabilité .....	30
2.2.7.1. Type de recharge naturelle des eaux souterraines .....	30
2.2.7.2. Liens entre type et régime de recharge et cartographie de la vulnérabilité .....	31

---

2.3.	Hydrogéologie urbaine, recharge et contaminations urbaines : état des connaissances .....	33
2.3.1.	Système hydrogéologique des aquifères urbains : surfaces imperméables, ruissellement et recharge .....	33
2.3.2.	Conduites souterraines : processus d'infiltration et d'exfiltration et paramètres associés .....	38
2.3.2.1.	<i>Dynamique des processus d'infiltration et d'exfiltration .....</i>	<i>39</i>
2.3.2.2.	<i>Détérioration des conduites et débits d'exfiltration : variables effectives.....</i>	<i>41</i>
2.3.3.	Hydrochimie et contaminants urbains, marqueurs chimiques spécifiques .....	42
2.3.3.1.	<i>Généralités.....</i>	<i>42</i>
2.3.3.2.	<i>Impact qualitatif des eaux usées.....</i>	<i>43</i>
2.3.3.3.	<i>Impact qualitatif des eaux claires et du ruissellement urbain.....</i>	<i>44</i>
2.3.4.	Autres impacts urbains : effet barrière, remaniement du sous-sol et exploitation de l'eau .....	46
2.3.5.	Impact hydrogéologique et hydrochimique de l'urbanisation : résumé .....	47
2.4.	Approches dans la gestion des eaux souterraines urbaines et leur vulnérabilité .....	49
2.4.1.	Approches récentes pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines et estimation de la vulnérabilité .....	49
2.4.1.1.	<i>Approches globales pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines : grands projets .....</i>	<i>49</i>
2.4.1.2.	<i>Approches globales pour la protection des eaux souterraines urbaines : projet AISUWRS1 .....</i>	<i>49</i>
2.4.1.3.	<i>Autres approches spécifiques.....</i>	<i>53</i>
2.4.2.	Application des méthodes d'estimation de la vulnérabilité : prise en compte des éléments urbains .....	53
2.5.	Milieu hydrogéologique urbain et estimation de la vulnérabilité : concepts et propositions généraux .....	54
2.5.1.	Impacts quantitatifs et qualitatifs des éléments urbains sur l'eau souterraine : liens avec la vulnérabilité et l'aléa en milieu urbain .....	55
2.5.1.1.	<i>Dissociation des impacts quantitatifs et qualitatifs des éléments urbains.....</i>	<i>55</i>
2.5.1.2.	<i>Impact quantitatif des éléments urbains et vulnérabilité intrinsèque urbaine.....</i>	<i>56</i>
2.5.1.3.	<i>Impact qualitatif des éléments urbains et aléas urbains.....</i>	<i>56</i>
2.5.2.	Intégration des éléments urbains dans les méthodes d'estimation de la vulnérabilité : perspectives.....	57
2.5.3.	Cas de l'Approche européenne COST620 : caractéristiques communes aux milieux karstiques et urbains - exemple préliminaire d'intégration des éléments urbains .....	57
2.5.3.1.	<i>Caractéristiques hydrogéologiques communes aux milieux karstiques et urbains.....</i>	<i>58</i>
2.5.3.2.	<i>Vulnérabilité intrinsèque urbaine : bypass (« court-circuit ») des couches superficielles protectrices et fonctionnement hydrologique .....</i>	<i>58</i>
2.5.3.3.	<i>Facteurs de l'Approche européenne et éléments urbains : liens préliminaires.....</i>	<i>59</i>
2.5.3.4.	<i>Résumé.....</i>	<i>61</i>

<b>3. Essais de traçage dans des aquifères urbains : caractérisation des flux d'eau dans le sous-sol urbain.....</b>	<b>63</b>
3.1. Introduction.....	63
3.2. Essais de traçages urbains.....	65
3.2.1. Essais de traçage sur le site de Colombier.....	65
3.2.1.1. Site de Colombier.....	65
3.2.1.2. Méthodologie.....	67
3.2.1.3. Résultats.....	69
3.2.2. Essais de traçages sur le site de Neuchâtel.....	71
3.2.2.1. Site de Neuchâtel.....	71
3.2.2.2. Méthodologie.....	73
3.2.2.3. Résultats.....	75
3.3. Discussion des résultats.....	80
3.3.1. Influence des éléments urbains et de la structure de la zone non-saturée sur la restitution des traceurs.....	80
3.3.1.1. Influence des matériaux artificiels/remblayés de la zone non-saturée urbaine.....	82
3.3.1.2. Conduites souterraines : infiltration et exfiltration.....	82
3.3.1.3. Essais à Neuchâtel : structures de la zone non-saturée sous les surfaces vertes (non-imperméabilisées).....	83
3.3.1.4. Ecoulement de l'eau dans la zone saturée.....	83
3.3.2. Evaluation de l'influence des conditions et événements hydrologiques sur les flux d'eau dans la zone non-saturée urbaine.....	84
3.3.3. Restitution des traceurs dans les aquifères des sites d'essais : paramètres et liens avec l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain.....	84
3.4. Conclusions.....	88
3.4.1. Eléments urbains et leur impact sur l'estimation locale de la vulnérabilité.....	88
3.4.2. Vers une adaptation de la cartographie de vulnérabilité pour les milieux urbains : problématique des essais de terrain à l'échelle locale.....	89
<b>4. Modélisation et simulation numérique : flux d'eau souterraine urbaine et paramètres hydrodynamiques typiques du milieu urbain ...</b>	<b>91</b>
4.1. Introduction.....	91
4.1.1. Concept de base.....	91
4.1.2. Modélisation numérique en milieu urbain : bref aperçu des connaissances actuelles.....	93
4.2. Modélisation et simulation en éléments-finis.....	94
4.2.1. Principes de bases.....	94
4.2.2. Aquifères modélisés en MEF.....	96

---

4.3.	Simulation numérique de flux d'eau souterraine en milieu urbain : description des paramètres hydrodynamiques spécifiquement urbains.....	97
4.3.1.	Recharge effective spatialement hétérogène : variations du terme source source / perte .....	98
4.3.2.	Conduites et cavités souterraines : conditions aux limites de transfert .....	100
4.3.2.1.	<i>Conditions aux limites de transferts – type Cauchy (CLT).....</i>	<i>100</i>
4.3.2.2.	<i>Conductivité hydraulique équivalente d'une conduite fissurée.....</i>	<i>100</i>
4.3.2.3.	<i>CLT : conversion de géométrie (planaire à radial).....</i>	<i>102</i>
4.3.3.	Fondations de bâtiments : modifications de la géométrie de l'aquifère .....	104
4.4.	Modèle en éléments-finis 2-D de la Maladière .....	105
4.4.1.	Aquifère de la Maladière : géologie, hydrogéologie et caractéristiques urbaines	105
4.4.2.	Aquifère de la Maladière : modèle conceptuel.....	107
4.4.3.	Aquifère de la Maladière : description du modèle 2-D en éléments-finis et résultats des simulations de base (sans éléments urbains).....	109
4.4.3.1.	<i>Géométrie du MEF, calibration et paramètres de simulations .....</i>	<i>110</i>
4.4.3.2.	<i>Résultats des simulations de base (sans éléments urbains).....</i>	<i>112</i>
4.4.4.	Aquifère de la Maladière : modèle urbain et résultats des simulations associées (avec éléments urbains) .....	117
4.4.4.1.	<i>MEF urbain de la Maladière : paramètres associés (recharge effective hétérogène, conditions de transfert, etc.).....</i>	<i>117</i>
4.4.4.2.	<i>Résultats des simulations urbaines successives (avec éléments urbains) – régime « pseudo-permanent » .....</i>	<i>120</i>
4.4.4.3.	<i>Impact des conduites souterraines (modélisées en CLT) : séries temporelles en régime transitoire .....</i>	<i>137</i>
4.5.	Modèle en éléments-finis 2-D de CHYNcity .....	139
4.5.1.	CHYNcity : contexte urbain et hydrogéologique, modèle conceptuel et MEF (géométrie, limites, paramètres, temporalité).....	139
4.5.2.	Résultats des simulations de base (sans éléments urbain).....	145
4.5.3.	Résultats des simulations urbaines (avec éléments urbains) .....	147
4.5.3.1.	<i>Recharge effective hétérogène.....</i>	<i>147</i>
4.5.3.2.	<i>Conditions aux limites de transfert et coefficients de transferts corrigés.....</i>	<i>150</i>
4.5.3.3.	<i>Modification du toit de l'aquifère modélisé .....</i>	<i>155</i>
4.6.	Comparaison des modèles Maladière et CHYNcity : effets du changement d'échelle spatiale sur l'influence hydrodynamique des éléments urbains modélisés .....	158
4.7.	Conclusions : perturbation de l'écoulement de l'eau souterraine et lien avec la vulnérabilité intrinsèque .....	162

<b>5. Estimation et cartographie de la vulnérabilité intrinsèque dans les milieux urbains : paramètres, méthodologies et problématiques ....</b>	<b>165</b>
5.1. Introduction .....	165
5.2. Adaptation de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain : éléments et processus urbains .....	166
5.2.1. Eléments urbains et vulnérabilité intrinsèque des eaux souterraines urbaines	166
5.2.1.1. <i>Protection de la ressource en eau souterraine urbaine : impacts urbains sur l'infiltration de l'eau et sur la recharge verticale de l'aquifère</i> .....	166
5.2.1.2. <i>Protection de la source en eau souterraine urbaine : impacts urbains sur l'écoulement saturé dans l'aquifère</i> .....	169
5.2.2. Echelle cartographique de représentation et temporalité : éléments urbains à considérer .....	170
5.2.2.1. <i>Spatialisation de l'impact des éléments urbains</i> .....	170
5.2.2.2. <i>Types de surfaces et leur contribution à la recharge verticale de l'aquifère urbain (vulnérabilité de la ressource)</i> .....	171
5.2.2.3. <i>Zonation des réseaux de conduites souterraines et du facteur de perte (vulnérabilité de la ressource)</i> .....	172
5.2.2.4. <i>Infrastructures urbaines et perturbations de l'écoulement en zone saturée (vulnérabilité de la source)</i> .....	173
5.2.2.5. <i>Cartographie de la vulnérabilité urbaine : échelle spatiale - échelle temporelle</i> .....	174
5.2.3. Adaptation de la cartographie de vulnérabilité de la ressource - intégration des éléments urbains : exemples et méthodologie.....	174
5.2.3.1. <i>Méthodes paramétriques-empiriques. Adaptation des facteurs existants pour l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque – exemple de la méthode DRASTIC</i> .....	175
5.2.3.2. <i>Méthodes paramétriques-empiriques. Ajout de nouveaux facteurs - Approche européenne et carte des processus anthropiques affectant la recharge</i> .....	176
5.2.3.3. <i>Méthodes à base physique : intégration du construit urbain dans les modèles existants..</i>	181
5.2.4. Facteur hydrologique urbain .....	183
5.2.5. Aléas et évaluation du risque en milieu urbain : spécificités et adaptation.....	184
5.3. Adaptation de l'estimation de la vulnérabilité en milieu urbain : méthodologie générale .....	186
<b>6. Conclusions : synthèse générale, perspectives et limitations.....</b>	<b>189</b>
6.1. Synthèse générale.....	189
6.1.1. Résultats et observations .....	189
6.1.2. Propositions.....	190
6.2. Limitations et perspectives de la méthodologie proposée.....	191
<b>7. Références.....</b>	<b>193</b>
Annexes .....	207

---

**MOTS-CLÉS** : CARTOGRAPHIE DE LA VULNÉRABILITÉ, HYDROGÉOLOGIE URBAINE, ESSAIS DE TRAÇAGES, SIMULATIONS NUMÉRIQUES

---

## Résumé

Les méthodes d'estimation et de cartographie de la vulnérabilité de l'eau souterraine ont été jusqu'à présent développées pour les milieux naturels et ruraux. Dans les milieux urbains, certains éléments spécifiques, comme les conduites souterraines, la concentration du ruissellement sur les surfaces imperméables (bitumes, bétons) ou la présence de matériaux artificiels fortement remaniés dans le sous-sol, ont une influence notable sur l'infiltration de l'eau en surface et sur la percolation de l'eau dans la zone non-saturée – processus participant de la recharge urbaine. La recharge spécifiquement urbaine des eaux souterraines, ainsi que les perturbations urbaines de l'écoulement en milieu saturé, doivent donc être inclus dans les schémas d'estimation de la vulnérabilité, afin de mettre au point une méthodologie de cartographie de la vulnérabilité adaptée aux milieux urbains, et ce particulièrement pour la cartographie à échelle locale.

Dans ce but, une étude de la littérature, des essais de traçage en milieu urbain (Colombier et Neuchâtel, Suisse) et une série de simulations numériques du milieu urbain ont permis de mieux cerner l'impact de différents éléments urbains (surfaces imperméables, conduites souterraines et infrastructures en zone saturée) sur les écoulements de l'eau en surface et subsurface urbaines.

Les essais de traçages urbains ont permis d'observer les processus suivants : (1) rôle dual des conduites souterraines sur la recharge (augmentation ou diminution de la recharge locale, par exfiltration ou infiltration) ; (2) augmentation de la recharge suite à la concentration du ruissellement en bordure de surfaces imperméables ; et (3) augmentation de la recharge en présence de matériaux artificiels remblayés dans la zone non-saturée.

Les simulations numériques urbaines, réalisées avec deux modèles en éléments-finis d'échelle spatiale différente (1/3000 et 1/15000), ont permis de *régionaliser* l'impact des éléments urbains sur l'écoulement souterrain. Ces simulations ont montré que la recharge hétérogène (répartition spatiale selon le type de surface) a peu d'influence quelle que soit l'échelle cartographique, et qu'inversement, l'impact des conduites souterraines est significatif à différentes échelles cartographiques, même avec des valeurs faibles de facteur de perte. Les perturbations induites par les infrastructures en zone saturée ont également été caractérisées, mais sans toutefois pouvoir établir un lien entre ces perturbations et l'échelle cartographique.

Ces différents résultats ont alors été pris en compte pour l'établissement d'une méthodologie générale d'estimation de la vulnérabilité adaptée au milieu urbain, qui propose notamment de compiler les éléments urbains au sein d'une carte des *processus anthropiques affectant la recharge*. Les indices de cette carte, modulables selon l'échelle cartographique et/ou la disponibilité en données, et ne prenant en compte que l'information sur le construit urbain (indépendante du contexte hydrogéologique), peuvent être superposés à des indices de vulnérabilité classiques, obtenus au moyen de méthodes existantes. Le produit final de cette superposition étant une carte d'indices de la *vulnérabilité intrinsèque potentielle de l'aquifère urbain*.



---

**Abstract**

Vulnerability assessments and mapping methods for groundwater were primarily designed for rural and natural areas. In urban areas, urban-specific elements like underground pipes, a concentrated runoff on sealed surfaces, or the presence of artificial materials in the unsaturated zone impact surface water infiltration and water percolation in the unsaturated zone – processes that strongly affect the groundwater recharge. Urban-specific groundwater recharge, and flow perturbations caused by urban elements, have to be included in a vulnerability assessment scheme adapted to urban areas, more specifically for large-scale vulnerability mapping.

In this perspective, a literature overview, tracer tests in urban context (Colombier and Neuchâtel, Switzerland) and numerical modelling of the urban environment were conducted to assess the impact of different urban elements (sealed surfaces, underground pipes and underground structures in the saturated zone) on the surface and subsurface urban water flow.

The results of the urban tracer tests revealed: (1) the dual role of pipes on recharge (increase or decrease of local recharge by pipe exfiltration or infiltration); (2) an increase in recharge due to runoff concentration at the boundaries of sealed surfaces; and (3) an increase in recharge due to the presence of artificial backfill materials in the unsaturated zone.

The urban numerical modelling, carried out by the means of two finite-element models with two different spatial scales (1/3000 and 1/15000), allowed the *regionalisation* of the impact of urban elements on groundwater flow. The results have pointed out how little the impact of the heterogeneous recharge (related to the surface type) at any map scale actually is, and inversely, how significant the impact of the underground pipes at various map scales is. The impact of underground structures on groundwater flow was characterised, without being able to establish any causal link between this impact and the map scale.

The different results were used then in order to establish a general methodology for the adaptation of the vulnerability assessments in urban areas. This methodology aggregates the different urban elements into an *anthropic-related recharge processes map*. The indexes of this map can be adapted depending on the map scale and the data availability. Practically, this index contains only information about the urban infrastructures (independent of the hydrogeological context), and can be overlaid on any vulnerability index obtained through any existing methods (dependant of the hydrogeological context). The final product of this index overlay is an *urban aquifer potential intrinsic vulnerability index map*.



## Remerciements

Un travail de doctorat n'est pas un ouvrage réalisé en solitaire, où un seul cerveau (et des mains...) est mis à l'épreuve. Le résultat final est l'œuvre d'une multitude de contributions, qui ont toutes consolidé et augmenté le travail effectué. Ces lignes témoignent de ma profonde reconnaissance pour toutes les personnes impliquées de près ou de loin dans cette étude.

Prof. François Zwahlen, directeur de cette thèse, qui m'a laissé une très grande liberté intellectuelle lors de ce travail, mais qui a su aux moments opportuns me remettre sur les rails, m'empêchant ainsi de me perdre dans les vastes domaines de la cartographie de la vulnérabilité et de l'hydrogéologie urbaine. Sa très grande culture des processus hydrogéologiques, ainsi que son expérience pratique, ont très largement contribué au plaisir de mener cette étude.

Prof. Pierre Perrochet, membre du jury, et Dr. Ellen Milnes, pour leur précieuse aide et leurs remarques pertinentes à destination du Bétotien de la simulation numérique que je n'ai jamais cessé d'être.

Prof. Alain Dassargues et Prof. Jacques Mudry, membres du jury, pour leurs remarques extrêmement constructives, qui ont permis d'améliorer la qualité du présent travail.

MM. Pierre-Olivier Aragno et Didier Gretillat, à la Ville de Neuchâtel, ainsi qu'à M. Pierre Quinche, à la GANSA de Colombier, pour leur indispensable aide technique et bibliographique à l'occasion des nombreux essais de traçages en milieu urbain qui parsèment cette étude.

L'ensemble de collaborateurs du CHYN, responsables d'un environnement de travail particulièrement stimulant et agréable, en premier lieu mon ex-collègue de bureau François Gainon, dont les boutades ravageuses n'auront jamais cessé de me réjouir, mais aussi, entre autres, Domagoj Babic, Vincent Badoux, Xanthippe Boutsiadou, Pascale Ducommun, Vivian Gremaud, Jaouher Kerrou, Giona Preisig, Michiel Pronk et Charles Robert-Charrue. Je tiens également à remercier Pierre-André Schnegg et Roberto Costa, pour la mise à disposition et le suivi technique de leurs fabuleux fluorimètres de terrain, ainsi que les secrétaires du CHYN Carine Erard et Corrine Carraux, pour m'avoir rendu agréable l'administration du cours Master.

A l'ensemble des étudiants en hydrogéologie que j'ai encadré durant quatre ans, trop nombreux pour être cités ici. Leur fraîcheur d'esprit (et leurs propositions d'apéro) ont régulièrement alimenté mon enthousiasme durant toute cette période.

A mes amis, ainsi qu'au collectif Cycle Opérant, pour avoir accompagné électroniquement durant ces années de travail.

A mes parents Christiane et Marc, ainsi qu'à ma sœur Lorraine. Ces quelques lignes ne suffisent évidemment pas pour leur témoigner mon immense gratitude pour leur soutien permanent durant toutes ces années d'études.

Enfin, last but not least, je tiens à remercier sincèrement Martine, pour son infinie patience et son soutien inconditionnel, même lors des épisodes les plus délicats de la présente thèse.



# 1

## Introduction

### 1.1. GÉNÉRALITÉS

L'urbanisation et son impact environnemental est une problématique majeure dans notre civilisation industrielle en perpétuelle croissance. L'eau souterraine est ainsi une des nombreuses ressources naturelles qui est systématiquement menacée par le développement urbain et les activités polluantes qui y sont associées, comme les réseaux d'eaux usées ou l'accroissement du parc industriel (Foster (2001)), menace d'autant plus significative que ces ressources en eau sont fréquemment exploitées et consommées pour l'alimentation – particulièrement dans les pays en développement.

Sujet de recherche prolifique, actuel et nécessaire, l'évaluation du potentiel de contamination de l'eau souterraine urbaine mobilise de nombreux hydrogéologues et experts en environnement, qui ont ainsi proposé différentes approches méthodologiques : par exemple la quantification précise de l'exfiltration des réseaux d'égouts (Rutsch et al. (2008) ou Ellis et al. (2003), par exemple) ou divers outils de gestion et de modélisation des ressources en eau souterraine urbaine (Wolf et al. (2005), Epting et al. (2008), par exemple). A côté de ces approches généralistes existent également divers types d'études locales : études d'impact (généralement lors de la construction d'ouvrages), études de contaminants spécifiques (hydrocarbures, métaux lourds, etc.) et leurs activités associées (problématique des sites pollués) – méthodes fréquemment utilisées hors des milieux académiques.

Développées à l'origine pour les milieux naturels, les méthodes d'estimation et de cartographie de la vulnérabilité aux contaminations sont également un outil important et largement utilisé pour la protection des eaux souterraines - et les décisions pour l'aménagement du territoire qui en résultent. Ces méthodes identifient et combinent une série de paramètres géomorphologiques, géologiques et hydrogéologiques, permettant au final d'obtenir un indice de vulnérabilité de l'eau souterraine, représentatif de la capacité du milieu naturel à retarder, disperser, diluer et/ou dégrader un contaminant potentiel en provenance de la surface ou de la subsurface (Gogu et al. (2000), Vrba et al. (1994)).

Ces méthodes, nombreuses et souvent mise au point pour des contextes hydrogéologiques naturels spécifiques (fréquemment les milieux karstiques, très vulnérables aux contaminations ; cf. par exemple Doerfliger et al. (1998)), n'ont toutefois jamais intégré explicitement dans leurs schémas méthodologiques le construit urbain, l'hétérogénéité qu'il représente et l'impact qu'il induit sur les écoulements d'eau en surface et dans le sous-sol.

De manière générale, l'urbanisation induit en effet une série d'impacts quantitatifs et qualitatifs sur l'eau souterraine (Morris et al. (2003)) :

- Changements importants de la configuration spatiale et du taux de la recharge des aquifères.
- Modification des régimes d'abstraction de l'eau, à court ou à long-terme.
- Dégradation globale ou localisée de la qualité de l'eau souterraine.

Par rapport aux milieux naturels, le milieu urbain présente ainsi une hydrologie et une hydrogéologie spécifique, qu'il est nécessaire de prendre en compte lors de l'estimation et de la cartographie de la vulnérabilité de l'eau souterraine. Mais également lors de l'évaluation des aléas de contamination que fait peser l'urbanisation sur les ressources aquifères.

## **1.2. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE**

L'objectif premier de la présente thèse est d'établir un lien entre les domaines de recherche liés à l'estimation de la vulnérabilité et à l'hydrogéologie urbaine, en proposant une réflexion méthodologique sur l'adaptation de l'estimation et de la cartographie de la vulnérabilité dans les milieux urbains. Complément aux approches susmentionnées pour la protection des eaux souterraines urbaines, la cartographie de vulnérabilité spécifique aux milieux urbains est ainsi un outil supplémentaire pour la gestion des eaux souterraines urbaines et la planification territoriale.

Le deuxième objectif de cette thèse est de dénouer la problématique de l'échelle cartographique de représentation de la vulnérabilité des eaux souterraines en milieu urbain, et du besoin en données de tous types (infrastructures, hydrogéologiques, pédologiques, etc.) qui en est tributaire. Compte tenu de la complexité du construit urbain, et de l'augmentation du besoin en données lorsque l'échelle cartographique diminue, il est alors nécessaire de trouver des solutions pour simplifier l'estimation de la vulnérabilité à échelle régionale.

Au moyen d'une étude bibliographique, d'essais sur le terrain et de modélisations numériques des écoulements souterrains en milieu urbain, la présente thèse tente ainsi de conjuguer ces deux objectifs, pour permettre au final d'optimiser la cartographie de vulnérabilité en tenant compte de la forte hétérogénéité hydrogéologique induite par l'urbanisation des systèmes aquifères.

---

### 1.3. STRUCTURE DE L'ÉTUDE

La présente thèse est structurée de la manière suivante :

**Chapitre 2.** Etat des connaissances sur l'estimation et la cartographie de la vulnérabilité, et l'hydrogéologie urbaine. Sur la base de la littérature, une première tentative pour établir un lien entre ces deux domaines de recherche y est esquissée.

**Chapitre 3.** Essais de traçage urbains et autres études de terrain. Ce chapitre présente deux sites d'études urbains (Colombier et Neuchâtel, Suisse) et les résultats des essais qui y ont été réalisés. La discussion des résultats a été menée dans la perspective d'une caractérisation de l'impact d'éléments spécifiquement urbains sur la restitution des traceurs dans l'aquifère, permettant au final une détermination du lien entre cet impact et les valeurs locales d'indices de vulnérabilité intrinsèque.

**Chapitre 4.** Modélisations et simulations numériques urbaines. Ce chapitre présente plusieurs simulations numériques d'écoulement de l'eau souterraine en milieu urbain (réalisées au moyen du logiciel FEFLOW). Divers éléments urbains (recharge hétérogène, conduites souterraines, infrastructures de bâtiments) ont été inclus dans les modèles, à plusieurs échelles cartographiques, et les résultats des simulations ont été comparés avec des modèles de base « naturels ». Ces comparaisons ont alors permis de déterminer la pertinence, selon l'échelle spatiale, de l'intégration du construit urbain dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque.

**Chapitre 5.** Estimation et cartographie de la vulnérabilité en milieu urbain. Sur la base des observations de terrain et des résultats des simulations numériques urbaines, ce chapitre présente diverses propositions pour l'adaptation de la cartographie de vulnérabilité aux milieux urbains : éléments urbains à considérer, à quelle échelle cartographique, et manière de les intégrer dans la cartographie de vulnérabilité. Une réflexion est également menée sur les problématiques plus générales concernant d'une part le comportement hydrologique urbain, et d'autre part l'évaluation des aléas en milieu urbain. Ce chapitre est conclu par une méthodologie générale pour l'adaptation de la cartographie de vulnérabilité aux zones urbaines.

**Chapitre 6.** Conclusions générales, perspectives et limitations de l'adaptation de la cartographie de vulnérabilité aux milieux urbains.



## 2

## **Cartographie de vulnérabilité des eaux souterraines et hydrogéologie urbaine : état des connaissances et liens existants**

### **2.1. INTRODUCTION**

Ce chapitre a pour but de présenter l'état actuel des connaissances dans les deux domaines de recherche en hydrogéologie, ayant a priori peu de connexions, que sont la cartographie de la vulnérabilité des eaux souterraines aux contaminations et l'étude hydrogéologique du milieu urbain. Le deuxième objectif de ce chapitre est alors d'identifier les liens existants entre ces deux domaines de l'hydrogéologie, et le cas échéant, de voir si des liens peuvent alors être mis en lumière de façon préliminaire.

Ces deux domaines sont exposés dans les deux premières sections de ce chapitre. La section 2.2 présente ainsi les concepts de bases ainsi que les méthodes utilisées pour estimer la vulnérabilité d'un aquifère en général, ou plus précisément d'une source ou d'un puits, à tout type de contamination en provenance de la surface. Un poids particulier est donné aux concepts de l'Approche européenne (Zwahlen (2004)) ainsi qu'à la méthode DRASTIC (Aller et al. (1987)). La section 2.3 présente quant à elle l'état actuel des connaissances sur le comportement hydrogéologique des aquifères urbains, ainsi que les menaces de nature anthropogénique qui pèsent sur ces ressources en eau.

Par la suite, la section 2.4 présente brièvement quelques approches pour la gestion de la ressource urbaine en eau souterraine, et examine si des liens existent déjà entre les deux domaines de recherche susmentionnés, avec comme guide les questions suivantes : dans quelle mesure les méthodes de cartographie de vulnérabilité existantes intègrent déjà certains aspects et concepts de l'hydrogéologie urbaine ? Et inversement : dans quelle mesure les nombreuses études liées aux ressources en eau souterraines urbaine (gestion des ressources, modélisation des pollutions, études d'impact, etc.) intègrent-elles les concepts liés à l'estimation de la vulnérabilité de la ressource en eau souterraine étudiée ?

Comme introduction à la problématique de la présente thèse, une réflexion préliminaire définit les éléments urbains à prendre en compte pour l'adaptation des méthodes cartographiques d'estimation de la vulnérabilité dans les milieux urbains<sup>1</sup> (section 2.5). Avec ainsi en toile de fond la question centrale du présent travail : existe-t-il une façon pertinente de caractériser la vulnérabilité des eaux souterraines en milieu urbain, en y intégrant la forte hétérogénéité des conditions de recharge et d'écoulement des eaux souterraines dans ce type de milieu ?

---

<sup>1</sup> Cet aspect sera développé en détail dans le chapitre 5.

Un premier exemple d'adaptation possible au contexte urbain d'une méthode existante (Approche européenne COST620 (Zwahlen (2004)) se propose de modifier les facteurs OCPK de l'Approche européenne (définie initialement pour les milieux karstiques), à la lumière de quelques analogies existantes entre les environnements hydrogéologiques karstiques et urbains.

## **2.2. ESTIMATION DE LA VULNÉRABILITÉ DES EAUX SOUTERRAINES AUX CONTAMINATIONS : ÉTAT DES CONNAISSANCES**

Premier sujet abordé, et cœur de la présente thèse, les méthodes d'estimation et de cartographie de la vulnérabilité des eaux souterraines aux contaminations font l'objet de la présente section. Domaine scientifique extrêmement vaste, il est évidemment très difficile de faire une présentation exhaustive de toutes les méthodes existantes sans diluer le propos dans une information trop abondante et au final peu pertinente.

D'autre part, le but premier de cette thèse étant d'aborder la problématique de la cartographie de la vulnérabilité dans les milieux urbains dans une perspective la plus large possible, il aurait été absurde de passer du temps à décrire en détail chacune de ces méthodes d'estimation. Aussi, c'est plutôt les aspects généraux, les principaux types de méthodes et leurs limitations qui seront présentés dans cette section (parties 2.2.1 à 2.2.3). De nombreuses méthodes d'estimation de la vulnérabilité étant restées de surcroît confidentielles, seules deux approches seront décrites plus en détail ici : l'Approche européenne pour l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque (partie 2.2.4), pour sa pertinence, et la méthode américaine DRASTIC (partie 2.2.5), pour sa simplicité et son utilisation relativement répandue.

Un rapide survol de la caractérisation des aléas et du risque de contamination de l'eau souterraine fera l'objet de la partie 2.2.6. Enfin, la partie 2.2.7 présente brièvement les types de recharge des eaux souterraines et leur lien avec l'estimation et cartographie de vulnérabilité, afin d'établir une base pour la présentation de la recharge en milieu urbain (partie 2.3).

### **2.2.1. Cartographie de vulnérabilité des eaux souterraines : concepts et méthodes**

#### **2.2.1.1. Généralités**

Comme proposé dans Vrba et al. (1994) (dans un recueil exhaustif sur les méthodes cartographiques de vulnérabilité), la vulnérabilité des eaux souterraines est une propriété qui est relative, non-mesurable et sans dimension. Ces auteurs proposent la définition suivante pour la vulnérabilité des eaux souterraines : « la vulnérabilité est une propriété intrinsèque d'un système d'eau souterraine qui dépend de sa sensibilité aux impacts humains et/ou naturels »<sup>2</sup>. Bien que l'expression « vulnérabilité » puisse être associée à un large panel de problèmes généraux ou spécifiques (par exemple les changements climatiques ou les problèmes d'intrusion saline), elle sera toujours associée ici à la *contamination de l'eau souterraine*. Le concept de base pour l'estimation de la vulnérabilité de l'eau souterraine est

---

<sup>2</sup> "Vulnerability is an intrinsic property of a groundwater system that depends on the sensitivity of that system to human and/or natural impacts".

que l'environnement physique, biologique et chimique naturel peut offrir une forme d'*autoprotection naturelle* contre les atteintes en provenance des activités humaines polluantes, ou de phénomènes naturels polluants, localisés en surface ou subsurface (Foster (2007) ; Vrba et al. (1994)). La vulnérabilité de l'eau souterraine étant alors par définition la plus élevée là où l'autoprotection du système hydrogéologique est la plus faible. Selon un point de vue maximaliste, et en considérant les échelles de temps de certains phénomènes hydrogéologiques et de possibles contaminations, NRC (1993) proposent de considérer *toutes* les eaux souterraines comme étant vulnérables (« All groundwater is vulnerable ») – à divers degrés cependant. En se focalisant sur les paramètres du système considéré, les différentes définitions formulées ci-dessus ne sont toutefois que partiellement satisfaisantes, car elles font l'impasse sur une description physique du concept de « vulnérabilité ». Pour pallier à ce manque, en se basant sur une approche de type « Pression-Etat-Impact » (en anglais « PSI » ; Gardin et al. (2006)), Popescu et al. (2008) proposent ainsi une définition généraliste de la vulnérabilité, dotée d'une signification physique claire : le concept généraliste de la vulnérabilité de l'eau souterraine devrait refléter la *facilité* avec laquelle un système aquifère (« l'Etat ») *transforme* une pression (en amont) en un impact (en aval).

Niveau d'information / Utilisation possible	<b>Bas</b> : données hétérogènes et/ou rares en provenance de diverses sources	<b>Avancé</b> : données d'investigations systématiques et fiables	<b>Haut</b> : données de modèles d'écoulements souterrains calibrés
Reconnaissance et exploration	Cartes hydrogéologiques générales	Cartes de paramètres hydrogéologiques	Cartes de systèmes régionaux pour l'eau souterraine
Planification et développement	Cartes de potentiel de ressources en eau souterraine	Cartes hydrogéologiques spécialisées (pour planification)	Représentations graphiques dérivées de SIG (cartes, coupes, scénarios)
Management et protection	<b>Cartes de vulnérabilité de l'eau souterraine</b>		
Utilisation possible / Paramètres de représentation	Statique ← Paramètre temporel → Dynamique Basse ← Fiabilité → Haute Bas ← Coût par unité de surface → Haut Grande ← Aire représentée → Petite Petite ← Echelle → Grande		

Fig. 2.1 : Système de classification des cartes hydrogéologiques (d'après Struckmeier (1989)). Progrès techniques et informatiques aidant, il est désormais possible de mettre au point des cartes de la vulnérabilité à grande échelle (locales), et dynamiques - lorsque les données sont suffisamment abondantes toutefois (cf. infra)

Parmi les nombreux outils cartographiques (fig. 2.1) à la disposition de l'hydrogéologue ou de toute autre personne responsable de la gestion de ressources en eaux souterraines ou de l'aménagement du territoire, la carte de vulnérabilité est ainsi un des éléments-clé pour la protection et la gestion des ressources en eau.

Les cartes de vulnérabilité ont toutefois la particularité de ne pas représenter directement les ressources en eaux et leurs éléments associés (niveaux piézométriques, sources, etc.), mais plutôt un ensemble de paramètres dérivés de ces éléments, voire parfois non-affiliés directement à l'eau souterraine (pente, type de sols, etc.). Elles permettent ainsi de représenter une multitude de données en provenance de sources variées, en les modulant en un nombre limité d'indices relatifs de vulnérabilité. Ces cartes sont également dépendantes du temps (à l'inverse des cartes géologiques, par exemple), dans le sens où les paramètres utilisés

(profondeur du niveau piézométrique, intensité de la recharge, etc.) peuvent varier temporellement.

Concrètement, la cartographie de vulnérabilité établit une représentation spatiale 2-D du degré de vulnérabilité d'un aquifère donné à une contamination potentielle, basée sur les attributs hydrogéologiques, géomorphologiques et hydrologiques (climat, pluviométrie) de celui-ci. Une carte de vulnérabilité subdivise ainsi une portion de territoire en unités spatiales homogènes (polygones ou cellules) montrant un même indice de vulnérabilité, basé sur plusieurs paramètres de l'unité spatiale considérée (paramètres géologiques, pédologiques, etc. ; cf. infra). Toujours selon Vrba et al. (1994), conséquence de la sélection arbitraire des paramètres et des calculs d'indices (tout aussi arbitraires) pour l'estimation de la vulnérabilité, deux unités spatiales différentes montreront ainsi toujours des valeurs de vulnérabilité *relatives*. Les méthodes de détermination de la vulnérabilité ne fournissent donc jamais de valeurs *absolues* d'indices.

2.2.1.2. Cartographie de vulnérabilité : attributs et paramètres

Comme déjà mentionné, la cartographie de vulnérabilité se base sur une série d'attributs et de paramètres en provenance de diverses sources de données : géologiques, hydrogéologiques, pédologiques, climatiques et géomorphologiques. Ces paramètres sont ensuite combinés en divers indices relatifs de vulnérabilité. La figure 2.2 présente les principaux attributs, et leurs paramètres associés, nécessaires pour l'établissement de cartes de vulnérabilité.

Attributs  Paramètres	Vulnérabilité intrinsèque							Vulnérabilité spécifique
	Importance primaire				Importance secondaire			
	Sol	Zone non-saturée (zone vadose)	Zone saturée (aquifère)	Recharge	Topographie	Unités géologiques encaissantes	Contact avec eaux de surface et/ou eaux de mer	
<b>Principaux</b>	Texture Structure Epaisseur Teneur en matière organique Teneur en minéraux argileux Perméabilité	Epaisseur Lithologie (consolidation et stratification inclus) Temps de transit de l'eau	Epaisseur Lithologie (consolidation et stratification inclus) Porosité efficace Conductivité hydraulique Directions d'écoulement Age et temps de résidence de l'eau	Recharge annuelle nette Précipitations annuelles	Pente Variabilité topographique de la surface	Perméabilité Structuration et tectonique Zone de recharge et d'exutoire	Débits d'échange nappe - rivière Perméabilité des zones de contact Interface eau douce - eau salée	Capacités d'atténuation du sol, de la zone non-saturée et de l'aquifère, par type de contaminant ; temps de transit pour le transport du type de contaminant
<b>Supplémentaires</b>	Capacité d'échange cationique (CEC) Capacité de sorption et réduction Densité totale Teneur maximale en eau Paramètres de la zone racinaire	Taux d'altération Perméabilité	Accessibilité hydraulique (non-confiné vs semi-confiné) Coefficient d'emmagasinement Transmissivité	Evepotranspiration Eveporation Températures moyennes de l'air	Couvert végétal	Aquifères confinés : même paramètres pour les formations au toit de l'aquifère		Temps de résidence des contaminants dans l'aquifère Caractéristiques du transport de contaminants : $K_d$ , demi-vie Recharge artificielle Irrigation Drainage

Fig. 2.2 : Attributs de la vulnérabilité de l'eau souterraine et paramètres associés (modifié d'après Vrba (1991))

Comme spécifié par Goldscheider et al. (2004 (1)), l'estimation de la vulnérabilité peut être classée en deux catégories : vulnérabilité *intrinsèque* et vulnérabilité *spécifique*.

La vulnérabilité *intrinsèque* est liée aux attributs hydrologiques, géologiques et hydrogéologiques d'une unité spatiale. Elle est indépendante du type et de la durée de la contamination potentielle (indépendante du scénario de contamination). Le résultat est une *carte de vulnérabilité intrinsèque*, basée uniquement sur les propriétés du sol et du sous-sol de l'unité spatiale.

L'estimation de la vulnérabilité *spécifique* nécessite quant à elle la prise en compte des propriétés physiques et chimiques d'un contaminant particulier ou d'un groupe de contaminants, en plus des propriétés intrinsèques (cf. supra) de l'unité spatiale. Le résultat est une *carte de vulnérabilité spécifique*, basée sur des propriétés prédéfinies d'un contaminant en relation avec les propriétés du sol et du sous-sol de l'unité spatiale.

Comme mentionné plus haut, l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque s'articule donc autour du potentiel d'autoprotection par le milieu géologique. D'après Foster (2007), les facteurs prioritaires à considérer pour tout type d'estimation de la vulnérabilité devraient être les suivants :

- Caractéristiques hydrodynamiques et physico-chimiques permettant la *dispersion*, la *retardation* et la *dégradation* d'un panache de polluant ; caractéristiques *internes* au système pouvant ainsi *atténuer* la contamination potentielle.
- Caractéristiques physiques permettant de réduire l'*infiltration verticale* de l'eau ; caractéristiques *internes ou externes* au système pouvant ainsi *diminuer la recharge* des eaux souterraines.

Le deuxième point, lié à la *recharge* et aux vitesses et débits d'écoulement de l'eau dans la zone non-saturée, est un aspect très important de la présente thèse. La recharge est donc l'objet de parties spécifiques de ce chapitre (2.2.7 et 2.3.1).

Concernant le premier point, il est donc nécessaire de caractériser la capacité d'atténuation par le milieu d'un panache de contaminant dans la zone non-saturée puis dans l'aquifère. Cette atténuation se fait grâce aux processus physiques, physico-chimiques et biologiques ayant lieu dans le sol et sous-sol qui permettent, comme mentionné ci-dessus, de retarder<sup>3</sup> l'arrivée du contaminant dans la zone saturée (ou en aval dans un puits ou une source), ou d'en diminuer la concentration. Sans entrer dans les détails, ces processus sont les suivants<sup>4</sup> :

- Dispersion
- Filtration
- Sédimentation
- Adsorption/désorption
- Biodégradation et/ou dégradation chimique/radioactive
- Processus physico-chimiques : oxydoréduction, complexation, précipitation, volatilisation

La figure 2.3 synthétise, qualitativement, la relation entre divers paramètres physiques et chimiques du sol et sous-sol et l'efficacité des processus d'atténuation susmentionnés.

Ces paramètres sont donc à intégrer, de façon explicite ou implicite, dans les attributs nécessaires à l'estimation de la vulnérabilité *intrinsèque*.

<sup>3</sup> Ce qui en soit ne diminue pas la concentration d'un contaminant, mais laisse plus de temps aux processus d'atténuation biologiques et chimiques pour opérer. C'est pourquoi les processus de *retardation* sont aussi inclus dans l'expression « *processus d'atténuation* ».

<sup>4</sup> En parallèle au processus advectif pur pour l'écoulement de l'eau dans les milieux souterrains. Le but ici n'est pas de décrire en détail les processus d'atténuation d'une contamination. Le lecteur pourra se référer par exemple à Fetter (1999) pour une description exhaustive de ces processus.

Propriétés-clés \ Processus-clés	Processus-clés												
	Adsorption	Echange cationique	Filtration	Sédimentation	Biodégradation	Oxydation	Réduction	Complexation	Précipitation	Hydrolyse	Volatilisation	Dégradation	Désintégration
Teneur en matière organique	++	+	-	-	++	++	++	++	-	-	-	-	-
Teneur en minéraux argileux	++	++	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-
Capacité d'échange cationique (CEC)	++	++	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Teneur en oxydes de Fe, Mn et Al	++	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Teneur en carbonates	-	-	-	-	-	-	-	++	-	-	-	-	-
Diamètre de pore	-	-	++	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Valeur pH	+	+	-	-	+	-	++	++	++	-	-	-	-
Potentiel redox	-	-	-	-	++	++	++	+	+	+	-	-	-
Température	-	-	-	-	+	-	-	-	+	+	++	-	-

Fig. 2.3 : Relation qualitative entre les paramètres physiques et chimiques du sol et sous-sol et l'efficacité des processus d'atténuation : (-) peu ou pas de corrélation ; (+) corrélation significative ; (++) forte corrélation (modifié d'après COST Action 620 (2004))

La figure 2.3 présente le même type de relation, mais cette fois-ci pour les caractéristiques physiques et chimiques du contaminant lui-même. Ces paramètres sont donc à prendre en compte pour l'estimation de la vulnérabilité *spécifique*. Toutefois, la présente thèse se focalisant essentiellement sur les problèmes de vulnérabilité *intrinsèque* en milieu urbain, les concepts détaillés liés à la vulnérabilité spécifique ne seront pas discutés en détail ici<sup>5</sup>.

Propriétés-clés \ Processus-clés	Processus-clés												
	Adsorption	Echange cationique	Filtration	Sédimentation	Biodégradation	Oxydation	Réduction	Complexation	Précipitation	Hydrolyse	Volatilisation	Dégradation	Désintégration
Solubilité	++	++	-	-	+	-	-	+	++	+	-	-	-
Coefficients de partage ( $K_d$ , $K_{oc}$ , etc.)	++	++	-	-	-	-	-	+	+	-	-	-	-
Viscosité	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Demi-vie de dégradation	-	-	-	-	++	+	-	-	-	+	-	-	-
Demi-vie de désintégration radioactive	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	++
Demi-vie biologique	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	++	-
Potentiel de réduction standard	-	-	-	-	+	++	++	+	+	-	-	-	-
Constantes d'équilibre	+	-	-	-	-	-	-	+	++	+	-	-	-
Pression de vapeur	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	++	-	-
Densité	-	-	-	++	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Taille des particules	-	-	++	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fig. 2.4 : Relation qualitative entre les paramètres physiques et chimiques du contaminant et l'efficacité des processus d'atténuation : (-) peu ou pas de corrélation ; (+) corrélation significative ; (++) forte corrélation (modifié d'après COST Action 620 (2004))

<sup>5</sup> Le lecteur pourra se référer à COST Action 620 (2004) pour une présentation des concepts et méthodes de la vulnérabilité spécifique.

L'effet de ces processus d'atténuation sur un panache potentiel, en zone non-saturée et saturée, est montré sur la figure 2.5 (sous forme de courbe de restitution théorique en aval dans l'aquifère). De manière générale, le transport de contaminant dans l'eau souterraine est un mélange de tous ces processus, le but final de la carte de vulnérabilité étant de synthétiser les attributs favorisant ces processus d'atténuation (fig. 2.6)<sup>6</sup>, pour les formations du sol et du sous-sol non-saturé (donc pour la protection d'une ressource « globale » en eau souterraine). Et le cas échéant, pour les formations saturées de l'aquifère, pour la protection d'une source spécifique de l'aquifère (puits ou exutoire naturel).

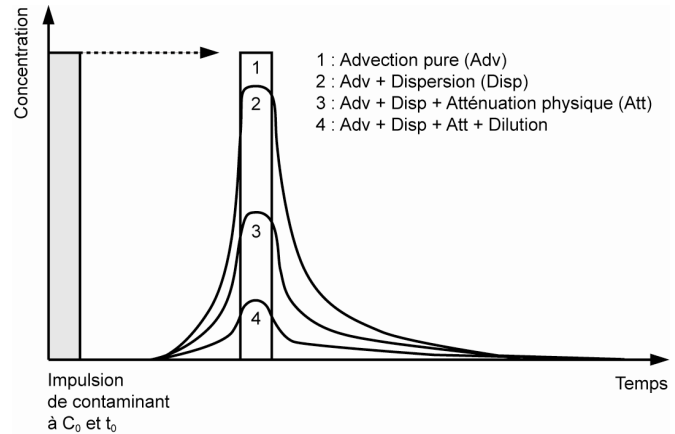


Fig. 2.5 : Courbe théoriques de restitution (concentration vs temps) pour un contaminant selon divers processus liés au transport en milieu souterrain (la retardation n'est pas représentée ici). D'après Brouyère et al. (2001)

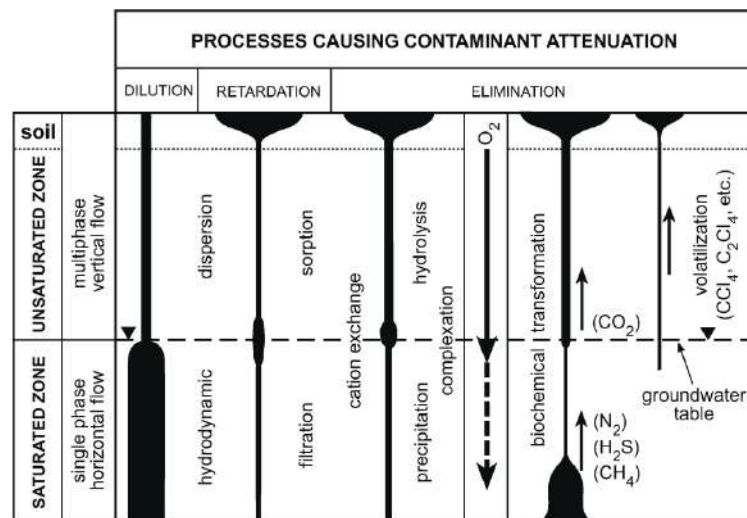


Fig. 2.6 : Processus d'atténuation des contaminants dans les formations de sol, sous-sol non-saturé et aquifère (d'après Foster et al. (1988), modifié d'après Gowler (1983)).

### 2.2.1.3. Échelle spatiale et utilisation des cartes de vulnérabilité

Dans son rôle d'outil cartographique simple et synthétique, pour la protection des ressources en eau souterraine ou l'aménagement du territoire, la carte de vulnérabilité peut être mise au point à différentes échelles cartographiques. Le type d'utilisation de cartes de vulnérabilité est alors complètement dépendant de l'échelle spatiale à laquelle ces cartes sont établies. La figure

<sup>6</sup> La figure 2.6 inclut également la *dilution* dans les processus d'atténuation. Dilution qui peut être interprétée ici comme le *rapport* entre le flux de recharge venant de la zone non-saturée et le flux dans la zone saturée.

2.7 résume ce lien entre échelle spatiale et utilisation des cartes de vulnérabilité. Le problème de l'échelle cartographique pour la vulnérabilité, et le besoin en données hydrogéologiques qui y est associé (partie 2.2.3), est un point important de cette thèse. Ce point sera discuté plus en détail dans le chapitre 5.

Type de carte	Echelle spatiale	Buts et cibles	Représentation graphique
SYNOPTIQUE, GENERALE	1:500'000 ou plus	Outil à la décision pour une planification générale de protection de l'eau souterraine, pour des politiques à l'échelle nationale ou internationale. Buts éducatifs. Cartes synthétiques (pas de détails locaux).	Cartes et atlas compilés manuellement, avec notes explicatives. Cartes numériques peu fréquentes.
SCHEMATIQUE	1:500'000 à 1:100'000	Planification régionale de la protection, gestion et réglementation de l'eau souterraine. Estimation des problèmes de contaminations diffuses. Cartes générales (pas de détails locaux).	Cartes et atlas numériques ou manuels 2-D ou 3-D.
OPERATIONNELLE	1:100'000 à 1:25'000	Planification de l'aménagement du territoire par district, programmes de protection de l'eau souterraine. Cartes analytiques représentant la vulnérabilité en fonction de l'étendue de la zone potentiellement touchée par un polluant spécifique. Etudes de terrain préférables.	Cartes et atlas numériques ou manuels 2-D ou 3-D, coupes et diagrammes.
SPECIFIQUE, UTILISATION LOCALE	1:25'000 ou moins	Cartes spécifiques, à usage unique et liées au site étudié, planification locale ou urbaine, et protection de puits et sources. Cartes de vulnérabilité représentatives de problèmes locaux et spécifiques. Nécessite de données fiables et précises. Etudes de terrain nécessaires.	Cartes et atlas numériques 2-D ou 3-D, coupes et diagrammes.

Fig. 2.7 : Classification des cartes de vulnérabilité (modifié d'après Vrba et al. (1994))

L'utilisation des cartes de vulnérabilité peut être divisée en trois domaines principaux (Vrba et al. (1994) ; fig. 2.8):

- Aménagement du territoire (planification d'activités territoriales) : les cartes de vulnérabilité peuvent être utilisées par différents responsables politiques, agences gouvernementales ou entreprises privées comme outils préliminaires lors de la planification de projets sur le territoire, ou pour définir des priorités temporelles pour la gestion des ressources en eau. En cas de planification obligatoire d'activités polluantes, la localisation de zones à faible vulnérabilité peut ainsi être déterminée pour ces activités.

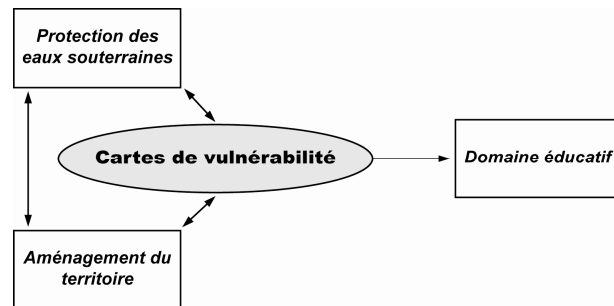


Fig. 2.8 : Domaines d'utilisation des cartes de vulnérabilité

- Protection des eaux souterraines (estimation des contaminations potentielles) : les cartes de vulnérabilité peuvent être utilisées par les experts hydrogéologues et agences environnementales pour déterminer l'urgence et la localisation d'éventuelles mesures destinées à protéger les eaux souterraines. Elles permettent par exemple de déterminer quels sites nécessitent une étude hydrogéologique détaillée (pour une étude d'impact, par exemple)<sup>7</sup>.

<sup>7</sup> Permettant ainsi une estimation localisée du risque de pollution sur des cibles définies. Celles-ci faisant alors l'objet d'études spécifiques (qui ne peuvent jamais être remplacées par une carte de vulnérabilité).

- Domaine éducatif/pédagogique (matériel pédagogique) : les cartes de vulnérabilité peuvent enfin être utilisées en tant qu'outil explicatif pour les responsables politiques, l'enseignement et le grand public, de par la manière synthétique dont ces cartes présentent une somme de données complexes<sup>8</sup>.

La figure 2.9 synthétise les liens entre type d'outils cartographiques, échelles de représentation spatiale et utilisateurs concernés, montrant ainsi la place des cartes de vulnérabilité au sein du panel plus large d'outils pour la protection des eaux souterraines.

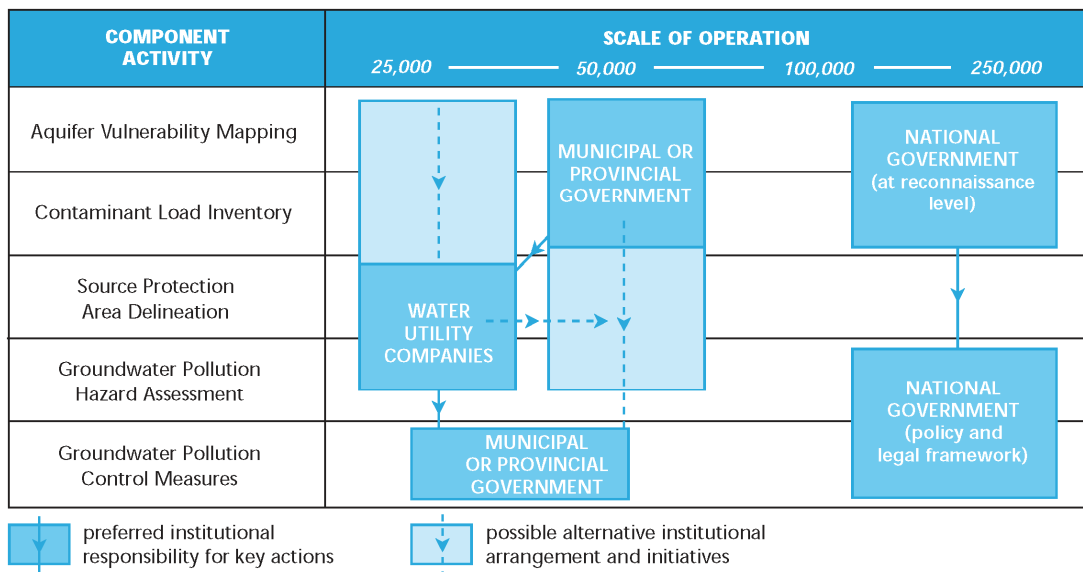


Fig. 2.9 : Utilisateurs, échelles de représentation et outils pour l'estimation et le contrôle de la contamination de l'eau souterraine (tiré de Foster et al. (2002))

Compte tenu de la variété d'utilisateurs potentiels de cartes de vulnérabilité et de l'usage principal qui en est fait (usage pratique pour le milieu non-scientifique, plus rarement pour la recherche scientifique), celles-ci doivent dès lors être parfaitement claires, standardisées et faciles à comprendre pour les personnes non-initiées à l'hydrogéologie.

### 2.2.2. Types de méthodes : méthodologies, milieux hydrogéologiques concernés

Depuis la formalisation du concept de « vulnérabilité » et ses premières applications (Margat (1968) ; Albinet et al. (1975)), les méthodes d'estimation de la vulnérabilité se sont multipliées, tant sur le plan conceptuel que pratique. De façon générale, selon l'utilisation qui va en être faite, les méthodes cartographiques d'estimation de la vulnérabilité peuvent s'articuler selon deux axes principaux :

<sup>8</sup> L'expression « vulnérabilité » est ainsi explicite auprès du grand public pour la prise de conscience des menaces qui pèsent sur les ressources en eau souterraine (Vrba et al. (1994)).

- Selon les types de concepts et techniques : méthodes paramétriques (indices), statistiques, par modélisation physique.
- Selon le type de milieu hydrogéologique (pour les méthodes paramétriques particulièrement) : poreux, fissuré ou karstique.

### *2.2.2.1. Types de concepts et techniques d'estimation de la vulnérabilité*

Très nombreuses, les méthodes d'estimation peuvent être classées en trois catégories principales (selon Liggett et al. (2009))<sup>9</sup> :

- Méthodes paramétriques avec indices superposables (empiriques)
- Méthodes par modélisation physique (mathématiques-numérique)
- Méthodes statistiques (prévisionnelles)

Le choix du type de méthode lors de l'élaboration d'une carte de vulnérabilité se fait alors selon le degré de complexité voulu (et donc de la validité scientifique des conclusions, défendable ou non scientifiquement ; Focazio et al. (2002)) et le type d'utilisateur désiré. Sans entrer dans les détails pour chacune de ces méthodes<sup>10</sup>, la figure 2.10 résume les avantages et inconvénients des approches susmentionnées, ainsi que le type d'utilisateur qui leur est associé<sup>11</sup>.

Les méthodes paramétriques, permettant de calculer rapidement de façon empirique des indices de vulnérabilité, sont fréquemment utilisées et s'appuient sur une sélection d'attributs et paramètres physiques représentatifs de la vulnérabilité (épaisseur de la zone non-saturée, type de sol, etc.), qui sont discrétisés et classés par intervalle décroissant d'effet supposé sur l'atténuation d'une contamination (donc d'accroissement de la vulnérabilité). Gogu et al. (2000) subdivisent la famille des méthodes paramétriques en trois sous-systèmes, selon l'approche théorique utilisée :

- Systèmes matriciels. Basés sur un nombre limité de paramètres physiques rigoureusement choisis et présentés sous forme de matrice. L'estimation de l'indice de vulnérabilité se fait alors de façon très rapide et simple (exemple fig. 2.11a), selon un système de tableau multi-paramètres.
- Systèmes de paramètres classés combinés. Les paramètres physiques jugés nécessaires à l'estimation de la vulnérabilité sont répartis sur une échelle de valeurs classées d'après leur influence estimée sur l'atténuation d'une contamination potentielle. Ces classes sont ensuite combinées selon un schéma calculatoire défini pour donner un indice final de vulnérabilité (exemple fig. 2.11b)

---

<sup>9</sup> Qui reprend en la classification de NRC (1993) en trois grandes familles : méthodes d'indices et superposition, méthodes basées sur les processus physiques et méthodes statistiques.

<sup>10</sup> La méthode paramétrique DRASTIC (Aller et al. (1987)) ainsi que l'approche globale dite « européenne » (Zwahlen (2004), Daly et al. (2002)), qui seront utilisées dans la présente étude comme base pour la réflexion liée aux milieux urbains, font l'objet de parties spécifiques de ce chapitre (2.2.4 et 2.2.5). Les méthodes statistiques et par modélisation physique ne seront pas décrites plus avant dans ce chapitre.

<sup>11</sup> Selon Focazio et al. (2002).

<i>Type de méthode</i>	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>	<i>Type d'utilisateur</i>	<i>Références</i>
<b>Méthodes paramétriques-empiriques</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Coûts réduits</li> <li>• Rapides</li> <li>• Peu gourmandes en données hydrogéologiques</li> <li>• Facilement interprétables</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Indices de vulnérabilité purement qualitatifs</li> <li>• Fortement dépendantes du jugement de l'expert</li> <li>• Fréquentes divergences d'estimation entre les méthodes (pour un même site)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Administrations et gouvernements</li> <li>• Experts divers</li> <li>• Domaine éducatif</li> </ul>	Aller et al. (1987), Civita et al. (1997), Vias et al. (2006)
<b>Méthodes par modélisation physique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Indices de vulnérabilité quantifiés</li> <li>• Peu ou pas de jugement subjectif de l'expert</li> <li>• Permettant l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque ou spécifique</li> <li>• Basées sur la physique réelle des écoulements souterrains</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Gourmandes en données hydrogéologiques</li> <li>• Difficilement utilisables sans consultation de l'expert</li> <li>• Coûts élevés : main-d'œuvre et logiciels</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Experts en hydrogéologie et en sciences de l'environnement</li> <li>• Administrations et gouvernements</li> </ul>	Connell et al. (2003), Neukum et al. (2009), Jeannin et al. (2001)
<b>Méthodes statistiques-prévisionnelles</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Indices de vulnérabilité quantifiés, avec incertitudes</li> <li>• Peu ou pas de jugement subjectif de l'expert</li> <li>• Corrélations directes avec des données de terrain (contaminations réelles et potentielles)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spécialisées : souvent développées pour un seul type de contaminant</li> <li>• Pas de méthodes « clé-en-main »</li> <li>• Difficilement utilisables sans consultation de l'expert</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Experts en hydrogéologie et en sciences de l'environnement</li> <li>• Administrations et gouvernements</li> </ul>	Masetti et al. (2009), Tesoriero et al. (1997), Worrall et al. (2003), Worrall et al. (2005)

Fig. 2.10 : Avantages, inconvénients et type d'utilisateurs-cible pour les trois types principaux de méthodes d'estimation de la vulnérabilité

- Systèmes « point-count » (classement – pondération). Proche du système de paramètres classés combinés, avec l'ajout de facteur de pondération pour chaque valeur de paramètre, selon son efficacité particulière dans l'atténuation d'une contamination potentielle. Les valeurs finales d'indices sont alors obtenues par la somme pondérée des valeurs de paramètre. La méthode DRASTIC (Aller et al. (1987)) et la méthode SINTACS (Civita et al. (1997)) qui en est dérivée sont de bons exemples de systèmes « point-count ».

Le mélange de plusieurs de ces approches dans les schémas conceptuels d'estimation de la vulnérabilité est fréquent (exemple de système hybride matriciel / « point-count » pour la méthode COP, fig. 2.11c).

### 2.2.2.2. Méthodes paramétriques - empiriques : milieux hydrogéologiques concernés

Alors que les approches statistiques et par modélisation physique, basées sur les processus physiques d'écoulement de l'eau et du transport des contaminants, sont a priori indépendantes du contexte hydrogéologique<sup>12</sup>, les méthodes paramétriques – empiriques sont quant à elles en grande partie dépendante de ce contexte. La plupart de ces méthodes sont ainsi en règle générale dédiée à un environnement hydrogéologique précis, par le choix des paramètres géologiques pour l'estimation de la vulnérabilité. Ainsi les méthodes déjà mentionnées DRASTIC et SINTACS s'appliquent de préférence aux milieux aquifères poreux<sup>13</sup>, alors que les méthodes EPIK (Doerfliger et al. (1999) ; Doerfliger et al. (1998)) et DISCO (Pochon et al. (2008)), entre autres, ont été développées pour les milieux karstiques et fissurés, respectivement<sup>14</sup>. Les milieux karstiques ont également été en premier lieu au centre de l'Approche européenne (Zwahlen (2004)). Néanmoins cette approche, par le concept global d'estimation de la vulnérabilité qu'elle propose (*origin – pathway – target* ; partie 2.2.4), est utilisable également dans les autres contextes hydrogéologiques, ce qui en fait la base de réflexion principale de la présente étude.

Certaines méthodes se veulent également généraliste, comme l'approche pragmatique proposée dans la méthode GOD (fig. 2.11b ; Foster et al. (1988)) ou « hybrides », comme la méthode COP (Vias et al. (2006)).

---

<sup>12</sup> Ces méthodes ne dépendent que des paramètres physiques introduits dans les modèles et des équations d'écoulement et de transport.

<sup>13</sup> La méthode originelle a été souvent adaptée pour les besoins de différents cas d'études (partie 2.2.5).

<sup>14</sup> Comme déjà mentionné, le but n'est pas ici de faire une liste exhaustive de toutes les méthodes existantes d'estimation de la vulnérabilité, mais plutôt de mettre en lumière les principes et techniques communes à toutes ces méthodes.

a)

Caractéristiques lithologiques des formations prédominantes au-dessus de la zone saturée (si présentes)				
Profondeur de l'aquifère saturé (si présent)	Formations très perméables	Formations variablement perméables		Formations peu perméables
	conséquence de et/ou avec possibilité et/ou avec fracturation significative	Potentiellement fracturées, mais sans perméabilités élevées	Sans fracturation, variablement poreuses/perméables	
< 5 m	<b>A</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>A/B</b> (dépendant de la nature des formations sous-jacentes)
> 5 m				<b>C</b>
				Epaisseur des formations

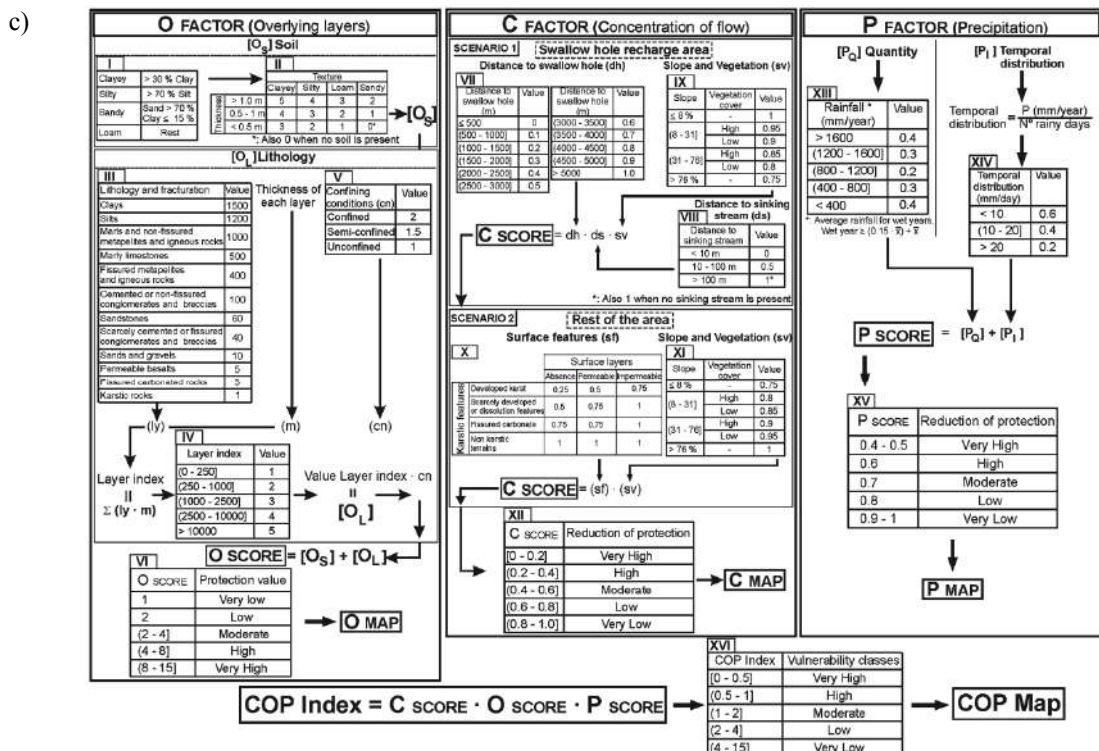
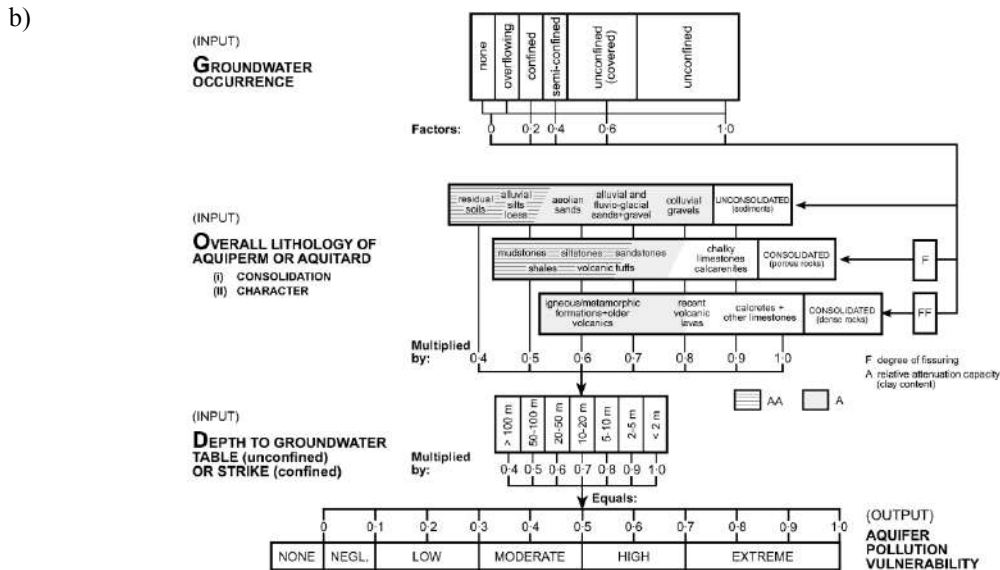


Fig. 2.11 : Exemple de méthodes paramétriques-empiriques d'estimation de la vulnérabilité. a) Système matriciel simple (tiré de Adams et al. (1992)) ; b) Système paramétriques classés combiné : système GOD (tiré de Foster et al. (1988)) ; c) Système hybride matriciel / « point-compté » : méthode COP (tiré de Vias et al. (2006))

### **2.2.3. Données hydrogéologiques, validation scientifique et limitations des méthodes de vulnérabilité**

#### *2.2.3.1. Données hydrogéologiques*

Le problème de la qualité et disponibilité des données hydrogéologiques est un aspect fondamental de l'estimation de la vulnérabilité. Une information hydrogéologique de faible qualité et/ou quantité peut ainsi amener à des estimations erronées de la vulnérabilité. Quelle que soit l'approche choisie, méthodes par modélisation physique ou paramétriques, il est donc toujours préférable de disposer de données fiables et en quantité suffisante<sup>15</sup>.

Dans l'optique de fournir des cartes de vulnérabilité intrinsèques fiables, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité devraient prendre en compte les points suivants :

- Lors de la sélection des données, la priorité doit aller aux paramètres physiques et géologiques ayant un rôle dans l'atténuation d'un contaminant : vitesse (rapide dans conduits/fissures ou lente dans matrice) et volume du flux de recharge<sup>16</sup> de l'aquifère, propriétés pédologiques et épaisseur du sol, propriétés géologiques et épaisseur de la zone non-saturée, propriétés géologiques et volume de la zone saturée.
- Les cartes de vulnérabilité nécessitant une connaissance aussi complète que possible du système hydrogéologique, il est donc nécessaire de se procurer un maximum de données hydrogéologiques pour la zone étudiée<sup>17</sup>, ou de procéder à des études complémentaires, le cas échéant.
- L'échelle spatiale de cartographie de vulnérabilité est fortement dépendante de la qualité et densité des données hydrogéologiques (Vrba et al. (1994)), et doit donc être déterminée en conséquence. Des données hydrogéologiques abondantes et détaillées permettent l'élaboration de cartes de vulnérabilité à échelle spatiale locale. Dans le cas contraire, seules des estimations générales de vulnérabilité sont possibles, de préférence à échelle régionale seulement.

#### *2.2.3.2. Validation et calibration des méthodes d'estimation de la vulnérabilité*

Par leur nature fondamentalement estimative<sup>18</sup>, les méthodes cartographiques de vulnérabilité doivent être validées par divers moyens (observations sur le terrain, statistiques sur des panels de données existantes, modélisation mathématique/numérique), afin d'être considérées comme outil scientifiquement valable. De même, lors de l'application d'une méthode existante à un aquifère donné, il est également recommandé de valider dans un second temps les indices de vulnérabilité obtenus.

Les approches pour la validation des méthodes d'estimation de la vulnérabilité (fig. 2.12) sont évidemment très différentes selon le type de méthode utilisée :

---

<sup>15</sup> Comme mentionné dans le paragraphe § 2.2.2.1, les méthodes paramétriques permettent plus facilement d'estimer la vulnérabilité au moyen d'un panel de données hydrogéologiques réduit.

<sup>16</sup> Se référer à la partie 2.2.7 pour un rapide survol des processus de recharge, et la partie 2.3.1 pour la recharge en milieu urbain.

<sup>17</sup> Disponibles par exemple auprès des agences gouvernementales, bureau et entreprises privés ou institutions académiques.

<sup>18</sup> En particulier pour les méthodes paramétriques – empiriques, qui reposent sur des pré-requis en grande partie subjectifs liés à l'expert, et pas directement sur des processus naturels quantifiés

- Pour les méthodes paramétriques – empiriques, la validation peut se faire selon un processus *comparatif* pour un site donné :
  - Comparaison des indices de vulnérabilité obtenus par une méthode cartographique avec des résultats d'essais sur le terrain (cf. par exemple Goldscheider et al. (2001) ; Perrin et al. (2004) ; Celico et al. (2007)), ou en provenance de base de données hydrochimiques (par exemple Holman et al. (2005) ; Rupert (2001)).
  - Comparaison des indices obtenus avec les résultats de modèles numériques calibrés du site étudié (Neukum et al. (2008)<sup>19</sup> ; Nobre et al. (2007)).

L'estimation de la vulnérabilité peut le cas échéant être améliorée a posteriori (calibration par changement des facteurs de pondération, ou choix d'une autre méthode paramétrique, par exemple) pour que les indices de vulnérabilité correspondent mieux aux observations. Ce type de validation par comparaison est toutefois complètement dépendant du site étudié, les indices de vulnérabilité devant par conséquent être validés à chaque fois sur chaque site<sup>20</sup>.

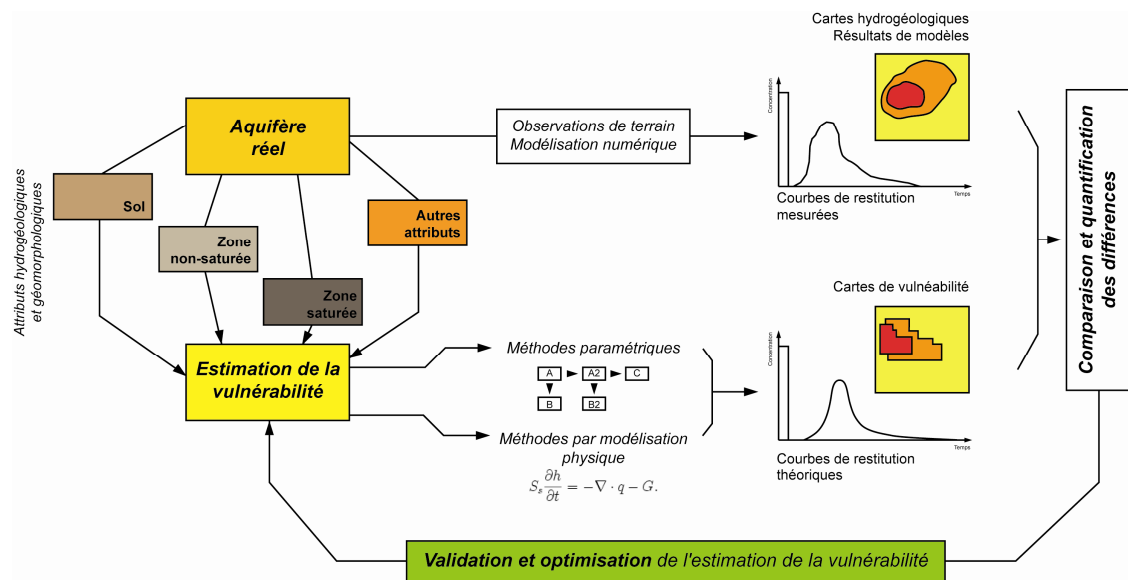


Fig. 2.12 : Validation des méthodes de vulnérabilité des eaux souterraines

- Pour les méthodes par modélisation physique, qui prennent déjà directement en compte le transport de solutés en zone non-saturée ou saturée (cf. par exemple Connell et al. (2003)<sup>21</sup>, Brouyère et al. (2001)<sup>22</sup>, Jeannin et al. (2001)<sup>23</sup>, Neukum et al. (2009)<sup>24</sup>), la validation peut se faire selon un processus de *calibration itérative* (automatisée ou manuelle, grâce à des données hydrogéologiques), pour un site donné, cette validation

<sup>19</sup> Validation par calibration des temps de transit en zone non-saturée, calculés avec un modèle 1-D vertical dédié.

<sup>20</sup> A noter que les validations par comparaison peuvent de plus être effectuées grâce aux traceurs naturels (isotopes, éléments stables, gaz dissous) ou dans le cas du karst, par l'analyse des hydrographes de sources (Zwahlen (2004)).

<sup>21</sup> Adaptation de l'équation advection-dispersion en milieu non-saturé vertical. Modèle homogène poreux (pas de macropores) à double couche sol – sous-sol (interface à la zone racinaire).

<sup>22</sup> Réflexion de base sur l'approche par modélisation physique de l'estimation de la vulnérabilité (plus tard repris dans l'Approche européenne décrite dans Zwahlen (2004)).

<sup>23</sup> Approche par modélisation physique selon le solveur 1-D VULK.

<sup>24</sup> Approche par modélisation physique verticale non-saturée multicouche, reprenant les postulats de base proposé par Brouyère et al. (2001).

restant cependant exportable à d'autres sites (contrairement aux méthodes paramétriques - empiriques). Le facteur-limitant pour la validation des méthodes par modélisation physique est alors lié à la disponibilité et la qualité des données hydrogéologiques.

### 2.2.3.3. Limitations et inconvénients des méthodes de vulnérabilité : améliorations proposées

Pour les *méthodes paramétriques – empiriques* d'estimation de la vulnérabilité, le problème principal est la grande disparité des résultats qui est souvent observée lors de l'application de plusieurs de ces méthodes sur un même site (Gogu et al. (2003), Gogu et al. (2001), Ravbar et al. (2009))<sup>25</sup>. En premier lieu, Neukum et al. (2007), par exemple, proposent de *standardiser* les cartes de vulnérabilité<sup>26</sup>, afin d'obtenir des indices finaux de vulnérabilité identiques, et donc plus facilement accessible à un utilisateur externe. L'amélioration peut également se faire sur les paramètres eux-mêmes : Fredrick et al. (2004) proposent par exemple d'améliorer le paramètre « profondeur du niveau piézométrique » dans la méthode DRASTIC (paramètre D ; partie 2.2.5), par l'inclusion d'un algorithme (utilisable dans un SIG) permettant de calculer localement la profondeur de la nappe aquifère (et donc éviter de prendre des valeurs moyennes par secteur) en fonction des éléments liés à l'eau de surface. Dumont et al. (2007) présentent quant à eux une méthode de quantification de l'incertitude sur chaque paramètre (exemple aussi avec la méthode DRASTIC), et sa propagation dans le processus de calcul d'indices de vulnérabilité, permettant au final d'obtenir des indices finaux dont la marge d'erreur est connue<sup>27</sup>. L'autre point négatif souvent relevé dans la littérature pour les méthodes paramétriques – empiriques est le poids important donné au jugement personnel de l'expert lors du choix des valeurs et/ou pondérations de paramètres lors du calcul des indices de vulnérabilité, ainsi que la redondance partielle entre certains paramètres (particulièrement pour la méthode DRASTIC ; partie 2.2.5), pouvant alors induire leur surestimation dans le calcul d'indices de vulnérabilité. Rosen (1994) remarque cependant (pour la méthode DRASTIC) que le grand nombre de paramètres permet souvent, statistiquement, de « diluer » les erreurs potentielles faites par l'expert lors du calcul d'indices.

Pour les *méthodes par modélisation physique* de l'estimation de la vulnérabilité, les problèmes sont plutôt liés à l'aspect souvent généraliste des approches proposées – donc qui ne sont pas à proprement parler des méthodes spécifiques à l'estimation de la vulnérabilité. Pour y remédier, Frind et al. (2006) proposent par exemple une approche quantitative pour l'estimation locale de la vulnérabilité d'une source ou un puits (donc intégrant la zone de capture). Pour ces méthodes, les problèmes potentiels sont, de plus, la grande quantité de données hydrogéologiques nécessaire pour leur application, ainsi que leurs résultats finaux, souvent difficilement utilisables dans leur forme initiale par un utilisateur non-averti (fig. 2.10).

Les travaux récents de Dassargues et al. (2009), présentent une nouvelle approche, pragmatique, à cheval entre les deux grands types de méthodes d'estimation de la vulnérabilité (paramétriques – empiriques et par modélisation physique). Cette approche propose ainsi une réflexion en deux volets : un premier volet par modélisation physique selon trois facteurs

---

<sup>25</sup> En plus des problèmes inhérents aux méthodes paramétriques : forte dépendance au jugement de l'expert (subjectivité) et aspect qualitatif uniquement.

<sup>26</sup> Au moyen d'un traitement statistique simple des indices en provenance de plusieurs méthodes paramétriques appliquées sur le même site.

<sup>27</sup> Une méthode similaire a été appliquée par Antonakos et al. (2007) à un aquifère contaminé aux nitrates.

(inspiré de Brouyère et al. (2001)) : temps de transit – durée de la contamination – concentration maximum relative de la contamination<sup>28</sup> ; un deuxième volet comprenant le choix de la pondération de ces trois facteurs par l'utilisateur final, permettant une adaptation de l'estimation de la vulnérabilité selon le cadre socio-économique ou légal, mais tout en gardant une base physique<sup>29</sup>.

A noter encore, *limitation fondamentale* des cartes de vulnérabilité, que celles-ci ne doivent pas être utilisées pour des études spécifiques de cas (auquel cas il faut procéder à des études de site à l'échelle locale, du type étude d'impact), mais uniquement comme méthodes générales, utiles à la planification territoriale et à la gestion des ressources en eau souterraine. Et garder à l'esprit les incertitudes inhérentes liées à toute estimation de la vulnérabilité (NRC (1993)) lors de futures planifications et prises de décisions basées sur cet outil.

#### **2.2.4. Approche Européenne (COST Action 620) : concepts généraux pour la protection de la ressource en eau souterraine**

La protection des ressources en eau souterraines selon l'Approche européenne, présenté en premier lieu par Daly et al. (2002), puis faisant l'objet du rapport final de Zwahlen (2004), est une approche généraliste de l'estimation de la vulnérabilité (bien que développée à l'origine pour les milieux karstiques). Elle ne propose pas de méthodes précises pour l'estimation de la vulnérabilité, mais inclut plusieurs méthodes qui sont dérivées de son approche globale. Cet aspect généraliste fait de l'Approche européenne une base de réflexion solide pour l'adaptation des méthodes d'estimation de la vulnérabilité en milieu urbain, d'où l'intérêt d'y consacrer une partie dans ce chapitre.

##### *2.2.4.1. Bases physiques quantitatives*

Brouyère et al. (2001) ont défini les bases physiques de l'estimation quantitative de la vulnérabilité intrinsèque qui sont intégrées implicitement dans l'Approche européenne. L'approche physique développée par ces auteurs repose sur trois questions fondamentales, en cas de contamination accidentelle de l'eau souterraine dans un bassin versant (fig. 2.13a) :

1. Combien de temps faut-il pour qu'une contamination atteigne la cible ?
2. A quelle concentration la cible va être contaminée ?
3. Combien de temps cette contamination va-t-elle durer ?

Les trois facteurs liés à ces questions - temps de transit, concentration maximum et durée de la contamination - sont ainsi intimement liés à la configuration du système aquifère. Le temps de transit et la durée de contamination étant largement dépendants de la conductivité hydraulique, de la porosité, du gradient hydraulique et de l'épaisseur des couches traversées. La

<sup>28</sup> Concrètement, il s'agit de modèles en « colonnes 1-D » (intégrant les trois processus hydrodynamiques), combinés pour chaque cellule 2-D horizontale (carte), moyennant un coefficient de « dangerosité » latérale si la formation dans la cellule est peu perméable ou de forte pente (ruissellement augmenté).

<sup>29</sup> Les auteurs proposent en fin d'article une généralisation de cette approche à tout type d'impact sur les eaux souterraines.

concentration maximum étant quant à elle dépendante des capacités d'atténuation des formations en sous-sol, mais également de la valeur de recharge effective de l'aquifère.

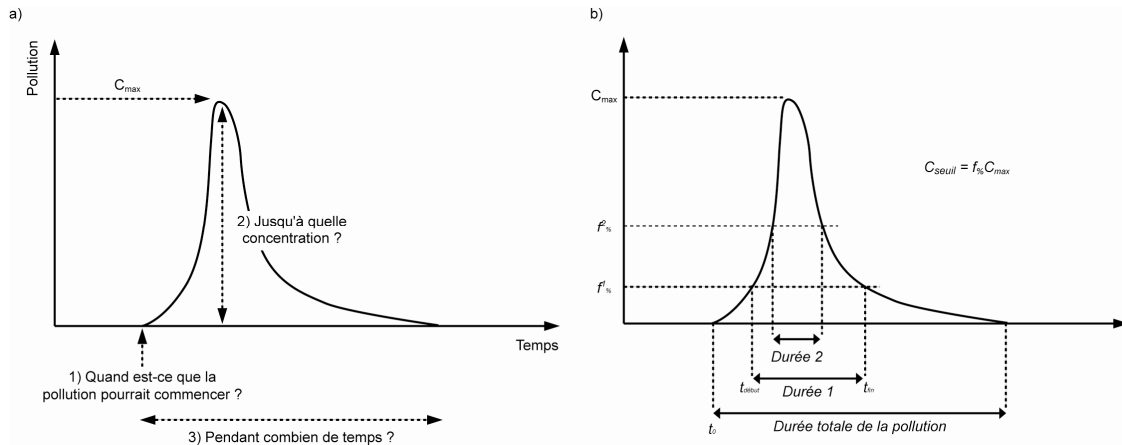


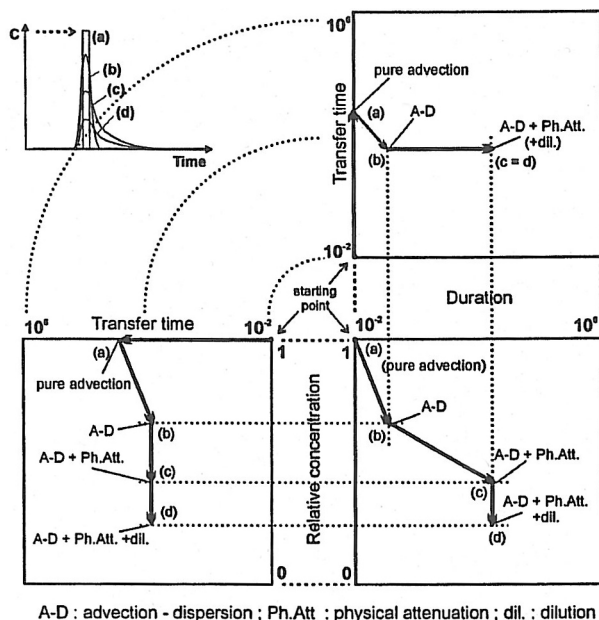
Fig. 2.13 : a) Les trois questions fondamentales en cas de contamination dans un bassin versant ; b) Définition des limites de concentration comme pourcentage de la concentration maximale observée (valeurs-seuil) ; (modifié de Brouyère et al. (2001))

Ces facteurs peuvent ainsi être caractérisés, au moyen d'essais de terrain (principalement essais de traçage) ou par modélisation numérique, en chaque point du bassin versant (et pour des valeurs de concentration définies par l'utilisateur ; fig. 2.13b)<sup>30</sup>, selon une configuration de « cube de vulnérabilité » à trois axes, correspondant à ces trois facteurs, et leur effet sur la courbe de restitution de la contamination (fig. 2.14)<sup>31</sup>. De façon concrète, des classes de vulnérabilité peuvent ainsi finalement être définies par intervalles (par exemple des temps de transit et/ou durée de 1 jour, 10 jours, 1 an, 10 ans) sur chaque axe du cube, pour chacun des trois facteurs, selon les besoins de l'utilisateur (utilisation à long-terme ou non de la ressource, valeurs de concentrations tolérées, etc.).

2.2.4.2. *Modèle conceptuel général de l'Approche européenne*

Comme proposé par Goldscheider et al. (2004 (1)), l'Approche européenne pour l'estimation de la vulnérabilité, se base sur un modèle conceptuel général,

Fig. 2.14 : Déplacement dans le cube de vulnérabilité selon les principaux mécanismes hydro-dispersif (advection, dispersion, atténuation physique, dilution) (tiré de Brouyère et al. (2001))



A-D : advection - dispersion ; Ph.Att : physical attenuation ; dil. : dilution

<sup>30</sup> Ces valeurs-seuils de concentration peuvent être définies en fonction de différentes contraintes : expérimentales (valeurs de détection des appareils) ou légales (valeurs définies par la loi selon l'usage de l'eau à protéger).

<sup>31</sup> La transformation d'une contamination ponctuelle lors de son transport dans l'eau souterraine (zone non-saturée et saturée) étant toujours une combinaison de tous ces processus hydro-dispersifs, le « déplacement » d'une contamination dans le cube de vulnérabilité est ainsi plus complexe à identifier de façon exacte dans la réalité.

simple mais extrêmement pratique : le modèle *Origine – Trajet – Cible* (abrégé OTC ; en anglais « Origin – Pathway - Target »), présenté sur la fig. 2.15.

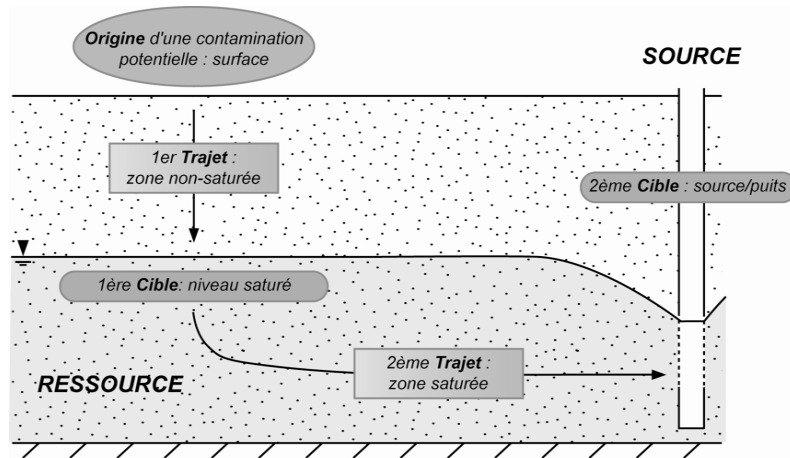


Fig. 2.15 : Modèle OTC selon l'Approche européenne (modifié de Goldscheider et al. (2004 (1)))

L'*Origine* se réfère à la source de contamination. Celle-ci pouvant être localisée en surface ou proche de la surface, l'origine est alors considérée comme le point (contamination ponctuelle) ou la zone (contamination diffuse) d'où le contaminant potentiel est relâché dans l'environnement.

Le *Trajet* se réfère au chemin d'écoulement de tout contaminant depuis l'origine jusqu'à la cible.

Si la *Cible* est une ressource aquifère indifférenciée, l'estimation de vulnérabilité est alors liée à la protection de la *Ressource*, et le trajet est l'écoulement vertical à travers les couches protectrices de la zone non-saturée (1<sup>er</sup> trajet). Si la cible est une source ou un puits exploité, l'estimation de vulnérabilité est alors liée à la protection de la *Source*, et le trajet doit alors inclure l'écoulement « horizontal » dans la zone saturée (2<sup>ème</sup> trajet).

Tous les processus potentiels d'atténuation d'une contamination (§ 2.2.1.2) doivent alors être pris en compte tout au long des 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> trajets. C'est également sur ces trajets que peut être appliqués le raisonnement physique décrit dans le paragraphe précédent. La caractérisation précise de l'*origine* (la source de contamination : type et quantité du contaminant, étendue, localisation, etc.) est plutôt lié au domaine de l'estimation de l'*aléa* et du *risque* de contamination (partie 2.2.6).

#### 2.2.4.3. Facteurs pour l'estimation de la vulnérabilité selon l'Approche européenne

De manière plus détaillée, trois groupes de facteurs généraux (groupe de facteurs O, C et P) plus un facteur spécifique au karst (facteur K) sont distingués (Goldscheider et al. (2004 (2))) dans l'Approche européenne. La combinaison de ces groupes de facteurs dans différentes méthodes d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque<sup>32</sup> permet la détermination d'indices de rétention d'une contamination (donc in extenso d'indices de vulnérabilité intrinsèque) pour un environnement géologique donné. Les groupes de facteurs OCPK de l'Approche européenne

<sup>32</sup> Dont certaines sont décrites dans Zwahlen (2004).

doivent ainsi avoir, physiquement parlant, une influence sur les trois axes du « cube de vulnérabilité » décrit au paragraphe § 2.2.4.1 : temps de transit, concentration maximum et durée de la contamination à la *cible*. Ces facteurs peuvent être décrits de la façon suivante :

- Facteur O : *couches protectrices superficielles*. Le facteur O est lié au type et épaisseur du sol, du sous-sol et des formations géologiques de la zone non-saturée. Ces couches agissent alors comme un tampon protecteur de nature physique, chimique et biologique entre l'origine et la cible, pour tout type de contamination. Selon Goldscheider et al. (2004 (2)), la *zone biologiquement active* du sol est de la plus haute importance pour les processus de dégradation d'un contaminant, et donc son rôle dans l'estimation de vulnérabilité intrinsèque est extrêmement important. Les attributs comme la porosité, la texture, la lithologie et la macroporosité (risque de court-circuit des couches protectrices superficielles) doivent donc être caractérisés pour le calcul du facteur O final.
- Facteur C : *concentration de l'écoulement*. Le facteur C représente la concentration du ruissellement de surface et de l'eau en subsurface, cette concentration ayant lieu soit en des endroits spécifiques (pertes, failles), soit étant liée à des zones d'infiltration préférentielle et/ou facilitée des eaux de surface. Dans des environnements hydrogéologiques « homogènes » (type poreux non-fissuré / non-karstifié), le facteur C peut être négligé. A l'inverse, dans les milieux hydrogéologiques très hétérogènes (donc karstifiés / fissurés, ou urbains justement, la concentration du ruissellement en surface ou subsurface (dans un épikarst très fracturé par exemple) peut amener à un court-circuit complet des couches protectrices superficielles (facteur O), auquel cas le facteur C devient significatif dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque. Les attributs comme la pente topographique, les propriétés de surface (perméabilité, capacité d'infiltration, etc.) et la présence d'éléments spécifiques concentrant le ruissellement (pertes, etc.) doivent donc être pris en compte pour le calcul du facteur C final.
- Facteur P : *régime de précipitations*. Le facteur P est en relation avec la quantité annuelle de précipitations, mais également avec le régime des événements pluvieux (types IDF : intensité maximum – durée - fréquence). En soit, le facteur P est un facteur « externe » (indépendant du milieu hydrogéologique), mais qui a une influence considérable sur la recharge des eaux souterraines (donc sur le transport d'un contaminant dans la zone non-saturée), et in fine sur la vulnérabilité de l'eau souterraine<sup>33</sup>. A l'échelle d'un bassin versant, les attributs du facteur P peuvent raisonnablement être considérés comme homogènes. En cas d'estimation de la vulnérabilité à échelle régionale (pays ou zone climatique), il est alors nécessaire de caractériser les changements d'attributs de ce facteur.
- Facteur K : *développement du réseau karstique*. Le facteur K décrit, de façon plus spécifique, le degré de développement du réseau karstique et son influence sur l'écoulement de l'eau en milieu saturé. Ce facteur doit donc être pris en compte lors de l'estimation de la vulnérabilité de la *source*. Toutefois, en caractérisant le facteur K selon des attributs plus généraux de la zone saturée (donc également valables pour les milieux non-karstiques), ce facteur peut être utilisé également dans des milieux peu ou pas karstifiés.

---

<sup>33</sup> Ce facteur entre donc dans la catégorie des facteurs externes aux systèmes hydrogéologiques, mais néanmoins indispensables à intégrer dans l'estimation de la vulnérabilité (Foster (2007)).

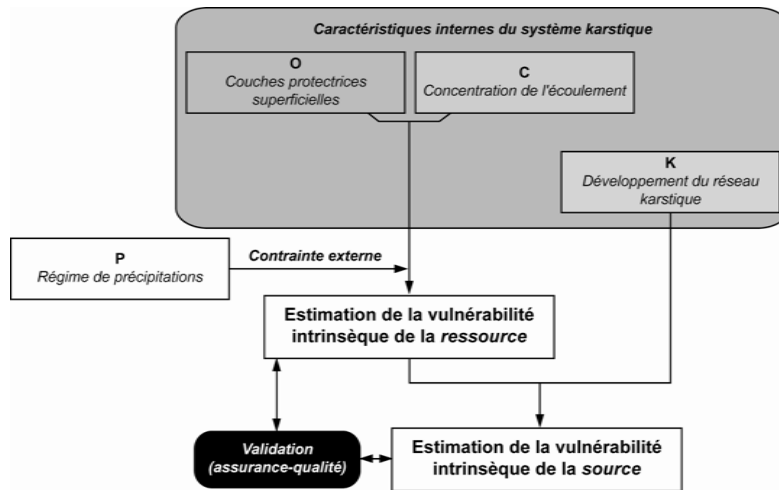


Fig. 2.16 : Création de cartes de vulnérabilité de la ressource et de la source par combinaison des facteurs OCPK (modifié de Zwahlen (2004))

Ces facteurs sont alors combinés selon le schéma de la figure 2.16 pour créer des cartes de vulnérabilité. Les facteurs OCPK, de nature très généraliste, et leur combinaison, pourront alors être utilisés et adaptés pour les milieux hydrogéologiques urbains.

### 2.2.5. Méthode DRASTIC : méthodologie et paramètres

La méthode d'estimation de la vulnérabilité DRASTIC, développée par l'Agence de Protection de l'Environnement des Etats-Unis (EPA) à la fin des années 1980, est une méthode de type paramétrique – empirique par système « point-count ». De par son approche très pratique et intuitive, la méthode DRASTIC a souvent été utilisée pour l'estimation de la vulnérabilité de ressources en eau souterraine. L'utilisation de la méthode DRASTIC dans différents contextes hydrogéologiques fournit ainsi une bibliographie extrêmement abondante (Wen et al. (2009) ou Al-Zabet (2002), par exemple). Cette méthode a également été modifiée, améliorée (pour tenir compte des nouveaux outils informatiques, par exemple) et calibrée à de nombreuses reprises (Bojorquez-Tapia et al. (2009), Guo et al. (2007), Panagopoulos et al. (2006) ou Jovanovic et al. (2006), par exemple).

Par le fait que la méthode DRASTIC soit fréquemment utilisée, et bien que cette méthode, dans sa version non-calibrée particulièrement, ait été régulièrement critiquée pour ses nombreuses faiblesses (arbitraire des paramètres, redondances entre plusieurs paramètres, mélange implicite de processus physiques quantifiables et de jugement personnel de l'expert (notamment Rosen (1994), Merchant (1994) ou Rupert (2001)), les postulats et paramètres de la méthode DRASTIC feront néanmoins partie de la réflexion de la présente thèse. D'où la raison de s'attarder dans cette partie sur les principes de sa méthodologie. La présentation qui est faite ici de la méthode DRASTIC concerne uniquement la version d'origine (Aller et al. (1987)), et non une de ses variantes développées par la suite (cf. supra)<sup>34</sup>.

<sup>34</sup> Pour les réflexions liées à son adaptation aux milieux hydrogéologiques urbains, c'est également la version originelle de DRASTIC qui sera mise en perspective.

<i>Paramètres</i>	<i>Facteurs de pondération généraux</i>	<i>Facteurs de pondération pour pesticides</i>
<b>D</b> Profondeur du niveau saturé	5	5
<b>R</b> Recharge nette	4	4
<b>A</b> Formations de l'aquifère	3	3
<b>S</b> Caractéristiques du sol	2	5
<b>T</b> Topographie	1	3
<b>I</b> Impact des formations de la zone vadose	5	4
<b>C</b> Conductivité hydraulique de l'aquifère	3	2

Tableau 2.1 : Paramètres DRASTIC et leurs facteurs de pondérations (tiré de Aller et al. (1987))

La méthode DRASTIC est un système de classification standardisé permettant d'obtenir un indice *qualitatif – relatif* de vulnérabilité pour une zone donnée. L'indice DRASTIC final ne peut ainsi aucunement être interprété comme paramètre hydrogéologique, mais comme un indice relatif permettant de classer un aquifère donné en plusieurs zones d'indices différents.

La méthode DRASTIC se base sur sept paramètres hydrogéologiques-clés, classés et notés en panels, qui permettent de caractériser le potentiel de rétention d'une pollution, et donc la vulnérabilité des formations géologiques d'un aquifère donné. Ces paramètres sont ensuite pondérés et combinés selon leur importance relative dans l'auto-protection du système aquifère. Le tableau 2.1 présente ces sept paramètres hydrogéologiques de la méthode DRASTIC, ainsi que leurs valeurs de pondération<sup>35</sup>. L'annexe II-1 présente les tables de panels de notation pour les paramètres DRASTIC.

Un indice DRASTIC est alors calculé en chaque zone hydrogéologiquement identique d'un aquifère selon la moyenne pondérée suivante :

$$Index\ DRASTIC = D_w D_r + R_w R_r + A_w A_r + S_w S_r + T_w T_r + I_w I_r + C_w C_r \quad (1-1)$$

Où  $w$  est le facteur de pondération de chaque paramètre (table 2.1) et  $r$  la valeur selon le panel de notation pour chaque paramètre (annexe II-1). Les hypothèses implicites liées à l'application de la méthode DRASTIC ont été données par Rosen (1994):

- Le contaminant potentiel provient de la surface.
- Le contaminant parvient dans l'aquifère grâce aux précipitations.
- Le contaminant est parfaitement conservatif (se déplace à la même vitesse que l'eau)<sup>36</sup>.

<sup>35</sup> Aller et al. (1987) proposent également un autre système de pondération spécifique aux pesticides (aussi dans table 2.1).

<sup>36</sup> Ce qui tend à montrer que la méthode DRASTIC originelle est donc une méthode d'estimation de la vulnérabilité *intrinsèque*.

Bien que contestée de façon récurrente pour ses nombreuses faiblesses (cf. supra), la méthode DRASTIC reste une méthode extrêmement simple et rapide à utiliser, et remplit parfaitement son rôle d'approche préliminaire pour l'estimation de la vulnérabilité d'un aquifère donné. Le cœur de la méthode est alors un mélange de données hydrogéologiques et de jugement personnel de l'expert (fig. 2.17), ce qui en fait un outil pratique, car peu gourmand en données hydrogéologiques, mais de loin pas suffisant pour la protection des ressources en eau souterraine<sup>37</sup>.

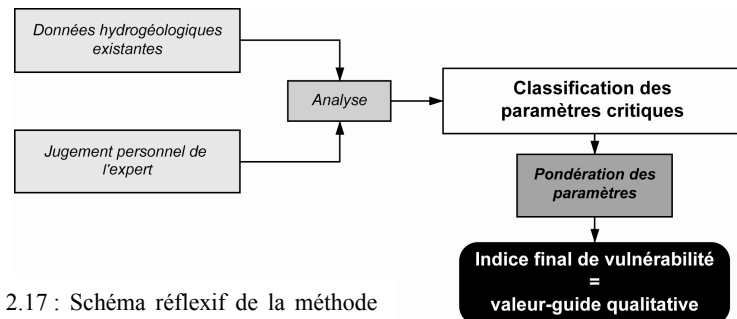


Fig. 2.17 : Schéma réflexif de la méthode DRASTIC (et autres systèmes qualitatif d'estimation de la vulnérabilité) (tiré de Rosen (1994))

### 2.2.6. Estimation des aléas et du risque de contamination des eaux souterraines

De manière générale, la cartographie de vulnérabilité n'est qu'un outil préliminaire pour la protection des ressources en eau souterraine. L'estimation de l'*aléa de contamination*<sup>38</sup> (probabilité d'occurrence d'une contamination), qui permet alors l'évaluation du *risque potentiel de contamination*<sup>39</sup> (combinaison de la vulnérabilité intrinsèque puis spécifique, et de l'aléa de contamination), sont considérés comme des outils indispensables pour la gestion efficace de la ressource en eau souterraine. La figure 2.18 présente un schéma général de l'évaluation du risque, selon un tableau à double entrée qui superpose la vulnérabilité de l'aquifère et l'aléa externe (quantité et type de polluant ; recharge<sup>40</sup>) pour définir le risque final de contamination.

D'un point de vue quantitatif, Brouyère et al. (2001) considère l'aléa comme la *fonction d'entrée* (donc susceptible d'être quantifiée, par exemple par une fonction de type Dirac pour une pollution ponctuelle dans le temps et l'espace, à concentration maximum connue) pour les processus de transport et d'atténuation d'un contaminant depuis la surface. La figure 2.19 résume leur proposition pour la caractérisation du risque de contamination selon une logique intégrative – cumulative.

<sup>37</sup> De manière générale, les limitations de la méthode DRASTIC sont les mêmes que pour les autres méthodes paramétriques d'estimation de la vulnérabilité. A noter aussi qu'un indice final DRASTIC présenté sans notice explicative n'a aucune signification, ni pour l'expert, ni pour l'utilisateur final de la carte de vulnérabilité.

<sup>38</sup> « Hazard » en anglais.

<sup>39</sup> « Risk » en anglais.

<sup>40</sup> A noter ici que Foster et al. (1988) caractérisent explicitement la recharge (« hydraulic load ») comme un facteur externe (aléa) et non comme un paramètre de la vulnérabilité sensu stricto (comme c'est le cas dans la méthode DRASTIC, par exemple).

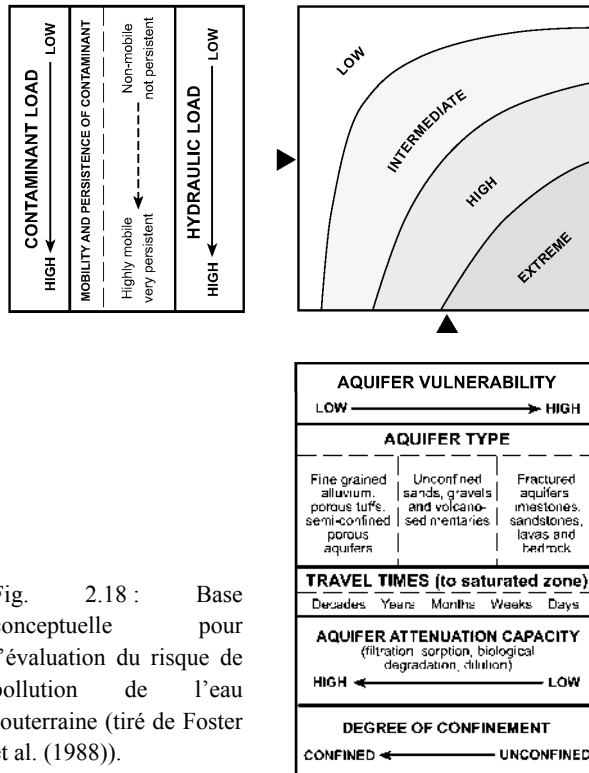


Fig. 2.18 : Base conceptuelle pour l'évaluation du risque de pollution de l'eau souterraine (tiré de Foster et al. (1988)).

Sans entrer dans les détails de la caractérisation des aléas et du risque de contamination<sup>41</sup>, l'aléa représente le potentiel de contamination résultant d'une activité humaine définie ou d'un processus naturel pouvant induire une pollution. La caractérisation des aléas et risques peut être effectuée de plusieurs manières, selon le type de données disponibles : base de données de l'utilisation du sol (Al-Adamat et al. (2003))<sup>42</sup> cadastres divers, études de terrain, cartes et/ou photos aériennes, etc. Chaque aléa de contamination pouvant alors être « quantifié » et intégré à l'évaluation du risque final de contamination de l'eau souterraine.

Néanmoins, de façon globale, l'Approche européenne COST (Zwahlen (2004)) préconise qu'une

fois ces aléas identifiés, il est nécessaire, à l'instar des attributs pour la vulnérabilité, de les classer et les pondérer en fonction d'un potentiel de « nuisance » (probabilité d'une contamination, type de polluants et localisation – ponctuelle ou diffuse, quantité et fréquence d'utilisation et/ou production de polluants). Selon ces recommandations, un indice relatif d'aléa  $I_a$  (« hazard index ») peut alors être calculé selon une formule du type :

$$I_a = HQ_n R_f \quad (1-2)$$

Où  $H$  est une valeur relative de « dangerosité » de l'activité considérée (les auteurs proposent par exemple une valeur de 40 pour une route non-sécurisée et 100 pour un site d'entreposage de déchets nucléaires),  $Q_n$  est un facteur de pondération (0.8 à 1.2), adaptable selon la quantité de matériau polluant

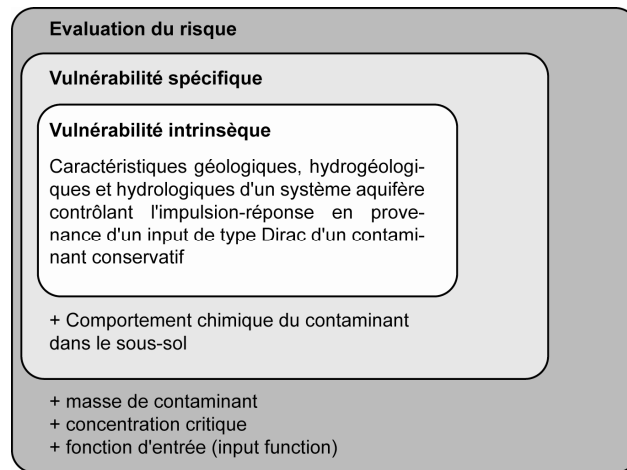


Fig. 2.19 : Superposition des concepts de vulnérabilité (intrinsèque – spécifique – risque) (modifié de Brouyère et al. (2001))

<sup>41</sup> Une partie du chapitre 5 sera consacrée à l'évaluation spécifique des aléas et des risques dans les milieux urbains. Le lecteur pourra se référer à Zwahlen (2004) pour une description exhaustive de la cartographie d'aléas et de risque.

<sup>42</sup> Ces auteurs utilisent les données spatiales d'utilisation du sol (« land-use ») pour caractériser le risque final de contamination, en conjonction avec une cartographie de vulnérabilité selon la méthode DRASTIC.

présent ou potentiel et  $R_f$  un facteur de « réduction » (0 à 1) lié à la probabilité d'occurrence d'un relâchement de polluant en subsurface.

L'indice  $I_a$ , à considérer comme une valeur indicative et relative fortement liée au jugement de l'expert, peut alors être combiné cartographiquement avec la valeur de vulnérabilité estimée par une méthode dédiée, pour obtenir finalement un indice de risque de contamination de l'eau souterraine (fig. 2.20). Pour l'évaluation du risque final, Ducci (1999) propose également une méthodologie incluant le potentiel *socio-économique* de l'eau souterraine à protéger - difficile à quantifier en pratique (l'estimation est effectuée par cet auteur en fonction du bassin de population alimenté par le(s) puits à protéger). Il est imaginable également de caractériser ce potentiel en fonction des zones de protection des eaux souterraines (selon OFEFP (2004), pour la Suisse, par exemple).

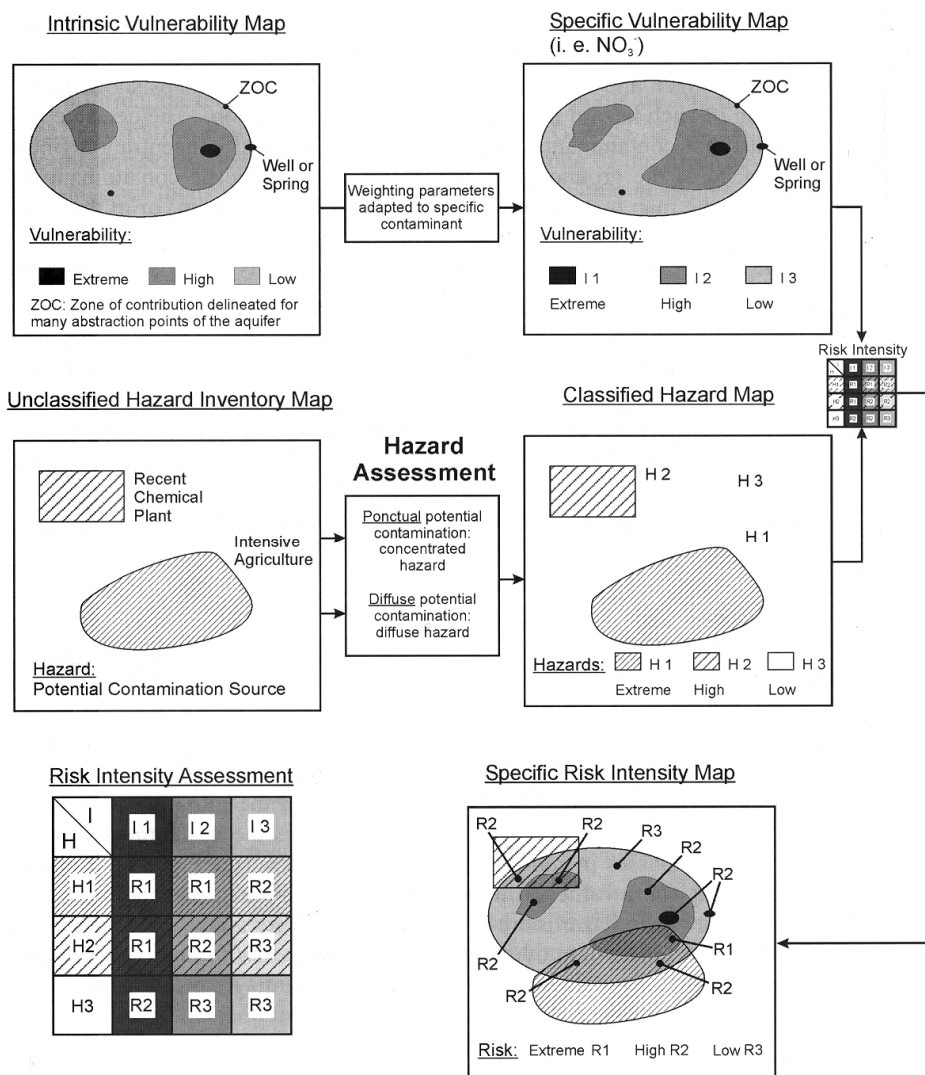


Fig. 2.20 : Cartographie de la vulnérabilité, des aléas et du risque pour les eaux souterraines (tiré de Zwahlen (2004))

### 2.2.7. Processus de recharge naturelle et estimation de la vulnérabilité

Un lien particulier unit la quantification de la *recharge* d'un aquifère et l'estimation de sa *vulnérabilité*. En effet, la masse de polluant pouvant potentiellement atteindre une nappe aquifère est intimement liée au débit et à la vitesse de l'eau transitant dans la zone non-saturée depuis la surface. A l'échelle d'un bassin versant, où les débits d'eau souterraine sortante sont fonction en grande partie de la recharge sur la surface du bassin, le transport et la masse restituée (temps de transit, dilution, etc.) d'un contaminant (diffus ou ponctuel) sont également fonction de la valeur de cette recharge. Il est donc raisonnable de lier proportionnellement recharge et vulnérabilité des eaux souterraines.

#### 2.2.7.1. Type de recharge naturelle des eaux souterraines

Le but de ce paragraphe n'est pas de présenter de façon détaillée l'état actuel des connaissances et techniques pour la quantification de la *recharge naturelle* des eaux souterraines (sujet d'une abondante littérature), mais plutôt d'en rappeler quelques grandes lignes, comme bases pour la présentation de la *recharge urbaine* des aquifères dans ce type de milieu (partie 2.3.1).

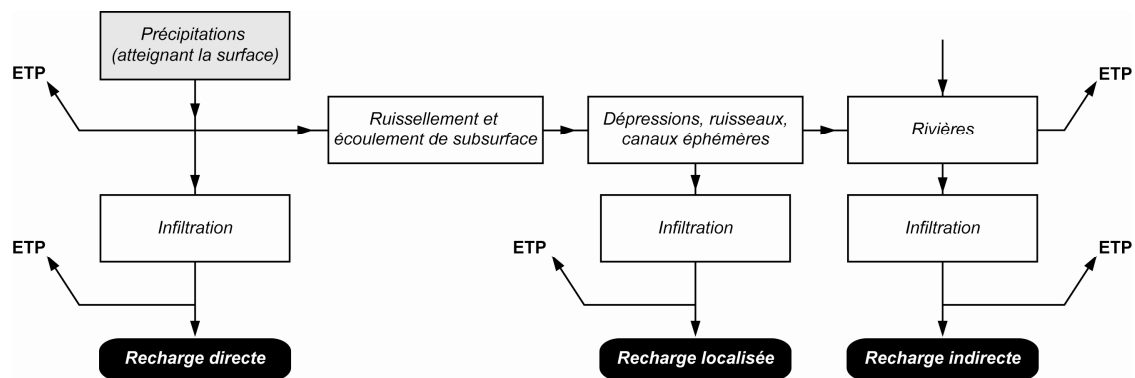


Fig. 2.21 : Mécanismes généraux de la recharge des eaux souterraines (modifié de Lerner et al. (1990)). ETP = évapotranspiration potentielle

De Vries et al. (2002) dressent un état des lieux assez complet de la recharge des eaux souterraines. Ces auteurs proposent la définition générale de la recharge *effective*<sup>43</sup> comme étant le mouvement vertical vers le bas de l'eau, atteignant le niveau saturé d'une formation aquifère, et contribuant ainsi à l'augmentation du stock d'eau dans cet aquifère. Lerner et al. (1990) définissent plus précisément les mécanismes de recharge (illustrés sur la figure 2.21). Spatialement parlant, ces mécanismes de recharge peuvent être répartis en trois groupes<sup>44</sup>, qui dans la réalité sont fréquemment superposés (De Vries et al. (2002))<sup>45</sup> :

<sup>43</sup> Par la suite, le terme « recharge » fera systématiquement référence, de façon implicite, à la recharge *effective*, alimentant *réellement* l'aquifère. Donc ne tenant pas compte du ruissellement infiltré et écoulé en subsurface et/ou du stockage temporaire de l'eau dans la zone non-saturée (nappes perchées, eau de l'épikarst, etc.) ou dans la zone racinaire.

<sup>44</sup> Un retour sur ces mécanismes de recharge sera effectué lors de la discussion sur la recharge en milieu urbain (partie 2.3.1).

<sup>45</sup> Ces auteurs mentionnent également que la fraction de recharge *directe* dans la recharge totale devient faible par rapport aux deux autres types de recharge dans les milieux arides et semi-arides.

- Recharge *directe* ou *diffuse*. Eau alimentant verticalement, de façon directe, la zone saturée par percolation à travers la zone non-saturée, comme excédent de la capacité maximale de rétention d'eau du sol et de l'évapotranspiration vers la surface.
- Recharge *indirecte*. Percolation de l'eau vers la zone-saturée à travers les lits de rivières et autres étendues d'eau.
- Recharge *localisée*. Forme intermédiaire de recharge de l'eau souterraine, localisée à des endroits de concentration de l'eau de surface (en l'absence de tracé défini de cours d'eau) : pertes, fissures, contacts géologiques, etc.

De manière générale, à l'échelle régionale, il est possible de surcroît de différencier la recharge *autochtone* lorsque les zones de recharge et d'exhaure de l'aquifère sont contiguës et la recharge *allochtone* lorsque ces zones ne sont pas en contact spatial direct<sup>46</sup>.

Balek (1987) propose quant à lui de classer également la recharge selon sa temporalité, selon le type d'aquifère et/ou la zone climatique considérés :

- Recharge à *court-terme* (jours - semaines). Recharge à forte variabilité spatiale et temporelle, s'effectuant à la faveur d'événement pluvieux plus ou moins intenses, et facilitée par d'éventuels chemins préférentiels dans la zone non-saturée.
- Recharge *saisonnnière* (mois). Recharge à variabilité temporelle saisonnière s'effectuant de manière plus uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant, à la faveur des cycles saisonniers (saisons humides / sèches, fonte de neiges, etc.).
- Recharge *pérenne* (années – décennies). Recharge à variabilité quasi-nulle pouvant exister dans certaines zones climatiques humides ou au contact d'étendues d'eau pérennes.
- Recharge *historique* (siècles – millénaires). Recharge de la zone saturée ayant eu lieu dans le passé, mais dont l'effet est encore décelable actuellement dans des aquifères anciens où les temps de résidence de l'eau souterraine sont élevés (aquifères fossiles).

#### 2.2.7.2. Liens entre type et régime de recharge et cartographie de la vulnérabilité

Comme mentionné précédemment, le régime de recharge (type, répartition spatiale, volumes annuels ou événementiels) a une influence déterminante sur la fonction d'entrée (« input function » ; volume et durée de la contamination) d'un contaminant potentiel dans le système aquifère. Par la pression hydrodynamique qu'il met sur le système, le régime de recharge entretient en conséquence un lien fondamental avec la cartographie de la vulnérabilité.

Le lien qui unit la caractérisation de la recharge et celle de la vulnérabilité des ressources en eau souterraine (donc sans spécification de la source ou du puits à protéger ici) montre ainsi deux facettes :

*Lien intrinsèque.* Un lien intrinsèque entre recharge et vulnérabilité se fait par la caractérisation locale ou régionale des propriétés géologiques du sol et de la zone non-saturée (conductivité hydraulique, structuration et épaisseur, chemins préférentiels, etc. ; cf. Balek (1987)), ainsi que des caractéristiques géomorphologiques et de couverture du sol (pente,

<sup>46</sup> Cette classification prendra toute son importance dans les milieux urbains (section 2.3).

altitude, type de couvert végétal, etc.)<sup>47</sup>. Ces caractéristiques ont une forte influence sur la capacité d'infiltration de l'eau de surface et sur la percolation verticale de l'eau dans la zone non-saturée – et donc in fine sur la répartition spatiale et le volume potentiel de recharge<sup>48</sup>. Ces paramètres hydrogéologiques forment le cœur de toutes les méthodes d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque<sup>49</sup>, et ainsi la configuration de la recharge fait alors partie intégrante, implicitement, de l'estimation de la vulnérabilité.

*Lien extrinsèque.* D'autre part, la recharge peut également être associée indirectement, de façon explicite, dans l'estimation de la vulnérabilité via un facteur *externe* au système hydrogéologique proprement dit, mais tout de même appliqué au calcul de la vulnérabilité (comme facteur *hydrologique ou climatique* – facteur *P* de l'Approche européenne, paramètre *R* de la méthode DRASTIC). L'autre possibilité consiste à considérer le facteur climatique comme *aléa externe*, donc à le superposer aux valeurs calculées de vulnérabilité, pour l'estimation du risque de contamination. Pour ce type d'approche, l'aspect temporel de la recharge (Balek (1987)), est alors à intégrer dans la caractérisation de l'aléa. Bien que la recharge à *court-terme* (jours - semaines) soit la plus souvent usitée dans ces estimations (temps court pour agir en cas de contamination), les types de recharge à temporalité plus grande (mois, années, ou plus) doivent aussi être pris en compte lorsque la protection des eaux souterraines est envisagée à long-terme, au vu des temps de résidence élevés et des contaminations à très long-terme qui peuvent en résulter. Ainsi, les aquifères confinés (cf. note 49), considérés en principe comme peu vulnérables à court-terme aux contaminations, ne le sont plus aux grandes échelles de temps.

Il est nécessaire, une fois de plus, d'insister sur le rôle essentiel de la recharge *localisée* dans la cartographie de vulnérabilité<sup>50</sup>. La présence de zones de recharge localisée induit alors un accroissement local du volume de recharge (en fonction de l'aire de concentration du ruissellement associé à ladite zone). Et induisant à son tour une forte augmentation des indices de vulnérabilité de la ressource en eau souterraine au droit de la zone de recharge localisée, mais également sur toute l'aire de concentration du ruissellement qui lui est associée.

Les quelques aspects de la recharge naturelle présentés ici, ainsi que le lien entre recharge et vulnérabilité, constitueront la toile de fond des réflexions sur la recharge *urbaine* et son influence sur l'estimation de la vulnérabilité dans ce milieu, où la recharge localisée (en bordure des surfaces imperméables, au droit des conduites souterraines, etc.) est beaucoup plus marquée que dans les milieux ruraux. Ces réflexions sont introduites dans la section 2.5, puis font l'objet d'un traitement approfondi dans le chapitre 5.

---

<sup>47</sup> Le couvert végétal joue un rôle très important (mécanismes de rétention – absorption – évapotranspiration) dans la diminution de la recharge (à taux d'infiltration donné). La recharge peut être également être réduite par des phénomènes de remontée capillaire de l'eau dans la zone non-saturée en période de stress hydrique prononcé (particulièrement en milieu aride).

<sup>48</sup> Dans cette optique Misstear et al. (2009) proposent une méthodologie inversée : estimer de façon préliminaire la valeur de recharge grâce aux cartes et indices de vulnérabilité.

<sup>49</sup> Les différences entre aquifères confinés et non-confinés sont généralement également incluses dans les méthodes de vulnérabilité (via l'estimation de la conductivité hydraulique des formations de la zone non-saturée). Les aquifères confinés étant en règle générale, à *temps d'observation donné*, moins vulnérables que les aquifères non-confinés, en contact direct avec les eaux de surface infiltrées.

<sup>50</sup> Prise en compte dans le facteur C de l'Approche Européenne, par exemple.

## **2.3. HYDROGÉOLOGIE URBAINE, RECHARGE ET CONTAMINATIONS URBAINES : ÉTAT DES CONNAISSANCES**

Seconde thématique de la présente thèse, l'hydrogéologie urbaine est en soi un domaine de recherche extrêmement varié et abondant. Les milieux urbains montrant un cycle de l'eau spécifique, il est utile d'en rappeler les mécanismes hydrologiques et hydrogéologiques principaux. A l'instar de la section précédente, l'objectif ici n'est pas de présenter toutes les approches existantes pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines - nombreuses au demeurant, mais plutôt de centrer la présentation sur certains aspects en lien avec la cartographie de vulnérabilité : type de recharge urbaine, perturbations des écoulements dans les zones non-saturée et saturée urbaines, aléas et risques spécifiquement urbains.

La partie 2.3.1 présente les mécanismes spécifiques de la recharge dite urbaine, processus complexe à plusieurs composantes : recharge diminuée ou nulle au droit des surfaces imperméabilisées, recharge localement augmentée au droit des certaines conduites d'eau souterraines. Concernant ce dernier élément, la partie 2.3.2 décrit les approches pour la quantification des flux in- et exfiltrés des conduites souterraines, ainsi que la dynamique de ces flux, fonction des paramètres de la conduite mais également, aspect fondamental, des caractéristiques du sous-sol environnant. En vue de qualifier le risque de contamination que fait peser la recharge urbaine sur les eaux souterraines, et particulièrement comme conséquence des fuites des réseaux d'eaux usées, la partie 2.3.3 présente l'impact chimique qualitatif des éléments de la recharge urbaine. Enfin, la partie 2.3.4 propose un survol des autres impacts hydrogéologiques liés à l'urbanisation (modification du sous-sol et de l'écoulement des eaux souterraines).

C'est seulement dans la section suivante (2.4) que certaines des approches de la gestion des eaux souterraines urbaines seront décrites plus en détail, en vue de dresser un état des lieux de possibles liens avec le domaine de l'estimation de la vulnérabilité et du risque de contamination des aquifères urbains.

### ***2.3.1. Système hydrogéologique des aquifères urbains : surfaces imperméables, ruissellement et recharge***

Contrairement aux milieux naturels, le milieu urbain présente une hydrogéologie spécifique, où le cycle de l'eau se trouve particulièrement perturbé, et se caractérise par sa complexité (fig. 2.22). La présence de surfaces imperméabilisées (bâtiments, routes, surfaces bétonnées) modifie la configuration du ruissellement et l'infiltration des eaux pluviales, alors que la densité élevée de conduites de tout type en sous-sol peut augmenter localement la recharge de la zone saturée (exfiltration), ou inversement drainer les eaux souterraines hors du système hydrogéologique (infiltration ; Karpf et al. (2004)). La recharge des eaux souterraines dans les milieux urbains, appelée *recharge urbaine*, doit alors être caractérisée plus en détail.

En première approximation, les hydrogéologues ont considéré que l'urbanisation réduisait drastiquement la recharge des eaux souterraines, suite à l'imperméabilisation croissante de la surface. Approximation qui a été depuis lors démentie (Lerner (1986), Lerner (1990)

notamment). Bien que l'approximation de « recharge nulle » puisse avoir quelque signification à l'échelle d'un quartier ou d'une parcelle bétonnée, elle n'a plus aucun sens à l'échelle d'une ville entière et/ou du bassin versant hydrogéologique qui lui est associé. De nombreuses études (Foster et al. (1998), Garcia-Fresca (2007), notamment) ont montré qu'au contraire, la recharge était globalement *augmentée* dans les bassins versants urbains (fig. 2.23)<sup>51</sup>. La perte de recharge directe en provenance de l'infiltration des pluies – par imperméabilisation des surfaces - est ainsi compensée par les énormes volumes d'eau transitant dans et hors (par les pertes) des infrastructures urbaines (Vázquez-Suñé et al. (2005), Lerner (2002)).

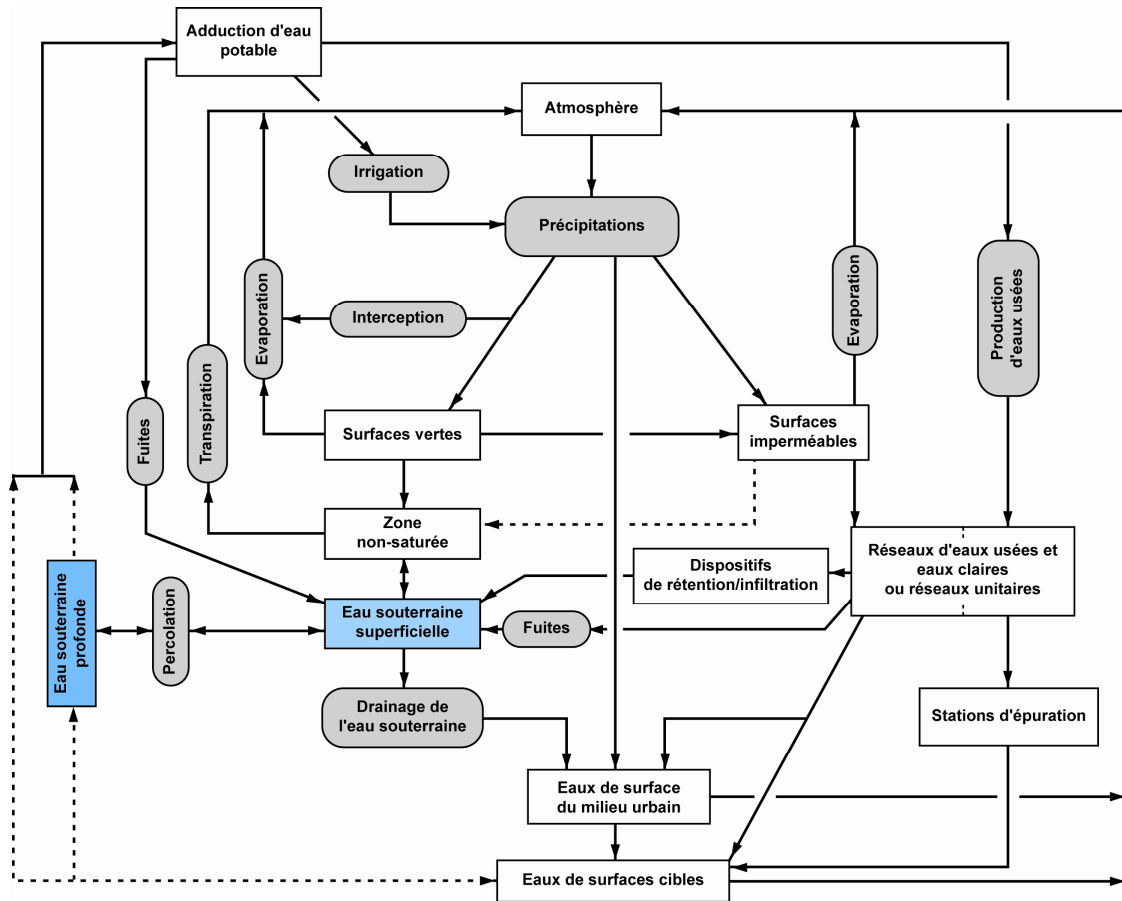


Fig. 2.22 : Le système hydrologique urbain (modifié de Van de Ven (1990)).

<sup>51</sup> Cet effet est bien sûr encore plus prononcé pour des villes situées dans des climats arides ou semi-arides, comme Lima (Pérou) par exemple (Morris et al. (2003)), et est fonction également du pourcentage de surfaces imperméabilisées (Barrett (2004)).

Reprenant la classification des types de recharge par De Vries et al. (2002), Garcia-Fresca (2007) en propose une adaptation aux milieux urbains (et en y rajoutant une classe supplémentaire, la recharge dite « artificielle ») :

- Recharge *urbaine directe*. Ce type de recharge est la conséquence de l'infiltration des précipitations via les surfaces « vertes » non-imperméabilisées (parcs et jardins). A l'échelle du bassin versant, cette recharge est fonction de l'aridité du climat et du pourcentage de surface imperméabilisées (cf. note 51). Selon Lerner (2002) toutefois, environ 50% des surfaces imperméabilisées participeraient de façon additionnelle à la recharge directe, par infiltration lente dans les matériaux bitumineux. Thomas et al. (2006), au moyen d'un modèle de recharge urbaine (et de flux de polluants) fonction du type d'utilisation du sol, ont également calculé une recharge à travers les surfaces imperméabilisées plus importante que prévue - bien que, selon eux, ces résultats doivent encore être vérifiés de manière plus ciblée.
- Recharge *urbaine localisée/indirecte*. Ce type de recharge provient des infrastructures urbaines elles-mêmes, par exfiltration depuis les étendues d'eau, les réseaux d'adduction d'eau potable et réseaux d'eaux usées et claires (pluviales) et les systèmes d'épuration de l'eau in-situ.
  - Les fuites des réseaux d'*adduction d'eau potable*, en principe mis en pression pour éviter toute contamination, sont en règle générale la composante principale, quantitativement parlant, de la recharge urbaine indirecte<sup>52</sup>. Les pourcentages de fuites de ce type de réseau sont extrêmement variables, et est fonction évidemment de l'état général des infrastructures urbaines. Par exemple, Lerner et al. (1996) estiment le taux de fuite moyen des systèmes d'adduction à 25% en Angleterre. Grischek et al. (1996) l'évaluent à 18% pour la ville de Dresde (Allemagne)<sup>53</sup>. Foster et al. (1998) l'estiment entre 30 et 60% dans les pays en voie de développement et Farley et al. (2003) l'évaluent à > 80% dans certaines villes italiennes.

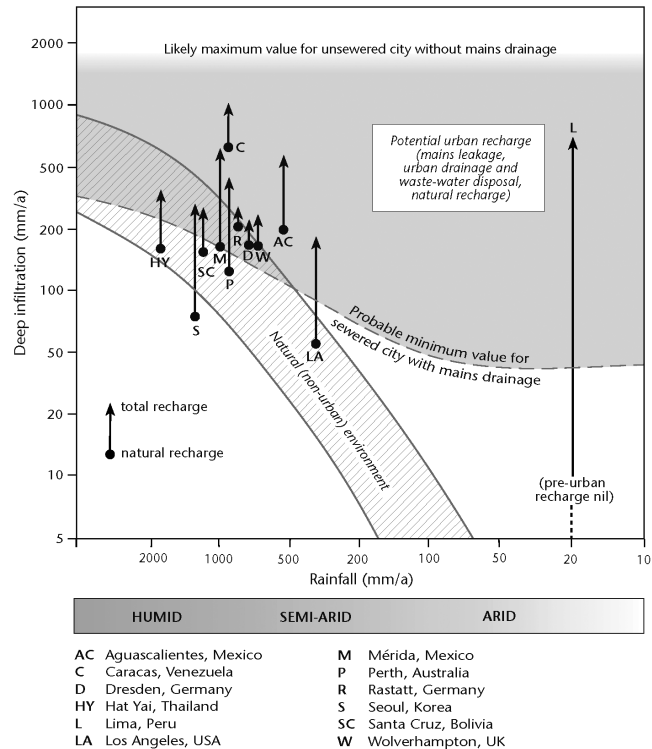


Fig. 2.23 : Augmentation de la recharge comme conséquence de l'urbanisation (tiré de Morris et al. (2003))

<sup>52</sup> Les réseaux d'eaux usées ont plutôt un impact *qualitatif* sur les eaux souterraines urbaines (partie 2.3.3).

<sup>53</sup> Ces auteurs ont utilisé une méthode fréquente pour l'estimation des fuites dans les réseaux d'eau potable, à savoir la différence entre le volume d'eau importée et le volume d'eau en sortie (eaux usées).

- Les fuites des réseaux d'*eaux usées* sont quantitativement de moindre importance pour la recharge (conduites sans mise en pression, débit plus faibles par conduite). La plupart des auteurs (entre autres Vázquez-Suñé (2003), Yang et al. (1999), Grischek et al. (1996)) s'accordent pour estimer le taux de fuite moyen des réseaux d'eaux usées à 5% environ<sup>54</sup>.
- Le pourcentage de fuites des réseaux d'*eaux claires* est difficile à estimer, à cause des débits et charges hydrauliques extrêmement variables dans ces réseaux, et du régime transitoire d'écoulement qui leur est associé.
- L'eau de percolation des systèmes d'épuration de l'eau in-situ (fosses septiques) recharge directement l'eau souterraine urbaine (une fois retranchée une possible évapotranspiration), en cas d'absence de réseaux d'eaux usées. Dans les villes présentant cette configuration, l'eau en provenance des systèmes d'épuration in-situ peut être une composante très importante de la recharge urbaine indirecte. Par exemple, Foster et al. (2004) l'estiment à 60% pour la ville de Lima au Pérou.

La recharge urbaine localisée se manifeste également directement aux bordures de surfaces imperméables, lorsque celles-ci ne sont pas drainées par des conduites prévues à cet effet.

- Recharge *urbaine artificielle*. Comme son nom l'indique, ce type de recharge est lié aux dispositifs anthropogènes volontaires d'infiltration directe des eaux claires ou usées (bassins d'infiltration, puits d'injection, tranchées de récolte des eaux, etc.), avec pour objectif parfois explicite de recharger les aquifères (gestion des ressources en eau). L'importance de ce type de recharge est évidemment fonction du nombre et de l'étendue de ces dispositifs. A noter qu'on peut encore inclure l'excès d'irrigation sur les surfaces vertes dans cette catégorie de recharge, qui est particulièrement significative dans les climats arides et semi-arides.

Comme pour les milieux naturels, ces types de recharge ne sont pas mutuellement exclusifs et sont ainsi fréquemment superposés dans la réalité. En milieu urbain, la composante de la recharge *indirecte* prime ainsi nettement sur la recharge *directe*, ne contribuant elle qu'à quelques pourcents à la recharge totale (Vázquez-Suñé (2003)). Une seconde distinction, qui recoupe celle présentée ci-dessus, peut alors être effectuée selon la *configuration spatiale* de la recharge urbaine<sup>55</sup> :

- Recharge *ponctuelle ou linéaire* (0-D ; 1-D). Aux points de concentration et infiltration du ruissellement urbain en provenance des surfaces imperméabilisées (ponctuel 0-D), ou au droit des divers réseaux d'eau (cf. supra) (linéaire 1-D). Une recharge urbaine linéaire peut également avoir lieu aux bordures des surfaces imperméables non-drainées (Lerner (2002)).
- Recharge *étendue – diffuse* (2-D). Au droit des surfaces non-imperméabilisées, par infiltration diffuse des précipitations sur des zones étendues (cf. supra). Cette catégorie peut aussi être appliquée à certaines formes de recharge artificielle (bassins).

---

<sup>54</sup> L'hydrodynamique de l'exfiltration – infiltration des divers réseaux d'eau, et notamment des réseaux d'eaux usées, est l'objet spécifique de la partie 2.3.2.

<sup>55</sup> Cette distinction aura son importance dans la discussion sur le lien entre recharge urbaine et vulnérabilité (section 2.5).

Dans un article de fond, Lerner (1990), bien qu'insistant sur le caractère très complexe de la recharge urbaine, propose de la caractériser de la façon suivante :

Recharge urbaine = Fuites des réseaux d'adduction d'eau potable  
 + Fuites réservoirs d'eau domestiques  
 + Fuites des réseaux d'eau usées  
 + Fuites des fosses septiques  
 + Infiltration de l'irrigation domestique  
 + Infiltration de l'irrigation municipale

Les termes de l'addition ci-dessus étant classés par valeur décroissante d'apport sur la recharge urbaine totale. Par souci de simplification, Lerner (2002) recommande de caractériser la recharge urbaine uniquement en fonction de *zones urbaines homogènes* pour l'utilisation du sol (industrie, résidentiel, etc.), le type de sol et le type d'infrastructures urbaines (donc notamment les réseaux d'eau). Dans cet article, l'auteur propose d'autre part un survol des techniques pour l'identification et la quantification de la recharge urbaine (marqueurs biologiques et chimiques spécifiques, bilans hydriques et de solutés, perturbation piézométriques, modélisation numérique)<sup>56</sup>.

Le tableau 2.2 résume les différents impacts induits par l'urbanisation sur l'infiltration et la recharge des eaux souterraines dans les villes.

<i>Processus d'urbanisation</i>	<i>Effets sur l'infiltration</i>			
	<i>Taux</i>	<i>Surface</i>	<i>Temporalité</i>	
<b><i>Modifications du système naturel</i></b>				
Impéméabilisation des surfaces et évacuation du ruissellement	Réduction	Extensif	Permanent	
Infiltration in-situ des eaux claires	Augmentation	Extensif ou ponctuelle	Intermittent	
Drainages principaux	Réduction	Extensif	Intermittent - continu	
Canalisation des eaux de surfaces	Faible réduction	Linéaire	Variable	
Irrigation domestique	Augmentation	Restreinte	Saisonnier	
<b><i>Introduction de réseaux d'eau</i></b>				
Exploitation locale de l'eau	Minime	Extensif	Continu	
Fuites des réseaux d'adduction d'eau potable	Augmentation	Extensif	Continu	
Infiltration in-situ des eaux usées (fosses septiques)	Forte augmentation	Extensif	Continu	
Réseaux d'eaux usées	Fuites dans les zones urbaines	Augmentations locales	Extensif	Continu
	Dispositifs d'épuration en aval	Forte augmentation	Local	Continu

Tableau 2.2 : Impact des processus urbains sur l'infiltration de l'eau vers la zone-saturée (modifié de Morris et al. (2003))

Enfin, il est nécessaire encore de faire la distinction entre recharge urbaine *allochtone* et recharge urbaine *autochtone* (en référence aux termes définis dans le paragraphe § 2.2.7.1). La première définissant la contribution à la recharge d'un aquifère urbain de toute eau importée depuis l'extérieur de cet aquifère (adduction d'eau surtout, eaux usées également selon la configuration des réseaux d'eau). La deuxième caractérisant l'eau contribuant in-situ à la

<sup>56</sup> Le but ici n'est pas de présenter en détails ces nombreuses techniques de calcul.

recharge d'un aquifère urbain (infiltration directe, eaux claires, etc.). Cette distinction est en liaison directe avec les problèmes de contamination des eaux souterraines urbaines (partie 2.3.3), mais est également utile lors des calculs de bilans hydriques dans les aquifères urbains (section 2.4).

La figure 2.24 résume l'ensemble des attributs de la recharge urbaine susmentionnés. Sur cette figure, une différenciation est encore faite entre une recharge localement *normale*, *augmentée* ou *diminuée* relativement à la recharge naturelle en provenance d'une surface équivalente non-imperméabilisée (et non-remaniée). Les attributs de la recharge urbaine seront repris lors des réflexions sur la vulnérabilité en milieu urbain, chapitre 5.

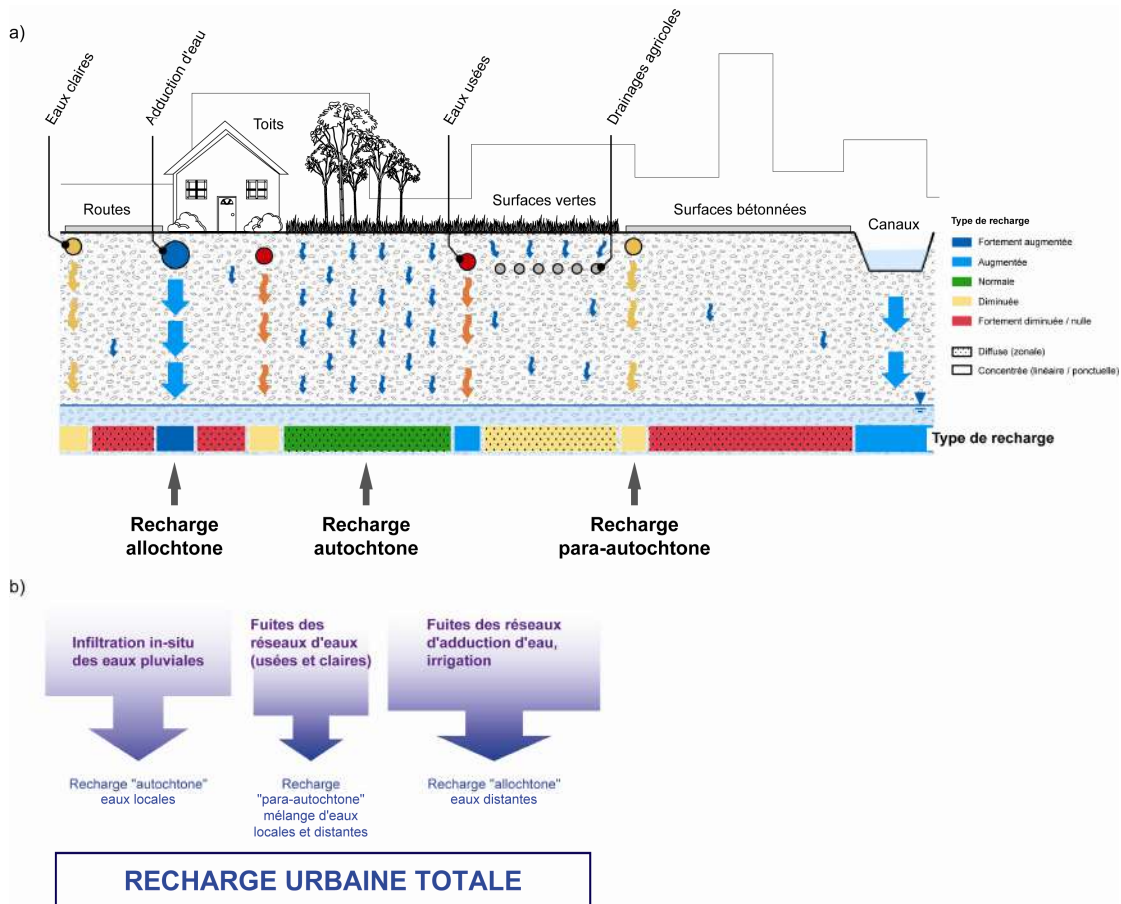


Fig. 2.24 : Attributs de la recharge des eaux souterraines en milieu urbain. a) Eléments urbains participants à la recharge et types principaux de recharge (quantitatif et provenance) ; b) Provenance de la recharge urbaine

### 2.3.2. Conduites souterraines : processus d'infiltration et d'exfiltration et paramètres associés

En liaison avec ce qui a été présenté dans la partie 2.3.1, l'infiltration / exfiltration d'eau des conduites souterraines du milieu urbain est donc un processus fondamental de la recharge dite « urbaine ». Il est donc nécessaire de s'attarder sur les processus hydrodynamiques affiliés à ce processus. Par le risque qualitatif qu'elle fait peser sur les eaux souterraines urbaines, l'exfiltration des réseaux d'eaux usées a été particulièrement étudiée depuis quelques années

(par exemple, Eiswirth et al. (1997), Amick et al. (2000), Wolf et al. (2005) et Miller et al. (2005), Held et al. (2006), Ellis et al. (2003)). Les conclusions de ces nombreux travaux peuvent toutefois, sous certaines conditions, être étendues à tous les types de réseaux d'eau.

### 2.3.2.1. Dynamique des processus d'infiltration et d'exfiltration

La dynamique des flux entrant ou sortant de conduites souterraines est un phénomène complexe (et logiquement dépendant des profondeurs relatives de la conduite et du niveau piézométrique). Selon Rutsch (2007)<sup>57</sup>, pour les conduites d'eaux usées, quatre facteurs principaux influencent cette dynamique : 1) Le niveau d'eau et le débit en conduite ; 2) La composition de l'eau en conduite (turbidité, pH, etc.) ; 3) Les processus à l'interface conduite – sol<sup>58</sup> (sédimentation, type de défauts et matériau de la conduite<sup>59</sup>) ; 4) Les propriétés du sol environnant (conductivité hydraulique, profondeur du niveau saturé). Ces facteurs (notamment 1) et 2)) pouvant varier dans le temps<sup>60</sup>.

Indépendamment du type de conduite souterraine, la dynamique de l'exfiltration<sup>61</sup> peut être décrite selon l'équation 1-3 (approche linéaire mentionnée dans Rutsch et al. (2008), pour un sol saturé ou non-saturé<sup>62</sup> d'après la loi de Darcy). La figure 2.25 illustre les variables et paramètres de cette équation.

$$Q_{exf} = A_{fuite} K_{sol} \frac{h}{\Delta s} \quad (1-3)$$

Pour les processus d'exfiltration, en postulant une pression atmosphérique à l'extérieur de la conduite (milieu non-saturé), l'écoulement est alors conditionné par le niveau d'eau  $h$  en conduite. Lors de l'exfiltration, il est raisonnable de considérer en première analyse que le taux d'exfiltration est dépendant de la teneur en eau initiale du sol environnant. Un régime d'écoulement « permanent » depuis la conduite exfiltrante ne devenant effectif qu'à partir du moment où le sol environnant devient saturé en eau (et pour peu que le niveau d'eau en conduite reste non-nul). L'approche linéaire, bien que décrivant

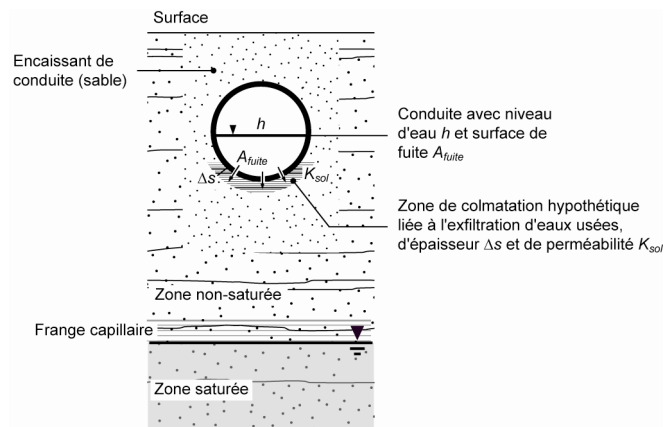


Fig. 2.25 : Illustration schématique de l'exfiltration d'une conduite surplombant une zone saturée : variables et paramètres associés (modifié de Rutsch et al. (2008))

<sup>57</sup> Dans sa thèse, Rutsch (2007) propose un survol très complet de la problématique de l'exfiltration des réseaux d'eaux usées et de son estimation. Quelques-unes de ses conclusions sont présentées dans cette partie.

<sup>58</sup> Dans cette partie, le terme « sol » sera utilisé de façon indifférenciée pour désigner les formations non-saturées ou saturées environnant une conduite.

<sup>59</sup> Ces caractéristiques sont décrites dans le paragraphe suivant.

<sup>60</sup> Cet effet est encore plus marqué pour les conduites d'eaux claires (fortes variations du niveau d'eau). D'autre part, pour les réseaux d'eau potable, la mise en pression des conduites induit généralement une exfiltration quasi-permanente, et peu de sédimentation et/ou colmatation du sol environnant (eau propre non-turbide) (Lerner (1990)).

<sup>61</sup> La dynamique de l'infiltration de l'eau souterraine dans les conduites, qui est en soit moins intéressante pour la présente thèse, est décrite brièvement dans l'annexe II-2.

<sup>62</sup> Auquel cas une *conductivité hydraulique non-saturée* (fonction de la teneur en eau du sol) sera utilisée.

généralement de façon adéquate la dynamique d'exfiltration, accuse deux faiblesses notables (Rutsch (2007)) :

- L'approche linéaire est valide pour des écoulements *laminaires*. Selon l'état du sol environnant la conduite (macropores, cavités, fissures), cette hypothèse ne peut être toujours vérifiée.
- L'approche linéaire est valide pour une eau postulée *propre* (ou peu chargée). Dans le cas d'eaux usées fortement turbides (éléments dissous et particulaires ; teneurs variables dans le temps), oblige à prendre en considération la variation de la conductivité hydraulique  $K_{sol}$  en fonction de la *colmatation biologique / physique du sol* (Fuchs et al. (2004) ; tapis bactérien en surface et/ou remplissage des pores par particules fines, par exemple).

En réalité, la dynamique de l'exfiltration est directement liée à ce dernier aspect pour les eaux très turbides (eaux usées principalement). La colmatation du sol, et la réduction de conductivité hydraulique qui lui est associée, est ainsi un processus dynamique, dépendant des variations du niveau d'eau en conduite. La colmatation étant généralement maximale en période sèche après un apport d'eau turbide, et minimale immédiatement après un période de crue – où certaines conduites peuvent être mise en pression (avec de l'eau moins turbide car diluée) et permettre ainsi un « lavage » de la colmatation du sol environnant (pour la dynamique de colmatation, cf. par exemple Dohmann et al. (1999) ou Forschergruppe (2002)). Les expériences en colonnes, effectuées par Vollertsen et al. (2003) avec des eaux turbides, pour différents types de sol et type de fuites (trous, fissures, joints déplacés), ont toutes montré la même dynamique d'exfiltration lors d'un événement pluvieux, à savoir une première phase de débit élevé diminuant rapidement (colmatation progressive mais rapide du sol propre), puis une stabilisation du débit exfiltré (zone de colmatation organique présente)<sup>63</sup>, ceci *indépendamment* du type de sol environnant la conduite (sables à teneurs en silts variables).

Pour tenir compte de façon globale du sol environnant et surtout de sa colmatation, Rauch et al. (1994) proposent un raffinement de l'équation 1-3 contenant un *facteur de perte*  $L$  [ $s^{-1}$ ] exprimant la perméabilité du sol environnant et de la zone de colmatation<sup>64</sup>, selon l'expression suivante :

$$L = \frac{K_{sol-colmatation}}{\Delta s} = \frac{Q_{exf}}{A_{fuite}h} \quad (1-4)$$

Et concluant ainsi que l'exfiltration est uniquement dépendante des processus physiques dans le sol et la zone de colmatation, ainsi que de ses dimensions. L'approche par facteur de perte a été appliquée à de nombreuses reprises, à l'échelle d'un bassin versant urbain (ville de Dresde : Karpf et al. (2004 (2)), Rutsch (2007)) ou lors d'essais de laboratoire en vraie grandeur, sur des tronçons de conduite réels (entre autres, Klinger et al. (2005) et Vollertsen et al. (2003)). Ces études<sup>65</sup> ont présenté des valeurs de débit d'exfiltration très variables,

<sup>63</sup> Selon ces auteurs, cette dynamique est toutefois réversible.

<sup>64</sup> Le *facteur de perte* sera discuté et adapté à la modélisation numérique des conduites souterraines (coefficient de transfert de conduite  $\alpha_n$ ) dans le chapitre 4.

<sup>65</sup> Rutsch et al. (2008) proposent un survol relativement exhaustif des techniques (terrain, laboratoire, modélisation et bilans hydriques) pour l'estimation de l'exfiltration des conduites d'eaux usées. Ces techniques sont trop nombreuses pour être toutes énumérées ici. En plus des techniques déjà décrites dans le texte : essais de traçage

s'échelonnant entre 0.02 et 86 l·d<sup>-1</sup>·cm<sup>-2</sup> et des valeurs de facteurs de perte<sup>66</sup> entre 7·10<sup>-5</sup> et 3 s<sup>-1</sup> (valeurs compilées dans Rutsch et al. (2008)), montrant ainsi l'extrême *variabilité* des débits d'exfiltration des conduites souterraines en milieu urbain, et donc les incertitudes corrélatives aux estimations de ces débits d'exfiltration.

### 2.3.2.2. Détérioration des conduites et débits d'exfiltration : variables effectives

Le lien qui unit l'état de détérioration d'une conduite et son débit d'exfiltration<sup>67</sup> est explicite (apparition et élargissement de fissures, percement et/ou déplacement de tronçons de conduite ; Davies et al. (2001)), mais est actuellement peu connu d'un point de vue statistique. Rutsch (2007) brosse un tableau complet des connaissances actuelles sur les variables hydrogéologiques et techniques affectant les débits d'exfiltration et leur évolution dans le temps selon l'état de la conduite. Cet auteur propose également un traitement statistique poussé de certaines de ces variables, notamment l'*âge de la conduite* (donc selon sa probabilité d'être dégradée, et tenant compte de l'évolution des techniques du génie civil), ses *dimensions* (diamètre, épaisseur, longueur des tronçons), son *matériau* (ciment, PVC, terre cuite, fonte) ainsi que les caractéristiques du *bassin versant urbain* (densité des infrastructures, trafic routier). Le tableau 2.3 résume ces variables et leur effet supposé sur l'état des conduites souterraines et les débits d'exfiltration.

<i>Variable</i>	<i>Disponibilité des données</i>	<i>Effet sur</i>
Qualité de construction	Difficile à déterminer	Type et étendue des dommages (connexions, jointures)
<i>Date de construction</i>	Archives municipales, cadastres, PGEE <sup>1</sup>	Qualité de construction des conduites, état des conduites
<i>Matériau de la conduite</i>	Archives municipales, cadastres, PGEE	Type de connexions et jointures, type de dommages
<i>Dimensions de la conduite</i>	Archives municipales, cadastres, PGEE	Etendue des dommages, périmètre mouillé, surface de fuites
Matériau d'encaissant de conduite	Données de chantier, PGEE	Phénomènes de corrosion, processus de biodégradation au contact des conduites
Charge hydraulique en conduite	Modèles hydrodynamiques/numériques	Niveaux d'eau en conduites, étendue de l'exfiltration
Sol	Littérature, essais de terrain	Processus de biodégradation au contact des conduites, perméabilité de la couche de colmatation
Eau souterraine	A grande échelle : cartes, modèles	Ex- ou infiltration des conduites, étendue des processus d'infiltration, état des conduites en fonction des variations des niveaux piézométriques
Charge de trafic routier	Variable, selon municipalité	Etat des conduites
<i>Caractéristiques du bassin versant urbain (urbanisation, aménagement du territoire, etc.)</i>	Inspection visuelle, plans, cadastres	Etat des conduites

<sup>1</sup> Plan général d'évacuation des eaux

Tableau 2.3 : Effet des variables hydrogéologiques et techniques sur la détérioration des conduites souterraines, obtenues dans la littérature et par analyse statistique. En italique, variables plus significatives (modifié de Rutsch (2007))

Selon Rutsch (2007) toujours, contre toute attente, aucune de ces variables ou groupe de variables ne prend statistiquement le dessus sur les autres comme variable déterminante pour l'état de détérioration d'une conduite souterraine. Seuls les variables *âge de la conduite* et *dimensions de la conduite* semblent montrer un lien statistique plus direct avec les débits d'exfiltration et l'état de détérioration, les conduites plus anciennes étant plus fréquemment classées en catégorie « dégradée », ainsi que les conduites de grand diamètre (> 900 mm ; confirmé par les observations de Karpf et al. (2004) pour les processus d'infiltration). Il est

(Rieckermann et al. (2005) et Rieckermann et al. (2007)), géophysique et traçage (Armbruster et al. (1992), essais de pompage avec analyses chimiques (Leschik et al. (2009)), entre autres.

<sup>66</sup> Cf. note 64.

<sup>67</sup> A côté des trois autres facteurs décrits dans le paragraphe § 2.3.2.1 (niveau d'eau en conduite, composition de l'eau, propriétés du sol environnant).

ainsi difficile de caractériser intégralement l'état d'un réseau d'eau urbain selon ses attributs techniques et physiques sans conduire une étude détaillée dudit réseau, procédure souvent coûteuse, difficile et de longue durée. Si ce type d'étude détaillée est impossible, Rutsch (2007) conseille alors de s'en tenir aux approches selon la loi de Darcy pour estimer les débits d'exfiltration, en caractérisant au mieux les sols environnants et la composition de l'eau (pour les processus de colmatation et la priorité à donner aux mesures d'assainissement selon la teneur en polluants) des conduites du réseau urbain étudié<sup>68</sup>.

### **2.3.3. Hydrochimie et contaminants urbains, marqueurs chimiques spécifiques**

#### **2.3.3.1. Généralités**

De manière générale, les activités urbaines sources de pollution, et les contaminants qui y sont associés, ne sont pas spécifiques au milieu urbain, mais se distinguent plutôt par leur *densité spatiale très élevée*. Localiser ces sources de pollution et en quantifier leur impact sur la qualité des eaux souterraines urbaines est ainsi un point fondamental de la gestion et la protection des eaux souterraines, qui plus est lorsque ces ressources en eau sont utilisées in-situ (particulièrement dans les pays de voie de développement (Foster et al. (2002)).

Sujets d'études depuis plusieurs décennies, les sources urbaines de pollution des eaux souterraines peuvent être regroupées dans les catégories suivantes (d'après Vázquez-Suñé (2003)) :

- Fuites des réseaux d'eaux usées et fuites des fosses septiques
- Ruissellement urbain et dispositif de concentration des eaux ruisselées
- Décharges municipales, entreposage de déchets
- Activités industrielles et entreposage de composés chimiques industriels
- Transports : voies de communication (accidents), stockage de carburant et épandages de substances antigél
- Utilisation de fertilisants et produits phytosanitaires (surfaces vertes)

Quelques tableaux récapitulatifs des activités anthropogènes urbaines polluantes et leurs groupes de contaminants associés sont proposés en annexe II-3.

Concernant les types de polluants entrant en jeu dans les contaminations urbaines, Barrett et al. (1999) présentent un survol de l'hydrochimie des eaux souterraines urbaines et des marqueurs chimiques spécifiques de l'urbanisation. Le tableau 2.4 synthétise leurs conclusions, montrant clairement l'importance des réseaux d'eaux usées sur la détérioration de la qualité des eaux souterraines.

---

<sup>68</sup> L'autre problématique mentionnée par cet auteur est liée à l'échelle spatiale d'observation et de modélisation des débits d'exfiltration (bassin versant ou échelle de la conduite). Problématique traitée dans les discussions de la section 2.5 et du chapitre 5.

<i>Marqueurs</i>	<i>Sources possibles</i>					
	<i>Atmosphère</i>	<i>Origine géogène</i>	<i>Activité agricole</i>	<i>Adduction d'eau potable</i>	<i>Réseaux d'eaux usées</i>	<i>Activité industrielle et commerciale</i>
Cations/anions majeurs (Ca, Mg, K, Na et Cl, SO <sub>4</sub> , HCO <sub>3</sub> )	O	O	O	O	O	O
Espèces chimiques de l'azote (NO <sub>3</sub> , NH <sub>4</sub> , + Norganique)	O		O	O	O	O
Bore et phosphates		O			O	O
Autres cations/anions mineurs (Br, F, CN)	O	O		O	O	O
Métaux lourds		O			O	O
CFCs	O			O	O	O
THMs <sup>1</sup>				O	O	O
Détergents (EDTA, limonene, etc.)					O	O
Industriels (solvants chlorés, hydrocarbures, etc.)					O	O
Bactéries et virus fécaux					O	
Colloïdes					O	O

<sup>1</sup> Trihalométhanes (produits secondaires de la chloration de l'eau)

Tableau 2.4 : Sources possibles de marqueurs chimiques en milieu urbain (modifié de Barrett et al. (1999) et Barrett (2004))

L'impact qualitatif spécifique des eaux usées fait l'objet du paragraphe suivant. Les fuites des réseaux d'eaux usées, bien que participant marginalement à la recharge indirecte urbaine<sup>69</sup>, sont ainsi en grande partie responsables de la dégradation de la qualité des eaux souterraines urbaines. Dans une moindre mesure, l'infiltration des eaux claires chargées en polluants routiers participe aussi à cette dégradation.

L'impact qualitatif des autres activités urbaines polluantes (cf. supra) ne sera pas traité plus en détail ici. Certaines caractéristiques de ces activités seront toutefois reprises dans la discussion des aléas et risques spécifiques au milieu urbain, chapitre 5.

### 2.3.3.2. Impact qualitatif des eaux usées

Pour estimer le risque de pollution que font peser les réseaux d'évacuation des eaux usées sur les eaux souterraines urbaines, l'impact *qualitatif* de ces réseaux sur les eaux souterraines doit être caractérisé, en parallèle à la caractérisation *quantitative* des flux sortant et entrant de ces conduites.

La contamination des eaux souterraines urbaines par les eaux usées a été l'objet de très nombreuses études ces dernières années. En plus des groupes de contaminants « classiques », présentés dans le tableau 2.4 (ions majeurs et mineurs : chlore, bore, nitrates, phosphates, etc. ; Eiswirth et al. (1997)), des micropolluants spécifiques aux eaux usées ont été observés de nombreuses reprises dans les eaux souterraines urbaines<sup>70</sup> : entre autres, produits pharmaceutiques et de soins personnels (par exemple, Ellis (2006), Heberer (2002)), produits de contraste pour rayons X (en provenance des hôpitaux ; Wolf et al. (2004)) et autres

<sup>69</sup> A l'inverse des réseaux d'adduction d'eau potable, contribuant fortement à la recharge indirecte, mais n'ayant pas réellement d'impact qualitatif négatif sur les eaux souterraines urbaines (Barrett (2004)).

<sup>70</sup> En plus des possibles contaminants industriels : solvants chlorés aliphatiques et aromatiques (PCE, TCE, etc. ; Grischek et al. (1996)), hydrocarbures divers, phtalates, etc. (Zhang et al. (2004), qui augmentent fortement, le cas échéant, le risque de contamination de l'eau souterraine. Barber (1992) a observé ainsi plus de 200 composés organiques différents dans des eaux souterraines contaminées par des eaux usées industrielles dans le Massachusetts.

composés spécifiques : hormones, caféine (Seiler et al. (1999))<sup>71</sup>. D'autre part, la présence de microorganismes pathogènes d'origine fécale a également été observée à de nombreuses reprises dans les eaux souterraines urbaines (entre autres, Foppen et al. (2008), Paul et al. (2004), Powell et al. (2003)).

Ces composés chimiques spécifiques, bien qu'en concentrations très faibles dans les eaux souterraines (de l'ordre du ng/l), peuvent néanmoins représenter un risque à long-terme pour l'environnement et la santé humaine (Rutsch (2007)). De manière générale, la plupart de ces composés sont cependant entièrement biodégradés et/ou adsorbés dans les sols environnant les conduites (Zhang et al. (2004), Hua et al. (2003), Wolf et al. (2004))<sup>72</sup>. De façon identique, la majeure partie des microorganismes pathogènes, particulièrement les espèces aérobies, sont détruits ou retenus (par filtration de pore et adsorption) dans les sols en contact avec les conduites (Hua et al. (2003) ; Blackwood et al. (2005)).

L'hétérogénéité des formations du sol environnant (niveaux très perméables, fissures, macroporosité), permettant une exfiltration préférentielle dans la zone non-saturée, peut cependant, dans certains cas, accélérer le transport des micropolluants et des microorganismes jusqu'à la zone saturée, même située en profondeur. Powell et al. (2003) et Cronin et al. (2003) ont ainsi observé la présence de bactéries et virus fécaux dans des aquifères à 90 m de profondeur, sous les villes de Nottingham et Birmingham (UK). La variabilité du régime hydrologique peut aussi être un facteur d'augmentation de l'impact des eaux usées<sup>73</sup>, en créant à intervalle régulier des périodes de sol environnant « propre » facilitant alors l'infiltration des eaux usées (§ 2.3.2.1). En toute logique, la probabilité de pollution d'une eau souterraine urbaine par des eaux usées est donc fonction directe de la distance entre la conduite d'eaux usées et le niveau saturé de l'aquifère (Rutsch (2007)), en postulant un sol environnant homogène, l'atténuation des contaminants et microorganismes pathogènes étant en règle générale assez forte dans l'environnement immédiat des conduites d'eaux usées.

### *2.3.3.3. Impact qualitatif des eaux claires et du ruissellement urbain*

Bien que généralement moins chargées en polluants (dissous, particuliers et microorganismes) que les eaux usées, les eaux claires (pluviales), particulièrement en milieu urbain, peuvent aussi contenir des substances nocives pour l'environnement et la santé humaine. Il est fréquent que ces eaux entrent en contact avec les eaux souterraines in-situ, par infiltration dans des dispositifs de recharge artificielle (bassins d'infiltration, puits d'injection, etc. – avec ou sans traitement en station d'épuration), ou via les fuites le long de conduites d'eaux claires<sup>74</sup>.

Contrairement à la composition chimique et particulaire des eaux usées, en principe stable (variations modérées selon des cycles journaliers, pour les réseaux d'eaux usées domestiques),

---

<sup>71</sup> Toutefois, le risque pour l'environnement de ces dernières substances est difficile à quantifier. En règle générale, la caféine est utilisée plutôt comme marqueur d'une contamination par les eaux usées.

<sup>72</sup> A titre d'exemple, dans la ville de Rastatt (Allemagne), ces auteurs n'ont pas détecté de résidus pharmaceutiques dans les eaux souterraines, mais uniquement dans les échantillons de sols proches des conduites d'eaux usées (à l'inverse du bore et du potassium par exemple), interprétant ainsi ces résultats comme l'effet de la dégradation et l'adsorption dans l'environnement immédiat des conduites.

<sup>73</sup> Uniquement pour les réseaux d'eau unitaires (eaux usées + eaux claires), dont le niveau d'eau en conduite est aussi dépendant des événements pluvieux.

<sup>74</sup> Dont les dynamiques générales d'exfiltration et d'infiltration sont identiques aux conduites d'eaux usées (partie 2.3.2).

celle des eaux claires montre une variabilité très importante, et de très court-terme - à l'échelle d'un événement pluvieux notamment. Selon Chebbo et al. (1995), il est ainsi important, pour ce type d'eaux, de différencier les charges en polluants par événement pluvieux et les charges en polluants annuelles (cumulatives). Lorsque la charge par événement est considérée, la notion de *première arrivée de polluants* (« polluant first-flush »), conséquence du lessivage des surfaces imperméabilisées après une période sèche, est primordiale. L'analyse de courbes masse-volume<sup>75</sup> (pour 197 événements pluvieux dans 12 réseaux d'eau urbains) effectuée par Bertrand-Krajewski et al. (1998) a montré que 80% de la masse totale de polluants est transportée dans les premiers 74% du volume d'eau ruisselée (pour 50% des événements pluvieux), pour un réseau séparatif ; et que 80% de la masse totale de polluants est transportée dans les premiers 79% du volume d'eau ruisselée (pour 50% des événements pluvieux), dans le cas d'un réseau unitaire. Indépendamment du phénomène de first-flush, la pollution des eaux en sortie de système peut aussi être quantifiée sur des bilans annuels (ou plus), par addition de toutes les contributions de chaque événement pluvieux (Chebbo et al. (1995))<sup>76</sup>.

Les polluants-type présents (et leur origine) dans les eaux claires sont les suivants (Choe et al. (2002), Mangani et al. (2005)) :

- Métaux lourds (entre autres : Pb, Cd, Cu, Zn et Fe) : carburants, pneus et freins, chéneaux et toitures, autres éléments métalliques.
- Cl, Na, Ca, SO<sub>4</sub> (entre autres) : salage des routes en hiver, bétons et ciments.
- Hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP) : huiles et résidus de combustion de l'essence.
- Autre hydrocarbures (aliphatiques, MTBE, etc.) : essences, bitumes et goudrons.

Göbel et al. (2007) proposent une synthèse de la teneur en polluants des eaux claires urbaines, selon l'« origine » de ces eaux : surfaces vertes drainées, toits et routes (plusieurs classes). Le tableau synthétique provenant de leurs recherches est présenté en annexe II-4. Zhang et al. (2004) mentionnent également la présence de substances phytosanitaires dans les eaux claires en provenance de bassins versants situés en zones résidentielles denses (plus grande proportion de jardins). D'autre part, Ellis (1997) a observé que la majeure partie des polluants transportés dans les eaux claires le sont sur la fraction particulaire fine (adsorbés) : selon cet auteur, 90% du Pb, ainsi que 70% du Cu, Cr et hydrocarbures est contenue dans la fraction solide en suspension.

Les eaux claires qui ne sont pas traitées en station d'épuration sont en règle générale rejetées dans les eaux de surface, ou infiltrées « in-situ » et/ou en terminaison de réseau, dans des dispositifs prévus à cet effet (cf. supra). Dans le dernier cas, si ces dispositifs sont correctement dimensionnés (niveau saturé profond, faible pente, sols de conductivité hydraulique moyenne, etc. ; cf. par exemple Göbel et al. (2004))<sup>77</sup>, la filtration (facilitée par la

<sup>75</sup> Les courbes sans-dimensions masse-volume (*courbes M(V)*) indiquent la distribution de la masse de polluant en fonction du volume d'eau ruisselée en sortie de système. Elles sont utilisées fréquemment pour comparer les flux de polluants sortant de différents bassins versants et événements pluvieux.

<sup>76</sup> Zhang et al. (2004) mentionnent certaines études montrant des eaux de first-flush de composition proche de celle des eaux usées.

<sup>77</sup> Ces auteurs proposent une modélisation détaillée (3 modèles) de la recharge artificielle par les eaux de ruissellement, et son utilité dans le dimensionnement des dispositifs d'infiltration des eaux claires.

prépondérance du transport sur fraction particulaire ; cf. supra) et la dégradation des contaminants est en règle générale presque complète jusqu'au niveau saturé sous-jacent<sup>78</sup>. Pitt et al. (1994) ont montré qu'en moyenne 80% de la matière en suspension, 70% des composés organiques (via la mesure de la DCO), et 60 à 90% des métaux lourds étaient retirés des eaux infiltrées dans les étangs de rétention<sup>79</sup>. De son côté, Appleyard (1993) a observé des teneurs faibles (inférieures aux limites légales pour les eaux potables) en métaux lourds, pesticides et composés phénoliques dans l'eau souterraine à proximité immédiate de bassins d'infiltration en Australie (bassins en connexion hydraulique démontrée avec le niveau saturé). Detry et al. (2004) et Dechesne et al. (2004) ont montré des résultats semblables pour des bassins d'infiltration en France. Tous ces auteurs constatent toutefois régulièrement de fortes teneurs en polluants (métaux lourds notamment)<sup>80</sup> sur la fraction solide de ces dispositifs d'infiltration. Le risque de contamination des eaux souterraines que fait peser l'infiltration in-situ des eaux claires est alors en grande partie fonction de la maintenance à long-terme (nettoyage et extraction des matériaux solides pollués), et/ou du mauvais dimensionnement des dispositifs d'infiltration (risque de débordement, colmatage, temps de transit verticaux trop courts jusqu'au niveau saturé, etc. ; Zhang et al. (2004)).

#### **2.3.4. *Autres impacts urbains : effet barrière, remaniement du sous-sol et exploitation de l'eau***

En plus des impacts de l'urbanisation sur les écoulements d'eau en surface (imperméabilisation, diminution de l'infiltration) et dans la zone non-saturée (conduites : effet drainant ou exfiltration), celle-ci modifie également la structure du sous-sol dans son ensemble (excavation, remaniement, etc.), affectant ainsi l'écoulement saturé dans les formations aquifères du sous-sol urbain. L'exploitation de l'eau souterraine, variable au fil des décennies, modifie également de façon notable l'écoulement souterrain en milieu urbain.

Sans entrer dans les détails<sup>81</sup>, ces impacts peuvent ainsi être catégorisés de la façon suivante :

- Remaniement des formations de la zone non-saturée (excavations, remblayage, aplanissement et compaction) : influence sur la conductivité hydraulique, diminution de la capacité d'infiltration du sol, décapage des couches protectrices de surface – subsurface (sol et sous-sol), fissuration et création de macroporosité et chemins d'écoulement préférentiels.
- Fondations de bâtiments, infrastructures et cavités souterraines urbaines : effet de barrière hydraulique imperméable, modification des écoulements souterrains par drainage ou

---

<sup>78</sup> Pour les fuites de conduites d'eaux claires, les processus de dégradation et retardation des contaminants dans le sol sont identiques à ceux des eaux usées (cf. note 74) ; § 2.3.3.2.

<sup>79</sup> Un tableau, dressé par ces auteurs, montrant le comportement des principaux polluants des eaux claires dans les dispositifs d'infiltration, est présenté en annexe II-4.

<sup>80</sup> Appleyard (1993) mesure jusqu'à 3500 ppm de Pb dans les sédiments d'un bassin adjacent à une route principale. Marsalek et al. (1997) ont observé des teneurs très élevées en Cr, Cu et Pb dans les sédiments d'étangs de rétention des eaux pluviales, qui plus sous forme mobile.

<sup>81</sup> La gestion et l'impact des infrastructures urbaines sur les eaux souterraines est un domaine vaste, lié notamment au génie civil. Dans le cas présent, la thèse de Blunier (2009) propose un survol assez complet de la gestion du sous-sol urbain, et des interactions constructions – eau souterraine.

pompage dans les infrastructures en eau (par exemple, Blunier (2009), Marinos et al. (1997)).

- Exploitation in-situ de l'eau souterraine urbaine : abaissements piézométriques locaux ou régionaux (et problème de subsidence associés ; Vázquez-Suñé (2003), Morris et al. (2003)), accélération locale des flux d'eau souterraine.

Ces impacts quantitatifs sur l'écoulement souterrain sont souvent doublés d'un impact *qualitatif* (Epting et al. (2008 (1)), Epting et al. (2008 (2)), Chae et al. (2008)), très variables selon le type d'infrastructures et activités modifiant le sous-sol urbain. Il est dès lors difficile de dresser une liste exhaustive des impacts qualitatifs de ces éléments urbains sur les eaux souterraines. Un retour sur ces différents types d'*aléas urbains*, liés aux activités en sous-sol, sera effectué dans le chapitre 5<sup>82</sup>.

### 2.3.5. Impact hydrogéologique et hydrochimique de l'urbanisation : résumé

Pour résumer ce qui a été présenté dans la section 2.3, il est possible de différencier les *éléments urbains*<sup>83</sup> ayant un impact quantitatif sur le cycle de l'eau et les écoulements souterrains en milieu urbain (fig. 2.26) :

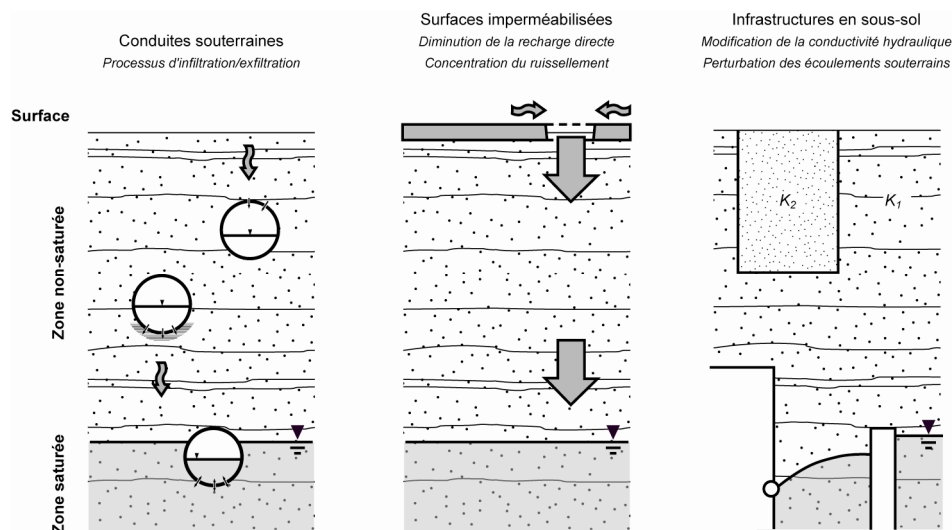


Fig. 2.26 : Eléments urbains perturbateurs du cycle de l'eau en milieu urbain

- Eléments en *surface* : imperméabilisation (diminution voire disparition de l'infiltration directe des eaux pluviales), augmentation et concentration du ruissellement en certains points (infiltration artificielle ou involontaire).
- Eléments en *sous-sol* (zone non-saturée et saturée) :

<sup>82</sup> L'impact *quantitatif* des fondations de bâtiments est modélisé quant à lui dans le chapitre 4.

<sup>83</sup> Ce terme sera utilisé par la suite comme terme généraliste pour parler de tous les éléments perturbants les flux d'eau dans le milieu souterrain.

- Conduites souterraines : rôle ambivalent, peuvent recharger les eaux souterraines (exfiltration, pertes) ou au contraire les drainer (infiltration des eaux souterraines). Les conduites peuvent également court-circuiter le flux vertical dans la zone non-saturée (infiltration depuis la surface).
- Infrastructures souterraines et remaniement du sous-sol : effet de barrière hydraulique, modification des charges et flux de l'eau souterraine urbaine, modification de la conductivité hydraulique.

Comme synthèse finale de cette section, la figure 2.27 illustre ces divers éléments urbains, en rapport avec la recharge des aquifères urbains. La figure 2.28, quant à elle, résume les différentes sources d'impacts qualitatifs sur les eaux souterraines urbaines.

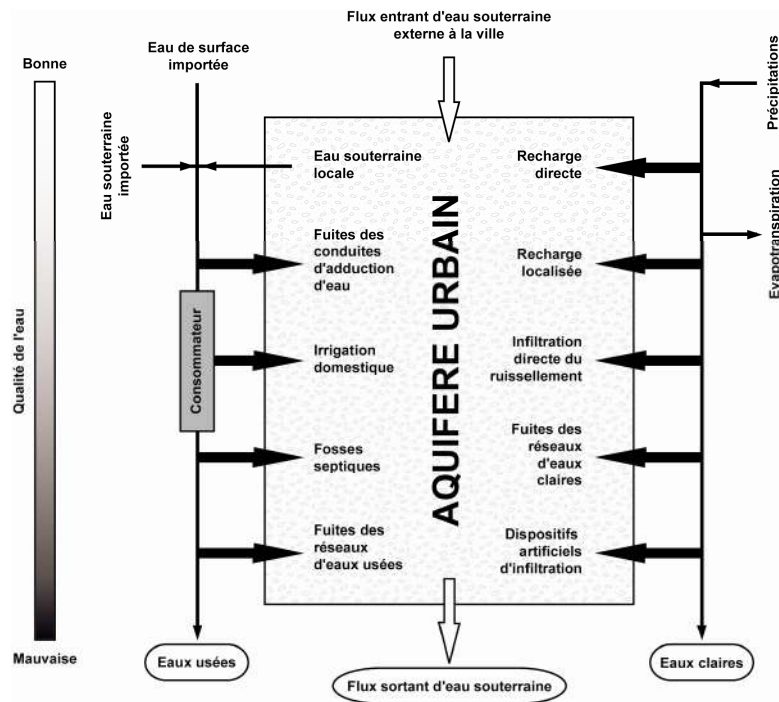


Fig. 2.27 : Recharge urbaine : source et écoulement de l'eau souterraine en milieu urbain (modifié de Barrett et al. (1999))

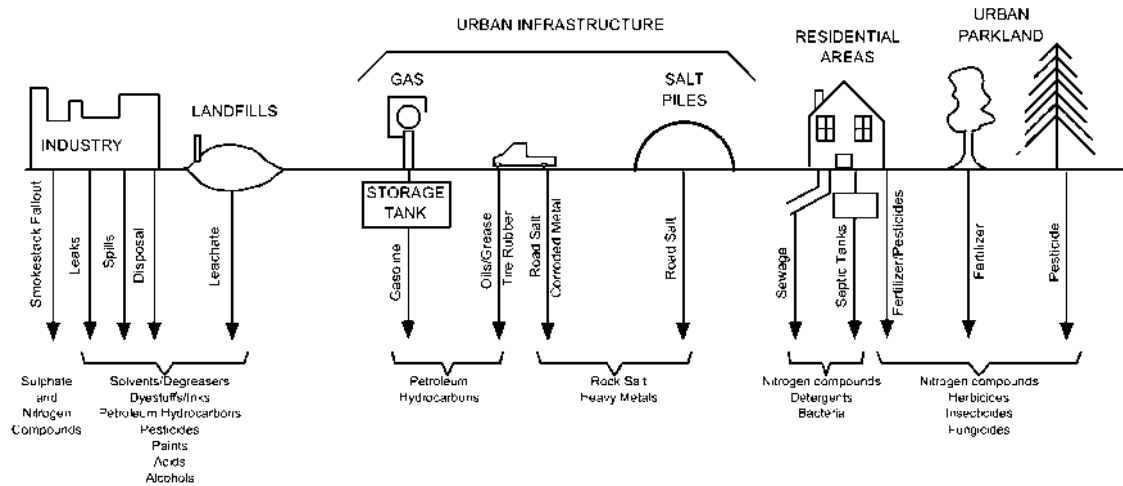


Fig. 2.28 : Sources de contamination de l'eau souterraine urbaine (tiré de Howard et al. (2001))

## 2.4. APPROCHES DANS LA GESTION DES EAUX SOUTERRAINES URBAINES ET LEUR VULNÉRABILITÉ

Cette section du présent chapitre a pour but de présenter de façon non-exhaustive quelques approches récemment développées pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines. Ces approches ont souvent en commun de ne pas se focaliser uniquement sur le système hydrogéologique urbain, mais également de prendre en compte d'autres aspects du milieu urbain (sols, aménagement du territoire, développement socio-économique, etc., il est ainsi fréquemment fait référence aux « ressources urbaines » dans leur ensemble).

La question principale de cette section est alors de savoir si les concepts et méthodes liés à la vulnérabilité des eaux souterraines (section 2.2) sont également intégrés, et de quelle manière, dans ces approches de gestion (partie 2.4.1). Et donc si des liens existent entre les méthodes d'estimation de la vulnérabilité et les approches pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines. L'autre question posée dans cette section est de savoir si les méthodes d'estimation de la vulnérabilité, appliquées à de nombreuses reprises pour des aquifères situés dans des bassins versants urbains, ont intégrés, explicitement ou non, les caractéristiques hydrogéologiques propres aux milieux urbains (partie 2.4.2).

### 2.4.1. Approches récentes pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines et estimation de la vulnérabilité

#### 2.4.1.1. Approches globales pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines : grands projets

Les approches contemporaines pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines sont très nombreuses, liées soit à de grands projets européens ou d'ailleurs, soit participant d'initiatives « individuelles ». Un rapide survol de ces approches est ainsi effectué dans cette partie.

Le cluster de recherche européen IMAGE-TRAIN (Prokop (2003)) propose un large panel de projets (nombreux acronymes) pour la gestion des *ressources urbaines* (fig. 2.29). Sans entrer dans les détails de chacun d'entre eux<sup>84</sup>, il est possible toutefois de dresser une liste de caractéristiques récurrentes (et parfois communes) à ces différentes approches (Prokop (2003)) :

- Etablissement de guides et d'outils d'aides à la décision (OAD) à destination d'utilisateurs non-spécialistes. Exemples : APUSS : OAD pour la gestion de l'eau urbaine (infiltration et exfiltration des eaux usées surtout) ; WATCH : OAD pour la surveillance et la remédiation rapide des pollutions au MTBE et BTEX.
- Etudes et propositions de solutions à grande-échelle - région, bassin versant. Exemples : AISUWRS : gestion de l'eau souterraine urbaine à grande-échelle ; INCORE : investigation de la qualité des eaux souterraines urbaines à différentes échelles spatiales.
- Réduction du risque et gestion des incertitudes (aspect probabiliste) – en cas de remédiation impossible. Exemple : GRACOS : estimation du risque de contamination (sites contaminés particulièrement).
- Surveillance à long-terme des polluants (eaux et sols particulièrement).
- Intégration de techniques de remédiation durable (faible maintenance, rapport qualité-prix optimal).

Noms de projets	OAD et guides	Concepts intégratifs	Gestion de l'eau urbaine	Evaluation du risque	Surveillance	Développement des friches industrielles	Transport de contaminants
INCORE							
WELCOME							
AISUWRS							
APUSS							
RESCUE							
CABERNET							
TRACE-FRAC.							
GRACOS							
NORISC							
SENSPOL							
WATCH							
DIMDESMOT.							
PIRAMID							

Fig. 2.29 : Approches pour la gestion et la protection des eaux souterraines selon le cluster IMAGE-TRAIN : champs de spécialisation (modifié de Prokop (2003))

Plusieurs de ces caractéristiques renvoient alors directement à l'estimation de la vulnérabilité (selon les aspects développés dans la section 2.2) dont les finalités sont, pour rappel : 1) la mise au point d'outils cartographique ou prospectifs utilisables par des personnes non-initiées ; 2) dont les résultats peuvent être présentés à plusieurs échelles spatiales ; et 3) en vue de déterminer le risque de contamination d'une ressource en eau souterraine.

Cela dit, la majorité des approches susmentionnées<sup>85</sup>, et bien que certaines d'entre-elles soient explicitement consacrées à l'évaluation du *risque* de contamination de l'eau souterraine

<sup>84</sup> Certains de ces projets ne sont d'ailleurs pas liés spécifiquement aux eaux souterraines urbaines. D'autre part, le cluster CityNet (Projet européen COST Action 624) inclut également les projets AISUWRS et APUSS, ainsi que d'autres projets consacrés à la réhabilitation, gestion et conception des réseaux d'eau urbains.

<sup>85</sup> Sont exclues ici toutes les approches non-consacrées aux eaux souterraines (cf. note 84).

(NORISC, TRACE-FRAC, entre autres), n'intègrent jamais les concepts et méthodes en provenance des approches d'estimation de la vulnérabilité (et particulièrement les approches dites paramétriques). La plupart de ces approches de la gestion et protection des ressources en eau urbaine possèdent une base physique, utilisent fréquemment des modèles numériques (1D/2D/3D) et fournissent des résultats quantifiés, voire catégorisés (base également des méthodes d'estimation de la vulnérabilité par modélisation physique). À aucun moment cependant, dans pratiquement toutes ces approches, il n'est explicitement fait mention de « vulnérabilité ».

#### 2.4.1.2. Approches globales pour la protection des eaux souterraines urbaines : projet AISUWRS

À titre d'exemple, et parce qu'elle est la seule à utiliser des méthodes d'estimation de la vulnérabilité des eaux souterraines (de façon annexe, cf. infra), il est pertinent de s'attarder sur l'approche de la gestion des eaux souterraines urbaines selon AISUWRS (Assessing and Improving Sustainability of Urban Water Resources and Systems ; Wolf et al. (2006)). L'approche selon AISUWRS est basée sur une série de modèles numériques imbriqués et données GIS (fig. 2.30 et 2.31), dans le but d'améliorer la durabilité à long-terme des systèmes d'eaux urbains, par la diminution planifiée des impacts quantitatifs et qualitatifs négatifs de l'urbanisation sur les eaux souterraines urbaines. L'OAD ainsi mis au point, simulant les flux de contaminants dans les systèmes hydrogéologiques urbains (en mettant l'accent sur les fuites de conduites - tous types de réseaux), et transposable à toute échelle de temps et d'espace<sup>86</sup>, permet ainsi de proposer divers scénarios pour la réduction de l'impact d'un système urbain donné sur les eaux souterraines<sup>87</sup>.

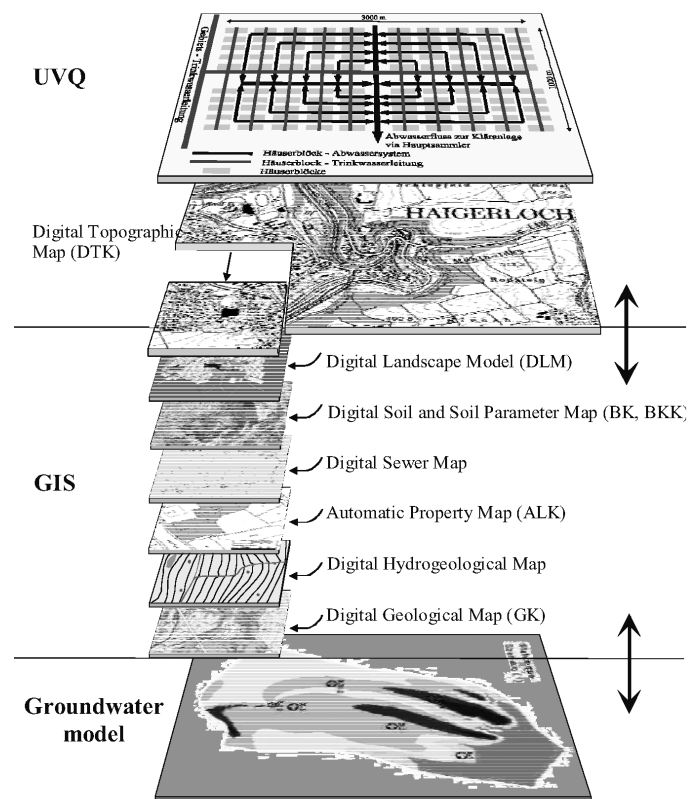


Fig. 2.30 : Approche AISUWRS : liens entre les différents modèles et l'inclusion de données GIS (tiré de Wolf et al. (2005))

<sup>86</sup> Mais relativement gourmand en données (fig. 2.31).

<sup>87</sup> Sans entrer dans les détails, les scénarios proposés (qui intègrent aussi les variables socio-économiques) sont, entre autres : réhabilitation partielle ou totale de certains réseaux d'eau, changement de configuration dans les bilans urbains de consommation et rejets de l'eau.

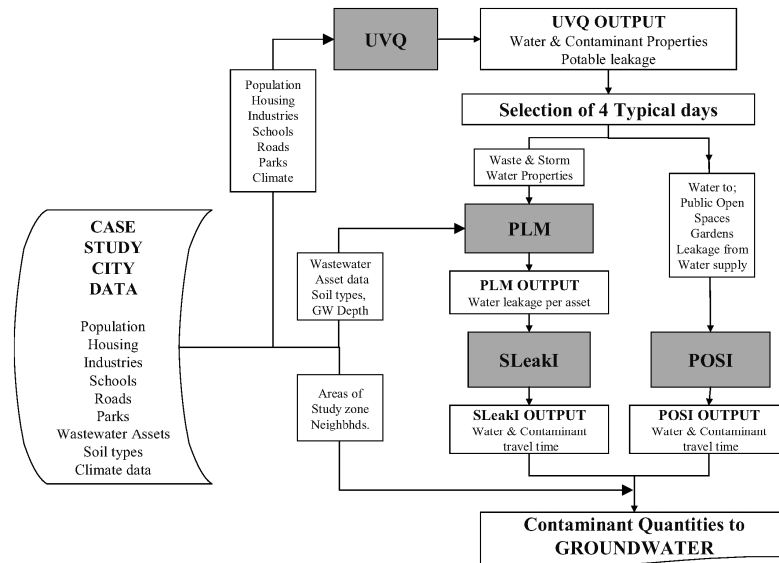


Fig. 2.31 : Approche AISUWRS : modèles numériques et données associées pour l'OAD (tiré de Wolf et al. (2005))

Dans cette approche, les modèles utilisés et leurs paramètres associés sont très proches de ceux liés à l'estimation de la vulnérabilité (épaisseur et lithologie de la zone non-saturée, modélisation des temps de transit en milieu non-saturé et saturé, types de sols, flux de polluants arrivant à la nappe, etc.). Dans le cas de la ville de Rastatt (Allemagne)<sup>88</sup>, des estimations de la vulnérabilité ont bien été effectuées (avec les méthodes GLA (Höling et al. (1995)) et DRASTIC), mais comme *préliminaire* à l'application de l'OAD de AISUWRS (Wolf et al. (2005)). En conjuguant ainsi les résultats d'estimation de vulnérabilité et ceux de l'approche AISUWRS (localisation et quantification des flux de polluants en base de zone non-saturée), des scénarios de réduction de l'impact qualitatif des infrastructures urbaines sur l'aquifère urbain sont proposés (qui permettent également de valider a posteriori l'estimation préliminaire de la vulnérabilité, grâce aux modèles numériques utilisés). Pour l'application sensu stricto de méthodes d'estimation de vulnérabilité dans les milieux urbains, Wolf et al. (2005) proposent ainsi, succinctement, de corriger les modèles en *réduisant l'épaisseur des couches imperméables* et en *supprimant les couches protectrices de sol* au droit des conduites exfiltrantes (source de contamination en subsurface), conduisant ainsi à des valeurs de vulnérabilité *globalement plus élevées* pour la ville de Rastatt. Etant pourtant la plus proche, à première vue, des concepts liés à l'estimation de la vulnérabilité, l'approche selon AISUWRS ne fait ainsi finalement aucune proposition quant à l'adaptation concrète des paramètres de l'estimation de la vulnérabilité aux contraintes et structures du milieu urbain.

Dans une réflexion générale sur la vulnérabilité, Foster (2007) estime que la vulnérabilité en milieu urbain ne devrait pas intégrer les facteurs de *sols* (car souvent décapés ou fortement modifiés), utilisables uniquement dans les zones rurales. D'autre part, cet auteur considère que la recharge, et particulièrement la recharge *urbaine* (car paramètre variable, dépendant fortement de l'activité humaine en milieu urbain), devrait être considérée comme un élément *externe* à l'estimation de la vulnérabilité, à l'instar d'un *aléa* («pression» de contamination externe ; un retour sera fait sur cette problématique dans le chapitre 5).

<sup>88</sup> L'approche AISUWRS a été appliquée à quatre villes-test dans le monde : Doncaster (UK), Ljubljana (SI), Mt Gambier (AU) et Rastatt (DE), montrant des contextes géologiques et climatiques variés.

### 2.4.1.3. Autres approches spécifiques

D'autres approches pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines existent également, qualifiées « d'individuelles » (ne s'intégrant pas dans de grands projets communs). Ces approches sont ainsi souvent liées à des problématiques plus spécifiques : gestion et optimisation du ruissellement urbain et des réseaux d'eaux claires (Tsihrintzis et al. (1997) pour un état des connaissances) ou gestion adaptative pour la protection des ressources en eau urbaine (inondations, constructions souterraines, karst urbain ; thèse de Epting (2009)), applications de l'approche DPSIR<sup>89</sup> (Jago-on et al. (2009), pour les mégapoles asiatiques) par exemple. Ces études incluant fréquemment de la modélisation numérique pour la gestion des eaux souterraines urbaines (autre exemple : Le Delliou et al. (2009))<sup>90</sup>. Comme pour les approches globales, ces différentes approches n'intègrent pas non plus les concepts et paramètres de l'estimation de la vulnérabilité, proposant plutôt soit des OAD immédiatement utilisables, soit des recommandations plus générales pour une meilleure gestion des eaux souterraines urbaines.

### 2.4.2. Application des méthodes d'estimation de la vulnérabilité : prise en compte des éléments urbains

L'application de méthodes cartographique d'estimation de la vulnérabilité et du risque dans des bassins versants urbains est relativement fréquente, et se fait en règle générale à échelle cartographique régionale. Leal et al. (2010) ont appliqué la méthode SINTACS au bassin de la zone métropolitaine de Mexico City, Dimitriou et al. (2008) ont utilisé l'approche européenne (méthode COP + estimation des aléas et risques pour les HAP et PCB) pour un petit bassin versant industriel à la périphérie d'Athènes, par exemple.

Dans ces études, la vulnérabilité est alors estimée sans tenir compte *directement* des éléments du construit urbain. Les sols et sous-sols urbains sont alors considérés dans leur globalité, en fonction uniquement de leurs caractéristiques hydrogéologiques *naturelles*. Les éléments urbains, caractérisés le plus souvent à l'aide de données GIS d'utilisation du sol (type d'industrie, route, jardins, etc.), ne sont alors pris en compte que dans un deuxième temps, et superposés comme *aléas* (donc uniquement caractérisés par leur impact *qualitatif*), lors de l'évaluation du risque de contamination de l'aquifère urbain étudié.

Proposant une solution originale, Tait et al. (2004) développent un outil GIS d'optimisation de l'utilisation de l'eau souterraine urbaine (système BOS : « Borehole Optimisation System »). Cet outil permet l'évaluation du risque de contamination selon trois modèles imbriqués : 1) Modèle probabiliste de zone de capture pour un puits ; 2) Modèle d'utilisation du sol ; et 3) Modèle probabiliste de risque de pollution (en relation avec le modèle n°2). Cet outil associe ainsi de façon dynamique (l'évolution dans le temps peut y être intégrée) un modèle

<sup>89</sup> L'approche « Driving force – Pressure – Status – Impact – Response » (DPSIR), développée par l'Agence Européenne de l'Environnement (EEA (1999)) est un outil simple et multifonctionnel applicable pour l'estimation des impacts tant quantitatifs que qualitatifs sur les eaux souterraines urbaines (utilisable pour d'autres ressources également).

<sup>90</sup> Il ne sera pas discuté plus avant ici de modélisation numérique des écoulements en milieu urbain, celle-ci étant le thème principal du chapitre 4.

numérique d'écoulement souterrain dédié et l'utilisation du sol et ses potentielles sources de pollutions. Mais là encore, les éléments spécifiquement urbains sont d'une certaine façon « importés » (via les modèles « utilisation du sol » et « probabilité de pollution ») comme facteurs « externes » (et une fois de plus selon un aspect purement *qualitatif*) et superposés aux processus hydrodynamiques et hydrogéologiques ayant lieu dans le sous-sol urbain, considéré alors uniquement selon ses paramètres à l'état naturel.

Pour conclure, il est maintenant établi que les liens entre hydrogéologie urbaine et méthodes d'estimation de la vulnérabilité sont des plus ténus. Si les approches globales pour la gestion et la protection des eaux souterraines urbaines sont pour la plupart basées sur des concepts généraux directement calqués sur ceux de l'estimation de la vulnérabilité aux contaminations, elles n'en font jamais clairement référence dans leur méthodologie.

D'autre part, l'application de méthodes d'estimation de la vulnérabilité à des bassins versants aquifères urbains n'est jamais accompagnée d'une paramétrisation des attributs spécifiques au milieu urbain (surfaces imperméabilisées, conduites, cavités souterraines, etc.), dans l'optique d'adapter les indices finaux de vulnérabilité au construit urbain. De manière générale, ces études intègrent ce construit uniquement sous l'angle de l'aléa (probabilité et type de contamination), donc comme facteur « externe » au système hydrogéologique. Ceci dans le but d'évaluer le risque de contamination que fait peser cet aléa sur les eaux souterraines urbaines.

## **2.5. MILIEU HYDROGÉOLOGIQUE URBAIN ET ESTIMATION DE LA VULNÉRABILITÉ : CONCEPTS ET PROPOSITIONS GÉNÉRAUX**

Au vu de ce qui a été discuté dans la section précédente, il est nécessaire d'aller plus avant dans l'intégration et la caractérisation des éléments urbains à intégrer dans les méthodes d'estimation de la vulnérabilité, dans l'optique d'*adapter* celles-ci aux milieux urbains. Bien que cet aspect soit développé en détail dans le chapitre 5 (en tenant compte des résultats des essais de terrain et des simulations numériques urbaines), il est possible de présenter à ce stade de la réflexion quelques lignes générales pour l'adaptation de la cartographie de la vulnérabilité aux attributs propres du milieu urbain – en tenant compte de ce qui a été présenté auparavant.

La partie 2.5.1 explicite la dissociation qui est faite entre l'impact quantitatif et qualitatif des éléments urbains, permettant ainsi de caractériser les éléments urbains soit comme éléments hydrogéologiques (impact hydrologique et/ou hydrodynamique), soit comme aléas urbains. La partie 2.5.2 propose très brièvement de quelle manière ces éléments peuvent être intégrés dans les méthodes existantes d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque et la partie 2.5.3 présente les liens unissant l'hydrogéologie karstique et urbaine, à la lumière des concepts de l'Approche européenne. Celle-ci permettant de donner un exemple préliminaire d'adaptation de la cartographie de vulnérabilité aux milieux urbains.

### 2.5.1. Impacts quantitatifs et qualitatifs des éléments urbains sur l'eau souterraine : liens avec la vulnérabilité et l'aléa en milieu urbain

#### 2.5.1.1. Dissociation des impacts quantitatifs et qualitatifs des éléments urbains

Dans la mesure où l'accent est mis dans cette étude sur la vulnérabilité *intrinsèque*, donc ne prenant en compte que les caractéristiques hydrogéologiques et le régime de la recharge (facteur externe), il est également indispensable de bien différencier l'impact *quantitatif* (parties 2.3.2 et 2.3.4) et *qualitatif* (partie 2.3.3) des éléments urbains sur les ressources en eau urbaine. Et ce particulièrement sur la recharge verticale urbaine, qui conditionne en grande partie le mouvement de polluants potentiels depuis la surface jusqu'à la zone saturée. Pour la suite de la réflexion, les deux facettes de l'impact des éléments urbains seront clairement *dissociées* selon la conformation suivante (fig. 2.32) :

- Impacts quantitatifs sur l'eau souterraine urbaine (perturbations de l'écoulement, court-circuit (« bypass »), effet barrière, etc.) : associés à l'estimation de la *vulnérabilité intrinsèque urbaine*.
- Impacts qualitatifs sur l'eau souterraine urbaine (modifications de la chimie de l'eau, pollutions diverses) : associés à la caractérisation des *aléas urbains* (type et probabilité d'occurrence d'une pollution / modification ; partie 2.2.6).

Par souci de simplification, ces éléments urbains peuvent être classés en quatre catégories<sup>91</sup> (partie 2.3.5), spatialement superposables :

- Conduites souterraines urbaines (tout type de réseau)
- Surfaces imperméables (routes, bâtiments et surfaces bétonnées)
- Infrastructures en sous-sol (fondations, cavités)
- Zones de sous-sol remblayé / remanié (éventuellement avec sols décapés)

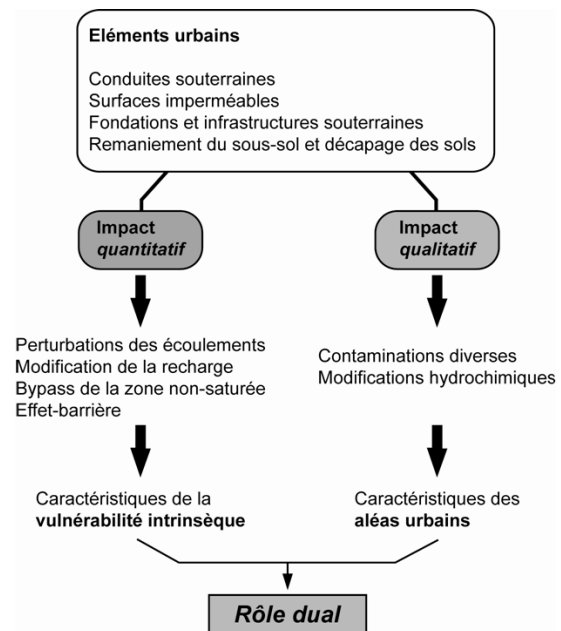


Fig. 2.32 : Impacts des éléments urbains sur l'eau souterraine en milieu urbain et intégration dans les méthodes d'estimation de la vulnérabilité et des aléas urbains.

Ces catégories d'éléments sont indépendantes, elles conditionnent l'écoulement des eaux en subsurface, et présentent un potentiel de pollution. Ces catégories pourront ainsi être intégrées distinctement dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque *ou* la caractérisation des aléas.

Ce *rôle dual* des éléments urbains est ainsi fondamental pour toute la réflexion présente sur la vulnérabilité en milieu urbain. Bien que superposés spatialement, les deux types d'impact des

<sup>91</sup> Ces catégories seront reprises dans la modélisation numérique urbaine (chapitre 4) et dans le chapitre 5.

éléments urbains peuvent être complètement *dissociés* par le type d'information complètement différent (et indépendant) qu'ils représentent : une information de type « hydrologique/hydrodynamique » pour l'impact quantitatif, une information de type « probabilité de pollution » pour l'impact qualitatif<sup>92</sup>.

#### 2.5.1.2. Impact quantitatif des éléments urbains et vulnérabilité intrinsèque urbaine

En faisant l'impasse sur leur impact qualitatif, les éléments urbains peuvent alors être considérés comme des « éléments géologiques – hydrogéologiques » à part entière, ayant une influence hydrodynamique sur l'écoulement de l'eau. Il est dès lors possible d'intégrer ces éléments dans des modèles et cartes hydrogéologiques d'après les caractéristiques hydrologiques/hydrogéologiques suivantes :

- Zones de diminution de l'infiltration de l'eau de surface ↔ surfaces imperméables.
- Zones de concentration du ruissellement (et de l'« infiltration ») ↔ collecteurs et réseaux d'eaux claires.
- Recharge localisée ↔ fuites des réseaux d'adduction d'eau potable, d'eaux usées et claires, percolation depuis canaux et rivières urbains.
- Zones d'exutoire ↔ drainages et pompages dans les infrastructures et cavités souterraines, et prélèvements d'eau localisés.
- Formations aquitardes ↔ infrastructures urbaines imperméables.

Ces éléments peuvent ainsi être cartographiés, conduisant à l'élaboration d'une carte hydrogéologique urbaine spécifique, dont pourrait être dérivée une carte de « vulnérabilité intrinsèque potentielle du milieu urbain » (chapitre 5).

#### 2.5.1.3. Impact qualitatif des éléments urbains et aléas urbains

A l'inverse, en mettant de côté l'impact quantitatif des éléments urbains, il est alors possible de caractériser leur potentiel de pollution uniquement (type et quantité de polluant et probabilité de pollution - accident, apport continu, etc.), sous la forme d'un aléa urbain de pollution (aléa au sens de l'Approche européenne ; partie 2.2.4). Toutefois, la caractérisation (et la classification) des aléas du milieu urbain diffère sensiblement de celle pour les milieux ruraux concernant le point suivant : la *densité* d'aléas<sup>93</sup>.

La superposition de nombreuses infrastructures en milieu urbain complexifie fortement la caractérisation des aléas. Leur densité très élevée en milieu urbain nécessite alors une adaptation en fonction de l'*échelle spatiale* à laquelle ces aléas sont caractérisés (problème de disponibilité et volume de données à traiter), obligeant une caractérisation en termes de zones d'aléas (surfaces, ou zones-tampon pouvant se recouper pour les conduites linéaires) plutôt qu'en termes d'aléas ponctuels<sup>94</sup>.

---

<sup>92</sup> Pour illustrer ce concept, les réseaux d'eaux usées fournissent un bon exemple : ils participent marginalement, quantitativement parlant, à la recharge des eaux souterraines urbaines, mais constituent, qualitativement, un aléa très élevé de contamination des eaux souterraines (Lerner (2002)) .

<sup>93</sup> Comme déjà évoqué, les problèmes liés aux échelles spatiales et temporelles pour l'estimation de la vulnérabilité et l'établissement de cartes en milieu urbain sont l'objet d'une partie du chapitre 5.

<sup>94</sup> Cf. note 93.

### **2.5.2. Intégration des éléments urbains dans les méthodes d'estimation de la vulnérabilité : perspectives**

Lors de l'adaptation de méthodes existantes de cartographie de la vulnérabilité aux milieux urbains (donc sans considérer ici la création d'une nouvelle méthode dédiée à ces milieux)<sup>95</sup>, l'intégration des éléments urbains dans ces méthodes peut se faire selon différentes approches, en fonction notamment du type de méthode considéré :

- Pour les méthodes paramétriques – empiriques, l'intégration peut se faire selon deux approches distinctes :
  - Adaptation *avec* ajout de *nouveaux* facteurs et attributs empiriques, en sus de ceux déjà existants et ainsi nouvellement combinés avec eux. La question est alors de savoir quels éléments urbains sont vraiment pertinents à ajouter, et à quelle échelle spatio-temporelle.
  - Adaptation *sans* ajout de facteurs et attributs empiriques. Donc par la *modification et réévaluation* des facteurs et attributs déjà existants, typiquement les facteurs liés au sol et à la structuration de la zone non-saturée, par exemple.
- Pour les méthodes à base physique, l'adaptation des ces méthodes par intégration des éléments urbains peut se faire directement, par ajout, par exemple, de nouvelles conditions aux limites et/ou modifications des paramètres hydrodynamiques pour l'écoulement de l'eau ou le transport de polluants. Ceci en lien direct avec lesdits éléments urbains (cette problématique est reprise dans le chapitre 4).

Sans aller plus loin pour le moment, ces différentes approches seront discutées plus en détail (et mises en application dans des exemples concrets) dans le chapitre 5.

### **2.5.3. Cas de l'Approche européenne COST620 : caractéristiques communes aux milieux karstiques et urbains - exemple préliminaire d'intégration des éléments urbains**

Les milieux karstiques et urbains montrent un comportement hydrogéologique semblable sur plusieurs points, Cette partie présente brièvement les caractéristiques communes à ces deux milieux. A titre d'exemple préliminaire pour l'adaptation de la cartographie de la vulnérabilité dans les zones urbaines, les facteurs OCPK de l'Approche européenne COST620 sont mis en relation avec l'hydrogéologie urbaine et ses éléments hydrogéologiques associés (partie 2.5.1).

---

<sup>95</sup> Ce n'est pas l'objectif de la présente étude (compte tenu de la profusion de méthodes déjà existantes, certaines pertinentes, d'autres non).

### 2.5.3.1. Caractéristiques hydrogéologiques communes aux milieux karstiques et urbains

Sujet assez rare dans la littérature, l'analogie entre karst et milieu urbain est explicitement mentionnée par Garcia-Fresca (2007). Cet auteur propose ainsi une liste de caractéristiques communes aux deux milieux hydrogéologiques (fig. 2.33)<sup>96</sup> :

- Tranchées, rigoles et autres excavations ↔ systèmes fracturés naturels
- Excavations souterraines, tunnels ↔ conduits et cavernes karstiques
- Collecteurs d'eaux claires ↔ dolines, pertes karstiques
- Eaux claires stockées en subsurface ↔ eau de l'épikarst
- Hétérogénéité de la recharge : diffuse (surfaces vertes) ou localisée (fuites de conduites)
- Conductivité hydraulique du sous-sol fortement hétérogène et anisotrope (remblayages, remaniements, compactages)

Pour les milieux urbains, le lien peut ainsi être directement fait entre éléments urbains et « éléments hydrogéologiques karstiques » pour la caractérisation de leur impact hydrologique/hydrodynamique.

### 2.5.3.2. Vulnérabilité intrinsèque urbaine : *bypass* (« court-circuit ») des couches superficielles protectrices et fonctionnement hydrologique

Aux caractéristiques mentionnées dans le paragraphe précédent et liées à certains éléments en particulier, s'ajoutent encore deux processus hydrogéologiques plus généraux propres aux deux milieux, et importants pour l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque :

- *Processus de « bypass » des couches superficielles protectrices* : les eaux de pluie et eaux usées sont souvent concentrées dans des réseaux d'évacuation. Ces réseaux ne sont généralement pas étanches (nombreuses fuites) et sont fréquemment proches, ou en contact direct, avec les nappes souterraines. Il est alors pertinent de considérer que les conduites souterraines induisent un phénomène de « bypass » des formations superficielles protectrices (sols notamment) en mettant en contact direct ou proche avec l'eau souterraine des eaux potentiellement polluées. Annulant ainsi presque entièrement l'effet protecteur de la zone non saturée.
- *Fonctionnement hydrologique* : comme dans les milieux karstiques, les vitesses d'écoulement des eaux transitant dans les réseaux d'évacuation, et s'infiltrant vers les aquifères sous-jacents (via les fuites) sont en règle générale élevées. Les temps de résidence courts dans la zone non-saturée qui peuvent en résulter diminuent fortement les processus naturels d'atténuation d'une contamination. De surcroît, comme pour les milieux karstiques, les milieux urbains sont très sensibles aux événements hydrologiques extrêmes. Durant ces événements, les charges hydrauliques et les teneurs en polluants augmentent rapidement dans les réseaux urbains, augmentant de facto la probabilité de contamination de l'eau souterraine urbaine.

---

<sup>96</sup> L'auteur insiste sur le fait que l'identité ne tient plus si l'aspect temporel est considéré : la vitesse de « karstification urbaine » étant bien sûr plusieurs ordres de grandeur plus élevée que celle de la karstification naturelle.

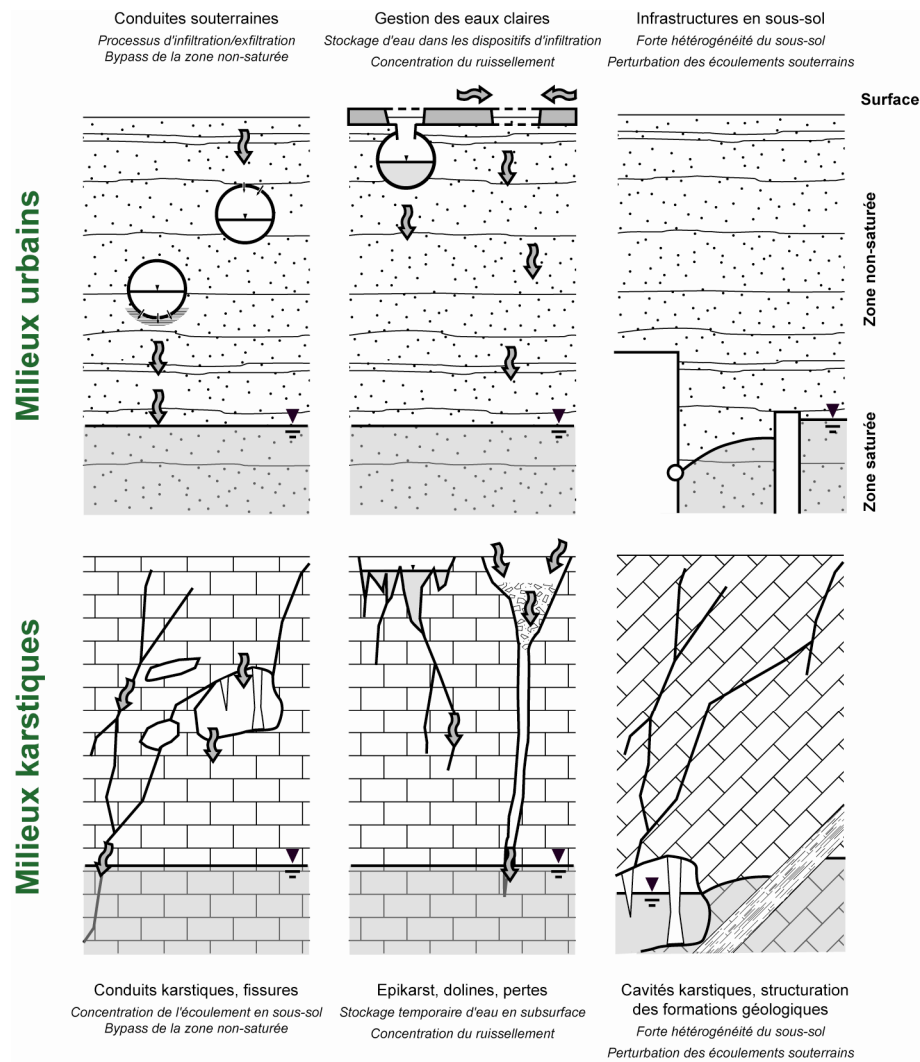


Fig. 2.33 : Eléments urbains et éléments karstiques : caractéristiques analogues

### 2.5.3.3. Facteurs de l'Approche européenne et éléments urbains : liens préliminaires

En considérant les attributs des facteurs OCPK de l'Approche européenne, il est possible d'établir une continuité entre ces facteurs et une approche pour l'estimation de la vulnérabilité adaptée au milieu urbain. Cette continuité se faisant sein d'un schéma conceptuel proche de celui de l'Approche européenne.

Comme le suggère la figure 2.34, les facteurs OCPK, et particulièrement les facteurs C et K, pourraient être légèrement modifiés pour rentrer dans le cadre de l'estimation d'une « vulnérabilité urbaine » :

- Facteur O. Compte tenu que les paramètres pour la détermination du facteur O sont uniquement fonction de la *géologie* et la *pédologie*, ce facteur ne nécessiterait donc pas de modification pour y inclure les éléments urbains. En cas de remblayage avec des matériaux anthropogènes ou de décapage des sols (sans imperméabilisation postérieure), les nouvelles caractéristiques hydrogéologiques du matériau devraient être alors considérées pour le calcul du facteur O. Il est ainsi tout à fait imaginable de calculer le facteur O au

moyen de n'importe quelle méthode d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque, en tenant compte, localement, des nouvelles caractéristiques de la zone non-saturée suite à d'éventuels remaniements de ces matériaux.

- Facteur C. Le facteur C étant une mesure de la *concentration du ruissellement* et son infiltration préférentielle, il est ainsi en relation directe avec le type de recharge (parties 2.2.7 et 2.3.5). Les éléments urbains devraient être intégrés dans le calcul de ce facteur, notamment pour estimer les risques de bypass des couches protectrices (facteur O). Dans l'ordre d'importance, les éléments urbains à considérer ici seraient : les surfaces imperméables, les collecteurs d'eaux claires, les autres types de conduites souterraines (potentiellement exfiltrantes). Ces éléments urbains peuvent alors être superposés cartographiquement, comme éléments discrets/linéaires<sup>97</sup>, aux attributs des formations de la zone non-saturée et du sol (facteur O).
- Facteur P. Comme déjà mentionné, le facteur P, lié au *régime de précipitations et recharge*, est indépendant du substrat géologique ainsi que du construit urbain. Néanmoins, compte tenu de la dynamique d'exfiltration des conduites et sa forte relation avec les événements pluvieux extrêmes (particulièrement pour les réseaux d'eaux claires ou unitaires), il serait envisageable de mettre au point un facteur P prenant en compte l'information liées aux intensités maximales observées de précipitations (et pas seulement des moyennes annuelles de pluviométrie, évapotranspiration et infiltration efficace)<sup>98</sup>.
- Facteur K. Ce facteur étant fonction du *développement du réseau karstique*, en prenant en compte les similitudes entre les milieux karstiques et urbains (sans prendre toutefois ici en compte l'effet capacitif propre aux milieux karstiques), il serait ainsi concevable d'intégrer dans le calcul de ce facteur toutes les cavités souterraines spécifiquement urbaines (tunnels, sous-sols de bâtiments en eau, etc. ; conduites « infiltrantes » comprises), situées dans les formations saturées de l'aquifère.

---

<sup>97</sup> Comme des éléments de type fissures ou zones d'écoulement préférentiel.

<sup>98</sup> En tenant compte toutefois de l'aspect temporel : risque de pollution à court-terme (événementiel) ou à long-terme (annuel, décennal, centennal ; cf. chapitre 5).

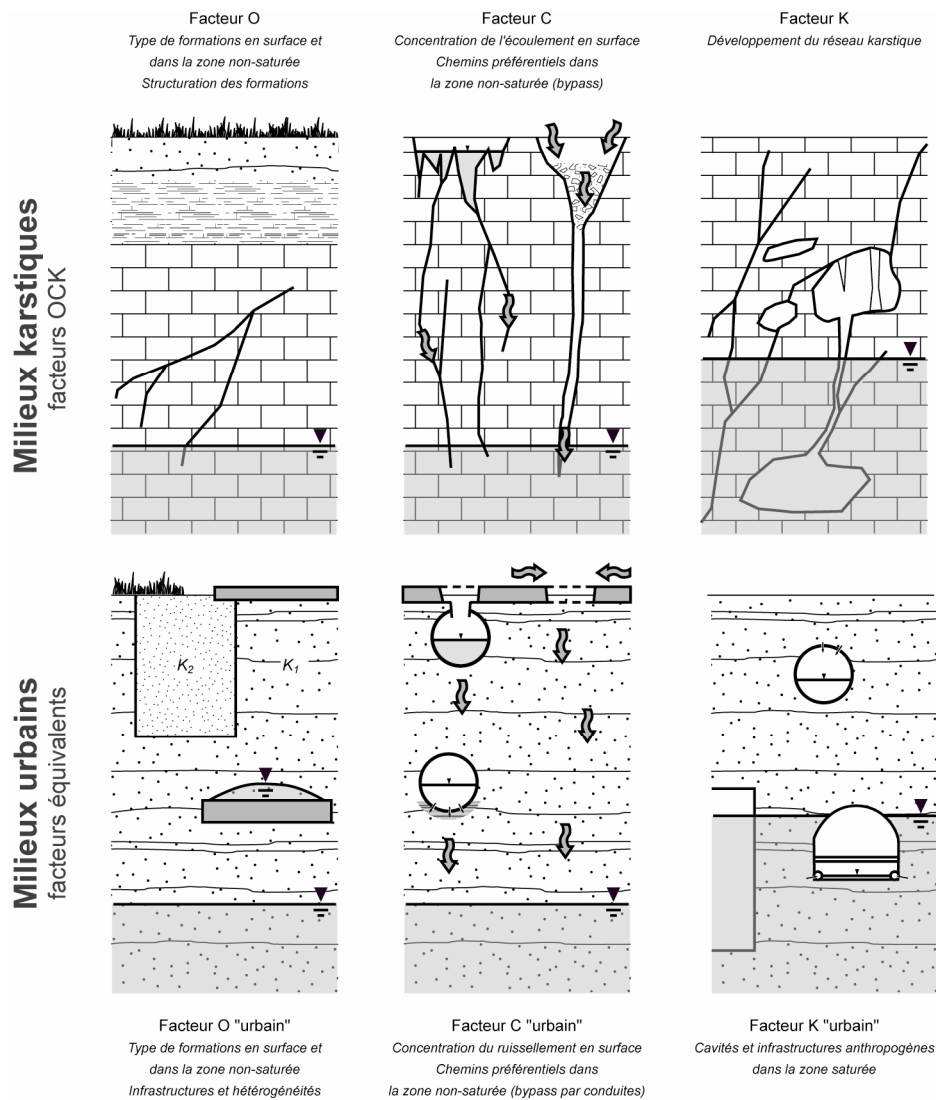


Fig. 2.34 : Estimation de la vulnérabilité selon l'Approche européenne : comparaison des facteurs OCK avec des propositions de facteurs urbains. Le facteur P, externe aux systèmes karstiques et urbains, n'est pas représenté

#### 2.5.3.4. Résumé

Les similitudes entre milieux karstiques et urbains, notamment à propos de l'hétérogénéité de la recharge et des risques de bypass des formations protectrices du sol et du sous-sol non-saturés<sup>99</sup>, ont permis d'ouvrir une première porte vers l'adaptation des méthodes d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque aux caractéristiques du milieu urbain, via le schéma conceptuel de l'Approche européenne. Deux conclusions préliminaires peuvent en être tirées :

- Le schéma conceptuel de l'Approche européenne, et ses facteurs OCPK, offrent une base solide pour l'adaptation de la vulnérabilité au construit urbain.

<sup>99</sup> Donc conséquences de l'impact hydrodynamique (quantitatif) des éléments karstiques ou urbains : fissures – conduites, cavités souterraines, zones d'infiltration préférentielle.

- L'Approche européenne pourrait permettre l'établissement de deux types de cartes superposables, en relation avec les facteurs O et C (ici pour la vulnérabilité de la ressource) :
  - Une carte basée uniquement sur les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques (vulnérabilité intrinsèque) de l'aquifère urbain à protéger – en référence directe avec le *facteur O* de l'Approche européenne – et moyennant une éventuelle adaptation locale pour les zones remblayées/remaniées. Cette carte peut être établie avec n'importe quelle méthode d'estimation de la vulnérabilité intrinsèque.
  - Une carte basée uniquement sur les éléments urbains modifiant et concentrant l'écoulement de l'eau en surface et en subsurface (zones non-saturée et saturée), et donc ayant in fine une influence sur la recharge urbaine – en référence directe avec le *facteur C* de l'Approche européenne.

Le chapitre 5 traitera en détail de cette problématique et des différents types de carte possibles, ainsi que des nombreux problèmes qui apparaissent lors de l'intégration des éléments urbains dans les méthodes d'estimation de la vulnérabilité.

## 3

## Essais de traçage dans des aquifères urbains : caractérisation des flux d'eau dans le sous-sol urbain<sup>100</sup>

### 3.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les résultats d'une série d'essais de traçage, effectués dans des sites urbains avec comme objectif la détermination de l'influence des éléments urbains (section 2.5) sur les flux d'eau dans les zones non-saturée<sup>101</sup> et saturée urbaines. La vitesse du flux vertical dans la zone non-saturée peut ainsi être caractérisée par exemple au moyen d'injections en surface de traceurs conservatifs. La caractérisation de ce flux permettant alors d'estimer la *recharge* verticale de l'eau souterraine. La recharge verticale étant considérée comme un paramètre-clé dans l'estimation de la vulnérabilité (partie 2.2.7), tous les processus urbains la modifiant doivent alors être pris en compte dans de la cartographie de la vulnérabilité des eaux souterraines urbaines. Dans les zones urbanisées, la recharge des eaux souterraines peut ainsi être par exemple *concentrée* ou *diffuse* : concentrée et augmentée en bordure des surfaces imperméables (ruissellement sur de grandes surfaces) ou au droit des fuites des réseaux d'eau souterrains ; diffuse sous les surfaces vertes.

Les essais de traçages présentés ici ont été effectués dans le but d'identifier et de quantifier les perturbations induites par les éléments urbains sur la recharge, dans la perspective de l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité dans les milieux urbains. Plus précisément, les objectifs de ces essais sont :

- Caractériser l'impact de certaines infrastructures et matériaux urbains en surface/subsurface sur les flux d'eau de la zone non-saturée.
- Evaluer l'influence des conditions hydrologiques sur les flux d'eau dans la zone non-saturée urbaine.
- Etablir une relation entre la restitution des traceurs dans l'aquifère en fonction de leur points d'injection (liés aux éléments urbains), et une cartographie de vulnérabilité qui tient compte du construit urbain.

---

<sup>100</sup> Modifié de Ducommun R., Zwahlen F. (in prep). *Tracer tests in urbanised aquifers: a tool for better understanding water flow in urban areas*. A soumettre au Hydrogeology Journal.

<sup>101</sup> Pour rappel, la zone non-saturée qui est d'une importance fondamentale pour l'atténuation d'une contamination potentielle en provenance de la surface.

Pour atteindre ces buts, deux sites d'essais urbains, situés dans les villes de Colombier et Neuchâtel (Suisse), ont été investigués au moyen d'essais de multi-traçage à l'échelle locale (parties de bassin versant). Ces essais ont consisté en des injections de traceurs conservatifs sur différentes surfaces (vertes ou imperméables) et dans des réseaux souterrains d'eaux claires ou de drainage. La restitution des traceurs a ensuite été mesurée dans les aquifères des deux sites investigués. Sur le site de Colombier, plusieurs essais de traçage ont été réalisés pendant des périodes hydrologiques différentes, permettant ainsi d'évaluer l'influence des conditions climatiques/hydrologiques sur la restitution des traceurs.

Les temps de transit et taux de restitution mesurés dans les aquifères des sites investigués ont ainsi permis la caractérisation des flux des zones non-saturée et saturée, ainsi que la perturbation de ces flux par les éléments urbains en subsurface. Pour illustrer ce principe, la figure 3.1 représente la relation entre le schéma conceptuel de l'Approche européenne COST620 (Zwahlen (2004)) pour l'estimation de la vulnérabilité de l'eau souterraine (fig. 3.1a)) et les flux d'eau dans le sous-sol pouvant être caractérisés par des essais de traçage urbains (fig. 3.1b)).

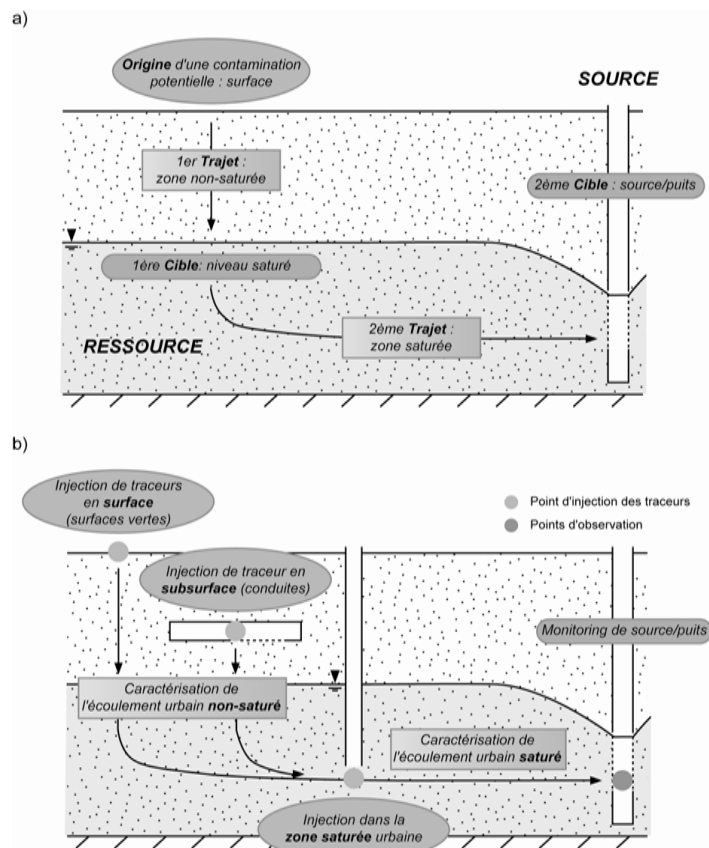


Fig. 3.1 : Relations entre le schéma conceptuel Origine – Trajet - Cible de l'Approche européenne (a) et les flux d'eau dans le sous-sol urbain caractérisés par des essais de traçages urbains (b)

La section 3.2 présente les sites d'essais de Colombier et Neuchâtel, la méthodologie utilisée dans chaque cas et les résultats des différents essais sur les deux sites. La section 3.3 propose une discussion des résultats selon trois axes de réflexion associés aux objectifs mentionnés plus haut. Enfin, la section 3.4 présente quelques conclusions, ainsi que les limitations

inhérentes aux essais de traçage locaux en milieu urbain (problème de la régionalisation des résultats) - faisant ainsi le lien avec le chapitre 4.

### 3.2. ESSAIS DE TRAÇAGES URBAINS

Les essais de traçages urbains présentés dans ce chapitre ont été effectués dans les villes de Colombier et Neuchâtel (Suisse occidentale). Le choix des sites s'est fait en fonction de trois points fondamentaux : 1) présence d'éléments urbains ; 2) disponibilité de données hydrogéologiques locales fiables ; et 3) disponibilité de données de qualité concernant les infrastructures urbaines sur ces sites (réseaux d'eaux, cadastres, etc.).

Les deux sites présentent des contextes hydrogéologiques et une densité d'urbanisation différents : le site de Colombier est situé dans une zone faiblement urbanisée (site périurbain),

sur des sédiments quaternaires glaciaires moyennement perméables, tandis que le site de Neuchâtel est localisé dans une zone fortement urbanisée, sur des dépôts quaternaires péri-lacustres et anthropogènes très perméables (fig. 3.2). Les deux sites sont situés au pied (versant sud) des montagnes de l'Arc jurassien (chaîne plissée de formations calcaires et argileuses mésozoïques).

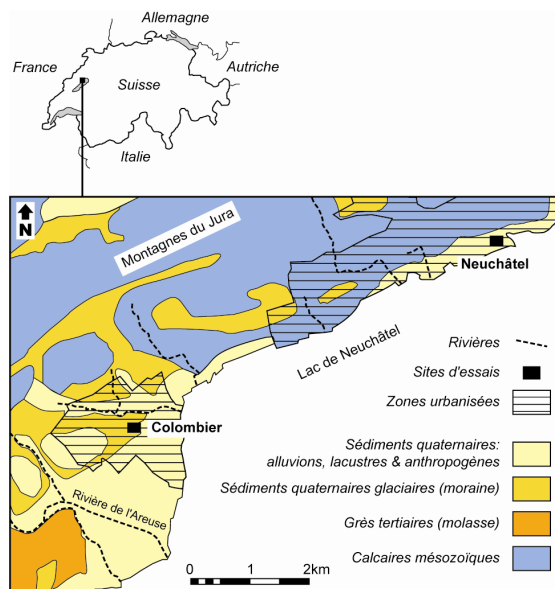


Fig. 3.2 : Esquisse géologique montrant la localisation des deux sites d'essais de Colombier et Neuchâtel

#### 3.2.1. Essais de traçage sur le site de Colombier

##### 3.2.1.1. Site de Colombier

Le site de Colombier (fig. 3.3) est située dans la zone de l'arsenal militaire et des bâtiments de la GANSA ("Gaz Neuchâtelois SA"), sur le commune de Colombier (env. 5300 habitants), dans une zone faiblement urbanisée. Plusieurs éléments urbains significatifs sont présents sur le site d'essais : remblais routiers et des zones remblayées récentes, réseaux d'eaux claires et usées (terminaisons de réseaux et réseaux secondaires), par exemple. Dans la partie occidentale du site (versant du plateau de Planeyse), le substrat géologique est formé de dépôts quaternaires variés d'origine glaciaire, composés principalement de formations argileuses et limoneuses. Dans sa partie orientale et méridionale, le substrat est composé des formations alluviales quaternaires du delta de la rivière Areuse (Frei et al. (1974)).

Les ressources en eau souterraine sont relativement rares dans les dépôts glaciaires de la région du site (Y.-A. Brechbühler Ingénieur conseil SA, rapport non publié, 2001). Un *aquifère superficiel* local est toutefois présent dans les formations quaternaires appelées « limons de

« pente », composés de niveaux glaciaires de limons et sables, de 3 à 4 mètres d'épaisseur en moyenne, situés sur les pentes du Plateau de Planeyse (Meia et al. (1976)). Dans l'optique d'éviter l'inondation des niveaux inférieurs des bâtiments de la GANSA, l'eau souterraine locale du site est collectée en sous-sol dans une conduite de drainage (2.5 m au-dessous de la surface) et concentrée dans un collecteur souterrain adjacent aux bâtiments de la GANSA (point d'observation OCC1). L'exutoire OCC1 est pérenne (débit variant de 6 l/min à 12 l/min), l'eau montre une conductivité électrique quasi constante (moyenne annuelle à 600  $\mu\text{S/cm}$ ) ainsi que des températures variant faiblement au cours de l'année (mais montrant des valeurs assez élevées ; 14.6 °C mi-mai à 15.4 °C mi-août 2007). Compte tenu que le débit d'étiage et les paramètres physico-chimiques sont relativement stables pour un aquifère superficiel et de petite étendue (donc théoriquement très dépendant de la pluviométrie locale), une contribution au débit total de l'exutoire OCC1 par une alimentation verticale ascendante en provenance de l'aquifère karstique crétacé en profondeur (pas représenté sur la fig. 3.3) n'est pas à exclure, en complément de la recharge locale par les précipitations (l'exutoire OCC1 est décrit en détail dans l'annexe III-1).

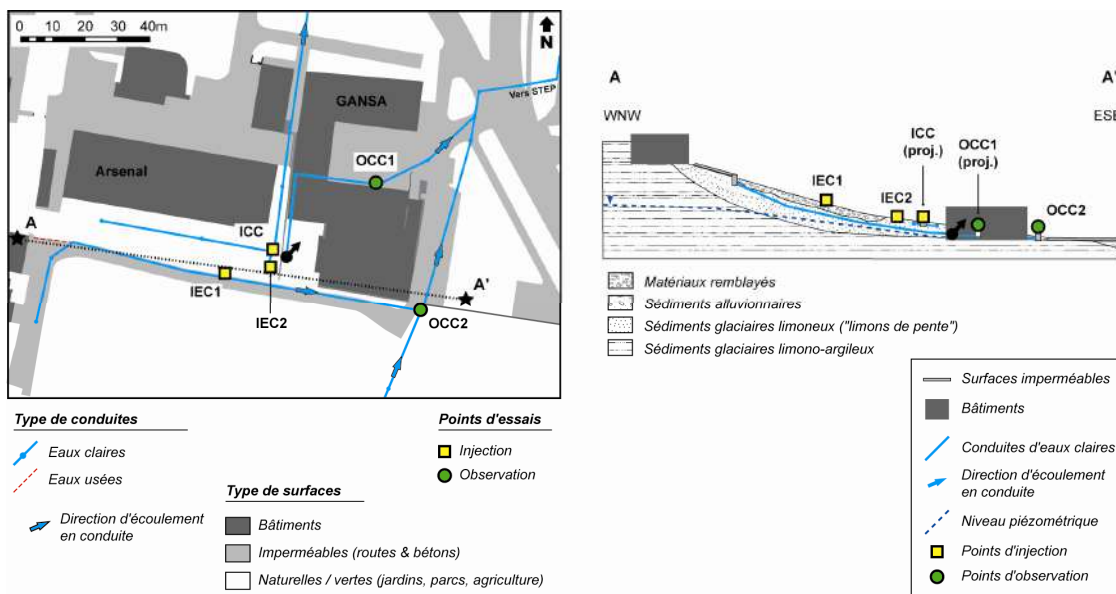


Fig. 3.3 : Carte détaillée des infrastructures urbaines et coupe géologique schématique pour le site de Colombier (ligne pointillée pour la localisation de la coupe). Abréviations pour les points d'observation et d'injections : I = injection; O = observation; C = collecteur/caniveau; E = excavation/fouille. Lettre finale : C = Colombier (se référer au texte pour une description détaillée des points expérimentaux)

A l'aide d'une tarière à main, de petits profils géologiques (jusqu'à 1 m de profondeur) ont été établis sur le site de Colombier. Sous la surface herbeuse de l'arsenal (point d'injection IEC2), les formations du sous-sol consistent en majorité en des niveaux limono-sableuses avec galets, surmontées par 0.5 à 0.8 m de matériau remblayé anthropogène à dominante argileuse (contenant briques et matériaux de construction).

Des tests de perméabilité de type Porchet (dans les forages à la tarière à main ; annexes III-2 et III-3 pour la théorie et les données détaillées), effectués à proximité de la fouille IEC2, ont donné des valeurs moyennes de conductivité hydraulique de  $K_{\text{moy}} = 4.7 \cdot 10^{-7}$  m/s pour les formations du sous-sol. Un test d'infiltration effectué directement dans la fouille IEC2 pendant l'injection des traceurs a donné une valeur de  $K = 9.7 \cdot 10^{-5}$  m/s pour les formations sableuses en fond de fouille (voir annexe III-4 pour les détails). Pour le remblai routier (point d'injection

IEC1), les formations en sous-sol consistent en du matériel de remblayage à dominante argileuse (0.3 m d'épaisseur), surmontant un niveau à dominante graveleuse (substrat de la route, env. 0.5 m d'épaisseur). Les tests Porchet effectués à proximité de la fouille à la bêche IEC1 ont donné des valeurs moyennes de conductivité hydraulique  $K_{\text{moy}} = 2.2 \cdot 10^{-7}$  m/s.

En plus du réseau de drainage OCC1 susmentionné, le site de Colombier possède deux autres réseaux d'eau souterrains : un réseau d'eaux claires et de drainage à 2 m de profondeur, collectant les eaux de ruissellement des bâtiments de l'arsenal et des zones herbeuses associées (point d'injection ICC) ; et une partie périphérique du réseau unitaire (eaux claires et usées mélangées) de la commune de Colombier. Un collecteur souterrain à mi-course (point d'observation OCC2) récolte les eaux usées des villas en amont, les eaux de ruissellement des surfaces imperméables environnantes, ainsi que les eaux de drainage des vignobles adjacents (dans la partie méridionale du site).

Les eaux des réseaux OCC1, ICC et OCC2 sont toutes concentrées en aval dans le réseau unitaire municipal et traitées à la station d'épuration (STEP) de la ville de Colombier.

### 3.2.1.2. Méthodologie

Deux essais de traçage ont été effectués sur le site de Colombier. Le premier essai s'est déroulé pendant une période sèche du printemps 2007, avec une durée d'observation de huit semaines, tandis que le second essai a été effectué pendant une période humide de l'été 2007, et a été suivi durant quatre semaines. Deux traceurs fluorescents conservatifs, de la sulforhodamine B et de l'uranine<sup>102</sup>, ainsi que du sel (NaCl), ont été injectés aux points nommés IEC1, IEC2 et ICC, respectivement. Tous les traceurs ont été injectés en surface ou en subsurface, dans le sous-sol non-saturé. La restitution des traceurs a été mesurée aux points nommés OCC1 et OCC2.

Pour les deux essais de traçage, 500 g de sulforhodamine B en solution concentrée a été injectée au point IEC1 (le point IEC1 consiste en six petites fouilles à la bêche, positionnées le long de la route, dans le remblai routier). A chaque fois, la couche superficielle peu perméable de sol et argiles a été décapée peu avant l'injection du traceur. Le traceur a été infiltré dans le sous-sol au moyen de 125 l d'eau (hydrante), volume réparti de manière égale dans chaque fouille (env. 20 l par fouille).

Pour les deux essais de traçage, 300 g d'uranine en solution concentrée a été injectée au point IEC2, avec approximativement 10 l d'eau de rinçage. Le point IEC2 consiste en une fouille à la bêche située dans la zone herbeuse de l'arsenal. A chaque fois, la couche de sol et environ 0.4 m de formation argileuse superficielle peu perméable ont été décapées peu avant l'injection du traceur. Lors de l'essai de traçage du printemps 2007, 8000 g de NaCl dissous dans 50 l d'eau a été injecté directement dans le collecteur d'eaux claires ICC, également situé dans la zone herbeuse de l'arsenal. Le fond en béton du collecteur ICC se trouve à 2 m de profondeur, approximativement 0.5 m au-dessus du niveau de nappe local. L'écoulement des eaux drainées dans le collecteur ICC est très lent, mais constant. Lors de l'essai de traçage de l'été 2007, 8000 g de NaCl dissous dans 50 l d'eau a été injecté simultanément avec l'uranine dans la

---

<sup>102</sup> Pour des raisons analytiques, la sulforhodamine B a été choisie car sa longueur d'ondes d'excitation/émission (540 nm) est bien différenciée de celle de l'uranine (480 nm).

fouille IEC2 (les photos des injections de traceurs à Colombier sont présentées dans l'annexe III-5).

A l'exutoire OCC1, le débit a été jaugé manuellement à intervalle régulier. La température de l'eau a été mesurée en continu avec une sonde pression STS DL/N-64 lors de l'essai du printemps 2007, et avec un conductimètre portable WTW 340i lors de l'essai de l'été 2007. Les concentrations en traceurs fluorescents, ainsi que la turbidité de l'eau, ont été mesurés en continu avec un fluorimètre de terrain (GGUN-FL30 ; Schnegg et al. (2003)), mais également par des analyses de fluorescence en laboratoire (fluorimètre Perkin-Elmer LS50B) d'échantillons d'eau collectés au moyen d'un échantillonneur automatique ISCO, par pas de temps variant de 1h à 5h. Pendant l'essai de l'été 2007, les concentrations en sulforhodamine B mesurées en continu par le fluorimètre de terrain ont été recalculées au moyen des résultats des analyses en laboratoire, jugés plus fiables (points blancs sur la fig. 3.6 ; détails des calculs dans l'annexe III-6). Les concentrations en NaCl ont été obtenues indirectement par les valeurs de conductivité électrique de l'eau, au moyen d'un conductimètre portable WTW 340i. A cause de niveaux d'eau généralement très bas, voire nuls, dans le collecteur d'eaux claires/usées OCC2, l'installation d'appareils de mesure en continu a été jugée inutile, obligeant à un suivi régulier uniquement qualitatif/visuel pour ce point de mesure (récolte d'échantillons impossible).

Les données de précipitations journalières ont été obtenues auprès de MeteoSwiss (station Neuchâtel, altitude : 485 m). Le tableau 3.1 propose un résumé des points d'injection et d'observation, ainsi que les appareils de mesures associés, pour le site de Colombier.

Points d'injection des traceurs					
Nom	Type	Description	Traceur	Masse (g)	Volume de solution <sup>1</sup> (L)
IEC1	Fouille à la pelle	6 fouilles (intervalle : 2 m), profondeur de fouille moyenne = 0.1 m, volume moyen = 18 dm <sup>3</sup>	Sulforhodamine B	500	125 <sup>2</sup>
IEC2	Fouille à la pelle	Profondeur de fouille = 0.5 m, volume moyen <sup>1</sup> = 70 dm <sup>3</sup>	Uranine; NaCl <sup>3</sup>	300; 8000	10
ICC <sup>4</sup>	Caniveau d'eaux claires	Injection dans le caniveau, profondeur = 2 m	NaCl	8000	50
Points d'observation					
Nom	Type	Description	Appareil installés et échantillonnages effectués	Paramètres mesurés sur-site	Analyses en laboratoire
OCC1	Exutoire drainage eaux souterraines	Mesures et échantillonnages : profondeur de l'exutoire = 2.5 m	Echantillonneur automatique ISCO (intervalle : 1 à 5 h) <sup>2</sup> ; sonde pression STS (intervalle : 1 min); fluorimètre de terrain FL-30 (LEDs uranine & rhodamine ; intervalle : 4 min); conductimètre électrique WTW (intervalle : 5 min)	Niveau d'eau (mH <sub>2</sub> O), température de l'eau (°C), conductivité électrique de l'eau (µS/cm), concentrations en uranine & sulforhodamine B (ppb), turbidité de l'eau (NTU), débit (l/min)	Concentrations en uranine & sulforhodamine B (ppb) <sup>5</sup>
OCC2	Chambre de collecte eaux claires / eaux usées	Mesures : fond de la chambre de collecte	Surveillance visuelle régulière	Présence/absence visible de solution de traceur	Pas d'échantillons collectés

<sup>1</sup> Valeur moyenne pour les deux essais

<sup>2</sup> Volume moyen par fouilles : 20 l

<sup>3</sup> Injection de NaCl dans IEC1 : seulement essai de l'été 2007

<sup>4</sup> Injection de NaCl dans ICC : seulement essai du printemps 2007

<sup>5</sup> Seulement essai de l'été 2007

Tableau. 3.1 : Points d'injection et d'observation pour le site d'essais de Colombier

### 3.2.1.3. Résultats

Les résultats des essais de traçage du printemps 2007 et de l'été 2007 sont présentés sur les figures 3.4 et 3.6, respectivement. Durant les deux essais, de la sulforhodamine B a été systématiquement détectée à l'exutoire OCC1 après chaque événement pluvieux. Les valeurs de pics de concentration mesurées sur les courbes de restitution sont corrélées à l'intensité des événements pluvieux (pour l'essai de l'été 2007 : pic à 120 µg/l pour les intenses précipitations de l'événement B), et les temps de transit observés dans la zone non-saturée sont extrêmement courts : la sulforhodamine B a été détectée dans l'aquifère local entre 1h et 3h après chaque événement pluvieux (zone non-saturée d'environ 2.5 m d'épaisseur, ce qui équivaut à une vitesse moyenne de flux vertical d'environ 1.2 m/h).

Pendant l'essai du printemps 2007, la masse restituée totale de sulforhodamine B a été d'environ 0.3 g, correspondant à 0.06 % de la masse totale injectée (500 g), et 94 % de cette masse restituée l'a été durant l'événement pluvieux A. Lors de l'essai de l'été 2007, la masse restituée totale de sulforhodamine B a été d'environ 4.4 g, correspondant à 0.9 % de la masse totale injectée (500 g), et 93 % de cette masse restituée l'a été durant l'événement pluvieux B (se référer à l'annexe III-7 pour le détail des calculs de restitution de traceurs).

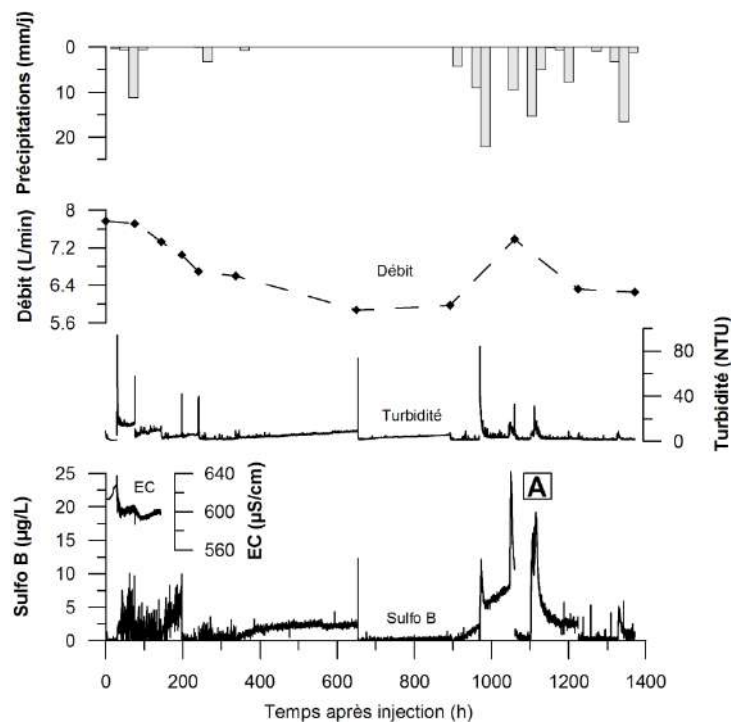


Fig. 3.4 : Courbes de restitution pour la sulforhodamine B (sulfo B) et séries temporelles pour la conductivité électrique (EC), la turbidité, le débit et la température de l'eau à l'exutoire OCC1 pendant l'essai du printemps 2007 sur le site de Colombier. L'événement pluvieux A et les réponses en traceur associées sont indiquées. Note : les pics de turbidité et de sulforhodamine B à 650h sont des artefacts liés au nettoyage du fluorimètre de terrain

Pour toute la durée de mesures, pour les deux essais de traçages (57 jours pour l'essai du printemps 2007 et 27 jours pour l'essai de l'été 2007), l'uranine n'a jamais été détectée à l'exutoire OCC1. Toutefois, lors des deux essais, de l'uranine a été détectée visuellement dans le collecteur ICC environ 1h après l'injection dans la fouille IEC2 (distance horizontale entre les deux points : env. 0.5 m). La plus grande partie de la solution d'uranine s'est ainsi exfiltrée



Fig. 3.5 : Exfiltration de l'uranine dans le collecteur ICC pendant l'essai du printemps 2007 (la photo a été prise environ 1h après l'injection du traceur dans la fouille IEC2)

à la jointure (1.5 m de profondeur) entre les éléments verticaux cylindriques du collecteur ICC en béton (fig. 3.5), et a été ainsi évacuée dans le réseau d'eaux claires en aval.

Lors des deux essais de traçage, aucune augmentation significative de la conductivité électrique de l'eau n'a été mesurée à l'exutoire OCC1, montrant ainsi que la solution de NaCl n'y est pas parvenue en quantité détectable pendant toute la période de mesure de la conductivité électrique (150 h pour l'essai du printemps, 200 h pour l'essai en été).

Finalement, pour les deux essais de traçage sur le site de Colombier, aucun des trois traceurs n'a été détecté dans le collecteur OCC2.

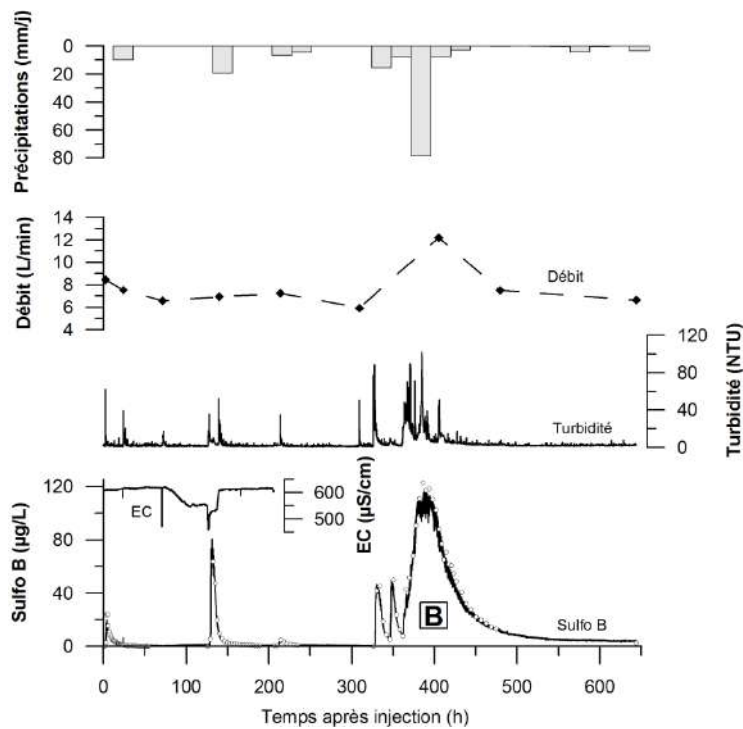


Fig. 3.6 : Courbes de restitution pour la sulforhodamine B (sulfo B) et séries temporelles pour la conductivité électrique (EC), la turbidité, le débit et la température de l'eau à l'exutoire OCC1 pendant l'essai de l'été 2007 sur le site de Colombier. L'événement pluvieux B (= événements B4 à B6 ; voir annexe III-7) et les réponses en traceur associées sont indiquées. Les résultats d'analyses en laboratoire de sulforhodamine B sont représentés avec des points blancs sur la courbe de restitution.

### 3.2.2. Essais de traçages sur le site de Neuchâtel

#### 3.2.2.1. Site de Neuchâtel

Le site d'essais de Neuchâtel (fig. 3.7) est situé sur les rives du Lac de Neuchâtel, dans le quartier de la Maladière de la ville de Neuchâtel (env. 32'000 habitants). Le site est situé en zone d'urbanisation dense, et présente ainsi de nombreux éléments typiquement urbains : surfaces imperméables, réseaux d'eaux claires et usées (réseau séparatif), réseau d'adduction d'eau potable et de nombreux bâtiments de tout type. Les surfaces vertes y sont rares, la plus étendue étant le parc de l'église à proximité (où sont localisés les points d'injection IEN1, IEN2 et IEN3).

Le substrat géologique du site de Neuchâtel consiste en quatre unités géologiques principales, de la surface jusqu'en profondeur : (1) matériaux remblayés anthropogènes ; (2) sédiments glacio-lacustres quaternaires ; (3) sédiments glaciaires compacts à dominante limoneuse (moraine de fond) ; et (4) soubassement rocheux de calcaires fissurés crétacés. Toutes ces unités montrent de fortes variations latérales d'épaisseur, la troisième unité (moraine de fond) étant occasionnellement absente de la séquence sédimentaire.

La couche de matériaux remblayés (conséquence de l'extension de la zone urbaine à la fin du XIXème siècle et dans les années 1960), montrant une épaisseur allant jusqu'à 7 m, consiste principalement en des matériaux non-compactés fortement hétérogènes (limons à graviers), contenant fréquemment des blocs décimétriques de roches calcaires ou cristallines, des éléments de maçonnerie en béton, ainsi que des déchets ménagers et inertes (De Cérenville SA, rapports non publiés, 1985; 1994; 1998). Les essais d'infiltration effectués dans les fouilles proches de l'église (pendant l'injection des traceurs) ont donné une conductivité hydraulique moyenne  $K_{\text{moy}} = 4 \cdot 10^{-5}$  m/s pour les formations de remblais en sous-sol du site (se référer à l'annexe III-8 pour le détail des essais d'infiltration).

Les sédiments glacio-lacustres sous-jacents aux remblais, d'épaisseur variant de 10 à 13 m, consistent principalement en des formations de sables et limons contenant de nombreuses lentilles de graviers de forte perméabilité. Des niveaux de craie et de tourbe ont été parfois observés dans ces sédiments (De Cérenville SA, rapport non publié, 2003). Au-dessous de ces formations, la moraine de fond, montrant des variations extrêmes d'épaisseurs (parfois nulle), est composée des sédiments à dominante limoneuse très compacts, et de très faible perméabilité (De Cérenville SA, rapport non publié, 1994). Enfin, à la base de la série sédimentaire quaternaire, le soubassement rocheux (entre 10 et 15 m de profondeur) consiste en des calcaires crétacés très fissurés (formations de l'Urgonien ; Aragno, rapport non publié, 2000). La profondeur du soubassement rocheux augmente sensiblement en direction de l'est, conséquence d'un surcreusement par un ancien lit de rivière (Belloni, rapport non publié, 2005).

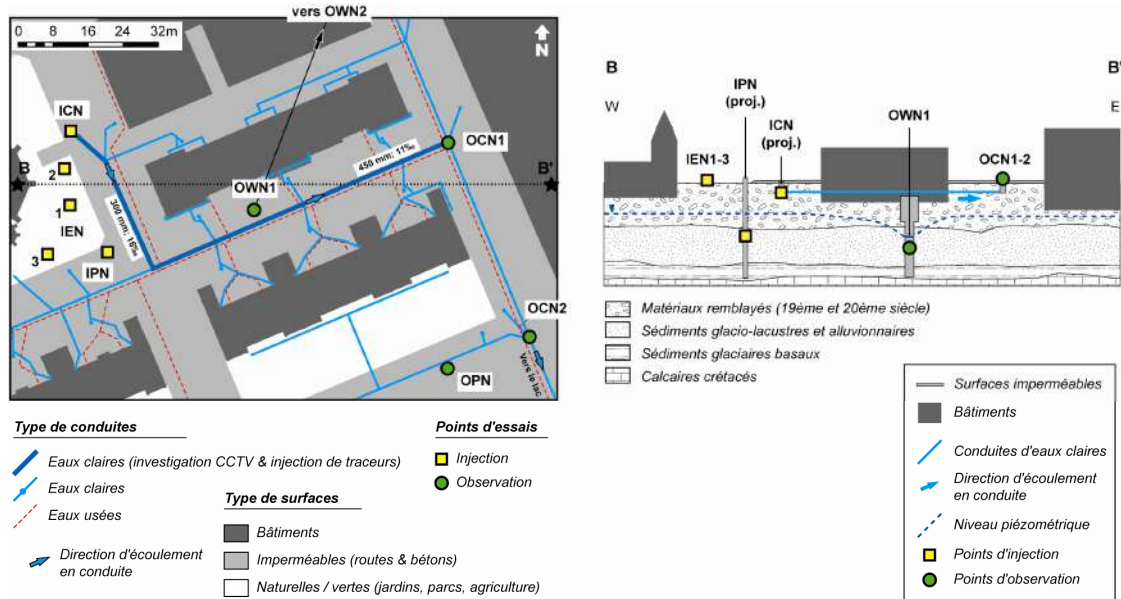


Fig. 3.7 : Carte détaillée des infrastructures urbaines et coupe géologique schématisée pour le site de Neuchâtel (ligne pointillée pour la localisation de la coupe). Abréviations pour les points d'observation et d'injections : I = injection; O = observation; C = collecteur/caniveau; E = excavation/fouille. Lettre finale : N = Neuchâtel (se référer au texte pour une description détaillée des points expérimentaux)

La nappe aquifère péri-lacustre du site de Neuchâtel est située dans les niveaux de remblais anthropogènes ainsi que dans les sédiments glacio-lacustres sous-jacents, principalement dans les lentilles de graviers ( $K_{\text{moy}} = 4 \cdot 10^{-4}$  m/s ; De Cérenville SA, rapport non publié, 1998). Le niveau de nappe (en moyenne 4 m sous la surface) est fortement lié au niveau du lac à proximité, montrant un gradient hydraulique modéré, orienté NW-SE, et diminuant en direction du lac. De brefs épisodes d'inversion du gradient hydraulique (donc en direction des terres) ont été observés lorsque l'eau du lac s'infiltré dans l'aquifère depuis les berges, en périodes de fortes crues. Le long de la limite septentrionale de l'aquifère, la recharge des eaux souterraines consiste en des apports latéraux et verticaux en provenance du soubassement calcaire fissuré (aquifères karstiques du versant sud des montagnes de l'Arc jurassien). Compte tenu de l'imperméabilisation quasi complète de la surface de l'aquifère, la recharge en provenance directe des précipitations locales peut raisonnablement être considérée comme nulle (cf. chapitre 4 pour la modélisation numérique de l'aquifère de la Maladière et les questions qui y sont liées).

Sur le site, un puits de pompage (point d'observation OWN1 ; débit moyen d'exploitation =  $200 \text{ m}^3/\text{j}$  ; rabattement moyen = 7 m) extrait régulièrement de l'eau de l'aquifère (en moyenne, trois séquences de pompage par jour) pour le système de refroidissement de l'hôpital à proximité (point d'observation OWN2 : réservoir d'eau en sous-sol de l'hôpital ; pas représenté sur la fig. 3.7). Le pompage au puits OWN1 provoque à intervalles réguliers une dépression piézométrique ainsi qu'une accélération considérable des vitesses d'eau souterraine dans l'aquifère à proximité (Belloni, rapport non publié, 2005). De nombreux piézomètres 2'' (comme ceux des points d'injection de traceur IPN et d'observation OPN) ont été implantés sur le site de Neuchâtel, au fil des études et chantiers antérieurs.

Des segments des réseaux municipaux d'eaux claires et usées sont présents sur le site de Neuchâtel (les eaux claires sont évacuées directement en aval dans le lac ; réseau séparatif).

Durant les essais de traçage, pour des raisons d'accessibilité<sup>103</sup>, seul le sous-réseau d'eaux claires a été utilisé. Certains traceurs ont ainsi été injectés dans la conduite d'eaux claires en ciment<sup>104</sup>, entre le caniveau ICN en amont (point d'injection) et les collecteurs d'eaux claires en aval (points d'observation OCN1 et OCN2). Une investigation par caméra téléguidée (monitoring CCTV) a été réalisée dans les tronçons de conduites d'eaux claires destinées aux injections. Lesdits tronçons montrent peu de défauts de grande taille (> 0.5 cm), mais d'une grande variété de types (éléments perforants, cassures, et surtout déplacement et altération aux jointures de segments de conduites). La plupart des défauts sont localisés dans la partie supérieure des segments de conduites. Dans la partie amont de la conduite investiguée, une zone étendue de détérioration (env. 1.8 m de long) a été également observée en fond de conduite (cf. annexe III-9 pour les détails de l'investigation CCTV).

### 3.2.2.2. Méthodologie

Deux essais de traçage ont été effectués sur le site de Neuchâtel. Le premier essai s'est déroulé pendant une période relativement sèche du printemps 2008, avec une durée d'observation de six semaines, tandis que le second essai a été effectué durant l'automne 2009, également en période sèche, et a été suivi durant sept semaines. Quatre traceurs fluorescents conservatifs, uranine, sulforhodamine B (sulforhodamine G pendant l'essai de l'automne 2009), duasyne et naphthionate de sodium ont été injectés aux points nommés IEN1, IEN2, IEN3, IPN, et ICN, respectivement. La restitution des traceurs a été mesurée aux points nommés OWN1, OWN2, OCN1, OCN2 et OPN.

Durant l'essai de traçage du printemps 2008, 200 g d'uranine en solution concentrée a été injectée au point IEN1 au moyen de 116 l d'eau de rinçage (le point IEN1 consiste en une fouille située dans le parc de l'église). La couche superficielle de sol (horizon A) et environ 0.5 m de formation superficielle (argiles et silts contenant des galets) ont été excavés avant l'injection du traceur. 250 g de sulforhodamine B en solution concentrée a été injectée directement dans le réseau d'eaux claires (tronçons décrits dans le paragraphe § 3.2.2.1), via le caniveau ICN, et la solution a été répandue dans la conduite avec 115 l d'eau de rinçage. 255 g de duasyne liquide en solution concentrée a été injectée directement dans une formation de graviers perméables saturés (profondeur : env. 8 m), via le piézomètre IPN, au moyen d'un petit circuit d'injection, avec 132 l d'eau de rinçage.

Lors de l'essai de traçage de l'automne 2009, 200 g d'uranine en solution concentrée a été injectée au point IEN2 (fouille à la pelle-rétro) au moyen de 140 l d'eau de rinçage. La couche superficielle de sol (horizon A) et environ 1 m de formation superficielle (argiles et silts contenant des galets et matériaux de construction) ont été excavés avant l'injection du traceur. 500 g de duasyne liquide en solution concentrée a été injectée au point IEN3 (fouille à la pelle-rétro) au moyen de 160 l d'eau de rinçage. Comme pour la fouille IEN2, la couche superficielle de sol (horizon A) et environ 1.5 m de formation superficielle (silts contenant de gros blocs de calcaires et matériaux de construction : blocs de bétons, tuiles et briques) ont été excavés avant l'injection du traceur. 200 g de sulforhodamine G et 450 g de naphthionate de sodium en solutions concentrées ont été injectées dans le même réseau d'eaux claires que pour l'essai du printemps 2008, via le caniveau ICN, et les solutions ont été répandues dans la

<sup>103</sup> Caniveaux d'accès suffisamment larges pour faire passer et installer les appareils de mesures.

<sup>104</sup> Deux tronçons successifs : diamètre = 300 mm et 450 mm ; pente = 16‰ et 11‰ ; profondeur moyenne des tronçons = env. 2 m ; longueur totale des tronçons = 140 m.

conduite avec 170 l d'eau de rinçage (les photos des injections de traceurs à Neuchâtel sont présentées dans l'annexe III-10).

Au point d'observation du puits OWN1, les niveaux d'eau et la température de l'eau ont été mesurés avec une sonde pression STS DL/N-70. Des échantillons d'eau ont été collectés au moyen d'un échantillonneur automatique ISCO, par pas de temps variant de 1h à 4h. Les mesures de concentrations pour l'uranine, la sulforhodamine B/G, la duasyne et le naphthionate ont été effectuées en laboratoire (fluorimètre Perkin-Elmer LS50B). A l'exutoire OWN2 (robinet en sortie de réservoir, sous-sol de l'hôpital ; en connexion directe avec le puits OWN1), les concentrations d'uranine et duasyne (plus la sulforhodamine G lors de l'essai de l'automne 2009), ainsi que la turbidité de l'eau, ont été mesurées en continu au moyen d'un fluorimètre de terrain (GGUN-FL30). Des échantillons d'eau ont également été régulièrement collectés à l'exutoire OWN2, et les concentrations des quatre traceurs analysés en laboratoire, comme complément au besoin. Dans les collecteurs d'eaux claires OCN1 (essai du printemps 2008) et OCN2 (essai de l'automne 2009), les concentrations en uranine et sulforhodamine (plus le naphthionate durant l'essai de l'automne 2009), ainsi que la turbidité de l'eau, ont été mesurées en continu au moyen d'un fluorimètre de terrain. Durant les deux essais, conséquence de niveaux d'eaux extrêmement variables dans les collecteurs OCN1 et OCN2 (niveaux dépendants des événements pluvieux), les fluorimètres de terrain se sont retrouvés à l'air libre la majeure partie du temps. La mesure in-situ de fluorescence des traceurs a été ainsi possible uniquement durant, ou juste après, des événements pluvieux<sup>105</sup>. A cause du même phénomène, aucun échantillon d'eau n'a pu être pris dans le collecteur OCN1 pendant toute la durée de l'essai du printemps 2008. Lors de l'essai de traçage de l'automne 2009, une sonde pression a mesuré en continu le niveau d'eau dans le collecteur OCN2, permettant de corrélérer les mesures de fluorescence avec les événements pluvieux. Un échantillon a pu être pris dans ce collecteur lors d'un important événement pluvieux en fin d'essai. Enfin, dans le piézomètre aval OPN (uniquement utilisée durant l'essai du printemps 2008), des échantillons d'eau ont été régulièrement collectés directement dans l'aquifère (à une profondeur de 8 m) grâce à un échantillonneur automatique ISCO, par pas de temps variant entre 1h et 5h. Les concentrations en uranine, sulforhodamine B et duasyne ont été ensuite mesurées en laboratoire.

Les données de précipitations journalières ont été obtenues auprès de MeteoSwiss (station Neuchâtel, altitude : 485 m). Le tableau 3.2 propose un résumé des points d'injection et d'observation, ainsi que les appareils de mesures associés, pour le site de Neuchâtel.

---

<sup>105</sup> Les fluorimètres de terrain donnent des valeurs aberrantes si de l'air est présent au niveau des cellules de mesures de la fluorescence.

<b>a) Maladière: essai du printemps 2008</b>					
Points d'injection des traceurs					
Nom	Type	Description	Traceur	Masse (g)	Volume de solution (L)
IEN1	Fouille à la pelle	Profondeur de fouille = 0.5 m, volume = 0.3 m <sup>3</sup>	Uranine	200	120
IPN	Piézomètre	Injection entre 6 m and 10 m de profondeur	Duasyne	255	130
ICN	Caniveau d'eaux claires	Injection dans le caniveau	Sulforhodamine B	250	115
Points d'observation					
Nom	Type	Description	Appareil installés et échantillonnages effectués	Paramètres mesurés sur-site	Analyses en laboratoire
OWN1	Puits de pompage	Mesures et échantillonnage : profondeur = 8 m	Echantillonneur automatique ISCO (intervalle : 1 à 4h); sonde pression STS (intervalle : 5 min)	Niveau d'eau (mH <sub>2</sub> O), température de l'eau (°C)	Concentrations en uranine, duasyne et sulforhodamine B (ppb)
OWN2	Hôpital : réservoir d'eau en sous-sol	Mesures et échantillonnage : exutoire de vidange du réservoir	Fluorimètre de terrain FL-30 (LEDs uranine & duasyne; intervalle : 4 min), échantillonnage manuel (intervalle irrégulier)	Concentrations en uranine & duasyne (ppb), turbidité de l'eau (NTU)	Concentrations en uranine, duasyne et sulforhodamine B (ppb)
OCN1	Chambre de collecte des eaux claires	Mesures : fond de la chambre de collecte	Fluorimètre de terrain FL-30 (LEDs uranine & rhodamine ; intervalle : 4 min)	Concentrations en uranine & sulforhodamine B (ppb), turbidité de l'eau (NTU)	Pas d'échantillons collectés
OPN	Piézomètre	Echantillonnage : profondeur = 7 m	Echantillonneur automatique ISCO (intervalle : 1 à 5h)	Pas de mesures sur-site	Concentrations en uranine, duasyne et sulforhodamine B (ppb)
<b>b) Maladière: essai de l'automne 2009</b>					
Points d'injection des traceurs					
Nom	Type	Description	Traceur	Masse (g)	Volume de solution (L)
IEN2	Fouille à la pelle-rétro	Profondeur de fouille = 1.1 m, volume = 1.1 m <sup>3</sup>	Uranine	200	140
IEN3	Fouille à la pelle-rétro	Profondeur de fouille = 1.2 m, volume = 1.6 m <sup>3</sup>	Duasyne	500	160
ICN	Caniveau d'eaux claires	Injection dans le caniveau	Sulforhodamine G, naphthionate de sodium	200; 450	170
Points d'observation					
Nom	Type	Description	Appareil installés et échantillonnages effectués	Paramètres mesurés sur-site	Analyses en laboratoire
OWN1	Puits de pompage	Mesures et échantillonnage : profondeur = 8 m	Echantillonneur automatique ISCO (intervalle : 1 à 10h); sonde pression STS (intervalle : 5 min)	Niveau d'eau (mH <sub>2</sub> O), température de l'eau (°C)	Concentrations en uranine, duasyne, sulforhodamine B et naphthionate (ppb)
OWN2	Hôpital : réservoir d'eau en sous-sol	Mesures et échantillonnage : exutoire de vidange du réservoir	Fluorimètre de terrain FL-30 (LEDs uranine, rhodamine & duasyne ; intervalle : 2 min); échantillonneur automatique ISCO (intervalle : 1 à 4h)	Concentrations en uranine, sulforhodamine & duasyne (ppb), turbidité and température de l'eau (NTU and °C), débit (L/min)	Concentrations en uranine, duasyne, sulforhodamine B et naphthionate (ppb)
OCN2	Chambre de collecte des eaux claires	Mesures et échantillonnage : fond de la chambre de collecte	Fluorimètre de terrain FL-30 (LEDs uranine, rhodamine & naphthionate ; intervalle : 1 min); sonde pression Spectrum (intervalle : 2 min)	Concentrations en uranine, sulforhodamine & naphthionate (ppb), niveau d'eau (mH <sub>2</sub> O), turbidité and température de l'eau (NTU and °C)	Concentrations en uranine, duasyne, sulforhodamine B et naphthionate (ppb)

Tableau. 3.2 : Points d'injection et d'observation pour le site d'essais de Neuchâtel

### 3.2.2.3. Résultats

#### *Essai de traçage du printemps 2008*

Les résultats des essais de traçage aux points d'observation OWN1 et OWN2 après l'injection sont présentés en figure 3.8. Les concentrations en duasyne et sulforhodamine B, ainsi que les niveaux d'eau sont représentés pour le puits OWN1. La concentration en duasyne et la turbidité de l'eau sont représentées pour l'exutoire OWN2.

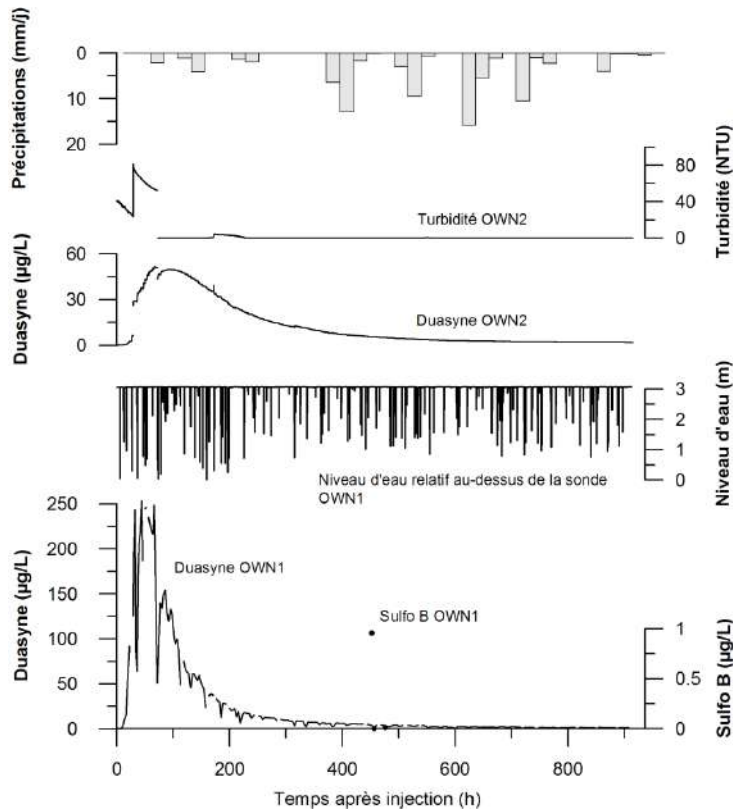


Fig. 3.8 : Courbes de restitution pour duasyné dans le puits OWN1 et l'exutoire OWN2 et séries temporelles pour les niveaux d'eau dans le puits OWN1 et la turbidité de l'eau à l'exutoire OWN2, pendant l'essai du printemps 2008 sur le site de Neuchâtel. L'échantillon positif à la sulforhodamine B (sulfo B) (0.95 µg/l) est également représenté

De la duasyné a ainsi été détectée dans pratiquement tous les échantillons d'eau aux points OWN1 et OWN2. La duasyné arrive au puits OWN1 environ 11h après l'injection, et la concentration atteint très vite une valeur élevée (pic à 250 µg/l à 46 h). La vitesse linéaire maximum  $V_{max}$  calculée est ainsi égale à 76 m/j et la vitesse linéaire de pic  $V_{pic}$  est égale à 19 m/j, respectivement (distance horizontale : 35 m). Le calcul du temps médian  $t_{med}$  (50% de la masse restituée arrivée au point d'observation) a donné une valeur de 108 h, avec une vitesse linéaire médiane  $V_{med}$  correspondante égale à 8 m/j dans la zone à proximité du puits OWN1 (se référer à l'annexe III-11 pour les détails des calculs de vitesses). Ces vitesses d'écoulement souterrain très élevées, observées sur le site de Neuchâtel, sont ainsi la conséquence par les fréquents épisodes de pompages à fort rabattement au puits OWN1. A noter que ces épisodes de pompages (brèves dépressions dans la courbe de niveau d'eau, fig. 3.8) provoquent également des abaissements réguliers et brefs de la concentration de duasyné dans le puits OWN1 (fig. 3.8). Pour un débit moyen d'exploitation de 140 l/min (200 m<sup>3</sup>/j) au puits OWN1, la masse restituée totale de duasyné au puits est de 169 g, correspondant à 68% de la masse totale injectée (250 g ; voir annexe III-12 pour le détail des calculs de restitution). Un taux de restitution aussi élevé indique que la plus grande partie du panache de duasyné dans l'aquifère de la Maladière était situé dans la zone de capture du puits OWN1. Les événements pluvieux ne montrent quant à eux aucun effet notable sur la courbe de restitution de la duasyné.

De la sulforhodamine B a été détectée dans un échantillon du puits OWN1 (0.95 µg/l dans l'échantillon à 452 h ; fig. 3.8). Cet échantillon positif coïncide avec la fin de l'événement pluvieux C (fig. 3.9), pendant lequel le reste de la solution de sulforhodamine B, répandue dans la conduite d'eaux claires sus-jacente à proximité, a été d'une part exfiltrée dans le sous-

sol environnant, et d'autre part évacuée en aval (pour la dernière fois lors de cet essai). Durant toute la période de mesure (38 jours), l'uranine n'a jamais été détectée dans le puits OWN1.

A l'exutoire OWN2, conséquence du temps de transit de l'eau du puits jusqu'aux installations de l'hôpital (fig. 3.7), ainsi que du stockage et mélange dans les réservoirs en sous-sol, la courbe de restitution de duasyne est légèrement décalée dans le temps (première arrivée 11 h après injection, pic de concentration à 93 h), et la concentration en traceur est diluée par un facteur 5 (pic à 50 µg/l). Pour un débit mesuré moyen de 3.9 l/min à l'exutoire OWN2, la masse restituée totale de duasyne est de 2 g, correspondant à 1.2 % de la masse totale de traceur pompée au puits OWN1 (169 g). La turbidité de l'eau est proche de zéro durant la majeure partie de la période de mesure (les valeurs chaotiques entre 0 h et 72 h sont la conséquence de bulles d'air dans le fluorimètre de terrain). A l'exutoire OWN2, l'uranine n'a jamais été détectée ni par le fluorimètre, ni dans les échantillons d'eau analysés en laboratoire, au terme des 38 jours de mesure.

La concentration en sulforhodamine B et la turbidité de l'eau au collecteur OCN1 après injection sont représentées graphiquement sur la figure 3.9.

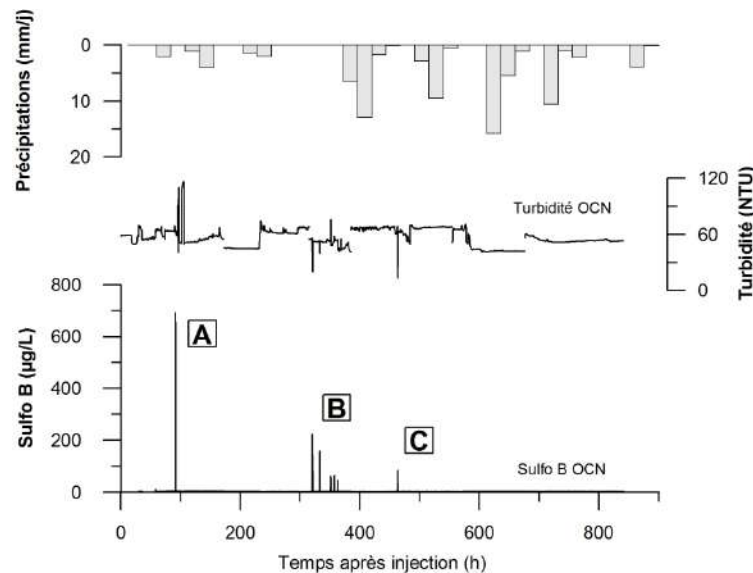


Fig. 3.9 : Courbe de restitution pour sulforhodamine B et séries temporelles pour la turbidité de l'eau dans le collecteur OCN1, pendant l'essai du printemps 2008 sur le site de Neuchâtel. Les données de précipitations, ainsi les événements pluvieux A, B et C, et les réponses en traceur associées sont représentées

La succession des événements pluvieux a ainsi provoqué trois épandages et évacuations de la solution de traceur dans le tronçon de conduite d'eaux claires étudié. Pour l'événement A, la majeure partie du volume de solution de traceur (pic vers 700 µg/l) a été évacuée durant un épisode pluvieux. L'événement B n'est pas corrélé directement à un événement pluvieux, mais résulte de fontes journalières de la neige accumulée sur le site entre les événements A et B. Finalement, l'événement C a évacué le reste de solution de traceur injecté dans cette conduite, avec exfiltration probable d'une infime partie du volume de solution dans le matériau non-saturé au-dessous de la conduite (cf. supra). L'absence de pics additionnels de traceur lors des événements pluvieux postérieurs à l'événement C indique que la sulforhodamine B n'est plus présente dans la conduite d'eaux claires 450 h après injection. A cause de la difficulté de mesurer correctement des débits dans le collecteur OCN1 (pas de données de niveau d'eau

disponibles), aucun calcul de restitution (masse et taux) n'a été effectué pour le point d'observation. Dans le collecteur d'eaux claires OCN1, l'uranine n'a jamais été détectée par le fluorimètre durant les 38 jours de mesure.

Finalement, aucun des traceurs injectés en amont n'a été détecté dans les échantillons prélevés dans le piézomètre aval OPN (distance horizontale des points d'injection : env. 80 m).

#### *Essai de traçage de l'automne 2009*

Les courbes de restitution à l'exutoire OWN2, mesurées par le fluorimètre de terrain pour l'uranine, la sulforhodamine G et la duasyne, ainsi que la turbidité de l'eau (la fluorescence du naphthionate de sodium a été analysée uniquement en laboratoire), sont présentées dans la figure 3.10. Aucun de ces quatre traceurs n'a été détecté à l'exutoire OWN2 par le fluorimètre de terrain, ni dans le puits OWN1 (aucun échantillon d'eau positif en traceurs), durant les 48 jours de l'essai de traçage de l'automne 2009.

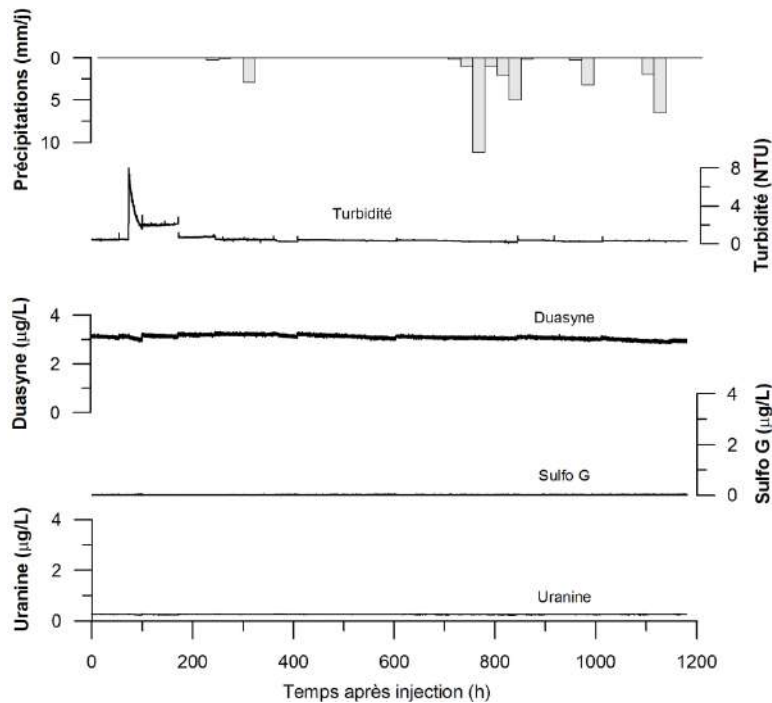


Fig. 3.10 : Courbes de restitution pour les traceurs et séries temporelles pour la turbidité de l'eau à l'exutoire OWN2 pendant l'essai de l'automne 2009 sur le site de Neuchâtel. Pour la duasyne, la valeur-plancher constante à 3 µg/l est le bruit de fond de fluorescence à 450 nm pour l'eau de l'aquifère de la Maladière

Les courbes de restitution dans le collecteur d'eaux claires OCN2, mesurées par le fluorimètre de terrain pour l'uranine, la sulforhodamine G et le naphthionate, ainsi que la turbidité de l'eau, sont présentées dans la figure 3.11. Sans surprise, la sulforhodamine et le naphthionate, injectés directement dans le tronçon amont de conduite ICN/OCN, ont été détectés durant pratiquement tous les événements pluvieux dans le collecteur OCN2. Pour des raisons techniques liées aux niveaux d'eau dans le collecteur OCN2, les deux traceurs n'ont pas toujours été détectés mutuellement pendant les événements pluvieux (se référer à l'annexe III-13 pour une description de la mesure des traceurs dans le collecteur OCN2, et l'annexe III-14 pour les détails du calcul de restitution des traceurs et autres résultats). L'absence de pics additionnels

de naphthionate pour les événements pluvieux après 800 h indique que ce traceur n'est plus présent dans la conduite d'eaux claires passé ce temps.

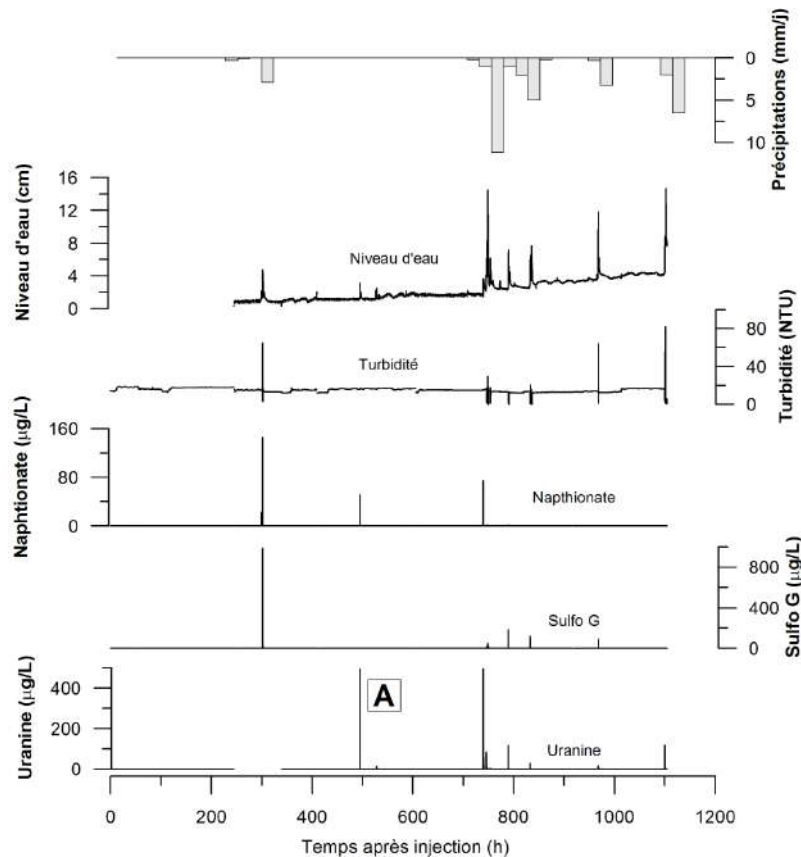


Fig. 3.11 : Courbes de restitution pour les traceurs et séries temporelles pour la turbidité de l'eau dans le collecteur OCN2 pendant l'essai de l'automne 2009 sur le site de Neuchâtel. L'événement A correspond à un influx d'eau « artificiel », conséquence du lavage des rues à proximité du site après un événement culturel (sans précipitations)

A côté des deux traceurs susmentionnés (volontairement injectés dans le tronçon de conduite ICN/OCN), et de façon surprenante, de l'uranine (injectée dans la fouille IEN2) a été systématiquement détectée en fortes concentrations dans le collecteur OCN2 durant les événements pluvieux ou autres augmentations du niveau d'eau dans le collecteur (événement A ; fig. 3.11). Après discussion avec les services municipaux concernés (surveillance et maintenances des réseaux d'eau de la ville de Neuchâtel), la présence d'uranine dans ce collecteur est la conséquence de l'infiltration de la solution de traceur (depuis le fond de fouille d'injection) dans une ancienne conduite non répertoriée (probablement un ancien système de drainage du parc de l'église), en connexion avec le sous-réseau d'évacuation des eaux claires de la zone d'étude. Cette hypothèse est renforcée par les considérations suivantes : 1) historiquement, aucun essai de traçage utilisant de l'uranine n'a eu lieu sur le site de Neuchâtel (excepté bien sûr l'essai du printemps 2008 présenté ici, où l'uranine n'a jamais détectée ni dans les conduites souterraines, ni dans l'aquifère du site) ; 2) l'eau claire du site (ruissellement local) ne montre aucune présence d'uranine ou autres composés pouvant montrer une fluorescence aux longueurs d'ondes similaires (analyses d'échantillons d'un réseau adjacent d'évacuation du ruissellement) ; et 3) des artefacts de mesure liés au fonctionnement du fluorimètre de terrain et/ou aux calculs subséquents de concentration

(erreurs lors de la calibration du fluorimètre en laboratoire) sont à exclure, les données brutes (en millivolts) montrant des pics parfaitement visibles, non corrélés à ceux des autres traceurs.

Les calculs de restitution ont donné des valeurs de taux de restitution relativement basses pour les trois traceurs : 3.7% pour l'uranine, 1.3% pour la sulforhodamine G et 0.1% pour le naphthionate de sodium – valeurs faibles, conséquence en grande partie de la configuration de la mesure dans le collecteur OCN2 (cf. annexe III-14 pour les détails du calcul de restitution des traceurs et autres résultats).

### **3.3. DISCUSSION DES RÉSULTATS**

Au delà de la caractérisation hydrogéologique des zones non-saturées et saturées des deux sites d'essais, les résultats des essais de traçage sont discutés ici d'un point de vue des éléments urbains (chapitre 2, section 2.3), et en relation directe avec la problématique de la présente thèse : adaptation des méthodes d'estimation de la vulnérabilité aux milieux urbains, paramètres et problématiques associés. Dans cette perspective, les éléments urbains (surfaces imperméables, conduites, etc.) sont caractérisés en fonction de leur influence sur les flux d'eau en subsurface, et d'après la restitution des traceurs lors de ces essais de traçage urbains.

La discussion des résultats des essais de traçages sur les sites de Colombier et Neuchâtel est développée ici selon trois axes de réflexion : 1) évaluation de l'influence de certains éléments urbains, ainsi que de la structure de la zone non-saturée, sur la restitution des traceurs en aval des sites d'essais ; 2) évaluation de l'influence des conditions et événements hydrologiques sur les flux d'eau dans la zone non-saturée urbaine ; 3) caractérisation de la relation entre les résultats des essais de traçage urbains présentés ici et l'adaptation de la cartographie de la vulnérabilité intrinsèque aux milieux urbains.

#### ***3.3.1. Influence des éléments urbains et de la structure de la zone non-saturée sur la restitution des traceurs***

Le fonctionnement hydrogéologique des sites d'essais (direction et vitesse de l'écoulement subvertical dans la zone saturée, temps de transit dans la zone non-saturée, profondeur du niveau saturé, zones d'exutoire, etc.), ainsi que les caractéristiques des points d'injection des traceurs (type et épaisseur des couches de sol et sous-sol, profondeur d'injection des traceurs, caractéristiques des conduites souterraines d'injection, etc.), sont désormais connus. En postulant que les traceurs injectés sont conservatifs (pas de dégradation et/ou retardation ; Käss (1998)), il est alors possible d'isoler et d'identifier l'influence spécifique des éléments urbains sur les restitutions de traceurs dans les aquifères des sites d'essais. Le tableau 3.3 résume les résultats de tous les essais de traçage effectués sur les sites de Colombier et Neuchâtel, les points d'injection de traceurs y étant classés en fonction de leur type : fouilles, collecteurs d'eaux claires et piézomètres.

Points d'injection et restitution des traceurs		Fouilles dans la zone non-saturée					Collecteur d'eaux claires		Piézomètre dans la zone saturée
Type de point		IEC1	IEC2	IE N1	IE N2	IE N3	ICC	ICN	
Nom									
Matériau du sous-sol ou de la conduite		Remblai routier : argiles et galets	Limons et galets	Limons et argiles + galets	Limons et sables fins + galets et blocs de béton	Graviers propres + blocs calcaires	Ciment, pas de défauts visibles	Ciment, présence de défauts mineurs	Graviers et sables
Conductivité hydraulique K (m/s)		$2.2 \cdot 10^{-7}$	$9.7 \cdot 10^{-5}$	$5.2 \cdot 10^{-5}$	$2.7 \cdot 10^{-5}$	Pas quantifiée, mais valeur très élevée	-	-	Approx. $5 \cdot 10^{-3}$
Profondeur moyenne du niveau piézométrique (m ; vertical)		2.3	2	4	3.3	3.2	0.5	1	-
Distance au point d'observation (m ; horizontal)		15	5	43	44	46	5	Variable le long de la conduite ; minimum 2 m	35
Détection dans l'aquifère <sup>1</sup>		OUI	NON	NON	NON	NON	NON	OUI	OUI
Taux de restitution dans l'aquifère (%)		0.06 / 0,9 <sup>2</sup>	0	0	0	0	0	Un échantillon positif <sup>3</sup>	68
Détection dans le réseau de conduite aval		-	OUI	NON	OUI	NON	OUI	OUI	-
Taux de restitution dans le réseau de conduite aval (%)		-	Observé, pas quantifié	0	4 % <sup>4</sup>	0	Observé, pas quantifié	0.1 / 1.3 % <sup>5</sup>	-

<sup>1</sup> Remarque : restitutions mesurées uniquement lors des périodes suivantes : Colombier: 57 jours pour le printemps 2007, 27 jours pour l'été 2007; Neuchâtel : 38 jours pour le printemps 2008, 48 jours pour l'automne 2009

<sup>2</sup> Printemps 2007 / été 2007

<sup>3</sup> Seulement essai du printemps 2008

<sup>4</sup> Uranine; valeur minimale ; seulement essai de l'automne 2009

<sup>5</sup> Naphtionate / sulforhodamine G ; valeurs minimales ; quantifiées seulement lors de l'essai de l'automne 2009

Tableau 3.3 : Récapitulatif des injections et restitutions des traceurs fluorescents conservatifs lors des essais de traçage sur les sites de Colombier et Neuchâtel

### 3.3.1.1. Influence des matériaux artificiels/remblayés de la zone non-saturée urbaine

Sur le site de Colombier, les temps de transit observés dans la zone non-saturée se sont avérés, de façon surprenante, très courts<sup>106</sup> (par rapport à ce que laissaient supposer les conductivités hydrauliques obtenues par essais Porchet – de l'ordre de  $10^{-7}$  m/s). Lors de chaque événement pluvieux, une partie de la solution de traceur a été lessivée du remblai routier, et a atteint le niveau saturé 2 m en profondeur en quelques heures. Ces temps de transit courts sont ainsi une conséquence directe de la lithologie grossière (graviers et blocs avec argiles) du matériel remblayé superficiel. La forte augmentation locale de la conductivité hydraulique liée au remblayage (en comparaison avec la conductivité moyenne  $K_{\text{moy}} = 2.2 \cdot 10^{-7}$  m/s des matériaux en place de la zone d'essai), a induit un effet de drainage, permettant localement une meilleure infiltration de l'eau en surface, et facilitant le flux vertical de l'eau dans la zone non-saturée sous-jacente. En parallèle, la concentration d'un grand volume de ruissellement sur la surface imperméable de route lors d'événements pluvieux, et l'infiltration de ce ruissellement sur une petite zone linéaire en bordure de route<sup>107</sup>, a ainsi augmenté artificiellement les débits de percolation vers l'aquifère (pression hydrologique plus élevée en surface).

### 3.3.1.2. Conduites souterraines : infiltration et exfiltration

Durant tous les essais de traçage, des phénomènes d'infiltration/exfiltration en conduites ont été observés sur les deux sites d'essais.

Sur le site de Colombier, des processus d'infiltration ont été observés. L'uranine injectée dans la fouille IEC2 s'est rapidement infiltrée dans un ancien tronçon sous-jacent de conduite pour eaux claires non répertorié (ou le long des discontinuités causées par ladite conduite et son matériel environnant), puis a été évacuée en quasi-intégralité en direction du collecteur ICC (fig. 3.5). Le réseau de drainage/eaux claires du collecteur ICC, récent et fabriqué en ciment de bonne qualité, a empêché toute exfiltration subséquente de traceur dans l'aquifère du site (le radier du réseau ICC est à environ 0.5 m au-dessus du niveau piézométrique local), lors de l'évacuation des deux traceurs<sup>108</sup> plus en aval. Avec pour conséquence probable aucune masse détectable d'uranine et de NaCl dans l'aquifère, pour toute la durée des mesures lors des deux essais de traçage à Colombier. Pendant l'essai de l'automne 2009 sur le site de Neuchâtel, l'uranine, injectée en fouille en amont, a été observée en aval dans le réseau d'évacuation des eaux claires OCN. Après élimination des autres hypothèses, celle retenue pour expliquer cette détection inopinée de traceur est ainsi l'infiltration de celui-ci, depuis le fond de fouille, dans une conduite non répertoriée sous-jacente (pas d'observation directe du phénomène)<sup>109</sup>. Ici aussi, comme pour les essais à Colombier, le traceur n'a jamais été détecté dans l'aquifère du site durant toute la durée des mesures.

Des processus d'exfiltration de conduites souterraines ont été observés durant l'essai du printemps 2008 à Neuchâtel. La sulforhodamine B injectée en amont dans le caniveau d'eaux claires ICN a été détectée dans l'aquifère sous-jacent (puits OWN), bien que presque tout le volume de traceur ait été évacué durant l'événement pluvieux A (via le collecteur OCN1 ; fig. 3.9). Par la suite, les événements pluvieux et fonte des neiges ont induit une augmentation

---

<sup>106</sup> Selon les résultats de restitution de la sulforhodamine B, injectée dans le remblai routier (env. 0.8 m d'épaisseur au droit des fouilles IEC1).

<sup>107</sup> Il n'y a pas de caniveau d'évacuation des eaux claires pour ce tronçon de route.

<sup>108</sup> Pour rappel, le NaCl a été injecté directement dans le collecteur ICC lors de l'essai du printemps 2007.

<sup>109</sup> Conduite, il va de soi, en connexion avec le réseau d'eaux claires OCN.

éphémère de la charge hydraulique en conduite, et ont probablement provoqué un décapage de l'éventuel matériel de colmatation sur les défauts de conduite, facilitant ainsi l'exfiltration d'une fraction de la solution de traceur restante dans le matériel non-saturé environnant la conduite. Puis la percolation de ce petit volume de solution dans l'aquifère sous-jacent<sup>110</sup>, après l'événement C.

### 3.3.1.3. Essais à Neuchâtel : structures de la zone non-saturée sous les surfaces vertes (non-imperméabilisées)

Grâce aux injections de traceurs en fouille, les essais de traçage sur le site de Neuchâtel ont permis de caractériser le temps de transit dans le matériel non-saturé « naturel »<sup>111</sup>, sous-jacent aux surfaces vertes. Ainsi, bien que les formations de faible conductivité hydraulique de sol et matériel sous-jacent aient été décapés pour les injections de traceurs dans les fouilles d'injection IEN1, IEN2 et IEN3, ces traceurs n'ont jamais été détectés dans la zone saturée en profondeur. La présence probable de formations non-saturées de faible ou moyenne conductivité hydraulique sous les fouilles d'injection ( $K = 5.2 \cdot 10^{-5}$  m/s mesuré dans les formations superficielles limono-argileuses dans la fouille IEN1,  $K = 2.7 \cdot 10^{-5}$  m/s dans la fouille IEN2), conséquence de la forte hétérogénéité de la séquence sédimentaire glacio-lacustre non-saturée, peut expliquer ce résultat. Le fort accroissement des temps de transit a ainsi empêché aux solutions de traceurs d'atteindre, en quantité détectable, l'aquifère situé à 4 m de profondeur après 38 jours (durée des mesures pour l'essai du printemps 2008) et 48 jours (durée de l'essai de l'automne 2009). En considérant les temps de transit extrêmement courts dans l'aquifère de la zone d'essai<sup>112</sup>, l'hypothèse d'un *ralentissement* des vitesses de flux dans la zone non-saturée est ainsi renforcée<sup>113</sup>.

### 3.3.1.4. Ecoulement de l'eau dans la zone saturée

Sur le site de Neuchâtel, l'injection directe de duasyne dans la zone saturée (via le piézomètre IPN)<sup>114</sup> a permis la caractérisation locale de la direction et de la vitesse linéaire moyenne de l'écoulement souterrain, et ainsi du temps de transit dans l'aquifère de la zone IPN-OWN1 – les valeurs de vitesse d'écoulement étant très élevées à cause des épisodes de pompage intense au puits OWN1. D'autre part, le taux de restitution élevé (68 %) au puits OWN1, pour partie conséquence de la position du piézomètre IPN dans la zone de capture du puits, peut aussi être expliqué par l'absence de structures urbaines souterraines notables le long des lignes de flux IPN-OWN1 (bien que le site soit situé en zone urbaine dense). Structures qui pourraient alors agir comme barrières hydrogéologiques artificielles. Sur le site de Neuchâtel, il n'a ainsi pas été observé de perte significative de traceur dans l'aquifère durant l'essai du printemps 2008 (donc aucune perturbation notable de l'écoulement souterraine dans la zone IPN-OWN1).

<sup>110</sup> Dans la zone du puits OWN, le radier de la conduite ICN/OCN est situé environ 1 m au-dessus du niveau piézométrique local.

<sup>111</sup> « Naturel » signifiant ici que le matériel n'a pas été remanié récemment (comme c'est le cas dans certaines zones du site de Colombier).

<sup>112</sup> D'après les résultats de la duasyne injectée dans la zone saturée. Pour rappel, le site est entièrement situé dans la zone de capture du puits OWN, qui englobe le piézomètre IPN, la conduite eaux claires ICN/OCN et les fouilles IEN.

<sup>113</sup> Le terme « retardation » n'est volontairement pas utilisé ici, les traceurs injectés en subsurface étant considérés comme *conservatifs*.

<sup>114</sup> Essai du printemps 2008 uniquement.

### **3.3.2. Evaluation de l'influence des conditions et événements hydrologiques sur les flux d'eau dans la zone non-saturée urbaine**

Sur le site de Colombier, les essais de traçages ont été effectués durant deux périodes hydrologiques différentes<sup>115</sup>. Lors de deux essais, des traceurs similaires ont été injectés aux mêmes points et avec les mêmes paramètres d'injection (profondeur, eau de rinçage, etc. ; cf. tableau 3.1), permettant ainsi de mieux isoler et caractériser l'effet des paramètres hydrologiques sur l'infiltration de l'eau de surface et les flux d'eau dans la zone non-saturée - et in fine sur la restitution des traceurs dans l'aquifère local en profondeur.

Comme déjà mentionné, des pics de concentration de sulforhodamine B, injectée dans les fouilles IEC, dans le remblai routier, ont été observés après chaque événement pluvieux. Les vitesses d'écoulement du traceur mesurées dans la zone non-saturée, ainsi que les masses de traceur restituées, sont clairement proportionnelles à l'intensité et à la durée des événements pluvieux (donc à la lame d'eau précipitée ; cf. annexe III-7 pour le détail des calculs de restitution sur le site de Colombier). Durant l'essai du printemps 2007, une intensité pluviométrique moyenne de 2 mm/j a correspondu à un taux de restitution de 0.06%. Lors de l'essai de l'été 2007, une intensité pluviométrique moyenne de 6 mm/j a induit un taux de restitution de 0.9%, valeur 15 fois plus élevée que pour l'essai du printemps 2007, pour une intensité pluviométrie seulement 3 fois supérieure. Ce qui montre l'influence très importante du régime hydrologique, et de la succession d'événements pluvieux sur la restitution du traceur sur le site de Colombier. De surcroît, la concentration de l'eau ruisselée en bordure de route, et son infiltration in situ (pas de réseau d'évacuation) dans du remblai à conductivité hydraulique élevée, permettent également d'expliquer la restitution *rapide* (1h à 3h) *et systématique* (lors de chaque événement pluvieux) du traceur injecté dans l'aquifère située 2 m au-dessous.

### **3.3.3. Restitution des traceurs dans les aquifères des sites d'essais : paramètres et liens avec l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain**

La cartographie de vulnérabilité intrinsèque combine donc des paramètres géomorphologiques, hydrogéologiques et hydrologiques influençant l'infiltration de l'eau de surface<sup>116</sup> et l'écoulement vertical de l'eau dans la zone non-saturée. Cette combinaison de paramètres permettant alors de caractériser en grande partie la *recharge* verticale d'un aquifère (volume de flux, temps de transit, localisation spatiale). Comme déjà mentionné, la recharge est un élément-clé des estimations de vulnérabilité intrinsèque : une valeur de recharge élevée et/ou augmentée améliore le transport potentiel de contaminant dans la zone non-saturée, et induit ainsi des valeurs *élevées* de vulnérabilité de l'eau souterraine ; inversement une valeur de recharge faible et/ou diminuée induit des temps de transit plus longs (facilitant ainsi d'éventuels processus de dégradation et retardation d'un contaminant) et de moins grands volumes d'eau arrivant dans l'aquifère (charge en polluant potentiel plus faible) – en résulte ainsi des valeurs *basses* de vulnérabilité.

---

<sup>115</sup> A l'inverse, les conditions hydrologiques presque identiques durant les essais effectués sur le site de Neuchâtel (périodes sèches, froide et chaude, du printemps 2008 et de l'automne 2009, respectivement) ne permettent malheureusement pas de tirer des conclusions sur l'effet des conditions hydrologiques.

<sup>116</sup> D'où la contamination est supposée provenir.

La figure 3.12 représente les divers flux d'eau dans le sous-sol urbain, de la surface jusqu'au niveau saturé (et dans la zone saturée), qui ont été caractérisés lors des essais de traçage urbains (tableau 3.3). Les flux d'eau suivants, spécifiques aux milieux urbains, ont ainsi été caractérisés dans l'environnement souterrain des sites d'essais :

- Infiltration d'eau dans les conduites souterraines depuis la zone non-saturée (Colombier et Neuchâtel).
- Exfiltration d'eau depuis les conduites souterraines dans la zone non-saturée, puis dans la zone saturée (Neuchâtel).
- Percolation d'eau depuis des remblais en surface/subsurface (remblai routier) vers la zone saturée (Colombier).
- Caractéristiques de l'écoulement en zone saturée : direction et vitesse (Neuchâtel).

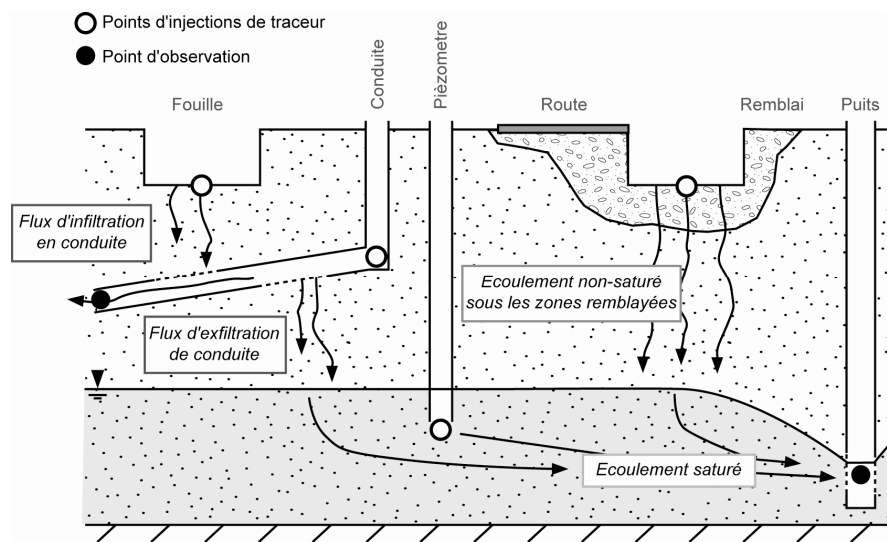


Fig. 3.12 : Résumé des flux d'eau observé et/ou quantifiés lors des essais de traçage, en fonction des points d'injection des traceurs

Dans la partie 3.3.1, l'influence de certains éléments urbains sur la restitution des traceurs a été caractérisée, en lien avec les paramètres d'injections des traceurs. Les flux de traceurs<sup>117</sup> mesurés dans zone non-saturée peuvent être identifiés aux flux d'eau, et in fine à la *recharge* verticale de l'eau souterraine. En combinant ces deux aspects (éléments urbains et recharge verticale), le tableau 3.4 synthétise les effets sur la recharge verticale locale urbaine, et en conséquence sur les valeurs relatives de vulnérabilité intrinsèque. En relation avec les caractéristiques détaillées des points d'injection de traceurs et leurs éléments urbains associés, le tableau 3.4 présente également les *paramètres spécifiques* des éléments urbains qui doivent être pris en compte lors de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain (cf. chapitre 5).

L'effet dual (infiltration/exfiltration) des conduites en subsurface sur la recharge verticale a été observé lors des essais de traçage présentés ici. Sur le site de Colombier, où l'*infiltration* du traceur dans la conduite d'eaux claires ICC depuis la surface a empêché celui-ci d'atteindre la zone saturée, permettrait de conclure que cette conduite, par son effet de *drainage*, est un facteur de *diminution relative* de la vulnérabilité de la ressource en eau souterraine.

<sup>117</sup> Donc considérés conservatifs.

Inversement, sur le site de Neuchâtel, où le traceur exfiltré depuis la conduite OCN1 a été détecté dans l'eau souterraine<sup>118</sup> (par comparaison avec les traceurs injectés en surface, qui n'ont jamais atteint l'aquifère du site), la conduite souterraine en question peut être considérée comme un élément augmentant localement la recharge verticale de l'aquifère, et ainsi comme un facteur d'*augmentation relative* de la vulnérabilité de l'eau souterraine. La conduite d'eaux claires OCN1, en relativement bon état général, montre ainsi le rôle important, pour les processus d'exfiltration, des variations et des maximums de charge hydraulique<sup>119</sup>, ainsi que du type de joints entre les tronçons de conduites (ici, sans mastic)<sup>120</sup>. En relation avec ce qui vient d'être discuté, la détermination de l'impact des conduites souterraines sur l'estimation de la vulnérabilité doit être effectuée en tenant compte de ces caractéristiques spécifiques aux conduites. Des paramètres comme l'âge, le matériau et les types de joints, les dimensions de la conduite (§ 2.3.2.2), mais aussi la profondeur de la conduite par rapport au niveau piézométrique<sup>121</sup>, sont ainsi des paramètres significatifs pour les processus d'infiltration/exfiltration d'un contaminant potentiel dans/depus la conduite.

A Colombier, les matériaux de remblai routier, dans la partie superficielle de la zone non-saturée, ont montré un effet positif sur la recharge verticale locale (augmentation des volumes transités et diminution des temps de transit) et peuvent être ainsi considérés ainsi comme un facteur d'*augmentation relative* de la vulnérabilité de l'eau souterraine sous-jacente. Les paramètres lithologiques et structuraux des matériaux de remblais sont ainsi indispensables pour la quantification de la conductivité hydraulique, et in fine sur la valeur de recharge verticale de l'eau souterraine au droit de ces matériaux. A noter également, dans le cas de Colombier, que la *concentration du ruissellement* en bordure de route (et donc infiltré dans du matériel de forte conductivité hydraulique) a joué un rôle significatif dans l'augmentation de la recharge locale, augmentant ainsi la vulnérabilité relative de l'aquifère du site à cet endroit.

---

<sup>118</sup> En quantité très faible toutefois (~ 1 ppb).

<sup>119</sup> Détection du traceur dans l'aquifère sous-jacent après un événement pluvieux intense (fig. 3.8).

<sup>120</sup> En plus des défauts majeurs présentés dans l'annexe III-9, la plupart des joints de la conduite OCN1 montrent des ouvertures notables permettant une éventuelle exfiltration.

<sup>121</sup> Les conduites localisées dans la zone de battement d'une nappe sont les plus sujettes aux phénomènes d'infiltration/exfiltration, Wolf (comm. orale) ; (Karpf et al. (2004)).

<b>Influence d'éléments urbains choisis sur la recharge locale et les valeurs relatives de vulnérabilité</b>					
Eléments considérés	Effet sur l'écoulement de l'eau et paramètres hydrodynamiques	Résultats de restitution de traceurs associés	Effet sur la recharge et les valeurs de vulnérabilité locales	Paramètres significatifs	Remarques
		Colombier	Neuchâtel		
<i>Spécifiquement urbains</i>					
Matériaux artificiels/remblayés non-saturés	Modification de la conductivité hydraulique	IEC1 : sulfo B : flux rapides dans la zone non-sat.	<b>Augmentation</b>	Straturation et lithologie du matériau remblayé	
Concentration du ruissellement sur les surfaces imperméables	Augmentation du volume d'infiltration de l'eau de pluie aux bordures de surfaces	IEC1 : sulfo B : restitution systématique à chaque événement pluvieux	<b>Augmentation</b>	Aire de la surface imperméable, matériaux aux bordures de surfaces et équipement d'évacuation du ruissellement	
Conduites souterraines	Infiltration dans les conduites depuis la surface : effet de drainage	IEC2 : uranine et NaCl drainés dans le collecteur ICC	<b>Diminution</b>	Matériau et dimensions de la conduite ; position, type et fréquence des défauts, variations de charge hydraulique dans la conduite	Valide si la conduite est située au-dessus du niveau piézométrique
Conduites souterraines	Exfiltration depuis le fond de conduite : temps de transit times raccourcis dans la zone non-sat.	ICN : Sulfo B : échantillon positif dans l'aquifère après un important événement pluvieux	<b>Augmentation</b>	Matériau et dimensions de la conduite ; position, type et fréquence des défauts, variations de charge hydraulique dans la conduite	Valide si la conduite est située au-dessus du niveau piézométrique
<i>Non-spécifiquement urbains</i>					
Surfaces naturelles/vertes	Flux d'eau ralentis dans la zone non-saturée, retardation des traceurs	IEN1 et IEN2 : uranine ; IEN3 : diasyne : pas de détection dans l'aquifère pour toutes les durées de mesures	<b>Diminution</b>	Epaisseur, lithologie et straturation des formations de la zone non-saturée	Extrêmement variable. Dépendant de la lithologie de la zone non-sat. : estimation de la vulnérabilité possible par les méthodes habituelles
<i>Non-urbains</i>					
Conditions hydrologiques	Flux d'eau accélérés dans la zone non-saturée (si période/climat humide)	IEC1 : sulfo B : taux de restitution variables, proportionnels à l'intensité des événements pluvieux	<b>Extrêmement variable</b>	Période hydrologique, type de climat, fréquence des événements extrêmes	Dépendant des conditions hydrologiques

Tableau 3.4 : Effets sur la recharge verticale locale, et conséquences sur les valeurs de vulnérabilité intrinsèque, des éléments urbains caractérisés hydrodynamiquement grâce aux essais de traçage urbains

L'influence sur l'estimation locale de la vulnérabilité de la zone non-saturée sous les surfaces vertes n'est pas directement liée aux éléments urbains susmentionnés. Dans ce cas, les paramètres significatifs de la zone non-saturée à prendre en compte pour l'évaluation de la recharge verticale, et donc de la vulnérabilité, sont l'épaisseur de la zone non-saturée, sa composition lithologique (présence et/ou taux de formations argileuses, par exemple), sa structuration (présence des failles ou autres hétérogénéités), ainsi que le type, la texture et l'épaisseur des couches de sol en surface. Ces paramètres, qui ne sont pas liés spécifiquement aux milieux urbains, peuvent être caractérisés et combinés au moyen de méthodes d'estimation de la vulnérabilité déjà existantes (développées pour les milieux naturels et ruraux).

Finalement, le rôle des conditions et événements hydrologiques sur la restitution des traceurs dans l'aquifère sous-jacent a été bien confirmé lors des essais de traçages présentés ici. Les périodes et/ou climats humides, ou la fréquence d'événements hydrologiques extrêmes (type orage), augmente ainsi les valeurs de recharge verticale des eaux souterraines, et peuvent ainsi être raisonnablement considérés comme des facteurs d'*augmentation relative* de la vulnérabilité. Ainsi, par précaution, il est préférable de considérer des conditions hydrologiques *en moyenne* défavorables lors de l'estimation de la vulnérabilité.

Pour les essais de traçage présentés ici, effectués en majeure partie durant des périodes relativement sèches, les résultats de restitution de traceurs peuvent être estimés comme la conséquence de conditions hydrologiques globalement *favorables* (du point de vue de la contamination potentielle de l'eau souterraine).

### 3.4. CONCLUSIONS

#### 3.4.1. *Éléments urbains et leur impact sur l'estimation locale de la vulnérabilité*

Dans les essais de traçage présentés dans ce chapitre, réalisés sur des sites urbains et périurbains, une caractérisation des vitesses de flux dans la zone non-saturée urbaine a été effectuée en prenant en compte la présence des plusieurs éléments spécifiquement urbains (conduites souterraines, structures de concentration du ruissellement, matériaux artificiels remblayés). L'impact de ces éléments sur la recharge verticale locale de l'eau souterraine, et par conséquent sur les valeurs relatives de vulnérabilité intrinsèque, a été caractérisé.

Selon les résultats de ces essais, le rôle dual (augmentation/diminution) des conduites souterraines pour l'adaptation locale de la valeur relative de vulnérabilité a été suggéré, celles-ci *augmentant* (augmentation de la recharge par exfiltration), ou au contraire *diminuant* (diminution des arrivées d'eau à la nappe, suite à l'infiltration de l'eau de percolation dans une conduite) les valeurs locales d'indices de vulnérabilité

La concentration du ruissellement sur les surfaces imperméables a été reconnue comme étant un élément important pour l'estimation locale de vulnérabilité. A l'instar des milieux karstiques/fissurés et selon leurs méthodes propres d'estimation de la vulnérabilité (par ex. Pochon et al. (2008)), le ruissellement concentré dans des zones d'infiltration préférentielles (pertes et dolines dans les zones karstiques, collecteurs d'eaux claires ou bordures de surfaces

imperméables dans les zones urbaines ; partie 2.5.3) peut augmenter la valeur locale de vulnérabilité. La concentration des eaux pluviales dans les réseaux d'eaux claires, couplée au court-circuit (bypass) de la zone non-saturée par une exfiltration potentielle depuis les conduites en aval, peut en conséquence accroître considérablement la vulnérabilité locale de la ressource en eau souterraine urbaine.

La présence de matériaux artificiels/remblayés dans la zone non-saturée a induit un impact significatif sur la recharge verticale de l'aquifère, et ainsi sur sa valeur relative de vulnérabilité. Cet impact étant, logiquement, fonction de la lithologie de ces matériaux (à forte conductivité hydraulique ici). De manière générale, pour les formations non-saturées<sup>122</sup> sous-jacentes aux surfaces vertes, et ne contenant pas d'éléments urbains, la valeur locale de la vulnérabilité peut être estimée au moyen de méthodes existantes, qui prennent en compte les paramètres lithologiques et structuraux.

Finalement, conséquence de la configuration des sites d'essais, l'impact d'autres éléments urbains, comme les fondations en eau de bâtiments et autres barrières hydrogéologiques artificielles, ou la percolation depuis les étendues urbaines d'eau de surface (canaux, étangs de rétention, etc.), n'a pas été caractérisé dans les essais présentés ici.

#### ***3.4.2. Vers une adaptation de la cartographie de vulnérabilité pour les milieux urbains : problématique des essais de terrain à l'échelle locale***

Lors des essais de traçage urbains réalisés dans le cadre de cette étude, l'impact des éléments urbains sur la recharge locale et sur la valeur de vulnérabilité intrinsèque de l'eau souterraine n'a été observé qu'à une *échelle locale* ( $\geq 1/3000$ ). Il est ainsi difficile d'extrapoler à l'échelle d'un bassin versant urbain les résultats obtenus à l'échelle d'un site restreint (ou d'une parcelle), compte tenu de la complexité et la densité des structures qui empêche une caractérisation individuelle de chaque élément ou groupe d'éléments urbains à échelle régionale. Les hypothèses utilisées pour *régionaliser* cet impact, d'une importance primordiale dans la présente réflexion, vont donc être vérifiées au moyen de *modélisations numériques* de l'écoulement souterrain urbain (chapitre 4) - dont l'aquifère du site de Neuchâtel sera le sujet de test principal. Ces simulations, qui tiennent compte des données hydrogéologiques et des résultats des essais de traçage présentés ici (pour la calibration des modèles), permettront de régionaliser l'impact des éléments urbains sur l'écoulement souterrain<sup>123</sup>.

<sup>122</sup> Qu'elles soient artificielles ou naturelles, seules comptent leurs paramètres hydrogéologiques et structurels (cf. supra).

<sup>123</sup> Donc de caractériser cet impact à une échelle spatiale *plus petite*, cet impact ayant été observé jusqu'à maintenant uniquement à l'échelle de l'élément urbain considéré.



# Modélisation et simulation numérique : flux d'eau souterraine urbaine et paramètres hydrodynamiques spécifiques au milieu urbain

## 4.1. INTRODUCTION

### 4.1.1. *Concept de base*

La modélisation numérique est un outil très pratique et souvent utilisé pour l'étude des flux d'eau souterraine et des flux de contaminants dans les milieux aquifères. L'intégration adéquate de certains paramètres hydrodynamiques dans un modèle numérique d'aquifère, couplée à la calibration du modèle avec des données de terrain et/ou de laboratoire, amènent à une meilleure compréhension du fonctionnement d'un aquifère donné. En second lieu, dans un modèle calibré ayant démontré sa pertinence, la modification de certains paramètres du modèle permet de mettre en lumière différents scénarios d'écoulement souterrain et de contamination.

Ce chapitre présente les modèles numériques et les simulations associées de deux aquifères urbains (Neuchâtel-Maladière (Suisse) et CHYNcity). Pour chaque aquifère modélisé, les simulations des flux de l'eau souterraine (pas de simulations de transport de substance et/ou d'énergie thermique ici) ont été effectuées en premier lieu sans éléments spécifiquement urbains, et avec une recharge effective constante et spatialement homogène (*simulations de base*). Dans un second temps, des éléments urbains (recharge hétérogène, conduites souterraines, fondations de bâtiments) ont été progressivement intégrés dans les modèles (par l'adaptation de certains paramètres hydrodynamiques, des conditions aux limites, et de la géométrie des modèles), et plusieurs simulations ont alors été effectuées à chaque nouvelle intégration d'éléments urbains (*simulations urbaines*). Pour les deux aquifères modélisés, les résultats des simulations de base et des simulations urbaines ont été comparés, afin de caractériser l'impact des éléments urbains susmentionnés sur l'écoulement « de base » de l'eau souterraine. La figure 4.1 présente la méthodologie utilisée dans cette étude pour la modélisation en milieu urbain.

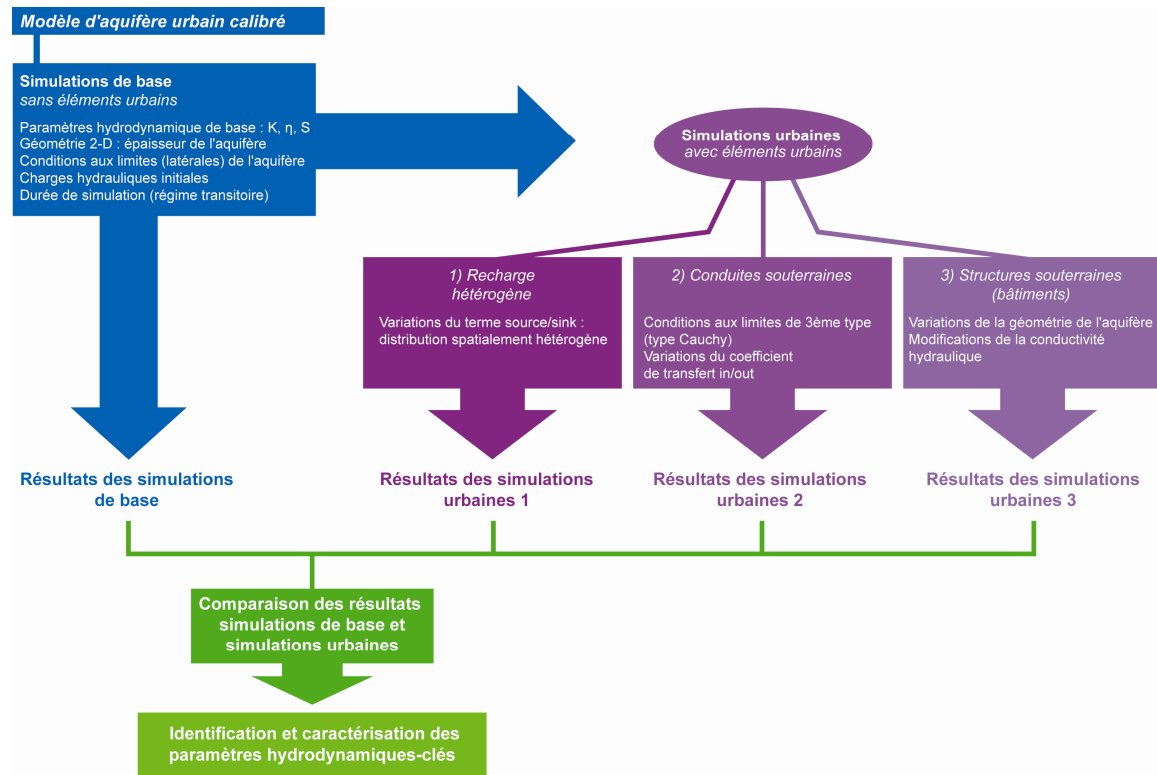


Fig. 4.1 : Méthodologie utilisée pour la modélisation des flux d'eau souterraine en milieu urbain.

Dans l'avant-dernière section de ce chapitre (4.6), les résultats obtenus pour les deux aquifères modélisés, qui montrent des processus d'échelles spatiales et temporelles différentes, sont comparés afin d'en déterminer les différences notables, et de caractériser l'influence du changement d'échelle sur l'impact hydrodynamique des éléments urbains susmentionnés. Dans la dernière section de ce chapitre (4.7), les résultats des simulations avec les différents types d'éléments urbains sont mis en relation avec l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque de la ressource en eau souterraine et la protection de captage, qui sont dépendantes des vitesses de flux souterrain dans un aquifère donné. La perturbation des directions et vitesses de flux causée par ces éléments urbains est interprétée dans une perspective d'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité des aquifères pour les milieux urbains. Les buts de ce chapitre sont :

- De présenter la modélisation numérique de deux aquifères urbains d'échelles spatiale et temporelles très différentes : un aquifère local réel (Maladière) et un aquifère régional fictif.
- De caractériser l'impact hydrodynamique d'une sélection d'éléments urbains spécialement intégrés dans ces modèles.
- De caractériser l'influence de l'échelle spatio-temporelle sur l'amplitude de l'impact hydrodynamique des éléments urbains.
- D'établir de façon préliminaire une relation entre les résultats des simulations numériques urbaines et l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité de l'eau souterraine en milieu urbain.

#### 4.1.2. *Modélisation numérique en milieu urbain : bref aperçu des connaissances actuelles*

Le sujet ici étant de caractériser l'impact hydrodynamique des éléments urbains sur les flux d'eau souterraine dans les aquifères urbains, il est intéressant de présenter de façon préliminaire comment ces différents éléments ont été intégrés par le passé dans différents modèles numériques d'écoulement souterrain.

La plupart des études employant des logiciels de modélisation numérique déjà existants (logiciels développés initialement pour les milieux naturels) pour caractériser des aquifères urbains, n'intègrent généralement pas précisément l'hétérogénéité résultant du construit urbain dans leurs modèles. Utilisés dans des buts spécifiques – gestion quantitative des ressources de l'aquifère, estimation de l'effet de pompage en zone urbaine (problèmes de subsidence, contamination des zones de capture de puits, etc.), ces modèles modulent souvent uniquement certains paramètres généraux (sans caractérisation locale des paramètres) : adaptation du coefficient de ruissellement à l'échelle du bassin versant (pour paramétrer la recharge effective verticale), abandon du terme-source dans les équations de modélisation.

De l'autre côté du spectre de la recherche sur la modélisation numérique des milieux urbains, il y a toute une série de modèles développés spécifiquement pour ce type de milieux, modèles qu'il est possible de classer grossièrement en deux approches :

- Approche par « bilans » intégrés. Le but de ces modèles par approche holistique est de réaliser au mieux la caractérisation globale du système hydrologique/hydrogéologique urbain, afin d'en gérer certains aspects spécifiques : par exemple le cycle hydrologique (Mitchell et al. (2001)), le ruissellement urbain et drainages associés (Chiew et al. (1999) ; Rauch et al. (2002)), les charges et bilans de contaminants urbains (Schiedek et al. (2007)). La chaîne de modèles du projet AISUWRS (§ 2.4.1.2) appartient par exemple à ce type d'approche. Ces modèles sont souvent construits par compartiments connectés entre eux, chacun étant caractérisé par une série de paramètres hydrologiques/hydrogéologiques et de conditions aux limites (obtenus par des études de terrain ou disponibles dans des bases de données spécifiques : cadastres, archives, etc.).
- Approche par modélisation physique spécifique du milieu urbain hydrologique/hydrogéologique. Dans ce type de modèle, c'est à l'inverse certains éléments urbains spécifiques qui sont modélisés grâce à divers algorithmes dédiés. Certaines de ces études sont ainsi directement liées aux éléments urbains décrits dans la présente étude (familles présentées dans la partie 2.5.1) :
  - Surfaces imperméables : ruissellement et infiltration, drainages (par ex. Berthier (1999), Duy et al. (2009)).
  - Conduites souterraines : infiltration/exfiltration et dimensionnement (par ex. Le Delliou et al. (2009) ; Mohrlök et al. (2004) et Mohrlök et al. (2007) : simulations de transport 2-D verticales non-saturées pour l'estimation de l'impact qualitatif de l'exfiltration des eaux usées.
  - Infrastructures souterraines et structuration du sous-sol. Littérature moins abondante. Comme exemple, Epting et al. (2008 (2)) qui proposent une approche

multidisciplinaire comprenant de la modélisation numérique pour la caractérisation de l'impact de structures souterraines urbaines.

L'approche pour la simulation numérique urbaine des flux d'eau souterraine présentée dans ce chapitre est en quelque sorte « à cheval » entre ces différentes approches : les simulations sont effectuées à l'aide d'un logiciel existant (FEFLOW) - donc sans développement d'un nouvel algorithme adapté au milieu urbain, mais les paramètres hydrodynamiques à disposition sont utilisés, et les résultats interprétés, selon le point de vue de l'hydrogéologie urbaine et ses éléments urbains associés.

## 4.2. MODÉLISATION ET SIMULATION EN ÉLÉMENTS-FINIS

### 4.2.1. Principes de bases

La modélisation et la simulation numériques en éléments-finis des aquifères urbains ont été réalisées en employant le système logiciel FEFLOW (Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System; version 5.311; WASY Berlin GmbH). Le système FEFLOW est basé sur le principe physique de conservation de la masse, de l'espèce chimique, du moment et de l'énergie, pour un calcul numérique transitoire et en trois-dimensions (3-D). Les équations fondamentales (formes généralisées) gouvernant le système FEFLOW pour l'écoulement souterrain de l'eau sont :

$$S_o \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_i^f}{\partial x_i} = Q_p \quad (4-1)$$

$$q_i^f = -K_{ij} f_\mu \left( \frac{\partial h}{\partial x_j} + \frac{\rho^f - \rho_o^f}{\rho_o^f} e_j \right) \quad (4-2)$$

Ces équations sont résolues pour les variables principales suivantes :

$h$  = charge hydraulique [L]

$q_i^f$  = vitesse fictive de Darcy de la phase fluide [LT<sup>-1</sup>]

Avec les paramètres et fonctions suivants :

$S_o$  = coefficient d'emménagement spécifique (compressibilité) [ $L^{-1}$ ]

$Q_p$  = terme source / perte spécifique pour la phase fluide, par unité de temps [ $T^{-1}$ ]

$K_{ij}$  = tenseur de conductivité hydraulique pour la phase fluide [ $LT^{-1}$ ]

$f_\mu$  = fonction de viscosité constitutive [1]

$\rho^f$  = densité de la phase fluide [ $ML^{-3}$ ]

$\rho_o^f$  = densité de référence de la phase fluide [ $ML^{-3}$ ]

$e_j$  = vecteur unitaire gravitationnel [1]

$i$  et  $j$  sont les indices de coordonnées spatiales eulériennes ( $(i, j = 1 \dots n)$  ; par exemple  $n = 3$  pour les calculs en trois-dimensions (3-D)).

Dans un aquifère présentant une extension spatiale horizontale qui dépasse largement son épaisseur verticale, les variations et processus verticaux peuvent être négligés. Les équations 3-D sont alors réduites à des équations en deux-dimensions (2-D), qui prennent en compte alors uniquement les processus spatiaux horizontaux (2-D horizontal), en relation avec l'hypothèse de Dupuit pour l'écoulement d'eau souterraine non-confiné (pour les écoulements souterrains à surface libre : cf. Freeze et al. (1979), p. 188; ou Bear (1972) pour un développement théorique). Dans le cas d'un écoulement souterrain horizontal non-confiné, le système FEFLOW moyenne les équations (4-1) et (4-2) sur la verticale. De plus, dans le cas des aquifères présentés dans ce chapitre, les contrastes de densité de la phase fluide et les effets liés à la viscosité peuvent être considérés comme négligeables, et le transport chimique et le transfert de chaleur ne sont pas pris en compte. Il en résulte ainsi l'équation simplifiée d'écoulement de l'eau souterraine suivante, base de tous les calculs numériques effectués par la suite :

$$(S_o B + \varepsilon_e) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial \bar{q}_i^f}{\partial x_i} = \bar{Q}_p \quad (4-3)$$

$$\bar{q}_i^f = -BK_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad (4-4)$$

Avec, pour un écoulement non-confiné :

$$B = h - z^{bottom} \quad (4-5)$$

Ici aussi, ces équations sont résolues avec les variables suivantes :

$h$  = charge hydraulique [L], altitude de la nappe libre [L]

$q_i^f$  = vitesse fictive de Darcy de la phase fluide [ $LT^{-1}$ ]

Et les paramètres suivants :

$S_o$  = coefficient d'emmagasinement spécifique (compressibilité) [ $L^{-1}$ ]

$B$  = épaisseur de l'aquifère [L]

$\varepsilon_e$  = porosité effective [1]

$K_{ij}$  = tenseur de conductivité hydraulique pour la phase fluide [ $LT^{-1}$ ]

$\bar{Q}_p$  = terme source / perte spécifique pour la phase fluide, par unité de temps, intégré sur la profondeur (=  $B \cdot Q_p$ ) [ $LT^{-1}$ ]

$z^{bottom}$  = géométrie du mur de l'aquifère [L]

Ces équations simplifiées sont ainsi résolues pour les variables susmentionnées dans chaque élément du maillage en éléments-finis (MEF) d'un aquifère donné, pour n'importe quelle distribution initiale de charge hydraulique et tout type de conditions aux limites (charge hydraulique, vitesse de Darcy, etc). Le calcul avec FELOW de  $h$  et  $q^f$ , dans un MEF horizontal non-confiné, requiert ainsi l'intégration des paramètres listés ci-dessus (associés au matériel dans lequel l'écoulement prend place) dans les équations 4-3 à 4-5.

#### 4.2.2. Aquifères modélisés en MEF

Les simulations numériques avec le système FEFLOW ont été effectuées pour deux aquifères urbains. L'aquifère de la Maladière consiste en un aquifère local péri-lacustre réel, très bien documenté par des données hydrogéologiques (cf. chapitre 3), permettant ainsi une calibration du MEF. L'aquifère de CHYNcity est un aquifère régional alluvial fictif, créé à l'origine pour des considérations et des exercices sur la cartographie de vulnérabilité adaptée aux milieux urbains. Par le fait qu'aucune donnée réelle n'existe pour cet aquifère modélisés, la calibration n'a pas été nécessaire. Le tableau 4.1 résume les caractéristiques générales des modèles numériques de la Maladière et de CHYNcity, ainsi que les simulations numériques associées.

<b>Modèle numérique</b>	<i>Maladière</i>	<i>CHYNcity</i>
Type d'aquifère	Aquifère quaternaire péri-lacustre réel	Aquifère alluvial fictif
Type de modèle	Éléments-finis 2-D horizontal	Éléments-finis 2-D horizontal
Nombre d'éléments du maillage	16639	155308
Type d'élément-fini	Triangle	Triangle
Taille moyenne des éléments-finis [m]	6	12
Surface d'aquifère modélisée [m <sup>2</sup> ]	2.19·10 <sup>5</sup> (22 ha)	1.00·10 <sup>7</sup> (1000 ha)
Volume d'aquifère modélisé <sup>1</sup> [m <sup>3</sup> ]	2.23·10 <sup>6</sup>	8.68·10 <sup>8</sup>
Type de simulation	Écoulement saturé non-confiné, en régime transitoire <sup>2</sup>	Écoulement saturé non-confiné, en régime transitoire
Durées de simulation <sup>3</sup> [jours]	10-40	300-1000

<sup>1</sup> Volume total d'aquifère (sans vides)

<sup>2</sup> Pas de simulations de transport ou chaleur

<sup>3</sup> Valeurs minimum et maximum pour les séries de simulations en rég. transitoire

Tableau 4.1 : Comparaison entre les MEF de la Maladière et de CHYNcity

Les aquifères étudiés sont tous deux des MEF 2-D horizontaux. De nombreuses simulations en régime transitoire et en milieu non-confiné, avec des paramètres hydrodynamiques et des conditions aux limites variables, ont été réalisées pour ces deux MEF. Les MEF étudiés montrent des différences significatives concernant leurs étendues spatiales et les échelles de temps pour lesquelles les simulations ont été effectuées : une surface de 20 ha pour le MEF de la Maladière, avec des temps de simulation oscillant entre 10 et 40 jours (pour permettre une stabilisation relative des charges hydrauliques pendant chaque simulation) ; une surface de 1000 ha pour le MEF de CHYNcity, avec des temps de simulation s'échelonnant entre 300 et 1000 jours. Les sections 4.4 et 4.5 décrivent en détail les MEF de la Maladière et de CHYNcity respectivement, ainsi que leurs résultats de simulations, tandis que la section suivante introduit aux spécificités des simulations urbaines de la présente étude.

#### **4.3. SIMULATION NUMÉRIQUE DE FLUX D'EAU SOUTERRAINE EN MILIEU URBAIN : DESCRIPTION DES PARAMÈTRES HYDRODYNAMIQUES SPÉCIFIQUEMENT URBAINS**

La simulation numérique d'un aquifère urbain nécessite plusieurs adaptations, conséquences de l'hétérogénéité des zones saturée et non-saturée induite par l'activité humaine. Un « élément urbain » consiste ainsi en tout type d'élément anthropogène, de surface ou souterrain, qui a le potentiel de perturber l'écoulement de l'eau de subsurface. Dans cette optique, les modèles numériques d'écoulement souterrain urbain se doivent d'intégrer ces éléments, comme paramètres hydrodynamiques ou comme conditions aux limites, dans des simulations numériques dites « urbaines ».

Les éléments urbains sélectionnés pour les simulations urbaines (fig. 4.1) à cause de leur fort potentiel de perturbation des flux d'eau souterraine, sont les suivants :

- recharge effective spatialement hétérogène ;
- conduites souterraines ;
- fondations de bâtiments

D'autres éléments urbains, comme les voies de communication souterraines (métro, tunnels routiers, etc.) ou les zones d'excavation et remblayage, n'ont pas été intégrés tels quels dans les simulations urbaines, car ils peuvent être simulés selon les mêmes démarches que pour les éléments susmentionnés (avec toutefois des valeurs des paramètres associés légèrement différentes). Les parties 4.3.1 à 4.3.3 présentent en détail les démarches et paramètres de modélisation proposés dans cette étude pour l'intégration dans les MEF des éléments urbains listés ci-dessus.

#### **4.3.1. Recharge effective spatialement hétérogène : variations du terme source source / perte**

L'hétérogénéité spatiale de la recharge des eaux souterraines est un processus courant dans les milieux urbains (cf. par exemple Thomas et al. (2006) ; Mohrlök et al. (2005) ; Lerner (1990)). La recharge d'un aquifère urbain, vue uniquement sous l'angle de la recharge effective verticale en provenance de l'infiltration des précipitations en surface peut raisonnablement être considérée, même à l'échelle locale, comme égale à *zéro* au droit des surfaces imperméables (bâtiments, routes, surface bétonnées ou goudronnées).

A l'inverse, sous les surfaces non-imperméables (identifiées à des surfaces « vertes » : parcs, jardins, etc.), la recharge effective verticale d'un aquifère urbain peut être déduite de l'équation de bilan hydrologique<sup>124</sup>, qui prend en compte les données de précipitations pour la zone de l'aquifère étudié. Dans l'étude présente, la recharge effective verticale des aquifères modélisés a été estimée à l'aide de l'équation de bilan hydrologique simplifiée (dérivée de l'équation proposée par Freeze et al. (1979) ; sans stockage dans le réservoir d'eau de surface  $\Delta S_s$ ) :

$$\Delta S_G = P - ETR - Q_R \quad (4-6)$$

Avec les termes suivants :

$\Delta S_G$  = recharge effective [ $LT^{-1}$ ]

$P$  = précipitations moyennes [ $LT^{-1}$ ]

$ETR$  = évapotranspiration réelle [ $LT^{-1}$ ]

$Q_R$  = ruissellement de surface [ $LT^{-1}$ ]

---

<sup>124</sup> En considérant toutefois le transit dans la zone non-saturée comme étant en régime permanent (cf. infra).

Pour les petits bassins versants (dont les précipitations sont postulées homogènes sur l'ensemble du bassin), dans le but de simplifier le calcul de  $Q_R$  et  $ETR$  (pas de mesures de terrains sur site), ces paramètres sont fonction ici des précipitations moyennes  $P$ , en partant du principe que  $Q_R$  et  $ETR$  restent constants. En s'inspirant de Fetter (2001), pour une surface de prairie pratiquement horizontale, avec un matériel de sous-sol de perméabilité moyenne (ruissellement fortement réduit et évapotranspiration augmentée), les équivalences suivantes sont proposées pour les aquifères modélisés (ratios de précipitations) :

- $ETR = 0.4P$  (40 % ; la formule de Turc (annuelle) donne une ETP (potentielle) de 430 mm, pour 1060 mm de précipitations annuelles ; cf. annexe IV-4)
- $Q_R = 0.05P$  (5 %)

L'équation 4-6 est ainsi exprimée au moyen de la formule empirique suivante, utilisant des ratios de  $P$  :

$$\Delta s_G = P - 0.4P - 0.05P = 0.55P \quad (4-7)$$

Ce qui signifie qu'environ 55% de la lame d'eau précipitée sur les surfaces non-imperméables est convertie au final en recharge effective verticale des aquifères modélisés. Les données de précipitations<sup>125</sup> (en mm/j, moyenne annuelle et/ou représentative de différents événements pluvieux) sont présentées dans l'annexe IV-4 pour l'aquifère de la Maladière. Pour les besoins de la comparaison, les valeurs pour l'aquifère de CHYNcity sont proches, voire identiques pour certaines simulations.

Dans les MEF 2-D horizontaux saturés non-confinés présentés ici, le temps de transit dans la zone non-saturée n'est pas calculé dans les simulations en régime transitoire (postulé égal à 0). Le flux d'eau dans la zone non-saturée est alors considéré comme étant en régime d'écoulement permanent pendant les durées de simulation (pas de calculs de front de saturation en zone non-saturée). La recharge effective verticale est alors directement exprimée dans les MEF au moyen du terme source / perte  $\bar{Q}_p$  de l'équation 4-3 (terme positif si lié à un apport d'eau (« source ») ; terme négatif si associé à une perte d'eau (« perte »)).

Dans le cas d'une recharge effective verticale spatialement hétérogène, typique d'un milieu urbain, la configuration spatiale du terme  $\bar{Q}_p > 0$  (exprimant la recharge sous les surfaces naturelles) dans le MEF s'obtient grâce à une base de données géographique SIG (de type « couverture du sol », par parcelle ; § 4.4.4.1 pour les valeurs détaillées et procédures).

<sup>125</sup> Obtenues de MeteoSwiss pour le MEF de la Maladière.

### 4.3.2. Conduites et cavités souterraines : conditions aux limites de transfert

#### 4.3.2.1. Conditions aux limites de transferts – type Cauchy (CLT)

Les processus d'exfiltration / infiltration d'eau en conduite (section 2.3.2) peuvent fortement influencer l'écoulement local naturel de l'eau souterraine, en modifiant les gradients hydrauliques locaux. Dans le but de caractériser cette influence, les conduites souterraines ont été intégrées dans les MEF 2-D comme conditions aux limites de type « transfert » (3<sup>ème</sup> type Cauchy ; abrégées par la suite CLT). Utilisées habituellement pour simuler des cours d'eau en surface, en définissant une couche d'infiltration en fond de rivière, la CLT est la condition aux limites la plus appropriée pour simuler des conduites souterraines dans des simulations numériques urbaines. Les CLT tiennent donc compte du rôle dual exfiltration / infiltration des conduites en milieu urbain. A chaque nœud d'un MEF auquel une CLT a été attribuée, un *flux de transfert in/out*  $q_n$  est calculé pour toute *charge hydraulique*  $h^p$  imposée sur cette CLT, en tenant compte d'un *coefficient de transfert*  $\alpha_h$ , selon l'équation suivante, valable pour un écoulement 2-D horizontal non-confiné<sup>126</sup> :

$$q_n(x_i, t) = -\alpha_h(h^p - h) \quad (4-8)$$

Le coefficient de transfert  $\alpha_h$  est une fonction directionnelle duale, régie par la relation suivante :

$$\alpha_h = \begin{cases} \alpha_h^{in} & \text{for } h^p > h \\ \alpha_h^{out} & \text{for } h^p \leq h \end{cases} \quad (4-9)$$

$q_n$  = vitesse normale de Darcy (positive vers l'intérieur de la conduite) [LT<sup>-1</sup>]

$\alpha_h$  = coefficient de transfert (ou facteur de perte pour une conduite) [T<sup>-1</sup>]

$h^p$  = charge hydraulique imposée dans la conduite [L]

$h$  = charge hydraulique à l'extérieur de la conduite [L]

#### 4.3.2.2. Conductivité hydraulique équivalente d'une conduite fissurée

Dans le cas présent, pour une CLT liée à une *conduite d'eau*, le coefficient de transfert  $\alpha_h$  peut être mis en relation avec la conductivité hydraulique  $K_p$  du matériau de la conduite, avec en possible ajout une couche interne ou externe de *colmatation* (cf. par exemple Fuchs et al. (2004), Rauch et al. (1994)). Par conséquent, dans le cas de conduites d'eau, le coefficient  $\alpha_h$  peut être considéré comme un *facteur de perte* (ou paramètre de transfert de conduite). Un flux

<sup>126</sup> En postulant une continuité hydraulique entre la CLT et le domaine des charges hydrauliques modélisées (dans le cas présent le modèle ne prend pas en compte les flux d'eau en zone non-saturée).

d'eau à travers le matériau de la conduite peut alors être estimé au moyen de l'équation de Darcy<sup>127</sup> :

$$q_n = -K_p \frac{h^p - h}{e} \quad (4-10)$$

En égalisant les équations (4-8) et (4-10), la relation suivant est obtenue:

$$\alpha_h = \frac{K_p}{e} \quad (4-11)$$

$K_p$  = conductivité hydraulique du matériau de la conduite [ $LT^{-1}$ ]

$e$  = épaisseur de la conduite + couche de colmatage [L]

La conductivité hydraulique du matériau de conduite  $K_p$  peut être estimé avec une équation (proposée par Snow (1968)) habituellement utilisée pour le calcul d'une conductivité hydraulique équivalente d'un massif rocheux fissuré anisotrope (la conductivité hydraulique des blocs de roche non-altérée est postulée beaucoup plus petite que la conductivité des blocs fissurés / altérés) :

$$K_p = \frac{N a^3 \rho g}{L 12 \mu} \quad (4-12)$$

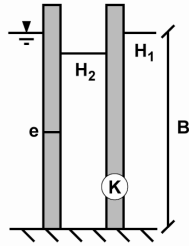
Cette conductivité hydraulique équivalente peut ainsi être calculée pour une conduite de longueur  $L$  montrant un ensemble de  $N$  fissures parallèles d'ouverture  $a$ , ceci sans considérations sur le matériau même de la conduite (ciment, plastique, etc.)<sup>128</sup>.

<sup>127</sup>  $\alpha_h^{out} \equiv \alpha_h^{in}$  dans cette étude : en conséquence, les deux termes peuvent être remplacés par un coefficient « générique »  $\alpha_h$ , en postulant que la conductivité hydraulique  $K_p$  est égale pour les flux entrants et entrants ( $K_p^{out} = K_p^{in}$ ).

<sup>128</sup> Les constantes restantes de l'équation 4-12 permettent une conversion de la perméabilité intrinsèque en conductivité hydraulique :  $\rho$  est la densité de la phase fluide [ $ML^{-3}$ ],  $\mu$  est la viscosité dynamique de la phase fluide [ $ML^{-1}T^{-1}$ ] et  $g$  la constante d'accélération gravitationnelle [ $MT^{-2}$ ].

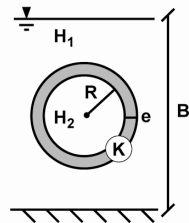
4.3.2.3. CLT : conversion de géométrie (planaire à radiale)

a) Géométrie planaire : tranchée



$$Q_p = 2B \frac{K}{e} (H_1 - H_2) \quad (4-13)$$

b) Géométrie radiale : conduite



$$Q_R = \frac{2\pi K}{\ln(1+\frac{e}{R})} (H_1 - H_2) \quad (4-14)$$

Fig. 4.2 : Géométries planaires et radiales et équations associées pour le calcul de débit d'exfiltration / infiltration sortant / entrant<sup>1</sup>.  $H_1$  et  $H_2$  sont les charges hydrauliques externes et internes [L], respectivement,  $R$  est le rayon intérieur de la conduite [L], et  $Q_p$  et  $Q_R$  sont les débits unitaires planaire et radial [ $L^2T^{-1}$ ], respectivement.

Dans les MEF 2-D horizontaux, les CLT sont considérées comme des objets 1-D, dont les paramètres et les variables hydrodynamiques sont moyennés verticalement sur l'épaisseur de l'aquifère dans chaque élément-fini du MEF. D'un point de vue hydrodynamique, les CLT dans ce type de MEF agissent comme des « tranchées » de profondeur  $B_S$  (= épaisseur de la zone saturée dans un MEF horizontal non-confiné) : les CLT sont alors décrites au moyen d'une géométrie « planaire »<sup>129</sup> verticale, englobant toute l'épaisseur de l'aquifère modélisé (ce qui n'est donc pas réaliste).

Dans l'étude présente, le coefficient de transfert  $\alpha_h$  a été corrigé pour représenter une géométrie « radiale »<sup>130</sup> 1-D (intégrée dans un aquifère d'épaisseur  $B$ ), plus à même de décrire une conduite circulaire. La figure 4.2 illustre les géométries planaires et radiales, avec les équations associées pour le calcul de débit d'exfiltration / infiltration (équ. 4-13 et 4-14).

La comparaison des équations 4-13 et 4-14 donne un *facteur de correction géométrique*  $\Lambda$ , permettant ainsi la conversion mathématique d'une géométrie planaire à une géométrie radiale, au moyen de la relation suivante :

$$\Lambda = \frac{\ln(1+\frac{e}{R})B}{\pi e} \quad (4-15a)$$

$$\alpha_h^* = \Lambda^{-1} \alpha_h = \frac{\pi e}{\ln(1+\frac{e}{R})B} \alpha_h \quad (4-15b)$$

<sup>129</sup> Il ne s'agit pas réellement d'une géométrie « planaire » sensu stricto, puisqu'il s'agit d'objets 1-D. Néanmoins, pour des raisons de simplification illustrative, c'est ce mot qui sera utilisé par la suite.

<sup>130</sup> Idem note 129, mais pour la géométrie dite « radiale ».

Le remplacement du  $\alpha_h$  de l'équation 4-11 donne au final :

$$\alpha_h^* = \frac{\pi K_p}{\ln\left(1 + \frac{e}{R}\right)^B} \quad (4-16)$$

L'équation 4-16 propose ainsi un *coefficient de transfert corrigé*  $\alpha_h^*$  [ $T^{-1}$ ] pour une géométrie radiale, coefficient qui sera systématiquement utilisé sous cette forme dans les MEF présentés, pour les calculs liés aux CLT<sup>131</sup>.

Dans la modélisation en éléments-finis, la résolution spatiale des calculs de flux d'eau souterraine est directement dépendante de la taille des éléments-finis. Compte tenu du fait que les CLT liées aux conduites souterraines d'eau sont localisées sur les nœuds du maillage MEF, l'influence spatiale simulée de ces CLT sur le calcul de l'écoulement souterrain est ainsi directement corrélée à la taille des éléments-finis du MEF. Pour le MEF de l'aquifère de la Maladière, par exemple, la taille moyenne des éléments-finis est de 6 m (tableau 4.1), induisant ainsi un rayon d'influence de  $R_i = 3$  m (moitié de la taille d'un élément)<sup>132</sup> pour une conduite simulée au moyen d'une CLT. La grande majorité des conduites urbaines dépassent rarement 1 m de diamètre (excepté pour les collecteurs principaux de très grandes villes). Toutefois, le facteur de correction géométrique  $A$  inclus le rayon réel  $R$  de la conduite dans le calcul pour obtenir le coefficient de transfert corrigé (équ. 4-16), rendant ainsi caduc le problème susmentionné.

Les valeurs détaillées de  $\alpha_h^*$  utilisées dans les MEF étudiés sont données dans le tableau 4.6 pour l'aquifère de la Maladière, et dans le tableau 4.9 pour l'aquifère de CHYNcity. Quelques valeurs de  $\alpha_h$  en provenance de la littérature sont données dans le tableau 4.2 ( $\alpha_h$  y est souvent appelé facteur de perte ("leakage factor")).

Référence	Type de mesures	Valeurs [ $s^{-1}$ ]	Valeurs <sup>1</sup> [ $10^{-4} j^{-1}$ ]
Rauch and Stegner (1994)	Laboratoire	0.001 – 0.01	$8.6 \cdot 10^5 - 8.6 \cdot 10^6$
Dohmann et al. (1999)	Laboratoire	0.001 – 0.8	$8.6 \cdot 10^5 - 7 \cdot 10^8$
Vollertsen and Hvitved-Jacobsen (2003)	Laboratoire	$7 \cdot 10^{-5}$	$6 \cdot 10^4$
Blackwood et al. (2005)	Laboratoire	0.2 – 3	$1.7 \cdot 10^8 - 2.6 \cdot 10^9$
Ullmann (1994)	Terrain	0.007 – 0.7	$6 \cdot 10^6 - 6 \cdot 10^8$
Dohmann et al. (1999)	Terrain	0.007 – 2	$6 \cdot 10^6 - 1.7 \cdot 10^9$
Forschergruppe Kanalleckagen (2002)	Terrain	0.002 – 0.004	$1.7 \cdot 10^6 - 3.4 \cdot 10^6$
Klinger et al. (2005)	Terrain	0.0005 – 0.002	$4.3 \cdot 10^5 - 1.7 \cdot 10^6$
Rutsch (2007)	Terrain	0.009 – 0.3	$7.8 \cdot 10^6 - 2.6 \cdot 10^8$

<sup>1</sup> Valeurs du facteur de fuite / coefficient de transferts en unités utilisées dans le système FEFLOW (pour faciliter la comparaison avec les valeurs présentés dans les § 4.4.4.1 et § 4.5.4.1)

Tableau 4.2 : Exemple de valeurs du facteur de perte en provenance de la littérature (modifié d'après Rutsch et al. (2008)).

<sup>131</sup> Une série de simulations en 3-D horizontal (couche supérieure avec CLT), effectuée pour l'aquifère de la Maladière avec la même gamme de coefficients de transfert, a confirmé la nécessité d'intégrer un facteur de correction géométrique pour la modélisation en 2-D (cf. annexe IV-7).

<sup>132</sup> Et pour le MEF de l'aquifère de CHYNcity :  $R_i = 6$  m.

### 4.3.3. Fondations de bâtiments : modifications de la géométrie de l'aquifère

Les fondations de bâtiments et autres structures souterraines ont été intégrées dans les modèles numériques comme modifications de la géométrie du toit de l'aquifère (valeurs  $z^{top}$ ). Dans les MEF 2-D horizontaux non-confinés, la transmissivité est calculée en prenant en compte l'épaisseur saturée  $B$  de l'aquifère modélisé, selon l'équation 4-5, et donc n'est pas directement dépendante de  $z^{top}$ , excepté lorsque la charge hydraulique calculée  $h > z^{top}$ .

Néanmoins, dans la modélisation d'aquifères non-confinés avec le système FEFLOW, une contrainte hydraulique peut être imposée aux deux interfaces  $z^{top}$  et  $z^{bottom}$ . Concernant  $z^{top}$ , deux types de contraintes hydrauliques sont alors possibles (contraintes d'écoulements à surface libre) :

- Ecoulements à surface libre contraints : la charge hydraulique de la surface libre  $h$  calculée dans chaque élément du MEF non-confiné est contrainte par les valeurs de  $z^{top}$  de chaque élément, dans un sens où  $h$  est toujours  $\leq z^{top}$ . Dans cette configuration, les valeurs de  $h$  sont adaptées de force à la géométrie des  $z^{top}$  du MEF, permettant ainsi le calcul d'un flux sortant à l'interface  $z^{top}$ , partout où  $h$  calcul est  $> z^{top}$  (l'aquifère n'est toutefois pas considéré comme confiné). Comme pour les autres conditions aux limites, l'eau retirée du modèle par ce processus est considérée comme ne présentant plus aucune interaction avec l'aquifère modélisé.
- Ecoulements à surface libre non-contraints : la charge hydraulique de la surface libre  $h$ , calculée dans chaque élément du MEF non-confiné, n'est pas contrainte par les valeurs de  $z^{top}$ . Les valeurs de  $h$  peuvent donc être à tout moment supérieures à  $z^{top}$ , et la lame d'eau sortant du modèle où  $h > z^{top}$  n'est *pas comptabilisée* dans le bilan hydrique du modèle (volume d'eau perdu).

La configuration du premier type permet de représenter adéquatement l'action de structures souterraines sur l'écoulement de l'eau souterraine (la présence d'un système de drainage est donc postulée, mais non-modélisée), et permet ainsi de calculer un flux sortant du MEF en surface – mais avec une forte probabilité de perturbations pas toujours réalistes de l'écoulement de l'eau. C'est cette configuration qui a ainsi été testée pour les MEF urbains de la Maladière et de CHYNcity (partie 4.4.4).

La configuration du deuxième type, quant à elle, ne permet pas de décrire de façon pertinente l'action de structures souterraines sur l'écoulement de l'eau souterraine, elle n'a donc pas été simulée dans la présente étude.

Dans les MEF des aquifères urbains présentés ici, au droit des bâtiments,  $z^{top}$  a été modifié selon la démarche suivante :

- Pour les grands bâtiments (plus de 3 étages en hauteur),  $z^{top}$  a été diminué de 10 mètres (correspondant approximativement à 3 ou 4 étages souterrains) au droit de ces bâtiments.
- Pour les petits bâtiments (1 à 3 étages en hauteur),  $z^{top}$  a été diminué de 4 mètres (correspondant à 1 ou 2 étages souterrains) au droit de ces bâtiments.

Cette démarche simplifiée a ainsi le mérite de s'affranchir de la difficulté d'obtenir des données architecturales ou cadastrales exhaustives pour les zones densément urbanisées (qui permettraient alors la caractérisation individuelle de chaque fondation de bâtiment). D'un autre point de vue, cette façon de procéder reflète aussi la préférence pour des données architecturales et d'aménagement du territoire simplifiées lors de l'application de méthodes d'estimation de la vulnérabilité des eaux souterraines. Et encore plus compte tenu de la complexité du milieu urbain et de la forte densité de données qui peut en provenir (cf. chapitre 2 et infra).

Enfin, une autre méthode consiste à simuler la présence de fondation de bâtiments en diminuant de plusieurs ordres de grandeurs (1'000 à 10'000) la conductivité hydraulique de MEF urbain au droit des bâtiments. Dans ce cas de figure, des fondations pratiquement imperméables sont alors simulées. Cette méthode postule donc une emprise des fondations de bâtiments qui englobe toute l'épaisseur de l'aquifère modélisé en 2-D, ce qui n'est évidemment pas réaliste même pour un aquifère relativement peu épais comme celui de la Maladière. Cette méthode ne sera donc pas appliquée dans la présente étude.

#### **4.4. MODÈLE EN ÉLÉMENTS-FINIS 2-D DE LA MALADIÈRE**

##### ***4.4.1. Aquifère de la Maladière : géologie, hydrogéologie et caractéristiques urbaines***

L'aquifère modélisé de la Maladière est situé dans une zone densément urbanisée (fig. 4.3), en bordure du Lac de Neuchâtel (Suisse). Le corps de cet aquifère non-confiné<sup>133</sup> est localisé dans des sédiments perméables quaternaires péri-lacustres et anthropogènes (remblais des XIXème et XXème siècles). Le climat est de type tempéré continental, avec une moyenne de précipitations de 930 mm par année.

Les formations géologiques de l'aquifère modélisé (fig. 4.4) consistent, du sommet à la base, en des remblais artificiels hétérogènes et non-compactés (remblayage vers le lac jusqu'en 1960) surmontant des sédiments péri-lacustres et glacio-lacustres quaternaires (dominance de sables et silts, avec de nombreuses lentilles de graviers très perméables). Le mur de l'aquifère correspond au soubassement rocheux, formé de calcaires crétacés fracturés, de profondeur très variable (de 10 m jusqu'à 30 m). La profondeur des calcaires augmente progressivement vers l'est, conséquence du surcreusement par un ancien lit de rivière à cet endroit. Un autre léger surcreusement est présent au centre de la zone, selon un axe N-S.

---

<sup>133</sup> Certaines parties sont probablement en régime semi-confiné, par la présence de remblais argileux vers la surface.

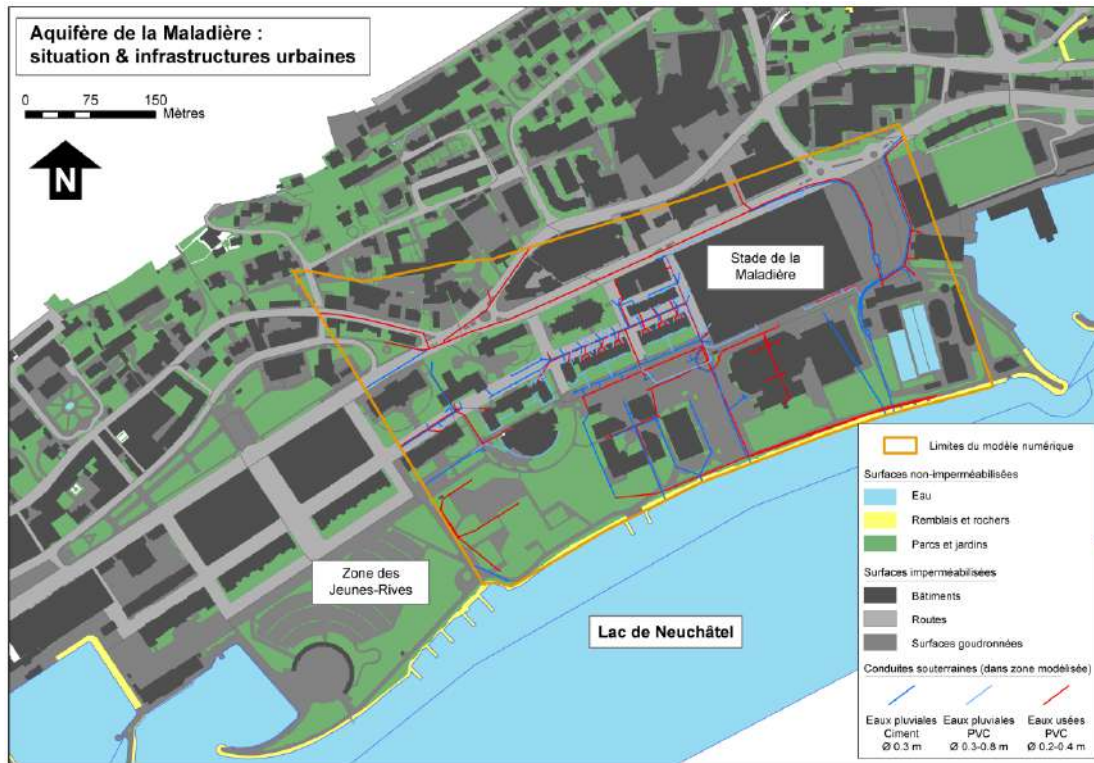


Fig. 4.3 : Situation de l'aquifère modélisé de la Maladière et caractéristiques urbaines associées. Les conduites souterraines sont figurées uniquement dans la zone du modèle numérique

Pour la partie de l'aquifère proche du lac, la corrélation très claire, tout au long de l'année hydrologique, entre les niveaux piézométriques dans les sédiments quaternaires et le niveau du lac suggère une continuité hydraulique entre l'aquifère et le lac (cf. annexe IV-3). Les variations du niveau du lac sont toutefois modérées et saisonnières, oscillant entre 429 m.s.m et 430 m.s.m.

Le niveau piézométrique de l'aquifère (fig. 4.4) montre un gradient hydraulique modéré orienté NW-SE, qui décroît progressivement vers le lac. La contribution principale à la recharge de cet aquifère provient d'apports latéraux et verticaux depuis les calcaires fracturés sous-jacents. Une description précise de l'hydrogéologie de l'aquifère de la Maladière est donnée dans le chapitre 3, § 3.2.2.1. Un résumé des conclusions et résultats de diverses études non-publiées liées au secteur de la Maladière est donnée en annexe IV-1.

De nombreux piézomètres sont présents sur le site de l'aquifère (identifiés dans la fig. 4.4). Les valeurs de niveaux piézométriques ont ainsi été utilisées pour la calibration du modèle. Un puits de pompage (point OWN) se trouve dans la partie amont de l'aquifère et exploite l'eau pour l'hôpital avec un débit moyen de 200-250 m<sup>3</sup>/j.

Plusieurs éléments de surface et subsurface caractéristiques des milieux urbains se trouvent dans la zone de l'aquifère de la Maladière (fig. 4.3) : surface imperméables et bâtiments (70 % de la surface), réseaux d'eaux claires (pluviales) et usées et zones de matériel remblayé artificiel. Une description détaillée des réseaux d'eau de la Maladière est proposée dans le chapitre 3, § 3.2.2.1. Le fonctionnement du puits OWN et les données associées sont décrits dans l'annexe IV-2.

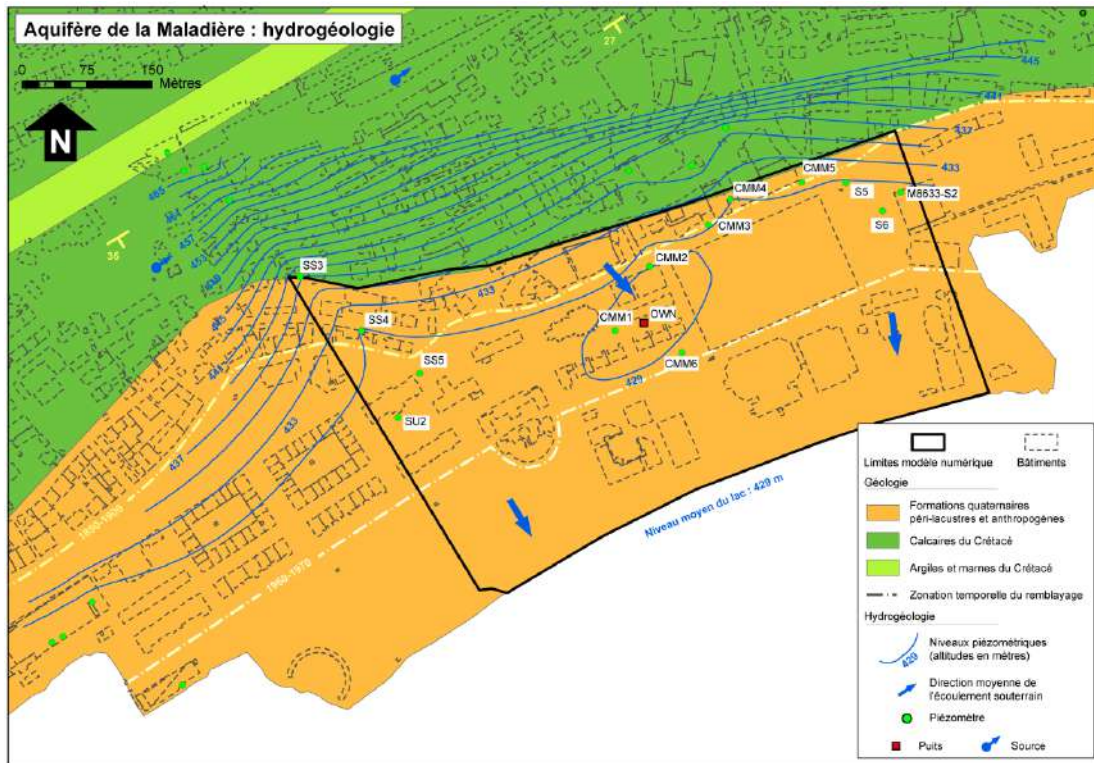


Fig. 4.4 : Géologie et hydrogéologie de l'aquifère modélisé de la Maladière. La surface piézométrique proposée à titre d'exemple est le résultat d'une interpolation simple de données non-publiées. Les piézomètres et le puits sont numérotés uniquement dans la zone du modèle numérique (piézomètre CMM1 = piézomètre IPN des essais de traçages ; partie 3.2.2). Les isochrones du remblayage artificiel successif du quartier de la Maladière sont indiquées par une ligne pointillée jaune. Carte et données géologiques de base selon Kiraly (1973) et Frei et al. (1974).

#### 4.4.2. Aquifère de la Maladière : modèle conceptuel

Le modèle MEF 2-D de l'aquifère de la Maladière couvre une surface de 22 ha dans le quartier de la Maladière – Jeune-Rives. Dans sa partie sud, le modèle est délimité par le Lac de Neuchâtel (fig. 4.5). Dans sa partie nord, la limite du modèle est le contact en surface entre les formation calcaires mésozoïques en pendage sud (terminaison sud de l'anticlinal de Chaumont ; Meia et al. (1976)) et les sédiments quaternaires et anthropogènes (discontinuité angulaire ; fig. 4.4 et 4.5). Le long de ces deux bordures, les charges hydrauliques du modèle ont été imposées à des valeurs définies (conditions aux limites à charge hydraulique imposée – type Dirichlet (1<sup>er</sup> type)). La limite sud à charges hydrauliques imposées correspond à l'interface aquifère-lac, où le niveau du lac influence les niveaux piézométriques de la partie aval de l'aquifère (partie 4.4.3 pour les valeurs détaillées sur les limites nord et sud). Pour les besoins de la modélisation, les limites ouest et est du MEF ont été définie parallèles aux lignes de flux moyennes de l'eau souterraine dans l'aquifère, postulant ainsi un flux d'eau nul à travers ces limites (limites imperméables).

##### *Raisons de l'usage du MEF 2-D horizontal*

La première raison pour expliquer l'emploi d'un MEF 2-D (au lieu d'un MEF 3-D) est que l'aquifère de la Maladière est une aquifère dit « pelliculaire », c'est-à-dire montrant un ratio

épaisseur/surface très petit (de l'ordre d'env.  $5 \cdot 10^{-5}$  1/m pour une épaisseur aquifère moyenne de 12 m). Dans ce cas, à l'échelle de l'aquifère modélisé en MEF, la composante verticale du flux d'eau souterraine peut être considéré comme négligeable, et ainsi un MEF 2-D *horizontal* est adéquat pour décrire les processus ayant lieu dans l'aquifère de la Maladière.

Plus pragmatiquement, la seconde raison est le manque de données 3-D pour la construction d'un MEF 3-D. Bien que les données de forages soient abondantes dans la zone du stade de la Maladière (chantier de construction profond et bien documenté), la géométrie du reste de l'aquifère modélisé n'est pas autant bien caractérisée<sup>134</sup>. En considérant le risque de construire un MEF 3-D imparfait par suite de données insuffisantes, la préférence a été donnée à un MEF 2-D horizontal plus robuste.

Comme mentionnée dans la partie 4.4.1, le mur du modèle correspond au contact entre les calcaires crétacés et les sédiments quaternaires, et le toit du modèle correspond à la surface topographique (aquifère local non-confiné ; coupe schématique fig. 4.5). Le modèle d'aquifère poreux consiste ainsi en l'intégralité de la séquence sédimentaire quaternaire, incluant les matériaux remblayés artificiellement en surface. L'épaisseur du MEF (fig. 4.6) est dès lors variable et tend à augmenter vers le sud en direction du lac. Les valeurs maximum d'épaisseur, d'approximativement 20 m, sont localisées au sud-ouest du stade de la Maladière ; les valeurs minimum, entre 2 m et 4 m, le long de la limite nord du MEF. L'épaisseur moyenne du MEF est de 12 m (sur 70 % de sa surface).

La recharge du modèle conceptuel de l'aquifère de la Maladière est caractérisé par deux composantes principales (fig. 4.5) :

- Recharge effective verticale en provenance de l'infiltration des précipitations locales (donc simulées avec le terme source / perte  $\bar{Q}_p$ ).
- Recharge latérale (avec une composante verticale vers le haut; non-simulée dans le MEF 2-D) en provenance du soubassement rocheux calcaire fracturé. Simulé par la condition aux limites à charge imposée type Dirichlet sur la bordure nord, induisant ainsi des charges hydrauliques non-nulles, et donc des flux d'eau souterraine non-nuls au contact versant calcaire – sédiments quaternaires.

La recharge effective du modèle par les précipitations annuelles locales (pas de surfaces imperméables comptabilisées à ce stade du calcul), pour une intensité pluviale de 1 m/an et un ratio pluie/infiltration d'environ 55% (partie 4.3.1), est environ égale à  $120'000 \text{ m}^3/\text{an}$ . La recharge latérale depuis le soubassement calcaire, peut être estimée grossièrement à  $120'000 \text{ m}^3/\text{an}$ , en considérant un bassin versant amont dans les calcaires d'environ 60 ha, et un ratio pluie / infiltration d'environ 20% (fortes pentes avec forêt), pour la même intensité de pluie. Le puits OWN exploite quant à lui approximativement  $90'000 \text{ m}^3/\text{an}$  ( $250 \text{ m}^3/\text{j}$ ) d'eau de l'aquifère.

En postulant un écoulement en régime permanent dans l'aquifère, le flux d'eau souterraine sortant dans le lac peut être estimé à  $150'000 \text{ m}^3/\text{an}$  sur la limite sud du modèle (fig. 4.5). Pour

---

<sup>134</sup> De surcroît en considérant la forte hétérogénéité spatiale de la séquence sédimentaire quaternaire à l'échelle locale, qui est mal connue.

une interface aquifère-lac<sup>135</sup> d'environ 12'600 m<sup>2</sup>, un débit unitaire sortant d'environ 12 m/an (3.3 cm/j) est estimé le long de cette interface, donnant une vitesse réelle de fluide à l'interface d'environ 0.6 m/j pour une porosité moyenne de 0.05 (5%).

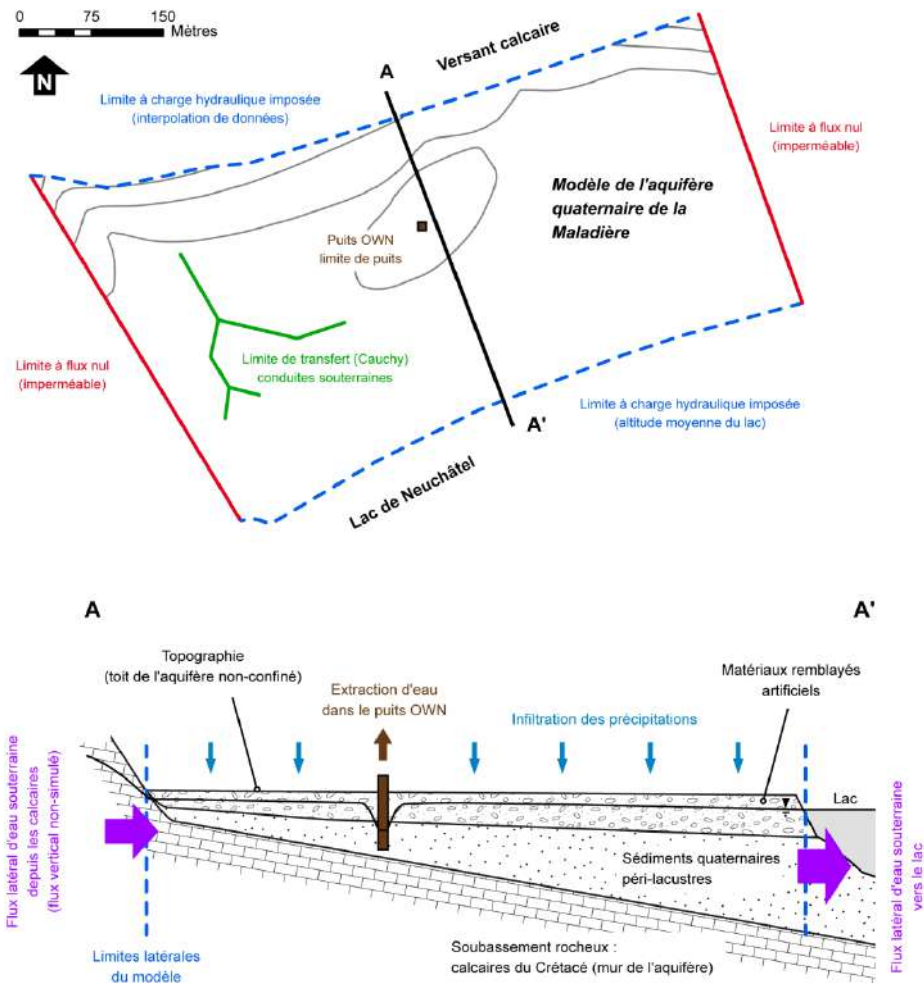


Fig. 4.5 : Modèle conceptuel et coupe schématique (exagération verticale) pour le MEF de la Maladière. Les paramètres pour les limites du modèle, et la géométrie du modèle (toit et mur), sont donnés dans la partie 4.4.3

#### 4.4.3. Aquifère de la Maladière : description du modèle 2-D en éléments-finis et résultats des simulations de base (sans éléments urbains)

Le paragraphe § 4.4.3.1 décrit en détail la géométrie du MEF de la Maladière, ainsi que les paramètres hydrodynamiques associés aux simulations de *base*. « Base » signifiant, pour rappel, qu'aucun élément urbain (section 4.3 et fig. 4.1) n'est encore intégré dans le MEF. Le paragraphe § 4.4.3.2 présente les résultats obtenus pour ces simulations de base avec le MEF de la Maladière.

<sup>135</sup> Longueur : 630 m ; épaisseur moyenne : 20 m.

4.4.3.1. Géométrie du MEF, calibration et paramètres de simulations

Géométrie et limites

Le MEF 2-D de l'aquifère de la Maladière contient 16'000 éléments triangulaires d'une taille moyenne d'environ 6 m de côté. Pour améliorer la précision des calculs dans la zone du puits OWN, le maillage du MEF de la Maladière a été raffiné dans cette zone<sup>136</sup>. La figure 4.6 présente la géométrie du maillage du MEF de la Maladière, ainsi que les conditions aux limites du modèle.

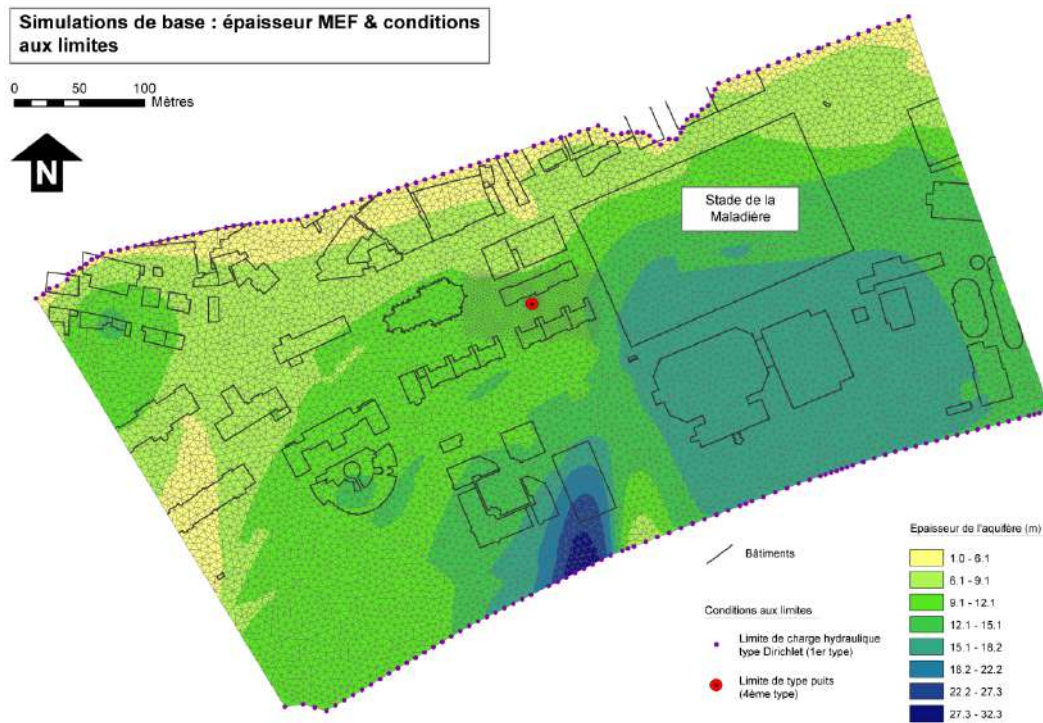


Fig. 4.6 : Epaisseurs et limites hydrodynamiques du MEF de l'aquifère de la Maladière

L'épaisseur du MEF (toit moins mur) a été calculé avec les données suivantes :

- La profondeur du soubassement calcaire (mur de l'aquifère) interpolée<sup>137</sup> à partir de données de 18 forages, répartis essentiellement dans la partie amont de l'aquifère (l'annexe IV-1 contient un résumé de données de forages).
- La surface topographique (toit de l'aquifère) interpolée<sup>138</sup> à partir des données de topographie numérique obtenues auprès du Système d'information du territoire neuchâtelois (modèle numérique de terrain avec intervalle d'altitude de 1 m).

<sup>136</sup> Taille moyenne des éléments de 3 m pour la surface d'un demi-hectare autour du puits ; de 0.7 m dans un rayon de 3 m autour du puits.

<sup>137</sup> Méthode utilisée : interpolation de type Akima avec 10 points voisins.

<sup>138</sup> Méthode utilisée : interpolation de type inverse distance weighting avec 4 points voisins.

La répartition spatiale des charges hydrauliques initiales pour la 1<sup>ère</sup> simulation a été obtenue par interpolation<sup>139</sup> des niveaux piézométriques de 26 piézomètres répartis sur le site modélisé (cf. annexe IV-3 pour les données des piézomètres CMM dans l'aquifère de la Maladière).

Les valeurs de charges hydrauliques imposées pour la limite nord de type Dirichlet (fig. 4.6) ont été obtenues à partir des charges stabilisées sur cette limite après la 1<sup>ère</sup> simulation de base<sup>140</sup> (avec un terme source  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j constant et homogène ; cf. annexe IV-4 pour une brève description du contexte hydrologique dans la région de la Maladière / Neuchâtel). Une valeur de charge hydraulique unique a été imposée pour la limite sud de type Dirichlet, égale à l'altitude moyenne du lac pour l'année 2008<sup>141</sup> (= 429.24 m). Enfin, la limite de puits (4<sup>ème</sup> type) a été localisée au droit du puits OWN (fig. 4.4).

#### *Calibration du modèle et paramètres hydrodynamiques*

La calibration du MEF de la Maladière a été effectuée en deux phases (cf. annexe IV-5 pour le détail de la calibration) :

- Une phase « manuelle », par une démarche « d'essais et erreurs ».
- Une phase d'optimisations automatiques au moyen de l'algorithme de régression non-linéaire PEST (PEST Parameter ESTimator; basée sur la version de PEST 2.04 (1995) ; par J. Doherty, Watermark Computing), module inclus dans le système FEFLOW).

Le tableau 4.3 donne les valeurs finales de paramètres hydrodynamiques pour toutes les simulations numériques effectuées avec le MEF de la Maladière (certains paramètres spécifiquement urbains, qui ne sont pas listés dans le tableau 4.3, ont été par la suite modifiés ; partie 4.4.4).

<b>Paramètre hydrodynamique</b>	<i>Valeur</i>	<i>Unités</i>
Conductivité hydraulique $K$	$1.1 \cdot 10^{-4}$	m/s
Facteur d'anisotropie $a$ <sup>1</sup>	1	-
Porosité efficace $\varepsilon_e$	0.043	-
Compressibilité $S_o$ (ou coefficient d'emmagasinement spécifique)	$1.3 \cdot 10^{-4}$	1/m

<sup>1</sup> Dans un milieu anisotrope : défini comme le rapport des perméabilités principales  $K_{\min} / K_{\max}$  du tenseur de conductivité hydraulique  $K_{ij}$ . Pour un milieu isotrope :  $a = 1$

Tableau 4.3 : Paramètres hydrodynamiques pour le MEF de l'aquifère de la Maladière

En dépit de l'hétérogénéité de l'aquifère de la Maladière (cf. supra), les paramètres hydrodynamiques ont ainsi été postulés *homogènes* et *isotropes* pour les raisons suivantes (pour une comparaison entre les valeurs du MEF et celles obtenues sur le terrain, cf. annexe IV-6) :

<sup>139</sup> Méthode utilisée : krigeage avec 10 points voisins.

<sup>140</sup> Les valeurs de charges hydrauliques sur cette limite s'échelonnent (linéairement) de 431.7 m à l'extrémité ouest à 430.6 m à l'extrémité est (gradient hydraulique moyen sur la limite = 1.5 ‰), avec un minimum de 430.5 m sur l'échancrure de la limite au nord du stade de la Maladière.

<sup>141</sup> Données obtenues auprès de l'Office fédéral de l'environnement (OFEV).

- L’aquifère péri-lacustre de la Maladière est fortement hétérogène à l’échelle locale. Les données de forages, et tests de perméabilités associés, ne sont pas suffisantes pour une caractérisation précise des variations locales de la conductivité hydraulique  $K$ . En conséquence, une valeur unique (mais calibrée) de  $K$  est plus pertinente pour les simulations à l’échelle du MEF que n’importe quelle distribution de  $K$  obtenue par une méthode géostatistique donnée.
- Comme discuté ci-dessus, l’aquifère de la Maladière montre un ratio épaisseur/surface très faible. Dans ce cas, l’insignifiance de la composante verticale de du flux d’eau souterraine induit également l’abandon de la caractérisation de l’hétérogénéité verticale des paramètres de l’aquifère (ce qui justifie donc un facteur d’anisotropie  $a = 1$  ; tableau 4.3).

*Simulation en régime transitoires : paramètres temporels*

Pour les simulations (de base et urbaines) en régime transitoire, les paramètres temporels et critères de convergence du tableau 4.4<sup>142</sup> ont été utilisés.

Durant les simulations en transitoire, afin d’approcher au mieux le régime de pompage réel dans le puits OWN, un cycle de pompage transitoire de 8 heures a été appliqué sur la limite de puits associée. Ce cycle consiste en deux épisodes de pompage à 200 m<sup>3</sup>/j, d’une durée de 1h chacun, séparés par un intervalle de non-pompage de 3h (cf. l’annexe IV-2 pour des détails sur le puits OWN et mesures de terrain associées). Aucune condition transitoire n’a été appliquée sur les autres limites du MEF (valeurs constantes dans le temps sur ces limites).

**Paramètres de temps pour les simulations en régime transitoire**

	<i>Valeur</i>	<i>Unités</i>
Durées de simulations <sup>1</sup>	10-40	jours
Pas de temps initial	1.74·10 <sup>-4</sup> (15)	jours (sec)
Pas de temps maximal <sup>2</sup>	1.39·10 <sup>-2</sup> (1200)	jours (sec)
Critère de convergence	Root Mean Square error norm (RMS)	
Tolérance d'erreur <sup>3</sup>	10 <sup>-4</sup>	-

<sup>1</sup> Dépendant de la stabilisation relative des charges hydrauliques dans l'aquifère après modifications de certains paramètres hydrodynamiques

<sup>2</sup> Les pas de temps sont contrôlés automatiquement par un algorithme de correction-prédiction de type "forward Adams-Bashforth/backward trapezoid". Se référer à Diersch 2005 pour une description détaillée

<sup>3</sup> Se référer à Diersch 2005 pour une formulation mathématique des critères de convergence et de tolérance d'erreur

Tableau 4.4 : Paramètres temporels et critères de convergence pour les simulations (de base et urbaines) en régime transitoire avec le MEF de la Maladière

*4.4.3.2. Résultats des simulations de base (sans éléments urbains)*

Plusieurs simulations en régime transitoire ont été effectuées pour le MEF de base de la Maladière avec différentes valeurs homogènes de termes-source  $\bar{Q}_p$  (donc équivalents à la recharge effective de l’aquifère). Une première série de simulations transitoires, sur 25 jours, a été effectuée avec une recharge effective verticale (par les précipitations) homogène et

<sup>142</sup> Lors des simulations en régime transitoire dans des modèles non-confinés, les phénomènes non-linéaires liés aux calculs de flux doivent être contrôlés par des critères de convergence.

constante nulle ( $\bar{Q}_p = 0$  mm/j), dont le résultat final (en période de pompage) est donné dans la figure 4.7 (temps de simulation  $t_s = 6.5$  j).

Dans un deuxième temps, une seconde série de simulations transitoires, sur 13 jours, a été effectuée avec une recharge effective homogène et constante équivalente à un régime annuel moyen de précipitations ( $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j, ce qui correspond à des précipitations brutes annuelles de 1060 mm/an<sup>143</sup>), dont le résultat final (en période de pompage) est donné dans la figure 4.8 (temps de simulation  $t_s = 25.5$  j).

La comparaison des résultats obtenus pour les deux scénarios présentés dans les figures 4.7 et 4.8 met en lumière les faibles différences pour ce qui est de la configuration générale de l'écoulement de l'eau souterraine dans l'aquifère modélisé de la Maladière. L'adjonction d'une recharge effective de 1.6 mm/j<sup>144</sup> induit toutefois - phénomène prévisible - une sensible augmentation globale des charges hydrauliques (principalement dans la partie amont de l'aquifère). En conséquence, les flux d'eau souterraine sont légèrement plus élevés sur l'ensemble du domaine modélisé avec recharge que sans (partie dominante comprise entre 0.5 - 1.2 m<sup>2</sup>/j = 0.04 - 0.1 m/j pour une épaisseur saturée moyenne de 12 m). Exception faite de la zone amont du puits OWN, où les gradients hydrauliques sont aplanis et donc les flux diminués.

Ainsi, conséquence de gradients hydrauliques relativement faibles dans l'aquifère modélisé, les flux de Darcy modélisés sont peu élevés sur l'ensemble du modèle. L'effet de pompage au puits OWN en est d'autant plus marqué, avec des flux au voisinage immédiat du puits 10 à 20 fois plus élevé que pour le reste du modèle. La zone de capture du puits<sup>145</sup> est légèrement moins étendue (le piézomètre<sup>146</sup> CMM2, notamment, n'est pas compris dans la zone de capture) et sensiblement déformée en direction du nord-ouest, effet de charges hydrauliques plus élevées avec recharge le long de la limite nord du MEF.

Les calculs de « *particle tracking* » (lignes de flux) avec isochrones<sup>147</sup> lors des simulations pour les piézomètres d'observation (avec itérations en mode « *forward* » (vers l'avant)) et le puits (en mode « *backward* » (vers l'arrière)) sont également présentés sur les fig. 4.7 et 4.8. L'isochrone d'arrivée au puits à 50 jours est plus éloignée du puits dans la configuration avec recharge nulle, conséquence de vitesses de flux localement plus élevées dans cette zone (cf. supra). Les lignes de flux (depuis les piézomètres) montrent de façon prévisible un écoulement en ligne directe vers le lac, sans perturbation notable, avec des temps de résidence compris entre 200 et 300 jours pour une particule d'eau entrant dans l'aquifère depuis sa bordure nord. La vitesse linéaire moyenne de l'eau souterraine calculée au droit du piézomètre CMM1 est de 1.5 m/j.

<sup>143</sup> Cf. annexe IV-4.

<sup>144</sup> La valeur de  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j, valeur équivalente à une moyenne annuelle, sera utilisée de façon récurrente comme valeur de base de la recharge effective. Par la suite, lors des simulations dites « urbaines », cette valeur minimale de  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j sera toujours utilisée sous les surfaces non-imperméables.

<sup>145</sup> La zone de capture du puits à l'instant  $t$  choisi des simulations numériques transitoires a été obtenue au moyen de *particle tracking inversé* (100 lignes avec isochrones) depuis la limite simulée de puits, en appliquant un régime permanent. Une méthode similaire a été appliquée pour les isochrones dans la zone de capture. Celles-ci doivent donc être interprétées comme des *temps d'arrivée au puits* lors de pompages.

<sup>146</sup> Pour la localisation et numérotation des piézomètres d'observation, se référer à la fig. 4.4.

<sup>147</sup> Les isochrones sont calculées au moyen de la vitesse réelle de l'eau, elle-même déterminée en tenant compte de la porosité du modèle.

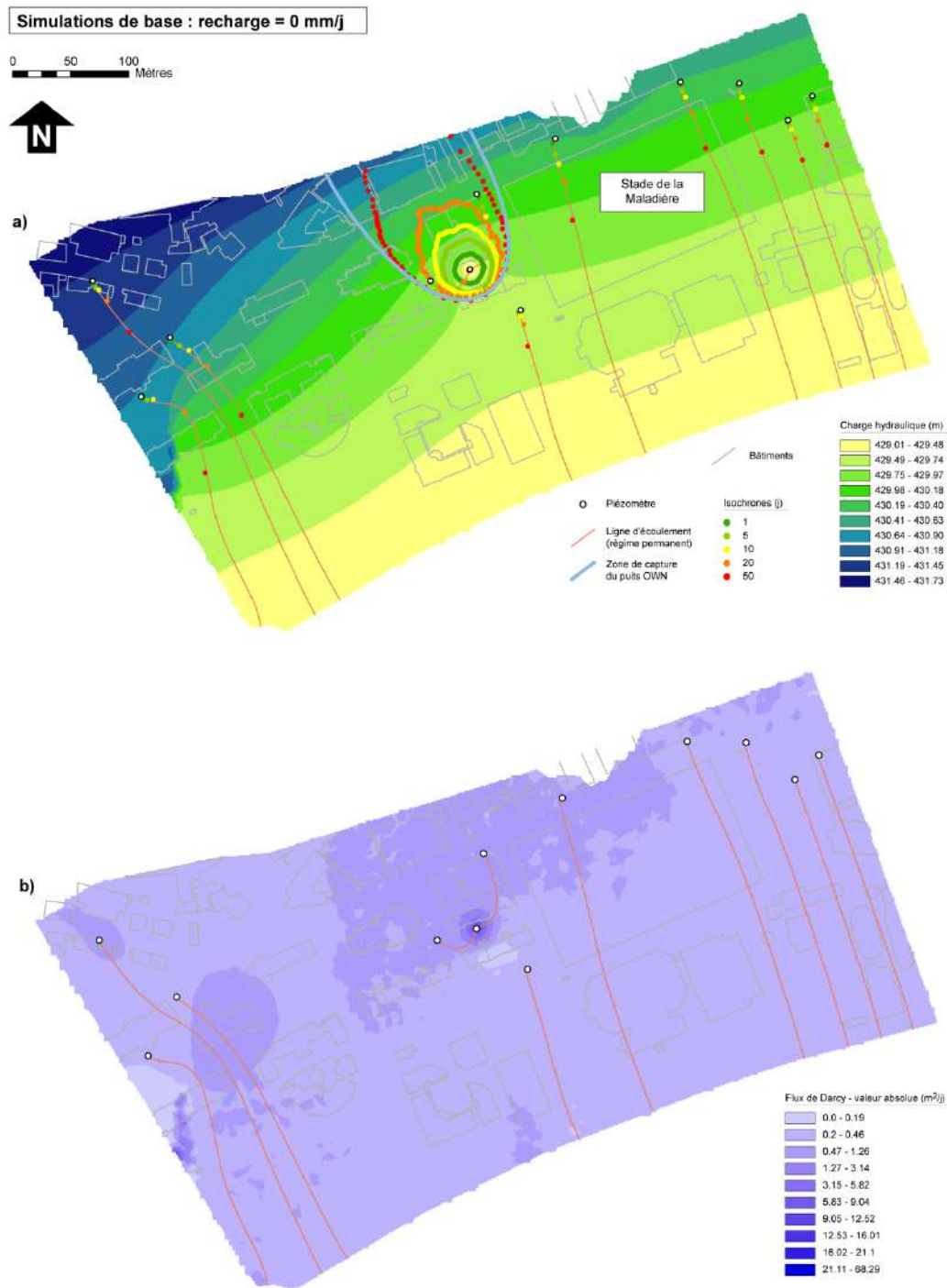


Fig. 4.7 : Résultats des simulations de base (à  $t_s = 6.5$  j) avec un terme source  $\bar{Q}_p = 0$  mm/j. a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OWN et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

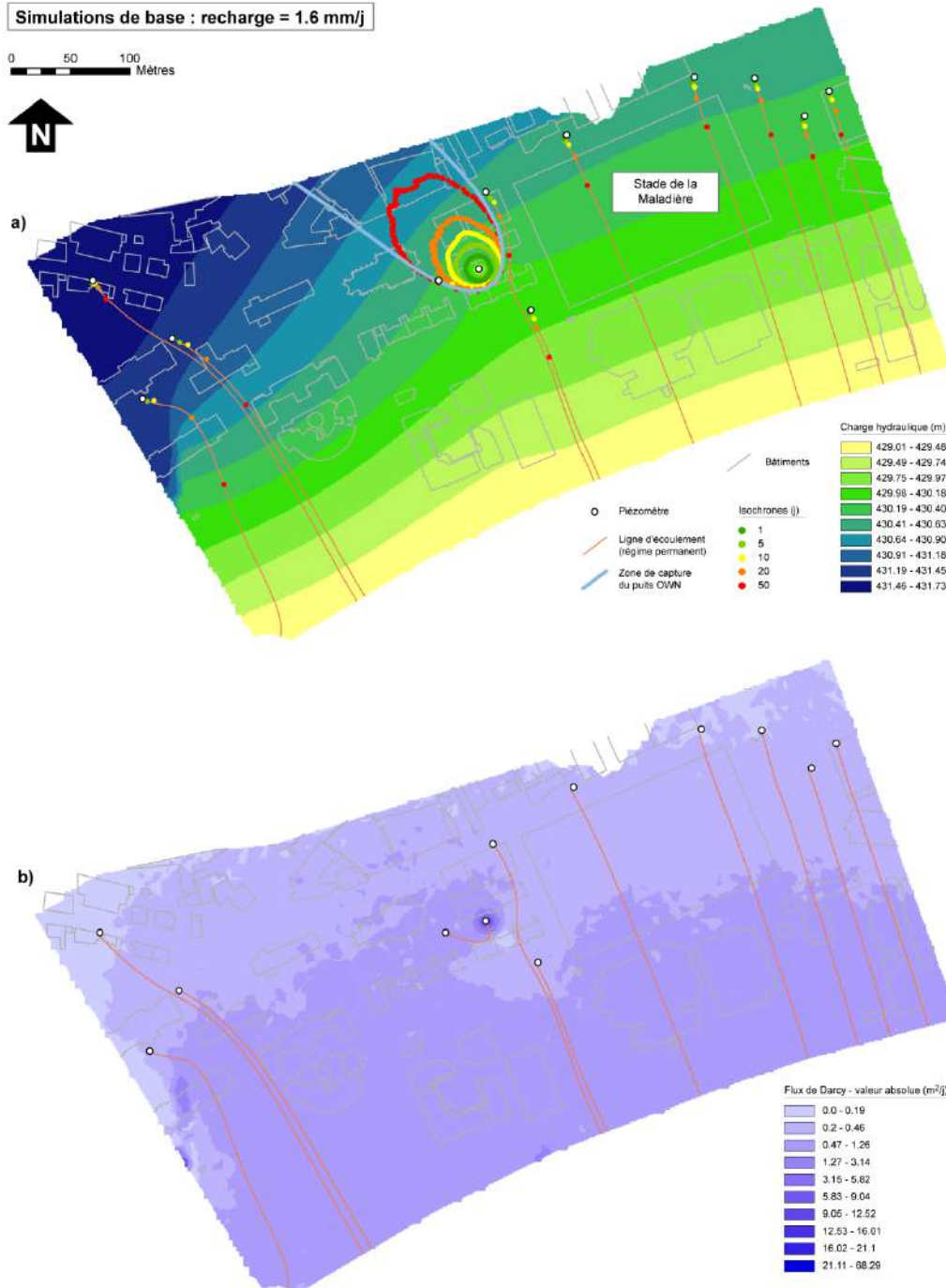


Fig. 4.8 : Résultats des simulations de base (à  $t_s = 25.5$  j) avec un terme source *homogène*  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j. a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OVN et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

A noter à ce stade de la réflexion que le scénario à recharge effective nulle est d'ores et déjà plus réaliste que celui à recharge effective homogène non-nulle, compte tenu que 70% de l'aquifère est couvert de surfaces imperméables<sup>148</sup>. Le régime d'alimentation verticale de l'aquifère de la Maladière est probablement un mélange de ces deux scénarios de recharge

<sup>148</sup> De surcroît, une série de calibration du MEF de base en régime permanent pour le terme-source  $\bar{Q}_p$ , effectuée au moyen du module PEST, a donné un valeur moyenne de 0.007 mm/j comme valeur de terme-source, donc effectivement très proche du scénario à terme-source nul.

effective. Toutefois, la préférence ira par la suite aux données du scénario de *base* à recharge effective nulle pour les comparaisons avec les résultats obtenus avec les simulations urbaines, notamment lors de la comparaison avec les simulations contenant des conduites souterraines.

Le tableau 4.5 présente les valeurs du bilan hydrique des simulations pour les deux scénarios de recharge proposés. Le bilan a été calculé pour les deux scénarios en période de pompage et en période de non-pompage.

Ces valeurs sont à considérer comme des ordres de grandeurs, le bilan étant calculé à un temps de simulation  $t$  donné, alors que la stabilisation des flux et charges hydrauliques se fait sur une période de temps plus long en régime transitoire, interdisant ainsi généralement au bilan de s'équilibrer instantanément<sup>149</sup>. Les valeurs de flux entrant et sortant (entrant : limite nord – 276 et 137 m<sup>3</sup>/j ; sortant : limite aquifère-lac sud - 232 et 446 m<sup>3</sup>/j) sont toutefois cohérentes avec les valeurs estimées dans la partie 4.4.2 (entrant : 330 m<sup>3</sup>/j (120'000 m<sup>3</sup>/an) ; sortant : 410 m<sup>3</sup>/j (150'000 m<sup>3</sup>/an)). Les valeurs réelles de ces flux sont donc très probablement comprises entre les deux scénarios de base proposés dans la présente étude. Ces valeurs de flux entrant et sortant seront utilisées pour comparaison avec les résultats des simulations urbaines, notamment avec le scénario à recharge effective nulle (cf. supra).

<b>Recharge effective = 0 mm/j</b>	<b>Moyennes des flux calculés</b>	
	<i>Flux entrant (m<sup>3</sup>/j)</i>	<i>Flux sortant (m<sup>3</sup>/j)</i>
<i>En pompage (temps de simulation t = 6.5 j)</i>		
Limites à charges imposées	276	-232
Limites de puits	0	-200
Recharge effective	0	0
Déficit (-) / Excédent (+)	0	-156
<i>Hors-pompage (t = 6.3 j)</i>		
Limites à charges imposées	276	-232
Limites de puits	0	0
Recharge effective	0	0
Déficit (-) / Excédent (+)	44	0
<b>Recharge effective = 1.6 mm/j</b>		
<i>En pompage (t = 25.5 j)</i>		
Limites à charges imposées	137	-446
Limites de puits	0	-200
Recharge effective	352	0
Déficit (-) / Excédent (+)	0	-157
<i>Hors-pompage (t = 26 j)</i>		
Limites à charges imposées	137	-446
Limites de puits	0	0
Recharge effective	352	0
Déficit (-) / Excédent (+)	44	0

Tableau 4.5 : Bilans hydriques calculés pour les deux scénarios de base simulés avec le MEF de la Maladière

<sup>149</sup> Ce processus est flagrant en comparant les bilans hors-pompage et en pompage. Dans ce dernier scénario, l'extraction d'eau au puits, opérée de manière instantanée, ne peut pas être équilibrée à l'échelle de l'aquifère dans l'intervalle de temps  $t$  où le bilan est calculé.

#### 4.4.4. Aquifère de la Maladière : modèle urbain et résultats des simulations associées (avec éléments urbains)

##### 4.4.4.1. MEF urbain de la Maladière : paramètres associés (recharge effective hétérogène, conditions de transfert, etc.)

La succession de simulations dites « urbaines »<sup>150</sup>, donc intégrant les éléments urbains recensés dans la section 4.3, a été effectuée avec un MEF de base identique à celui décrit dans le paragraphe précédent. Les nouveaux paramètres intégrés dans le MEF urbain de la Maladière sont ainsi les suivants :

- Recharge effective hétérogène (= *effet des surfaces imperméables* ; v. partie 4.3.1).
- Conditions aux limites de transfert (CLT ; 3<sup>ème</sup> type – Cauchy) avec un panel de coefficients de transferts corrigés (= *effet des conduites souterraines* ; v. partie 4.3.2).
- Modification du toit de l'aquifère modélisé (= *effet des fondations de bâtiments* ; v. partie 4.3.3).

Les figures 4.9 et 4.10 présentent ces paramètres pour le MEF de la Maladière.

Les nœuds du maillage MEF au droit des conduites souterraines recensées sur le site de la Maladière<sup>151</sup> ont donc été associés à une CLT (fig. 4.9a). Pour ces CLT, trois valeurs différentes de coefficients de transfert corrigé (fig. 4.9b) ont été associées à chaque simulation avec conduites. Ces valeurs de coefficient sont fonction de trois types principaux de conduites souterraines, qui ont été définis pour le MEF de la Maladière selon les critères (couplés) de diamètre, matériau et âge de la conduite. Les trois types de conduites ainsi définis sont les suivants<sup>152</sup> :

- Type 1 : conduites de grande taille (diamètre > 0.6 m), en ciment ou en béton. Etat variable mais fissuration fréquente. Age ancien (> 15 ans).
- Type 2 : conduites de moyenne/petite taille (diamètre entre 0.15 et 0.6 m), en ciment ou en béton. Fissuration fréquente. Age ancien ou récent (< 15 ans)<sup>153</sup>.
- Type 3 : conduites de moyenne/petite taille en PVC. Fissuration peu fréquente. Age récent.

D'après le développement mathématique présenté au paragraphe § 4.3.2.2, les coefficients de transferts sont directement dépendants de la fréquence/ouverture des fissures le long de la conduite (afin de déterminer une conductivité hydraulique équivalente du matériau de conduite fissuré), et ne sont donc pas directement dépendants du matériau de la conduite. Néanmoins, celui-ci est tout de même pris en compte de façon indirecte pour déterminer le type de conduite dans le MEF, le type et la fréquence de fissuration d'une conduite étant généralement dépendant du matériau (les conduites en ciment ou terre cuite sont en règle générale moins résistance à tout type de déformation ou contrainte externe que les conduites en PVC). L'annexe IV-7 présente les calculs de conductivité hydraulique équivalente  $K_p$  et de

<sup>150</sup> Donc en variant à chaque reprise tout ou partie des paramètres dits urbains.

<sup>151</sup> La localisation des conduites souterraines a été obtenue à l'aide du plan général d'évacuation des eaux (PGEE) de la Ville de Neuchâtel.

<sup>152</sup> En considérant ici uniquement l'aspect hydrodynamique des conduites, celles-ci non pas été différenciées selon qu'elles soient pour les eaux pluviales/claires (EC) ou pour les eaux usées (EU).

<sup>153</sup> Les mesures du PGEE (accepté en 2006), n'ont pas encore été mise en œuvre (2010) dans le quartier de la Maladière.

coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  pour les conduites du MEF de la Maladière. A noter encore que les coefficients de transfert corrigé ont également été calculés en fonction de l'épaisseur de l'aquifère (équation 4-16), selon la répartition spatiale présentée dans la figure 4.6.



Fig. 4.9 : Paramètres urbains spécifiques dans le MEF de la Maladière. a) Conditions aux limites (Dirichlet, Cauchy et puits) ; b) Recharge effective hétérogène et type de conduites souterraines modélisées (pour le calcul des coefficients de transferts corrigés des CLT)

Les valeurs de charges hydrauliques imposées sur les CLT du MEF de la Maladière ont été définies comme égales à l'altitude du radier des conduites souterraines<sup>154</sup> (données d'altitude obtenues par le PGEE de la Ville de Neuchâtel - les altitudes du radier ont été interpolées et regroupées en classes au moyen d'un logiciel SIG).

A l'aide de données SIG (en provenance du cadastre municipal) contenant les couches d'information (polygones) de couverture du sol<sup>155</sup> et bâtiments, les zones de recharge effective (terme source  $\bar{Q}_p$ ) nulle et non-nulle ont été délimitées spatialement dans le logiciel FEFLOW (fig. 4.9b). Ce paramètre n'est pas variable dans le temps (pendant la durée d'une simulation), mais sa valeur a été modifiée lors des simulations urbaines successives (de 1.6 mm/j à 25 mm/j sous les surfaces vertes).

L'intégration des fondations de bâtiments dans le MEF de la Maladière, par abaissement local du toit (= surface topographique) de l'aquifère modélisé, a été effectuée selon la démarche proposée dans la partie 4.3.3 (- 10 m au droit du stade de la Maladière ; - 4 m au droit des autres bâtiments du quartier). La figure 4.10 présente la géométrie du toit du MEF de la Maladière lors de l'intégration des fondations.

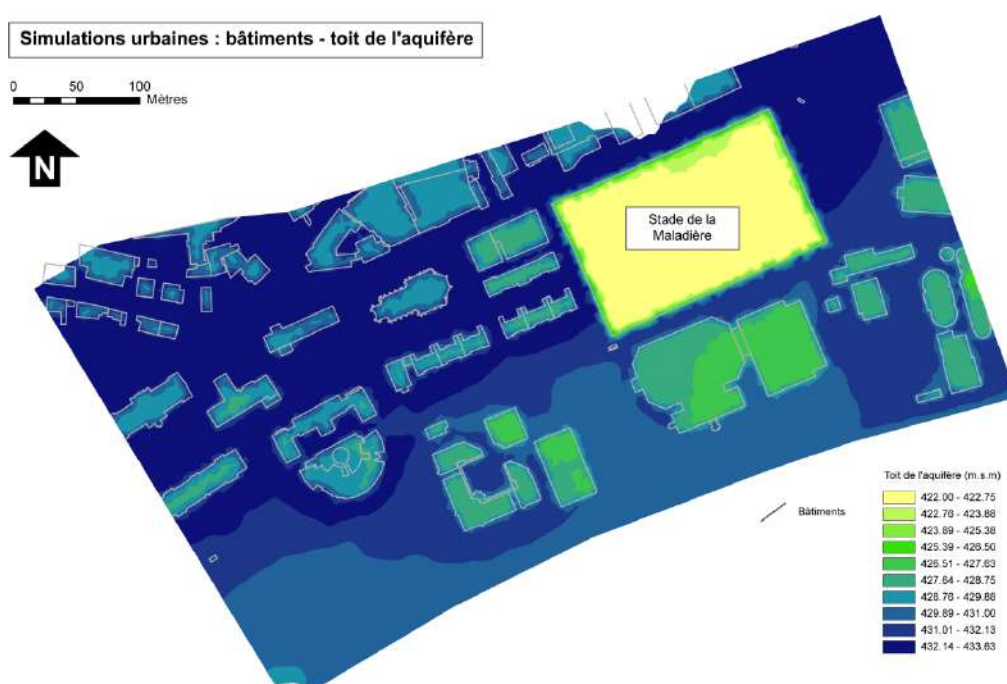


Fig. 4.10 : Intégration des fondations de bâtiments dans le MEF de la Maladière (simulations urbaines spécifiques) : toit de l'aquifère modélisé (m.s.m)

Cette géométrie n'a toutefois pas été utilisée dans les premières séries de simulations urbaines, qui intègrent seulement, elles, la recharge effective hétérogène et les conduites souterraines.

<sup>154</sup> En supposant donc un contact hydraulique continu entre la CLT et le niveau saturé de l'aquifère (pas de calculs de flux en zone non-saturée dans les MEF de la Maladière) ; § 4.3.2.1. Et d'autre part en supposant également que les conduites contiennent toujours un niveau d'eau non-nul.

<sup>155</sup> Entre autres : routes et zones d'accès, surfaces bétonnées, parcs et jardins, forêts, étendues d'eau.

#### 4.4.4.2. Résultats des simulations urbaines successives (avec éléments urbains) – régime « pseudo-permanent »

Bien que toutes les simulations avec le modèle de la Maladière aient été effectuées en régime transitoire, les résultats de simulations urbaines présentés dans ce paragraphe le sont à *temps de simulation*  $t_s$  fixé. Ce qui équivaut à présenter ces résultats sous une forme « pseudo-permanente ». Les résultats des simulations urbaines en régime transitoire réel, sous forme de séries temporelles de piézomètres proches des conduites souterraines modélisées en CLT, sont présentés dans le paragraphe 4.4.4.3.

##### *Recharge effective hétérogène*

Les simulations urbaines ont été effectuées avec des valeurs de recharge effective hétérogène croissantes de 1.6, 3, 5, 8 et 10 mm/j (répartition spatiale hétérogène du terme-source  $\bar{Q}_p$  selon fig. 4.9b). Les résultats pour deux de ces simulations (recharge effective = 1.6 mm/j et 10 mm/j) sont présentés dans les figures 4.11 (temps de simulation  $t_s = 1.55$  j) et 4.12 (temps de simulation  $t_s = 1.9$  j).

Les résultats de la simulation avec recharge effective hétérogène de 1.6 mm/j montrent peu de différences avec les cartes présentées dans les figures 4.7 et 4.8, particulièrement pour ce qui est de la configuration générale des écoulements souterrains, la zone de capture du puits et les isochrones associés.

Les résultats de la simulation avec recharge effective hétérogène de 10 mm/j (événement pluvieux extrême) montrent des différences plus marquées, notamment pour la partie occidentale du modèle, où les charges hydrauliques et les flux de Darcy sont globalement plus élevés. Ce qui induit également une extension de la zone de capture du puits vers le nord-ouest et une déflexion des lignes de flux dans la zone sud-ouest de l'aquifère modélisé. Pour toutes les simulations, les temps de résidence de l'eau souterraine sont par contre identiques (entre 200 et 300 jours) à ceux calculés dans les simulations de base à recharge homogène.

Les différences entre les valeurs nodales de charges hydrauliques et flux de Darcy pour les simulations à recharge effective hétérogène (et autres simulations urbaines, cf. infra) et celles des simulations de *base* ont été calculées selon la systématique suivante (valable pour chaque scénario de simulation) :

- Différences nodales de charges hydrauliques (en m ; niveau de la surface piézométrique en modèle non-confiné) avec la simulation de base à recharge nulle :  $\Delta H_{R0}$
- Différences nodales de flux de Darcy ( $m^2/j$ ) avec la simulation de base à recharge nulle :  $\Delta q_{R0}$
- Différences nodales de charges hydrauliques (m) avec la simulation de base à recharge homogène  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j :  $\Delta H_{Rh}$
- Différences nodales de flux de Darcy ( $m^2/j$ ) avec la simulation de base à recharge homogène  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j :  $\Delta q_{Rh}$

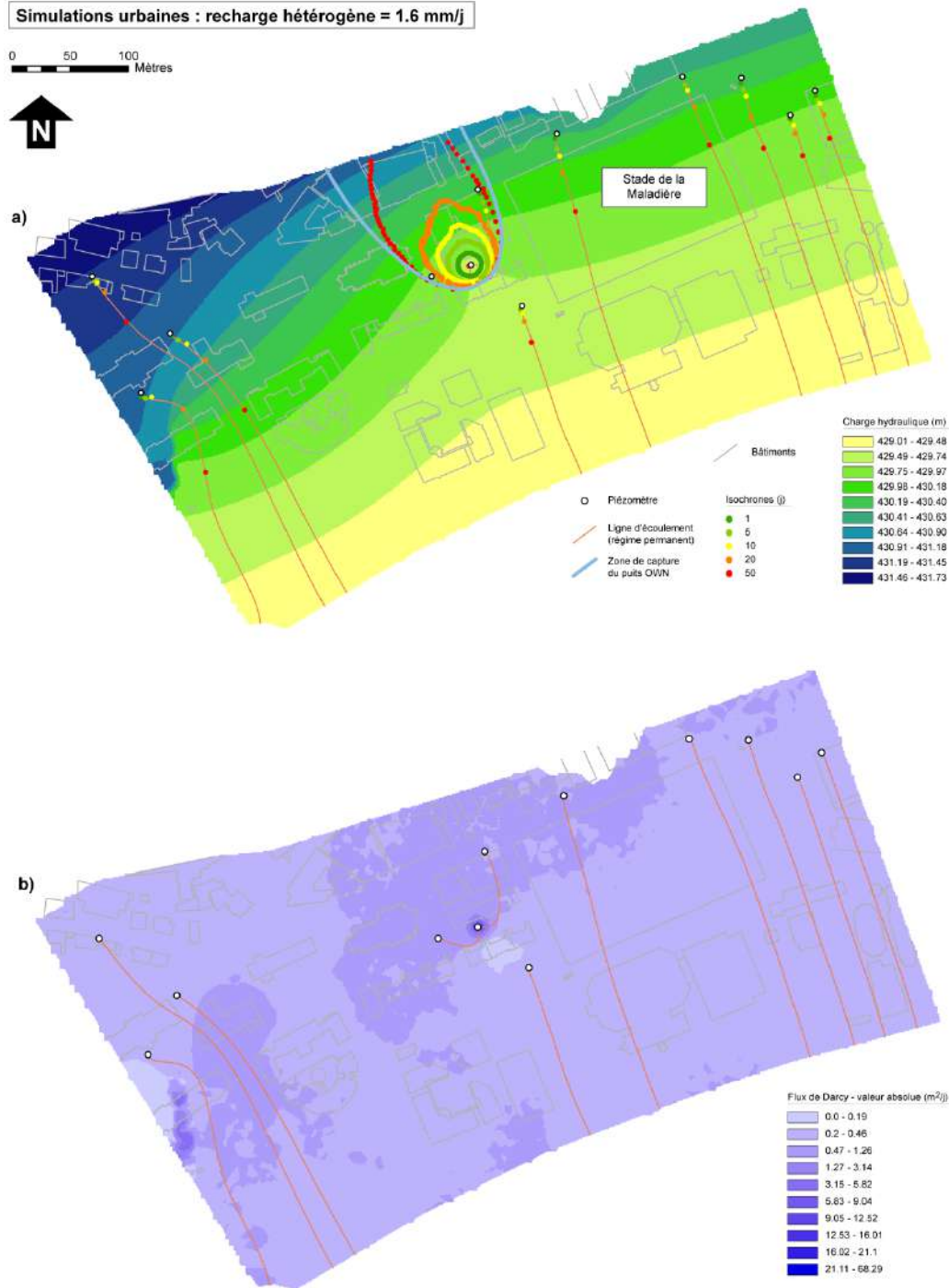


Fig. 4.11 : Résultats des simulations urbaines (à  $t_s = 1.55$  j) avec un terme source *hétérogène*  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j. a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OWN et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

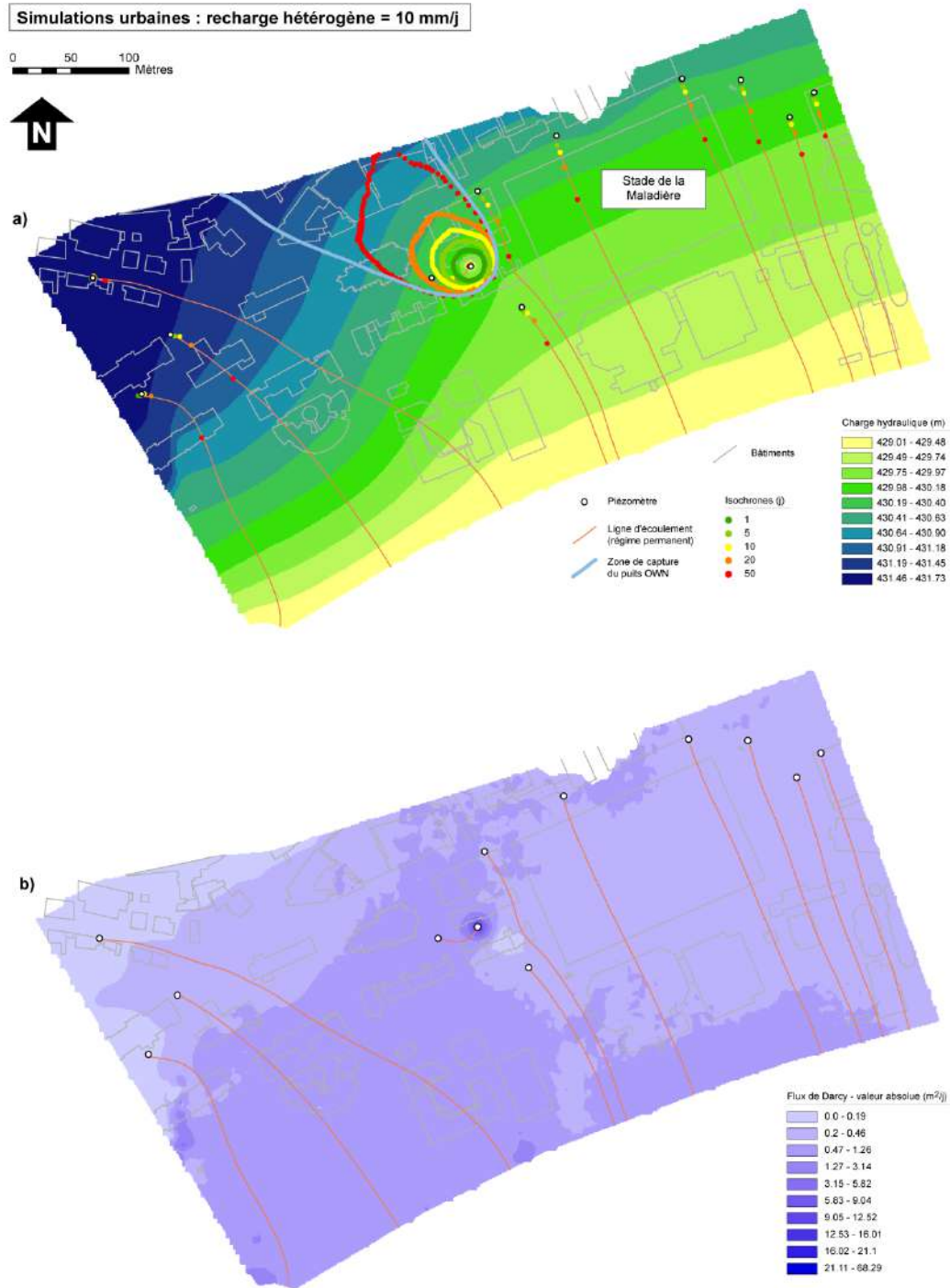


Fig. 4.12 : Résultats des simulations (à  $t_s = 1.90$  j) avec un terme source *hétérogène*  $\bar{Q}_p = 10$  mm/j. a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OWN et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

La figure 4.13 montre les cartes de  $\Delta H_{R0}$  pour chaque valeur de recharge effective hétérogène<sup>156</sup>.

Comme esquissé précédemment, le maximum de  $\Delta H_{R0}$  est localisé dans la partie occidentale de l'aquifère modélisé, zone où la densité de surfaces non-imperméables est la plus forte. Les  $\Delta H_{R0}$  sont toutefois faibles (au maximum +0.3 m pour les simulations à 1.6 et 3 mm/j) et peuvent donc être considérées comme négligeables pour des valeurs de recharge effective hétérogène inférieures à 5 mm/j<sup>157</sup>, ce qui équivaut dans ce modèle à une pluviométrie de 9 mm/j (55% d'infiltration effective), événement de fortes pluies, de fréquence mensuelle au maximum.

Cette observation est confirmée sur les courbes cumulatives de  $\Delta H_{R0} - \Delta H_{Rh}$  (fig. 4.14a) et  $\Delta q_{R0} - \Delta q_{Rh}$  (fig. 4.14b). Pour ce qui est de  $\Delta H_{R0}$ , 90% des valeurs sont comprises entre -0.1 m et +0.05 m pour les simulations à recharge effective hétérogène de 1.6 et 3 mm/j. Pour  $\Delta q_{R0}$ , la répartition des différences est sensiblement la même, avec 85% des valeurs comprises entre -0.15 m<sup>2</sup>/j (-0.012 m/j) et +0.1 m<sup>2</sup>/j (+0.008 m/j) (fig. 4.14b). Pour  $\Delta H_{Rh}$ , pour toutes les simulations à recharge hétérogène < 25 mm/j, les différences sont toutes négatives et comprises à 95% dans l'intervalle -0.5 m et 0 m. De façon générale, seule la simulation avec 25 mm/j de recharge effective hétérogène (pluie de 45 mm/j)<sup>158</sup> induit des valeurs élevées de  $\Delta H_{R0}$ ,  $\Delta H_{Rh}$ ,  $\Delta q_{R0}$  et  $\Delta q_{Rh}$ , ce qui tend à montrer la relativement *faible influence* de la recharge hétérogène effective<sup>159</sup> sur l'écoulement global de l'eau souterraine dans le MEF de la Maladière. Cette influence est bien sûr directement dépendante du pourcentage de la surface de l'aquifère alimenté par recharge effective verticale (sous les surfaces vertes), ici d'environ 30%<sup>160</sup>.

<sup>156</sup> Les cartes de  $\Delta q_{R0}$ ,  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  sont présentées dans l'annexe IV-8.

<sup>157</sup> Cet effet est encore plus marqué pour les valeurs  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$ , où les différences ne deviennent non-négligeables qu'à partir d'une valeur de 8 mm/j de recharge effective hétérogène (v. annexe IV-8).

<sup>158</sup> La probabilité d'occurrence d'un tel scénario est presque nulle. Cette valeur a été intégrée aux simulations uniquement afin de tester les limites du MEF de la Maladière.

<sup>159</sup> Donc postulée ici *directe* et *verticale* (la recharge par les conduites et autres éléments urbains n'est pas encore prises en compte à ce stade de la réflexion).

<sup>160</sup> Ce qui est déjà une valeur relativement élevée en milieu urbain dense. En règle générale, le pourcentage de surfaces vertes dans ce type de milieu est plus fréquemment égal à 15-20%, ou moins (Foster et al. (1999)).

Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta H_{R0}$  (m)

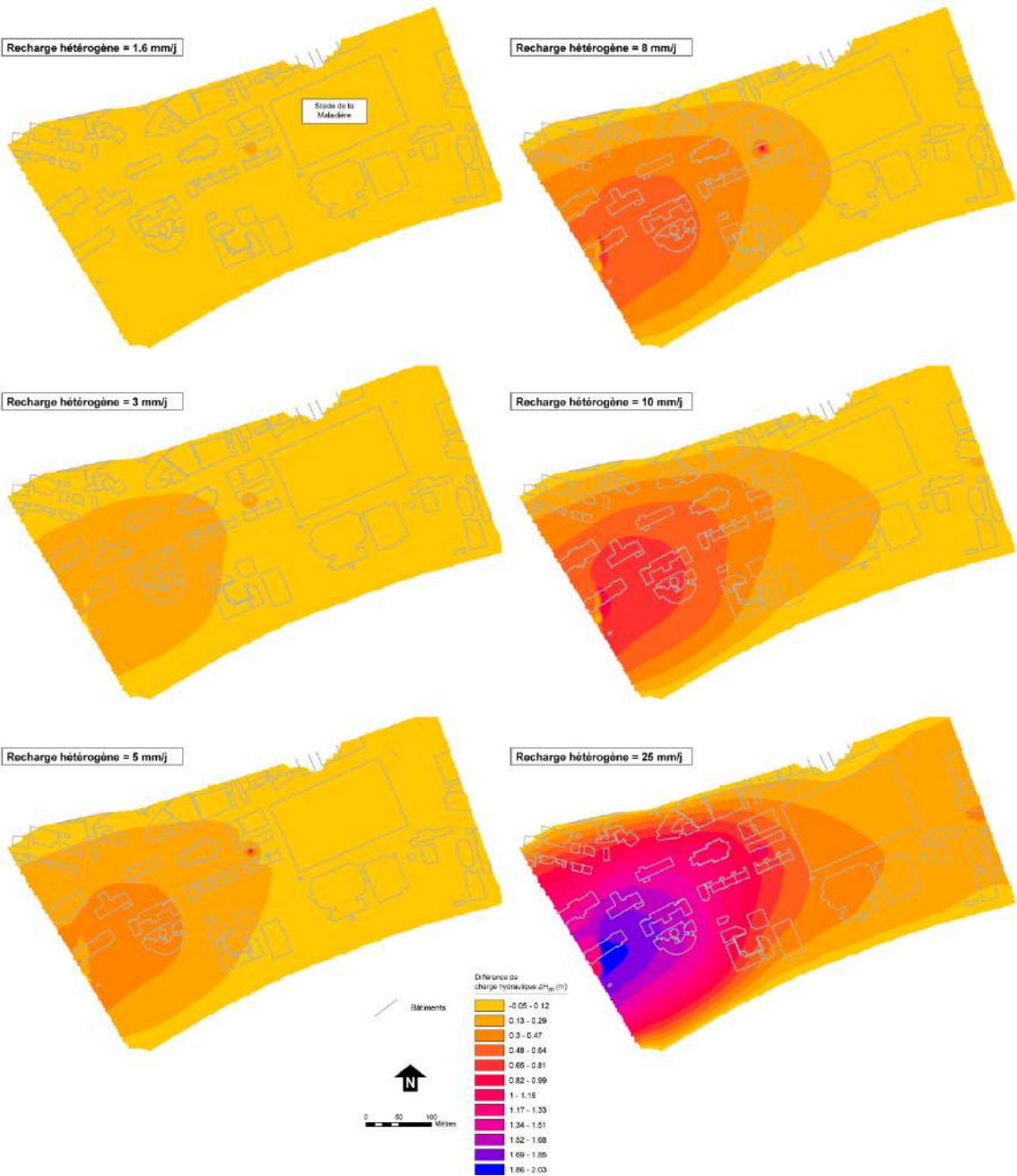


Fig. 4.13 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta H_{R0}$

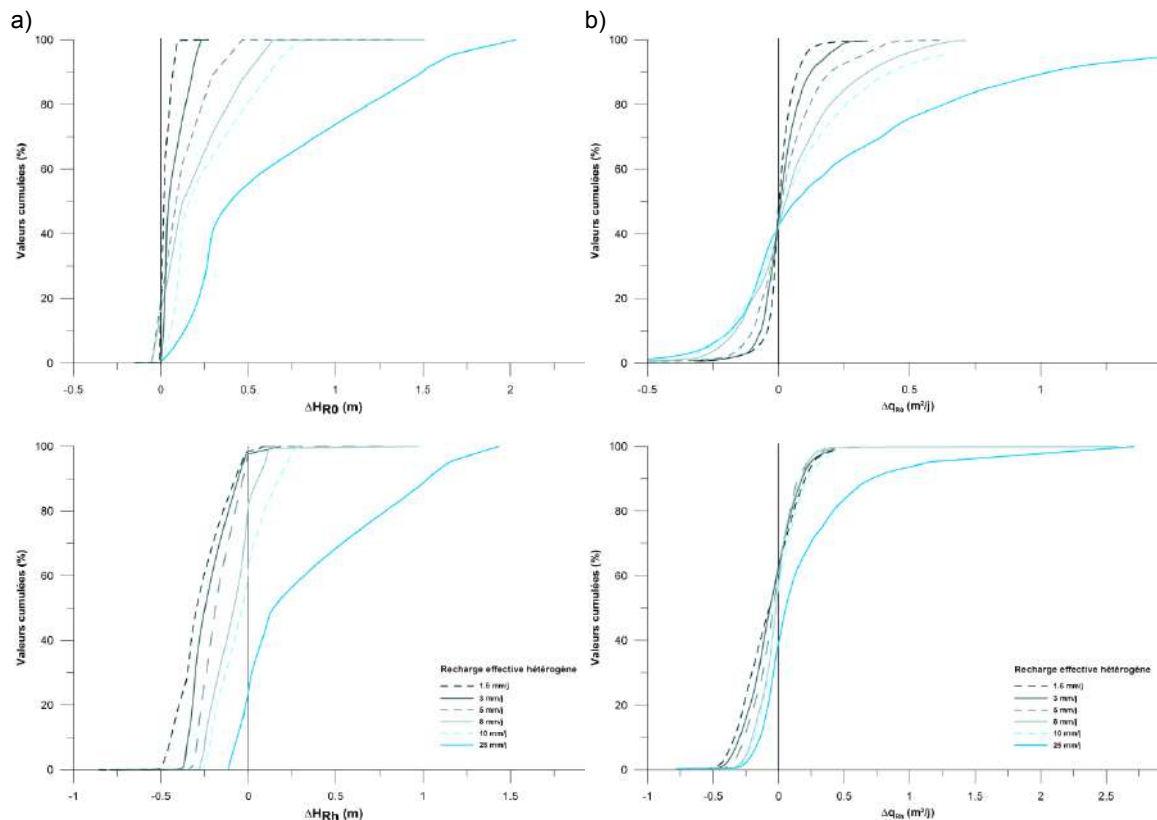


Fig. 4.14 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : courbes cumulatives des différences avec les simulations de base à recharge effective homogène  $Q_p = 0$  et  $1.6 \text{ mm/j}$ . a)  $\Delta H_{R0} - \Delta H_{Rh}$ ; b)  $\Delta q_{R0}$  et  $\Delta q_{Rh}$

La figure 4.15 présente les graphiques de relation entre les valeurs de recharge effective hétérogène et la moyenne pondérée de  $\Delta H_{R0}$ ,  $\Delta H_{Rh}$ ,  $\Delta q_{R0}$  et  $\Delta q_{Rh}$ . Une relation linéaire est ainsi observée entre les valeurs de recharge hétérogène et ces moyennes pondérées, calculées par le modèle<sup>161</sup>. Une valeur moyenne de  $\Delta H_{R0}$  de +1 m (valeurs hors-graphique) correspond alors à une recharge effective hétérogène de  $38.5 \text{ mm/j}$  – valeur absurde en climat tempéré continental - renforçant ainsi la conclusion de faible influence de cette recharge sur l’écoulement souterrain dans l’aquifère modélisé de la Maladière.

Pour chaque simulation à recharge effective hétérogène, les valeurs de flux sortants ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) des MEF ont été comparées quantitativement aux valeurs de flux sortants des simulations de base à recharge homogène (v. tableau 4.5). Le résultat de ces comparaisons est donné en graphiques dans la figure 4.16. La figure 4.16a montre ainsi qu’une recharge hétérogène<sup>162</sup> d’environ  $6 \text{ mm/j}$  fait doubler le flux sortant par rapport à la simulation de base à recharge nulle. Cette même valeur de recharge de  $6 \text{ mm/j}$  induit un flux sortant égal à celui de la simulation de base à recharge homogène =  $1.6 \text{ mm/j}$  (fig. 4.16b), et il faut ainsi une recharge de  $17 \text{ mm/j}$  pour atteindre une valeur double du flux sortant de la simulation de base à recharge homogène.

<sup>161</sup> La prédominance de valeurs négatives pour  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  est également clairement visible sur la fig. 4.15.

<sup>162</sup> Le flux sortant calculé au moyen de cette droite pour une « recharge hétérogène nulle » est de  $202 \text{ m}^3/\text{j}$ , contre  $232 \text{ m}^3/\text{j}$  pour la simulation de base à recharge homogène nulle (tableau 4.5). Cette différence de  $30 \text{ m}^3/\text{j}$  est à mettre sur le compte des problèmes inhérents aux calculs de bilans en régime transitoire (apparition de déficit ou excédent instantané d’eau, § 4.4.3.2).

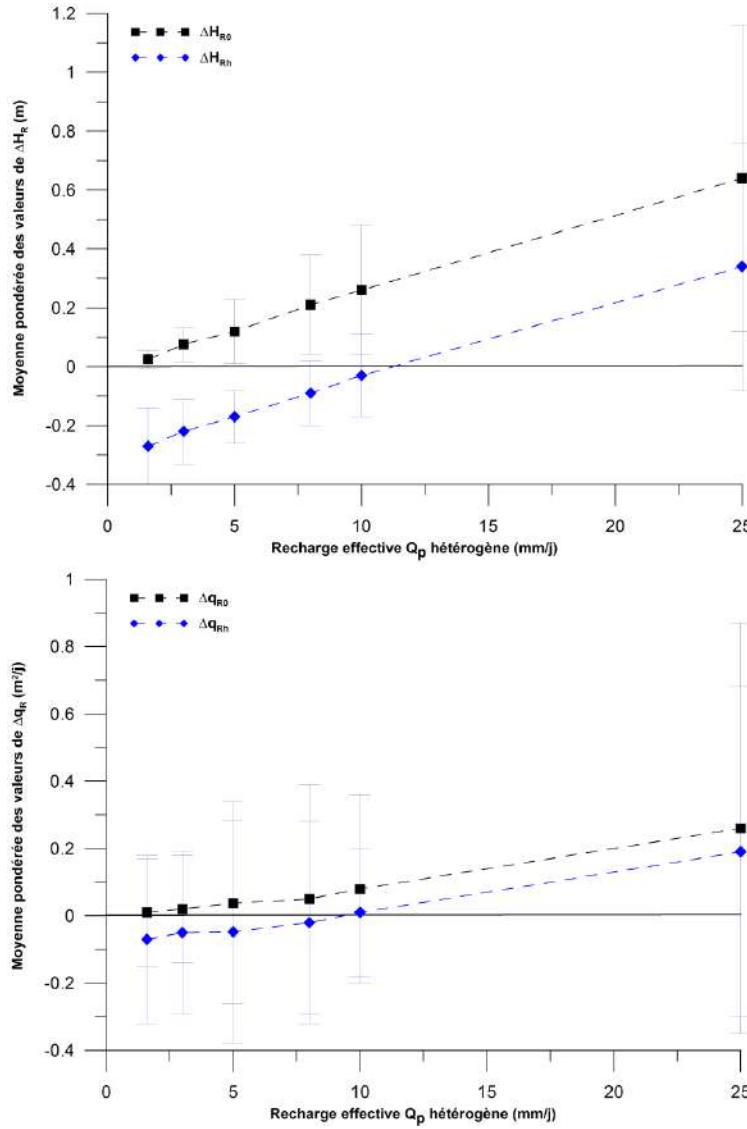


Fig. 4.15 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : graphiques de relation entre les valeurs de recharge effective hétérogène et les moyennes pondérées (avec écarts-type) des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  -  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{R0}$  et  $\Delta q_{Rh}$

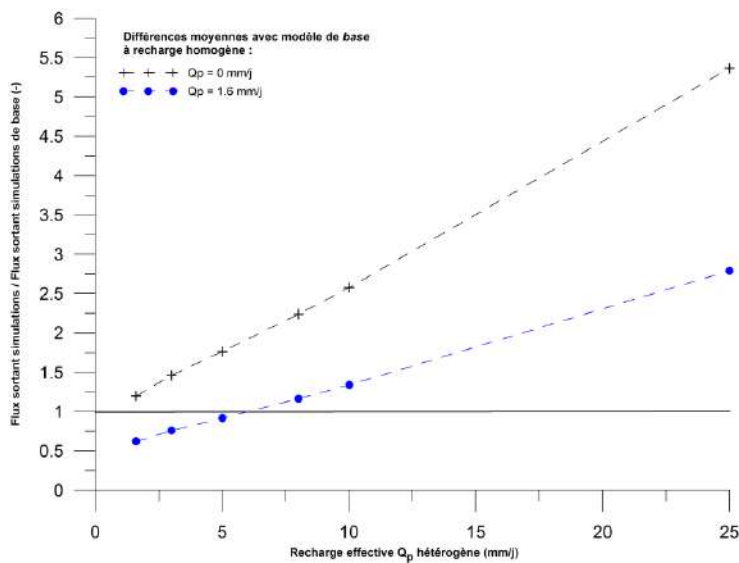


Fig. 4.16 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : courbes de relation entre les valeurs de recharge effective et le ratio flux sortant du modèle à recharge hétérogène – flux sortant du modèle de base à recharge homogène (selon valeurs des simulations de base à  $Q_p = 0$  et 1.6 mm/j ; v. tableau 4.5)

*Conditions aux limites de transfert et coefficients de transferts corrigés*

Les simulations urbaines incluant les conduites souterraines (sous forme de CLT) ont été effectuées avec différents panels de coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$ . Le tableau 4.6 donne les huit panels de valeurs moyennes de  $\alpha_h^*$ <sup>163</sup> utilisés dans les simulations urbaines pour la Maladière, pour les 3 types de conduites identifiés sur le site (§ 4.4.4.1).

<i>Type de conduite</i>	<b>Coefficient de transfert corrigé maximum [10<sup>-4</sup> 1/j]</b>			<b>Rapport [-]</b>
	<i>Type 1</i>	<i>Type 2</i>	<i>Type 3</i>	
Panel 1	1130	47	7	1
Panel 2	113	4.7	0.7	0.1
Panel 3	226	9.4	1.4	0.2
Panel 4	565	23.5	3.5	0.5
Panel 5	2260	94	14	2
Panel 6	11300	470	70	10
Panel 7	56500	940	140	50
Panel 8	113000	4700	700	100

Tableau 4.6 : Panel de coefficients de transfert corrigé moyens pour les 3 types définis de conduites sur le site du MEF de la Maladière

La figure 4.17 présente les résultats obtenus (temps de simulation  $t_s = 15.8$  j) pour les simulations avec le panel n°1 de valeurs de  $\alpha_h^*$ . La conduite de *type 1* (avec  $\alpha_{hmax}^* = 0.113$  j<sup>-1</sup>, équivalent à une conductivité  $K_p = 2 \cdot 10^{-7}$  m/s pour cette conduite) au nord du modèle (le long du stade de la Maladière, de direction ENE-WSW) induit de notables perturbations dans l'écoulement général de l'eau dans le modèle. La zone de capture du puits OWN est ainsi fortement défléchie vers l'ouest et se termine en amont au contact de la conduite mentionnée (et non plus, comme dans les simulations précédentes, à la limite amont du modèle). Le flux d'eau souterraine augmente le long du contact aval avec cette conduite, notamment dans le secteur du puits, ce qui provoque un accroissement général de la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine dans ce secteur (isochrones plus espacées). Exemple de la forte influence de cette conduite de type 1<sup>164</sup>, une zone particulièrement conductrice de cette canalisation, au coin nord-est du stade de la Maladière, induit un dôme piézométrique local qui inverse le gradient hydraulique dans cette zone et provoque ainsi une divergence locale des lignes de flux en direction de la limite amont du modèle<sup>165</sup>.

Pour le panel n°1 de coefficients  $\alpha_h^*$ , les *types 2 et 3* de conduites n'induisent pratiquement pas de perturbations de l'écoulement, excepté une très légère dépression de charge hydraulique causée par la présence de deux conduites de type 2 dans la partie avale proche du lac, au sud-

<sup>163</sup> La valeur *maximale* de coefficient de transfert  $\alpha_{hmax}^*$  est donnée dans le tableau 4.6, puisque, comme mentionné, ce coefficient est de plus fonction localement de l'épaisseur de l'aquifère (paramètre externe à la conduite).

<sup>164</sup> L'influence de cette conduite (collecteur principal d'eaux usées) sur l'eau de l'aquifère a également été démontrée par les analyses chimiques des eaux souterraines effectuées dans le quartier de la Maladière, notamment au nord du stade de la Maladière (cf. annexe IV-9) : piézomètres CMM3 et CMM5 (eau anoxique) : concentrations en Cl, Na, NH<sub>4</sub> et PO<sub>4</sub> très élevées ; E. Coli > 1800 col/100ml. Piézomètre CMM2 (proche de la conduite d'eaux usées de type 1) : concentrations en Cl, Na, NH<sub>4</sub> moins élevées, mais E. Coli > 3000 col/100ml.

<sup>165</sup> Le même phénomène se produit à l'extrémité nord-est du modèle.

est du stade de la Maladière. Dépression qui ne provoque toutefois pas de modification notable du flux de l'eau dans cette zone.

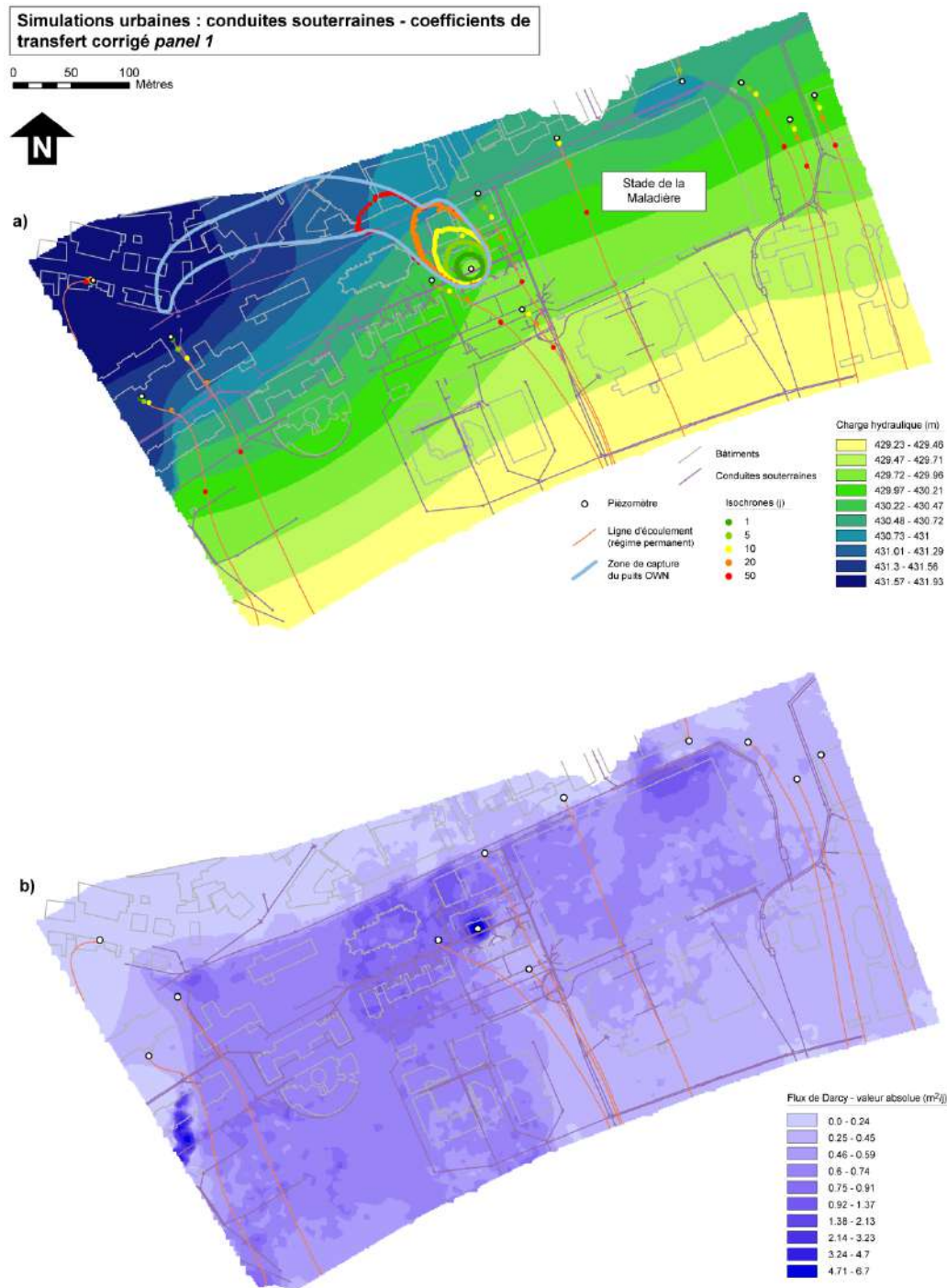


Fig. 4.17 : Résultats des simulations urbaines ( $t_s = 15.8$  j ; en pompage) avec présence de conduites souterraines et coefficients de transfert corrigé selon panel n°1 (tableau 4.6). a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OVN et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

Les valeurs de  $\Delta H_{R0}$  et  $\Delta q_{R0}$  ont été calculées avec les simulations à conduites souterraines/CLT pour chaque panel de  $\alpha_h^*$ . La figure 4.18 montre les cartes de  $\Delta H_{R0}$ <sup>166</sup> pour chaque panel de  $\alpha_h^*$ . Les valeurs de  $\Delta H_{R0}$  peuvent être considérées comme globalement faibles pour les panels de  $\alpha_h^*$  n°2 (ratio au panel 1 = 0.1), 3 (ratio = 0.2) et 4 (ratio = 0.5), l'influence de la conduite de type 1 étant toutefois déjà décelable dans le panel n°4.  $\Delta H_{R0}$  ne devient ainsi significatif qu'à partir du panel n°1 (ratio = 1), où les conduites de type 2 commencent à induire des perturbations dans l'organisation des lignes de flux (cf. supra). Les panels suivants de  $\alpha_h^*$  (n°5 (ratio = 2), 6 (ratio = 10), 7 (ratio = 50) et 8 (ratio = 100)) génèrent quant à eux de fortes perturbations dans le schéma général d'écoulement dans l'aquifère de la Maladière, notamment un important bombement des charges hydrauliques dans la partie occidentale du modèle et l'approfondissement de la dépression susmentionnée au sud-est du stade<sup>167</sup>.

La figure 4.19 présente les courbes cumulatives de valeurs de  $\Delta H_{R0} - \Delta q_{R0}$  et la figure 4.20 la relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé maximum  $\alpha_{hmax}^*$  (conduite de type 1) et les moyennes pondérées de  $\Delta H_{R0} - \Delta q_{R0}$ . Sans surprise, les valeurs de  $\Delta H_{R0}$  montrent ainsi une forte dispersion autour de la valeur 0 (fig. 4.19 ; se référer à la fig. 4.18 pour la répartition spatiale de  $\Delta H_{R0}$ ). Avec des valeurs élevées de coefficients  $\alpha_{hmax}^*$  (panels n°6 à 8), cette dispersion est alors très prononcée, 30% des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  étant inférieures à 0 et 20% de valeurs supérieures à +1.25 m (valeurs très élevées pour un aquifère non-confiné du type de celui de la Maladière). Les valeurs de  $\Delta q_{R0}$  (fig. 4.19), quant à elles, montrent un pourcentage majoritaire (au minimum 80 %) de valeurs positives pour tous les panels de  $\alpha_h^*$ , avec des valeurs maximum approchant +2 m<sup>2</sup>/j (+0.2 m/j pour une épaisseur saturée moyenne de 12 m) pour les simulations avec panels de coefficients  $\alpha_h^*$  n°7 (18% des valeurs) et n°8 (40% des valeurs). La simulation avec le panel de coefficient  $\alpha_h^*$  n°1 ( $\alpha_{hmax}^* = 0.113 \text{ j}^{-1}$ ) donne des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  et  $\Delta q_{R0}$  modestes : 80% des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  sont comprises entre 0 m et +0.5 m, et aucune valeur de  $\Delta q_{R0}$  ne dépasse +0.5 m<sup>2</sup>/j (+0.04 m/j).

L'augmentation des valeurs de  $\Delta q_{R0}$  avec l'accroissement du coefficient  $\alpha_{hmax}^*$  est observable sur la figure 4.20, une valeur de  $11.3 \text{ j}^{-1}$  ( $113000 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ ; ce qui équivaut à une conductivité équivalente  $K_p = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  pour la conduite de type 1) induit ainsi une augmentation globale de flux de  $1.20 \pm 1.05 \text{ m}^2/\text{j}$  ( $0.1 \pm 0.087 \text{ m/j}$ ). Une variabilité croissante des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  et  $\Delta q_{R0}$  est également observable lors de l'augmentation de  $\alpha_{hmax}^*$  (écarts-type croissants), conséquence du bossellement piézométrique sectoriel dans l'aquifère modélisé (cf. supra ; fig. 4.18)<sup>168</sup>. Les courbes présentées dans les figures 4.19 et 4.20 montrent ainsi déjà que la perturbation globale de l'écoulement dans l'aquifère modélisé de la Maladière, causée par l'intégration de conduites souterraines en CLT, peut être considérée comme *négligeable* pour des valeurs de coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  inférieures à  $0.01 \text{ j}^{-1}$  ( $100 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ ). Nous reviendrons par la suite sur les valeurs de  $\alpha_h^*$  et leur signification hydrogéologique et hydrodynamique.

<sup>166</sup> Les cartes de  $\Delta q_{R0}$  sont données dans l'annexe IV-10. Les différences de charges et flux pour les simulations avec CLT n'ont toutefois été calculées qu'avec le modèle de base à recharge nulle.

<sup>167</sup> Les scénarios avec panels de coefficients 5 à 8 ne sont évidemment pas réalistes. Ils ont pour unique vocation de tester la réactivité du modèle aux changements de paramètres (cf. infra).

<sup>168</sup> A noter aussi la stabilisation des valeurs moyennes de  $\Delta H_{R0}$  à partir d'une valeur de  $\alpha_{hmax}^* = 10000 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ , conséquence de la dispersion toujours plus grande des valeurs autour de 0 (cf. supra). Une distribution bi-modale des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  est ainsi observée dans l'histogramme des différences des panels n° 7 et 8.

**Simulations urbaines avec conduites souterraines :  
cartes de  $\Delta H_{R0}$  (m)**

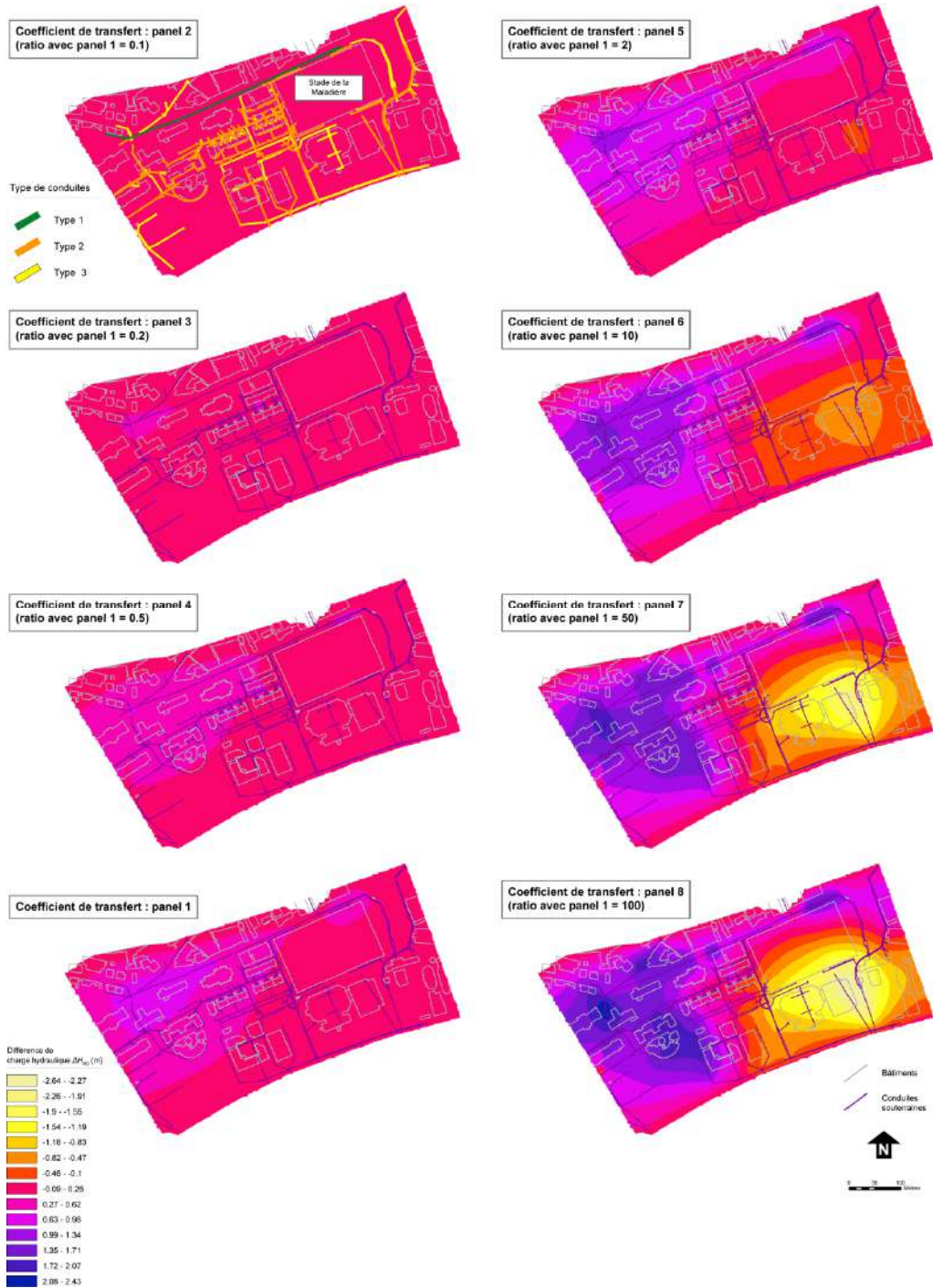


Fig. 4.18 : Simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT : cartes de  $\Delta H_{R0}$

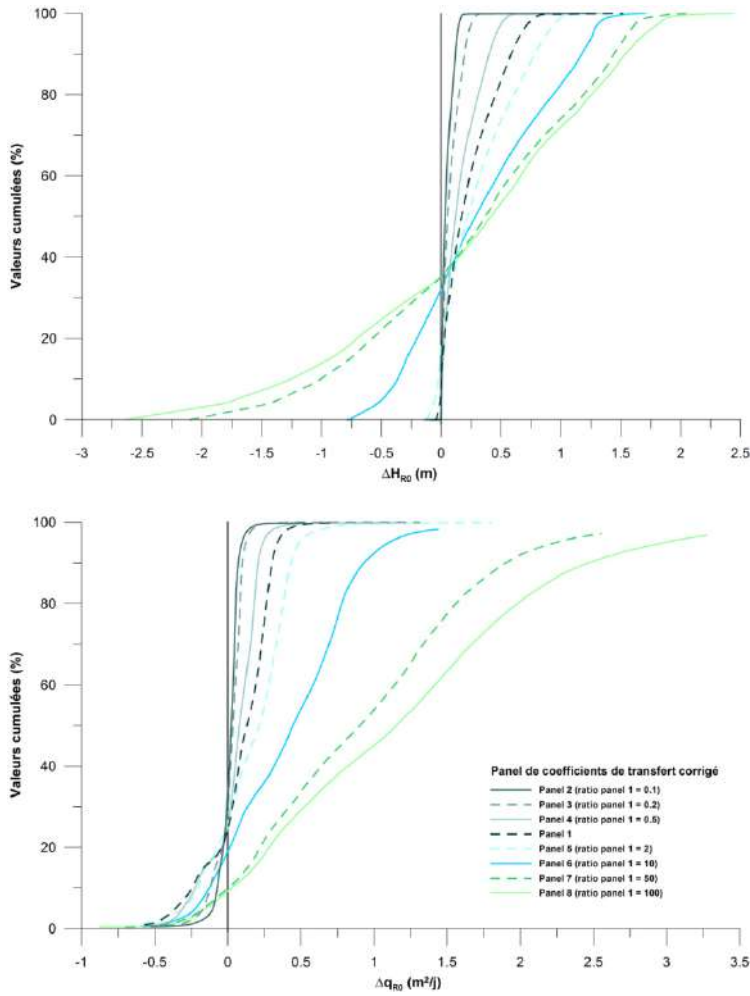


Fig. 4.19 : Simulations urbaines avec conduites souterraines / CLT : courbes cumulatives des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  et  $\Delta q_{R0}$

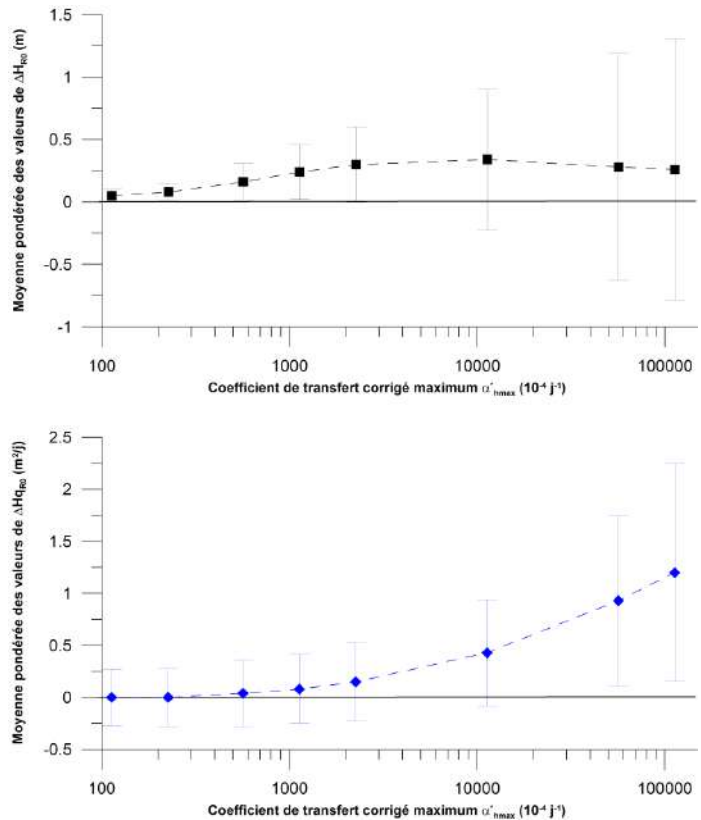


Fig. 4.20 : Simulations urbaines avec conduites souterraines / CLT : graphiques semi-log de relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé maximum  $\alpha_{h,max}^*$  (conduite type 1) et les moyennes pondérées (avec écarts-type) des valeurs de  $\Delta H_{R0}$  et  $\Delta q_{R0}$

Les courbes présentées sur la figure 4.21 mettent en relation les différents flux sortants et entrants calculés aux limites du modèle, pour chaque valeur de coefficient  $\alpha_{hmax}^*$ . Les courbes I et II montrent les flux ( $m^3/j$ ) sortant et entrant et leur ratio, pour les CLT du MEF de la Maladière. Au-delà d'une prévisible augmentation de ces flux avec l'accroissement du coefficient  $\alpha_{hmax}^*$  appliqué aux CLT, un équilibre se forme progressivement entre les deux flux, à partir de la valeur de coefficient  $\alpha_{hmax}^* = 1 j^{-1}$  ( $10000 \cdot 10^{-4} j^{-1}$ ). Le ratio de ces deux flux (courbe II) se stabilise autour d'une valeur de 1. Ce processus est intimement lié à la géométrie même du MEF, où la plupart des conduites souterraines/CLT de type 2 (et type 3, leur influence étant toutefois négligeable excepté pour le panel de coefficient  $\alpha_h^*$  n°8) sont localisées dans la partie avale du modèle, et dont l'altitude du radier est souvent inférieure à celle du niveau piézométrique. Il s'ensuit que ces conduites deviennent infiltrantes (agissent comme drains, d'où l'augmentation progressive du flux sortant du modèle aux CLT) à partir déjà du panel de coefficient  $\alpha_h^*$  n°5 ( $\alpha_{hmax}^* = 2260 \cdot 10^{-4} j^{-1}$ ). Avec des valeurs élevées de  $\alpha_h^*$ , ces mêmes conduites infiltrantes, par la forte dépression piézométriques qu'elles créent au sud-est du stade (cf. supra), provoquent une inversion du gradient hydraulique le long de la limite avale du modèle (limite sud avec le lac ; écoulement contraint par une condition aux limites de type Dirichlet – charge hydraulique fixe imposée à 429.24 m), ce qui s'observe sur les courbes III par l'augmentation du flux entrant dans le modèle sur cette limite<sup>169</sup>. Enfin, le ratio flux total sortant / flux sortant du modèle de base à recharge effective nulle (tableau 4.5) est présenté sur la courbe IV. Ce ratio reste ainsi proche de 1 pour les valeurs de  $\alpha_{hmax}^*$  inférieures à  $0.1 j^{-1}$  ( $1000 \cdot 10^{-4} j^{-1}$ ), ce qui confirme le fait que les perturbations hydrogéologiques induites par les conduites souterraines/CLT sont négligeables au-dessous de cette valeur de  $\alpha_h^*$  (et peuvent être considérées comme quasi-nulle en dessous de  $0.01 j^{-1}$  ; cf. supra). Ledit ratio passe au-dessus de la valeur 10 pour les panels de  $\alpha_h^*$  n°6, 7 et 8, mettant ainsi en lumière l'aspect peu réaliste de ces valeurs élevées de coefficient  $\alpha_h^*$ <sup>170</sup>.

Une série de simulations urbaines a été effectuée avec une version 3-D du MEF de la Maladière (1 couche aquifère non-confiné homogène, 2 interfaces – mur et toit de l'aquifère), avec les mêmes paramètres hydrodynamiques et de CLT que le MEF 2-D originel<sup>171</sup>, afin de caractériser le rôle du facteur de correction géométrique (2-D/3-D)  $A$  (§ 4.3.2.2 ; équations 4-15a et 4-15b) dans les calculs de flux au droit des CLT. A cet effet, la figure 4.22 présente les courbes de relations entre les flux sortants et entrants calculés aux CLT des deux types de MEF pour chaque valeur de coefficient  $\alpha_{hmax}^*$ .

<sup>169</sup> Ce phénomène n'est évidemment pas réaliste. Il impliquerait que l'eau du lac soit drainée de façon permanente par ces conduites à travers l'interface aquifère-lac. Le flux entrant sur cette interface est vraisemblablement nul la plus grande partie de l'année (excepté lors d'éventuelles montées rapides et éphémères du niveau du lac, qui pourraient provoquer temporairement une inversion du gradient hydraulique, et ainsi l'infiltration de l'eau du lac dans l'aquifère de la Maladière).

<sup>170</sup> D'un point de vue hydrodynamique, des coefficients de transfert élevés augmentent les flux entrants dans le modèle depuis les CLT, ce qui, pour équilibrer le bilan hydraulique, augmente mécaniquement l'ensemble des flux entrants et sortants des autres limites du modèle.

<sup>171</sup> La seule différence notable est la localisation des CLT sur l'interface supérieure uniquement (toit de l'aquifère ; les CLT montrent la même configuration spatiale en plan que sur la fig. 4.6). Pour une brève description du modèle de la Maladière en 3-D, se référer à l'annexe IV-11.

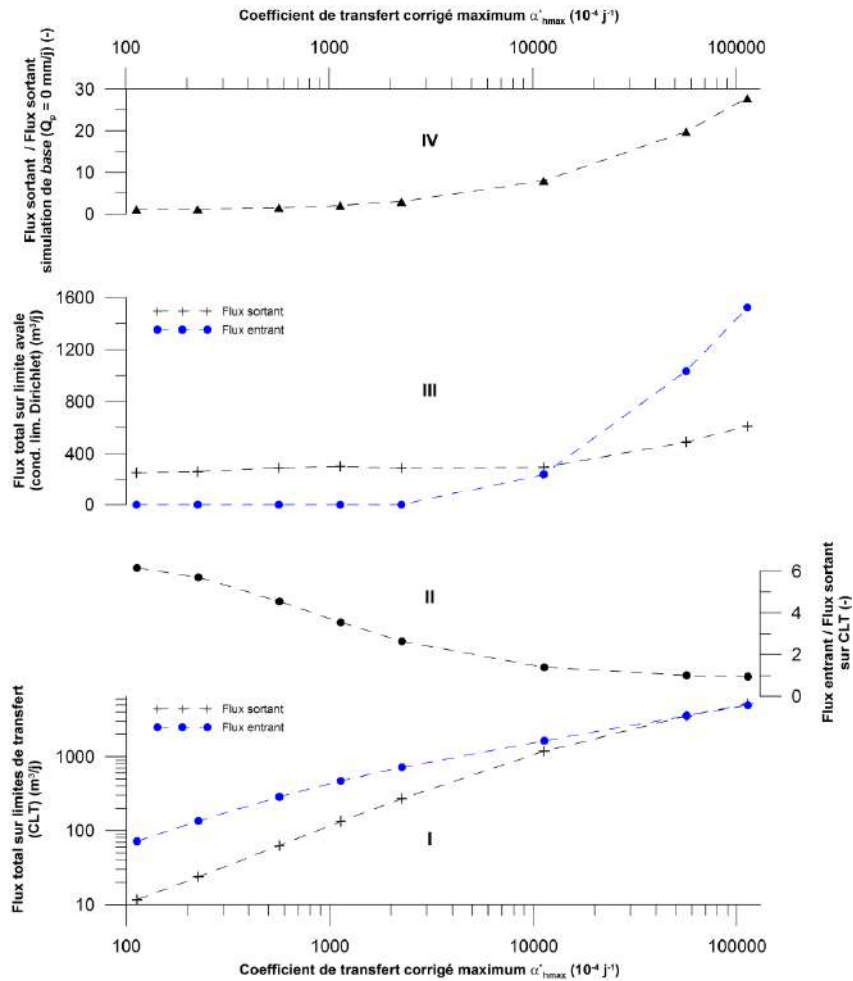


Fig. 4.21 : Simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT : courbes log-log et semi-log de relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé maximum  $\alpha_{hmax}^*$  (conduite type 1) et les flux entrant/sortant modélisés. I) Flux totaux sur CLT ( $m^3/j$ ) ; II) Ratio flux sortant / flux entrant sur CLT (-) ; III) Flux totaux sur limite aval du modèle (conditions aux limites de type Dirichlet (charge imposée) ; v. § 4.4.3.1) ( $m^3/j$ ) ; IV) Ratio flux total sortant / flux sortant modèle de base à recharge nulle (valeurs du tableau 4.5).

Les flux sortants et entrants se stabilisent ainsi progressivement autour d'une valeur de  $800 m^3/j$  pour le MEF 3-D et  $10000 m^3/j$  pour le MEF 2-D (pour une valeur de  $\alpha_{hmax}^* = 56.5 j^{-1}$  ( $565000 \cdot 10^{-4} j^{-1}$ ) ; fig. 4.22a). Les coefficients des droites de corrélation, présentées sur la fig. 4.22b, (11.9 pour flux entrants ; 14.5 pour flux sortants) sont ainsi du même ordre de grandeur que le facteur de correction  $\mathcal{A}$ , notamment pour les conduites de type 2 et 3 ( $\mathcal{A} = 19$ , pour une épaisseur d'aquifère de 15 m ; v. annexe IV-7), ce qui confirme a posteriori la pertinence de ce facteur de correction géométrique lors de l'intégration de coefficient de transfert dans les modèles, et les calculs de flux qui y sont associés.

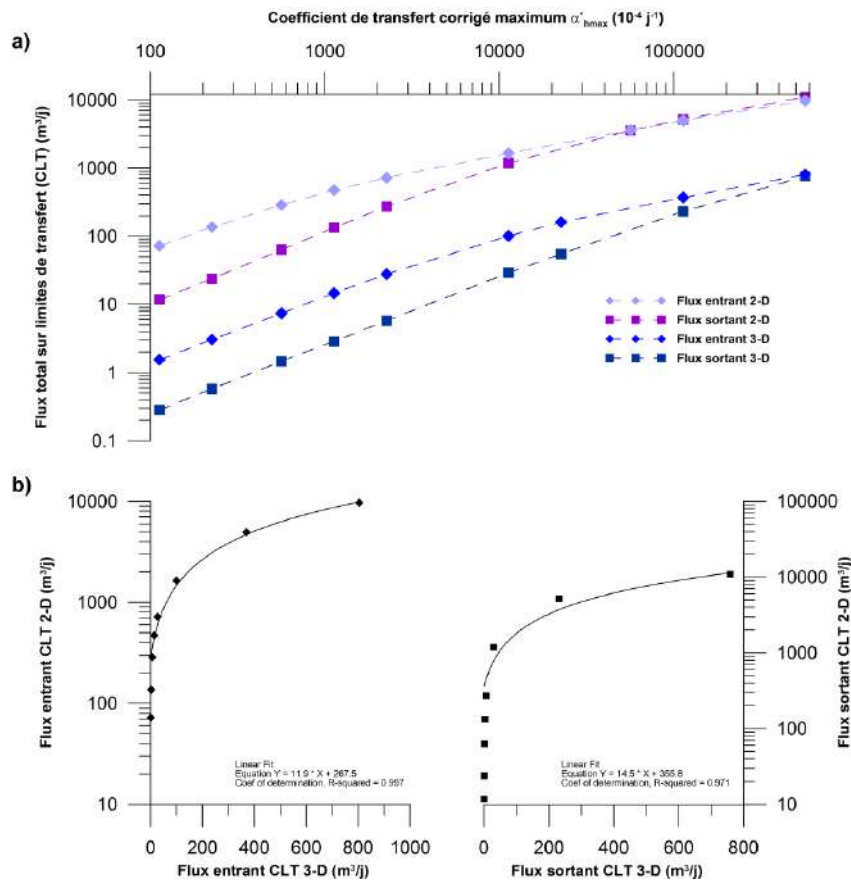


Fig. 4.22 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : a) courbes log-log de relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé maximum  $\alpha_{hmax}^*$  (conduite type 1) et les flux totaux 2-D et 3-D sur CLT ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ; b) Droites de corrélation entre les valeurs de flux entrants 2-D – 3-D et flux sortants 2-D – 3-D<sup>172</sup>

De façon générale, il ressort des résultats des simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT le rôle très important du coefficient de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  dans les perturbations de l'écoulement souterrain pour le MEF de la Maladière. Une valeur charnière de  $\alpha_h^* = 0.01 \text{ j}^{-1}$  ( $100 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ ), qui équivaut à une conductivité équivalente de conduite  $K_p = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ , peut ainsi être définie, au-dessous de laquelle les perturbations calculées dans le MEF de la Maladière sont considérées comme négligeables aux échelles d'espace et de temps des flux souterrains dans l'aquifère de la Maladière.

Cette valeur doit toutefois être uniquement prise comme ordre de grandeur, en raison des hypothèses de travail sur lesquelles ont été basés les calculs présentés ci-dessus. Ces hypothèses sont au nombre de quatre :

- Dans les simulations avec FEFLOW, un *contact hydraulique continu* est postulé entre l'aquifère saturé et la conduite souterraine/limite de transfert (CLT). Contact uniquement modulé par la valeur du coefficient de transfert sur la CLT (il n'y a donc pas de matériel non-saturé entre la CLT et le niveau d'eau modélisé). En réalité, il est fréquent qu'une conduite soit localisée hors zone-saturée : dans le cas d'une simulation en milieu saturé (comme pour le modèle de la Maladière), le coefficient de transfert doit être interprété

<sup>172</sup> Remarque : la fig. 4.22 présente les résultats pour un panel de plus ( $\alpha_{hmax}^* = 565'000 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ ). Panel qui n'a été utilisé que pour les comparaisons entre modèle 2-D et 3-D.

- comme une conductivité équivalente de conduite *additionnée* du matériel non-saturé environnant cette conduite.
- Les conduites souterraines/CLT dans ces modèles montrent toujours un *niveau d'eau non-nul* en conduite (= charge hydraulique imposée sur CLT). Dans la réalité, excepté pour les collecteurs principaux de réseaux d'eaux usées (et pour les conduites d'adduction d'eau potable ; les niveaux d'eau en réseaux d'eaux claires sont évidemment tributaires de la pluviométrie), le niveau d'eau de la majeure partie des conduites souterraines est extrêmement variable. Au-delà de l'image instantanée, « statique », que donnent les résultats des modèles présentés ci-dessus, l'influence hydrodynamique d'une conduite est donc variable dans le temps (v. § 4.4.4.3).
  - Les conduites modélisées sont considérées comme étant exfiltrantes/infiltrantes *sur toute leur longueur* (= localisation des CLT). Les coefficients de transfert, directement liés à la conductivité  $K_p$  de la conduite, sont ainsi considérés comme une valeur globale (« bulk value »), statistique, pour chaque type de conduite. En réalité, l'essentiel du transfert d'eau à l'interface conduite-aquifère se fait ponctuellement, au droit des fissures, défauts et jointures. Faute souvent de données, ou par souci de simplification des modèles numériques, ces zones de détérioration ne sont ainsi pas précisément localisées, ce qui peut conduire à des erreurs en cas d'interprétation détaillée des perturbations modélisées.
  - Dans les simulations présentées ici, par souci de simplification, les coefficients de transfert ont été postulés *égaux pour les flux infiltrés et exfiltrés* ( $\alpha_h^{in} = \alpha_h^{out}$  ; équ. 4.9). Il est évidemment très difficile de se prononcer sur la pertinence de ce postulat. C'est toutefois un élément à garder à l'esprit pour la suite de la réflexion (se référer notamment à Rutsch (2007) pour une discussion détaillée de ce problème).

En prenant ces éléments en compte, le coefficient de transfert doit ainsi être plutôt considéré comme un paramètre hydrodynamique global lié à un aquifère urbain donné (contenant bien entendu des conduites souterraines), et non comme un identifiant individuel de chaque conduite souterraine, pour laquelle une caractérisation hydrodynamique précise et une étude d'impact propre sont plus adaptées (études ponctuelles). D'autre part, à coefficient de transfert donné, les résultats présentés ci-dessus doivent ainsi être compris comme des perturbations hydrodynamiques *potentielles maximales* de l'écoulement, et non comme des scénarios de perturbation moyenne.

Ces nombreuses hypothèses expliquent également les différences notables entre les valeurs de  $\alpha_h$  utilisées dans les présents modèles, et les valeurs des facteurs de perte de la littérature (tableau 4.2). La valeur-charnière<sup>173</sup> de  $\alpha_h = 1.6 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  est ainsi 2 ordres de grandeurs plus faible que les valeurs moyennes de la littérature. Seule la valeur obtenue en laboratoire par Vollertsen et al. (2003) ( $= 7 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ ) est du même ordre de grandeur. Toutefois, deux points importants, en sus des hypothèses susmentionnées, doivent être mentionnés pour expliquer ces différences :

<sup>173</sup> En 3-D, donc après annulation du facteur de correction géométrique  $\lambda$ . Selon les droites de corrélation de la figure 4.22, les valeurs de  $\alpha_h^*$  ont été ainsi multipliées par un coefficient de 14.5 pour obtenir la valeur de  $\alpha_h$  3-D. La valeur-charnière 3-D correspondant donc ici à la valeur corrigée 2-D  $\alpha_h^* = 0.01 \text{ j}^{-1} = 1.2 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

- Les valeurs de  $\alpha_h$  de la littérature montrent elles-mêmes une extrême variabilité, presque six ordres de grandeur entre les valeurs minimales et maximales.
- Ces valeurs de  $\alpha_h$  ont été obtenues par des méthodes très différentes (essais en laboratoire ou sur le terrain), et donc à des échelles spatio-temporelles très variables. La plus grande partie de ces valeurs ont toutefois été extrapolées à l'échelle de bassins versants urbains, donc doivent être considérés comme des valeurs globales de facteur de perte / coefficient de transfert<sup>174</sup> pour les conduites souterraines d'une zone urbaine. Et de même, ne doivent donc pas être utilisées comme identifiants individuels de chaque conduite)<sup>175</sup>.

#### *Modification du toit de l'aquifère modélisé*

Des simulations 2-D intégrant les effets des fondations de bâtiments (modification du toit de l'aquifère modélisé) ont été réalisées avec le MEF urbain de la Maladière et avec écoulement à surface libre *contraint* (partie 4.3.3 et § 4.4.4.1)<sup>176</sup>. Des simulations avec fondations de bâtiments ont également été effectuées en incluant les conduites souterraines (CLT) avec le panel n°1 de coefficients  $\alpha_h^*$ . Enfin, à titre de comparaison, pour les bilans hydriques, une simulation 3-D<sup>177</sup> a également été effectuée avec la même géométrie modifiée du toit de l'aquifère (interface supérieure).

La figure 4.23 présente les résultats de simulations 2-D avec effets des fondations (fig. 4.23a) ainsi que les résultats de simulations avec fondations et conduites souterraines (fig. 4.23b).

Les cartes piézométriques ainsi obtenues montrent une dépression très importante, créée par le stade de la Maladière (10 m de fondations en profondeur ; trois étages souterrains). Les autres bâtiments (4 m de profondeur) n'induisant pratiquement pas de perturbations des écoulements souterrains dans l'aquifère modélisé de la Maladière. L'ampleur des perturbations est encore accentuée en cas de présence de conduites souterraines (fig. 4.23b). La dépression induit une inversion complète du gradient hydraulique entre le lac et le complexe de la Maladière, provoquant ainsi un influx d'eau du lac dans l'aquifère modélisé (moyenne à 2050 m<sup>3</sup>/j sur la limite sud du MEF). L'eau retirée du modèle dans la dépression induit mécaniquement une augmentation des flux aux bordures pour équilibrer le bilan hydrique, expliquant ainsi cette valeur, dix fois plus élevée que les flux sortants du modèle de base (tableau 4.5).

D'autre part, les rabattements calculés au puits OWN sont trois fois plus grands que pour les autres simulations (15 m, contre en moyenne 5 m pour les simulations sans fondations), effet de l'amincissement de l'aquifère sous le stade, à proximité du puits (diminution corrélative des transmissivités hydrauliques calculées par le logiciel). Pour toutes ces simulations avec fondations, le débit moyen sortant de la zone d'emprise du stade de la Maladière ( $Q_{exf}$ )<sup>178</sup> a été

<sup>174</sup> Bien que la terminologie soit différente entre la présente étude et la littérature (coefficient de transfert vs facteur de perte), l'identification de ces deux termes est faite ici (décrivant la même hydrodynamique pour les conduites).

<sup>175</sup> A noter que toutes les remarques et hypothèses liées aux coefficients  $\alpha_h$  s'appliqueront aussi aux simulations dans le MEF de CHYNcity (section 4.5).

<sup>176</sup> Et avec recharge effective hétérogène  $\bar{Q}_p = 1.6 \text{ mm/j}$ .

<sup>177</sup> Cf. annexe IV-11.

<sup>178</sup> Valeurs de débits obtenues par calculs du bilan hydrique « localisé » sur la zone d'emprise du bâtiment de la Maladière : moyenne simulations 2-D sans conduites :  $Q_{exf} = 2700 \text{ m}^3/\text{j}$  ; moyenne simulations 2-D avec conduites :  $Q_{exf} = 3400 \text{ m}^3/\text{j}$  ; moyenne simulations 3-D sans conduites :  $Q_{exf} = 2310 \text{ m}^3/\text{j}$ .

calculé à  $2800 \pm 550 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce qui équivaut à un flux unitaire de  $0.1 \pm 0.02 \text{ m}/\text{j}$  sur la surface de l'emprise en sous-sol de ce bâtiment<sup>179</sup>.

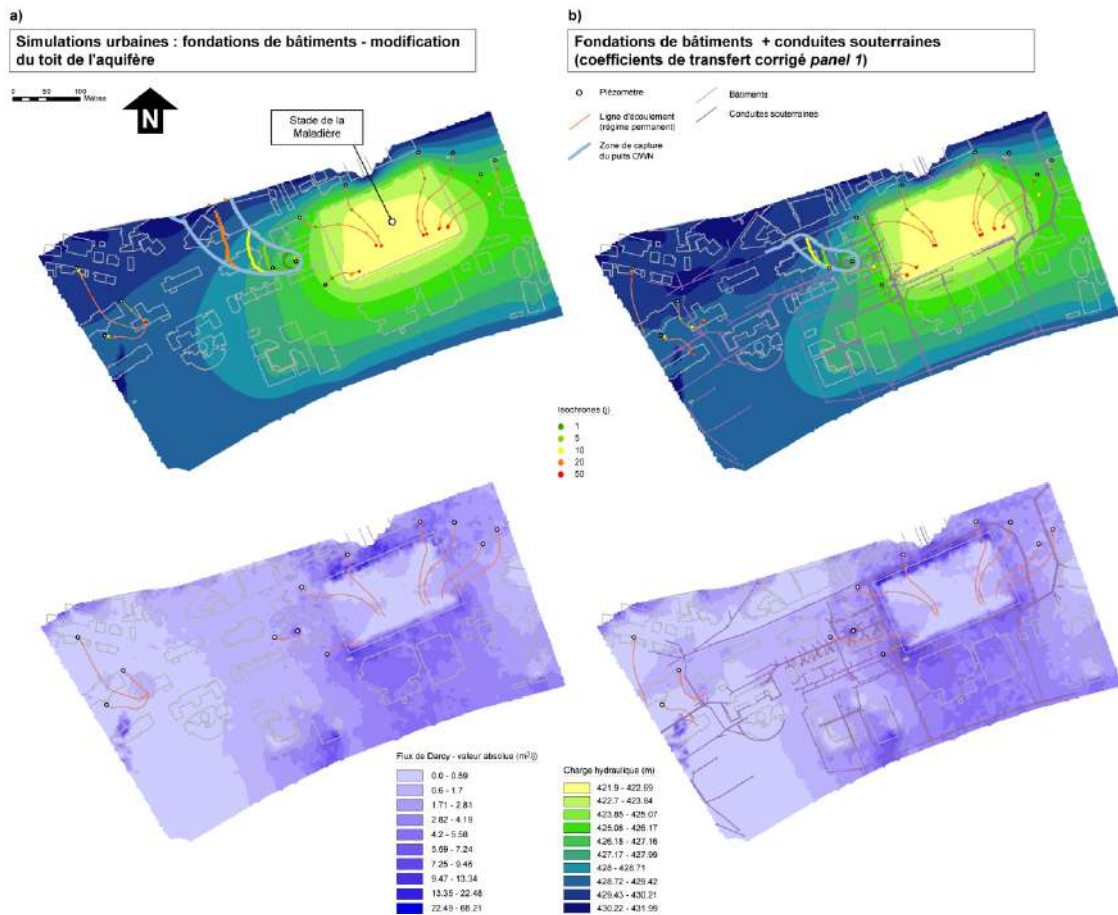


Fig. 4.23 : Résultats des simulations urbaines avec modifications du toit de l'aquifère (effet des fondations de bâtiments), charges hydrauliques (m), zone de capture du puits OWIN, « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) et vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur ( $\text{m}^2/\text{j}$ ). a) sans conduites souterraines ( $t_c = 7.7 \text{ j}$  ; en pompage) ; b) avec conduites souterraines (coefficients de transfert corrigé selon panel n°1) ( $t_c = 7.0 \text{ j}$  ; en pompage)

Un tel scénario, où les fondations de bâtiments sont considérées comme étant complètement perméables à l'écoulement de l'eau souterraine, et donc sous-entendant que l'intégralité du flux d'eau sortant est évacué par pompage/drainage, est évidemment irréaliste dans le cas de du complexe de la Maladière. Le sous-sol réel du bâtiment de la Maladière est complètement étanchéifié, les flux résiduels étant drainés hors du sous-sol. Ce scénario permet cependant de montrer l'effet qu'induirait un tel bâtiment, drainé sur trois étages en sous-sol.

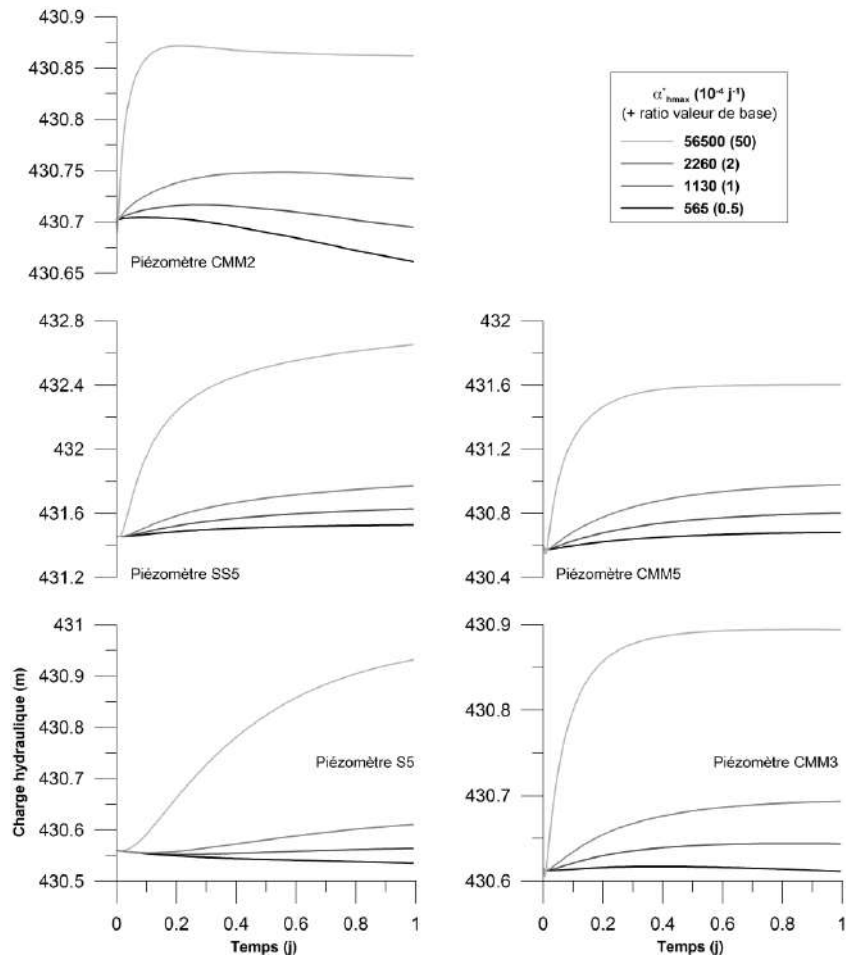
#### 4.4.4.3. Impact des conduites souterraines (modélisées en CLT) : séries temporelles en régime transitoire

La dynamique temporelle de l'impact sur les flux souterrains des conduites, modélisées au moyen de CLT (avec panel de coefficients de transfert corrigés  $\alpha_h^*$ ), a également été caractérisée. Les séries temporelles de charges hydrauliques pour les piézomètres proches du

<sup>179</sup> Surface de l'emprise du bâtiment : env.  $26'000 \text{ m}^2$  (périmètre = 600 m ; profondeur modélisée = 10 m ; aire du fond =  $20'000 \text{ m}^2$ ).

tronçon de conduite de type 1 (fig. 4.9)<sup>180</sup> sont montrées en figure 4.24 (localisation des piézomètres en fig. 4.24b).

a)



b)

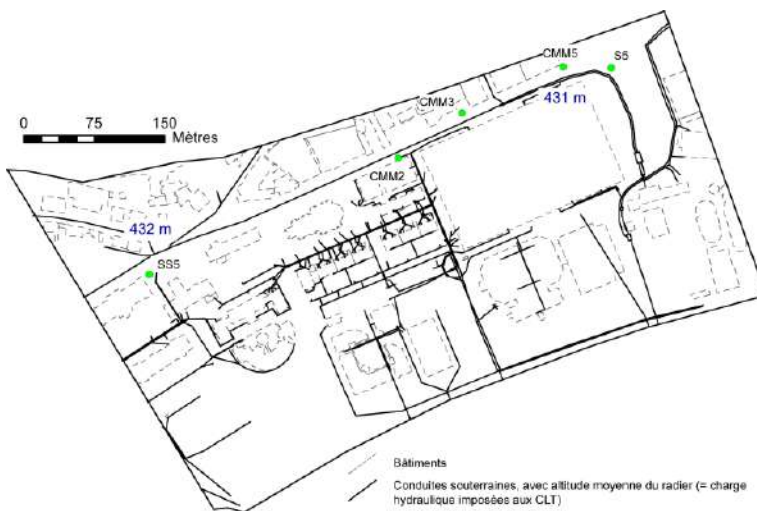


Fig. 4.24 : Séries temporelles de charges hydrauliques pour les piézomètres de l'aquifère de la Maladière situés à proximité du tronçon de conduite souterraine de type 1 (avec valeurs de  $\alpha_{h^*}^*$ ). a) séries temporelles ; b) localisation des piézomètres

<sup>180</sup> Aux valeurs faibles et moyennes de  $\alpha_h^*$ , l'influence des conduites de types 2 et 3 n'est pas décelable, raison pour laquelle les résultats des autres piézomètres ne sont pas montrés ici.

Ces courbes montrent ainsi la variation des charges hydrauliques de l'aquifère à proximité d'une conduite suite à l'adjonction d'une CLT associée à  $t = 0$ , pour chaque valeur de  $\alpha_h^*$  donnée. L'augmentation de charge hydraulique calculée est rapide<sup>181</sup> : les valeurs maximum sont atteintes en 0.2 j (5h), excepté pour le piézomètre S5, dont la dynamique est plus lente (maximum atteint après 1.5 j), mais cette augmentation est faiblement influencée par la valeur de  $\alpha_h^*$ . La valeur de  $\alpha_h^*$  a par contre un effet direct sur l'amplitude de variation de charge, cette amplitude étant toutefois limitée par la valeur maximale de charge, égale à la charge imposée sur les CLT à proximité : 432 m en amont du tronçon (vers piézomètre SS5, v. fig. 4.24b), 431 m en aval (vers piézomètre S5). Il est donc important de noter ici que la dynamique temporelle de variation de charges hydrauliques (et donc de perturbation de l'écoulement souterrain) est pratiquement *indépendante* des valeurs de coefficients de transfert  $\alpha_h^*$  associés aux CLT, et que ces valeurs ont par contre une *influence directe* sur l'*amplitude* de ces variations de charges (ce qui a aussi été observé avec les résultats en régime « pseudo-permanent » des simulations avec conduites/CLT ; § 4.4.4.2).

## 4.5. MODÈLE EN ÉLÉMENTS-FINIS 2-D DE CHYN CITY

### 4.5.1. CHYNcity : contexte urbain et hydrogéologique, modèle conceptuel et MEF (géométrie, limites, paramètres, temporalité)

Le MEF de CHYNcity est un modèle d'aquifère urbain fictif, uniquement destiné à tester des scénarios urbains similaires à ceux développés pour l'aquifère réel de la Maladière. Le but ici est de procéder aux mêmes types de simulations (de *base* et *urbaines* : qui incluent recharge hétérogène, conduites souterraines/CLT et fondations de bâtiments) à *des échelles d'espace et de temps* beaucoup plus grandes, afin de quantifier l'influence des changements d'échelle sur les impacts hydrodynamiques des différents éléments urbains.

La ville fictive de CHYNcity présente tous les attributs d'une ville d'importance moyenne : plusieurs densités d'urbanisation (et imperméabilisation associée des surfaces), réseaux souterrains d'évacuation des eaux usées et claires, structures diverses en sous-sol (fig. 4.25).

<sup>181</sup> Il est à noter que, pour le piézomètre CMM2 (et dans une moindre mesure le piézomètre S5), les charges hydrauliques *diminuent* passé la valeur maximale. C'est un effet de la non-stabilisation locale des charges hydrauliques d'une simulation à l'autre, ce qui provoque un léger rééquilibrage en cours de simulation (diminution ou augmentation selon les cas). Cet effet est particulièrement prononcé pour le piézomètre CMM2, de par sa proximité avec le puits OWN - qui induit de brutales et régulières perturbations des niveaux piézométriques de la zone.



Fig. 4.25 : Aquifère fictif modélisé de la CHYNcity et caractéristiques urbaines associées

Comme pour l’aquifère de la Maladière, les conduites souterraines ont été classées en 3 types hydrodynamiques, auquel des panels de coefficients de transfert corrigé  $a_h^*$  ont été associés. Afin de caractériser l’effet de la recharge hétérogène à cette échelle spatiale, et pour « simuler » une faible disponibilité de données concernant l’utilisation du sol urbain (contrairement au MEF de la Maladière), la recharge a été regroupée en zone de valeurs homogènes, selon la densité d’urbanisation (surfaces d’iso-densité d’urbanisation ; fig. 4.26)<sup>182</sup>. Les valeurs de recharge effective, par zone d’iso-urbanisation, sont ainsi des *fractions* de la valeur maximale  $\bar{Q}_{pmax}$ , assignée uniquement aux surfaces de type 1 (surfaces vertes ou très peu imperméabilisées), puis selon un ordre décroissant jusqu’aux surfaces de type 5 (forte urbanisation, imperméabilisation quasi-complète de la surface), où la recharge effective y a été postulée *globalement* égale à zéro. A l’instar des coefficients de transfert, ces valeurs ont été réparties en plusieurs panels de valeurs croissantes, multiples des valeurs de base (tableau 4.7), et utilisées dans les simulations urbaines successives.

Le système d’aquifères de CHYNcity, bien que fictif, montre toutefois une configuration qui se veut réaliste : il s’agit d’une vallée de 3 km de large et de 170 m de profondeur en moyenne, comprenant des formations moyennement perméables de moraines sur ses deux versants, et siège d’un aquifère alluvial bien perméable en son centre, où coule une rivière vers le « sud » du modèle (fig. 4.28a). La figure 4.27 présente la géologie, l’hydrogéologie, ainsi que les éléments hydrologiques du système d’aquifères de CHYNcity.

<sup>182</sup> La recharge n’a donc pas été individualisée pour chaque type de parcelle, comme c’était le cas pour le MEF de la Maladière.



Fig. 4.26 : Zone d'iso-densité d'urbanisation homogène, et valeurs de recharge effective associée (avec  $\bar{Q}_{pmax} = 1.6$  mm/j au droit des surfaces peu ou pas urbanisées (classe I))

Surface d'iso-densité d'urbanisation	Recharge effective [mm/j]					Rapport [-]
	I	II	III	IV	V	
Panel 1	1.6	1.2	0.8	0.4	0	1
Panel 2	3.2	2.4	1.6	0.8	0	2
Panel 3	8	6	4	2	0	5
Panel 4	16	12	8	4	0	10

Tableau 4.7 : Surfaces d'iso-densité d'urbanisation et panels de valeurs de recharge effectives associées

Le tableau 4.8 présente les paramètres hydrodynamiques du modèle pour les trois formations aquifères du système hydrogéologique de CHYNcity, montrant des valeurs croissantes de conductivité, porosité et compressibilité depuis les versants (moraines limono-sableuses) jusqu'au centre de la vallée (alluvion graveleuse).

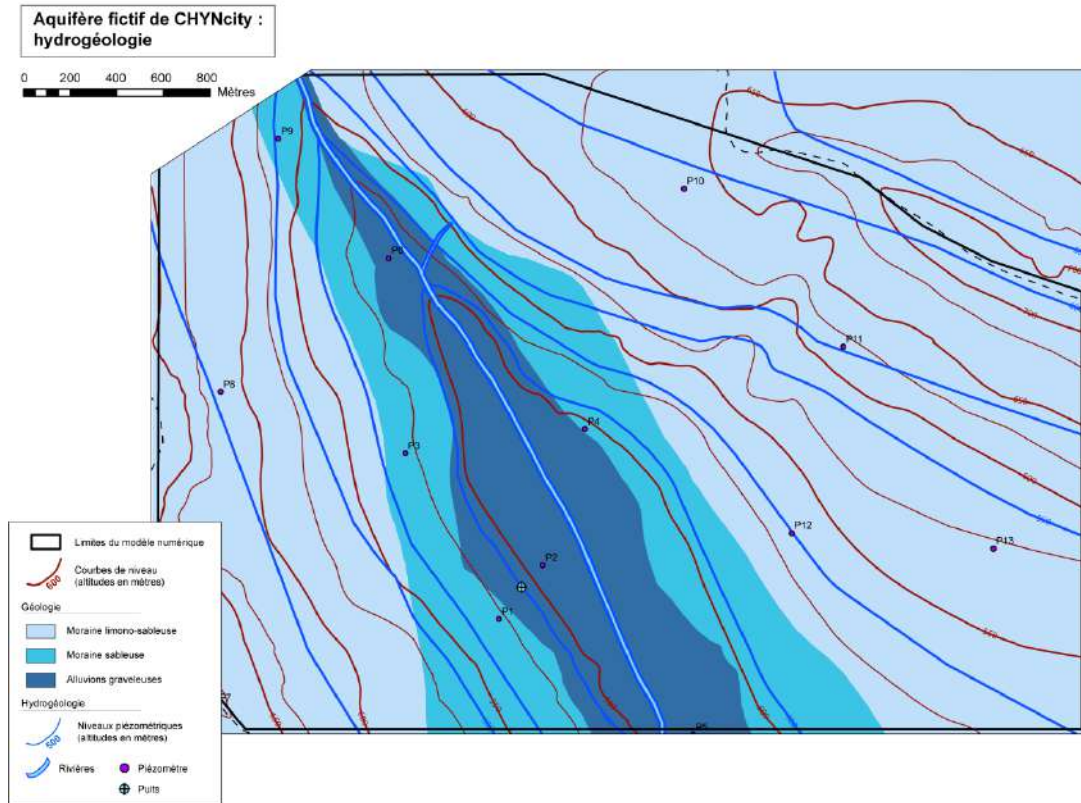


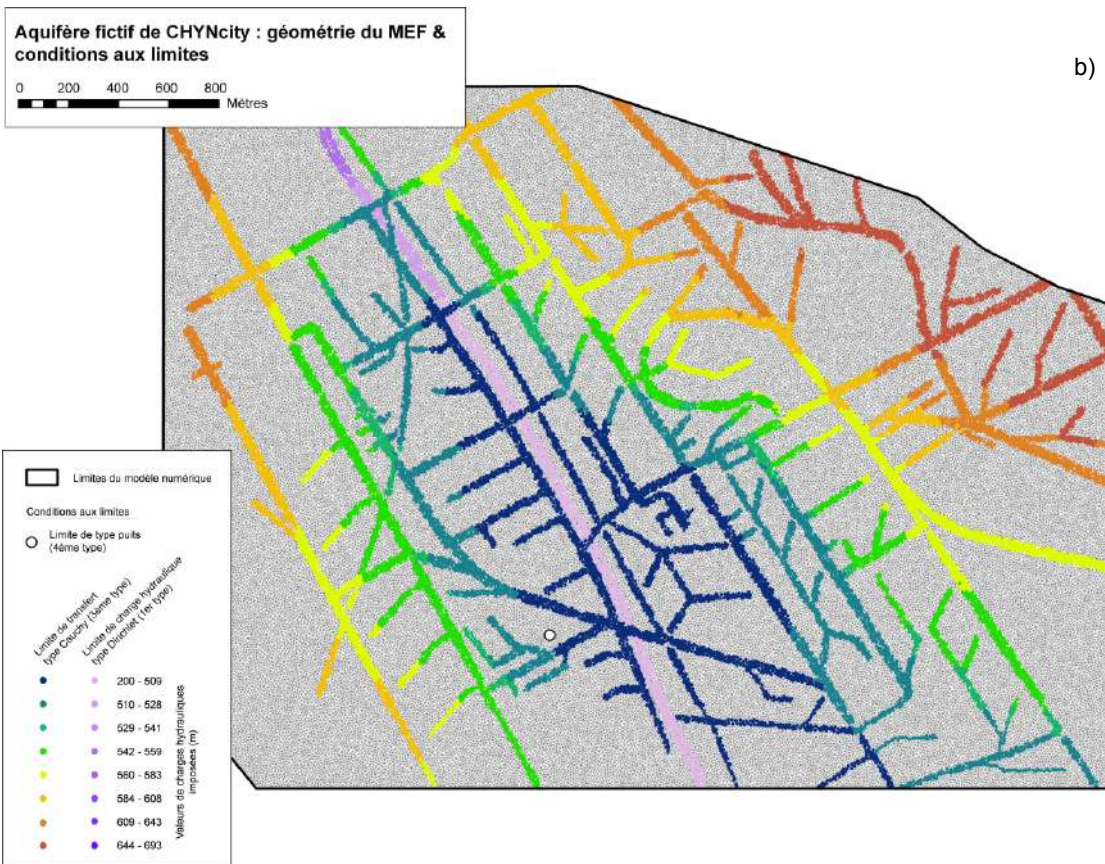
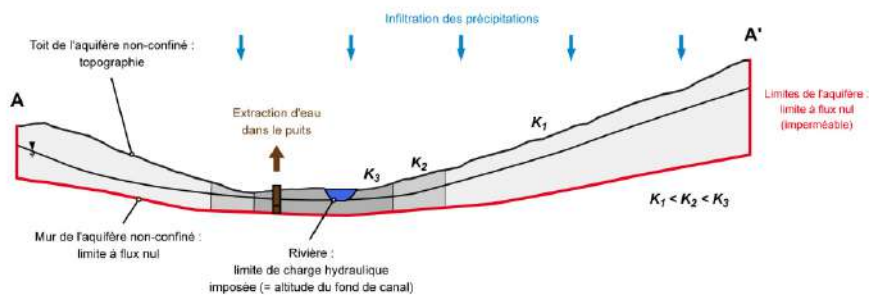
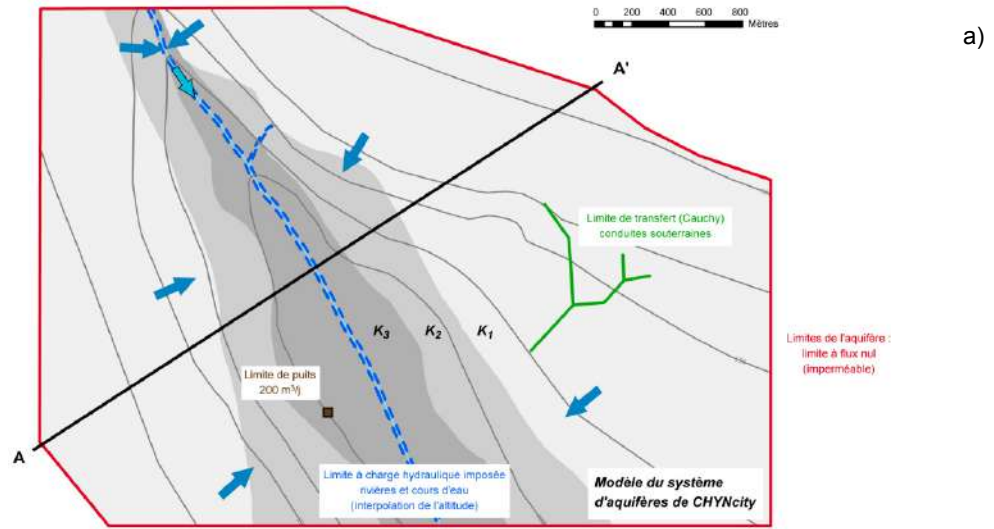
Fig. 4.27 : Hydrogéologie du système d'aquifères fictif modélisés de CHYNcity. La surface piézométrique représentée a été utilisée comme condition initiale de charge hydraulique pour la simulation de base

Paramètre hydrodynamique	Moraine limono-sableuse	Moraine sableuse	Alluvion graveleuse	Unités
Conductivité hydraulique $K$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-3}$	m/s
Facteur d'anisotropie $a$	1	1	1	-
Porosité efficace $\epsilon_e$	0.02	0.08	0.15	-
Compressibilité $S_o$ (ou coefficient d'emmagasinement spécifique)	0.002	0.002	0.02	1/m

Tableau 4.8 : Paramètres hydrodynamiques pour le MEF du système d'aquifères de CHYNcity

Enfin, la figure 4.28 présente le modèle conceptuel (fig. 4.28a), la géométrie et les limites du MEF (fig. 4.28b et 4.28c).

Le MEF de CHYNcity est un modèle d'écoulement 2-D horizontal non-confiné de 10 km<sup>2</sup> environ. Ce MEF contient 150'000 éléments triangulaires d'une taille moyenne d'environ 12 m de côté. L'épaisseur du MEF est variable (fig. 4.28b), passant de 50 m au centre de la vallée, à 160 m dans les versants, où sont localisées les formations limono-sableuses. Pour des raisons de simplification, les limites latérales du MEF, ainsi que le mur des trois formations aquifères, ont été définis en limites à flux nul (imperméables) (fig. 4.28a).



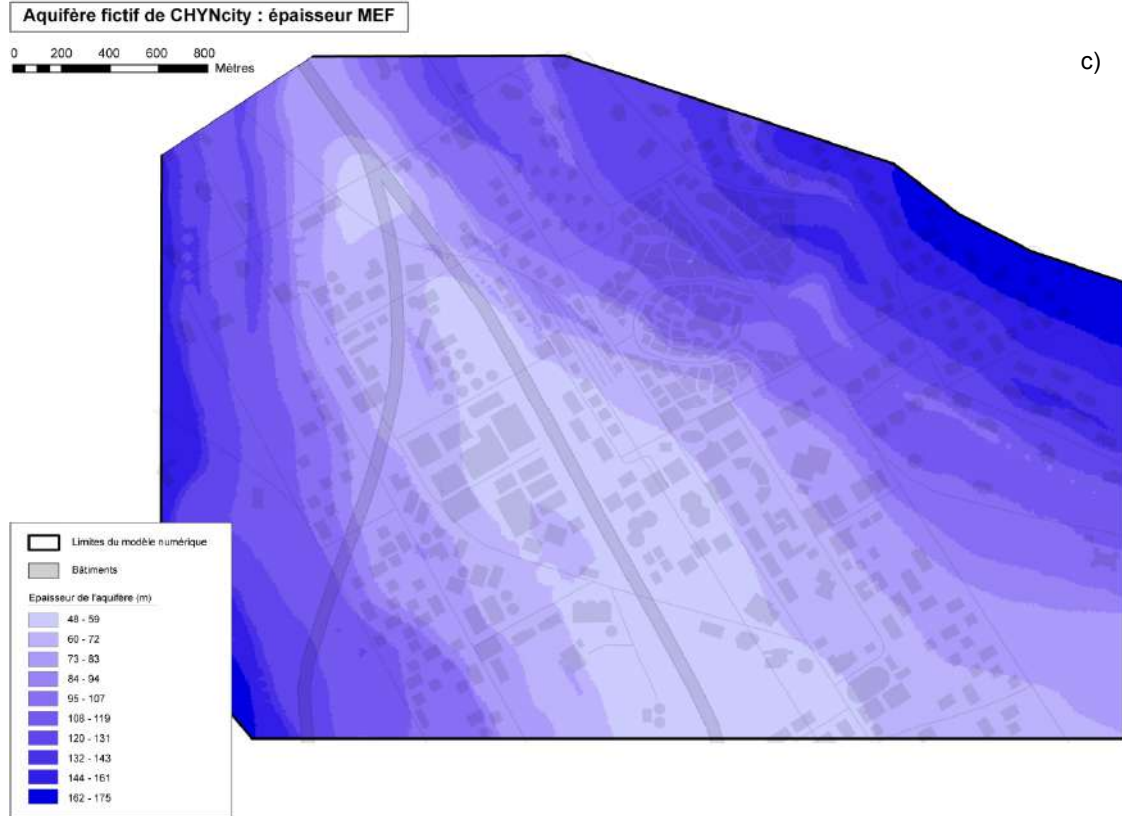


Fig. 4.28 : Modèles conceptuel et géométrie du MEF de CHYNcity. a) Modèle conceptuel des aquifères de la vallée de CHYNcity ; b) Géométrie du MEF de CHYNcity et conditions aux limites ; c) Epaisseurs du MEF de CHYNcity

Une limite de charge hydraulique imposée (1<sup>er</sup> type – Dirichlet) a été fixée sur la rivière en fond de vallée (charges imposées égales à l’altitude du fond de rivière ; interpolation linéaire ; fig. 4.28c) qui est ainsi la *zone unique d’exutoire* de l’aquifère modélisé. Les conduites souterraines ont été modélisées en CLT (3<sup>ème</sup> type – Cauchy), les charges hydrauliques imposées sur les limites étant égales aux altitudes des radiers de conduites, toutes postulées 2 m en-dessous de la surface topographique, pour simplifier la procédure. Comme mentionné ci-dessus, les coefficients de transfert corrigés  $\alpha_h^*$  ont été répartis en panels, selon trois types de conduites (cf. fig. 4.25). Le tableau 4.9 donne les panels de valeurs de ces coefficients. Enfin, un puits (4<sup>ème</sup> type - limite de puits) est également présent dans l’aquifère modélisée, pompant de façon permanente avec un débit de 200 m<sup>3</sup>/j (pas de fonction temporelle sur cette limite).

Type de conduite	Coefficient de transfert corrigé maximum [10 <sup>-4</sup> 1/j]			Rapport [-]
	Type 1	Type 2	Type 3	
Panel 1	790	54	1.4	1
Panel 2	7900	540	14	10
Panel 3	79000	5400	140	100
Panel 4	7.90E+05	54000	1400	1000
Panel 5	1.98E+06	1.35E+05	3500	2500
Panel 6	3.95E+06	2.70E+05	7000	5000

Tableau 4.9 : Panel de coefficients de transfert corrigé maximums pour les 3 types de conduites définis dans le MEF de CHYNcity

Pour les simulations (base et urbaines) en régime transitoire avec le MEF de CHYNcity, les paramètres temporels et critères de convergence suivants ont été utilisés :

<b>Paramètres de temps pour les simulations en régime transitoire</b>		
<b>Paramètre</b>	<i>Valeur</i>	<i>Unités</i>
Durées de simulations	300-1000	jours
Pas de temps initial	0.33 (8)	jours (h)
Pas de temps maximal	0.66 (16)	jours (h)
Critère de convergence	Root Mean Square error norm (RMS)	
Tolérance d'erreur	$10^{-4}$	-

Tableau 4.10 : Paramètres temporels et critères de convergence pour les simulations (base et urbaines) en régime transitoire pour le MEF de CHYNcity

#### 4.5.2. Résultats des simulations de base (sans éléments urbain)<sup>183</sup>

Plusieurs simulations en régime transitoire ont été effectuées pour le MEF de CHYNcity de base (sans CLT ni recharge hétérogène) avec une valeur fixe et homogène de terme-source  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j. Le résultat final, ici aussi en régime « pseudo-permanent »<sup>184</sup>, est donné dans la figure 4.29 (temps de simulation  $t_s = 2100$  j).

La configuration générale des flux souterrains dans le MEF de CHYNcity se fait ainsi des versants vers la rivière (modélisée en limite à charge hydraulique imposée), selon un gradient hydraulique relativement régulier. Les valeurs de flux sont très homogènes sur l'ensemble du domaine modélisé (moyenne à  $30$  m<sup>2</sup>/j ; flux de Darcy moyen égal à  $0.5$  m/j pour une épaisseur saturée moyenne de  $60$  m), excepté dans la zone au contact amont de la rivière, où les flux augmentent fortement dans une zone restreinte au contact de la rivière (jusqu'à  $> 3000$  m<sup>2</sup>/j ( $> 50$  m/j)). Cette augmentation est la conséquence du changement de géométrie de l'aquifère modélisé dans cette zone (changement abrupt d'épaisseur), provoquant localement une différence de charge hydraulique élevée entre la charge imposée sur la rivière et les charges environnantes modélisées dans l'aquifère.

Le puits, quant à lui, ne crée pas de dépression piézométrique notable dans l'aquifère modélisé, et sa zone de capture<sup>185</sup> est relativement étroite. Les isochrones des lignes de flux (depuis les piézomètres - et le puits, en mode « vers l'arrière ») donnent des temps de résidence compris entre  $700$  et  $1200$  jours pour une particule d'eau entrant dans l'aquifère depuis ses limites latérales de versant. Pour donner quelques exemples : la vitesse linéaire moyenne de l'eau souterraine calculée au droit du piézomètre P1 (proche du puits)<sup>186</sup> est de  $0.9$  m/j (pour une porosité moyenne de  $0.15$  dans cette formation) ; la vitesse linéaire moyenne de l'eau souterraine au droit du piézomètre P11 est de  $1.1$  m/j (pour une porosité moyenne de  $0.02$ ).

<sup>183</sup> Toutes les techniques de calculs et de mise au point des données géographiques, ainsi que le traitement des données de simulations étant identiques à ceux effectués pour le MEF de la Maladière, il ne sera pas détaillé plus avant ces techniques pour le MEF de CHYNcity (se référer à la section 4.4 et aux diverses annexes associées).

<sup>184</sup> Remarque valable également pour les simulations suivantes (urbaines).

<sup>185</sup> Les zones de capture du puits de CHYNcity aux instant  $t$  ont été obtenues selon le même procédé que pour le MEF de la Maladière. Cf. note 145 et 184.

<sup>186</sup> Cf. fig. 4.27 pour la localisation des piézomètres d'observation.

Exutoire unique de l'écoulement souterrain dans l'aquifère modélisé, la rivière au centre de la vallée draine  $1.07 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{j}$  d'eau, le long de ses deux berges (de longueur totale = 6500 m).

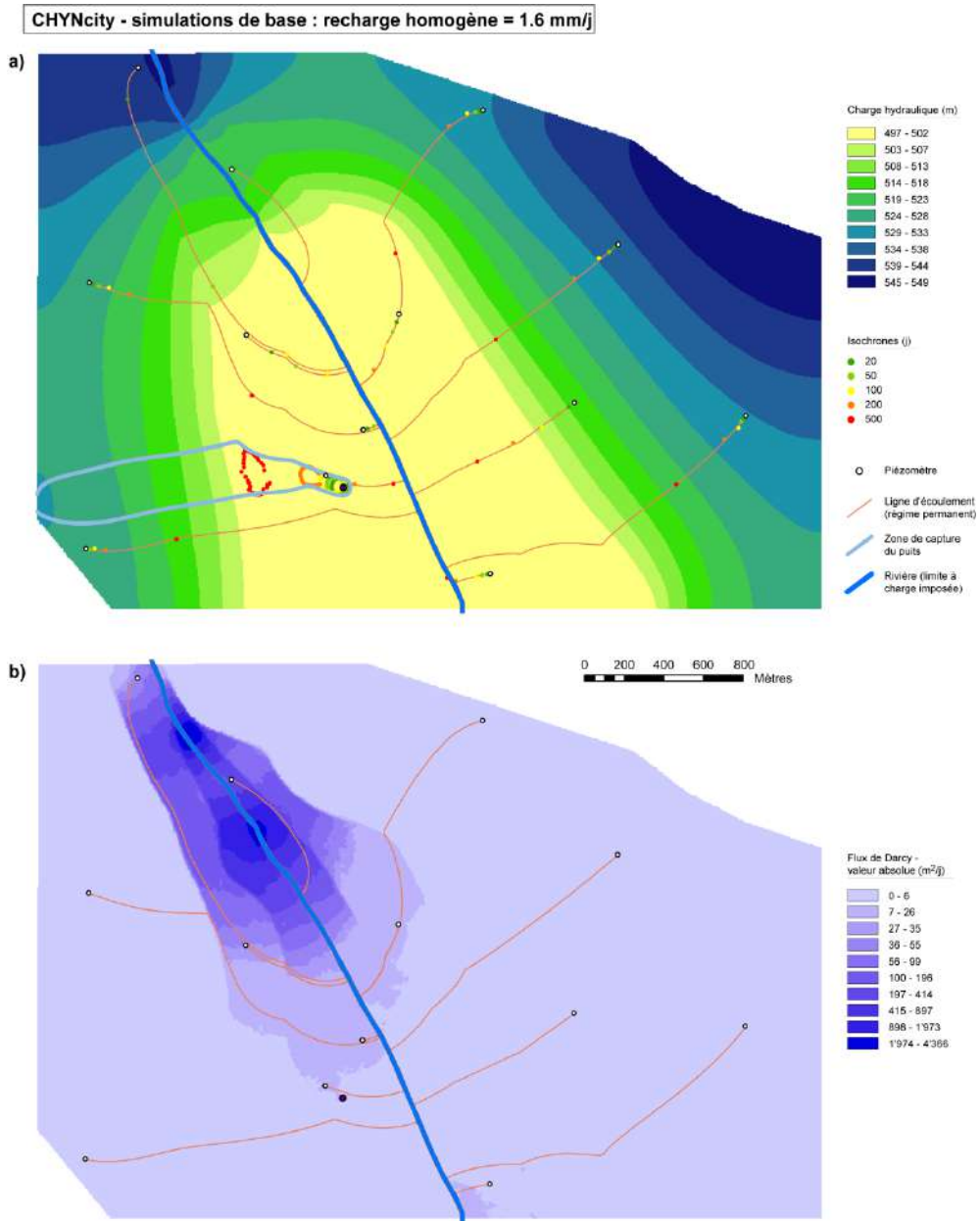


Fig. 4.29 : Résultats des simulations de base pour le MEF de CHYNcity (à  $t_s = 2100 \text{ j}$ ) avec un terme source homogène  $\bar{Q}_p = 1.6 \text{ mm/j}$ . a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur ( $\text{m}^2/\text{j}$ )

### 4.5.3. Résultats des simulations urbaines (avec éléments urbains)

Une série de simulations dites « urbaines » a été effectuée avec le MEF de CHYNcity, selon des panels de valeurs de recharge hétérogène  $\bar{Q}_p$  et de coefficients de transfert corrigés  $\alpha_h^*$  (pour les conduites souterraines modélisées en CLT), ainsi qu'en intégrant les modifications du toit de l'aquifère, afin de simuler l'emprise souterraine des bâtiments.

Comme pour le MEF de la Maladière, les différences entre les valeurs nodales de charges hydrauliques et flux de Darcy pour les simulations urbaines et celles des simulations de *base* ont été calculées selon la systématique suivante (valable pour chaque scénario de simulation, mais ici uniquement avec le modèle de base à recharge *homogène* = 1.6 mm/j (fig. 4.29)) :

- Différences nodales de charges hydrauliques (m) avec la simulation de base à recharge homogène  $\bar{Q}_p = 1.6 \text{ mm/j}$  :  $\Delta H_{Rh}$
- Différences nodales de flux de Darcy ( $\text{m}^2/\text{j}$ ) avec la simulation de base à recharge homogène  $\bar{Q}_p = 1.6 \text{ mm/j}$  :  $\Delta q_{Rh}$

Ces valeurs de différences nodales seront donc systématiquement utilisées par la suite.

#### 4.5.3.1. Recharge effective hétérogène

Les simulations urbaines ont été effectuées avec des valeurs de recharge effective hétérogène croissantes (selon la répartition spatiale hétérogène du terme-source  $\bar{Q}_p$  par zones d'iso-densité d'urbanisation, fig. 4.26 ; et panels de valeurs de  $\bar{Q}_p$  du tableau 4.7). La figure 4.30 montre les cartes<sup>187</sup> de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  pour chaque panel de recharge effective hétérogène (zonale) pour le MEF de CHYNcity.

L'augmentation des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  est ainsi principalement concentrée vers les bordures latérales (versants de la vallée) du MEF, où ces valeurs deviennent significatives dès le panel n°3 de  $\bar{Q}_p$  ( $\bar{Q}_{p\max} = 8 \text{ mm/j}$ ). Cette forte augmentation de la piézométrie sur les versants est en partie un artefact du modèle : les limites latérales étant imperméables, l'apport d'eau dans le modèle par la recharge effective « verticale » simulée est immédiatement compensé, mécaniquement, par une augmentation de la charge hydraulique dans le MEF, phénomène dont l'amplitude croît avec l'augmentation de la distance à l'exutoire (ici la rivière au centre de la vallée). Phénomène également amplifié par les conductivités hydrauliques plus petites dans les versants de la vallée qu'en son centre (fig. 4.27)<sup>188</sup>, et bien sûr par la densité d'urbanisation plus faible (surfaces d'iso-densité de type 1 et 2 plus nombreuses) à cet endroit qu'au centre du modèle.

<sup>187</sup> La configuration générale des écoulements étant quasi-identique à celles des simulations de base, les cartes de charges hydrauliques et flux de Darcy ne sont pas présentées dans ce paragraphe.

<sup>188</sup> Ces artefacts du modèle n'apparaissent toutefois que pour des valeurs de  $\bar{Q}_{p\max}$  très élevées, pour ne pas dire irréalistes, ce qui ne porte pas atteinte de façon problématique à l'interprétation des résultats des simulations avec le MEF de CHYNcity.

CHYncity - simulations urbaines avec recharge effective hétérogène (zonale) :  
cartes de  $\Delta H_{Rh}$  (m) et  $\Delta q_{Rh}$  (m<sup>2</sup>/j)

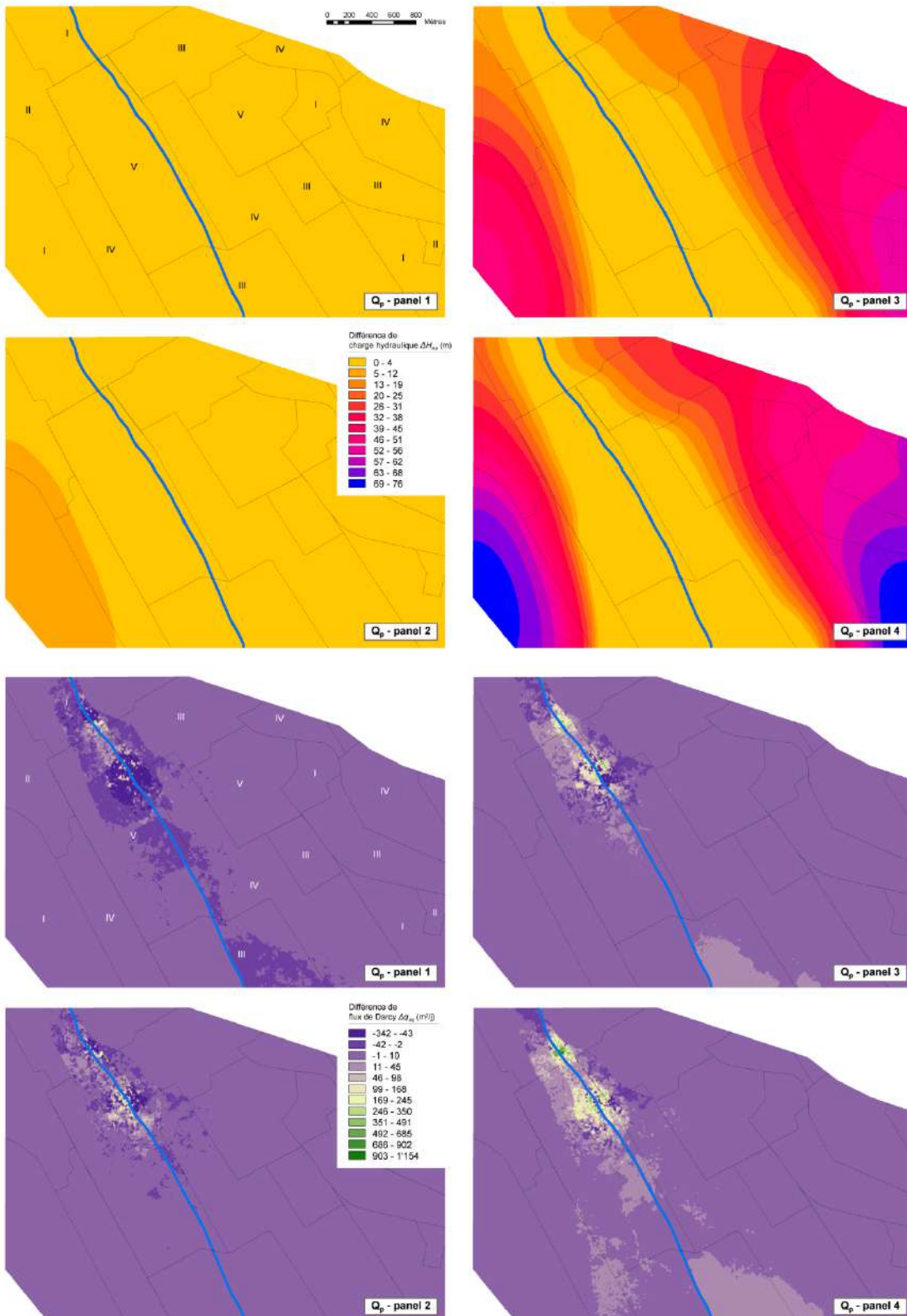


Fig. 4.30 : Simulations urbaines avec panels de recharge effective hétérogène (zonale) : cartes de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$

L'augmentation des valeurs de  $\Delta q_{Rh}$  est principalement concentrée sur la même zone, qui montrait déjà des valeurs de flux de Darcy plus importante qu'ailleurs dans le MEF (partie 4.5.2). Pour le panel n°1 de  $\bar{Q}_p$ , certaines zones de la partie avale de la vallée montre des  $\Delta q_{Rh}$  négatives, conséquence de la diminution globale de la recharge effective au centre de la vallée (du fait de l'imperméabilisation des surfaces plus importante ; avec dominance de zones d'iso-densité d'urbanisation III à V), et ainsi, corrélativement, des flux d'eau dans l'aquifère modélisé. A l'inverse, pour le panel n°4, des zones de  $\Delta q_{Rh}$  positives apparaissent dans cette même partie de l'aquifère, du fait d'afflux latéraux importants depuis les versants, qui contrebalancent le relatif déficit de recharge effective verticale au centre de la vallée.

Les figures 4.31 et 4.32 présentent les courbes cumulatives de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$ , et les graphiques de relation entre les valeurs de recharge effective hétérogène  $\bar{Q}_{pmax}$ , et la moyenne pondérée de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$ , respectivement.

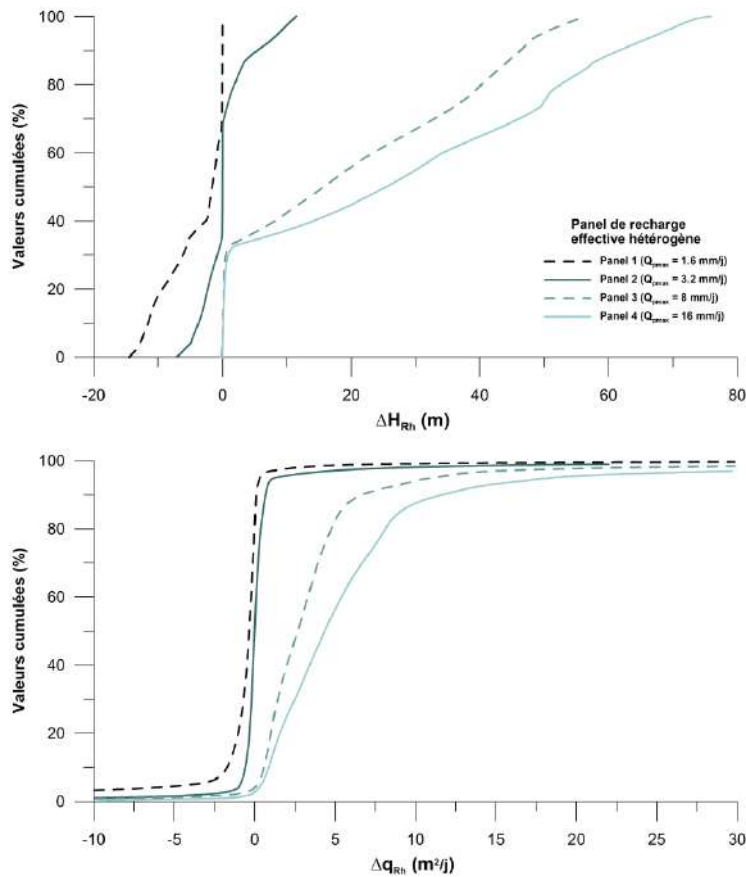


Fig. 4.31 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : courbes cumulatives des différences avec les simulations de base à recharge effective homogène  $Q_p = 1.6 \text{ mm/j}$  ;  $\Delta q_{Rh}$  et  $\Delta H_{Rh}$

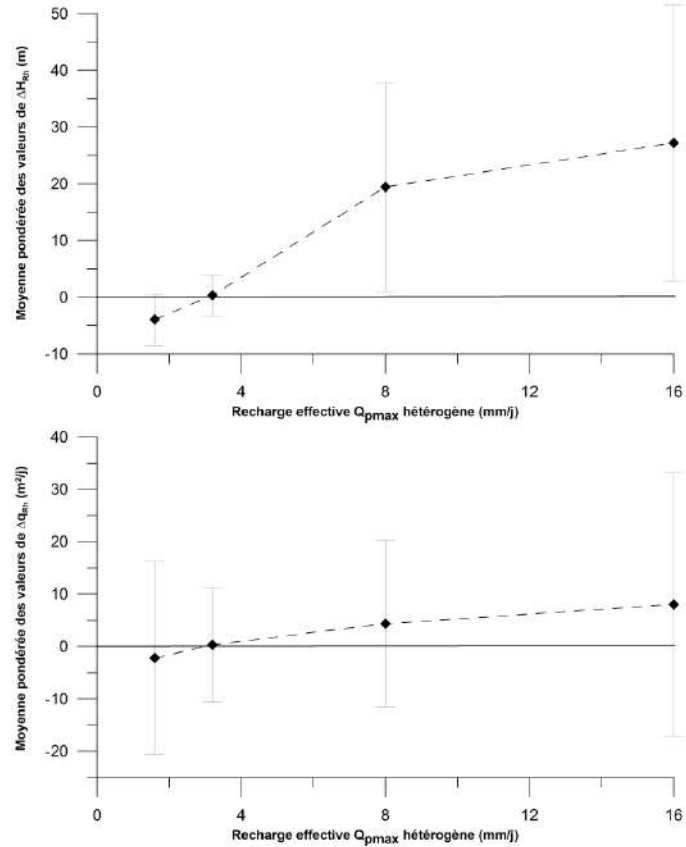


Fig. 4.32 : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : graphiques de relation entre les valeurs de recharge effective hétérogène et les moyennes pondérées (avec écarts-type) des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$

Comme le confirme les courbes et graphiques des fig. 4.31 et 4.32 pour les panels n°1 et 2 de  $\bar{Q}_p$ , l'important est de constater ici que pour des valeurs moyennes – basses, ( $\bar{Q}_{pmax} = 1.6 - 3.2$  mm/j), le modèle d'écoulement ne présente pas de différences importantes avec les résultats des simulations de base. Les  $\Delta H_{Rh}$  sont comprises entre -4 m et +1 m (fig. 4.32), avec une moyenne à +0.3 m (30% des valeurs comprises entre -0.03 et +0.01 m pour les panels n°1 et 2 (fig. 4.31) - ce qui est négligeable à cette échelle spatiale. Les  $\Delta q_{Rh}$  sont comprises entre -2 et +0.5  $m^2/j$  (-0.03 et +0.008  $m^2/j$  pour une épaisseur saturée moyenne de 60 m) (fig. 4.32), moyenne à -0.9  $m^2/j$  (-0.015  $m^2/j$ ), 80% des valeurs comprises entre -1  $m^2/j$  et +0.6  $m^2/j$  (-0.02 et +0.01  $m^2/j$ ) pour les panels n°1 et 2 (fig. 4.31). Les résultats montrent que la recharge effective hétérogène zonale, lorsqu'elle reste dans les limites de valeurs réalistes bien entendu, n'induit pas de perturbations notables des flux souterrains dans le MEF de CHYNcity<sup>189</sup>.

#### 4.5.3.2. Conditions aux limites de transfert et coefficients de transferts corrigés

Les simulations urbaines incluant les conduites souterraines ont été effectuées avec des valeurs de coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  croissants (selon la répartition spatiale fig. 4.28b et panels de valeurs de  $\alpha_h^*$  du tableau 4.9 (trois types de conduites)), et avec un terme-source de recharge effective homogène  $\bar{Q}_p = 1.6$  mm/j. La figure 4.33 présente les résultats obtenus (temps de simulation  $t_s = 650$  j) pour les simulations avec le panel n°2 de valeurs de  $\alpha_h^*$ .

<sup>189</sup> Des conclusions pratiquement similaires ont été formulées pour le MEF de la Maladière (§ 4.4.4.2).

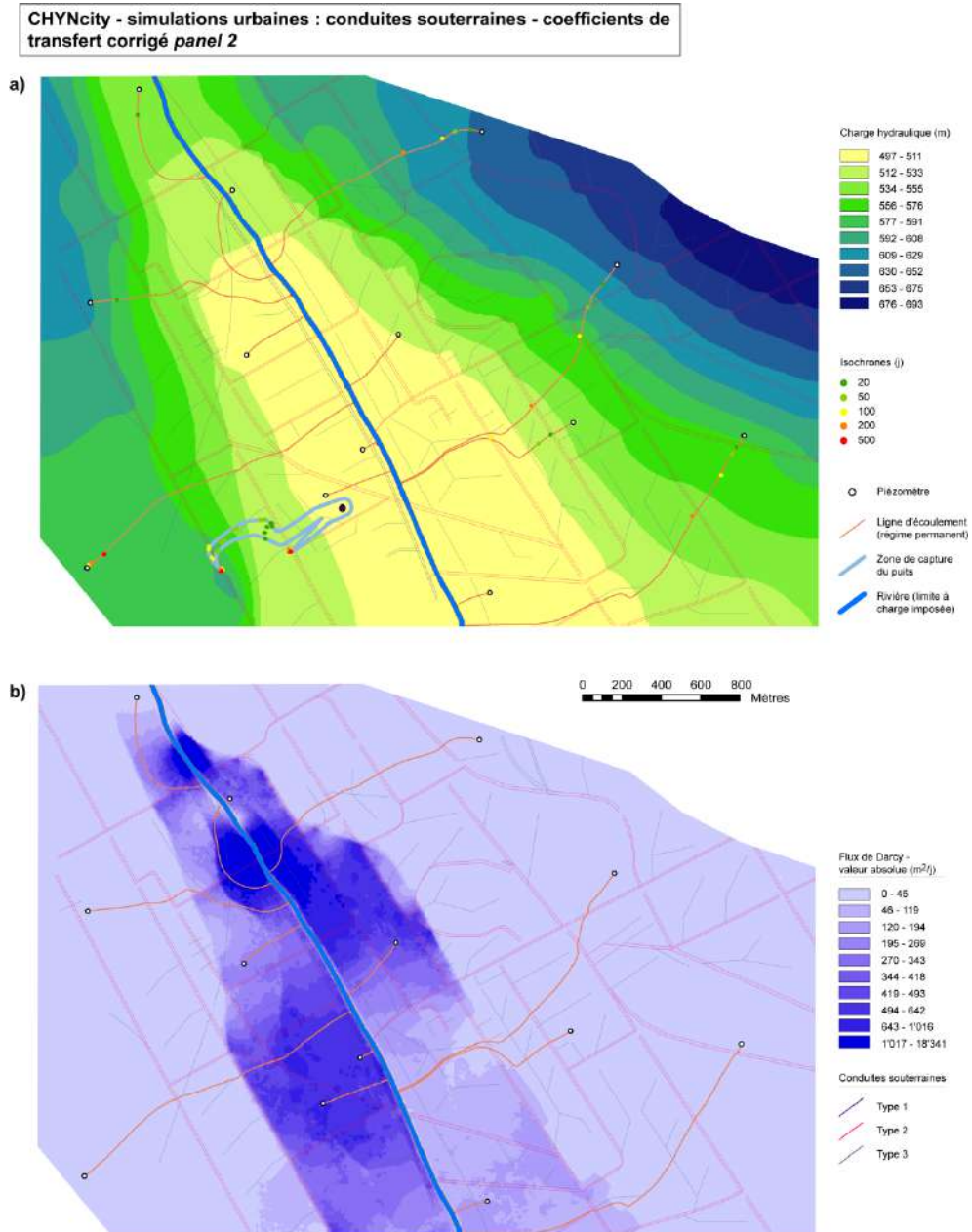


Fig. 4.33 : Résultats des simulations urbaines pour le MEF de CHYNcity ( $t_s = 650$  j) avec présence de conduites souterraines et coefficients de transfert corrigé selon panel n°2 (tableau 4.9). a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones) ; b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

Dans l'aquifère modélisé, les conduites de type 2 (avec ce panel :  $\alpha_h^* = 0.079 \text{ j}^{-1}$ )<sup>190</sup> induisent de faibles mais notables perturbations locales de la configuration des charges hydrauliques, et principalement dans la formation perméable du centre de la vallée (déflexion des lignes de flux ; fig. 4.33). La zone de capture du puits est ainsi tributaire de la présence de conduites à proximité, et est ainsi scindée en deux parties, une des branches se terminant en amont au niveau d'une conduite de type 2 (fig. 4.33a). Les flux de Darcy sont ainsi globalement plus élevés au centre de la vallée (dans la formation d'alluvions), conséquence de l'apport latéral

<sup>190</sup> L'influence de la conduite de type 1 (collecteur principal en fond de vallée, parallèle à la rivière) n'est pas bien visible, car masquée en partie par l'effet de la rivière (limite à charge hydraulique imposée) à proximité.

d'eau, en amont, en provenance des conduites sur les versants (fig. 4.33b). Ce phénomène est particulièrement visible dans la région du puits et des piézomètres P1 et P2 (totalement indépendamment du pompage). Dans cette optique, la figure 4.34 représente les  $\Delta q_{Rh}$ <sup>191</sup> obtenus pour chaque panel de  $\alpha_h^*$ . L'influence du quadrillage de conduites de type 2 sur les flux d'eau souterraine dans la formation alluvionnaire au centre de la vallée ressort ainsi clairement des cartes de la figure 4.34, et ce dès les valeurs de  $\alpha_h^*$  du panel n°2. Les conduites de type 3 n'ont pratiquement aucun effet pour les premiers panels de  $\alpha_h^*$ , mais également les conduites de type 2 dans les formations morainiques moyennement perméables des versants de la vallée.

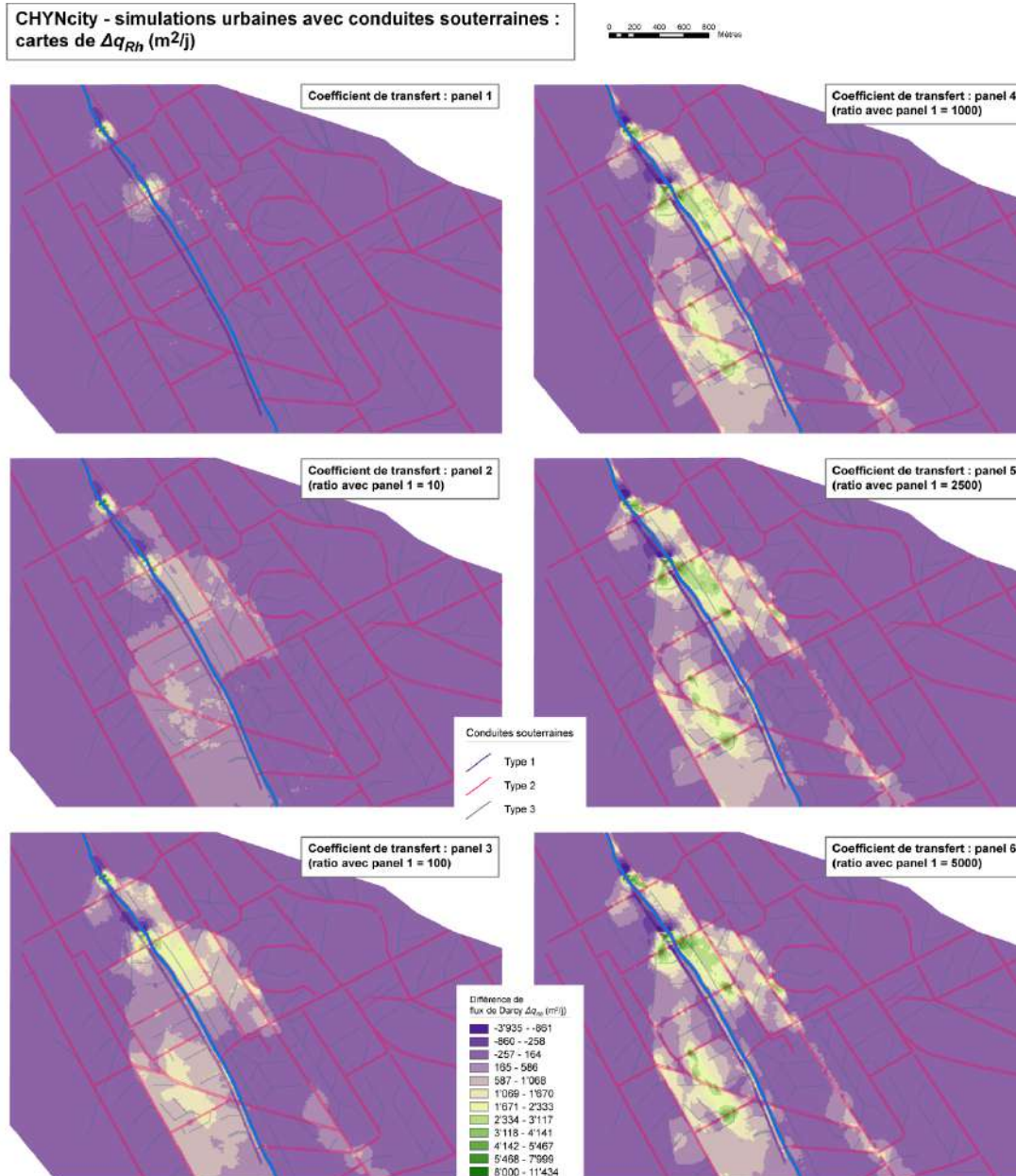


Fig. 4.34 : Simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT : cartes de  $\Delta q_{Rh}$

<sup>191</sup> Présentant graphiquement moins d'intérêt pour la discussion (cf. infra), les cartes de  $\Delta H_{Rh}$  sont présentées en annexe IV-12.

Les figures 4.35 et 4.36 présente en graphique les valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  - courbes cumulatives et graphiques des valeurs de  $\Delta q_{Rh}$  (l'effet prépondérant que montrent les conduites de type 2 sur l'écoulement souterrain a conduit à utiliser de préférence les valeurs de  $\alpha_h^*$  du type 2 dans les graphiques, fig. 4.35 et 4.36)<sup>192</sup>. Lors de l'augmentation des valeurs de  $\alpha_h^*$ , les valeurs de  $\Delta q_{Rh}$  augmentent également rapidement, les distributions des  $\Delta q_{Rh}$  devenant identiques dès le panel n°2 (fig. 4.35), avec 25% des valeurs de  $\Delta q_{Rh}$  supérieures à 20 m<sup>2</sup>/j (0.3 m/j) et montrant des valeurs extrêmes pour les panels n°3 à 6 (8% des valeurs supérieures à 2000 m<sup>2</sup>/j (33 m/j ; valeurs non représentées sur le graphique de la figure 4.35). Pour le panel n°1, les valeurs restent modestes, avec 75% des  $\Delta q_{Rh}$  comprises entre -5 et +25 m<sup>2</sup>/j (-0.08 et +0.42 m/j)<sup>193</sup>. La figure 4.36 montre ainsi que la moyenne de  $\Delta q_{Rh}$  se stabilise vers +200 m<sup>2</sup>/j à partir du panel n°3 ( $\alpha_h^* = 0.54 \text{ j}^{-1}$  ( $5400 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ )) et que les différences restent modestes pour le panel n°1 ( $\Delta q_{Rh}$  moyenne = 30 m<sup>2</sup>/j (0.5 m/j)) et deviennent significatives dès le panel n°2 (90 m<sup>2</sup>/j (1.5 m/j)).

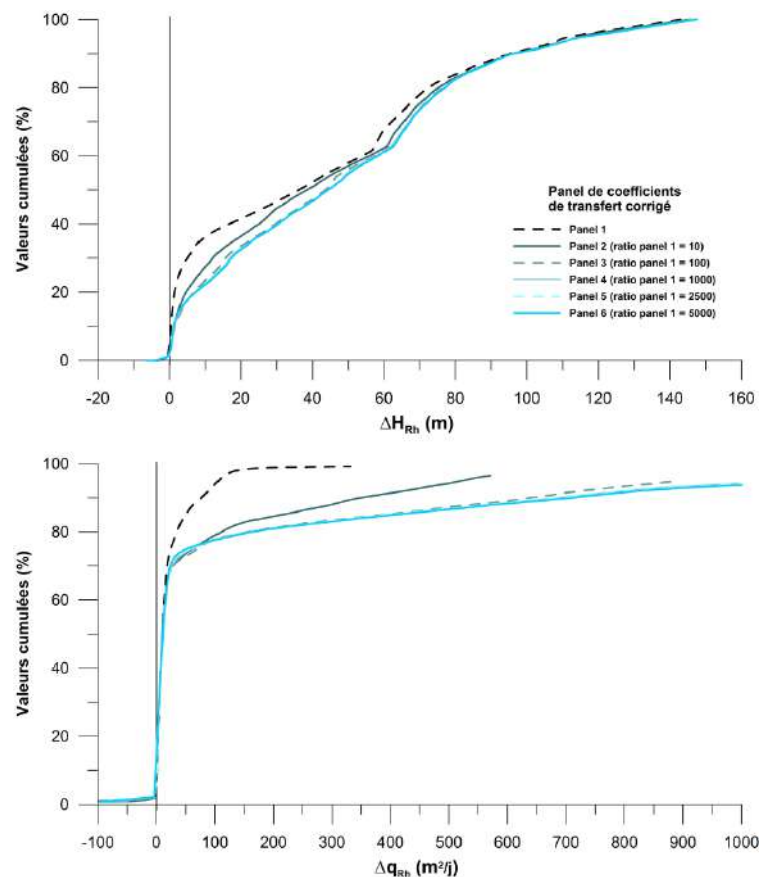


Fig. 4.35 : Simulations urbaines avec conduites souterraines / CLT : courbes cumulatives des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$

<sup>192</sup> Phénomène déjà visible pour les simulations avec recharge effective hétérogène, conséquence de la configuration du MEF de CHYNcity, l'augmentation des charges hydrauliques dans le modèle suite à l'apport externe d'eau se fait préférentiellement sur les versants de la vallée, rapidement et de façon assez homogène avec l'augmentation des valeurs de  $\alpha_h^*$ . Par conséquent, les courbes cumulatives et les moyennes pondérées de valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  sont pratiquement identiques dès le panel de  $\alpha_h^*$ , n°2 (ainsi seul le panel n°1 montre des résultats un peu différents ; fig. 4.35 et 4.36). Il est donc difficile d'interpréter de façon pertinente l'effet des conduites en se basant sur les valeurs de  $\Delta H_{Rh}$ , raison pour laquelle la suite de la discussion se base uniquement sur les valeurs de  $\Delta q_{Rh}$ .

<sup>193</sup> Pour rappel, les valeurs de flux de Darcy en m/j sont calculées pour une épaisseur saturée moyenne de 60 m.

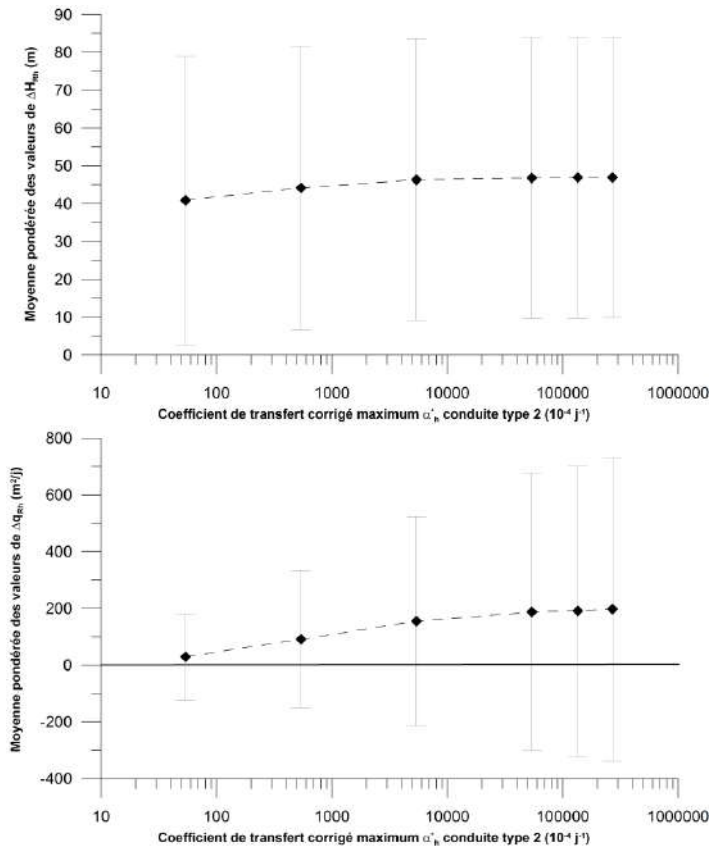


Fig. 4.36 : Simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT : graphiques semi-log de relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  (conduite type 2) et les moyennes pondérées (avec écarts-type) des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta Q_{Rh}$

Sur la figure 4.37, les flux sortants et entrants calculés sur les CLT (courbes I et leur ratio sur courbe II) sont mis en relation avec les valeurs de  $\alpha_h^*$ . A l'identique des simulations avec le MEF de la Maladière, les valeurs croissantes de  $\alpha_h^*$  induisent une augmentation du débit total exfiltré dans les conduites (flux sortant, courbes I), stabilisant ainsi le ratio flux entrant / flux sortant vers une valeur de 1.4 (panels n°4 à 6, courbe II). Cet équilibrage des flux entrants et sortants sur les CLT est la conséquence de l'augmentation générale des charges hydraulique dans le modèle (cf. annexe IV-12), qui crée ainsi localement des configurations où la charge hydraulique calculée dans l'aquifère est plus élevée que la charge imposées sur la CLT, ce qui engendre un flux sortant sur ces limites (selon équ. 4.9). Les flux sortants et entrants sur les CLT se stabilisent alors progressivement autour d'une valeur de  $1.5 \cdot 10^7 \text{ m}^3/\text{j}$  (pour une valeur de  $\alpha_h^*$  type 2 =  $27 \text{ j}^{-1}$  ( $270'000 \cdot 10^{-4} \text{ j}^{-1}$ )<sup>194</sup>. Enfin, la courbe III sur la figure 4.37 montre le ratio du flux sortant<sup>195</sup> du modèle avec CLT / flux sortant modèle de base, qui varie de 5 (panel n°1) à 20 (panels n°5 et 6), conséquence mécanique de l'afflux massif d'eau en provenance des conduites souterraines sur l'ensemble du domaine modélisé.

<sup>194</sup> Ces valeurs de  $\alpha_h^*$  sont équivalentes à une conductivité hydraulique  $K_p = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  pour les conduites de type 2 (pour une épaisseur saturée moyenne de 60 m). Valeur de conductivité équivalente évidemment peu réaliste pour des conduites souterraines.

<sup>195</sup> Pour rappel, les flux sortant du MEF se font sur la limite à charge imposée de la rivière en aval ( $Q_{out} = 1.07 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{j}$ ).

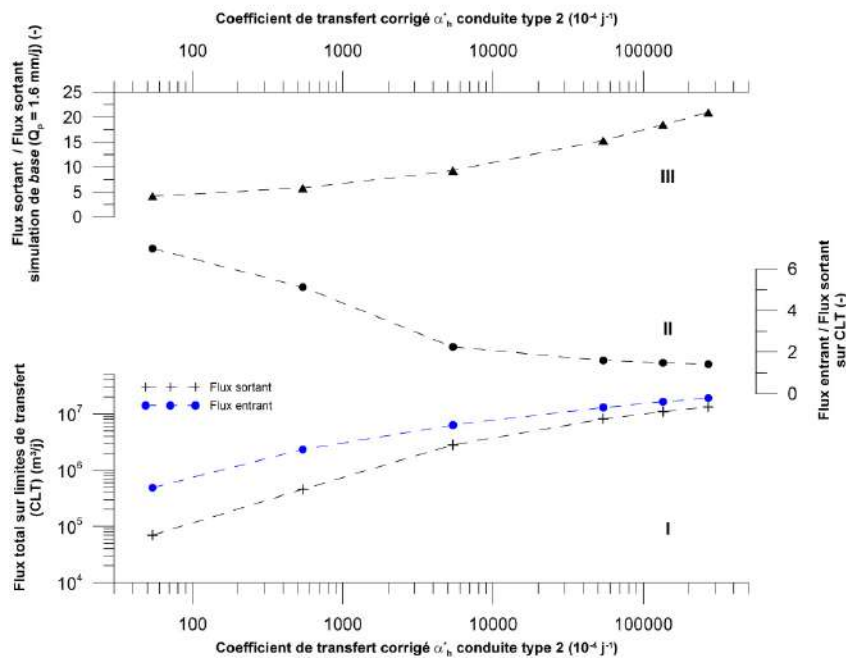


Fig. 4.37 : Simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT : courbes log-log et semi-log de relation entre les valeurs de coefficient de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  (conduite type 2) et les flux entrant/sortant modélisés. I) Flux totaux sur CLT ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ; II) Ratio flux sortant / flux entrant sur CLT (-) ; III) Ratio flux total sortant / flux sortant modèle de base à recharge homogène

#### 4.5.3.3. Modification du toit de l'aquifère modélisé

Des simulations 2-D comprenant les effets des fondations de bâtiments (modification du toit de l'aquifère modélisé ; fig. 4.38) ont été réalisés avec le MEF de CHYNcity, avec écoulement à surface libre contraint. A l'instar du MEF de la Maladière, l'intégration des fondations de bâtiments dans le MEF de CHYNcity s'est fait par abaissement local du toit de l'aquifère modélisé. L'abaissement a été de - 10 m au droit des grands bâtiments (sites industriels, tours du centre-ville, etc.), et de - 4 m au droit des autres bâtiments (immeubles locatifs, maisons individuelles et autres bâtiments). Les deux classes de bâtiments sont localisées sur la figure 4.38.

La figure 4.39 présente les résultats des simulations à  $t_s = 1460$ . La forte densité de bâtiments profonds (- 10 m de fondations) au centre de la vallée (deux zones de chaque côté de la rivière) induit un abaissement important de la piézométrie dans la formation aquifère alluvionnaire<sup>196</sup>. Cet abaissement modifie ainsi la configuration générale de l'écoulement souterrain dans cette formation, la plupart des lignes de flux se terminant dans les deux dépressions créées par lesdits bâtiments, et inversant le gradient hydraulique dans la zone du puits (zone de capture se terminant en « amont » à la limite de rivière).

<sup>196</sup> Effet encore accentué par la faible profondeur du niveau piézométrique dans la formation d'alluvions du centre de la vallée, qui passe de -20 m (bordure externe) à -2 m (contact avec la limite de rivière).

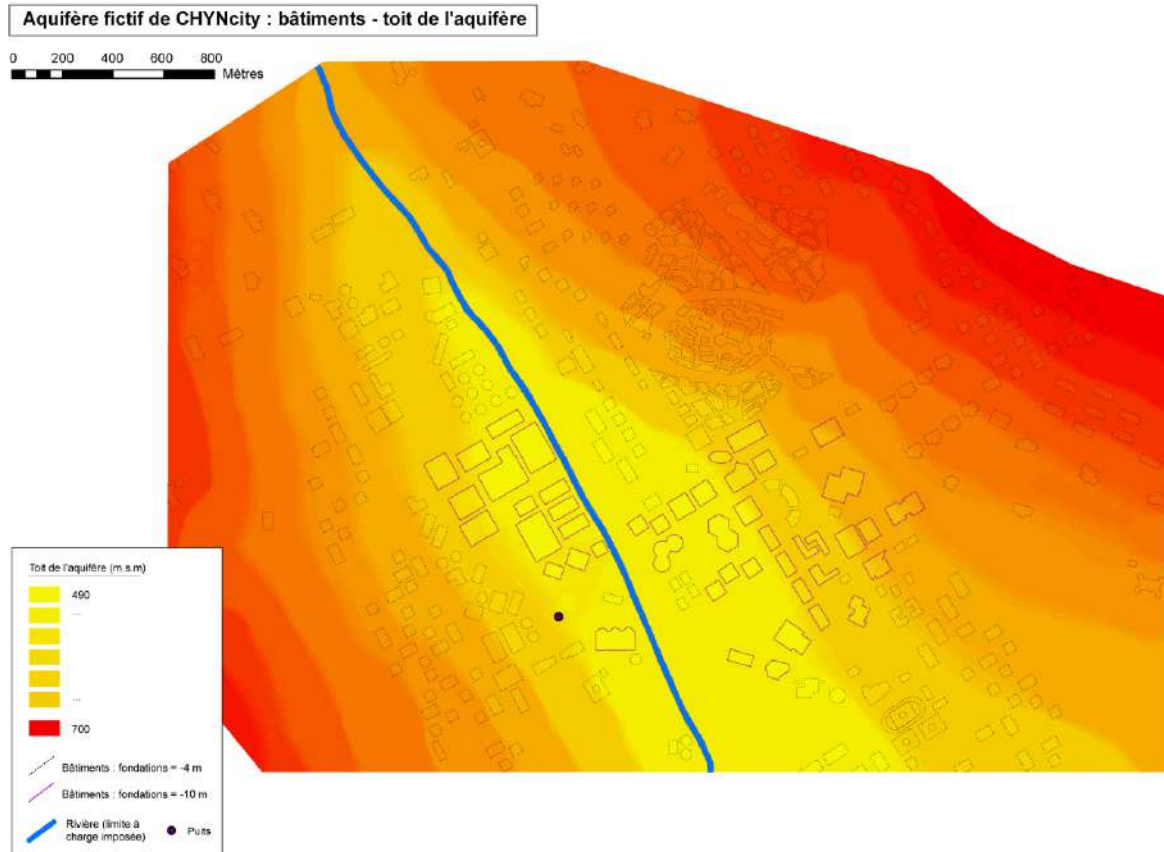


Fig. 4.38 : Intégration des fondations de bâtiments (2 classes de fondations) dans le MEF de CHYNcity : toit de l'aquifère modélisé (m.s.m)

Le débit sortant de la dépression causée par la zone industrielle en rive droite de la rivière (polygone en pointillé sur fig. 4.39) a été calculé à  $1.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce qui équivaut à un flux unitaire de  $3.4 \text{ m}^3/\text{j}$  sur la surface de l'emprise en sous-sol de ce secteur industriel<sup>197</sup>. Ces valeurs de débit très élevées sont le résultat, entre autres, de la forte conductivité hydraulique ( $5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ) de la formation alluvionnaire où ces bâtiments sont localisés. Enfin, de manière encore plus visible ici que dans le MEF de la Maladière, les bâtiments peu profonds (- 4 m de fondations) n'induisent quant à eux aucune perturbation locale notable des flux d'eau souterraine.

Ici aussi, comme pour les simulations dans l'aquifère de la Maladière, hypothèse est faite que les fondations de bâtiments sont *complètement perméables* à l'écoulement de l'eau souterraine, et donc que le flux d'eau sortant est évacué définitivement du MEF par pompage/drainage (non-simulé per se). Hypothèse forte qui explique de pareilles perturbations de la configuration des charges et flux à petite échelle pour le MEF de CHYNcity. A noter également que l'échelle spatiale régionale de modélisation induit une « zonation » des perturbations. Conséquence de la diminution de la résolution spatiale des calculs de modélisation, la perturbation induite par chaque bâtiment n'est plus identifiable lorsque la densité de construction est élevée (exemples des zones industrielle susmentionnées). L'influence de quelques bâtiments isolés est toutefois décelable à cette échelle spatiale, à l'exemple de la perturbation des lignes de flux en provenance des piézomètres P5 et P13.

<sup>197</sup> Surface de l'emprise du secteur industriel :  $318'500 \text{ m}^2$  (périmètre = 2350 m ; profondeur modélisée = 10 m ; aire du fond =  $295'000 \text{ m}^2$ ).

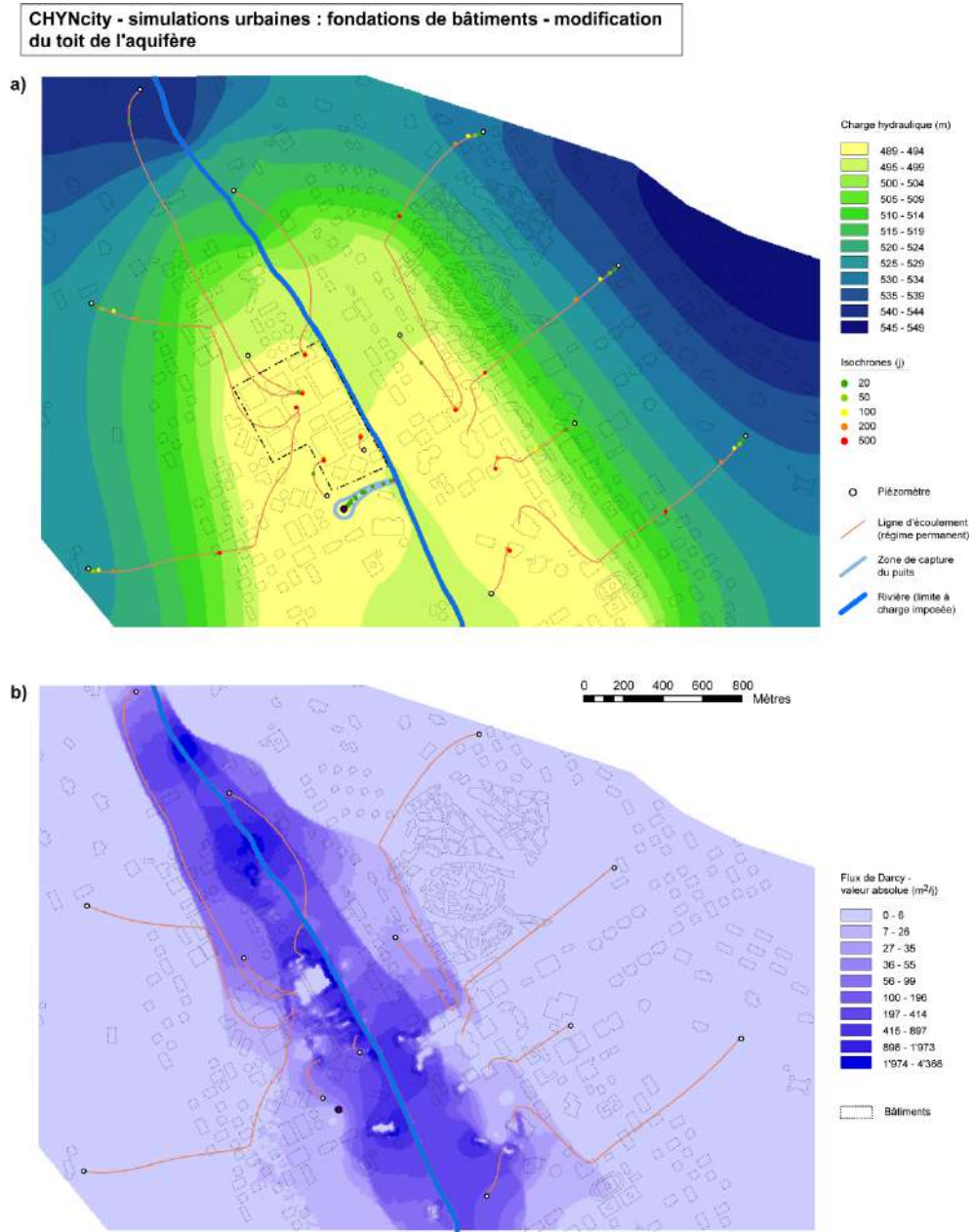


Fig. 4.39 : Résultats des simulations urbaines pour le MEF de CHYNcity ( $t_s = 1460$  j) avec modifications du toit de l'aquifère (effet des fondations de bâtiments). a) charges hydrauliques (m), zone de capture du puits et « particle tracking » pour le puits et les points d'observations (avec valeurs d'isochrones); b) vitesses de Darcy absolues, intégrées sur l'épaisseur (m<sup>2</sup>/j)

#### 4.6. COMPARAISON DES MODÈLES MALADIÈRE ET CHYNcity : EFFETS DU CHANGEMENT D'ÉCHELLE SPATIALE SUR L'INFLUENCE HYDRODYNAMIQUE DES ÉLÉMENTS URBAINS MODÉLISÉS

En comparant les paramètres normalisés<sup>198</sup> des simulations avec le MEF de la Maladière et celui de CHYNcity, et en confrontant les ratios de valeurs de flux (et écarts-types relatifs de charge hydraulique) entre les simulations urbaines et celles de base, il est possible de caractériser l'effet du changement d'échelle spatiale sur l'influence hydrodynamique des familles d'éléments urbains étudiés ici (recharge effective hétérogène, conduites souterraines, fondations de bâtiments). Il a ainsi été constaté que l'influence des éléments urbains, notamment l'hétérogénéité de la recharge et les conduites souterraines, *décroit* avec l'augmentation de la zone considérée (en passant donc d'une échelle locale à une échelle régionale). Bien que difficilement visible lors de l'étude séparée des résultats du MEF de la Maladière (échelle cartographique : 1/2000 à 1/3000) et ceux du MEF de CHYNcity (échelle cartographique : 1/15000 à 1/20000), cette décroissance est ainsi mieux décelable lorsque les résultats sont normalisés puis comparés simultanément. Les paragraphes qui suivent présentent plus en détails ces observations, pour chaque famille d'éléments urbains modélisés.

##### *Recharge effective hétérogène*

Pour la comparaison des résultats des deux MEF, concernant les simulations urbaines avec recharge hétérogène, une recharge effective équivalente totale  $\bar{Q}_{\text{ptot}}$  a été calculée, par multiplication de la recharge effective  $\bar{Q}_p$  hétérogène par les aires effectives de recharge pour chaque MEF, puis par normalisation selon l'aire totale de chaque MEF. Ceci dans le but d'effectuer la comparaison avec des valeurs  $\bar{Q}_{\text{ptot}}$  de même ordre de grandeur<sup>199</sup>. Le critère retenu ici pour la comparaison des résultats des MEF est le ratio entre le flux sortant de chaque modèle à recharge hétérogène et le flux sortant du modèle de base à recharge homogène. La figure 4.40 présente les résultats sous forme de graphique.

La différence entre les deux MEF est ainsi clairement visible sur ce graphique. Bien que l'augmentation des ratios de flux se fasse de façon linéaire pour les deux MEF, les coefficients des deux droites diffèrent d'un facteur 70. Alors que les ratios dépassent rapidement la valeur de 1 pour le MEF de la Maladière, les ratios pour le MEF de CHYNcity restent proches de cette valeur, montrant ainsi la faible influence de la recharge hétérogène (par surface d'isodensité d'urbanisation) pour ce MEF. Pour le MEF de CHYNcity, la valeur d'ordonnée à l'origine (0.99 pour un modèle à  $\bar{Q}_{\text{ptot}} = 0$ ) renforce ainsi le constat du *peu d'influence* de la recharge hétérogène pour ce modèle<sup>200</sup>.

<sup>198</sup> Ces manipulations simples permettent, en partie, de s'affranchir des spécificités de chaque MEF (paramètres hydrodynamiques, configuration spatiale, type de conditions aux limites, etc.). Raisonement identique pour les ratios de flux, utilisés également comme critères de comparaison.

<sup>199</sup> Cf. annexe IV-13 pour une brève description des calculs de  $\bar{Q}_{\text{ptot}}$  et ratios de flux sortants.

<sup>200</sup> A noter toutefois qu'une partie du flux sortant du MEF de CHYNcity est retiré du bilan hydrique là où  $h > z$  (écoulement à surface libre non-contraint). Ce qui induit une légère sous-estimation des ratios de flux sortants (aux hautes valeurs de  $\bar{Q}_{\text{ptot}}$  seulement ; et ce phénomène se déroule uniquement dans quelques zones limitées du modèle (au total env. 50 ha).

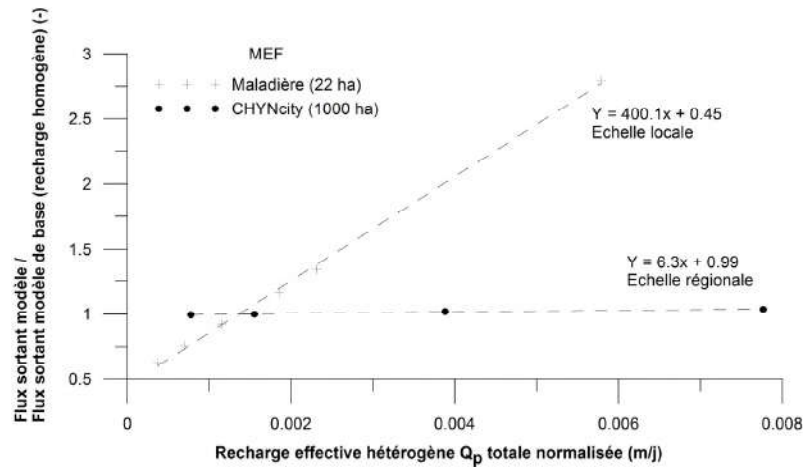


Fig. 4.40 : Graphique de  $\bar{Q}_{p\text{tot}}$  normalisée vs. ratio du flux sortant modèle / flux sortant modèle de base à  $\bar{Q}_p$  homogène. Valeurs du MEF de la Maladière et du MEF de CHYNcity

### Conduites souterraines / CLT

Pour la comparaison des résultats des deux MEF, concernant les simulations urbaines avec conduites souterraines/CLT, les coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  ont été pondérés (en fonction du ratio de l'aire d'influence<sup>201</sup> de chaque type de conduite), puis normalisés par l'aire totale d'influence des conduites dans chaque MEF<sup>202</sup>. Les critères choisis ici pour la comparaison des résultats des deux MEF sont 1) le ratio entre le flux sortant de chaque modèle avec conduites et flux sortant du modèle de base à recharge homogène ; et 2) le ratio entre le flux total entrant dans le MEF par les CLT (donc équivalent à l'*exfiltration* des conduites dans l'aquifère) et le flux sortant du modèle<sup>203</sup>. La figure 4.41 présente les résultats sous forme de graphiques.

Lors des simulations urbaines avec CLT, effet visible sur la figure 4.41, le MEF de CHYNcity répond de façon moins prononcée que celui de la Maladière aux changements de valeurs de coefficients de transfert. Ainsi, pour le MEF de CHYNcity, à échelle spatiale régionale, les ratios de flux se stabilisent plus rapidement (fig. 4.41a), et à des valeurs plus basses (fig. 4.41 a et b) qu'à l'échelle locale.

D'autre part, les ratios de flux sortants (fig. 4.41a) sont *plus élevés* (facteur 10 environ) pour les simulations intégrant les conduites/CLT que pour les simulations à recharge hétérogène, montrant ainsi l'*plus significatif* des conduites souterraines modélisées sur la perturbation des flux d'eau souterraine.

<sup>201</sup> Dans les logiciels SIG (avec des données de PGEE par exemple), les conduites sont des éléments *linéaires*, donc impossibles à utiliser tel quels dans le logiciel FEFLOW. Des zones-tampon (« buffer ») autour des conduites (2 m pour la Maladière, 3 m pour CHYNcity) ont donc été calculées dans un SIG pour l'intégration des conduites dans les MEF. Cette opération transforme des éléments linéaires en *polygones*, dont il est possible de calculer l'*aire d'influence*.

<sup>202</sup> Cf. annexe IV-14 pour une brève description des calculs de coefficients de transferts pondérés-normalisés  $\alpha_{h\text{norm}}^*$  et des ratios de flux sortants.

<sup>203</sup> Pour les deux MEF, ces flux ont lieu aux limites de charge hydraulique imposée (1<sup>er</sup> type - Dirichlet).

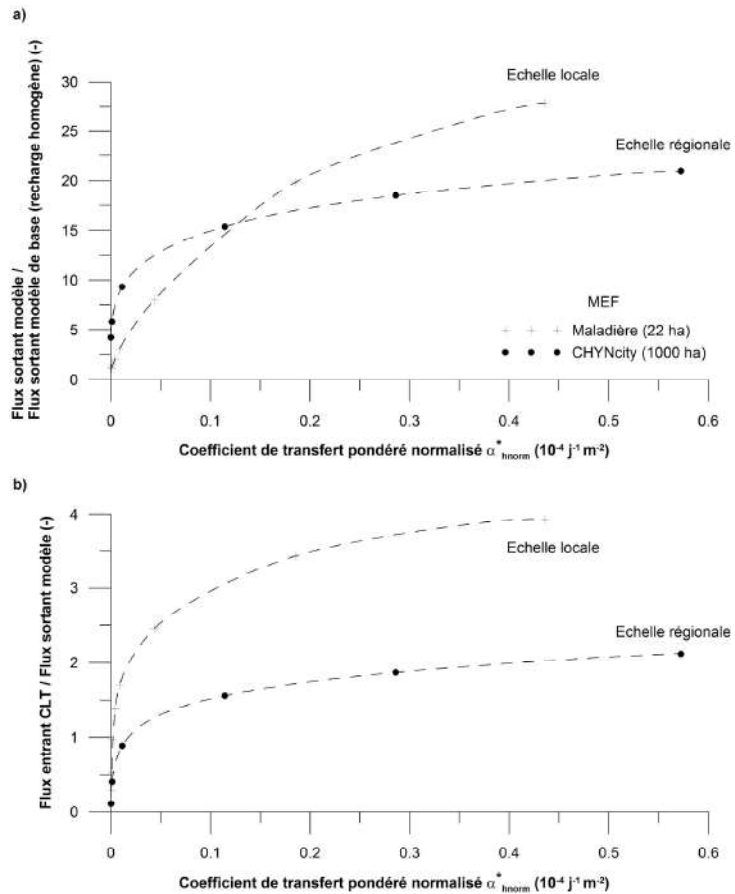


Fig. 4.41 : Graphiques de  $\alpha_{hnorm}^*$  vs.: a) ratio du flux sortant modèle / flux sortant modèle de base à  $\bar{Q}_p$  homogène ; b) ratio flux sortant CLT / flux sortant modèle. Valeurs pour le MEF de la Maladière et CHYNcity

La figure 4.42 synthétise les résultats des MEF de la Maladière et de CHYNcity pour les différences de charges hydrauliques  $\Delta H_{Rh}$  et flux de Darcy  $\Delta q_{Rh}$ , exprimées par leurs valeurs d'écart-type relatifs (écart-type  $\sigma$  sur moyenne  $\mu$ )<sup>204</sup> – qui permettent ainsi une mesure de la dispersion des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  pour chaque valeur de paramètre des simulations urbaines.

Concernant les simulations avec recharge hétérogène pour le MEF de CHYNcity (fig. 4.42b), il est possible de constater une stabilisation de la dispersion des valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  pour les deux MEF aux alentours de la même valeur de  $\bar{Q}_{ptot}$  normalisée (0.002 m/j). Les deux MEF montrent toutefois des comportements différents avec les valeurs de  $\bar{Q}_{ptot}$  normalisée plus faibles : écart-types relatifs positifs et de valeurs élevées pour le MEF de la Maladière, écart-types relatifs négatifs pour le MEF de CHYNcity. Les résultats des simulations avec CLT pour le MEF de CHYNcity montrent une dispersion pratiquement constante des valeurs de  $\Delta H_{Rh} - \Delta q_{Rh}$  (fig. 4.42a). Alors que celles du MEF de la Maladière montrent des tendances contradictoires : diminution de la dispersion de  $\Delta q_{Rh}$  avec l'augmentation de  $\alpha_{hnorm}^*$ , et inversement, augmentation de la dispersion de  $\Delta H_{Rh}$  pour les valeurs élevées de  $\alpha_{hnorm}^*$ .

<sup>204</sup> Préférables pour la comparaison des MEF, les valeurs de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$  montrant des différences d'ordre de grandeur pour les MEF étudiés.

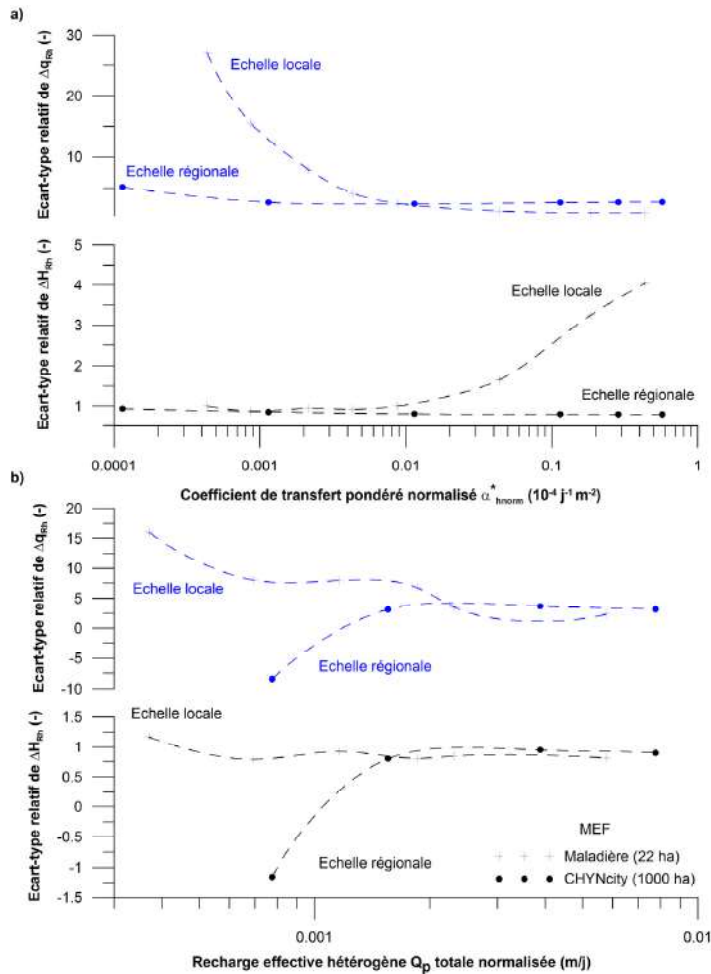


Fig. 4.42 : Graphiques de  $\alpha_{hnorm}^*$  (a) et  $\bar{Q}_{ptot}$  normalisée (b) vs. écarts-types relatifs ( $\sigma/\mu$ ) de  $\Delta H_{Rh}$  et  $\Delta q_{Rh}$ . Valeurs pour le MEF de la Maladière et CHYNCity

Ici aussi ces graphiques montrent l'influence de l'échelle spatiale sur la perturbation des flux d'eau souterraine. Les valeurs du MEF de la Maladière (petite zone) montrant des variations plus marquées que celles du MEF de CHYNCity (grande zone), lorsque les paramètres des éléments urbains sont modifiés.

#### Fondations de bâtiments

A l'inverse des autres éléments urbains, l'influence des fondations de bâtiments sur les flux d'eau souterraine ne varie pas de façon notable selon les deux échelles spatiales étudiées (1/3000 et 1/15000). Dépendante de la configuration spatiale locale (profondeur des bâtiments vs. niveau piézométrique local), l'amplitude des perturbations dans les deux MEF est ainsi fonction des paramètres de chaque bâtiment, ou zone de constructions, considéré séparément. Dans les deux MEF étudiés, le niveau piézométrique est ainsi souvent localement plus élevé que la profondeur des grands bâtiments modélisés, conséquence de la relation spécifique à chaque MEF entre la configuration générale de l'écoulement souterrain dans l'aquifère modélisé et la densité d'urbanisation (plus grande probabilité de bâtiments avec fondations profondes).

Il est donc relativement difficile d'estimer l'influence du changement d'échelle spatiale sur les perturbations de l'écoulement souterrain par les fondations de bâtiments. Néanmoins,

conclusion de ce qui a été constaté avec le MEF de CHYNcity, il est préférable de caractériser l'impact des structures urbaines souterraines, à échelle régionale, plutôt selon des *zones d'influence* (délimitées, par exemple, par le type d'occupation du sol : industriel, résidentiel, etc.) qu'en individualisant chaque infrastructure urbaine - ce qui nécessiterait alors de nombreuses données cadastrales, pas toujours disponibles à échelle cartographique régionale.

#### 4.7. CONCLUSIONS : PERTURBATION DE L'ÉCOULEMENT DE L'EAU SOUTERRAINE ET LIEN AVEC LA VULNÉRABILITÉ INTRINSÈQUE

Comme mentionné dans le chapitre 2 (section 2.5), les éléments urbains - dont l'impact hydrodynamique et hydrogéologique a été en partie modélisé et caractérisé dans ce chapitre, sont des paramètres importants pour l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité dans les milieux urbains.

La prise en compte des éléments urbains dans les MEF présentés ici permet de tirer quelques conclusions générales qui seront utiles à la réflexion sur la façon d'intégrer ces éléments lors de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque<sup>205</sup> dans les milieux urbains.

##### *Influence hydrodynamique des éléments urbains*

Les comparaisons entre les résultats des simulations de base (sans éléments urbains) et les simulations urbaines (avec éléments urbains) ont permis de caractériser *qualitativement* l'influence spécifique des éléments urbains, en fonction de la variation des paramètres hydrodynamiques qui leur ont été associés :

- *Recharge hétérogène.* De manière générale, les perturbations induites par la recharge hétérogène restent *modérées* dans les deux modèles - pour des valeurs réalistes de recharge effective  $\bar{Q}_p$  hétérogène (= 1.6 à 3 mm/j sous les surfaces vertes).
- *Conduites souterraines.* Les perturbations de l'écoulement souterrain causées par les conduites souterraines lors de la variation du coefficient de transfert sont *plus prononcées* que lors de l'ajout d'une recharge hétérogène, et deviennent importantes, voire extrêmes, pour des valeurs de  $\alpha_h^*$  supérieures à 0.1 j<sup>-1</sup>.
- *Fondations de bâtiments, infrastructures souterraines.* Les perturbations induites par les fondations de bâtiments se sont avérées relativement importantes au droit des grands bâtiments (10 m de fondations en profondeur (et en tenant toutefois compte des hypothèses de travail sur l'interface du toit de l'aquifère ; § 4.4.4.2), mais très *localisées*<sup>206</sup>, le reste des domaines modélisés avec bâtiments peu profonds ne montrant pas de perturbations notables de l'écoulement souterrain de l'eau.

---

<sup>205</sup> Les simulations numériques urbaines ayant été effectuées uniquement pour les flux d'eau souterraine (pas de simulations de transport de contaminants), les conclusions utiles qui peuvent en être tirées ici, et par la suite, ne sont valables que pour l'estimation de la vulnérabilité *intrinsèque* (donc substances conservatives).

<sup>206</sup> Les perturbations pour les autres éléments urbains sont également localisées spatialement, mais l'effet de ces éléments est ressenti sur l'ensemble du domaine modélisé (apports d'eau qui reconfigurent l'écoulement souterrain ; à l'exemple de la modification des diverses zones de capture de puits, modélisées dans cette étude).

*Rôle de l'échelle spatiale de modélisation sur l'influence hydrodynamique des éléments urbains*

La modélisation à deux échelles spatiales différentes (locale pour la Maladière et régionale pour CHYNcity), et la comparaison des résultats normalisés<sup>207</sup> en fonction de l'aire des domaines modélisés, ont permis de mettre en lumière les aspects suivants :

- *Recharge hétérogène.* Si les perturbations causées par une recharge effective hétérogène précisément *localisée* sous les surfaces vertes ont été clairement observées à échelle locale (Maladière), il n'en est pas de même à échelle régionale (CHYNcity), où la recharge localisée n'induit presque pas d'effets visibles à cette échelle (pour des valeurs réalistes de  $\bar{Q}_p$  bien entendu). A échelle régionale, il a fallu plutôt considérer des zones d'iso-densité d'urbanisation (et donc de potentiel d'infiltration) pour déceler des perturbations de l'écoulement souterrain. De manière générale, il a été constaté que la recharge hétérogène, modélisée par ajout d'un terme-source  $\bar{Q}_p$  dans les équations de modélisation, a une *influence moindre à échelle régionale* qu'à échelle locale (conséquence en partie des importants volumes et flux d'eau souterraine concernés à ces échelles, où les apports d'eau par recharge verticale sont faibles en comparaison).
- *Conduites souterraines.* L'influence sur l'écoulement souterrain des conduites souterraines modélisées au moyen de CLT est bien décelable aux deux échelles spatiales considérées, et y induit de fortes perturbations pour les hautes valeurs de  $\alpha_h^*$  (peu réalistes toutefois). Relativement à la surface du domaine modélisé toutefois, les conduites montrent toutefois une influence *moins marquée à échelle régionale* qu'à échelle locale<sup>208</sup>.
- *Fondations de bâtiments, infrastructures souterraines.* La conclusion principale qu'il est possible de tirer à échelle spatiale régionale, et en cas de densité d'urbanisation élevée, est qu'il est préférable de parler en termes de *zones d'influence* du construit urbain souterrain (au moyen des paramètres tels que la densité et le type d'urbanisation), plutôt que d'individualiser chaque infrastructure.

*Éléments urbains et vulnérabilité intrinsèque*

Le tableau 4.11 résume ce qui a été observé dans les simulations numériques urbaines et discuté ci-dessus, en proposant une synthèse de l'influence sur l'écoulement souterrain des éléments urbains modélisés, ceci afin d'évaluer la pertinence de l'intégration de ces éléments dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque dans les milieux urbains.

Les simulations numériques urbaines ont ainsi montré, de manière générale, que les perturbations hydrogéologiques induites par les éléments urbains *diminuent*, en amplitude relative, avec la réduction de l'échelle spatiale, ce qui n'est donc pas sans conséquence pour la présente réflexion. L'échelle cartographique de modélisation (et in fine de représentation) est donc un *facteur décisif* pour la prise en compte du construit urbain dans la cartographie de vulnérabilité (liée au besoin en données et à l'utilisation des cartes). Compte tenu des fortes

<sup>207</sup> Bien que les moyennes présentées dans le paragraphe précédent soient systématiquement supérieures pour le MEF de CHYNcity que pour celui de la Maladière, il faut garder à l'esprit qu'elles ne sont pas *normalisées*, contrairement aux valeurs présentées dans les figures 4.40 à 4.42.

<sup>208</sup> Une fois prises en compte les hypothèses de travail susmentionnées pour les CLT.

différences de contexte entre les deux modèles<sup>209</sup>, l'évaluation du lien entre éléments urbains et vulnérabilité est purement *qualitative*, mais permettra d'orienter les réflexions du chapitre suivant à propos de l'intégration de ces éléments dans l'estimation de la vulnérabilité, intégration qui sera ainsi fortement dépendante de l'échelle cartographique de représentation.

Prise en compte dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque urbaine							
	Echelle spatiale locale (obs. MEF Maladière)			Echelle spatiale régionale (obs. MEF CHYNcity)			Remarques
	Perturbations de l'écoulement saturé <sup>1</sup>	Paramètres à considérer	Pertinence pour l'estimation de la vulnérabilité	Perturbations de l'écoulement saturé	Paramètres à considérer	Pertinence pour l'estimation de la vulnérabilité	
<i>Elements urbains</i>							
<b>Recharge effective hétérogène <math>Q_p</math> (verticale)</b>	Décelable au-dessous de $Q_p = 1.5 \text{ mm/j}$	Ratio surfaces vertes / surfaces imperméabilisées par parcelle	Pertinente	Faiblement décelable au-dessous de $Q_p = 4 \text{ mm/j}$	Surfaces d'iso-densité d'urbanisation (ratio surface vertes / surface imperméabilisées par zone urbanistique homogène)	Peu pertinente	Données souvent disponibles : météorologiques/ pluviométriques, utilisation du sol
<b>Conduites souterraines (CLT avec coefficient transfert <math>\alpha_h</math>)</b>	Décelable au-dessous de $\alpha_h = 0.005 \text{ j}^{-1}$	Paramètres des conduites (matériau, épaisseur, rayon, etc.), conductivité hydraulique équivalente de la conduite et du sous-sol environnant	Pertinente	Décelable seulement au-dessous de $\alpha_h = 0.01 \text{ j}^{-1}$	Paramètres des conduites, densité du réseau, conductivité hydraulique du sous-sol environnant	Moyennement pertinente (selon la densité du réseau)	Données disponibles : PGEE ou autres données cadastrales. Etat des conduites plus difficile à estimer.
<b>Structures souterraines</b>	Bien décelable pour les structures profondes ( $\geq 10 \text{ m}$ profond), peu décelable pour les autres structures ( $= 4 \text{ m}$ )	Niveau piézométrique vs. profond infrastructures, type de structure : imperméable, drainée, pompée	Pertinente pour grandes structures	Décelable uniquement pour les structures profondes ( $\geq 10 \text{ m}$ profond)	Niveau piézométrique vs. profond infrastructures, type de structure : imperméable, drainée, pompée	Difficile à estimer : au cas-par-cas selon la configuration des écoulements souterrains	Caractérisation précise complexe à petite échelle spatiale (nécessite de nombreuses données)

<sup>1</sup> Valeurs de paramètres pondérées (cf. section 4.6) ; pour variation moyenne > 5%

Tableau 4.11 : Eléments urbains modélisés à diverses échelles spatiales et leur pertinence dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain

Il est en conséquence évident, à ce stade de la réflexion, qu'à une échelle cartographique locale, l'influence hydrodynamique individuelle de chacun de ces éléments doit alors être caractérisée au moyen d'une étude détaillée, par l'acquisition de données précises - à l'échelle de l'élément urbain (réseau d'eau particulier/municipal, bâtiment précis, dispositif d'infiltration du ruissellement urbain, etc.) et/ou du site étudié (quartier, site industriel, bassin versant urbain local, etc.).

<sup>209</sup> Notamment par rapport à la géométrie et aux types de conditions aux limites utilisés dans chaque modèle, mais également compte tenu des hypothèses de travail liées aux coefficients de transferts associés aux CLT (§ 4.4.4.2).

## 5

# Estimation et cartographie de la vulnérabilité intrinsèque dans les milieux urbains : paramètres, méthodologies et problématiques

### 5.1. INTRODUCTION

Ce chapitre synthétise les réflexions et les recherches présentées dans les chapitres 2, 3 et 4. Le construit urbain, par la perturbation de l'écoulement de l'eau qu'il induit entre la surface et la nappe aquifère et indirectement dans la zone saturée, doit être pris en compte pour l'estimation de la vulnérabilité des aquifères en zone urbaine - ce qui pose un certain nombre de questions auxquelles ce chapitre contribue à apporter des réponses précises. Ce chapitre est divisé en deux sections principales.

La section 5.2 présente les éléments à considérer pour l'établissement d'une *méthode adaptée* d'estimation de la vulnérabilité aux milieux urbains, cela soit en adaptant une méthode préexistante, ou soit en développant une nouvelle méthode. Déjà mentionnées de façon succincte dans le chapitre 2, plusieurs questions se posent lorsque les concepts liés à la cartographie de la vulnérabilité sont mis en relation avec les caractéristiques de l'hydrogéologie urbaine.

- Quels éléments urbains doivent être pris en compte dans l'estimation de la vulnérabilité ? Quels sont leur impact sur la recharge des eaux souterraines urbaines ?
- Comment représenter l'impact des éléments urbains selon l'échelle spatiale ? Quelle échelle de temps est à considérer ?
- Comment intégrer ces éléments urbains, et ainsi comment adapter les méthodes existantes : avec ou sans ajout de nouveaux paramètres spécifiquement urbains ?

En plus de ces questions relatives aux éléments urbains et à leur impact hydrogéologique sur les valeurs de vulnérabilité intrinsèque, deux problématiques plus générales sont également à prendre en compte dans le processus d'adaptation de la cartographie de la vulnérabilité aux zones urbaines.

- Comment intégrer les spécificités de l'hydrologie urbaine dans l'estimation de la vulnérabilité ?

- Selon quelles spécificités l'évaluation des aléas et du risque de contamination doit-elle être effectuée dans les milieux urbains ? De quelle manière et selon quelle échelle cartographique ?

La section 5.3, enfin, reprend les réflexions de la section 5.2, en proposant une synthèse méthodologique, cela en se focalisant sur l'aspect pratique de l'adaptation de la cartographie de la vulnérabilité aux milieux urbains.

## 5.2. ADAPTATION DE L'ESTIMATION DE LA VULNÉRABILITÉ INTRINSÈQUE<sup>210</sup> EN MILIEU URBAIN : ÉLÉMENTS ET PROCESSUS URBAINS

### 5.2.1. Éléments urbains et vulnérabilité intrinsèque des eaux souterraines urbaines

#### 5.2.1.1. Protection de la ressource<sup>211</sup> en eau souterraine urbaine : impacts urbains sur l'infiltration de l'eau et sur la recharge verticale de l'aquifère

L'impact des éléments urbains sur le ruissellement de l'eau en surface, sur son infiltration dans le sol et sur son mouvement vertical dans la zone non-saturée, a été abondamment décrit dans la littérature (chapitre 2), caractérisé au moyen d'essais de traçage urbains (chapitre 3) et modélisé numériquement à plusieurs échelles cartographiques (chapitre 4). La caractérisation de l'ensemble de ces écoulements dans une agglomération, parfois influencés par les éléments urbains, permet de *d'évaluer quantitativement* et de *spatialiser* localement ou régionalement la *recharge verticale urbaine* d'un aquifère – et ainsi de caractériser de manière relative, et spatialement, la vulnérabilité de la *ressource* en eau souterraine urbaine. Comme introduction, la figure 5.1 présente de façon simple, au moyen d'éléments 1-D verticaux, les configurations possibles de la recharge verticale urbaine.

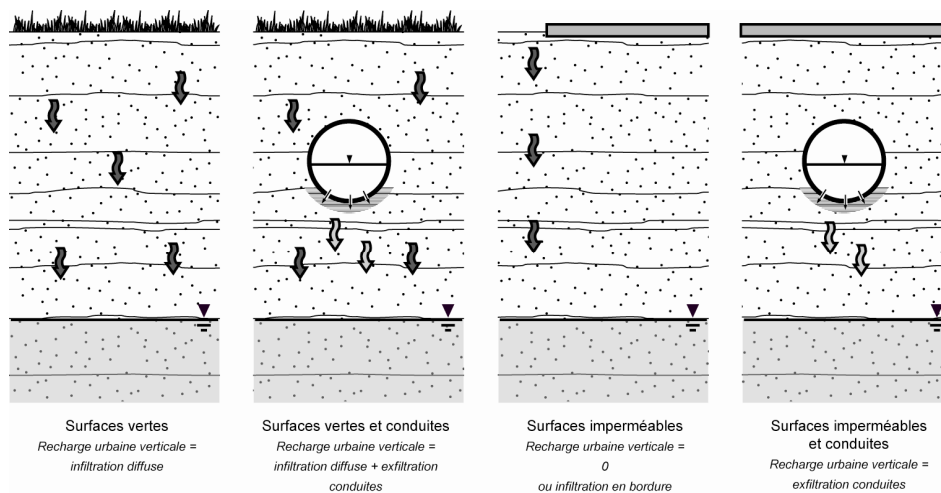


Fig. 5.1 : Configurations de la recharge verticale urbaine: superposition de l'influence du type de surface et de la présence de conduites souterraines potentiellement exfiltrantes.

<sup>210</sup> Par la suite, la référence sera toujours faite, de façon implicite, à la vulnérabilité *intrinsèque*.

<sup>211</sup> Selon la terminologie de l'Approche européenne.

Sans tenir compte ici de l'échelle cartographique (discutée dans la partie 5.2.2), et en reprenant ce qui a été présenté dans la partie 2.5.1, le tableau 5.1 synthétise la relation entre les éléments urbains les plus fréquents<sup>212</sup> et le type de recharge verticale urbaine qui leur est associée.

		Type spatial de recharge	
		<i>Concentrée</i> (linéaire ou ponctuelle)	<i>Diffuse</i> (surface)
Recharge naturelle + influence urbaine/artificielle	<i>Augmentée</i> (naturelle + influence artificielle)	Fuites de canalisations : EC/EU (++) ; adduction d'eau (+++) ; fosses septiques (+) ; drainages (+)	Surfaces vertes irriguées
		Percolation depuis canaux et lacs artificiels	
		Infiltration non-drainée en bordure de surfaces imperméables	
		Dispositifs d'infiltration des eaux pluviales	
	<i>Diminuée ou absente</i> (naturelle - influence artificielle)	Infiltration drainée en bordure de surfaces imperméables	Surfaces imperméables
		Fuites sous bâtiments ou autres infrastructures avec surface imperméable	Surfaces vertes drainées
<i>Non-perturbée</i> (naturelle)	Percolation depuis canaux et rivières naturels	Surfaces vertes non-drainées	

EC/EU : Eaux claires/eaux usées

Tableau 5.1 : Synthèse des types de recharge verticale urbaine et éléments urbains associés. (+) faible augmentation ; (++) augmentation moyenne ; (+++) forte augmentation

De manière générale, on peut considérer que la vulnérabilité augmente relativement avec l'accroissement de la recharge verticale urbaine, et inversement diminue avec la réduction de cette recharge. L'influence urbaine/artificielle (positive, négative ou nulle) sur la recharge « naturelle » (non-perturbée) est alors le facteur prioritaire à prendre en compte pour l'estimation de la vulnérabilité locale ou régionale en milieu urbain. Ce facteur étant alors *indépendant* du contexte hydrogéologique « naturel » (lithologie et épaisseur de la zone non-saturée, pente, etc.).

En se basant sur les publications consultées, et d'après les observations de terrain (tableau 3.4) et de modélisation numérique (section 4.7), on peut proposer une synthèse de l'impact des éléments urbains sur la recharge verticale, visible sur le tableau 5.2. L'effet sur les indices de vulnérabilité, ainsi que les facteurs spécifiques à ces éléments, qui sont à considérer prioritairement pour l'estimation de la vulnérabilité sont également pris en compte.

<sup>212</sup> Les zones de remblais et matériaux artificiels ne contribuent pas directement à la recharge des aquifères urbains, raison pour laquelle elles ne sont pas incluses dans le tableau 5.1. Comme observé sur le terrain (chapitre 3), ces matériaux peuvent toutefois faciliter ou retarder les flux verticaux d'eau dans la zone non-saturée (partie 5.2.3 pour la prise en considération des matériaux artificiels).

Élément urbain	Processus hydrogéologiques urbains		Effet sur indices relatifs de vulnérabilité intrinsèque	Paramètres intrinsèques		
Fuites conduite adduction d'eau	Augmentation relative de la recharge verticale locale (v. tab. 5.1)	Recharge verticale	Augmentation des valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque	Vulnérabilité de la ressource	Densité du réseau; H dans conduites ; matériau et âge du réseau ; profondeur réseau vs. niveau piézo. ; dynamique de colmatation des fuites	
Fuites réseaux EC/EU					H dans canal ; type de matériau/fondation	
Percolation depuis canaux artificiels (en surface)					H dans bassin ; lame d'eau infiltrée ; dimensions et matériau du dispositif	
Dispositifs d'infiltration des eaux pluviales					Lame d'eau irriguée, S irriguée, lithologie et épaisseur de la zone non-saturée	
Surface vertes irriguées					Longueurs, épaisseur ; lithologie du sol et sous-sol ; S drainée associée	
Limites de surfaces imperméables non drainées					Matériau (bitume, béton, etc.) ; S et épaisseur ; pente	
Surfaces imperméables	Diminution relative de la recharge verticale locale (v. tab. 5.1)	Recharge verticale	Diminution des valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque	Vulnérabilité de la ressource	Lame d'eau infiltrée, localisation des fuites	
Fuites sous constructions					Longueurs, épaisseur ; lithologie du sol et sous-sol ; S drainée associée	
Limites de surfaces imperméables drainées					Densité du réseau de drainage ; matériau et âge du réseau ; profondeur réseau vs. niveau piézo.	
Surfaces vertes drainées					H dans canal ; type de matériau/fondation	
Percolation depuis canaux naturels (en surface)	Recharge verticale locale non-perturbée (v. tab. 5.1)	Recharge verticale	Valeurs normales d'indices de vulnérabilité intrinsèque	Vulnérabilité de la ressource	S ; lithologie et épaisseur du sol et de la zone non-saturée	
Surfaces vertes non-drainées						
Fondations et infrastructures perméables, cavités, tunnels	Augmentation de K, accélération des flux : écoulement facilité	Écoulement souterrain saturé	Augmentation des valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque	Vulnérabilité de la source	V infrastructures ; S et profondeur ; matériau	
Fondations et infrastructures imperméables	Diminution de K, ralentissement des flux : écoulement perturbé, effet-barrière				Diminution des valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque	V infrastructures ; S et profondeur ; matériau
Drainage et/ou pompage des fondations	Rabattement piézométrique, modification des lignes de flux				Effet variable sur les indices de vulnérabilité intrinsèque	Profondeur drainage ; Q drainé/pompé ; rabattement piézométrique induit

H : charge hydraulique ; S : surface ; V : volume ; K : conductivité hydraulique

Tableau 5.2 : Impact des éléments urbains sur la recharge verticale et l'écoulement souterrain saturé. Effet de ces éléments sur les valeurs relatives d'indices de vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain.

La présence et la densité des conduites d'eau souterraines, par leur forte contribution à la fois à l'augmentation du volume de la recharge (recharge augmentée)<sup>213</sup> mais également au bypass potentiel de la zone non-saturée (temps de transit écourtés), sont ainsi des attributs-clé pour la vulnérabilité en milieu urbain. Il est également évident que l'impact des éléments urbains sur les valeurs de recharge et de vulnérabilité nécessite, pour être caractérisé de façon pertinente, quantité de paramètres et attributs en provenance de nombreuses sources de données – ce qui peut s'avérer fastidieux si les données sont difficilement disponibles. La problématique de l'utilisation et de la disponibilité des données urbaines, dépendante de l'échelle cartographique, est discutée dans la section 5.3.

<sup>213</sup> Bien que l'infiltration et le drainage dans les conduites puisse réduire localement la recharge (phénomène observé lors des essais de terrain ; chapitre 3), l'ensemble de la littérature s'accorde sur le fait que la présence de conduites en milieu urbain augmente globalement la recharge sur un bassin versant donné. Toutefois à une échelle locale, les processus d'infiltration dans les conduites devraient être considérés.

Finalement, c'est donc bien la recharge effective *totale* de l'aquifère (donc incluant les diverses contributions des éléments urbains) et le *temps de transit*<sup>214</sup> dans la zone non-saturée (également dépendante de l'impact hydrodynamique de ces éléments) qui sont les facteurs primordiaux à prendre en compte pour l'estimation relative de la vulnérabilité urbaine.

D'un point de vue spatial, un autre facteur urbain est la *concentration du ruissellement* en provenance des surfaces imperméables (non présenté dans le tableau 5.2). Toutefois, ce facteur dépend surtout de l'impact de l'infiltration *non-drainée* aux bordures de ces surfaces (forte augmentation, observée sur le terrain, des volumes d'eau infiltrée), et de moindre importance en cas de drainage de ces surfaces.

Par ailleurs, si le débit et la charge hydraulique dans une conduite collectrice sont bien fonction de la surface du bassin versant imperméable drainé, cette surface ne permet cependant pas de quantifier de façon univoque les charges et débits en aval (fonctions de paramètres hydrologiques ; partie 5.2.4)<sup>215</sup>. La partie 5.2.3 revient sur cette problématique lors de l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité en milieu urbain.

#### 5.2.1.2. Protection de la source<sup>216</sup> en eau souterraine urbaine : impacts urbains sur l'écoulement saturé dans l'aquifère

La caractérisation de l'écoulement de l'eau souterraine dans une ville, couplée à la quantification et la spatialisation de l'impact des éléments urbains sur cet écoulement dans la zone saturée, permet de déterminer relativement la vulnérabilité de la *source* en eau souterraine urbaine<sup>217</sup>. Le tableau 5.2 synthétise également l'impact des éléments urbains sur l'écoulement de l'eau dans la zone saturée, et leur effet sur les indices locaux de vulnérabilité.

En première approche, il est raisonnable d'affirmer que la présence d'infrastructures imperméables dans la zone saturée retarde l'arrivée à la source d'un contaminant potentiel en provenance de l'amont, et diminue ainsi la vulnérabilité de cette source. A l'inverse, des infrastructures et/ou cavités urbaines semi-perméables non-drainées augmentent la vulnérabilité d'une source en aval, du fait de l'accélération locale des flux souterrains qu'elles induisent.

Pour les infrastructures urbaines drainées ou pompées, l'impact sur les valeurs de vulnérabilité est par contre plus difficile à estimer de façon univoque. Il est possible en première approche de considérer que ce type d'infrastructure diminue la vulnérabilité d'une source située en aval

<sup>214</sup> Fonction de la lithologie et l'épaisseur du sol et de la zone non-saturée (§ 2.5.3.2).

<sup>215</sup> La concentration du ruissellement sera ainsi surtout prise en compte dans la définition des *aléas* urbains (partie 5.2.5) : la surface d'un bassin versant imperméable donne une information sur la probabilité d'occurrence d'une contamination, accidentelle notamment.

<sup>216</sup> Selon la terminologie de l'Approche européenne.

<sup>217</sup> Les sources à protéger en milieu urbain sont les suivantes :

- Puits municipaux ou privés
- Sources en milieu urbain
- Autres exutoires (canaux, lacs)

La caractérisation spatiale de la vulnérabilité intrinsèque est alors fortement dépendante de la configuration de la *zone de capture* de ces exutoires, et des temps de résidence dans l'aquifère associé (efficacité des processus d'auto-atténuation d'une contamination).

– en partant du principe que l'eau drainée est définitivement évacuée de la zone d'alimentation de la source considérée. Toutefois, ces infrastructures peuvent aussi dans certains cas accélérer localement les flux d'eau souterraine, ou élargir la zone de capture d'une source, augmentant ainsi la vulnérabilité de cette source<sup>218</sup>.

### ***5.2.2. Echelle cartographique de représentation et temporalité : éléments urbains à considérer***

Après avoir considéré les impacts des éléments urbains sur les indices locaux de vulnérabilité intrinsèque en milieu urbain – hors de toute considération de l'échelle spatiale d'estimation et de représentation, il est nécessaire de clarifier maintenant l'effet des changements d'échelle spatiale sur l'estimation de la vulnérabilité en milieu urbain et ses éléments associés. Éléments qui ont été partiellement caractérisés à l'échelle locale sur le terrain, et à diverses échelles par la modélisation numérique.

#### *5.2.2.1. Spatialisation de l'impact des éléments urbains*

Comme discuté en fin de chapitre 4, la pertinence de l'intégration des éléments urbains varie fortement en fonction de l'échelle spatiale considérée. Non seulement l'impact hydrogéologique de chaque élément urbain pris individuellement diminue lorsque l'échelle de représentation décroît (donc lorsque la surface cartographiée s'accroît), mais le besoin de données diverses augmente avec l'accroissement de la surface cartographiée. Une problématique à double entrée se pose ici : de quelle manière représenter l'impact des éléments urbains selon l'échelle spatiale, et avec quels types de données à disposition ?

Le paramètre spatial préliminaire à considérer avant toute réflexion est bien sûr le rapport entre l'aire de la zone urbaine étudiée et la surface de l'aquifère concerné. Si cette dernière excède largement la surface urbanisée, il est raisonnable d'appliquer telles quelles les méthodes d'estimation de la vulnérabilité existantes, en considérant qu'à l'échelle de l'aquifère considéré, l'impact de la zone urbaine est négligeable.

La réflexion présente se focalise donc sur le cas où l'aire urbanisée couvre une grande partie de la surface d'un bassin versant aquifère, voire lui est supérieure : l'estimation classique de la vulnérabilité doit alors être adaptée en tenant compte du construit urbain de manière spécifique. Lorsque l'échelle spatiale diminue, la modélisation numérique urbaine des écoulements a montré qu'il est ainsi plus pertinent de parler en termes de *zones* de caractéristiques urbaines homogènes (pourcentage de surfaces imperméables ; densité et type de réseaux de conduites souterraines) plutôt que d'individualiser chacune de ces caractéristiques. L'impact des éléments urbains sur la recharge et la vulnérabilité est ainsi *spatialisé* selon des surfaces s'accroissant avec la diminution de l'échelle cartographique. La figure 5.2 propose des approches permettant de spatialiser l'information liée aux surfaces imperméables et conduites souterraines, lors de l'estimation de la vulnérabilité de la ressource. Ces approches seront présentées en détails dans les deux paragraphes suivants.

---

<sup>218</sup> Pour ce type de cas, il est dès lors très difficile de caractériser précisément la vulnérabilité intrinsèque de la source sans une étude détaillée du système hydrogéologique urbain considéré.



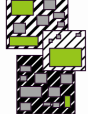
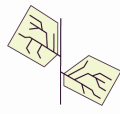


<i>Echelle spatiale (E)</i>	<i>Surfaces imperméables</i>	<i>Conduites souterraines</i>
<b>Echelle locale</b> quartier, parcelle ( $E > 1:10'000$ )	Caractérisation par parcelle individuelle 	Conduites individualisées (avec zones-tampon 2-D) 
<b>Echelle moyenne</b> zone urbaine ( $1:10'000 > E > 1:25'000$ )	Zone d'iso-densité d'urbanisation (% homogène de surfaces imperméables) 	Conduites regroupées en réseaux de paramètres proches (matériau, âge) Coefficient de transfert $\alpha_h$ moyen équivalent par réseau 
<b>Echelle régionale</b> bassin versant urbain ville entière ( $E < 1:25'000$ )	Coefficient de ruissellement $C_r$ (fonction de % surfaces imperméables) 	% surface du bassin versant avec présence de réseaux Coefficient de transfert $\alpha_h$ équivalent pour bassin versant ("leakage factor") 

Fig. 5.2 : Echelle spatiale et prise en compte des éléments urbains dans la caractérisation de la vulnérabilité intrinsèque de la ressource urbaine

#### 5.2.2.2. Types de surfaces et leur contribution à la recharge verticale de l'aquifère urbain (vulnérabilité de la ressource)

Comme les modélisations numériques de l'écoulement en milieu urbain l'ont montré, la contribution des surfaces vertes individuelles à la recharge verticale locale de l'aquifère est perceptible à échelle locale (quartier ou parcelle), mais pas à échelle régionale. Pour tenir compte de cet aspect, mais également par souci de simplification, les approches suivantes sont proposées pour spatialiser l'impact de la recharge hétérogène urbaine :

- À échelle locale ( $\geq 1/10'000$ ), une caractérisation précise, par parcelle, du potentiel d'infiltration/recharge verticale des surfaces vertes (aires, pente, type et épaisseur du sol) et du ruissellement sur les surfaces imperméables (aires, pentes, drainées ou non) est possible au moyen de données locales obtenues par des études de terrain, en conjugaison avec des données hydrogéologiques et urbaines déjà existantes.
- À échelle moyenne (entre  $1/10'000$  et  $1/25'000$ )<sup>219</sup>, il est préférable de parler en termes de zones d'iso-densité d'urbanisation (donc avec un coefficient d'imperméabilisation<sup>220</sup> homogène), auquel un coefficient de ruissellement  $C_r$  zonal spécifique est associé (fonction dudit ratio) ; ce coefficient étant également fonction de la pente moyenne de la zone considérée. Pour ces échelles, il n'est plus nécessaire d'obtenir des données pour chaque type de surface. Des données cadastrales (zone bâties, utilisation du sol, pentes) et des données hydrogéologiques et pédologiques régionales sont en effet suffisantes pour déterminer le potentiel d'infiltration/recharge verticale de chaque zone d'iso-densité d'urbanisation.
- À échelle régionale ( $< 1/25'000$ ), et lorsque la vulnérabilité doit être estimée pour la totalité d'un bassin versant aquifère urbain, il est préférable de déterminer l'impact de l'urbanisation sur la recharge verticale au moyen d'un coefficient de ruissellement  $C_r$  unique pour tout le bassin versant (comme déjà utilisé en hydrologie urbaine : dépendant du coefficient d'imperméabilisation global, de la pente, du type de sols en présence, etc.).

<sup>219</sup> Ces limites d'intervalles ont été définies arbitrairement pour des raisons pratiques (échelles fréquemment utilisées en cartographie), mais se basent néanmoins sur ce qui a été observé en modélisation numérique urbaine.

<sup>220</sup> = ratio surface imperméable/surface totale.

A cette échelle, des plans généraux, des cartes et coupes hydrogéologiques, et d'autres données globales (climatiques, pédologiques), peuvent être utilisées pour déterminer la recharge verticale urbaine sur l'ensemble du bassin versant de l'aquifère à protéger.

La spatialisation de l'impact permet ainsi de diminuer fortement le besoin en données détaillées lorsque l'échelle cartographique diminue.

### 5.2.2.3. Zonation des réseaux de conduites souterraines et du facteur de perte (vulnérabilité de la ressource)

Après avoir caractérisé et compilé statistiquement les taux d'exfiltration (partie 2.3.2) de différents réseaux d'eaux usées à diverses échelles spatiales (de la conduite au bassin versant), Rutsch (2007) a notamment conclu que :

- Les valeurs de facteur de perte (§ 2.3.2.1) diminuent de plusieurs ordres de grandeur lorsque l'échelle spatiale passe de la conduite individuelle au bassin versant urbain.
- Les taux d'exfiltration calculés/mesurés à l'échelle d'une conduite (laboratoire ou terrain) ne peuvent pas être extrapolés à l'échelle du bassin versant. Cela est notamment dû au fait que l'exfiltration/infiltration est généralement ponctuelle (au droit des fissures et défauts), et qu'elle ne peut donc être spatialisée à échelle régionale sans caractérisation complète de l'état du réseau.

Néanmoins, en dépit de ces limitations, mais en les gardant à l'esprit pour la suite de nos réflexions, il est proposé ici, par souci de simplification, de spatialiser l'impact des conduites souterraines lors du changement d'échelle selon les approches suivantes :

- À échelle locale, l'impact hydrogéologique des conduites<sup>221</sup> peut être individualisé pour chaque tronçon d'un réseau donné, selon les caractéristiques de chaque conduite. Pour des raisons pratiques (utilisation dans un SIG, calculs spatiaux), il est de surcroît préférable de spatialiser l'impact des conduites grâce à l'ajout de *zones-tampon*<sup>222</sup> - zonation permettant de plus de simuler les matériaux artificiels environnants souvent les conduites (lit de sable ou graviers, généralement). Les facteurs de perte peuvent être alors estimés pour chaque tronçon de conduite selon un panel de facteurs, selon la disponibilité en données (données municipales, plans et cadastres, PGEE : âge, matériau, dimensions).
- À échelle moyenne, et/ou lorsque la densité des réseaux d'eau souterrains est très élevée, il est alors plus pertinent de regrouper les conduites en zones de réseaux aux caractéristiques homogènes (âge, matériau, dimension), auquel un facteur de perte *moyen* peut être attribué par estimation. Les multiples paramètres associés à chaque réseau sont ainsi spatialisés et moyennés, permettant de diminuer le besoin en données détaillées à ces échelles.
- À échelle régionale, et si la vulnérabilité de l'entier d'un bassin versant aquifère urbain est prise en compte, il est préférable de déterminer l'impact hydrogéologique des conduites souterraines au moyen d'un facteur de perte *global* pour tout le bassin versant urbain<sup>223</sup>. Ce

---

<sup>221</sup> Donc l'augmentation potentielle de la recharge verticale et le « bypass » potentiel de la zone non-saturée.

<sup>222</sup> Dans les bases de données spatiales, les conduites sont souvent des éléments *linéaires*, inutilisables tels quels pour tout ce qui concerne le traitement spatialisé 2-D de l'information (section 4.6).

<sup>223</sup> Cf. remarques sur l'interprétation des coefficients de transfert  $\alpha_h^*$  dans les simulations numériques urbaines ; § 4.4.4.2.

facteur de perte est fonction de la densité des réseaux d'eau sur le bassin (calculée par exemple par le ratio surface d'influence des conduites sur surface bassin versant), et estimé au moyen de données générales de la zone urbaine considérée : type de zone urbaine, état général des réseaux d'eau (il n'est plus nécessaire alors d'utiliser des données détaillées, de type PGEE).

Le problème principal est ainsi l'estimation, en fonction de l'échelle spatiale, des facteurs de perte pour les réseaux d'eau souterrains. S'il est possible de fixer a priori une valeur de facteur de perte en fonction des paramètres de conduites et du sol environnant (par un calcul similaire à celui proposé dans la partie 4.3.2 par exemple, ou en se basant sur les valeurs de la littérature (tableau 4.2)), il est plus difficile de l'extrapoler lors de changements d'échelle spatiale. Wolf et al. (2007) ont montré, par des simulations « de Monte-Carlo » avec une série de paramètres de conduites pour un bassin versant urbain en Allemagne, la forte incertitude inhérente à l'extrapolation à l'échelle du bassin versant, de débits d'exfiltration mesurés ou estimés directement dans certaines conduites (ici au moyen d'inspections CCTV). De manière générale, on peut cependant considérer que les facteurs de perte *diminuent* lorsque l'échelle spatiale décroît, ceci afin de tenir compte de la diminution de l'impact hydrodynamique des conduites souterraines à échelle régionale (phénomène observé dans les modélisations numériques urbaines).

#### 5.2.2.4. Infrastructures urbaines et perturbations de l'écoulement en zone saturée (vulnérabilité de la source)

La prise en compte des éléments urbains dans l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque de la source en milieu urbain est réalisable relativement facilement à échelle spatiale locale. Dans les zones où il est toutefois possible de caractériser précisément l'impact du construit urbain sur l'écoulement souterrain des zones d'alimentation des sources à protéger (par divers moyens : études de terrain, exploitation des données existantes, modélisation numérique).

À échelle régionale, pour des raisons pratiques (disponibilité et complexité des données nécessaires pour caractériser l'ensemble du construit urbain), mais également hydrogéologiques (problème de la pertinence de perturbations induites par des infrastructures isolées, à l'échelle d'un bassin versant, et aux échelles de temps considérées ; § 5.2.2.5), il est préférable de raisonner en termes d'*impact global de l'urbanisation* sur les écoulements et le bilan de l'eau souterraine dans l'aquifère urbain étudié. Cet impact global peut être caractérisé par exemple en étudiant les perturbations et variations temporelles de la piézométrie, les variations de débits aux exutoires, ou l'extension spatiale de marqueurs chimiques typiquement urbains (partie 2.3.3).

Il est dès lors difficile de proposer ici une méthodologie générale, adaptée au milieu urbain, pour l'estimation de la vulnérabilité de la source. La pléthore de configurations possibles de l'écoulement souterrain perturbé par le construit urbain rendent problématique la définition d'une ligne méthodologique claire. La vulnérabilité de la source en milieu urbain devrait alors faire l'objet d'études détaillées, spécifiques à chaque situation.

#### 5.2.2.5. Cartographie de la vulnérabilité urbaine : échelle spatiale - échelle temporelle

Pour l'ensemble des processus hydrogéologiques (qu'ils soient perturbés ou non par les éléments urbains), il existe un lien entre l'échelle cartographique de représentation et l'échelle de temps des processus hydrogéologiques.

Il est donc important de considérer que la cartographie de la vulnérabilité en milieu urbain<sup>224</sup> correspondant aux processus à échelle locale privilégie des événements de contamination<sup>225</sup> à court-terme (jours-mois) : pollutions accidentelles d'origines diverses en surface ou en conduites. Inversement, à échelle régionale, les grands volumes d'aquifère investigués impliquent que la cartographie de la vulnérabilité concerne plutôt des événements de contamination à moyen et long-terme (années-décennies) : contamination potentielle diffuse et/ou permanente par zones, implantation d'activités anthropogènes polluantes, augmentation de la densité de population et autres processus à long-terme pouvant amener à une dégradation de la qualité de l'eau souterraine sur de grandes surfaces.

#### 5.2.3. Adaptation de la cartographie de vulnérabilité de la ressource - intégration des éléments urbains : exemples et méthodologie

Dans cette partie, l'adaptation aux milieux urbains de méthodes de cartographie de la vulnérabilité de la ressource est discutée en détail, en prenant en compte ce qui a été présenté dans les deux parties précédentes. La discussion se fait selon deux perspectives, introduites dans la partie 2.5.2, et valables pour les méthodes paramétriques-empiriques :

- Adaptation *sans* ajout de nouveaux facteurs (§ 5.2.3.1). Par modification et réévaluation des facteurs et attributs déjà existants. Cette perspective d'adaptation est appliquée ici à la méthode paramétrique de cartographie DRASTIC.
- Adaptation *avec* ajout de nouveaux facteurs (§ 5.2.3.2), en sus de ceux déjà existants et ainsi nouvellement combinés avec eux. Cette adaptation, reprenant certains concepts de l'Approche européenne COST620, vise à élaborer une carte spécifiquement urbaine des « processus anthropiques affectant la recharge »<sup>226</sup>, dont les valeurs sont superposées aux valeurs de vulnérabilité intrinsèque obtenues par n'importe quelle méthode de cartographie de vulnérabilité existante.

À ces deux perspectives s'ajoute une brève réflexion sur l'adaptation des méthodes à base physique (§ 5.2.3.3), en relation avec les paramètres et résultats des simulations numériques urbaines présentés dans le chapitre 4.

---

<sup>224</sup> Vulnérabilité de la ressource ou de la source.

<sup>225</sup> Processus qui entrent dans la catégorie des aléas urbains (partie 5.2.5).

<sup>226</sup> Qui reprend en partie le facteur *C* de l'Approche européenne.

### 5.2.3.1. Méthodes paramétriques-empiriques. Adaptation des facteurs existants pour l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque – exemple de la méthode DRASTIC

Dans la perspective d'adapter les méthodes paramétriques existantes d'estimation de la vulnérabilité, sans ajout de nouveaux facteurs spécifiquement urbains, la méthode DRASTIC est utilisée ici comme exemple. Pour tenir compte du construit urbain, certains paramètres et facteurs de pondération de cette méthode sont ainsi individuellement adaptés pour mieux correspondre à l'hydrogéologie des milieux urbains.

Montrant un lien avec les spécificités de l'hydrogéologie urbaine, les paramètres R (recharge nette), S (caractéristiques du sol) et I (impact des formations de la zone vadose) sont ainsi modifiés. La figure 5.3 présente les modifications proposées pour ces trois facteurs et leur valeur de notation et/ou pondération dans le schéma de calcul DRASTIC de la vulnérabilité intrinsèque relative, ceci en fonction de l'échelle spatiale considérée. L'adaptation se fait ici par ajout ou modification de valeurs de notation, ou par adaptation des facteurs de pondération.

En cas d'adaptation à échelle locale, où l'impact des éléments urbains peut être individualisé (partie 5.2.2), les valeurs des facteurs R et S sont liées à l'utilisation bimodale du sol (surface imperméables vs. surface vertes). Les surface vertes sont considérées comme « naturelles », et leurs valeurs de *notation* pour les facteurs R et S sont calculées selon les tables existantes de la méthode adoptée. Les surfaces imperméables, par l'absence de sol (remplacé par du matériel à très faible perméabilité) prennent une valeur de notation  $S = 1$  et une valeur  $R = 0$ , à cause de l'absence presque complète d'infiltration des précipitations in-situ (recharge nette nulle). Le facteur I, intégrant la présence de conduites dans la zone non-saturée (vadose), est modifié par augmentation variable de sa valeur de notation, en fonction des caractéristiques des conduites présentes. En effet, la présence de conduites induit systématiquement une augmentation des valeurs de notations, du fait du bypass potentiel de la zone non-saturée qu'elles peuvent provoquer<sup>227</sup>.

En cas d'adaptation à échelle régionale, où l'impact des éléments urbains est spatialisé, il est proposé de modifier les valeurs de *pondération* des trois facteurs susmentionnés. Cette modification est en effet fonction du coefficient d'imperméabilisation (à l'échelle d'une zone urbaine homogène (échelle moyenne) ou d'un bassin versant entier (échelle régionale)) pour les facteurs R et S, la valeur de pondération diminuant lorsque le coefficient d'imperméabilisation augmente. Pour le facteur I, la valeur de pondération augmente lorsque le ratio surface d'influence des conduites / surface totale s'accroît.

L'adaptation présentée ci-dessus, dont les modifications proposées ici ont valeur d'exemple (toute autre approche pouvant évidemment être discutée, ainsi que les valeurs de modification), a ainsi le mérite d'inclure le construit urbain en ne modifiant pas le cœur de la méthode préexistante choisie, mais en agissant simplement sur les valeurs de notation et/ou pondération de quelques facteurs-clés seulement. Cette approche est évidemment limitée par la pertinence propre de la méthode DRASTIC (partie 2.2.5) et par les facteurs de base qu'elle utilise (uniquement liés aux environnements naturels). C'est pour s'affranchir de ce type de limitation qu'une adaptation de l'estimation de la vulnérabilité par ajout de nouveaux facteurs, indépendants du milieu naturel, est proposée plus bas.

<sup>227</sup> Bypass d'autant plus significatif lorsque la distance entre la conduite et le niveau piézométrique diminue (fig. 5.3).

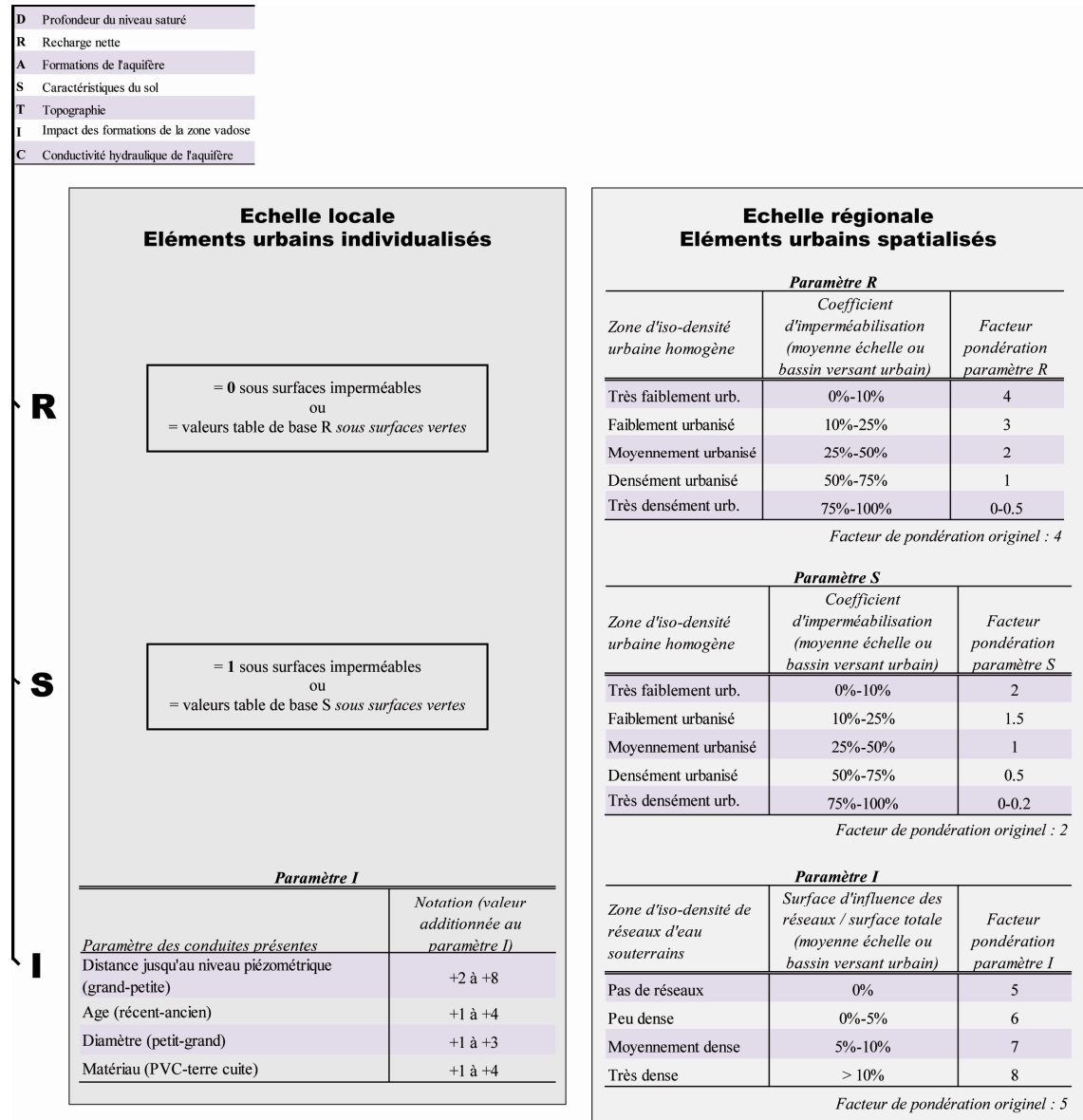


Fig. 5.3 : Adaptation des facteurs R, S et I de la méthode DRASTIC lors de l'intégration du construit urbain

5.2.3.2. Méthodes paramétriques-empiriques. Ajout de nouveaux facteurs - Approche européenne et carte des processus anthropiques affectant la recharge

Dans la perspective d'adaptation des méthodes d'estimation paramétrique de la vulnérabilité, avec ajout de nouveaux facteurs spécifiquement urbains, l'Approche européenne COST620 est utilisée comme base de réflexion. La mise en évidence des similitudes entre milieux karstiques et milieux urbains, ainsi que l'introduction des facteurs de l'Approche européenne, en vue de leur adaptation, a déjà été présentée dans la partie 2.5.3. Ce paragraphe poursuit cette approche en proposant une approche concrète pour l'adaptation aux milieux urbains.

Dans cette optique, une *séparation* est ainsi faite, par analogie avec les facteurs O (couches protectrices superficielles) et C (concentration de l'écoulement) de l'Approche européenne<sup>228</sup>, entre le *substrat géologique/hydrogéologique* (incluant toutefois les zones de matériau remblayé/artificiel non-saturé) d'une part, et l'ensemble du *construit urbain participant à et/ou modifiant la recharge* verticale (superposition des contributions de chaque élément urbain) d'autre part - les deux facteurs étant *indépendants*.

Deux cartes indépendantes peuvent alors être superposées :

- Une carte de la *vulnérabilité intrinsèque du substrat géologique* (carte *VIS* ; équivalente à une carte du facteur *O*). Faisant totalement abstraction du construit urbain, et pouvant être établie à n'importe quelle échelle spatiale, cette carte intègre l'ensemble de l'information géologique, hydrogéologique et pédologique de l'aquifère à protéger, selon les matériaux naturels « en place » qui composent le sol et la zone non-saturée<sup>229</sup>. Comme mentionné dans le paragraphe § 2.5.3.4, cette carte peut ainsi être mise au point avec tout type de méthode de cartographie de la vulnérabilité existante.
- Une carte spécifiquement urbaine des *processus anthropiques affectant la recharge* urbaine verticale, ainsi que l'infiltration en surface (carte *PAR* ; équivalente à une carte du facteur *C urbain*). Faisant abstraction du substrat naturel, cette carte intègre uniquement l'ensemble des éléments urbains en surface/subsurface et leur impact sur l'écoulement de l'eau (diminution de l'infiltration, concentration du ruissellement, bypass de la zone non-saturée). Selon l'échelle spatiale de représentation, des attributs plus ou moins détaillés peuvent alors ainsi être attribués aux éléments urbains (selon ce qui a été discuté dans les parties 5.2.1 et 5.2.2) pour caractériser leur impact global sur la recharge verticale de l'aquifère, et fournir ainsi un indice PAR (négatif si la recharge verticale est diminuée, nul si la recharge est identique à un milieu naturel équivalent, positif si la recharge est augmentée).

La figure 5.4 illustre, au moyen d'éléments 1-D verticaux, le concept de cette superposition de cartes VIS et PAR. Les valeurs relatives de vulnérabilité intrinsèque de la ressource sont ainsi déterminées en premier lieu, pour les formations géologiques de la zone non-saturée « naturelle », grâce à une méthode classique. L'impact positif ou négatif des éléments urbains en surface et en sous-sol sur ces valeurs de vulnérabilité est ensuite superposé spécifiquement, pour chaque élément 1-D vertical de la zone non-saturée urbaine<sup>230</sup>.

<sup>228</sup> Le facteur P (régime de précipitations) est l'objet d'une discussion plus générale dans la partie 5.2.4. Le facteur K (développement du réseau karstique) n'est pas pris en compte ici, cette partie ne traitant que de la vulnérabilité intrinsèque de la ressource.

<sup>229</sup> Y compris les zones de *matériaux artificiels*, dont les caractéristiques hydrogéologiques peuvent être estimées (conductivité hydraulique, porosité, etc.), mais également tout type d'infrastructure urbaine présente dans la zone non-saturée, et pouvant agir comme une *formation confinante*.

<sup>230</sup> La résolution en 2-D horizontal de ces éléments 1-D est bien sûr dépendante de l'échelle cartographique, nécessitant au besoin une spatialisation de l'information contenue dans la carte PAR.

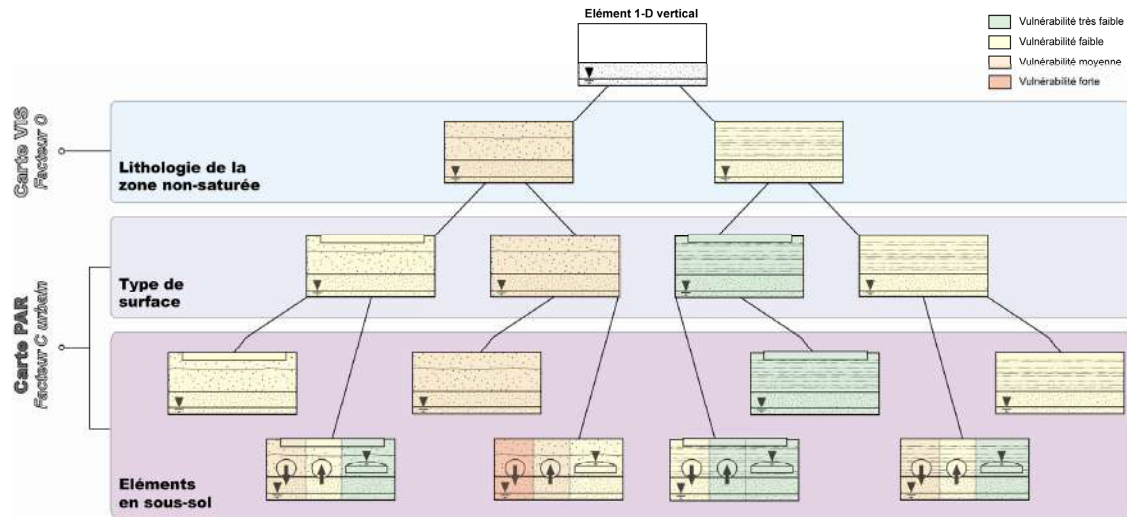


Fig. 5.4 : Concept de superposition des cartes VIS et PAR et valeurs relatives de vulnérabilité intrinsèque finales obtenues

La figure 5.5 présente un exemple 2-D horizontal de superposition de ces deux cartes, à échelle spatiale locale. A cette échelle, il est ainsi possible d'individualiser les éléments urbains composant la carte PAR, en leur attribuant un paramètre relatif spécifique, fonction de leur impact sur la recharge urbaine verticale.

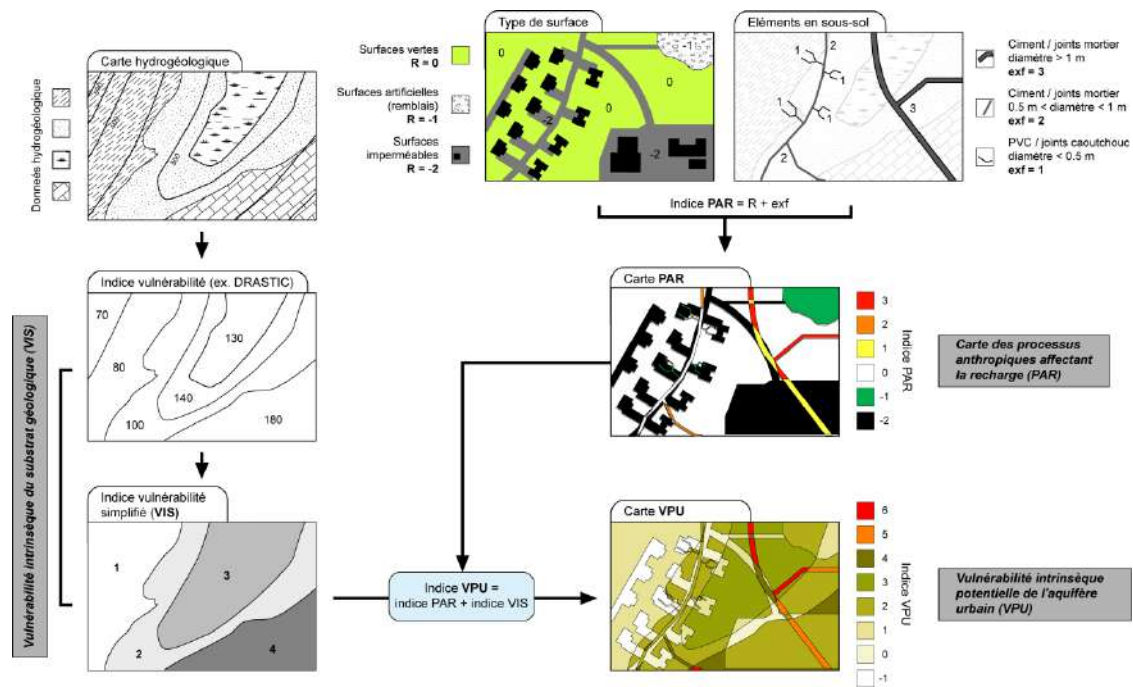


Fig. 5.5 : Exemple 2-D horizontal de superposition des cartes VIS et PAR à échelle locale (éléments urbains individualisés et caractérisés) : carte de vulnérabilité intrinsèque potentielle du milieu urbain (VPU)

Selon les caractéristiques du type de surface et des conduites en sous-sol, des attributs spécifiques *relatifs* peuvent être donnés aux éléments urbains. Par exemple, un facteur

« modification de la recharge »  $R$  pour les surfaces, dont les valeurs varient en fonction de l'imperméabilisation : = -2 lors d'une forte diminution de l'infiltration en surface (imperméabilisation), = 0 pour les surfaces vertes/naturelles, où l'infiltration des précipitations a lieu normalement (selon les caractéristiques du sol et la topographie), > 0 en cas d'infiltration facilitée ou augmentée (remblayage à forte conductivité hydraulique ; tranchées et autres dispositifs d'infiltration, bordure de surface imperméable non-drainée<sup>231</sup>). Pour les éléments en sous-sol, principalement les conduites souterraines, un facteur « potentiel d'exfiltration »  $exf$  peut leur être attribué, dont les valeurs varient ici en fonction du type de conduites : = 3 pour des conduites de grand diamètre en ciment, = 1 pour des conduites en PVC de petit diamètre, mais proches du niveau piézométrique, par exemple<sup>232</sup>. Ces attributs peuvent ainsi être combinés cartographiquement (addition des attributs dans un SIG, par exemple), pour établir une carte d'indices PAR<sup>233</sup>.

La superposition des cartes d'indices VIS (vulnérabilité du substrat géologique) et PAR (recharge influencée par le construit urbain) donne finalement une carte d'indice de *vulnérabilité intrinsèque potentielle de l'aquifère urbain* (carte VPU ; fig. 5.5). Cette carte illustre dans quelle mesure le construit urbain influence la répartition de la recharge verticale pour un substrat géologique/hydrogéologique, dont on veut estimer la vulnérabilité intrinsèque. Par ailleurs, les indices finaux de vulnérabilité restent fortement dépendants de la géologie de la zone non-saturée, le construit urbain modifiant uniquement, dans un second temps, ces indices. Il est ainsi légitime de considérer que l'impact sur l'indice de vulnérabilité de l'exfiltration d'une conduite dans une zone non-saturée à dominante argileuse sera nettement plus faible que l'impact de la même conduite dans des formations à dominante sableuse, ce que l'indice VPU prend en compte. Avec cette approche par cartes indépendantes superposées, il est ainsi possible, de façon relativement simple, et en fonction de la disponibilité des données urbaines<sup>234</sup>, d'intégrer l'impact du construit urbain sur les valeurs de vulnérabilité intrinsèques « classiques ».

La figure 5.6 illustre le même concept (en 2-D plan), pour la cartographie VPU à échelle régionale. En tenant compte des réflexions de la partie 5.2.2, les indices de la carte PAR sont ainsi calculés au moyens d'attributs des éléments urbains *spatialisés*, le raisonnement général restant identique à celui de la cartographie à échelle locale.

<sup>231</sup> Dans ce cas, il est également possible d'envisager un facteur de pondération supplémentaire en fonction de la surface imperméable drainée, pour tenir compte du volume potentiel de ruissellement concentré.

<sup>232</sup> La profondeur de la conduite par rapport au niveau piézométrique est très importante pour estimer l'impact de la conduite sur la vulnérabilité intrinsèque (bypass de la zone non-saturée ; cf. note 226). Il est donc indispensable d'en tenir compte lors de la détermination des attributs relatifs des conduites en sous-sol pour les cartes PAR.

<sup>233</sup> Les valeurs d'attributs PAR proposées ici le sont uniquement à titre d'exemple. Toutefois, pour des raisons pratiques, et par leur caractère arbitraire, il est ainsi préférable d'utiliser des panels réduits de valeurs d'attribut, selon une série limitée de caractéristiques des éléments urbains - notamment pour les conduites souterraines, dont les caractéristiques suivantes devraient être considérées ici en priorité pour l'établissement de la carte PAR : âge, diamètre, matériau et profondeur ; partie 2.3.2.

<sup>234</sup> Disponibilité permettant un raffinement des attributs des éléments urbains, lors du calcul des indices de la carte PAR.

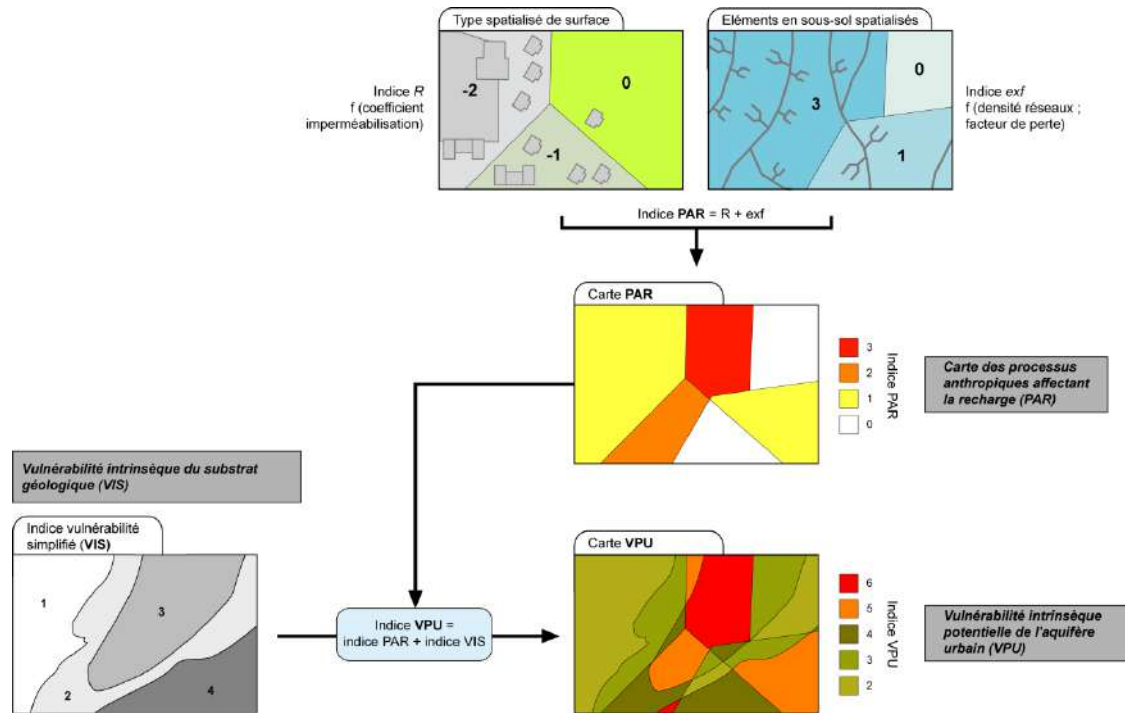


Fig. 5.6 : Exemple 2-D horizontal de superposition des cartes VIS et PAR, et carte finale VPU à échelle régionale (éléments urbains spatialisés)

Un exemple concret à échelle locale (éléments urbains individualisés) est présenté sur la figure 5.7, avec l'aquifère de la Maladière<sup>235</sup>. Les données de terrain et de modélisation ont ainsi été utilisées pour le calcul de l'indice VIS (donc pour le substrat géologique de l'aquifère ; calculé ici au moyen de la méthode DRASTIC). Pour les éléments de la carte d'indice PAR, les données du cadastre (utilisation du sol, bâtiments) ont permis de définir, dans un SIG, les types de surfaces et les valeurs du paramètre *R* ; les données du PGEE (type de conduites, matériau, altitude du radier) de définir les types de conduites (type 1 à 3, équivalents à ceux des simulations numériques) et le paramètre *exf* associé. Au final, une carte d'indice VPU à l'échelle locale est produite, donnant des valeurs *relatives*<sup>236</sup> de vulnérabilité intrinsèque de l'aquifère urbain de la Maladière, ceci en tenant compte de l'hétérogénéité de l'infiltration en surface, ainsi que de la recharge localisée au droit des conduites souterraines (recharge rapide de surcroît, conséquence du bypass de la zone non-saturée)<sup>237</sup>.

<sup>235</sup> L'annexe V-1 présente la démarche et les calculs effectués pour l'obtention de ces différentes cartes.

<sup>236</sup> Point très important. Seule la modélisation de cet aquifère urbain (chapitre 4) a permis de quantifier (flux, vitesses, débit) l'impact hydrogéologique du construit urbain à la Maladière.

<sup>237</sup> A noter ici que toutes les surfaces imperméables sont drainées. Le ruissellement est donc toujours concentré dans les conduites d'eaux claires (pas d'infiltration directe en bordure de surface).

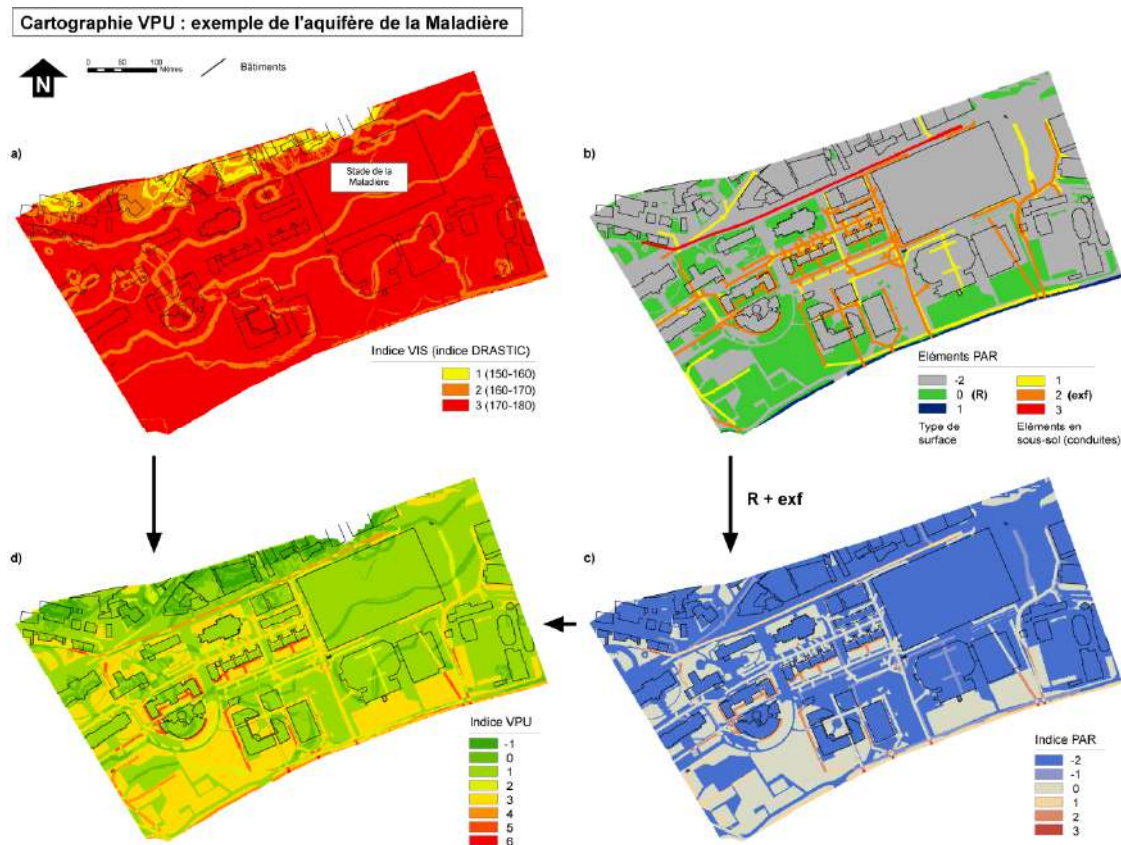


Fig. 5.7 : Aquifère de la Maladière : exemple de cartographie VPU. a) Indice VIS (DRASTIC simplifié) ; b) Type de surfaces et éléments en sous-sol classifiés ; c) Indice PAR ; d) Indice VPU

### 5.2.3.3. Méthodes à base physique : intégration du construit urbain dans les modèles existants

L'adaptation aux milieux urbains des méthodes d'estimation de la vulnérabilité à base physique est en soi plus « simple », dans le sens où ces méthodes intègrent dans un modèle physique d'écoulement de nombreux paramètres hydrodynamiques de la zone non-saturée et/ou de l'aquifère étudié.

En se référant à l'approche de Brouyère et al. (2001) (§ 2.2.4.1), l'impact du construit urbain peut être caractérisé de manière complémentaire pour chacun des trois critères physiques du « cube de vulnérabilité » (temps de transit, durée et concentration relative de la contamination à la source). Les directions et vitesses d'écoulement de l'eau dans les zones non-saturée et saturée, ainsi que l'impact des éléments urbains sur ces écoulements, sont alors calculés au moyen de modèles numériques dédiés. Le construit urbain peut ainsi être pris en compte de façon directe dans les approches à base physique, par ajout et/ou modification de paramètres et conditions aux limites dans ces modèles.

En tenant compte des réflexions et observations du chapitre 4, et sans entrer dans les détails de chaque méthode existante, les éléments urbains peuvent être intégrés dans les méthodes à base physique de la manière suivante :

- *Types de surface* : impact sur l'infiltration et le ruissellement de l'eau. Modification des conditions aux limites en surface (modèles 1-D verticaux notamment), variations du terme-source/perte dans les équations d'écoulement (modèles 2-D et 3-D), modifications des paramètres du sol et sous-sol (modèles d'écoulement non-saturé vertical)<sup>238</sup>.
- *Conduites souterraines et cavités* : concentration du ruissellement, bypass de la zone non-saturée (exfiltration/infiltration). Ajout de conditions aux limites de transfert (CLT ; modèles 1-D/2-D/3-D), avec coefficients de transfert adaptés en fonction du type de réseau d'eau et de l'échelle cartographique (§ 5.2.2.3). Ajout d'éléments discrets dans le maillage du modèle, avec variations locales des paramètres hydrodynamiques (pour simuler fissures et cavités ; modèles 2-D/3-D). La profondeur relative des conduites par rapport au niveau piézométrique peut alors être intégrée directement dans ce type de méthode.
- *Zones de matériaux artificiels/remblayés*, macroporosité artificielle. Variations locales ou régionales des paramètres hydrodynamiques de l'écoulement non-saturé et saturé (modèles 1-D/2-D/3-D).
- *Infrastructures urbaines dans la zone saturée* : effet-barrière, modification des zones de capture de source et puits. Modifications locales/régionales de la géométrie du modèle (surface topographique notamment), variations locales/régionales des paramètres hydrodynamiques (par exemple diminution de la conductivité hydraulique ; modèles 3-D seulement), ajout d'éléments discrets 2-D/3-D dans le maillage du modèle.

De la même manière que pour les méthodes paramétriques, les modifications des paramètres des modèles peuvent ainsi être régionalisées (spatialisées) lorsque la vulnérabilité doit être estimée à échelle spatiale régionale, et/ou lorsque les données d'infrastructures urbaines à disposition sont rares ou de mauvaise qualité.

Le but de ce paragraphe étant de donner quelques idées générales sur l'adaptation des méthodes à base physique, il est difficile ici d'aller plus avant dans cette réflexion, le choix des paramètres hydrodynamiques à ajouter/modifier étant totalement dépendant de la méthode choisie, ainsi que des objectifs précis que celle-ci propose pour la protection des ressources en eau souterraine.

À noter, à l'instar des méthodes paramétriques-empiriques (§ 5.2.3.2), qu'il est également possible d'appliquer telle quelle une des ces méthodes, puis de superposer dans un second temps une carte de type PAR qui tient compte du construit urbain.

---

<sup>238</sup> Autre exemple : comme présenté dans le paragraphe 2.2.3.3, Dassargues et al. (2009) proposent dans leur méthode un coefficient de « dangerosité » latérale pour tenir compte du ruissellement sur les surfaces à faible perméabilité (donc potentiel de transfert en surface d'un contaminant vers une cellule adjacente). Coefficient utilisable tel quel pour les surfaces imperméables en milieu urbain (pour peu que celles-ci ne soient pas drainées par des conduites).

#### 5.2.4. Facteur hydrologique urbain

Pour les milieux urbains, et suite à la réflexion préliminaire sur le lien entre recharge verticale et vulnérabilité intrinsèque (§ 2.2.7.2) et en considérant la dynamique temporelle spécifique de la charge en polluants du ruissellement urbain (notion de « first-flush » ; § 2.3.3.3), une prise en compte des facteurs liés au régime de la recharge est indispensable, ce qui implique la prise en considération du régime hydrologique sur le bassin versant urbain étudié<sup>239</sup>.

De nombreuses méthodes utilisent des valeurs moyennes annuelles d'intensité de précipitations (et donc in fine d'infiltration et recharge, à l'instar du facteur R de la méthode DRASTIC), ou une intensité moyenne annuelle par jour de pluie (par exemple, pour le calcul du facteur P de la méthode COP ; Vias et al. (2006)). Lors d'événement pluvieux, même de faible intensité, la rapide concentration du ruissellement sur des zones importantes d'un bassin versant urbain permet la mobilisation rapide d'un polluant potentiel en provenance d'une grande surface. A cela s'ajoute le fait que les événements pluvieux intenses ont tendance à décaper la couche de colmatation dans les conduites collectrices (§ 2.3.2.1), et ainsi favoriser temporairement l'exfiltration des eaux dans la zone non-saturée et/ou l'aquifère (paramètre de la vulnérabilité intrinsèque urbaine ; parties 5.2.1). La probabilité de contamination d'un aquifère urbain est ainsi doublement augmentée lors de périodes de fortes précipitations : augmentation de la probabilité d'exfiltration des conduites et/ou accroissement du débit infiltré en bordure de surface imperméables ; augmentation de la charge de « background » en polluant dissous (polluants de « first flush » ; § 2.3.3.3).

Par principe de précaution, et en tenant compte des aspects présentés ci-dessus, il est préférable d'utiliser des conditions hydrologiques *moyennement défavorables* pour le calcul du facteur hydrologique en milieu urbain. Pour un bassin versant urbain considéré, il est ainsi nécessaire d'utiliser des données de type courbes IDF<sup>240</sup>, en privilégiant plutôt les pluies à forte intensité/faible durée<sup>241</sup>. Le choix du temps de retour pour l'événement pluvieux considéré est ainsi capital. Ce temps de retour étant lui aussi fonction de l'échelle cartographique à laquelle l'estimation de la vulnérabilité est effectuée : à échelle spatiale locale/petite échelle temporelle (pollutions ponctuelles, peu étendues et/ou accidentelles), la préférence sera donnée aux événements à temps de retour courts ( $\leq 10$  ans). Inversement, à échelle spatiale régionale/grande échelle temporelle (pollutions diffuses et/ou à long-terme), des temps de retour longs ( $\geq 20$  ans) devraient être privilégiés.

D'autre part, il est aussi possible de sélectionner les valeurs moyennes d'une année hydrologique particulièrement humide pour le calcul du facteur hydrologique urbain. Toutefois, là aussi, l'approche ne tient pas compte de l'occurrence d'événements pluvieux intenses, qui augmentent fortement la vulnérabilité de l'aquifère urbain à court-terme,

<sup>239</sup> Ce type de facteur est en principe considéré comme *externe* au système hydrogéologique (contrainte hydrologique), à l'exemple le facteur P de l'Approche européenne.

<sup>240</sup> Ou autrement tout type de données pluviométriques à disposition, traitées statistiquement ou non.

<sup>241</sup> Par conditions « *moyennement défavorables* », il est entendu qu'il faut également éviter de considérer les événements pluvieux les plus extrêmes (intensités maximales observées), par la surestimation des indices de vulnérabilité qu'ils peuvent induire.

phénomène de peu d'importance pour la cartographie à échelle spatiale régionale/grande échelle temporelle, mais non-négligeable à échelle spatiale locale/petite échelle temporelle.

### 5.2.5. *Aléas et évaluation du risque en milieu urbain : spécificités et adaptation*

À l'instar du facteur hydrologique, la caractérisation des aléas et l'évaluation du risque (partie 2.2.6) en milieu urbain implique également une adaptation. En effet, la plupart des éléments urbains (partie 2.5.1) induisent deux types d'impacts sur l'eau souterraine, indépendants l'un de l'autre : un impact quantitatif (perturbations des écoulements, modification de la recharge) déjà discuté dans les parties précédentes, et un impact qualitatif (contaminations potentielles et modifications hydrochimiques). Par exemple, une zone urbaine d'infiltration préférentielle (dans un dispositif prévu à cet effet) induira une double contrainte sur l'aquifère urbain sous-jacent : augmentation des flux d'eau à la nappe (impact quantitatif/hydrodynamique) et augmentation de la probabilité de contamination de l'eau souterraine (impact qualitatif, lié au potentiel de pollution en amont). L'impact qualitatif est ainsi lié à l'évaluation de l'*aléa et du risque urbain* de contamination de l'eau souterraine, sujet de la présente partie.

Cette partie n'a pas pour but de dresser une liste exhaustive de tous les aléas urbains existants<sup>242</sup>, mais d'identifier leurs caractéristiques spécifiques dans les milieux urbains.

#### *Aire d'influence et spatialisation des aléas en milieu urbain*

Dans les milieux urbains, du fait de coefficients d'imperméabilisation élevés et de la forte densité d'aléas existants ou potentiels, il est nécessaire d'adapter la caractérisation spatiale<sup>243</sup> des aléas selon deux axes, dépendant l'un de l'autre :

- *Aire d'influence des aléas en milieu urbain* (fig. 5.8a). Dans les milieux naturels, les aléas peuvent souvent être caractérisés spatialement de façon ponctuelle (ou spatialement, pour les aléas de contamination diffuse). En milieu naturel, un aléa localisé sur une surface verte<sup>244</sup> a ainsi en général un impact spatialement restreint, limité le plus souvent à l'aléa lui-même, alors qu'un aléa localisé sur une surface imperméable, où le ruissellement augmente considérablement l'aire d'influence de l'aléa en surface, aura ainsi une influence étendue.

En raisonnant de façon inverse, la surface d'un bassin versant urbain imperméable contient donc implicitement une information sur la probabilité d'occurrence d'une contamination, notamment accidentelle (et ce indépendamment des aléas déjà identifiés ou non sur cette surface). Pour tenir compte de cet aspect, l'indice d'aléa calculé au moyen de la probabilité d'occurrence devrait donc aussi être pondéré proportionnellement à l'aire de la surface imperméable associée à cet aléa. Si aucun aléa « fixe » n'est identifié sur une parcelle imperméable, un aléa d'accident, proportionnel à l'aire de la parcelle, devrait aussi être associé à ladite parcelle – qui plus est pour les zones urbaines denses, où l'activité anthropogène susceptible de provoquer une contamination est intense.

---

<sup>242</sup> Le lecteur pourra se référer à Zwahlen (2004) pour une description détaillée des aléas et leur indices relatifs de contamination (partie 2.2.6).

<sup>243</sup> Sans revenir ici sur le calcul de la probabilité de contamination (indice d'aléa).

<sup>244</sup> Pour une surface verte facilitant l'infiltration des précipitations in-situ (faible pente et/ou bonne perméabilité).

- *Spatialisation des aléas en milieu urbain* (fig. 5.8b). A l’instar de la spatialisation des éléments urbains (partie 5.2.2), à échelle cartographique régionale, la forte densité d’aléas conduit ainsi à raisonner en termes de *zones d’aléas*, plutôt qu’en prenant en compte des éléments ponctuels. A échelle spatiale locale, les aléas peuvent être identifiés ponctuellement selon les méthodes habituelles, en se basant sur les données disponibles. A échelle régionale, et/ou si les données d’activités anthropogènes polluantes sont rares, il est préférable par contre de spatialiser l’aléa, en estimant un indice d’aléa moyen par zone « homogène » d’activités polluantes (par exemple : zone industrielle, zone militaire, etc.). Ici aussi, cet indice devrait être pondéré par l’aire des surfaces imperméables associées, ou par un coefficient d’imperméabilisation moyen lorsque la surface cartographiée devient très grande, le cas échéant.

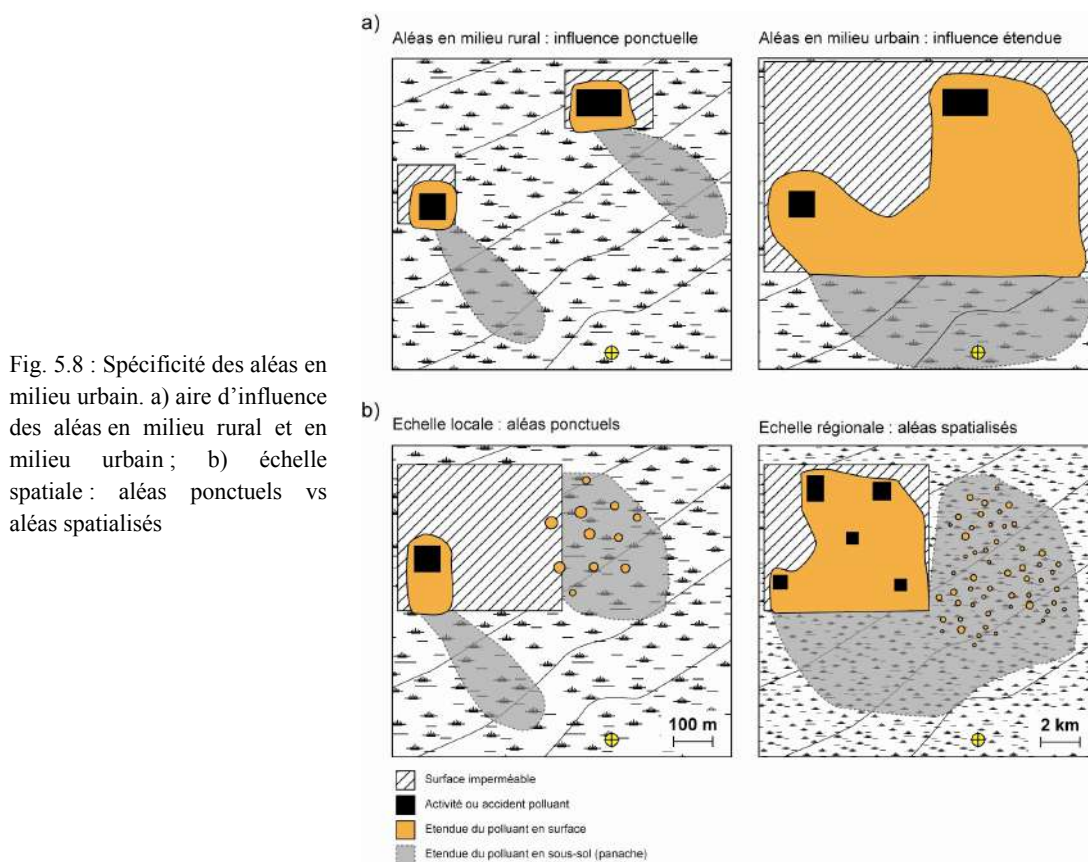


Fig. 5.8 : Spécificité des aléas en milieu urbain. a) aire d’influence des aléas en milieu rural et en milieu urbain ; b) échelle spatiale : aléas ponctuels vs aléas spatialisés

### *Risque de contamination en milieu urbain*

De manière générale, l’évaluation du risque de contamination en milieu urbain est identique à celle appliquée aux milieux naturels : superposition des valeurs de vulnérabilité et d’aléas, estimation de la sensibilité au risque (« risk sensitivity » ; valeur socio-économique et environnementale de la ressource en eau à protéger, conséquences de la contamination potentielle (sanitaires, environnementales), et finalement, estimation du *risque total* de contamination par superposition de tous ces paramètres.

### 5.3. ADAPTATION DE L'ESTIMATION DE LA VULNÉRABILITÉ EN MILIEU URBAIN : MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE

Dans l'optique de synthétiser les concepts présentés dans ce chapitre, la figure 5.9 présente la méthodologie générale proposée pour la cartographie de la vulnérabilité de la ressource et de la source en eau souterraine dans les milieux urbains.

Le premier point important est de déterminer l'*influence de l'urbanisation* sur un bassin versant aquifère à protéger. Le ratio surface urbanisée / surface du bassin versant permet rapidement d'estimer si le construit urbain doit être pris en compte directement dans la cartographie de vulnérabilité (en cas de ratio grand), ou s'il est suffisant de l'inclure en second lieu au moyen d'un aléa ou d'une zone d'aléas, après avoir estimé la vulnérabilité au moyen d'une méthode existante (en cas de ratio petit). L'urbanisation sera ainsi prise en compte à partir d'une valeur-limite du ratio de surfaces (exemple arbitraire à 0.25 sur la fig. 5.9) – valeur également modulée en fonction de paramètres hydrogéologiques spécifiques : forte hétérogénéité des formations aquifères, réseaux karstiques - paramètres pouvant donner un poids prépondérant à une zone urbanisée restreinte, par exemple.

En second lieu, en cas de zone urbanisée prépondérante (ratio grand) et donc impliquant d'adapter la cartographie classique de la vulnérabilité, le second point à prendre en compte est l'*objectif de cette adaptation*, qui a une influence sur l'échelle cartographique à laquelle la cartographie sera réalisée (§ 2.2.1.3). Par exemple, la planification d'ouvrages urbains et l'impact probable sur la ressource en eau souterraine, la protection de sources urbaines ou la future implantation de puits en milieu urbain nécessitent une cartographie à échelle locale ( $\geq 1/25'000$ ), alors que des problématiques plus générales comme les questions d'aménagement du territoire (réaffectation de zones urbaines, changements démographiques urbains rapides), ou la protection de ressources aquifères régionales, requièrent une cartographie à échelle régionale ( $< 1/25'000$ ).

Ainsi, selon l'échelle cartographique définie, la prise en compte du construit urbain se fera en *individualisant* l'impact hydrogéologique des éléments urbains en surface et dans le sous-sol (partie 5.2.1), à échelle locale. Ou au contraire en *spatialisant* cet impact à échelle régionale (selon les modalités présentées dans la partie 5.2.2). L'autre point d'importance est la disponibilité et la qualité des données hydrogéologiques, cadastrales et d'utilisation du sol. Si cette disponibilité/qualité est faible, il est alors nécessaire, par mesure de simplification, de spatialiser, et ainsi d'extrapoler, l'impact des éléments urbains, en fonction des données à disposition<sup>245</sup>.

Une fois déterminé le type d'intégration des données urbaines dans l'estimation de la vulnérabilité et des aléas urbains (selon les spécificités présentées dans la partie 5.2.5), il est alors possible d'appliquer l'approche par carte des processus anthropiques affectant la

<sup>245</sup> Si les données de réseaux d'eau sont souvent facilement accessibles via les municipalités, il est pratiquement impossible d'obtenir par exemple des données précises pour tous les bâtiments d'une zone urbaine étudiée (accès et données privés, multiplication des sources, impossibilité de démarcher tous les responsables). La spatialisation des données procède ainsi de toute une série de simplifications nécessaires : par exemple associer une profondeur-type de fondations selon la hauteur ou l'emprise d'un bâtiment (partie 4.3.3) ou postuler que toutes les fondations en eau et autres cavités souterraines urbaines (tunnels, métro, etc.) sont systématiquement pompées/drainées.

recharge. Avec une caractérisation supplémentaire de l'impact des éléments urbains sur les flux d'eau en zone saturée, en cas d'estimation de la vulnérabilité de la *source* en milieu urbain.

Les résultats finaux se présentent ainsi sous forme de différentes cartes, comprenant une carte de vulnérabilité intrinsèque potentielle du milieu urbain (carte VPU) intégrant les spécificités du construit urbain, une carte des aléas urbains, et une carte du risque urbain de contamination de la ressource ou de la source en eau souterraine.

En conclusion, quelques remarques pratiques doivent encore être exprimées concernant cette approche méthodologique :

- Cette approche doit particulièrement prendre en compte la *dynamique dans le temps*. Compte tenu de la rapide évolution des infrastructures urbaines (et particulièrement dans les pays en voie de développement), il est nécessaire de réviser régulièrement les indices des cartes PAR et des aléas urbains, pour les faire coïncider avec l'évolution du construit urbain et de ses nouvelles affectations (extension des zones urbaines, changement d'affectations, augmentation de la densité d'habitants, etc.). Les indices des cartes de vulnérabilité intrinsèque du substrat géologique (VIS) peuvent également subir des modifications, suite à des processus d'excavation, de remblayage ou de nivellement. De manière générale, les cartes réalisées selon cette approche sont ainsi *évolutives* dans le temps.
- Cette approche comporte de nombreux choix *arbitraires* (de paramètres et de valeurs d'attributs) et *simplifications*, en vue de concilier une approche utilisable facilement avec la quantité élevée de données à traiter pour l'évaluation de l'impact de l'urbanisation sur la vulnérabilité de l'eau souterraine. Il faut donc en permanence garder à l'esprit que les indices finaux de vulnérabilité obtenus ici sont purement qualitatifs – relatifs<sup>246</sup>, et ont pour fonction d'orienter des décisions globales et de fixer des priorités d'actions. Ces indices ne remplaceront donc jamais une étude précise d'impact pour tel ou tel élément urbain.
- Cette approche fait ici l'impasse sur le *comportement spécifique* de certains contaminants dans le sous-sol (pour l'estimation de la vulnérabilité spécifique, § 2.2.1.2 ; aspect qui a volontairement été écarté dans le présent travail), qui peuvent être adsorbés, dégradés et modifiés chimiquement de l'origine à la cible. Les indices de vulnérabilité obtenus avec la présente approche sont donc des valeurs de « pire scénario », compte tenu du fait que le contaminant potentiel est ici considéré comme complètement conservatif (sa concentration est modifiée uniquement par les processus hydrodispersifs et la dilution le long du trajet jusqu'à la cible).

---

<sup>246</sup> Ce qui est déjà le cas pour toutes les méthodes d'estimation de la vulnérabilité, mais cet aspect est encore renforcé ici, de par l'ajout de facteurs supplémentaires.

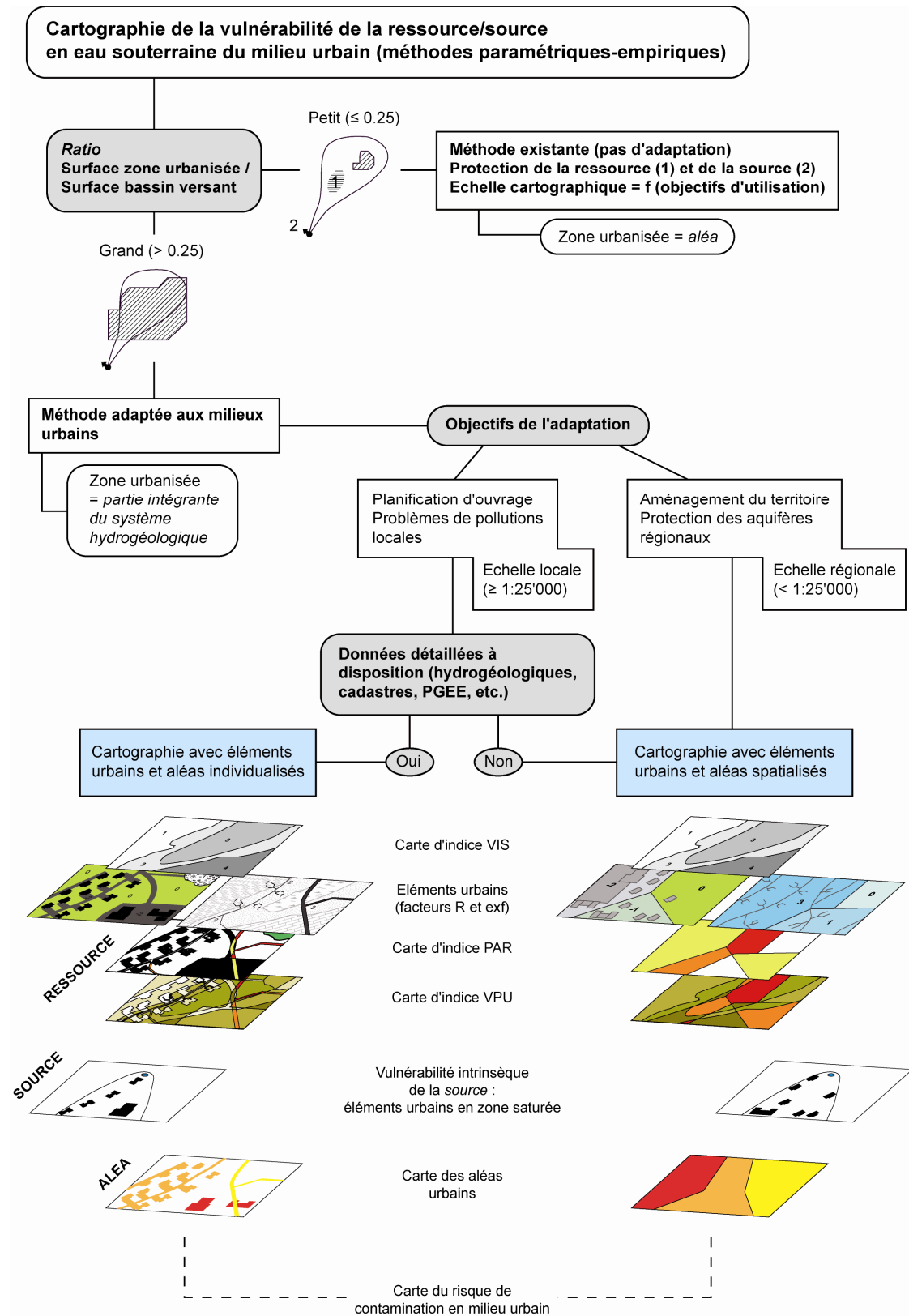


Fig. 5.9 : Méthodologie générale pour la cartographie de vulnérabilité de la ressource/source en eau souterraine dans les milieux urbains

## 6

## Conclusions : synthèse générale, limitations et perspectives

### 6.1. SYNTHÈSE GÉNÉRALE

La présente étude s'est attelée à établir un lien entre les domaines de recherche de la cartographie de vulnérabilité et de l'hydrogéologie urbaine. Des essais de traçage sur des sites d'études en milieu urbain, ainsi qu'une série de simulations au moyen de modèles numériques incluant un panel d'éléments urbains, ont permis de mieux cerner l'impact du construit urbain sur les écoulement d'eau en subsurface, et ainsi sur les valeurs d'indice de vulnérabilité intrinsèque. En tenant compte de ces résultats, une série de propositions a été présentée pour l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque aux hétérogénéités induites par les infrastructures urbaines.

#### 6.1.1. Résultats et observations

De manière synthétique, les observations suivantes ont été effectuées lors des essais de terrain et les simulations numériques urbaines :

- Les courbes de restitution des essais de traçages urbains ont clairement montré l'*impact de divers éléments urbains* sur l'infiltration de l'eau en surface, et sa percolation dans la zone non-saturée.  
A l'échelle locale, la concentration du ruissellement en bordure de surface imperméable, couplée à la présence de remblais routiers grossiers, a fortement augmenté les flux d'eau entrant dans l'aquifère, augmentant ainsi localement les valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque. Le rôle dual des conduites souterraines (infiltration dans les conduites et exfiltration dans la zone non-saturée) a été fréquemment observé, rendant difficile, à l'échelle locale, l'évaluation de leur impact sur les valeurs de vulnérabilité. Enfin, en l'absence d'éléments urbains en surface et subsurface, les flux d'eau vers l'aquifère ont alors été entièrement conditionnés par la lithologie et l'épaisseur des formations naturelles de la zone non-saturée.
- Les résultats des simulations numériques urbaines, réalisées sur deux MEF de contexte hydrogéologique et d'échelle spatiale différents a permis de caractériser et de *régionaliser* l'impact des éléments urbains sur l'écoulement souterrain de l'eau.

L'impact de recharge hétérogène (modélisée par ajout d'une terme-source, fonction du type de surface) est ainsi relativement peu important à toutes les échelles spatiales. Et encore moins à échelle régionale, où l'influence individuelle des parcelles perméables disparaît complètement. Seul l'impact de la recharge spatialisée (fonction du coefficient d'imperméabilisation, par zone) est alors identifiable à échelle régionale.

L'impact des conduites souterraines (modélisées au moyen de CLT avec coefficients de transfert variables) est notable à toutes les échelles spatiales. Cet impact est globalement dépendant du coefficient de transfert  $K/e$  (équivalent du facteur de perte, abondamment documenté dans la littérature), coefficient qu'il est nécessaire d'augmenter lorsque l'échelle spatiale décroît, afin d'obtenir un impact identique sur l'écoulement souterrain. A l'inverse, lors de l'évaluation de l'impact des conduites sur la recharge effective verticale et sur les indices de vulnérabilité intrinsèque, il est indispensable de diminuer ce coefficient à échelle régionale, pour correspondre aux valeurs réelles (observées dans la littérature).

### 6.1.2. Propositions

Les propositions suivantes ont été présentées pour l'adaptation de l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque aux milieux urbains :

- Une cartographie de vulnérabilité intrinsèque adaptée aux milieux urbains doit inclure *les éléments urbains susceptibles d'avoir un impact sur l'écoulement* naturel de l'eau de la surface à la nappe d'eau souterraine. Bien que très nombreux, ces éléments peuvent toutefois être regroupés en trois familles générales (1 à 3) :
  - Pour la vulnérabilité de la ressource : (1) type de surface (imperméable, naturelle, remblayée/artificielle) et (2) conduites et cavités dans la zone non-saturée (paramètres significatifs : dimensions, âge, matériaux, densité des réseaux).
  - Pour la vulnérabilité de la source : (3) infrastructures urbaines et fondations dans la zone saturée.

Au moyen de panels de paramètres propres à ces éléments, leur impact sur la recharge verticale des aquifères urbains et sur l'écoulement saturé, et ainsi sur les valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque, peut être caractérisé et cartographié.

- Compte tenu du grand volume nécessaire de données de type variés (hydrogéologiques, infrastructures urbaines en surface et en sous-sol), et de l'accroissement de ce volume lorsque l'échelle cartographique diminue, une cartographie de vulnérabilité intrinsèque adaptée aux milieux urbains doit *spatialiser l'impact des éléments urbains* sur les valeurs d'indices de vulnérabilité intrinsèque, aux petites échelles cartographiques. Cette spatialisation se fait selon le coefficient d'imperméabilisation (zones définies ou bassin versant urbains) pour les types de surface, et selon un facteur de perte zonal (fonction de la densité et du type de réseau) pour les conduites et cavités souterraines.
- Concrètement, de manière relativement simple, sans modifications des méthodes existantes, l'adaptation des méthodes cartographiques paramétriques-empiriques de vulnérabilité intrinsèque se fait par ajout d'une carte spécifiquement urbaine : une *carte des processus anthropiques affectant la recharge* (carte PAR), combinant les paramètres des surfaces (facteur de modification de la recharge  $R$ ) et des conduites et cavités

souterraines (facteur de potentiel d'exfiltration *exf*). Les valeurs de cette carte sont alors superposées aux indices de vulnérabilité intrinsèque obtenus au moyen de n'importe quelle méthode existante (carte VIS), pour donner au final une *carte de vulnérabilité intrinsèque potentielle de l'aquifère urbain* (carte VPU).

- A l'instar des éléments urbains et leur impact sur les indices de vulnérabilité intrinsèque, et ici aussi en raison des volumes importants de données nécessaires, les *aléas en milieu urbain* doivent également être spatialisés à échelle spatiale régionale, particulièrement lorsque l'urbanisation est dense et que plusieurs types d'activités urbaines sont présents dans des zones fortement imperméabilisées (la zone d'influence des aléas est alors augmentée). Cette spatialisation se fait au moyen d'un aléa moyen par zone, et pondéré par l'aire de la surface imperméable qui lui est associée (prise en compte de la zone d'influence).

## 6.2. LIMITATIONS ET PERSPECTIVES DE LA MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE

Une méthodologie générale pour l'adaptation de la vulnérabilité en zone urbaine, reprenant l'ensemble des propositions susmentionnées, a ainsi été développée et présentée dans cette thèse (approche par cartes PAR et VPU). Cette méthodologie montre toutefois plusieurs limitations, qu'il est important de mentionner :

- Pour des raisons de simplification, notamment par rapport au besoin en données pour cette méthodologie, les éléments urbains ont été regroupés en familles, et des paramètres généraux y ont été associés (facteurs *R* et *exf* de la carte PAR). A échelle régionale, lorsque que de nombreux éléments urbains sont pris en compte dans ces facteurs (spatialisation de l'information), cette méthodologie peut induire des erreurs d'estimation, mais a le mérite de synthétiser un grand volume d'information au moyen d'un nombre réduit de facteurs. A l'inverse, pour éviter des erreurs d'estimation importantes à échelle locale ( $> 1/10'000$ ), il est préférable, autant que possible, de caractériser l'impact *individuel* de chaque élément urbain sur la recharge et l'écoulement saturé.
- Les cartes PAR et VPU proposent ici des valeurs *qualitatives* d'indices (données à titre d'exemple, pour illustrer la démarche) qui, bien que se basant sur des résultats de terrain et modélisation, n'ont pas été validées a posteriori. Lors de l'interprétation et l'utilisation de cartes finales VPU, une prééminence doit être donnée à la carte de vulnérabilité intrinsèque du substrat (carte VIS), dérivée de méthodes existantes (dont la plupart ont déjà prouvé leur validité). L'information sur l'impact du construit urbain (carte PAR) se superposant alors, dans un second temps, à l'information hydrogéologique donnée par la carte VIS.
- Les cartes PAR et VPU ne sont réellement utiles que pour l'estimation de la vulnérabilité intrinsèque de la *ressource* en eau souterraine (donc concernant tous les éléments urbains dans la zone non-saturée). L'estimation de la vulnérabilité de la source en milieu urbain nécessite une caractérisation de l'impact hydrogéologique du construit urbain sur l'écoulement saturé. Cette caractérisation est possible à échelle locale (pour un bassin versant de source ou une zone de capture de puits restreints), mais très difficile à échelle régionale ou lorsque l'urbanisation est dense. Si l'on désire prendre en compte l'impact de l'urbanisation à échelle régionale, la cartographie de vulnérabilité de la source en milieu

urbain doit se faire de façon extrêmement prudente, au moyen de simplifications pertinentes pour l'intégration des infrastructures en zone saturée.

Compte tenu des remarques susmentionnées, la perspective principale pour de futurs développements de cette méthodologie est donc la *validation* des cartes PAR et VPU, afin de déterminer de manière semi-quantitative les divers paramètres permettant de calculer les indices de ces cartes. Cette validation, qui peut être effectuée au moyen de divers essais de terrain (type traçages) à diverses échelles spatiales, ou au moyen de modélisations numériques d'aquifères urbains existants, permettrait d'étendre et de préciser le domaine de validité des postulats de la présente méthodologie, ainsi que de préciser la manière dont l'impact des éléments urbains doit être spatialisé à échelle cartographique régionale – problématique qui n'a été présentée que de manière généraliste ici.

Bien que le développement d'une *nouvelle* méthode d'estimation de la vulnérabilité ne soit pas réellement pertinente, ni indispensable, il serait intéressant au final d'affiner la méthodologie pour l'établissement de la carte d'indices PAR (méthodologie très généraliste dans cette étude), mais également de préciser la méthode de calcul pour la superposition des indices PAR et VIS (ici par simple addition, sans pondération), ceci afin d'obtenir une méthode standardisée, valide, et reproductible à tous les environnements hydrogéologiques urbains, quels que soient l'échelle cartographique et le type d'urbanisation considérés.

## Références

- 620 COST Action** (2004). *Specific vulnerability*. In: COST Action 620. Vulnerability and risk mapping for the protection of carbonate (karst) aquifers. Final Report. F. Zwahlen Ed. European Cooperation in the field of scientific and technical research (COST). Brussels, Belgium: 25-83.
- Adams B. et Foster s. S. D.** (1992). *Land-surface zoning for groundwater protection*. Jour. Institution of Water and Environmental Management 6: 312-320.
- Al-Adamat R. A. N., Foster I. D. L. et Baban S. M. J.** (2003). *Groundwater vulnerability and risk mapping for the Basaltic aquifer of the Azraq basin of Jordan using GIS, Remote sensing and DRASTIC*. Applied Geography 23(4): 303-324.
- Al-Zabet T.** (2002). *Evaluation of aquifer vulnerability to contamination potential using the DRASTIC method*. Environmental Geology 43: 203-208.
- Albinet M. et Margat J.** (1975). *Cartographie de la vulnérabilité à la pollution des nappes d'eau souterraine (in French)*. Groundwater Pollution Symposium, Moscow, USSR. IAHS publ. 103. 103.
- Aller L., Bennett T., Lehr J.H., Petty R.J. et Hackett G.** (1987). *DRASTIC: a standardized system for evaluating groundwater pollution potential using hydrogeological settings*. U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Ada, Oklahoma, USA.
- Amick R. S. et Burgess E. H.** (2000). *Exfiltration in Sewer Systems*. U.S. Environmental Protection Agency (EPA). Cincinnati, USA. 41 pp.
- Antonakos A. K. et Lambrakis N. J.** (2007). *Development and testing of three hybrid methods for the assessment of aquifer vulnerability to nitrates, based on the drastic model, an example from NE Korinthia, Greece*. Journal of Hydrology 333(2-4): 288-304.
- Appleyard S. J.** (1993). *Impact of stormwater infiltration basins on groundwater quality, Perth metropolitan region, Western Australia*. Environmental Geology 21(4): 227-236.
- Armbruster H., Mors K., Eiswirth M., Hötzl H., Merkle G.-P. et Nægelsbach E.** (1992). *Leakage detection of sewer pipes by combined geophysical and tracer techniques*. In: Tracer Hydrology. H. Hötzl and A. Werner Eds. Balkema. Rotterdam, Netherlands: 97-99.
- Balek J.** (1987). *Groundwater recharge concepts*. In: Estimation of Natural Groundwater Recharge. I. Simmers Ed. NATO ASI Series. Series C: Mathematical and Physical Sciences. Dordrecht, Netherlands. Vol. 222: 3-11.

**Barber L. B.** (1992). *Hierarchical analytical approach to evaluating the transport and biogeochemical fate of organic compounds in sewage-contaminated groundwater, Cape Cod, Massachusetts*. In: Groundwater contamination and analysis at hazardous waste sites. S. Lesage and R. E. Jackson Eds. Marcel Dekker Inc.: 73-120.

**Barrett M. H.** (2004). *Characteristics of Urban Groundwater*. In: Urban Groundwater Pollution. D. N. Lerner Ed. Taylor & Francis. Leiden, Netherlands. International Contributions to Hydrogeology n°24. International Association of Hydrogeologists (IAH).

**Barrett Mike H., Hiscock Kevin M., Pedley Stephen, Lerner David N., Tellam John H. et French Mike J.** (1999). *Marker species for identifying urban groundwater recharge sources: A review and case study in Nottingham, UK*. Water Research 33(14): 3083-3097.

**Bear J.** (1972). *Dynamics of fluid in porous media*. Elsevier, New York, USA.

**Berthier E.** (1999). *Contribution à une modélisation hydrologique à base physique en milieu urbain*. PhD thesis, Laboratoire central des ponts et chaussées, Institut national polytechnique de Grenoble (IPNG), Grenoble, France. 223 pp.

**Bertrand-Krajewski J.-L., Chebbo G. et Saget A.** (1998). *Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon*. Water Research 32(8): 2341-2356.

**Blackwood D. J., Gilmour D. J., Ellis J. B., Revitt D. M. et Staines A.** (2005). *Exfiltration from sewers; is it a serious problem ?* In: 10th International Conference on Urban Drainage. Copenhagen.

**Blunier P.** (2009). *Méthodologie de gestion durable des ressources du sous-sol urbain*. PhD thesis, Laboratoire de géologie de l'ingénieur et de l'environnement, EPFL, Lausanne, Switzerland. 280 pp.

**Bojorquez-Tapia L. A., Cruz-Bello G. M., Luna-Gonzalez L., Juarez L. et Ortiz-Perez M. A.** (2009). *V-DRASTIC: Using visualization to engage policymakers in groundwater vulnerability assessment*. Journal of Hydrology 373(1-2): 242-255.

**Brouyère S., Jeannin P. Y., Dassargues A., Goldscheider N., Popescu I. C., Sauter M., Vadillo I. et Zwahlen F.** (2001). *Evaluation and validation of vulnerability concepts using a physically based approach*. 7th Conference on Limestone Hydrology and Fissured Media, Besançon, France, J. Mudry and F. Zwahlen, Sciences et techniques de l'environnement, Université de Franche-Comté, Mémoire hors-série. 13: 67-72.

**Celico F., Petrella E. et Naclerio G.** (2007). *DAC: a vulnerability assessing methodology for carbonate aquifers, validated by field and laboratory experiments*. In: Groundwater Vulnerability Assessment and Mapping. A. J. Witkowski, A. Kowalczyk and J. Vrba Eds. Taylor & Francis Group. London, UK: 179-190.

**Chae Gi-Tak, Yun Seong-Taek, Choi Byoung-Young, Yu Soon-Young, Jo Ho-Young, Mayer Bernhard, Kim Yun-Jong et Lee Jin-Yong** (2008). *Hydrochemistry of urban groundwater, Seoul, Korea: The impact of subway tunnels on groundwater quality*. Journal of Contaminant Hydrology 101(1-4): 42.

**Chebbo G., Mouchel J.-M., Saget A. et Gousailles M.** (1995). *La pollution des rejets urbains par temps de pluie : flux, nature et impacts*. TSM 11(90ème année): 796-806.

- Chiew F. H. S. et McMahon T. A.** (1999). *Modelling runoff and diffuse pollution loads in urban areas*. Water Science & Technology 39(12): 241-248.
- Choe J. S., Bang K. W. et Lee J. H.** (2002). *Characterization of surface runoff in urban areas*. Water Science & Technology 45(9): 249-254.
- Civita M. et De Maio M.** (1997). *SINTACS. Un sistema parametrico per la valutazione e la cartografia della vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento. Metodologia & Automatizzazione*. Pitagora Editrice, Bologna, Italia.
- Connell L. D. et Van den Daele G.** (2003). *A quantitative approach to aquifer vulnerability mapping*. Journal of Hydrology 276: 71-88.
- Cronin A. A., Taylor R. G., Powell K. L., Barrett M. H., Trowsdale S. A. et Lerner D. N.** (2003). *Temporal variations in the depth-specific hydrochemistry and sewage-related microbiology of an urban sandstone aquifer, Nottingham, United Kingdom*. Hydrogeology Journal 11(2): 205-216.
- Daly D., Dassargues A., Drew D., Dunne S., Goldscheider N., Neale S., Popescu I. C. et Zwahlen F.** (2002). *Main concepts of the "European approach" to karst-groundwater-vulnerability assessment and mapping*. Hydrogeology Journal 10(2): 340-345.
- Dassargues A., Popescu I. C., Beaujean J., Lemieux J. M. et Brouyère S.** (2009). *Reframing groundwater vulnerability assessment for a better understanding between decision makers and hydrogeologists*. The Role of Hydrology in Water Resources Management, Capri, Italy, IAHS Publ. 327. 327: 278-284.
- Datry T., Malard F. et Gibert J.** (2004). *Dynamics of solutes and dissolved oxygen in shallow urban groundwater below a stormwater infiltration basin*. Science of The Total Environment 329(1-3): 215-229.
- Davies J. P., Clarke B. A., Whiter J. T. et Cunningham R. J.** (2001). *Factors influencing the structural deterioration and collapse of rigid sewer pipes*. Urban Water 3(1-2): 73-89.
- De Vries J. J. et Simmers I.** (2002). *Groundwater recharge: an overview of processes and challenges*. Hydrogeology Journal 10(1): 5-17.
- Dechesne M., Barraud S. et Bardin J.-P.** (2004). *Spatial distribution of pollution in an urban stormwater infiltration basin*. Journal of Contaminant Hydrology 72(1-4): 189-205.
- Dimitriou E., Karaouzas I., Sarantakos K., Zacharias I., Bogdanos K. et Diapoulis A.** (2008). *Groundwater risk assessment at a heavily industrialised catchment and the associated impacts on a peri-urban wetland*. Journal of Environmental Management 88(3): 526.
- Doerfliger N., Jeannin P. Y. et Zwahlen F.** (1999). *Water vulnerability assessment in karst environments: a new method of defining protection areas using a multi-attribute approach and GIS tools (EPIK method)*. Environmental Geology 39(2): 165-176.
- Doerfliger N. et Zwahlen F.** (1998). *Groundwater vulnerability mapping in karstic regions (EPIK). Application to groundwater protection zones: practical guide*. Office Fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEFP), Berne, Switzerland.
- Dohmann M., Decker J. et Menzenbach B.** (1999). *Water Contamination Due to Sewer Leakage (en Allemand)*. Springer, Berlin, Heidelberg, Germany.

**Ducci D.** (1999). *GIS Techniques for Mapping Groundwater Contamination Risk*. Natural Hazards 20: 279-294.

**Dumont P., Robin M. J. L. et Daneshfar B.** (2007). *Uncertainty propagation in groundwater vulnerability modelling*. 35th Congress of IAHR: Groundwater and Ecosystems, Lisbon, Portugal.

**Duy B. K., Archambeau P., Erpicum S., Dewals B. J. et Piroton M.** (2009). *Modélisation hydrologique à grande échelle des zones imperméables drainées*. La Houille Blanche 5(octobre 2009): 167-173.

**EEA** (1999). *Environmental indicators: typology and overview*. European Environment Agency, report no. 25, Copenhagen, Denmark.

**Eiswirth M. et Hötzl H.** (1997). *The impact of leaking sewers on urban groundwater*. In: Groundwater in the Urban Environment. P. J. Chilton and al. Eds. A.A. Balkema. Rotterdam: 399-404.

**Ellis J. B.** (1997). *Groundwater pollution from infiltration of urban stormwater runoff*. XXVII IAHR Congress on Groundwater in the Urban Environment, Nottingham, UK, Balkema.

**Ellis J. B.** (2006). *Pharmaceutical and personal care products (PPCPs) in urban receiving waters*. Environmental Pollution 144(1): 184.

**Ellis J. B., Revitt D.M., Lister P., Willgress C. et Buckley A.** (2003). *Experimental studies of sewer exfiltration*. Water Science & Technology 47(4): 61-67.

**Epting J.** (2009). *Process-oriented Concepts for Adaptive Water Resource Management. Implications for Urban Hydrogeology*. PhD Thesis, Philosophisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät, Universität Basel, Basel, Switzerland. 194 pp.

**Epting J., Huggenberger P. et Rauber M.** (2008 (1)). *Integrated methods and scenario development for urban groundwater management and protection during tunnel road construction: a case study of urban hydrogeology in the city of Basel, Switzerland*. Hydrogeology Journal 16(3): 575.

**Epting J., Huggenberger P., Regli C., Spoljaric N. et Kirchhofer R.** (2008 (2)). *Integrated methods for urban groundwater management considering subsurface heterogeneity*. In: Quantitative Information Fusion for Hydrological Sciences. X. Cai and T. C. Jim Yeh Eds. Springer series: Studies in Computational Intelligence. 79.

**Epting J., Regli C. et Huggenberger P.** (2008). *Groundwater protection in urban areas incorporating adaptive groundwater monitoring and management*. In: Adaptive and Integrated Water Management, Coping with Complexity and Uncertainty. C. Pahl-Wostl, P. Kabat and J. Moltgen Eds. Springer.

**Farley M. et Trow S.** (2003). *Losses in water distribution networks: A practitioner's guide to assessment, monitoring and control*. International Water Association (IWA) Publishing, London, UK.

**Fetter C. W.** (1999). *Contaminant Hydrogeology*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

- Fetter C. W.** (2001). *Applied Hydrogeology - 4th edition*. Prentice-Hall Inc., New Jersey, USA.
- Focazio M. J., Reilly T. E., Rupert M. G. et Helsel D. R.** (2002). *Assessing groundwater vulnerability to contamination: providing scientifically defensible information for decision makers*. USGS Circular. Reston, VI, USA. 33 pp.
- Foppen J. W. A., van Herwerden M., Kebtie M., Noman A., Schijven J. F., Stuyfzand P. J. et Uhlenbrook S.** (2008). *Transport of Escherichia coli and solutes during waste water infiltration in an urban alluvial aquifer*. Journal of Contaminant Hydrology 95(1-2): 1-16.
- Forschergruppe Kanalleckagen** (2002). *Risk Potential of Waste Water from Leaky Sewers on Soil and Groundwater (en Allemand)*. Department of Applied Geology, University of Karlsruhe, Germany.
- Foster S. S. D.** (2001). *The interdependence of groundwater and urbanisation in rapidly developing cities*. Urban Water 3(3): 185-192.
- Foster S. S. D.** (2007). *Aquifer pollution vulnerability concept and tools - use, benefits and constraints*. In: Groundwater Vulnerability Assessment and Mapping. A. J. Witkowski, A. Kowalczyk and J. Vrba Eds. Taylor & Francis Group. London, UK.
- Foster S. S. D. et Chilton P. J.** (2004). *Downstream of downtown: urban wastewater as groundwater recharge*. Hydrogeology Journal 12(1): 115.
- Foster S. S. D. et Hirata R. C. A.** (1988). *Groundwater pollution risk assessment: a methodology using available data*. WHO-PAHO-CEPIS Technical Report. Lima, Peru. 73 pp.
- Foster S. S. D., Hirata R., Gomes D., D'Elia M. et Paris M.**, Eds. (2002). *Groundwater Quality Protection. A guide for water utilities, municipal authorities and environmental agencies*. The World Bank. Washington D.C, USA
- Foster S. S. D., Lawrence A. R. L. et Morris B.**, Eds. (1998). *Groundwater in Urban Development. Assessing Management Needs and Formulating Policy Strategies*. World Bank Technical Paper. The World Bank. Washington D.C., USA
- Foster S. S. D., Morris B., Lawrence A. R. L. et Chilton P. J.** (1999). *Groundwater impacts and issues in developing cities - An introductory review*. In: Groundwater in the Urban Environment - Selected City Profiles. International Contributions to Hydrogeology n°21. International Association of Hydrogeologists (IAH). P. J. Chilton Ed. Balkema. Rotterdam, Netherlands.
- Fredrick K. C., Becker M. W., Flewelling D. M., Silavisesrith W. et Hart E. R.** (2004). *Enhancement of aquifer vulnerability indexing using the analytic-element method*. Environmental Geology 45: 1054-1061.
- Freeze R. A. et Cherry J. A.** (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall International New Jersey, USA.
- Frei E., Meia J., Becker F., Büchi O., Buxtorf R., Ryniker K. et Suter H.** (1974). *Atlas géologique de la Suisse au 1/25000, carte 1164 - Neuchâtel (in French)*. Office fédéral de la topographie (Swisstopo), Bern, Switzerland.

**Frind E. O., Molson J. W. et Rudolph D. L.** (2006). *Well Vulnerability: A Quantitative Approach for Source Water Protection*. Ground Water 44(5): 732-742.

**Fuchs S., Hahn H. H., Roddewig J., Schwarz M. et Turkovic R.** (2004). *Biodegradation and bioclogging in the unsaturated porous soil beneath sewer leaks*. Acta hydrochim. hydrobiol. 32(4-5): 277-286.

**Garcia-Fresca B.** (2007). *Urban-enhanced groundwater recharge: a review and case study of Austin, Texas, USA*. In: Urban Groundwater - Meeting the Challenge. K. W. F. Howard Ed. Taylor & Francis. Leiden, Netherlands. International Association of Hydrogeologists Selected Papers n°8.

**Gardin N., Wojda P. et Brouyère S.** (2006). *Stress factors and generalized physically based groundwater vulnerability assessment* FP6 GABARDINE EU Project. Unpublished Work.

**Göbel P., Dierkes C. et Coldewey W. G.** (2007). *Storm water runoff concentration matrix for urban areas*. Journal of Contaminant Hydrology 91(1-2): 26.

**Göbel P., Stubbe H., Weinert M., Zimmermann J., Fach S., Dierkes C., Kories H., Messer J., Mertsch V., Geiger W. F. et Coldewey W. G.** (2004). *Near-natural stormwater management and its effects on the water budget and groundwater surface in urban areas taking account of the hydrogeological conditions*. Journal of Hydrology 299(3-4): 267-283.

**Gogu R. C. et Dassargues A.** (2000). *Current trends and future challenges in groundwater vulnerability assessment using overlay and index methods*. Environmental Geology 39(6): 549-559.

**Gogu R. C. et Dassargues A.** (2001). *Intrinsic vulnerability maps of a karstic aquifer as obtained by five different assessments techniques: comparison and comments*. 7th Conference on Limestone Hydrology and Fissured Media, Besançon, France, J. Mudry and F. Zwahlen, Sciences et techniques de l'environnement, Université de Franche-Comté, Mémoire hors-série. 13: 161-166.

**Gogu R. C., Hallet V. et Dassargues A.** (2003). *Comparison of aquifer vulnerability assessment techniques. Application to the Néblon river basin (Belgium)*. Environmental Geology 44: 881-892.

**Goldscheider N., Hötzl H., Fries W. et Jordan P.** (2001). *Validation of a vulnerability map (EPIK) with tracer tests*. 7th Conference on Limestone Hydrology and Fissured Media, Besançon, France, J. Mudry and F. Zwahlen, Sciences et techniques de l'environnement, Université de Franche-Comté, Mémoire hors-série. 13: 167-170.

**Goldscheider N. et Popescu I. C.** (2004 (1)). *Groundwater Vulnerability*. In: COST Action 620. Vulnerability and risk mapping for the protection of carbonate (karst) aquifers. Final Report. F. Zwahlen Ed. European Cooperation in the field of scientific and technical research (COST). Brussels, Belgium: 5-9.

**Goldscheider N. et Popescu I. C.** (2004 (2)). *The European Approach*. In: COST Action 620. Vulnerability and risk mapping for the protection of carbonate (karst) aquifers. Final Report. F. Zwahlen Ed. European Cooperation in the field of scientific and technical research (COST). Brussels: 17-20.

**Gowler A.** (1983). *Underground Purification Capacity*. IAHS Publ. 142(2): 1063-1072.

- Grischek T., Nestler D., Piechniczek D. et Fischer T.** (1996). *Urban Groundwater in Dresden, Germany*. Hydrogeology Journal 4(1): 48-63.
- Guo Q., Wang Y., Gao X. et Ma T.** (2007). *A new model (DRARCH) for assessing groundwater vulnerability to arsenic contamination at basin scale: a case study in Taiyuan basin, northern China*. Environmental Geology 52(5): 923.
- Heberer T.** (2002). *Tracking persistent pharmaceutical residues from municipal sewage to drinking water*. Journal of Hydrology 266(3-4): 175-189.
- Held I., Wolf L., Eiswirth M. et Hötzl H.** (2006). *Impacts of sewer leakage on urban groundwater*. In: Urban Groundwater Management and Sustainability. NATO Science Series: IV: Earth and Environmental Sciences, Springer Netherlands. vol. 74.
- Holman I. P., Palmer R. C., Bellamy P. H. et Hollis J. M.** (2005). *Validation of an intrinsic groundwater pollution vulnerability methodology using a national nitrate database*. Hydrogeology Journal 13: 665-674.
- Höltling B., Haertle T., Hohberger K. H., Nachtigall K. H., Villinger E., Weinzierl W. et Wrobel J. P.** (1995). *Konzept zur Ermittlung der Schutzfunktion der Grundwasserüberdeckung (Concept for the evaluation of the protective function of the layers overlying groundwater)*. Geol Jahrb C63: 5-24.
- Howard K. W. F. et Israfilov R.G.** (2001). *Currents Problems of Hydrogeology in Urban Areas, Urban Agglomerates and Industrial Centres*. NATO Advance Research Workshop, Baku, Azerbaijan. NATO Science Series IV. Earth and Environmental Sciences. Vol. 8.
- Hua J., An P., Winter J. et Gallert C.** (2003). *Elimination of COD, microorganisms and pharmaceuticals from sewage by trickling through sandy soil below leaking sewers*. Water Research 37(18): 4395-4404.
- Jago-on K. A. B., Kaneko S., Fujikura R., Fujiwara A., Imai T., Matsumoto T., Zhang J., Tanikawa H., Tanaka K., Lee B. et Taniguchi M.** (2009). *Urbanization and subsurface environmental issues: An attempt at DPSIR model application in Asian cities*. Science of The Total Environment 407(9): 3089-3104.
- Jeannin P. Y., Cornaton F., Zwahlen F. et Perrochet P.** (2001). *VULK: a tool for intrinsic vulnerability assessment and validation*. 7th Conference on Limestone Hydrology and Fissured Media, Besançon, France, J. Mudry and F. Zwahlen, Sciences et techniques de l'environnement, Université de Franche-Comté, Mémoire hors-série. 13: 185-190.
- Jovanovic N. Z., Adams S., Thomas A., Fey M., Beekman H. E., Campbell R., Saayman I. et Conrad J.** (2006). *Improved DRASTIC method for assessment of groundwater vulnerability to generic aqueous-phase contaminants*. Waste Management and the Environment III 92: 393-402.
- Karpp C. et Krebs P.** (2004). *Sewers as drainage systems – quantification of groundwater infiltration*. NOVATECH conference, Lyon, France. 2004: 969-975.
- Karpp C. et Krebs P.** (2004 (2)). *Application of the leakage model to assess exfiltration*. Int. Conference on Urban Drainage Modelling, Dresden, Germany: 217-224.
- Käss W.** (1998). *Tracing technique in geohydrology*. Balkema, Rotterdam, Netherlands.

**Kiraly L.** (1973). *Carte hydrogéologique du Canton de Neuchâtel, 1:50'000*. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel, Neuchâtel, Switzerland.

**Klinger J., Wolf L. et Hötzl H.** (2005). *Leaky sewers - Measurements under operating conditions*. 4th World Wide Workshop for Young Environmental Scientists (WWW-YES): Urban waters: resource or risk ?, Vitry-sur-Seine, France.

**Le Delliou A.-L., Rodriguez F. et Andrieu H.** (2009). *Modélisation intégrée des flux d'eau dans la ville - impacts des réseaux d'assainissement sur les écoulements souterrains*. La Houille Blanche 5(octobre 2009): 152-158.

**Leal J. A. R., Noyola Medrano C. et Tapia Silva F. O.** (2010). *Aquifer vulnerability and groundwater quality in mega cities: case of the Mexico Basin*. Environ Earth Sci.

**Lerner D. N.** (1986). *Leaking Pipes Recharge Ground Water*. Ground Water 24(5): 654-662.

**Lerner D. N.** (1990). *Groundwater recharge in urban areas*. Atmos. Environ. 24B(1): 29-33.

**Lerner D. N.** (2002). *Identifying and quantifying urban recharge: a review*. Hydrogeology Journal 10(1): 143.

**Lerner D. N. et Barrett M. H.** (1996). *Urban Groundwater Issues In The United Kingdom*. Hydrogeology Journal 4(1): 80-89.

**Lerner D. N., Issar A. S. et Simmers I.,** Eds. (1990). *Groundwater Recharge. A guide to Understanding and Estimating Natural Recharge*. IAH International Contributions to Hydrogeology. Heinz Heise. Hannover, Germany

**Leschik J., Musloff A., Martienssen M., Krieg R., Bayer-Raich M., Reinstorf F., Strauch G. et Schirmer M.** (2009). *Investigation of sewer exfiltration using integral pumping tests and wastewater indicators*. Journal of Contaminant Hydrology 110: 118-129.

**Liggett J. E. et Talwar S.** (2009). *Groundwater Vulnerability Assessments and Integrated Water Resource Management*. Watershed Management Bulletin 13(1): 18-29.

**Maloszewski P. et Zuber A.** (1985). *On the theory of tracer experiments in fissured rocks with a porous matrix*. Journal of Hydrology 79(3-4): 333-358.

**Mangani G., Berloni A., Bellucci F., Tatàno F. et Maione M.** (2005). *Evaluation of the pollutant content in road runoff first flush waters*. Water, Air, and Soil Pollution 10: 213-228.

**Margat J.** (1968). *Vulnérabilité des nappes d'eau souterraine à la pollution (Groundwater vulnerability to contamination) (in French)*. Bases de la cartographie, doc. BRGM 68 SGL 198 HYD, Orléans, France.

**Marinos P. G. et Kawadas M. J.** (1997). *Effects of shallow tunnels on the groundwater table levels*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology 56: 61-64.

**Marsalek J. et Marsalek P. M.** (1997). *Characteristics of sediments from a stormwater management pond*. Water Science & Technology 36(8-9): 117-122.

**Masetti M., Sterlacchini S., Ballabio C., Sorichetta A. et Poli S.** (2009). *Influence of threshold value in the use of statistical methods for groundwater vulnerability assessment*. Science of The Total Environment 407(12): 3836-3846.

- Meia J. et Frei E.** (1976). *Atlas géologique de la Suisse au 1/25000, carte 1164 - Neuchâtel : notice explicative (in French)*. Office fédéral de la topographie (swisstopo), Bern, Switzerland.
- Merchant J. W.** (1994). *GIS-based groundwater pollution hazard assessment - A critical-review of the DRASTIC model*. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing 60(9): 1117-1128.
- Miller R., Correll R., Vanderzalm J. et Dillon P.**, Eds. (2005). *AISUWRS Work-package 7 - D16-19: Modelling of movement of contaminants from sewer leaks and public open space through the unsaturated zone to the water table*. Commissioned Report 05/41. CSIRO & AGK.
- Misstear B. D. R., Brown L. et Daly D.** (2009). *A methodology for making initial estimates of groundwater recharge from groundwater vulnerability mapping*. Hydrogeology Journal 17(2): 275-285.
- Mitchell V.G., Mein R. G. et McMahon T. A.** (2001). *Modelling the urban water cycle*. Environmental Modelling & Software 16(7): 615-629.
- Mohrlok U. et Bücker-Gittel M.**, Eds. (2005). *AISUWRS Work-package 6: Methodology for modelling groundwater recharge in urban areas*. Commissioned Report. AGK. Karlsruhe
- Mohrlok U., Bücker-Gittel M., Cata C. et Jirka G. H.** (2004). *Assessment of wastewater impact on groundwater by hydraulic soil investigations*. Acta hydrochim. hydrobiol. 32(4-5): 328-335.
- Mohrlok U., Cata C. et Bücker-Gittel M.** (2007). *Impact on urban groundwater by wastewater infiltration into soils*. In: Urban Groundwater - Meeting the Challenge: International Association of Hydrogeologists Selected Papers n°8. K. W. F. Howard Ed. Taylor & Francis. Leiden, Netherlands.
- Morris B. L, Lawrence A. R. L., Chilton P. J. C., Adams B., Calow R. C. et Klinck B.A.**, Eds. (2003). *Groundwater and its susceptibility to degradation: a global assessment of the problem and options for management*. Early warning and assessment report series, RS. 03-3. United Nation Environment Programme (UNEP). Nairobi, Kenya
- Neukum C. et Azzam R.** (2009). *Quantitative assessment of intrinsic groundwater vulnerability to contamination using numerical simulations*. Science of The Total Environment 408(2): 245-254.
- Neukum C. et Hötzl H.** (2007). *Standardization of vulnerability maps*. Environmental Geology 51(5): 689.
- Neukum C., Hötzl H. et Himmelsbach T.** (2008). *Validation of vulnerability mapping methods by field investigations and numerical modelling*. Hydrogeology Journal 16(4): 641.
- Nobre R. C. M., Rotunno Filho O. C., Mansur W. J., Nobre M. M. M. et Cosenza C. A. N.** (2007). *Groundwater vulnerability and risk mapping using GIS, modeling and a fuzzy logic tool*. Journal of Contaminant Hydrology 94(3-4): 277.
- NRC (National Research Council )** (1993). *Groundwater vulnerability assessment, contamination potential under conditions of uncertainty*. National Academy Press, Washington DC, USA.

**OFEFP** (2004). *Instructions pratiques pour la protection des eaux souterraines*. L'environnement pratique. Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage, Berne, Switzerland.

**Panagopoulos G., Antonakos A. et Lambrakis N.** (2006). *Optimization of the DRASTIC method for groundwater vulnerability assessment via the use of simple statistical methods and GIS*. Hydrogeology Journal 14(6): 894.

**Paul M., Wolf L., Fund K., Held I., Winter J., Eiswirth M., Gallert C. et Hötzl H.** (2004). *Microbiological condition of urban groundwater in the vicinity of leaky sewer systems*. Acta hydrochim. hydrobiol. 32(4-5): 351-360.

**Perrin J., Pochon A., Jeannin P. Y. et Zwahlen F.** (2004). *Vulnerability assessment in karstic areas: validation by field experiments*. Environmental Geology 46: 237-245.

**Pitt R., Clark S. et Parmer K.** (1994). *Potential Groundwater Contamination from Intentional and Nonintentional Stormwater Infiltration*. U.S. Environmental Protection Agency (EPA) ref. EPA/600/R-94/051, Cincinnati, USA.

**Pochon A., Tripet J.-P., Kozel R., Meylan B., Sinreich M. et Zwahlen F.** (2008). *Groundwater protection in fractured media: a vulnerability-based approach for delineating protection zones in Switzerland*. Hydrogeology Journal 16(7): 1267.

**Popescu I. C., Gardin N., Brouyère S. et Dassargues A.** (2008). *Groundwater vulnerability assessment using physically-based modelling: from challenges to pragmatic solutions*. ModelCARE 2007, Denmark, IAHS Publ. 320. 320: 83-88.

**Powell K. L., Taylor R. G., Cronin A. A., Barrett M. H., Pedley S., Sellwood J., Trowsdale S. A. et Lerner D. N.** (2003). *Microbial contamination of two urban sandstone aquifers in the UK*. Water Research 7: 339-352.

**Prokop G.** (2003). *Sustainable management of soil and groundwater resources in urban areas*. Proceedings of the 2nd IMAGE-TRAIN Cluster Meeting, Krakow, Poland. Umweltbundesamt Austria. Conference Papers Vol. 33.

**Rauch W., Bertrand-Krajewski J.-L., Krebs P., Mark O., Schilling W., Schütze M. et Vanrolleghem P. A.** (2002). *Deterministic modelling of integrated urban drainage systems*. Water Science & Technology 45(3): 81-94.

**Rauch W. et Stegner T.** (1994). *The colmation of leaks in sewer systems during dry weather flow*. Water Science & Technology 30(1): 205-210.

**Ravbar N. et Goldscheider N.** (2009). *Comparative application of four methods of groundwater vulnerability mapping in a Slovene karst catchment*. Hydrogeology Journal 17(3): 725-733.

**Rieckermann J., Bares V., Kracht O., Braun D. et Gujer W.** (2007). *Estimating sewer leakage from continuous tracer experiments*. Water Research 41(9): 1960.

**Rieckermann J., Borsuk M., Reichert P. et Gujer W.** (2005). *A novel tracer method for estimating sewer exfiltration*. Water Resour. Res. 41(W05013).

- Rosen L.** (1994). *A Study of the DRASTIC Methodology with Emphasis on Swedish Conditions*. Ground Water 32(2): 278-285.
- Rupert M. G.** (2001). *Calibration of the DRASTIC Ground Water Vulnerability Mapping Method*. Ground Water 39(4): 625-630.
- Rutsch M.** (2007). *Assessment of sewer leakage by means of exfiltration measurements and modelling tests*. PhD thesis, Institute for Urban Water Management, Dresden University of Technology, Dresden, Germany. 204 pp.
- Rutsch M., Rieckermann J., Cullmann J., Ellis J. B., Vollertsen J. et Krebs P.** (2008). *Towards a better understanding of sewer exfiltration*. Water Research 42(10-11): 2385.
- Schiedek T., Beier M. et Ebhardt G.** (2007). *An Integrative Method to Quantify Contaminant Fluxes in the Groundwater of Urban Areas*. J. Soil Sediments 7(4): 261-269.
- Schnegg P.-A. et Costa R.** (2003). *Tracer tests made easier with field fluorometers. Technical note*. Bulletin d'Hydrogéologie 20: 89-91.
- Schudel B., Biaggi D., Dervev T., Kozel R., Müller I., Ross J.-H. et Schindler U.** (2002). *Utilisation des traceurs artificiels en hydrogéologie : guide pratique*. Office fédéral des eaux et la géologie OFEG, Bern, Switzerland.
- Seiler R. L., Zaugg S. D., Thomas J. M. et Howcroft D. L.** (1999). *Caffeine and Pharmaceuticals as Indicators of Waste Water Contamination in Wells*. Ground Water 37(3): 405-410.
- Snow D.T.** (1968). *Rock fracture spacings, openings, and porosities*. J. Soil Mech. Found. Div., Proc. Amer. Soc. Civil Engrs. 94: 73-91.
- Struckmeier W. F.** (1989). *Types and uses of hydrogeological maps*. Intl. Symp. on Hydrogeological Maps as Tools of Economic and Social Development, Hannover, May 30-June 2: pp 17-30.
- Tait N. G., Davison R. M., Whittaker J. J., Leharne S. A. et Lerner D. N.** (2004). *Borehole Optimisation System (BOS) - A GIS based risk analysis tool for optimising the use of urban groundwater*. Environmental Modelling & Software 19(12): 1111.
- Tesoriero A. J. et Voss F. D.** (1997). *Predicting the probability of elevated nitrate concentrations in the Puget Sound basin: Implications for aquifer susceptibility and vulnerability*. Ground Water 35(6): 1029-1039.
- Thomas A. et Tellam J. H.** (2006). *Modelling of recharge and pollutant fluxes to urban groundwaters*. Science of The Total Environment 360(1-3): 158.
- Tsihrintzis V. A. et Hamid R.** (1997). *Modeling and Management of Urban Stormwater Runoff Quality: A Review*. Water Resour. Res. 11: 137-164.
- Ullmann F., Ed.** (1994). *Environmental evaluation of waste water exfiltration of leaky sewers in barracks of the German federal armed forces (in German)*. Gesellschaft zur Förderung d. Siedlungswasserwirtschaft an d. RWTH Aachen, Gewässer, Wasser, Abwasser (GWA), vol. 145.

**Van de Ven F. H. M.** (1990). *Water balances of urban areas*. In: Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas. H. Massing Ed. International Association of Hydrological Sciences, IAHS Publication n°198. Wallingford, UK. 198: 360.

**Vázquez-Suñé E.** (2003). *Urban groundwater. Barcelona city case study*. PhD thesis, Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. 134 pp.

**Vázquez-Suñé E., Sánchez-Vila X. et Carrera J.** (2005). *Introductory review of specific factors influencing urban groundwater, an emerging branch of hydrogeology, with reference to Barcelona, Spain*. Hydrogeology Journal 13(3): 522.

**Vias J. M., Andreo B., Perles M. J., Carrasco F., Vadillo I. et Jimenez P.** (2006). *Proposed method for groundwater vulnerability mapping in carbonate (karstic) aquifers: the COP method*. Hydrogeology Journal 14(6): 912-925.

**Vollertsen J. et Hvitved-Jacobsen T.** (2003). *Exfiltration from gravity sewers: a pilot scale study*. Water Science & Technology 47(4): 69-74.

**Vrba J.** (1991). *Mapping of groundwater vulnerability*. Intl. Assoc. of Hydrogeologists (IAH), Groundwater Protection Commission. Tampa, FL, USA. Unpublished Work.

**Vrba J. et Zaporozec A.,** Eds. (1994). *Guidebook on Mapping Groundwater Vulnerability*. International Contributions to Hydrogeology, vol. 16. Heinz Heise GmbH. Hannover

**Wen X. H., Wu J. et Si J. H.** (2009). *A GIS-based DRASTIC model for assessing shallow groundwater vulnerability in the Zhangye Basin, northwestern China*. Environmental Geology 57(6): 1435-1442.

**Wolf L., DeSilva D., Klinger J., Moglia M., Held I., Burn S., Sadler P., Tjadraatmatdja G., Eiswirth M. et Hötzl H.,** Eds. (2005). *AISUWRS Work-package 8: Leakage Rates*. Commissioned Report 11/2005. CSIRO & AGK.

**Wolf L., Held I., Eiswirth M. et Hötzl H.** (2004). *Impact of leaky sewers on groundwater quality*. Acta hydrochim. hydrobiol. 32(4-5): 361-373.

**Wolf L. et Hötzl H.** (2007). *Upscaling of laboratory results on sewer leakage and the associated uncertainty*. In: Urban Groundwater - Meeting the Challenge. K. W. F. Howard Ed. Taylor & Francis. Leiden, Netherlands. International Association of Hydrogeologists Selected Papers n°8.

**Wolf L., Klinger J., Held I., Neukum Christoph, Schrage C., Eiswirth M. et Hötzl H.,** Eds. (2005). *AISUWRS Work-package 4 - D9: Rastatt city assessment report*. Commissioned Report 27/10/2005. AGK. Karlsruhe

**Wolf L., Klinger J., Schrage C., Mohrlök U., Eiswirth M., Hötzl H., Burn S., DeSilva D., Cook S., Diaper C, Correll R., Vanderzalm J., Ruedi J., Cronin A. A., Morris B., Mansour M., Souvent P., Cencur-Curk B., Vizintin G., Voett U., Arras U., Höring K. et Rehm-Berbenni C.,** Eds. (2005). *AISUWRS: Final Project Report*. Commissioned Report 12/2005. CSIRO & AGK.

**Wolf L., Morris B. et Burn S.,** Eds. (2006). *AISUWRS: Urban Water Resources Toolbox*. IWA Publishing. London UK

- 
- Worrall F. et Besien T.** (2005). *The vulnerability of groundwater to pesticide contamination estimated directly from observations of presence or absence in wells*. Journal of Hydrology 303(1-4): 92-107.
- Worrall F. et Kolpin D. W.** (2003). *Direct assessment of groundwater vulnerability from single observations of multiple contaminants*. Water Resources Research 39(12): 1345.
- Yang Y., Lerner D. N., Barrett M. H. et Tellam J. H.** (1999). *Quantification of groundwater recharge in the city of Nottingham, UK*. Environmental Geology 38: 183-198.
- Zhang S., Howard K. W. F., Otto C., Ritchie V., Sililo O.T.N. et Appleyard S. J.** (2004). *Sources, Types, Characteristics and Investigation of Urban Groundwater Pollutants*. In: Urban Groundwater Pollution. D. N. Lerner Ed. Taylor & Francis. Leiden, Netherlands. International Contributions to Hydrogeology n°24. International Association of Hydrogeologists (IAH).
- Zwahlen F., Ed.** (2004). *Vulnerability and risk mapping for the protection of carbonate (karst) aquifers. Final Report*. COST Action 620. European Cooperation in the field of scientific and technical research (COST). Brussels



# ANNEXES

---

*II*  
**Annexes chapitre 2**

## Tables de paramètres de la méthode DRASTIC

<b>Paramètre D</b>		<b>Paramètre R</b>	
<i>Profondeur du niveau saturé (m)</i>		<i>Recharge nette (mm/année)</i>	
<i>Intervalle</i>	<i>Notation</i>	<i>Intervalle</i>	<i>Notation</i>
0-1.5	10	0-50	1
1.5-4.5	9	50-100	3
4.5-9	7	100-175	6
9-15	5	175-250	8
15-25	3	> 250	9
25-30	2	<i>Pondération : 4</i>	<i>Pondération pesticides: 4</i>
> 30	1		
<i>Pondération : 5</i>	<i>Pondération pesticides: 5</i>		
<b>Paramètre A</b>			
<i>Formations de l'aquifère</i>			
<i>Type</i>	<i>Notation</i>	<i>Valeur typique</i>	
Argilites compactes	1-3	2	
Métamorphiques/ignées	2-5	3	
Métamorphiques/ignées altérées	3-5	4	
Dépôts glaciaires meubles	4-6	5	
Calcaires et/ou grès et/ou argilites	5-9	6	
Grès compacts	4-9	6	
Calcaires compacts	4-9	6	
Sédiments meubles (sables et graviers)	4-9	8	
Basaltes	2-10	9	
Calcaires karstifiés	9-10	10	
	<i>Pondération : 3</i>	<i>Pondération pesticides: 3</i>	

<b>Paramètre S</b>		<b>Paramètre T</b>	
<i>Caractéristiques du sol</i>		<i>Topographie (pente en %)</i>	
<i>Type</i>	<i>Notation</i>	<i>Intervalle</i>	<i>Notation</i>
Fin ou absent	10	0-2	10
Graviers	10	2-6	9
Sables	9	6-12	5
Tourbe	8	12-18	3
Argiles agglomérées et/ou amincies	7	> 18	1
Loam sableux	6	<i>Pondération : 1</i>	<i>Pondération pesticides: 3</i>
Loam	5	<b>Paramètre C</b>	
Loam limoneux	4	<i>Conductivité hydraulique de l'aquifère (m/s)</i>	
Loam argileux	3	<i>Intervalle</i>	<i>Notation</i>
Muck	2	$3 \cdot 10^{-7} - 3 \cdot 10^{-5}$	1
Argile non agglomérées - amincies	1	$3 \cdot 10^{-5} - 7 \cdot 10^{-5}$	2
<i>Pondération : 2</i>	<i>Pondération pesticides: 5</i>	$7 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-4}$	4
		$1 \cdot 10^{-4} - 3 \cdot 10^{-4}$	6
		$3 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-4}$	8
		$> 7 \cdot 10^{-4}$	10
		<i>Pondération : 3</i>	<i>Pondération pesticides: 2</i>
<b>Paramètre I</b>			
<i>Impact des formations de la zone vadose</i>			
<i>Type</i>	<i>Notation</i>	<i>Valeur typique</i>	
Formations confinantes	1	1	
Limons/argiles	2-6	3	
Argilites	2-5	3	
Calcaires	2-7	6	
Grès	4-8	6	
Calcaires et/ou grès et/ou argilites stratifiés	4-8	6	
Sable et graviers avec teneurs significatives en limons/argiles	4-8	6	
Métamorphiques/ignées	2-8	4	
Sable et graviers	6-9	8	
Basaltes	2-10	9	
Calcaires karstifiés	8-10	10	
		<i>Pondération : 5</i>	<i>Pondération pesticides: 4</i>

## Dynamique de l'infiltration en conduite souterraine

Selon Wolf et al. (2006), la dynamique d'infiltration en conduite est dépendante de la localisation du défaut sur la conduite, selon deux cas-limites : au-dessus de la conduite (fig. A1), ou au-dessous (fig. A2) (adaptation si le défaut est localisé latéralement).

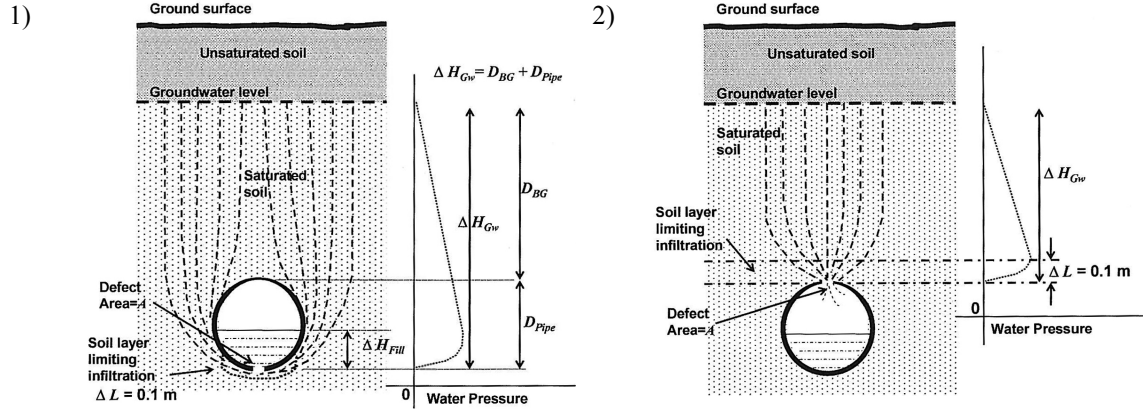


Fig. A : Vue schématique d'une conduite sous le niveau saturé et géométrie associée. 1) défauts situés sur la surface supérieure de la conduite ; 2) défauts situés sur la surface inférieure de la conduite (tiré de Wolf et al. (2006))

La dynamique d'infiltration présentée par ces auteurs, dérivée directement de la loi de Darcy, (géométries données dans la fig. A), postule une zone de sol de  $\Delta L$  moyenne = 0.1 m au contact du défaut, où la pression de l'eau diminue à proximité de la conduite (appel de vide), selon un taux variable en fonction de la conductivité hydraulique du sol environnant. Les équations d'infiltration sont alors les suivantes :

Pour un défaut situé *au-dessus* de la conduite :

$$Q_{inf} = K_{inf} A \frac{\Delta H_{Gw}}{0.1} \quad (1)$$

Pour un défaut situé *au-dessous* de la conduite, il est nécessaire de prendre en compte le niveau d'eau en conduite  $\Delta H_{fill}$  :

$$Q_{inf} = K_{inf} A \left( \frac{\Delta H_{Gw} - \Delta H_{fill}}{0.1} \right) \quad (2)$$

Où :

$Q_{inf}$  est le débit infiltré,  $K_{inf}$  est la conductivité hydraulique de la zone de sol au contact de la conduite,  $\Delta H_{Gw}$  la hauteur d'eau au-dessus de la conduite et  $A$  la surface du défaut.

Il est encore possible de mentionner que (fig. A2) :

$$\Delta H_{Gw} = D_{BG} + D_{pipe} \quad (3)$$

Où :  $D_{BG}$  est la distance conduite – niveau saturé (depuis la partie supérieure de la conduite) et  $D_{pipe}$  le diamètre de la conduite.



## Sources de contamination et type de contaminants urbains (tableaux tirés de Morris et al. (2003))

Activity/structure	Character of pollution load				
	Distribution	Category	Main types of pollutant	Relative hydraulic surcharge	Soil zone by-passed?
<b>Urban waste water and other services</b>					
Unsewered sanitation	ur	P-D	<i>pno</i>	+	✓
Land discharge of sewage	ur	P-D	<i>nsop</i>	+	
Stream discharge of sewage	ur	P-L	<i>nop</i>	++	✓
Sewage oxidation lagoons	ur	P	<i>opn</i>	++	✓
Sewer leakage	ur	P-L	<i>opn</i>	+	✓
Landfill/solid waste disposal	ur	P	<i>osnh</i>		✓
Highway drainage soakaways	ur	P-L	<i>soh</i>	++	✓
Wellhead contamination	ur	P	<i>pn</i>		✓
<b>Industrial development</b>					
Process water/effluent lagoons	u	P	<i>ohs</i>	++	✓
Tank and pipeline leakage	u	P	<i>oh</i>	+	✓
Accidental spillages	ur	P	<i>oh</i>	++	
Land discharge of effluent	u	P-D	<i>ohs</i>		
Stream discharge of effluent	u	P-L	<i>ohs</i>	++	✓
Landfill disposal residues and waste	ur	P	<i>ohs</i>		✓
Well disposal of effluent	u	P	<i>ohs</i>	++	✓
Aerial fallout	ur	D	<i>a</i>		
<b>Agricultural development</b>					
<i>Cultivation with:</i>					
Agrochemicals	ru	D	<i>no</i>		
Irrigation	r	D	<i>sno</i>	+	
Sludge and slurry	r	D	<i>nos</i>		
Waste water irrigation	r	D	<i>nosp</i>	+	
<i>Livestock rearing/crop processing</i>					
Unlined effluent lagoons	r	P	<i>pno</i>	+	✓
Land discharge of effluent	r	P-D	<i>nsop</i>	+	✓
Stream discharge of effluent	r	P-L	<i>onp</i>	+	✓
<b>Mining Development</b>					
Mine drainage discharge	ru	P-L	<i>sha</i>	++	✓
Process water/sludge lagoons	ru	P	<i>has</i>	++	✓
Solid mine tailings	ru	P	<i>has</i>		✓
Oilfield brine disposal	r	P	<i>s</i>	+	✓
Hydraulic disturbance	ru	D	<i>s</i>		NA
<b>Groundwater resource management</b>					
Saline intrusion	ur	D-L	<i>s</i>		NA
Recovering water levels	u	D	<i>soa</i>		NA

Distribution: u urban/industrialised zones r rural

Category: P point D diffuse L linear

Types of pollutant: p faecal pathogens n nutrients o organic micropollutants h heavy metals s salinity a acidification

Relative hydraulic surcharge: + to ++ increasing importance, relative volume or impact of water entering with pollution load

Activités pouvant potentiellement générer une charge de contaminants en subsurface

CONTAMINANT SOURCE	ATTENUATION MECHANISM				PERMITTED DRINKING WATER CONCENTRATION	MOBILITY	PERSISTENCE
	Biochemical Degradation	Sorption	Filtration	Precipitation			
Nitrogen (N)	✓	✓*	✗	✗	Moderate (10-20 mg N/l)	Very high	Very high
Chloride (Cl)	✗	-	✗	✗	High	Very high	Very high
Faecal pathogens (FCs)	✓✓✓	✓✓	✓✓✓	✗	Very low (<1 per 100 ml)	Low-moderate	Generally low
Dissolved organic carbon (DOC)	✓✓✓	✓✓✓	✓	✗	Not controlled	Low-moderate	Low-moderate
Sulphate (SO <sub>4</sub> )	✓†	✓	✗	✓	High	High	High
Heavy metals	✗	✓✓✓	✓‡	✓✓	Low (Variable)	Generally low unless pH low (except Cr [VI])	High
Halogenated solvents (DNAPLs)	✓	✓	✗	✗	Low (10-30 µg/l)	High	High
Fuels, lubricants, oils, other hydrocarbons (LNAPLs)	✓✓✓	✓✓	✗	✗	Low (10-700 µg/l BTEX§)	Moderate	Low
Other synthetic organic	Variable	Variable	✗	✗	Low (Variable)	Variable	Variable

KEY ✓✓✓ highly attenuated  
\* Ammonia is sorbed

✓✓ significant attenuation  
† Can be reduced

✓ some attenuation  
‡ where occur as organic complexes

✗ no attenuation  
§ Aromatic compounds with health guideline limits

Caractéristiques du transport des contaminants urbain communs et des indicateurs de contamination

Recharge source	Importance	Water quality	Pollutants/Pollution indicators
Leaking water mains	Major	Excellent	Generally no obvious indicators
On-site sanitation systems	Major	Poor	N, B, Cl, FC, DOC
On-site disposal/leakage of industrial waste water	Minor-to-major	Poor	HC, diverse industrial chemicals, N, B, Cl, FC, DOC
Leaking sewers	Minor	Poor	N, B, Cl, FC, SO <sub>4</sub> , diverse industrial chemicals
Pluvial drainage from surface by soakaway drainage	Minor-to-major	Good-to-poor	N, Cl, FC, HC, DOC, diverse industrial chemicals
Seepage from canals and rivers	Minor-to-major	Moderate-to-poor	N, B, Cl, FC, SO <sub>4</sub> , DOC, diverse industrial chemicals

<i>B</i>	<i>boron</i>	<i>HC</i>	<i>hydrocarbons (fuels, oils and greases)</i>
<i>Cl</i>	<i>chloride and salinity generally</i>	<i>N</i>	<i>Nitrogen compounds (nitrate or ammonium)</i>
<i>DOC</i>	<i>dissolved organic carbon (organic load)</i>	<i>SO<sub>4</sub></i>	<i>sulphate</i>
<i>FC</i>	<i>faecal coliforms</i>		

Impacts sur la qualité de l'eau souterraine de diverses sources de recharge des aquifères urbains



**Polluants dans les eaux de ruissellement urbaines en fonction de leur origine** (tableau tiré de Göbel et al. (2007))

**Representative average concentration of 22 pollutants in 12 types of surface runoff**

Parameter	Unit	Runoff of trafficked areas											
		Roof runoff						Pedestrian and cycle way, yard					
Rainwater		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Roof runoff, tiles, concrete, fiber cement, bitumen, glass without zinc gutters and downpipes						Zinc roof					
		Roof runoff, tiles, concrete, fiber cement, bitumen, glass without zinc gutters and downpipes						Aluminium roof					
		Green roof (intensive or extensive)						Car park					
		Copper roof						Main road					
		Copper roof (intensive or extensive)						Service road					
		Gardens, grassed areas, cultivated land						Motorway					
<b>Physico-chemical parameters</b>													
1	EC	50	141	141	71	141	141	141	n.a.	n.a.	n.a.	470	414
2	pH	5.0	5.7	5.7	7.5	5.7	5.7	5.7	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4
<b>Sum parameters</b>													
3	TSS	12	43	43	n.a.	43	43	43	7.4	150	150	163	153
4	BOD <sub>5</sub>	2	12	12	n.a.	12	12	12	n.a.	11	11	11	32
5	COD	19	66	66	n.a.	66	66	66	70	70	70	105	107
<b>Nutrients</b>													
6	P <sub>tot</sub>	0.09	0.22	0.22	n.a.	0.22	0.22	0.22	n.a.	0.18	0.18	0.29	0.20
7	NH <sub>4</sub>	0.80	3.39	3.39	1.30	3.39	3.39	3.39	n.a.	0.1	0.1	0.9	0.5
8	NO <sub>3</sub>	1.54	2.78	2.78	0.59	2.78	2.78	2.78	n.a.	2.78	2.78	5.00	2.52
<b>Heavy metals</b>													
9	Cd	0.7	0.8	0.8	0.1	0.8	0.8	0.8	0.8	1.2	1.6	1.9	3.7
10	Zn	80	370	1851	468	370	370	6000	585	400	400	407	345
11	Cu	11	153	153	58	2600	153	153	23	80	86	97	65
12	Pb	9	69	69	6	69	69	69	107	137	137	170	224
13	Ni	2	4	4	3	4	4	4	n.a.	n.a.	14	11	27
14	Cr	3	4	4	3	4	4	4	n.a.	n.a.	10	11	13
<b>Main ions</b>													
15	Na	2.14	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	18	n.a.	108	194
16	Mg	0.18	n.a.	n.a.	7	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1	5
17	Ca	7.50	10	10	78	10	10	10	n.a.	n.a.	n.a.	31	37
18	K	0.56	n.a.	n.a.	7	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	4	n.a.	2	5
19	SO <sub>4</sub>	5.46	46.71	46.71	n.a.	46.71	46.71	46.71	n.a.	n.a.	n.a.	15	39
20	Cl	2.26	7.74	7.74	n.a.	7.74	7.74	7.74	n.a.	n.a.	n.a.	106	159
<b>Organic substances</b>													
21	PAH	0.39	0.44	0.44	n.a.	0.44	0.44	0.44	1.00	3.50	4.50	1.65	2.61
22	MOH	0.38	0.70	0.70	n.a.	0.70	0.70	0.70	0.16	0.16	0.16	4.17	4.76

n.a. = not available.  
 No data.  
 <5 data.  
 5-15 data.  
 >15 data.

---

***III***  
**Annexes chapitre 3**

### Exutoire OCC1 : aspects hydrogéologiques locaux

Sur le site d'essais de Colombier, deux exutoires d'eau souterraine (à une profondeur de 2.5 m), de régime pérenne, ont été découverts lors des excavations du chantier de l'abri antiatomique construit à proximité. Ces deux arrivées d'eau ont ainsi été drainées et concentrées en direction du collecteur OCC1. L'eau collectée au point OCC1 est évacuée à intervalle régulier dans le réseau municipal des eaux claires en aval, au moyen d'une pompe actionnée par un flotteur (enclenchée lorsque niveau d'eau = 2 m). Au moyen de ces dispositifs, les bâtiments de la GANSA sont ainsi protégés contre d'éventuelles inondations de leurs niveaux en sous-sol, lors des périodes de crue.

Dans la présente étude, les différents paramètres de l'eau ont été mesurés directement à l'exutoire OCC1. Les figures A et B présentent les paramètres mesurés durant les essais de traçage du printemps 2007 et de l'été 2007, respectivement<sup>247</sup>.

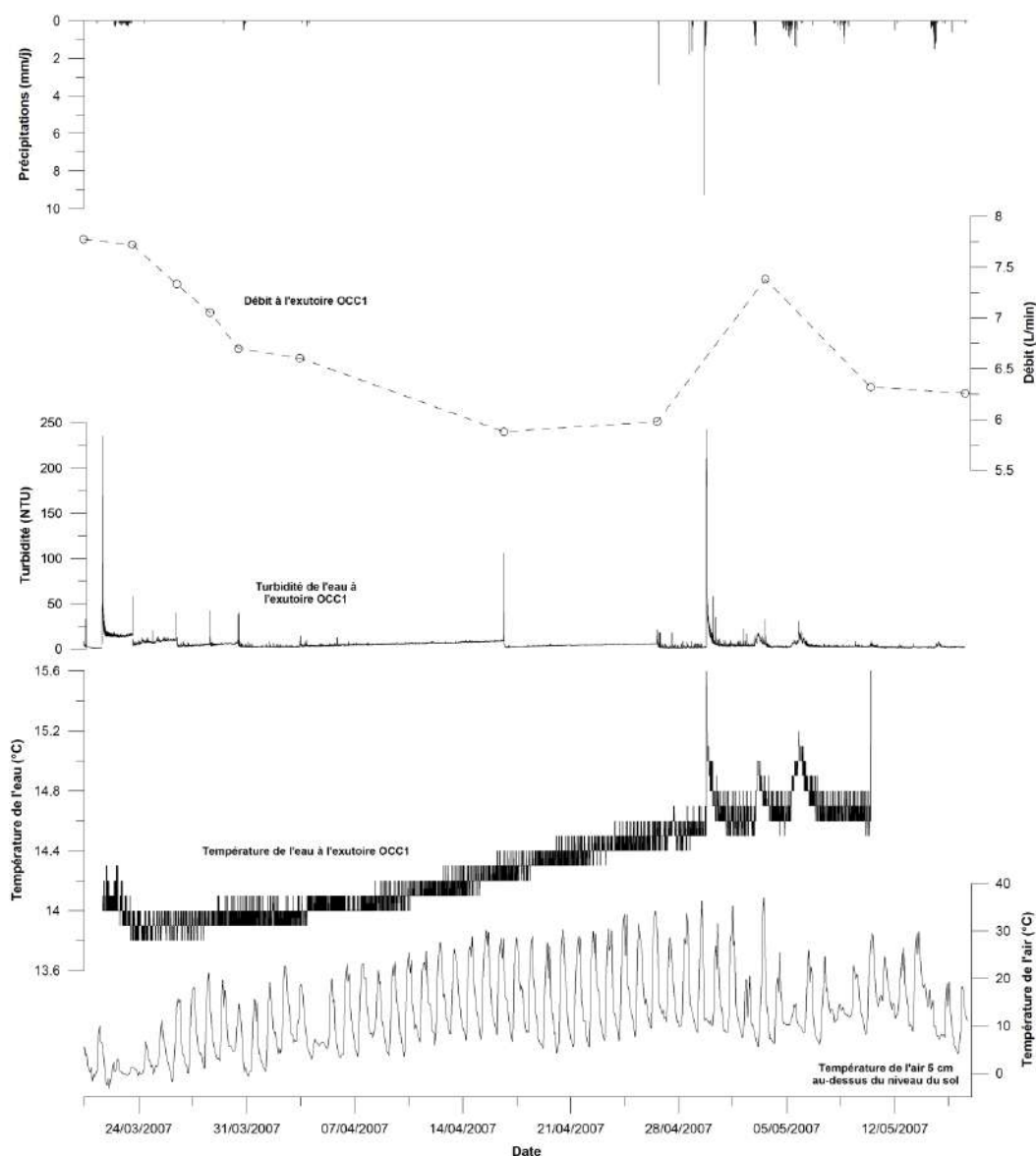


Fig. A : exutoire OCC1 : séries temporelles pour les températures de l'air et de l'eau (variations à court-terme causées par les épisodes de pompage dans le collecteur OCC1), turbidité et débit lors de l'essai de traçage du printemps 2007 sur le site de Colombier. Données de précipitations fournies par MeteoSwiss (station : Neuchâtel, altitude : 485 m)

<sup>247</sup> Se référer au texte principal pour la description des appareils et analyses au point OCC1.

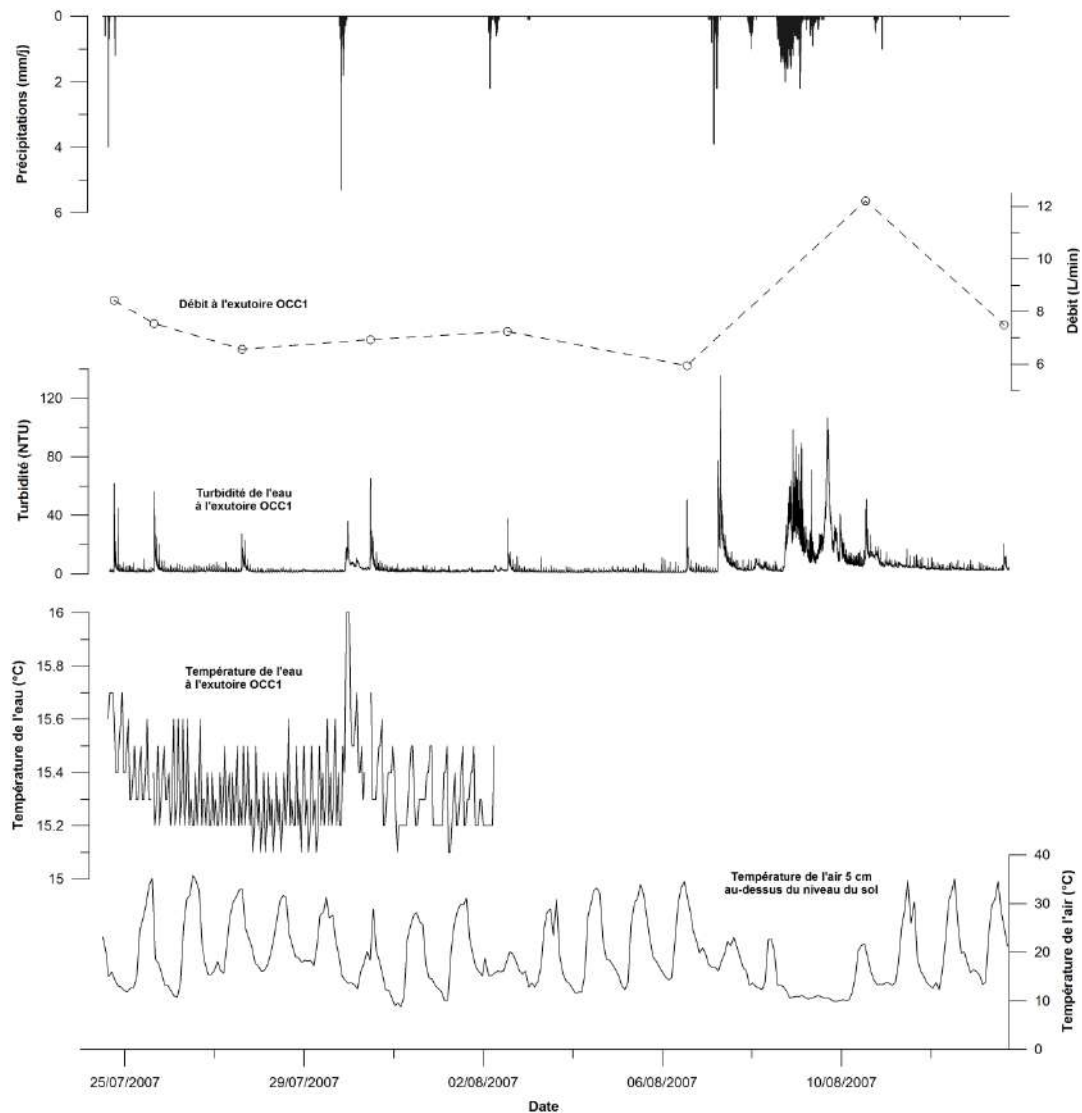


Fig. B : exutoire OCC1 : séries temporelles pour les températures de l'air et de l'eau (variations à court-terme causées par les épisodes de pompage dans le collecteur OCC1), turbidité et débit lors de l'essai de traçage de l'été 2007 sur le site de Colombier. Données de précipitations fournies par MeteoSwiss (station : Neuchâtel, altitude : 485 m)

Les résultats suivant ont été observés à l'exutoire OCC1 :

- Le débit est variable (valeur de base vers 6 l/min ; 10-12 l/min en période de crue), mais aucun assèchement de l'exutoire, même durant des périodes particulièrement sèches (avril 2007 ; fig. A), n'a été observé durant toutes les périodes de mesures.
- La température de l'eau ne montre pas de corrélation directe et rapide avec la température de l'air (typique pour un aquifère superficiel où la recharge verticale par infiltration des précipitations est dominante). La température de l'eau est ainsi relativement stable (13.8°C à 14.6°C de fin-mars à mai ; stable autour de 15.4°C en juillet), bien qu'une tendance saisonnière de variation de température puisse être observée à l'exutoire (fig. A).
- La conductivité électrique (pas indiquée sur les fig. A et B) est stable et relativement haute, oscillant autour de la valeur de 600  $\mu\text{S}/\text{cm}$  lors des deux essais de traçage.

D'un point de vue général, en considérant les faibles porosités et conductivités hydrauliques, ainsi que les faibles volumes d'aquifère, des formations limoneuses sur le site d'essai (pentes du plateau de

---

Planeyse)<sup>248</sup>, le comportement pérenne de l'exutoire OCC1 (et les variations des paramètres susmentionnés) peut être expliqué seulement par un influx vertical ascendant depuis les formations géologiques en profondeur (calcaires fissurés crétacés). Cette composante « profonde » du débit à l'exutoire OCC1, pérenne à l'échelle de l'année hydrologique, permet ainsi aux températures et à la conductivité électrique de rester relativement stables durant toute l'année hydrologique, et particulièrement pendant les périodes sèches.

Néanmoins, la fraction du débit de l'exutoire OCC1 venant de la recharge verticale par les précipitations peut être clairement identifiée sur les figures A et B. Les paramètres susmentionnés varient ainsi de façon notable, et rapide, durant les événements pluvieux importants : augmentation de la température et du débit, diminution de la conductivité électrique (influence de l'eau de surface à faible teneur en éléments dissous). La turbidité de l'eau augmente généralement après des événements pluvieux (fig. A et B), conséquence du flux d'eau en provenance de la surface, qui mobilise des particules solides en percolant dans les couches de sol et de la zone non-saturée.

---

<sup>248</sup> Les exutoires de surface sont extrêmement rares dans les limons de pente (Y.-A. Brechbühler Ingénieur conseil SA, rapport non-publié 2001).



### Tests de perméabilité Porchet en régime transitoire

Au moyen d'un test d'infiltration à charge hydraulique variable, le test de perméabilité Porchet en régime transitoire permet une estimation rapide de la conductivité hydraulique du sol et des formations du sous-sol.

Un forage cylindrique est réalisé au moyen d'une tarière-à-mains, avec un diamètre minimal de 8 à 10 cm, et une profondeur minimale de 50 à 100 cm. Le forage est rempli d'eau et le taux d'infiltration est ainsi mesuré immédiatement ( $\Delta h$  en fonction du temps  $t$ ).

La surface d'exhaure correspond à la surface mouillée verticale plus le fond du forage. Le gradient hydraulique est égal à 1, et le débit d'exhaure  $Q$  [ $L^3T^{-1}$ ] au temps  $t$  peut ainsi être calculé avec les équations suivantes :

$$Q = 2\pi R K_p \left( \frac{R}{2} + H \right) \quad (1)$$

Avec :

$K_p$  = conductivité hydraulique saturée [ $LT^{-1}$ ]

$H$  = niveau d'eau dans le forage au temps  $t$  [L]

$R$  = rayon du forage [L]

Durant un intervalle de temps  $dt$ , le niveau d'eau décroît d'une valeur  $dH$ . Le volume d'eau infiltré dans le sous-sol  $dV$  est égal à :

$$dV = \pi R^2 dH$$

Ainsi :

$$Q = \frac{dV}{dt} = \pi R^2 \frac{dH}{dt} \quad (2)$$

La combinaison des équations (1) et (2), puis leur intégration donne finalement :

$$\log\left(\frac{R}{2} + H\right) = \left(\frac{2K_p}{R}\right)t + \text{constante}$$

En établissant le graphique  $\log(R/2 + H)$  en fonction de  $t$  (fig. A), la conductivité hydraulique  $K_p$  peut être calculée au moyen de la pente ( $= 2K_p/R$ ) de la droite ajustée du régime d'infiltration stabilisé (exemple après 2000 secondes sur la fig. A).

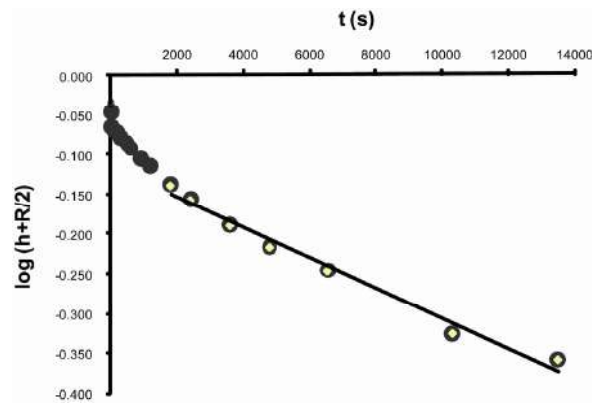


Fig. A : graphique  $\log(H+R/2) - t$  pour l'interprétation des tests de perméabilité Porchet

Toutefois, les limitations de la méthode suivantes doivent être prises en compte pour les calculs de la conductivité hydraulique :

- La méthode fournit uniquement une *valeur globale* de conductivité hydraulique. L'hétérogénéité et la macroporosité des formations du sous-sol ne peuvent pas être caractérisées par cette méthode.
- La possible *colmation des parois* du forage lors de sa réalisation peut entraîner une sous-estimation de la conductivité hydraulique.
- Par mesure de simplification (test rapide), les calculs sont basés sur un régime permanent d'écoulement, alors que le test est effectué *réellement en régime transitoire*.

En conséquence, l'interprétation des résultats de conductivité hydraulique doit être faite avec précaution. La présente méthode donnant uniquement des ordres de grandeur pour la conductivité hydraulique, et non des valeurs précises. Il est également conseillé de multiplier les essais sur une zone d'étude donnée, afin d'améliorer la représentativité des valeurs de conductivités hydrauliques pour l'aire étudiée.

La figure B présente la localisation des tests de perméabilité Porchet réalisés sur le site d'essais de Colombier (les données détaillées des essais sont fournies dans l'annexe III-3).

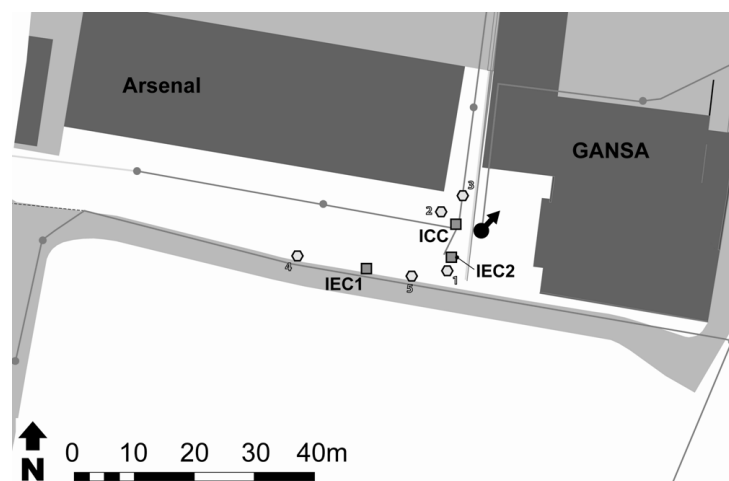


Fig. B : localisation des tests de perméabilité Porchet réalisés sur le site d'essais de Colombier (hexagones jaunes avec numéros). Se référer au texte principal pour la description détaillée du site d'essais et pour les abréviations associées.

## Tests de perméabilité Porchet - Site d'essais de Colombier

Test n° 1  
 date : 07.03.2007  
 temps : 10:25

Points d'injection associés : IEC2 & ICC

Profondeur de forage (m) : 0.88

Rayon de forage  $R$  (m) : 0.035

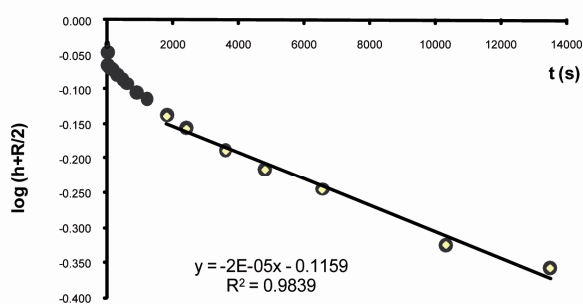
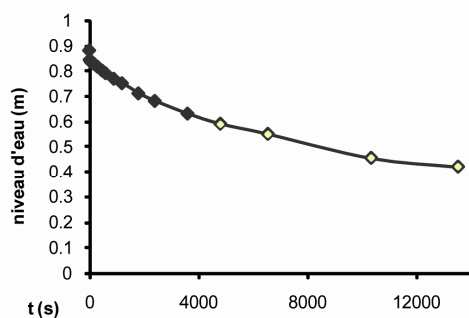
Pente du graphique : -2.00E-05

### Log de forage (prof. en cm)

0-20 sol (horizon A)  
 20-65 sous-sol (horizon B)  
 65-88 argiles brunes avec galets  
 plus claires vers le fond

**$K_p$  (m/s) 3.50E-07**

t (min)	t (s)	profondeur d'eau (cm)	profondeur d'eau (m)	niveau d'eau $h$ (m)	$\log(h + R/2)$
0	0	0	0	0.88	-0.047
	20	3.7	0.037	0.843	-0.065
	40	4	0.04	0.84	-0.067
1	60	4.5	0.045	0.835	-0.069
1.5	90	4.8	0.048	0.832	-0.071
2	120	5	0.05	0.83	-0.072
3	180	5.3	0.053	0.827	-0.073
5	300	6.4	0.064	0.816	-0.079
8	480	8	0.08	0.8	-0.088
10	600	9	0.09	0.79	-0.093
15	900	11.2	0.112	0.768	-0.105
20	1200	13	0.13	0.75	-0.115
30	1800	17	0.17	0.71	-0.138
40	2400	20	0.2	0.68	-0.156
60	3600	25	0.25	0.63	-0.189
80	4800	29	0.29	0.59	-0.216
109	6540	33	0.33	0.55	-0.246
172	10320	42.5	0.425	0.455	-0.326
225	13500	46	0.46	0.42	-0.359



Test n° 2

Points d'injection associés : IEC2 &amp; ICC

date : 07.03.2007

Profondeur de forage (m) : 0.9

temps : 11:13

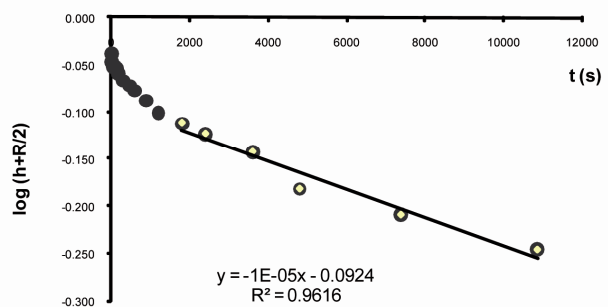
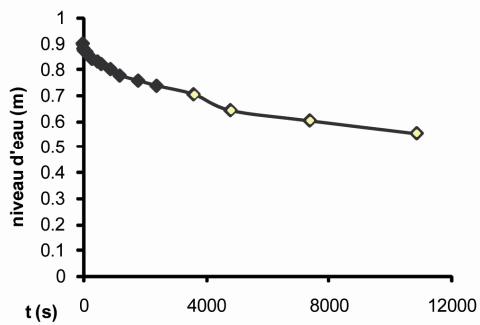
Rayon de forage  $R$  (m) : 0.035Log de forage (prof. en cm)

Pente du graphique : -1.00E-05

0-20 sol (horizon A)  
 20-50 sous-sol avec galets (horizon B)  
 50-60 argiles brunes avec galets et fragments de béton  
 60-90 argiles brun-claires avec galets et fragments de béton, petits niveaux limoneux

<b>Kp (m/s)</b>	<b>1.75E-07</b>
-----------------	-----------------

t (min)	t (s)	profondeur d'eau (cm)	profondeur d'eau (m)	niveau d'eau $h$ (m)	$\log(h + R/2)$
0	0	0	0	0.9	-0.037
	20	2	0.02	0.88	-0.047
	40	2.7	0.027	0.873	-0.050
1	60	2.9	0.029	0.871	-0.051
1.5	90	3	0.03	0.87	-0.052
2	120	3.3	0.033	0.867	-0.053
3	180	4.5	0.045	0.855	-0.059
5	300	6	0.06	0.84	-0.067
8	480	7	0.07	0.83	-0.072
10	600	8	0.08	0.82	-0.077
15	900	10	0.1	0.8	-0.088
20	1200	12.5	0.125	0.775	-0.101
30	1800	14.5	0.145	0.755	-0.112
40	2400	16.5	0.165	0.735	-0.123
60	3600	19.8	0.198	0.702	-0.143
80	4800	26	0.26	0.64	-0.182
123	7380	30	0.3	0.6	-0.209
181	10860	35	0.35	0.55	-0.246

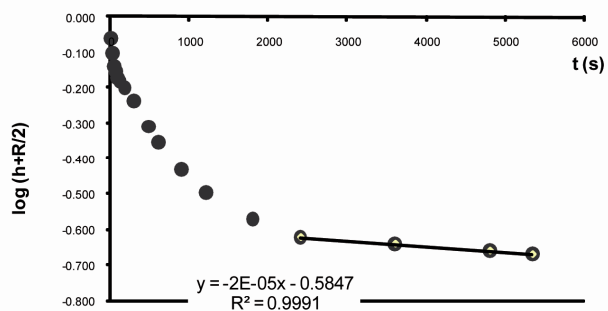
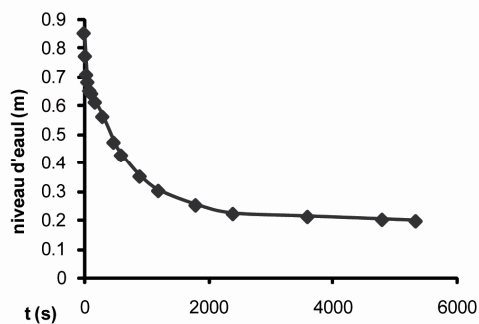






Test n°	5	Points d'injection associés :	IEC1
date :	07.03.2007	Profondeur de forage (m) :	0.85
temps :	15:48	Rayon de forage R (m) :	0.035
<u>Log de forage (prof. en cm)</u>		Pente du graphique :	-2.00E-05
0-15	sous-sol artificiel	<b>Kp (m/s)</b>	<b>3.50E-07</b>
15-31	matériau de remblai sableux avec déchets		
31-85	matériau de remblai argileux, galets et sables vers le fond		

t (min)	t (s)	profondeur d'eau (cm)	profondeur d'eau (m)	niveau d'eau h (m)	log (h + R/2)
0	0	0	0	0.85	-0.062
	20	8	0.08	0.77	-0.104
	40	14.5	0.145	0.705	-0.141
1	60	17	0.17	0.68	-0.156
1.5	90	20	0.2	0.65	-0.176
2	120	21	0.21	0.64	-0.182
3	180	24	0.24	0.61	-0.202
5	300	29	0.29	0.56	-0.238
8	480	38	0.38	0.47	-0.312
10	600	42.5	0.425	0.425	-0.354
15	900	50	0.5	0.35	-0.435
20	1200	55	0.55	0.3	-0.498
30	1800	60	0.6	0.25	-0.573
40	2400	63	0.63	0.22	-0.624
60	3600	64	0.64	0.21	-0.643
80	4800	65	0.65	0.2	-0.663
89	5340	65.5	0.655	0.195	-0.673





### Essais d'infiltration dans la fouille IEC2, site d'essais de Colombier

Lors de l'injection de la solution d'uranine dans la fouille IEC2 (site de Colombier, essai du printemps 2007), un essai d'infiltration a été réalisé simultanément. Cet essai a ainsi permis l'estimation de la conductivité hydraulique des formations du sous-sol autour de la fouille. La méthode utilisée ici est une adaptation de l'équation de Porchet (cf. annexe III-2) pour une fouille rectangulaire parallélépipédique (A. Parriaux, GEOLEP-EPFL; rapport non-publié 2005) :

$$K_i = \frac{-C}{t_i - t_{i-1}} \ln \left( \frac{H_i + C}{H_{i-1} + C} \right)$$

Où  $K_i$  = conductivité hydraulique [ $LT^{-1}$ ] au temps  $t_i$ , et  $H_i$  = niveau d'eau [L] au temps  $t_i$ . Le coefficient géométrique  $C$  est lié aux dimensions de la fouille, et est exprimé par :

$$C = \frac{L \cdot l}{2(L + l)}$$

Où  $L$  et  $l$  sont la longueur et la largeur [L] de la fouille, respectivement.

La conductivité hydraulique moyenne  $K$  est obtenue par calcul de la moyenne des conductivités hydrauliques « instantanées »  $K_i$  pour l'intégralité de l'essai d'infiltration.

La figure A présente le détail de l'essai d'infiltration, le relevé géologique et les résultats pour la fouille IEC2. Une conductivité hydraulique moyenne  $K = 9.7 \cdot 10^{-5}$  m/s a ainsi été obtenue lors de cet essai.

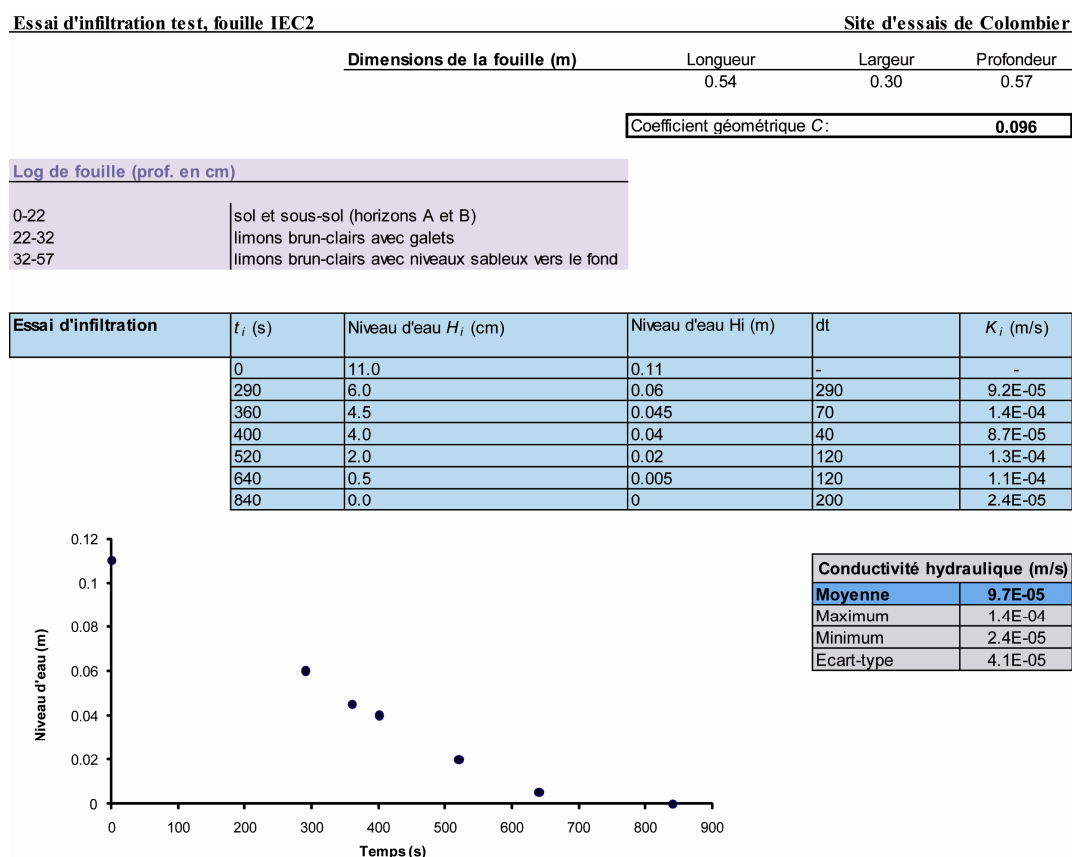


Fig. A : Résultats de l'essai d'infiltration dans la fouille IEC2, site d'essais de Colombier



### Points d'injection des traceurs sur le site d'essais de Colombier

La figure A présente des photos de l'injection des traceurs lors des essais de traçage à Colombier (se référer au texte principal pour la description points d'injection et la méthodologie). Les photos présentées ici ont été prises uniquement lors de l'essai du printemps 2007 (les points d'injection et la méthodologie sont identiques pour l'essai de l'été 2007).



a) Injection de NaCl dans le caniveau ICC



c) Injection de sulforhodamine B dans les fouilles IEC1 (6 fouilles au total)



b) Injection d'uranine dans la fouille IEC2. Le caniveau ICC est visible à gauche sur la photo



d) Injection de sulforhodamine B dans les fouilles IEC1 (détail)

Fig. A : injection des traceurs lors des essais de traçage à Colombier (photos prises durant l'essai du printemps 2007).



### Sulforhodamine B sur le site de Colombier site : corrélations entre les valeurs du fluorimètre de terrain et les valeurs d'analyses en laboratoire

Lors de l'essai de traçage de l'été 2007 sur le site de Colombier, les concentrations de sulforhodamine B ont été mesurées à l'exutoire OCC1 simultanément au moyen d'un fluorimètre de terrain et par des analyses en laboratoire. Les valeurs obtenues avec le fluorimètre de terrain ont été alors recalculées d'après les résultats des analyses en laboratoire, jugées plus fiables (fig. B), via un facteur de corrélation, donné dans la fig. A ( $f = 0.6065$ ).

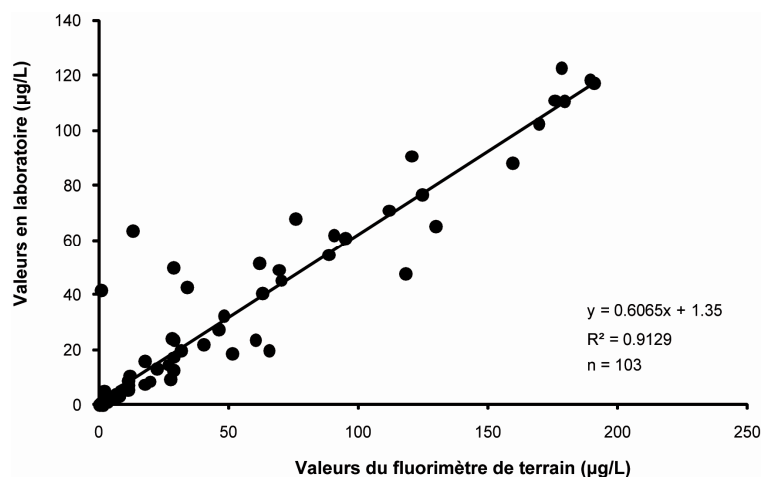


Fig. A : Graphique de corrélations entre les valeurs de concentration en sulforhodamine B mesurées sur le site d'essais de Colombier au moyen d'un fluorimètre de terrain et d'analyses en laboratoire (essai de traçage de l'été 2007)

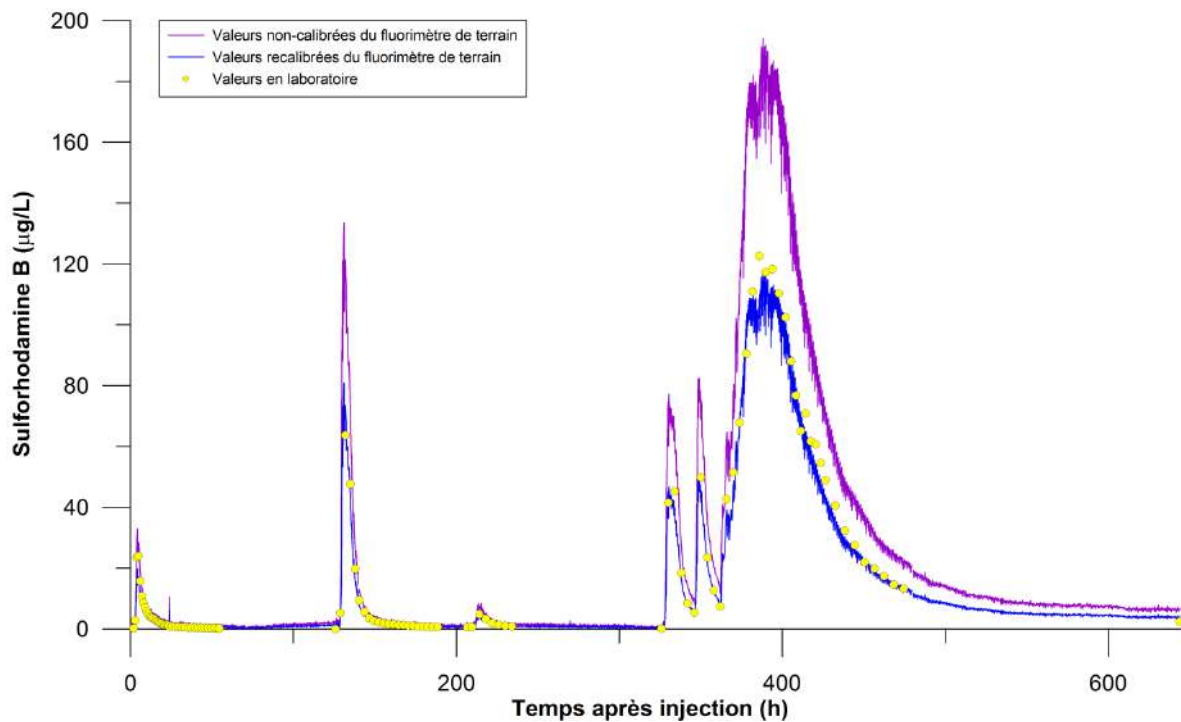


Fig. B : Courbes de restitution de la sulforhodamine B sur le site d'essais de Colombier (essai de traçage de l'été 2007). Les calculs de restitution ont ainsi été effectués avec les valeurs recalibrées du fluorimètre de terrain (ligne bleue)



### Masses et taux de restitution de la sulforhodamine B ; essais de traçage de Colombier

Pour les deux essais de traçage à Colombier, des masses et taux de restitution de sulforhodamine B ont été calculés à l'exutoire OCC1, pour chaque événement pluvieux. La figure A présente ces événements numérotés pour les deux essais. Pour l'essai du printemps 2007 (valeurs du fluorimètre de terrain non-calibrées), trois événements, numérotés A1 à A3, ont été sélectionnés pour les calculs de restitution du traceur. Les valeurs sur la courbe de restitution avant 900 h sont la conséquence de perturbations de la mesure (pas de présence réelle de sulforhodamine B), et n'ont donc pas été prises en compte dans les calculs. Pour l'essai de l'été 2007 (valeurs du fluorimètre de terrain recalibrées ; cf. annexe III-6), six événements, numérotés B1 à B6 ont été sélectionnés pour les calculs de restitution du traceur. Pour tous ces événements, les masses de restitution ont été calculées avec la valeur moyenne de débit mesuré durant chaque intervalle de temporel. La figure B présente le détail des calculs de masses et taux de restitution pour les deux essais de traçage.

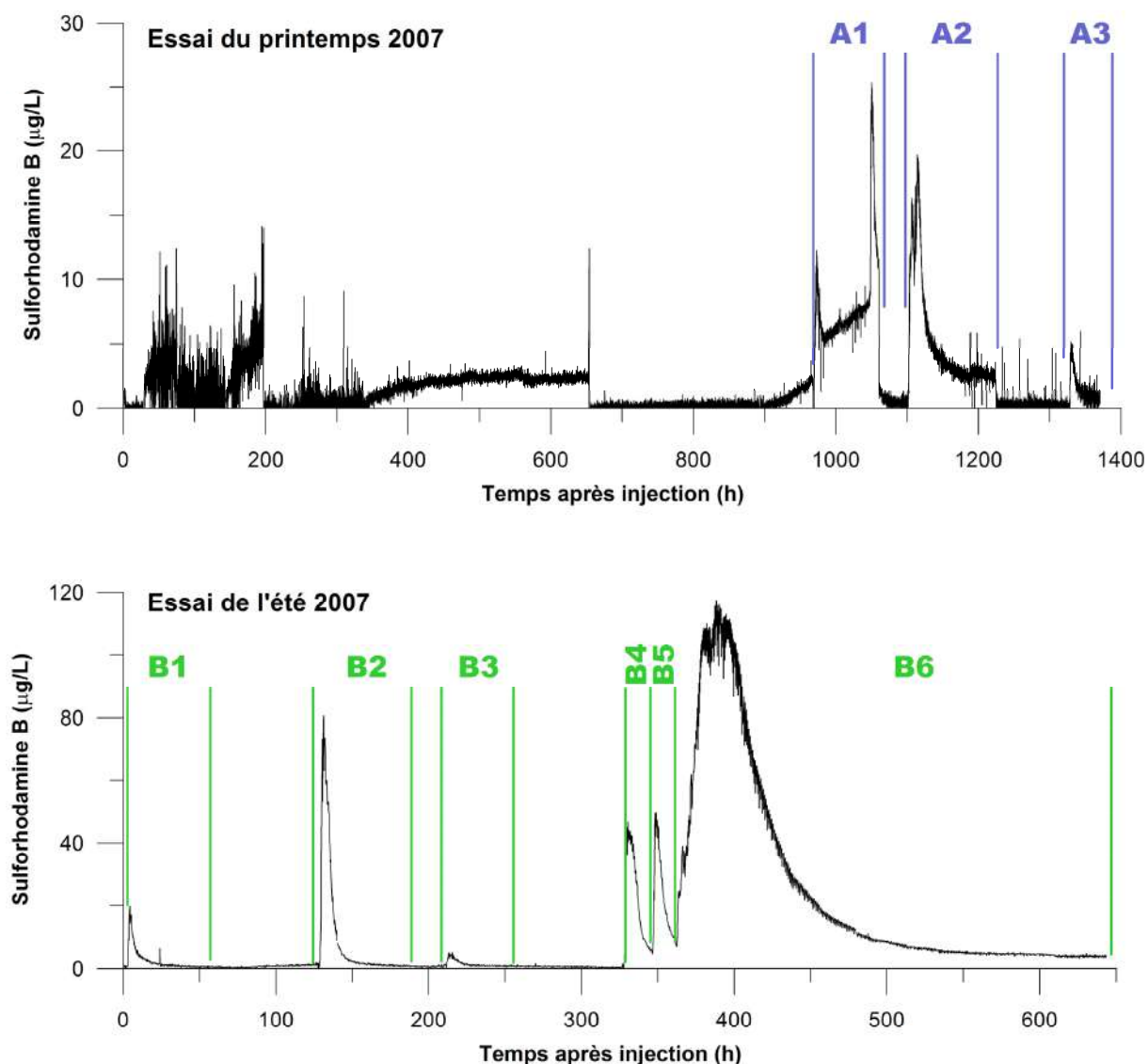


Fig. A : Courbes de restitution à l'exutoire OCC1 de la sulforhodamine B pour les deux essais de traçage, et numérotation des événements pluvieux/de restitution pour le calcul des masses restituée

Événement	Intervalle temporel (h)	Aire sous courbe (g·s/L)	Débit moyen (L/s)	Masse restituée (g) <sup>1</sup>	Taux de restitution (%) <sup>2</sup>
<i>Essai du printemps 2007</i>					
A1	970 - 1070	1.036	0.11	0.10	0.02
A2	1100 - 1230	2.087	0.11	0.20	0.04
A3	1320 - 1390	0.189	0.10	0.02	0.00
<b>TOTAL</b>				<b>0.32</b>	<b>0.06</b>
<i>Essai de l'été 2007</i>					
B1	0 - 55	0.44	0.13	0.06	0.01
B2	130 - 190	1.83	0.12	0.21	0.04
B3	210 - 258	0.28	0.12	0.03	0.01
B4	325 - 348	1.43	0.15	0.22	0.04
B5	348 - 360	1.27	0.15	0.19	0.04
B6	360 - 650	24.92	0.15	3.65	0.73
<b>TOTAL</b>				<b>4.36</b>	<b>0.87</b>

Fig. B : Tableau du calcul des masses et taux de restitution de sulforhodamine B calculés à l'exutoire OCC1 lors des essais de traçage à Colombier. Valeurs de bruit de fond pour le calcul des aires sous courbes : 0.3 µg/l (excepté pour l'événement A1 : bruit de fond élevé à 5 µg/l).

<sup>1</sup> Masse restituée (g) = débit moyen (L/s) · aire sous courbe (g·s/L)

<sup>2</sup> Masse totale de sulforhodamine B injectée = 500 g

Le graphique présenté dans la figure C illustre la relation entre les valeurs cumulées de masse de traceur restituée à l'exutoire OCC1, et les valeurs cumulées de précipitations (mm) (le ratio ruissellement/infiltration est postulé constant), pour les deux essais de traçage. Une *tendance linéaire* est ainsi observée pour l'intervalle temporel de l'événement A1 à l'événement A3 (printemps 2007) et de B1 à B5 (été 2007). Un décalage notable par rapport à cette tendance est observé pour l'événement B6. Ce décalage est la conséquence probable de l'intensité pluviométrique extrême (50 mm en 12h) lors de l'intervalle temporel B5 à B6.

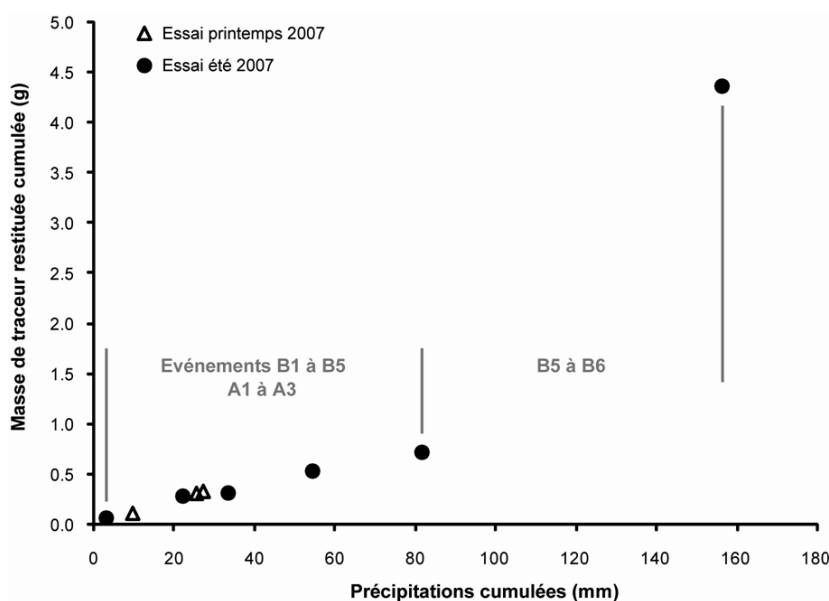


Fig. C : Graphique de valeurs cumulées de masse restituée de sulforhodamine B (g) à l'exutoire OCC1 vs. précipitations cumulées (mm)

## Essais d'infiltration dans les fouilles IEN, site d'essai de Neuchâtel

Lors de l'injection de la solution de traceurs dans les fouilles IEN (site de Neuchâtel, essais du printemps 2008 et automne 2009), des essais d'infiltration ont été réalisés simultanément. Ces essais ont permis l'estimation la conductivité hydraulique des formations du sous-sol autour des fouilles. La méthode utilisée pour les calculs de  $K$  est identique à celle de Colombier (cf. annexe III-4).

La figure A présente le détail des essais d'infiltration, les relevés géologiques (avec photos) et les résultats pour les fouilles IEN. Une conductivité hydraulique moyenne  $K = 4 \cdot 10^{-5}$  m/s a ainsi été obtenue pour les formations du sous-sol de la surface verte du site d'essais de Neuchâtel.

### Essai d'infiltration test, fouille IEN1

Site d'essais de Neuchâtel

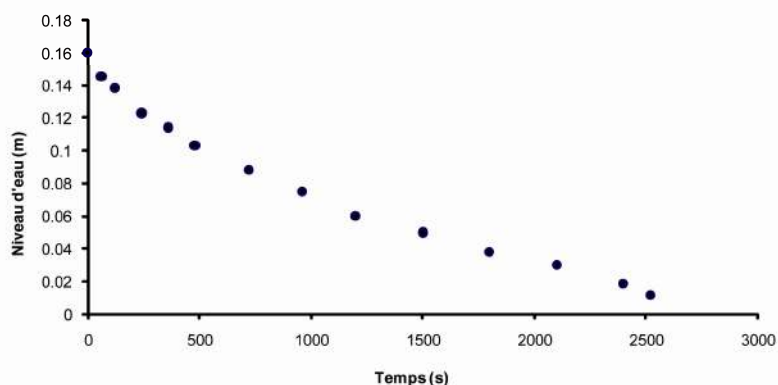
Dimensions de la fouille (m)	Longueur	Largeur	Profondeur
	1.05	0.61	0.47

Coefficient géométrique C :	<b>0.193</b>
-----------------------------	--------------

#### Log de fouille (prof. en cm)

0-10	sol et sous-sol (horizons A et B)
10-47	Limons et argiles brun-clairs avec galets, petits niveaux de limons vers le fond

Essai d'infiltration	$t_i$ (s)	Niveau d'eau $H_i$ (cm)	Niveau d'eau $H_i$ (m)	dt	$K_i$ (m/s)
	0	16	0.16	-	-
	60	14.5	0.145	60	1.4E-04
	120	13.8	0.138	60	6.7E-05
	240	12.3	0.123	120	7.5E-05
	360	11.4	0.114	120	4.6E-05
	480	10.3	0.103	120	5.9E-05
	720	8.8	0.088	240	4.2E-05
	960	7.5	0.075	240	3.8E-05
	1200	6	0.06	240	4.6E-05
	1500	5	0.05	300	2.6E-05
	1800	3.8	0.038	300	3.3E-05
	2100	3	0.03	300	2.3E-05
	2400	1.9	0.019	300	3.3E-05
	2520	1.2	0.012	120	5.4E-05



Conductivité hydraulique (m/s)	
Moyenne	<b>5.2E-05</b>
Maximum	1.4E-04
Minimum	2.3E-05
Ecart-type	3.0E-05



Photo de la fouille

## Essai d'infiltration test, fouille IEN2

Site d'essais de Neuchâtel

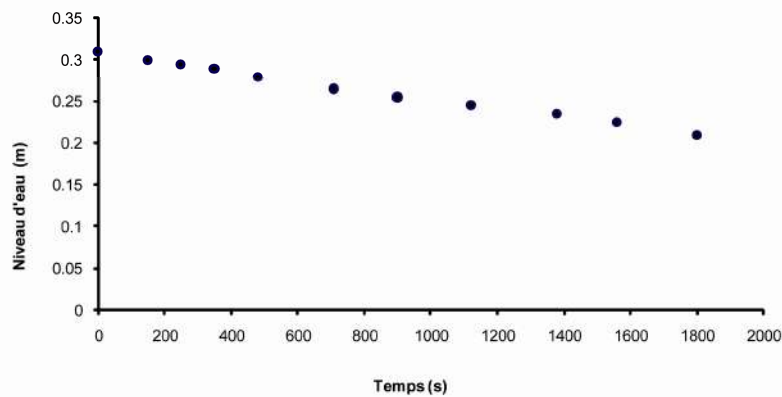
Dimensions de la fouille (m)		Longueur	Largeur	Profondeur
		1.25	0.80	1.10

Coefficient géométrique C :	<b>0.244</b>
-----------------------------	--------------

## Log de fouille (prof. en cm)

0-20	sol et sous-sol (horizons A et B)
22-50	Limons et argiles brun-clairs avec galets et gravier
50-110	Limons brun-clairs avec niveaux de sables fins, galets et blocs de béton

Essai d'infiltration	$t_i$ (s)	Niveau d'eau $H_i$ (cm)	Niveau d'eau $H_i$ (m)	dt	$K_i$ (m/s)
	0	31	0.31	-	-
	150	30	0.3	150	3.0E-05
	250	29.5	0.295	100	2.3E-05
	350	29	0.29	100	2.3E-05
	480	28	0.28	130	3.5E-05
	710	26.5	0.265	230	3.1E-05
	900	25.5	0.255	190	2.5E-05
	1120	24.5	0.245	220	2.2E-05
	1380	23.5	0.235	260	1.9E-05
	1560	22.5	0.225	180	2.9E-05
	1800	21	0.21	240	3.3E-05



Conductivité hydraulique (m/s)	
Moyenne	2.7E-05
Maximum	3.5E-05
Minimum	1.9E-05
Ecart-type	5.3E-06



Photo de la fouille

**Essai d'infiltration test, fouille IEN3**

Site d'essais de Neuchâtel

Dimensions de la fouille (m)	Longueur	Largeur	Profondeur
	1.25	1.05	1.20

Coefficient géométrique C :	<b>0.285</b>
-----------------------------	--------------

**Log de fouille (prof. en cm)**

0-25	sol et sous-sol (horizons A et B) Limens et argiles avec galets et briques Graviers propres et blocs calcaires (> 50 cm), faible teneur en sédiments fins
25-75	
75-120	

Essai d'infiltration	$t_i$ (s)	Niveau d'eau $H_i$ (cm)	Niveau d'eau $H_i$ (m)	dt	$K_i$ (m/s)
<b>Pas de test possible. Vitesse d'infiltration trop élevées pour des mesures précises</b>					



Photo de la fouille

Conductivité hydraulique (m/s)	
Moyenne	N/A
Maximum	N/A
Minimum	N/A
Ecart-type	N/A

Fig. A : Résultats des essais d'infiltration dans les fouilles IEN, site d'essais de Neuchâtel



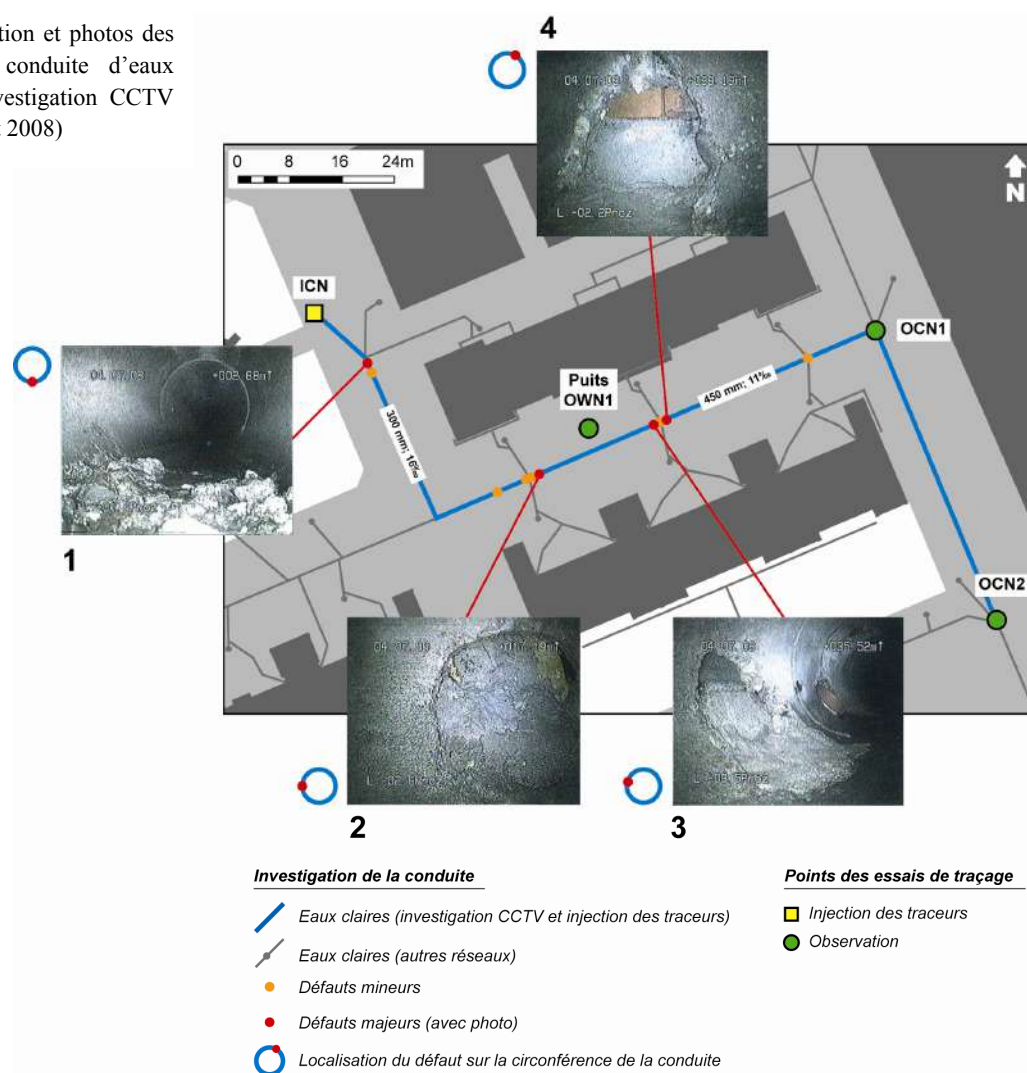
## Investigations en télévision circuit-fermé (CCTV) dans le réseau d'eaux claires ICN, site d'essais de Neuchâtel

Durant l'été 2008, une investigation CCTV a été réalisée dans la conduite d'eaux claires en ciment, entre le caniveau d'injection ICN en amont, et le collecteur OCN1 (point d'observation) en aval. La figure A montre la localisation des défauts observés le long de ce tronçon de conduite, ainsi que la position des défauts sur le périmètre de conduite. Seuls les défauts majeurs sont montrés en photos sur cette figure.

Un défaut majeur (n°1, points rouges sur la fig. A) est présent dans la partie amont du tronçon de conduite : approximativement 1.5 m du fond de la conduite est fortement altéré. Trois autres défauts majeurs (n° 2 à 4) consistent en des déformations et cassures du plafond de la conduite causées par des objets perforants externes, qui induisent ainsi un influx de matériel environnant dans la conduite. Les défauts mineurs (points orange sur la fig. A) consistent principalement en des altérations du ciment et de légers déplacements des tronçons de conduites aux jointures entre la conduite principale et les conduites secondaires qui y sont connectées. Tous ces défauts sont localisés sur les parois latérales ou proches du plafond de la conduite principale.

Les fuites potentielles de cette conduite devraient ainsi être plutôt localisées au droit du défaut n°1 (situé sur le radier de la conduite) ou aux jointures entre les éléments de la conduite, dans la partie avale de celle-ci (les autres défauts ne sont pas situés en fond de conduite - configuration la plus favorable aux processus d'exfiltration).

Fig. A: Localisation et photos des défauts de la conduite d'eaux claires ICN (investigation CCTV réalisée en juillet 2008)





### Points d'injection des traceurs, site d'essais de Neuchâtel

Les figures A et B présentent les points d'injection des traceurs lors des essais du printemps 2008 et de l'automne 2009 à Neuchâtel (se référer au texte principal pour la description points d'injection et la méthodologie).



a) Injection de l'uranine dans la fouille IEN1



c) Injection de la sulforhodamine B dans le caniveau ICN



b) Injection de la duasyne dans le piézomètre IPN

Fig. A : Points d'injection des traceurs sur le site d'essais de Neuchâtel (photo prises durant l'essai du printemps 2008)



a) Injection de l'uranine dans la fouille IEN2



c) Injection de la sulforhodamine G et du naphthionate de sodium dans le caniveau ICN



b) Injection de la duasyne dans la fouille IEN3 (coloration persistante des blocs calcaires en fond de fouille)

Fig. B : Points d'injection des traceurs sur le site d'essais de Neuchâtel (photo prises durant l'essai de l'automne 2009)

### Paramètres de temps et vitesses de l'aquifère de la Maladière (Neuchâtel) déduits des résultats des essais de traçage

La courbe de restitution de la duasyne (injectée directement dans l'aquifère), obtenue au puits OWN1 durant l'essai de traçage du printemps 2008 sur le site d'essais de Neuchâtel, a permis le calcul de divers paramètres de temps et vitesses dans l'aquifère du site.

A côté des calculs directs de la vitesse linéaire maximale  $V_{max}$  et de la vitesse linéaire de pic  $V_{pic}$ , la géométrie de la courbe de restitution a permis le calcul de la dispersivité  $\alpha$  et la dispersion longitudinal  $D_L$  de l'aquifère, ainsi que le temps médian de restitution  $t_{med}$  (50% de la masse restituée).

La méthode  $C_{pic}$  (concentration de pic) a été appliquée à la courbe de restitution de la duasyne dans l'aquifère poreux de la Maladière. Cette méthode, présentée dans Schudel et al. (2002) (d'après Maloszewski et al. (1985)), est une solution normalisée 1-D d'écoulement permanent de l'équation de transport de masse et solutés dans un aquifère homogène<sup>249</sup> :

$$C(t_i) = C_{pic} \left( \frac{t_{pic}}{t_i} \right)^2 \exp \left[ \frac{1 - \left( \frac{t_{pic}}{t_i} \right)}{4\gamma t_{pic}} \left( t_{med} - \frac{t_{pic} t_i}{t_{med}} \right) \right]$$

Avec :

$C(t_i)$  = concentration de traceur calculée au temps  $t_i$  [ML<sup>-3</sup>]

$C_{pic}$  = concentration du pic de restitution du traceur [ML<sup>-3</sup>]

$t_{pic}$  = temps du pic de restitution du traceur [T]

$t_{med}$  = temps médian de restitution du traceur [T]

$\gamma$  = paramètre de dispersivité ( $= D_L/V_{med}x$  = inverse du nombre de Péclet) [-] ; où  $x$  [L] est la distance horizontale entre les points d'injection et d'observation

Cette équation fournit une courbe de restitution théorique (fig. A), qui est ajusté à la courbe de restitution réelle au moyen de l'adaptation des paramètres  $t_{med}$  et  $\gamma$  ( $C_{pic}$  et  $t_{pic}$  sont fixes). L'ajustement des deux courbes permet alors la détermination de la vitesse linéaire médiane  $V_{med}$ , de  $\alpha$  et de  $D_L$ , selon les formules suivantes :

$$V_{med} = \frac{x}{t_{med}}$$

$$\alpha = \gamma x = \frac{D_L}{V}$$

$$D_L = \alpha V_{med}$$

Où :

$\alpha$  = dispersivité de l'aquifère [M]

$D_L$  = dispersion longitudinale de l'aquifère [M<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]

<sup>249</sup> Avec les conditions aux limites suivantes : 1) Injection *instantanée* du traceur dans l'aquifère poreux ; 2) Injection sur l'*intégralité* de l'épaisseur de l'aquifère ; 3) Courbe de restitution *en un seul point* le long du trajet du traceur dans l'aquifère.

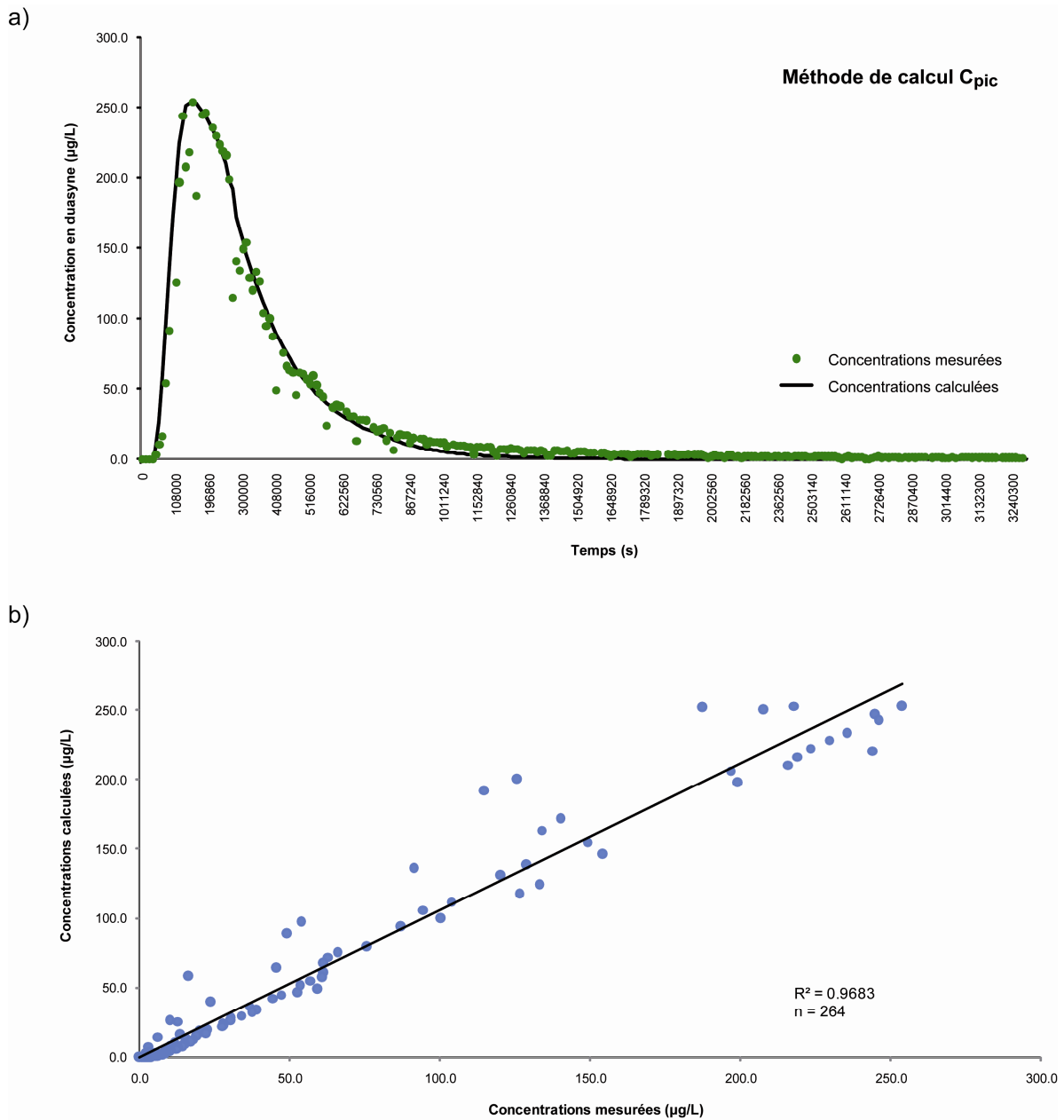


Fig. A : Application de la méthode  $C_{pic}$  pour la courbe de restitution de la duasyne dans l'aquifère poreux de la Maladière (essai de traçage du printemps 2008). a) Courbes de restitution de duasyne mesurée (réelle) et calculée (théorique) ; b) Graphique de corrélations pour les valeurs mesurées – calculées de concentrations de duasyne

Le tableau B présente les paramètres et résultats pour la courbe de restitution de duasyne dans l'aquifère de la Maladière, pour une distance horizontale  $x = 35$  m entre le piézomètre IPN (injection du traceur) et le puits OWN1 (mesure du traceur).

Paramètres de calcul	Résultats
<i>FIXE</i>	
$t_{pic} = 160860$ s $C_{pic} = 254$ µg/L	$t_{1ère} = 42300$ s $t_{pic} = 160860$ s $V_{max} = 71$ m/j $V_{pic} = 19$ m/j
<i>VARIABLE</i>	
$t_{med} = 390000$ s $\gamma = 0.255$	$t_{med} = 390000$ s $\alpha = 8.9$ m $V_{med} = 8$ m/j $D_L = 69$ m <sup>2</sup> /j

Table B: Paramètres de l'aquifère de la Maladière, dérivés de la courbe de restitution de la duasyne

Dans le cas présent, où la mesure des concentrations en traceur a été réalisée dans un puits à débit d'extraction connu, il est possible d'estimer grossièrement la porosité moyenne  $\eta$  et la conductivité hydraulique  $K_{moy}$  au moyen des équations simples suivantes (incluant  $t_{med}$ ,  $V_{med}$  et  $x$ ) :

$$\eta = \frac{Qt_{med}}{\pi x^2 e} \left( = \frac{\text{volume d'eau extrait}}{\text{volume cylindrique d'aquifère}} \right)$$

$$K_{moy} = \frac{V_{med} \eta}{i} \quad (= \text{loi de Darcy})$$

Où :

$Q$  = débit d'extraction au puits [ $L^3T^{-1}$ ]

$e$  = épaisseur de l'aquifère [L]

$i$  = gradient hydraulique entre les points d'injection et de mesure [-]

Ici, pour un débit  $Q = 2.31 \cdot 10^{-3}$  m<sup>3</sup>/s (200 m<sup>3</sup>/j) et une épaisseur d'aquifère  $e = 6.5$  m et un gradient hydraulique moyen  $i = 0.117$  (entre points IPN et OWN1) :

$$\eta = 0.04$$

$$K_{moy} = 2.9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$



### Masse et taux de restitution de la duasyne ; essais de traçage du printemps 2008, Neuchâtel

Durant l'essai de traçage du printemps 2008 à Neuchâtel, la masse et le taux de restitution de la duasyne, injectée directement dans l'aquifère, ont été calculés au puits OWN1 et à l'exutoire OWN2 qui en est dépendant (cf. texte principal pour la description de ces points de mesure). La figure A montre les courbes de restitution de la duasyne pour les deux points.

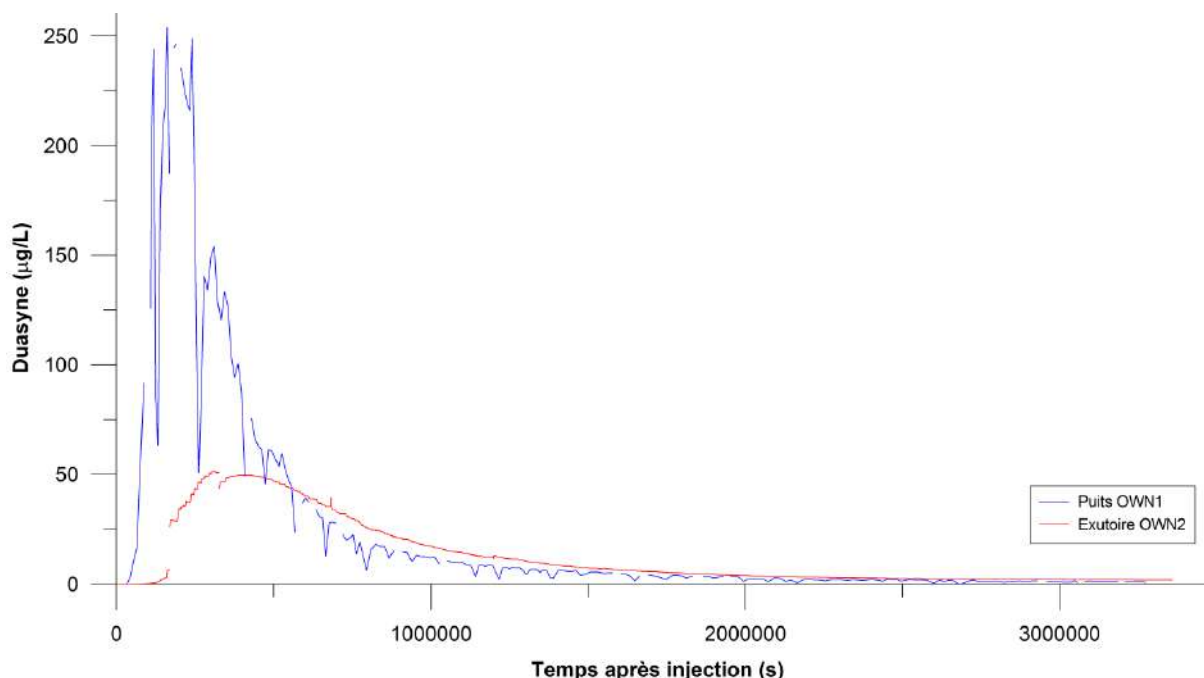


Fig. A : Courbes de restitution de la duasyne dans le puits OWN1 et l'exutoire OWN2 (essai du printemps 2008)

Les calculs de restitution dans le puits OWN1 ont été effectués avec un débit d'extraction moyen de 2.3 l/s (200 m<sup>3</sup>/j). A l'exutoire OWN2, un débit mesuré quasi-constant à 0.065 l/s a été utilisé pour les calculs de restitution. La figure B présente le détail des calculs de masses et taux de restitution pour l'essai de traçage du printemps 2008.

	Aire sous courbe (g·s/L)	Débit moyen (L/s)	Masse restituée (g) <sup>1</sup>	Taux de restitution (%) <sup>2</sup>
<i>Essai du printemps 2008</i>				
<b>Puits OWN1</b>	73.4	2.31	169	68
<b>Exutoire OWN2</b>	33.4	0.07	2	0.9 <sup>3</sup> ; 1.2 <sup>4</sup>

Fig. B : Tableau du calcul des masses et taux de restitution de duasyne dans le puits OWN1 et l'exutoire OWN2 lors de l'essai de traçage du printemps 2008 à Neuchâtel. Valeurs de bruit de fond pour le calcul des aires sous courbes : 1 µg/l pour OWN1, 3 µg/l pour OWN2

<sup>1</sup> Masse restituée (g) = débit moyen (L/s) · aire sous courbe (g·s/L)

<sup>2</sup> Masse totale de duasyne injectée = 250 g

<sup>3</sup> Fraction de la masse totale (250 g)

<sup>4</sup> Fraction de la masse restituée au puits OWN1 (169 g)



### Essai de traçage de l'automne 2009 à Neuchâtel. Restitution des traceurs dans le collecteur OCN2 : description technique détaillée

La mesure des concentrations en traceur dans le collecteur OCN2 (cf. texte principal pour la description des points de mesures) durant l'essai de traçage de l'automne 2009 a été réalisée au moyen d'un fluorimètre de terrain GGUN FL-30 (4 LEDs: UV/320 nm; bleue/470 nm; verte/525 nm; rouge/660 nm). La mesure de fluorescence des traceurs et de turbidité de l'eau est configurée dans l'appareil selon la figure A, avec deux étages de mesures, et LEDs d'excitation/détection associées, à 4 cm et 6 cm au-dessus du niveau de base. Parce que le fluorimètre a été posée sur le fond du collecteur, et que l'eau a circulé du bas vers le haut dans l'appareil (flèche noire, fig. A), la mesure de la fluorescence des traceurs et de la turbidité de l'eau sont en lien direct avec le niveau d'eau dans le collecteur OCN2.

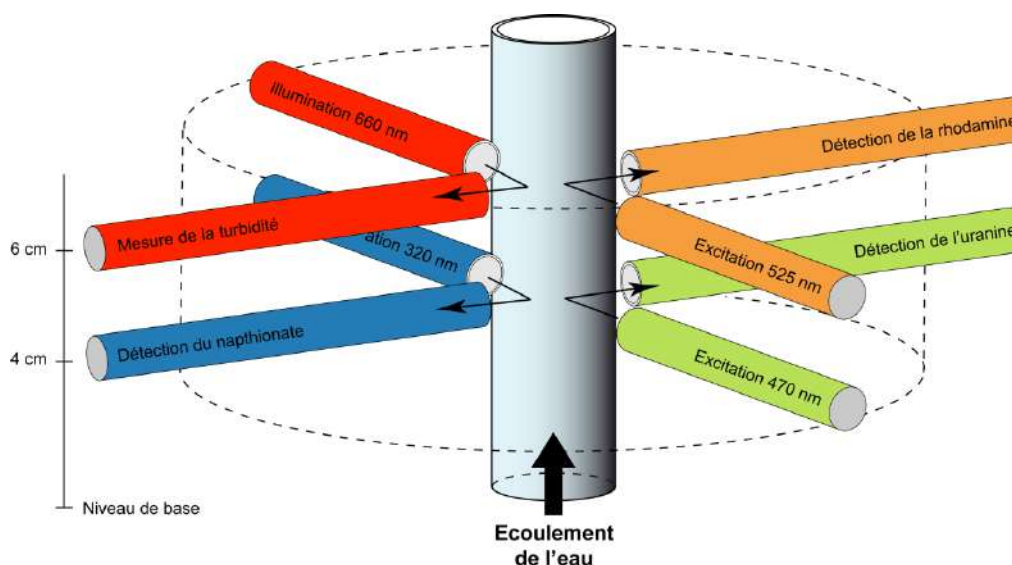


Fig. A : Détail de la mesure de fluorescence des traceurs et de turbidité de l'eau dans le fluorimètre de terrain GGUN FL-30 (4 LEDs d'excitation/illumination; 4 cellules de détection) utilisés lors de l'essai de traçage de l'automne 2009 à Neuchâtel (modifié de Schnegg (2003))

Cet effet est clairement visible sur la figure B. L'événement I correspond à un niveau d'eau de 4 cm dans le collecteur OCN2. Dans ce cas, seulement le 1<sup>er</sup> étage de mesure est immergé, et ainsi seuls l'uranine et le naphionate ont été détecté (la valeur de turbidité de l'eau constante à 14 NTU est typique de la « turbidité de l'air »). La transition entre les événements II et III montre la relation directe en le niveau d'eau et la détection des traceurs : la sulforhodamine est détectée uniquement dès que le niveau d'eau est supérieur à 5 cm. Dans ce cas, la turbidité de l'eau est mesurée de façon effective et varie en conséquence. L'événement IV correspond à une situation spécifique, où le niveau d'eau à 6 cm permet la mesure de tous les traceurs et de la turbidité, alors que l'uranine et la naphionate ne sont pas présents dans le collecteur. Cette absence durant cet événement pluvieux est la conséquence du lessivage temporaire de ces traceurs à la fin des l'événement pluvieux de 738h à 752h.

La figure C présente des cas similaires aux événements II et III, mais à la toute fin de l'essai de l'automne 2009. La détection successive d'uranine et de sulforhodamine a lieu avec un temps de retard d'environ 30 minutes entre les deux pics de traceurs. Dans ce cas, le naphionate n'est plus détecté durant toute la durée de l'événement pluvieux (les pics de naphionate sur la figure C sont des artefacts liés à la présence de matière organique dissoute dans l'eau du collecteur OCN), ce traceur n'étant plus présent dans le réseau d'eaux claires ICN/OCN à ce moment de l'essai de traçage de l'automne 2009.

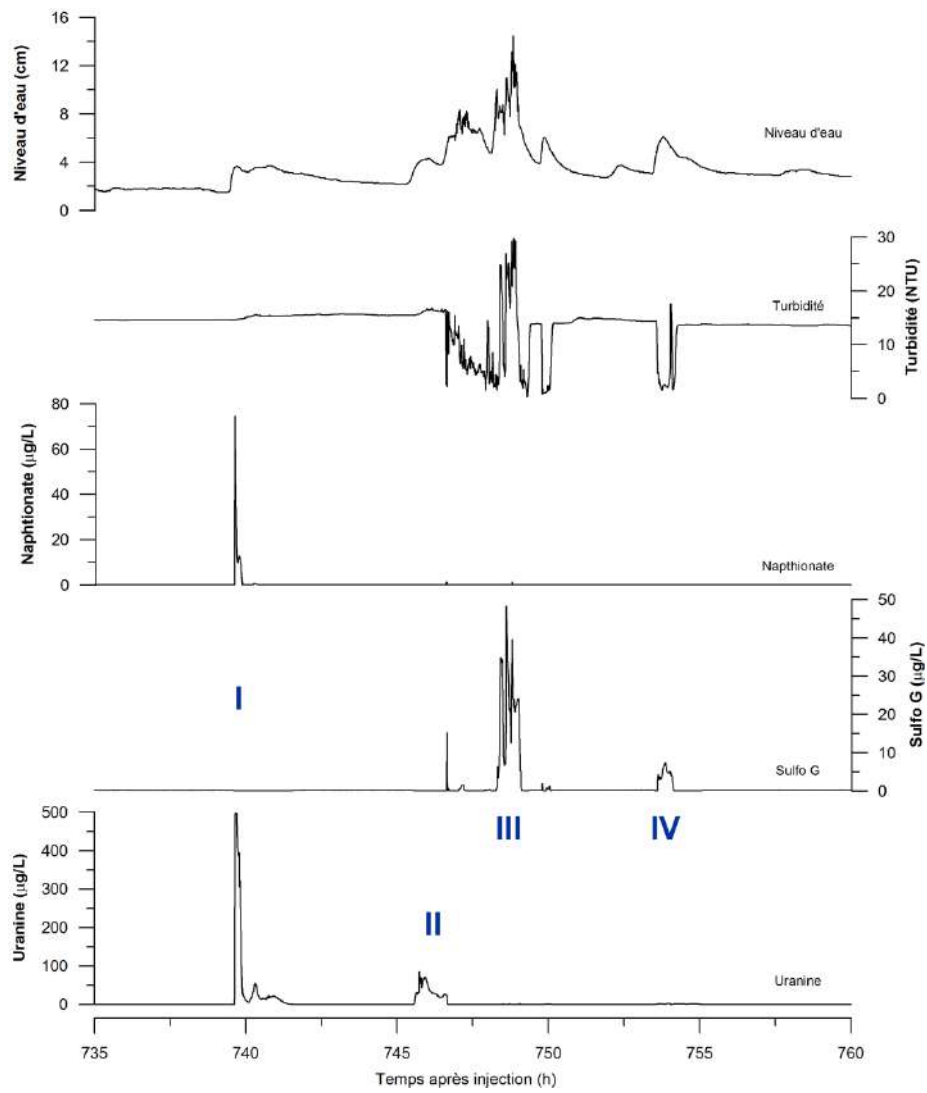


Fig. B : Détail de la courbe de restitution pour les traceurs et séries temporelles pour la turbidité et le niveau d'eau dans le collecteur OCN2 (avec événements numérotés)

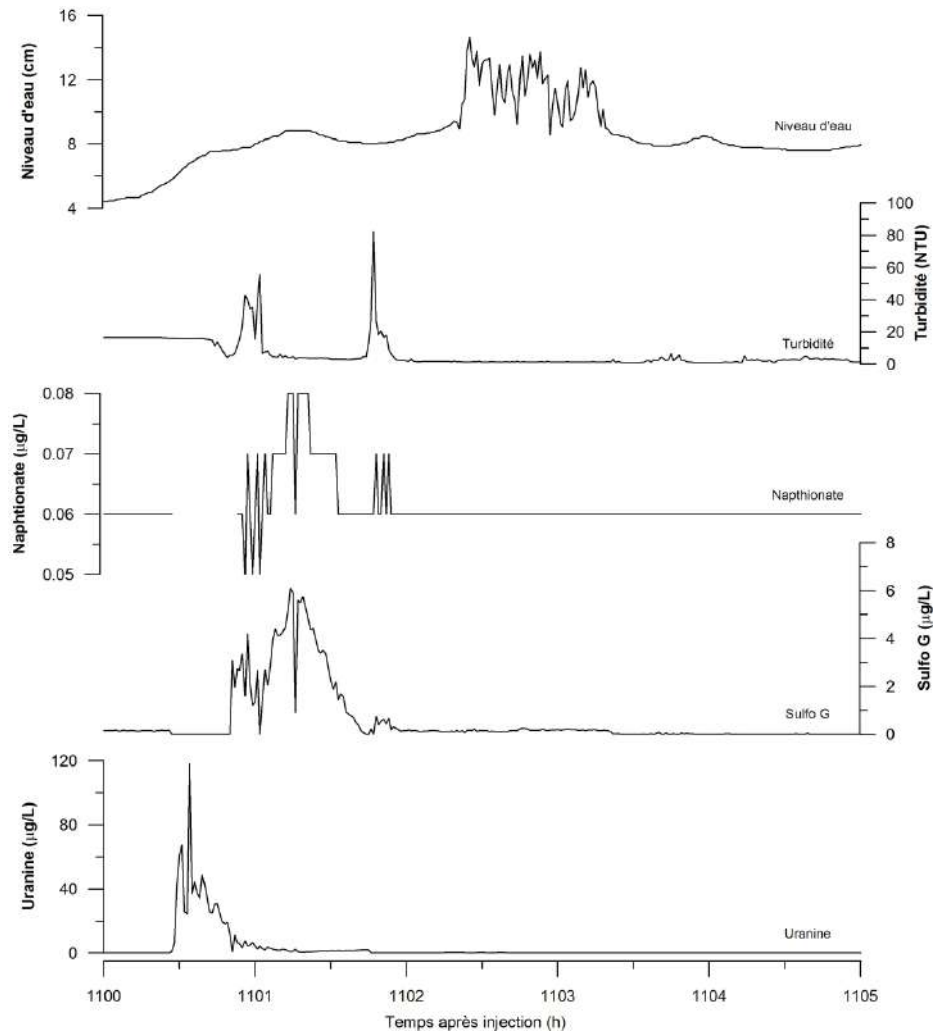


Fig. C : Détail de la courbe de restitution pour les traceurs et séries temporelles pour la turbidité et le niveau d'eau dans le collecteur OCN2 à la fin de l'essai de traçage de l'automne 2009. Les pics de naphthionate à 0.08 µg/L (1101h à 1102h) sont des artefacts causés par la matière organique dissoute dans l'eau du collecteur



### Masses et taux de restitution des traceurs dans le collecteur OCN2 ; essai de traçage de l'automne 2009, site de Neuchâtel

Durant l'essai de traçage de l'automne 2009 à Neuchâtel, les masses et taux de restitution des traceurs (excepté la duasyne, jamais détectée) ont été calculés dans le collecteur OCN2 pour chaque événement pluvieux (numérotés dans la figure A).

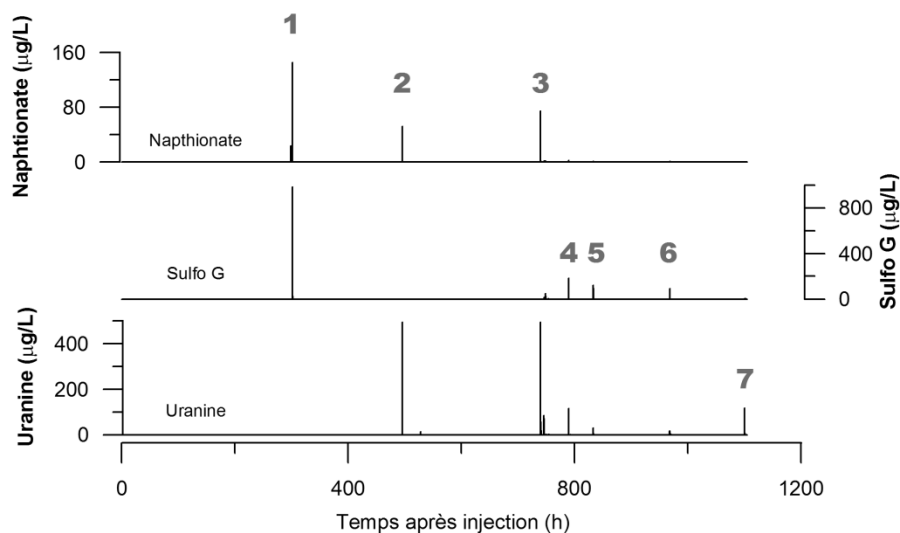


Fig. A. Courbes de restitution dans le collecteur d'eaux claires OCN2 : uranine, sulforhodamine Bet naphthionate de sodium durant l'essai de l'automne 2009 (événements numérotés séquentiellement de 1 à 7)

Conséquence de l'impossibilité de mesurer directement le débit dans le collecteur OCN2, les calculs de restitution ont été réalisés avec un débit théorique calculé au moyen de l'équation de Manning-Strickler (débit fonction du niveau d'eau en conduite OCN ; + autres paramètres de conduite). La figure B présente les calculs de débits en conduite, et les paramètres et courbes associés. Le niveau d'eau utilisé pour les calculs a été mesuré à l'aide d'une sonde pression installée dans le collecteur (cf. texte principal).

a)

Equation de Manning-Strickler : $Q_S = V_S S_H = \lambda S_H R_H^{2/3} i^{1/2}$	$Q_S$ = débit de Manning-Strickler en conduite [ $L^3 T^{-1}$ ]
Surface hydraulique $S_H$ dans une conduite circulaire : $S_H = \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$	$V_S$ = vitesse de l'eau de Manning-Strickler en conduite [ $LT^{-1}$ ]
Rayon hydraulique $R_H$ dans une conduite circulaire : $R_H = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)D$	$\lambda$ = coefficient de Strickler [ $L^{1/3}T^{-1}$ ]
$\theta$ en fonction du niveau d'eau $h$ (conduite circulaire) :	$i$ = pente de la conduite [-]
$\theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right)$	$\theta$ = angle du segment circulaire de l'eau [rad]
	$D$ = diamètre de la conduite [L]
	$h$ = niveau d'eau dans la conduite [L]

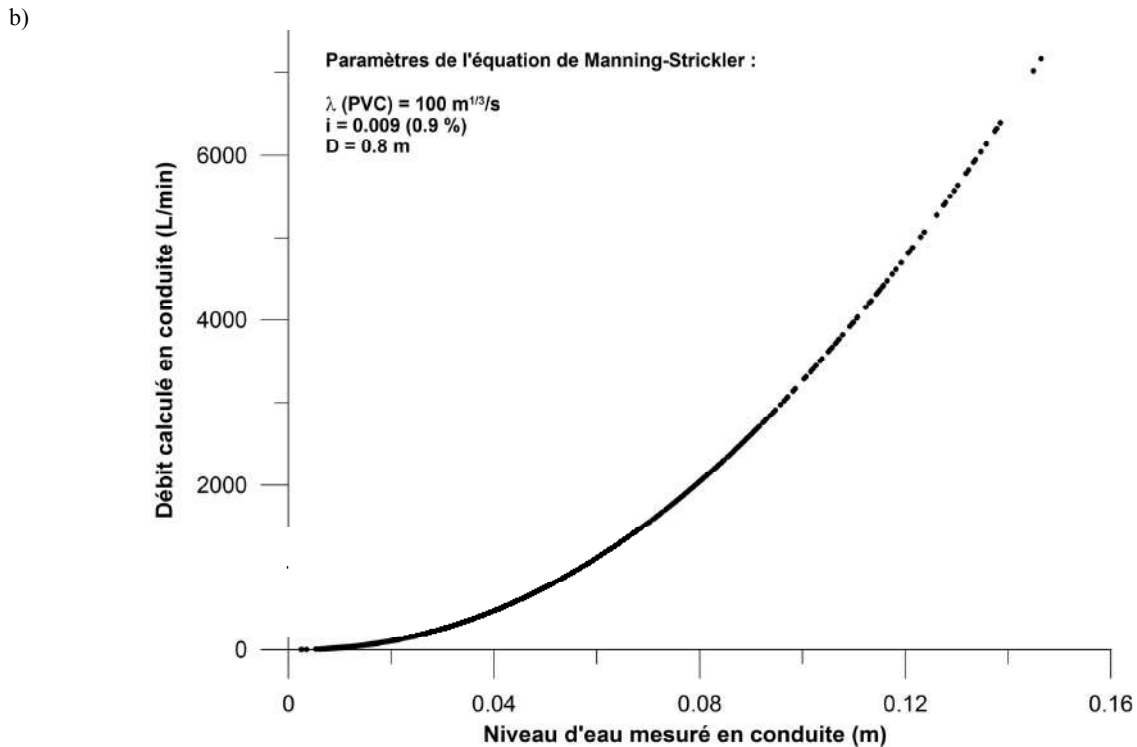


Fig. B : Equations et paramètres utilisés pour les calculs de débit dans le collecteur OCN2. a) équation de Manning-Strickler et formules géométriques pour les calculs du rayon hydraulique  $R_H$  et de la surface hydraulique  $S_H$ ; b) Courbe calculée de niveau d'eau - débit dans le collecteur OCN2

La figure C présente le détail des calculs de masses et taux de restitution des trois traceurs pour l'essai de traçage de l'automne 2009. Les masses restituées sont ainsi largement sous-estimées à cause des raisons techniques évoquées dans l'annexe III-13 (traceurs non-systématiquement détectés ; fonction du niveau d'eau en conduite). Ces valeurs sont donc à considérer comme des valeurs *minimales* pour la restitution des trois traceurs, en prenant en compte qu'une grande partie de la masse des traceurs n'a pas été détectée par le fluorimètre de terrain lors de l'écoulement de l'eau à faible débit dans le collecteur (niveau d'eau plus bas que les cellules de mesures du fluorimètre). Pour l'uranine, cet effet est encore plus prononcé à cause de l'absence de mesure durant l'événement n°1 (interruption accidentelle des mesures) - premier événement pluvieux après les injections de traceur, où les concentrations sont en règle générale les plus élevées.

<b>Uranine</b>					
Événement	Intervalle temporel (h)	Aire sous courbe (g·s/L)	Débit moyen (L/s)	Masse restituée (g) <sup>1</sup>	Taux de restitution (%) <sup>2</sup>
1	298-303				
2	495-498	0.65	1.2	0.8	0.4
3	735-760	0.57	8.6	4.9	2.4
4	789-791	0.01	7.1	0.1	0.0
5	833-837	0.01	5.7	0.0	0.0
6	968-972	0.00	7.6	0.0	0.0
7	1100-1104	0.06	27.8	1.6	0.8
<b>TOTAL</b>				<b>7.4</b>	<b>3.7</b>

<b>Sulforhodamine G</b>					
Événement	Intervalle temporel (h)	Aire sous courbe (g·s/L)	Débit moyen (L/s)	Masse restituée (g)	Taux de restitution (%) <sup>2</sup>
1	298-303	0.46	2.1	1.0	0.5
2	495-498				
3	735-760	0.07	8.6	0.6	0.3
4	789-791	0.05	7.1	0.3	0.2
5	833-837	0.05	5.7	0.3	0.1
6	968-972	0.03	7.6	0.2	0.1
7	1100-1104	0.01	27.8	0.2	0.1
<b>TOTAL</b>				<b>2.6</b>	<b>1.3</b>

<b>Sodium naphthionate</b>					
Événement	Intervalle temporel (h)	Aire sous courbe (g·s/L)	Débit moyen (L/s)	Masse restituée (g)	Taux de restitution (%) <sup>3</sup>
1	298-303	0.07	2.1	0.150	0.0334
2	495-498	0.03	1.2	0.034	0.0075
3	735-760	0.02	8.6	0.142	0.0316
4	789-791	0.00	7.1	0.003	0.0007
5	833-837	0.00	5.7	0.000	0.0001
6	968-972	0.00	7.6	0.000	0.0001
7	1100-1104				
<b>TOTAL</b>				<b>0.3</b>	<b>0.1</b>

Fig. C : Tableau du calcul des masses et taux de restitution des traceurs dans le collecteur OCN2 lors de l'essai de traçage de l'automne 2009. Valeurs de bruit de fond pour le calcul des aires sous courbes : 0.3 µg/l (excepté pour l'uranine = 0.1 µg/l).

<sup>1</sup> Masse restituée (g) = débit moyen (L/s) · aire sous courbe (g·s/L)

<sup>2</sup> Masses totales d'uranine et de sulforhodamine G injectées = 200 g

<sup>3</sup> Masse totale de naphthionate de sodium injectée = 450 g

Les graphiques présentés sur la figure D illustrent la relation entre les valeurs cumulées de masse de traceurs restituées dans le collecteur OCN2, et les valeurs cumulées de précipitations (mm) (le ratio ruissellement/infiltration est postulé constant), pour l'essai de l'automne 2009. Pour un calcul cohérent des restitutions des traceurs, une valeur équivalente de précipitations a été calculée pour l'événement n°2 (pour rappel : pas de pluie associée à cet événement, résultats du nettoyage des routes de la zone d'essais) au moyen de l'équation rationnelle, utilisée habituellement pour le calcul du débit de pointe  $Q_p$  d'un bassin versant donné<sup>250</sup>. La figure D montre ainsi le comportement de chaque traceur durant l'essai : le naphthionate atteint rapidement sa valeur maximale après l'événement n°3, confirmant ainsi

<sup>250</sup>  $Q_p = C_r S i$ . Où  $C_r$  = coefficient de ruissellement [-] = 0.9 pour un bassin versant urbain imperméabilisé,  $S$  = aire du bassin versant [ $L^2$ ] = 37000  $m^2$  pour le bassin du sous-réseau d'eaux claires ICN-OCN, et  $i$  = intensité pluviométrique [ $L T^{-1}$ ].  $Q_p$  a été calculé au moyen de l'équation de Manning-Strickler (cf. texte). Une valeur de 3h a été utilisée comme durée de l'événement n°2. Une valeur de précipitation de 0.4 mm a ainsi été obtenue pour l'événement « pluvieux » n°2.

l'absence de traceur dans la conduite OCN2 après cet événement. Les courbes de l'uranine et la sulforhodamine montrent un accroissement constant (avec une augmentation de la pente entre les événements n°6 et 7), suggérant une probable continuation de l'afflux de ces traceurs dans le collecteur OCN2 après la fin des mesures à cet endroit.

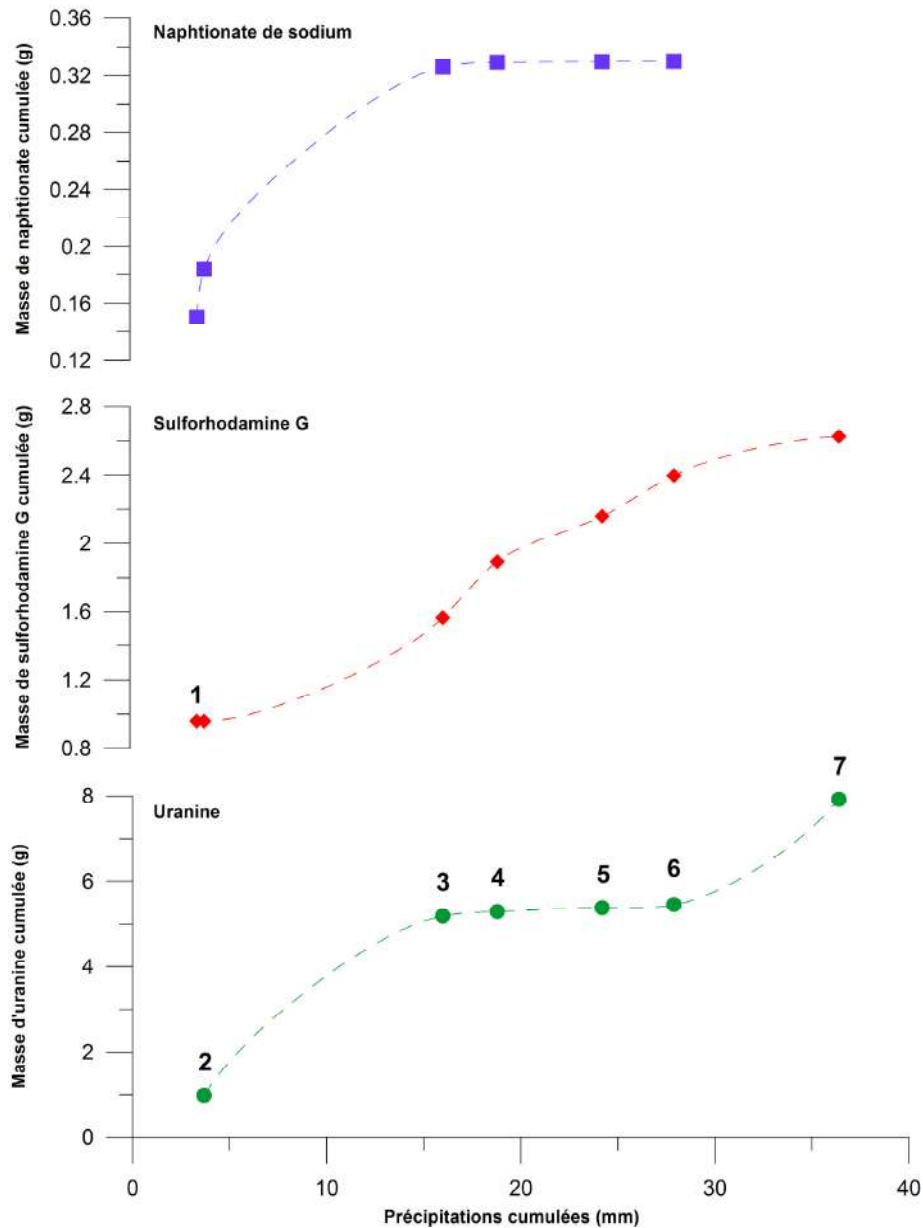


Fig. D : Graphique de valeurs cumulées de masse restituée des traceurs (g) dans le collecteur OCN2 vs. précipitations cumulées (mm)



---

*IV*  
**Annexes chapitre 4**

---

## Quartier de la Maladière

### Rapport et études non-publiés : résumé bibliographique

Note :

- Les numéros entre parenthèse renvoient à la bibliographie en fin d'annexe
- Le puits appelé « COP » est le puits OWN de la modélisation numérique et des essais de traçage (chapitre 3)

### Géologie

---

#### (1)

Anciennes halles de gymnastique : 2 sondages, 10 et 13 m de profondeur :

- Remblais. 5 à 7 m d'épaisseur. Matériel pulvérulent peu compact : graviers, sables et limons + briques et verre.
- Limon argileux et sables fins. 1 à 5 m d'épaisseur. Compacité augmentant avec la profondeur.
- Anciens sol morainique. dm à m d'épaisseur. Compacité très élevée.
- Roche calcaire en place (Urgonien sup.). Roche dure mais passablement fracturée. 8 à 13 m en profondeur.

#### (2) + cité dans (3)

Anciennes halles de gymnastique. 2 sondages (+ 4 sondages carottés en 1962), 10-12 m de profondeur :

- Remblais. 5 m d'épaisseur. Matériel pulvérulent peu compact : graviers, sables et limons + briques et charbon.
- Dépôts lacustres. 0.5 à 5 m d'épaisseur. Sables fins et limons + quelquefois craie et matière organique. Formation absente dans certains forages. Peu compacts
- Sols morainiques. 0.7 à 5 m d'épaisseur. Limons plus ou moins sableux, moyennement à peu graveleux. Très compacts.
- Roche calcaire. Dure et passablement fracturée. Entre 7.3 et 8.4 m de profondeur.

#### (5)

3 types principaux de remblais (v. carte document) :

- Faubourg du lac et Parc du 1er Mars : graviers et sables, quelques blocs sub-arrondis
- Quartier des Beaux-Arts : remblai en provenance de l'arasement du Crêt-Taconnet : beaucoup de gros blocs de calcaires anguleux.
- Jeunes-Rives et quartier Maladière (stade + zone Eglise Rouge) : matériel gravelo-sableux plus récent. Présence de fragments décimétriques de calcaires anguleux et roches cristallines. Série quaternaire (y.c. remblais) : environ 30 m vers STEP, 25 m vers hôtel Beaulac. Matériel peu-consolidé.

#### (6) + résumé dans (7)

2 sondages STEP (1994).

Sondage n°1 :

- 0 - 3.6 m : remblais. Galets, briques, morceaux de calcaire
- 3.6 – 29 m : glacio-lacustre. Prédominance de sables et graviers. Quelques niveaux limoneux.
- 29 – 32 m (fond) : Calcaires crétacés très fracturés. Paléokarst.

Sondage n°2 :

- 0 – 7.4 m : remblais. Gravelo-sableux peu compact. Blocs calcaires. Débris de tuiles et béton

- 7.4 – 8.3 m : probablement lacustre. Sable limoneux gris-bleu, débris charbonneux.
- 8.3 – 19.6 m : glacio-lacustre. Prédominance de sables et graviers. Quelques limons.
- 19.6 – 29.3 m : moraine de fond. Limons et limons sableux compact. Présence en blocs calcaires en bas de formation
- 29.3 – 32 m (fond) : Calcaires crétacés dur. Fissures karstifiées.

**(9)**

Relevé forage piézomètre CMMI (Eglise rouge) :

- 0 – 1.8 m : remblais fins
- 1.8 – 4 m : remblais grossiers, briques et débris
- 4 – 6.5 m : limon sableux (lacustre prob.)
- 6.5 – 10.8 m : gravier
- 10.8 – 15 m : roche calcaire

**(10)**

Sondages chantier Maladière. *Sondage S4* (Bordure ouest de chantier) :

- 0 – 6.3 m : remblais. Sables et graviers. Présence de pierres et blocs. Débris de tuiles et végétaux
- 6.3 – 8.8 m : glacio-lacustre. En toit, niveau tourbeux (30 cm), puis sables et limons très graveleux.
- 8.8 – 15.7 m : moraine rhodanienne. Prédominance de limons, parfois sableux. Intervalle de graviers entre 10.5 et 12.2 m.
- 15.7 – 18 m (fond) : roche calcaire jaunâtre.

**(11)**

Coupes géologiques stade de la Maladière (2003).

*Extrémité W coupe AA'* (Nord) :

- Remblais : 5.1 m d'épaisseur
- Sables et graviers (glacio-lacustre) : 3.1 m d'épaisseur
- Moraine limoneuse : 1 m d'épaisseur
- Roche calcaire à 9.2 m de profondeur

*Extrémité W coupe BB'* (Sud) :

- Remblais : 6.2 m d'épaisseur
- Fonds lacustres : 1.6 m d'épaisseur
- Sables et graviers (glacio-lacustre) : 3 m d'épaisseur
- Moraine limono-sableuse (+ graviers morainiques) : 8.3 m d'épaisseur
- Roche calcaire à 19.1 m de profondeur

**(13)**

Remblais : entre 5.5 et 7.5 m d'épaisseur.

Dépôts lacustres : jusqu'à 8 – 12.5 m de profondeur.

Pierre-à-Mazel : affleurement du substrat calcaire.

Composition générale remblais (pas de localisation précise) :

- Déchets urbains et ménagers
- Déchets de chantiers divers
- Matériaux d'excavation
- Matériaux du Crêt-Taconnet

**(15)**

Approfondissement du remplissage morainique en direction du lac et en direction de l'Est (abaissement du toit de la formation calcaires sous-jacente) : prob. anciens lits de cours d'eau depuis le coteau calcaire.

**Hydrogéologie et hydrodynamique****(1)**

Anciennes halles de gymnastique. Deux essais de perméabilité : pompage à charge constante, essai à charge variable (type porchet) : K comprise entre  $3 \cdot 10^{-4}$  et  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s.

**(4)**

Zone du port : alimentation de l'aquifère du parking par le versant calcaire contre lesquels les sédiments viennent reposer.

**(5)**

Remblais du quartier des Beaux-Arts : forte K (non-quantifiée) – gros blocs de calcaires anguleux.

**(7)**

Eau de l'aquifère vers STEP : provient de l'infiltration locale + des calcaires hauteriviens adjacents (colline du Mail, colline de l'Observatoire). Gradient hydraulique en direction du lac.

**(13)**

Anciens cours d'eau du coteau : probablement axes de drainages préférentiels des coteaux au lac, via l'aquifère sédimentaires.

**(15)**

Anciens essais de pompage : zone de la Maladière : K vers  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s pour les remblais et  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s pour la moraine limoneuse.

Pompage au nouveau puits COP (pompage d'eau journalier) :

I) Rabattement quotidiens au CMM1 : 1-2 cm

II) Extraction et traitement des données du piézomètre CMM1 pour l'aquifère superficiel :

- T entre  $1.1 \cdot 10^{-1}$  m<sup>2</sup>/s et  $6.6 \cdot 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s.
- K =  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s.
- S entre  $1.1 \cdot 10^{-1}$  et  $8 \cdot 10^{-3}$ .

III) Extraction et traitement des données du piézomètre CMM2 pour l'aquifère superficiel :

- T entre  $4.3 \cdot 10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s et  $4.1 \cdot 10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s.
- K entre  $7.1 \cdot 10^{-3}$  m/s et  $6.7 \cdot 10^{-3}$  m/s.
- S entre  $2.5 \cdot 10^{-2}$  et  $2.4 \cdot 10^{-2}$ .

IV) Porosité efficace comprise donc entre 5 et 8% (typique de graviers et sables saturés).

Modélisation numérique : inversion de l'écoulement dans les environs du puits : lac vers puits. Vitesse de l'eau souterraine calculée aux environs du puits : 1.25 m/j.

---

### Variations piézométriques et relations avec lac

---

(1)

Anciennes halles de gymnastique. Eau à 3.9 m de prof. (alt. 429.15 m) au sondage S1. Eau à 2.15 m en prof. (alt. 428.94 m) au sondage S2. Niveau d'eau correspondant approximativement au niveau du lac (sondages dans secteur gagné sur le lac par remblayage).

(2)

Anciennes halles de gymnastique. Eau à 3.7 m de prof. (alt. 429.63 m) au sondage S5. Eau à 3.7 m en prof. (alt. 429.13 m) au sondage S6. Niveau d'eau correspondant approximativement au niveau du lac (sondages dans secteur gagné sur le lac par remblayage).

(4)

Parking du Port. Eau entre 4.3 et 4.7 m de profondeur. Gradient hydraulique normal montre un écoulement vers le lac. Pompage lors de fouille parking : 25-30 m<sup>3</sup>/min : inversion du gradient hydraulique, du lac vers le parking.

(5)

Écoulement en direction du lac (lien direct). Niveaux d'eau à env. 2 m de profondeur sous les Jeunes-Rives.

(7)

Contribution de l'eau du lac au pompage STEP ne semble pas importante, en raison du gradient hydraulique vers le lac et l'hydrochimie de l'eau pompée.

(9)

Niveau d'eau à 3.4 m de profondeur (alt. 429.49 m).

(10)

Forage S4 : niveau d'eau stabilisé à 4.2 m de profondeur.

(14)

Emprise du complexe de la Maladière : crée un barrage souterrain entre l'alimentation de l'aquifère par les coteaux et le lac.

---

### Hydrochimie et bactériologie

---

(4)

Qualité des eaux de la zone médiocre de manière générale. Forte influence des activités urbaines.

Série d'analyses 1997-1998 : ancien puits COP : pas de pollution bactériologique notable. Piézomètres NHP : forte pollution bactériologique (ex : NHP6: Coliformes (37°) : 120'000 col/100ml ; E. Coli : 20'000 col/100 ml).

(7)

Eau du circuit interne STEP (pompée dans aquifère) : caractéristique des eaux usées : charge élevée en NH<sub>4</sub><sup>+</sup>, NaCl, matière organique et bactéries. Influence des terrains traversés (remblais) : présence de sulfates et silice.

Analyses du 16.11.99 : Coliformes (37°) : 500 col/100ml ; E. Coli : 180 col/100 ml, pour eau industrielle STEP.

Autres analyses (valeurs moyennes 1997-1999) : ancien puits COP : pas de pollution bactériologique notable. Piézomètres NHP6 : forte pollution bactériologique : Coliformes (37°) : 50'300 col/100ml ; E. Coli : 10'000 col/100 ml.

**(12)**

Ancien puits COP, analyses de 15.09.1998 (moyennes) :

- TCE : 2.07 µg/l ; PCE : 1.9 µg/l ; chloroforme : 1.76 µg/l
- Entérocoques, E. Coli : 0 col/100ml ; Coliformes (37°) : 1 col/100ml
- SO<sub>4</sub> : 26.2 mg/l ; Cl<sup>-</sup> : 33.6 mg/l
- NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : 0.003 mg/l ; NO<sub>3</sub> : 10.9 mg/l

**(15)**

Prélèvements du 3 août 2005. Piézomètre CMM1 à CMM6, et puits COP :

- Piézomètre CMM3 (+ CMM5) : contamination de l'eau : Cl, Na, NH<sub>4</sub> et PO<sub>4</sub> très élevés. E. Coli : > 1800 col/100ml. Eau légèrement anoxique. → forte présence d'eaux usées.
- Piézomètre CMM2 : Cl, Na, NH<sub>4</sub> moins élevés, mais E. Coli : > 3000 col/100ml. Forte pollution bactérienne. → présence d'eaux usées.
- Puits COP : Cl, Na, NH<sub>4</sub> en teneur normales. E. Coli et autres bactéries en faible concentration mais présents. → contamination moins forte.

---

**Equipements : puits et piézomètres ; réseaux EC/EU**


---

**(4), (5)**

Quartier Jeunes-Rives

- FGA5 : piézomètre 2.5'' à l'Est du bâtiment des Sciences économiques (Uni Neuchâtel).
- FGA4 : piézomètre 2.5'' en face de SCAN (Service des automobiles).
- Piézomètres NHP (hôpital Pourtalès). Probablement détruits.
- Ancien puits COP Maladière : n'existe plus.

**(9)**

Piézomètre CMM1 : crépiné dans niveau graveleux. Altitude margelle : 432.89 m

**(15)**

Nouveau puits COP : en fonction depuis août 2004. En moyenne 200 m<sup>3</sup>/j pompé.

6 piézomètres : CMM1, 2 et 6 à l'Ouest de la Maladière ; CMM3, 4 et 5 au Nord de la Maladière.

CMM1 (relevé dans (9)) : à env. 45 m à l'W du puits COP.

CMM6 : vers parking Aula Jeune-Rives : à env. 50 m au S du puits COP.

CMM2 : devant boulangerie Python : à env. 60 au NNE du puits COP.

Sondes pression du Laboratoire des Eaux implantées au CMM1 et CMM6

### **Historique du remblayage**

---

**(3)**

Remblayages principaux en début de 20<sup>ème</sup> siècle. Terrain de sport de la Riveraine en 1925. Port de la Maladière en 1966.

**(8)**

Remblayage des Jeunes-Rives : volume total 1960-1970 : 840'000 m<sup>3</sup>.

1960 : zone extérieure de la STEP.

1961-63 : zone de la patinoire et fondations STEP.

1966-67 : zone de la Faculté des Lettres (Université de Neuchâtel).

1968-69 : zone occidentale : parking, esplanade, et nouveau port.

**(13)**

Quartier des Beaux-Arts, 1879-1882 : + de 200'000 m<sup>3</sup> de remblai calcaire en provenance du Crêt-Taconnet.

Création des Jeunes-Rives, 1966-1970. Port de la Maladière définitivement comblé.

### **Sites contaminés, infiltration des eaux claires (EC)**

---

**(3)**

Terrain de sports de la Riveraine, et anciennes halles de gymnastique. Matériaux de remblayage a priori sains. Historiquement, pas d'entreprises dans ce secteur. Ni d'accidents répertoriés. Risque d'occurrence de site contaminé très faible dans la zone.

**(5)**

Jeunes-Rives : capacité d'infiltration EC considérée comme bonne.

**(13)**

Construction halles de gymnastique : pas de trace de pollution importante. CPLN : construit sur le site de l'ancienne usine à gaz (détruite en 1968), site assaini. De manière générale : Beaux-Arts, Maladière et Jeunes-Rives : peu de changement de bâti, pas de présence notable d'activités polluantes pour l'environnement.

Zone de la Maladière : construite avant 1935. Décharges alors pas considérée comme sites pollués, donc mélange pas rares de déchets et matériaux inertes dans remblais.

**(14)**

EC du complexe de la Maladière : peuvent être conduites dans le réseau EC (évacuation dans le lac), pas nécessaire de les infiltrer.

---

**Références bibliographique :**

- (1) De Cérenville Géotechnique, 1998. *Halles de gymnastique, rue du Littoral, Neuchâtel : rapport géotechnique*. De Cérenville Géotechnique S.A, Neuchâtel.
- (2) De Cérenville Géotechnique. 1985. *Projet de construction d'une salle omnisports, rue Pierre-à-Mazel, Neuchâtel : rapport sur les études géotechniques*. De Cérenville Géotechnique S.A., Lausanne.
- (3) Chenillot P. 1998. *Ville de Neuchâtel, halle de sports et parking de la riveraine : notice d'impact sur l'environnement*. Urbaplan SA, Neuchâtel.
- (4) Aragno P.-O. 1999. *Quelques remarques concernant le pompage de l'eau dans l'aquifère bordant le lac, au nord du nouveau parking du Port*. Service des Eaux et Gaz, Travaux Publics, Neuchâtel.
- (5) Aragno P.-O. 2000. *Bref aperçu du sous-sol des Jeunes-Rives dans le cadre des études pour l'aménagement du site de l'arteplage (Expo 02) de Neuchâtel*. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.
- (6) De Cérenville Géotechnique. 1994. STEP de Neuchâtel. Relevé de 2 forages effectués du 22.07.94 au 28.07.94. De Cérenville Géotechnique S.A, Neuchâtel.
- (7) Aragno P.-O. 2000. *Evaluation de la situation du drainage de la nappe à la STEP, Neuchâtel*. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.
- (8) Travaux Publics de la Ville de Neuchâtel. 1974. *Carte au 1 : 5000 des remblayages des rives de Neuchâtel 1960-1970*. Texte et légende associés.
- (9) Aragno P.-O. 2004. Relevé du forage piézomètre CMM1, rue Abram-Louis Breguet, juin 2004. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.
- (10) De Cérenville Géotechnique. 2003. *Complexe La Maladière, Neuchâtel : logs des sondages 2003 et profils géotechniques schématiques*. De Cérenville Géotechnique S.A, Neuchâtel.
- (11) GVH Ingénieurs civils. 2003. *Stade de la Maladière : coupes géologiques - plan général (1 : 1000 1 : 200)*. GVH Ingénieurs Civils SA, St-Blaise.
- (12) Aragno P.-O. 1998. Puits COP (Centre Opérateur Protégé) – analyses du 15.09.1998. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.
- (13) Cosandey L., Philippin D. 2003. *Site de la Maladière : site pollué ? Investigation historique, Cahiers des charges pour l'investigation technique*. P+ Petermann Philippin SA, Neuchâtel.
- (14) Aragno P.-O. 2004. *Complexe multifonctionnel de la Maladière, Neuchâtel – commentaires pour la demande de permis de construire*. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.
- (15) Belloni S., Zwahlen F. 2005. *Zone de la Maladière : données hydrogéologiques*. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN), Neuchâtel.



## Puits OWN : essais de pompage, données de sonde pression et fonction de puits pour la modélisation numérique

### Essai de pompage et paramètres de l'aquifère proche du puits OWN

Un relevé précis du rabattement de la nappe de l'aquifère péri-lacustre a été effectué au droit du puits pendant un épisode de pompage, le 25.09.2009. Les données ont permis de caractériser localement les paramètres de l'aquifère dans la zone du puits. Le débit de pompage a été en moyenne de 50 l/s (180 m<sup>3</sup>/h). Les données de rabattement en fonction du temps sont présentées sur la figure A. En appliquant la méthode approximative de Jacob-Cooper (pompage en régime d'écoulement transitoire ; fig. B – description théorique ci-dessous) sur la courbe de rabattement, les valeurs suivantes de paramètres de l'aquifère dans la zone du puits OWN ont été obtenues :

- Transmissivité :  $T = 2.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
- Conductivité hydraulique<sup>251</sup> :  $K = 3.6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
- Coefficient d'emmagasinement ( $\approx$  porosité effective) :  $S \approx 0.15$

Mesures au puits

t (min)	t (s)	niveau sous dalle (m)	rabattement (m)
0	0	0.89	0.00
0.5	30	1.90	1.01
1	60	2.50	1.61
1.5	90	3.05	2.16
2	120	3.50	2.61
3	180	4.10	3.21
4	240	4.63	3.74
5	300	5.05	4.16
6	360	5.40	4.51
7	420	5.65	4.76
8	480	5.88	4.99
9	540	6.06	5.17
10	600	6.22	5.33
12	720	6.45	5.56
14	840	6.60	5.71
16	960	6.72	5.83
18	1080	6.81	5.92
20	1200	6.89	6.00
22	1320	6.94	6.05
25	1500	6.99	6.10
30	1800	7.04	6.15
35	2100	7.07	6.18
40	2400	7.09	6.20

Date : 25.09.2009  
 Début pompage : 10h52  
 Fin pompage : 11h32  
 Diamètre puits : 0.6 m  
 Débit moyen pompage : 0.052 m<sup>3</sup>/s

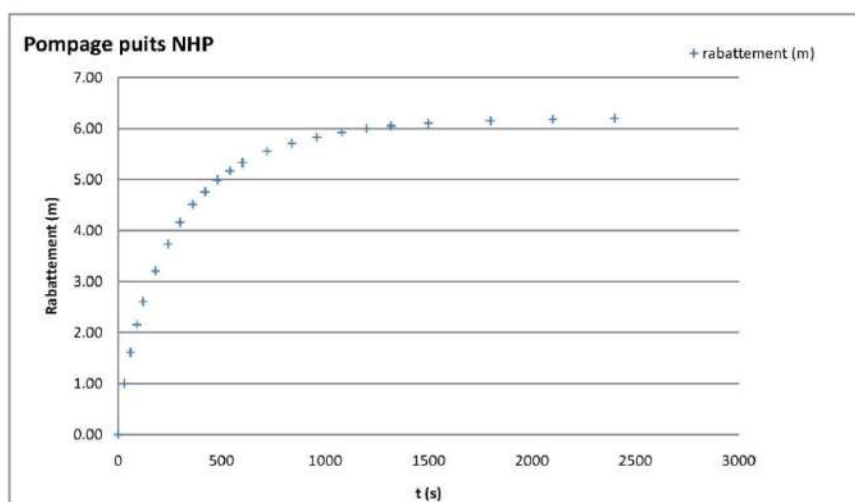


Figure A : Données de rabattement au puits OWN (25.09.2009)

<sup>251</sup> En considérant une épaisseur saturée moyenne de l'aquifère de  $e = 6.5 \text{ m}$  (graviers d'alluvions et remblai grossier) ;  $K = T/e$ .

Ces valeurs sont en accord avec le type de formation aquifère principale du site (sous les remblais) : alluvions et sédiments péri-lacustres de graviers et sables, contenant quelques niveaux limoneux-sableux (Aragno (2004) ; GVH (2003) ; De Cérenville (2003)<sup>252</sup>).

La méthode simplifiée de Jacob-Cooper est basée sur le résultat théorique de Theis, pour les pompages en symétrie radiale et régime d'écoulement transitoire. Cette méthode consiste à reporter sur un graphique semi-logarithmique les rabattements  $s(t_i)$  en fonction du temps, pour un point de mesure donnée (ici directement dans le puits du NHP).

Une fois la droite de Jacob (figure ci-dessous) déterminée, l'approximation de Jacob devient alors valable et l'interprétation devient alors réalisable pour deux points A et B arbitrairement choisis sur la droite, selon l'équation suivante :

$$T = \frac{Q}{4\pi(s_B - s_A)} \ln\left(\frac{t_B}{t_A}\right)$$

où

$T =$  Transmissivité [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$Q =$  Débit de pompage [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$s_A ; s_B =$  Rabattements aux points A et B [m], de temps  $t_A$  et  $t_B$  [s], respectivement

Le coefficient d'emménagement  $S$  (proche de la porosité pour un aquifère à nappe libre), s'obtient en extrapolant la droite de Jacob jusqu'à l'axe des abscisses, dont l'intersection donne un temps  $t_0$ .  $S$  s'obtient alors selon la formule suivante :

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2}$$

où

$r =$  distance du point de mesure au puits. Ici,  $r \approx 1$  m (diamètre du puits + chemise de graviers)

La figure B présente les paramètres susmentionnés pour le calcul de  $T$  et  $S$ , dont les valeurs sont données dans le texte ci-dessus.

<sup>252</sup> Références bibliographiques en fin d'annexe.

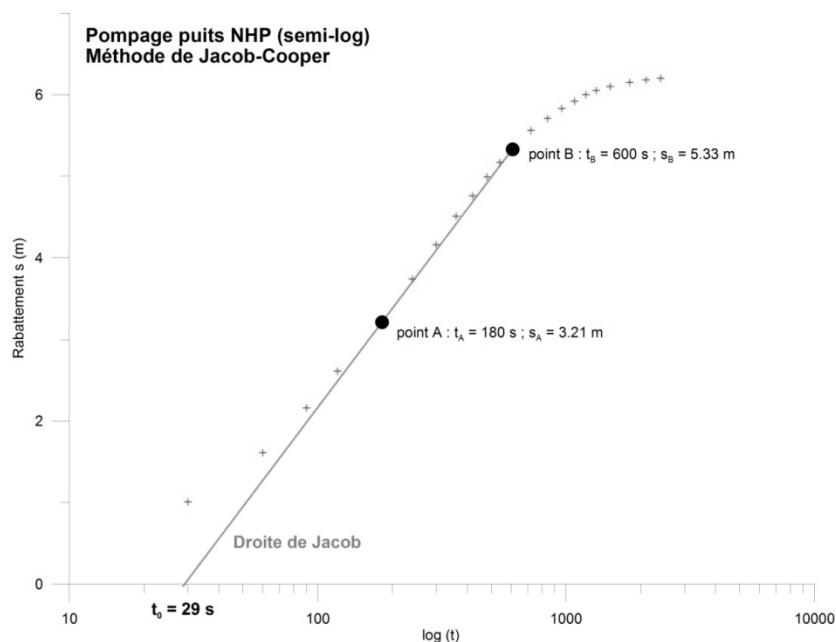


Figure B : Méthode de Jacob-Cooper - droite de Jacob associées aux calculs des paramètres d'aquifère

#### Données de sonde pression du puits OWN

La forte demande en eau de refroidissement pour l'hôpital à proximité induit d'innombrables épisodes de pompage à fort débit (50 l/s), mettant fortement à contribution la nappe aquifère de la zone du puits. Ces épisodes provoquent fréquemment des rabattements maximaux de l'ordre de 10 m (mesurés avant décolmatation du puits - en septembre 2009), mais qui s'échelonnent généralement plutôt entre 2 m et 6 m. La situation a été sensiblement améliorée par la décolmatation hydraulique du puits, à partir duquel le rabattement maximal mesuré en pompage est en moyenne de 5 m. Afin de se représenter le régime d'exploitation de l'eau au puits OWN, la figure C présente une série de valeurs de pression d'eau<sup>253</sup> dans ce puits, mesurées lors de l'essai de traçage de l'automne 2009 (cf. chapitre 3) sur le site d'essais de Neuchâtel<sup>254</sup>, où chaque pic correspond à un épisode de pompage. L'eau est pompée ainsi à raison de 3 à 4 pompages quotidiens de 1h à 2h, en période de basse demande en eau (hiver et/ou périodes froides)<sup>255</sup>.

<sup>253</sup> Mesurées à l'aide d'une sonde pression STS DL/N-64, par pas de temps de 30 secondes.

<sup>254</sup> Montrant une configuration identique (et par souci de lisibilité), les données de fin d'essai de l'automne 2009 (après le 17.09.09) ne seront pas présentées ici. Les données de sondes pression obtenues lors de l'essai du printemps 2008 sont présentées sur la figure 3.8, chapitre 3.

<sup>255</sup> En période de forte demande en eau, le nombre d'épisodes quotidiens de pompage peut tripler.

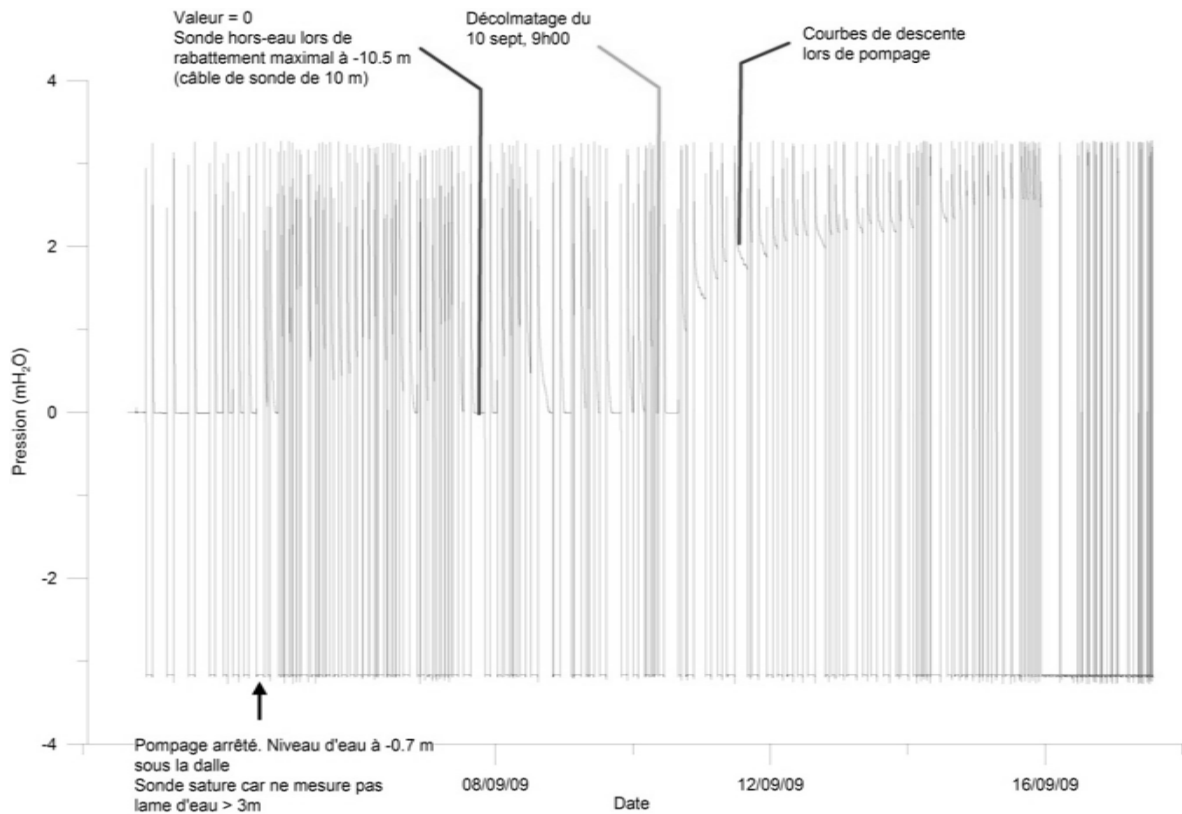


Figure C : Données de sonde pression au puits OWN

### *Fonction de pompage du puits OWN pour la modélisation numérique*

Par souci de simuler au mieux le régime d'exploitation du puits OWN dans les simulations numériques avec le MEF de la Maladière, mais en devant malgré cela simplifier les calculs, la fonction temporelle représentée sur la figure D a été associée à la limite de puits du modèle. Et représente donc un régime moyen de pompage.

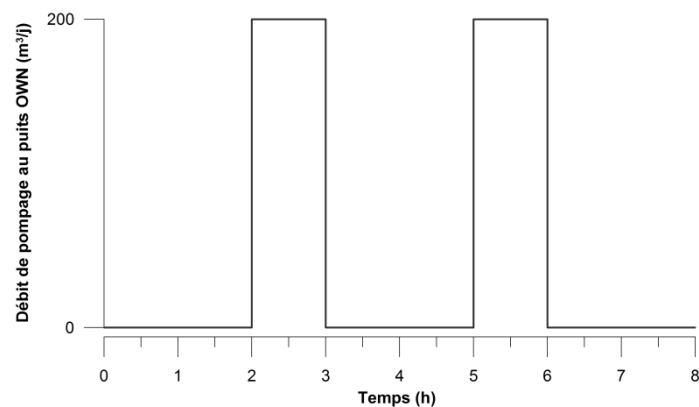


Figure D : Fonction temporelle du pompage modélisé au puits OWN

---

Il s'agit donc d'un cycle de pompage transitoire de 8 heures, composé en deux épisodes de pompage à 200 m<sup>3</sup>/j d'une durée de 1 h chacun, séparés par un intervalle de non-pompage de 3 h. Le cycle se répète donc indéfiniment pour toute la durée des simulations numériques.

***Références bibliographique :***

Aragno P.-O. 2004. Relevé du forage piézomètre CMM1, rue Abram-Louis Breguet, juin 2004. Laboratoire des eaux et de l'environnement, Neuchâtel.

Belloni S., Zwahlen F. 2005. Zone de la Maladière : données hydrogéologiques. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN), Neuchâtel.

De Cérenville Géotechnique. 2003. Complexe La Maladière, Neuchâtel : logs des sondages 2003 et profils géotechniques schématisés. De Cérenville Géotechnique S.A, Neuchâtel.

GVH Ingénieurs civils. 2003. Stade de la Maladière : coupes géologiques - plan général (1 :1000 1 :200). GVH Ingénieurs Civils SA, St-Blaise.



### Aquifère de la Maladière – exemple de données piézométriques

Un panel de sondes pression a été installé dans les piézomètres CMM du quartier de la Maladière pour suivre l'évolution des niveaux piézométriques dans l'aquifère péri-lacustre de la zone, pendant et après la construction du complexe et stade de la Maladière ainsi que pour surveiller l'effet de l'exploitation de l'eau au puits OWN (données relevées par Aragno (2004-actuel) et compilées en 2005 par Belloni (2005)).

La figure A présente les données acquises pour une année hydrologique (2004-2005) presque complète, où l'entrée en fonction du puits OWN fin-juillet 2004 est parfaitement visible sur la courbe du piézomètre CMM1. Les courbes des piézomètres CMM3, CMM4 et CMM5 particulièrement (piézomètres pratiquement au contact avec le versant calcaire), montrent ainsi des réponses plus marquées que les autres piézomètres à la recharge latérale depuis le versant calcaire, lors de périodes de crue.

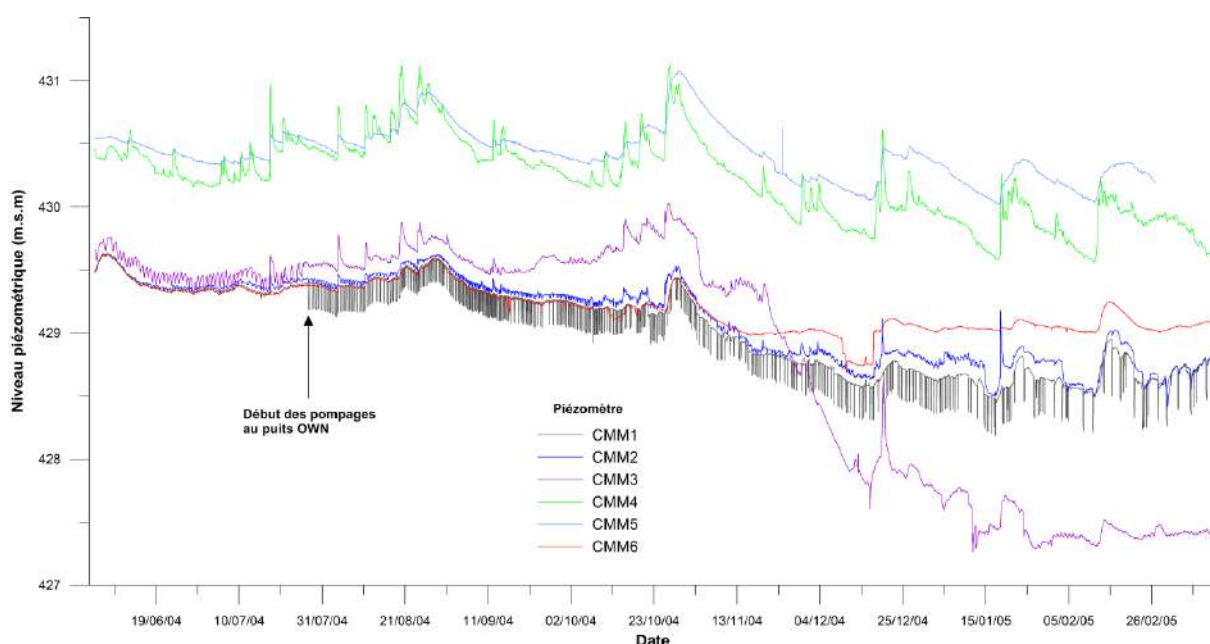


Fig. A : Niveaux piézométriques pour les sondages CMM dans l'aquifère péri-lacustre de la Maladière, année hydrologique 2004-2005

Comme exemple pour une courte durée de temps, la figure B montre en détail les niveaux piézométriques (ainsi que le niveau du lac de Neuchâtel) pour le mois de novembre 2004. Trois points apparaissent à la lecture de ce graphique :

- Seuls les piézomètres CMM1 et CMM2 sont influencés par le rabattement au puits OWN<sup>256</sup>.
- Les niveaux piézométriques suivent la tendance saisonnière (dont le niveau du lac est le niveau de référence). L'aquifère péri-lacustre est donc en connexion hydraulique avec le lac, ce dernier déterminant donc le niveau piézométrique global (saisonnier) de l'aquifère.
- Le niveau d'eau dans le piézomètre CMM6 est identique à celui de lac. Ce piézomètre étant le plus proche du lac (env. 100 m), il est donc, sans surprise, le plus influencé par le niveau du lac et le moins tributaire des variations causées par les apports d'eau du versant calcaire et l'alimentation par le ruissellement au nord.

<sup>256</sup> Les variations dans le piézomètre CMM3 à cette période sont dues aux travaux du chantier de la Maladière à proximité.

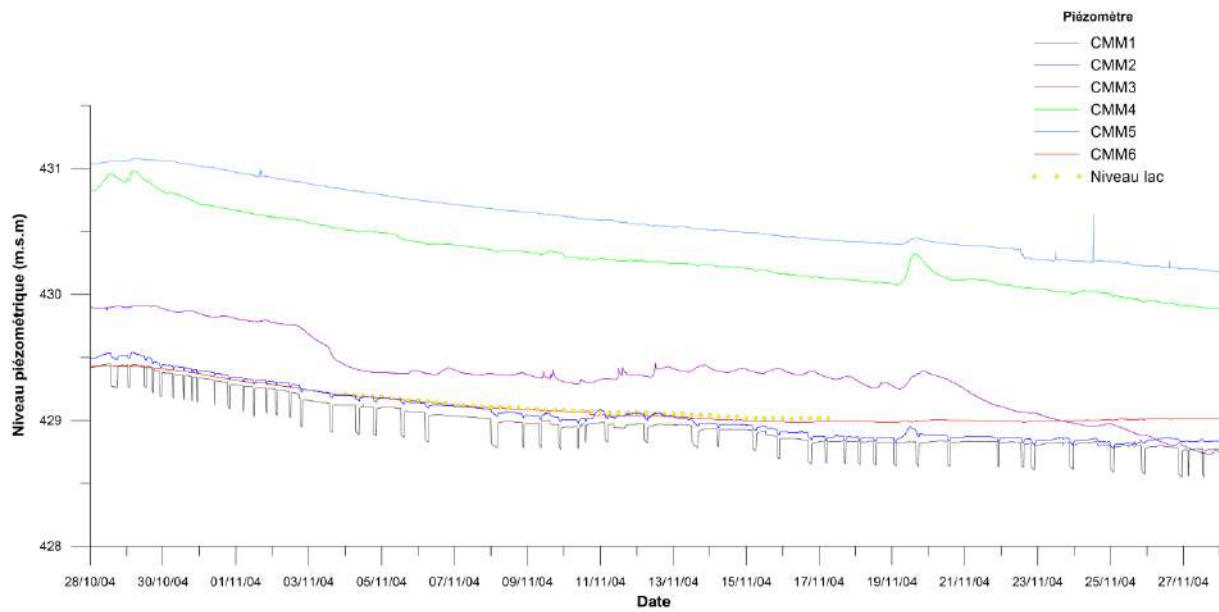


Fig. B : Niveaux piézométriques pour les sondages CMM dans l'aquifère péri-lacustre de la Maladière et niveau du lac de Neuchâtel, mois de novembre 2004

Belloni S., Zwahlen F. 2005. *Zone de la Maladière : données hydrogéologiques*. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN), Neuchâtel.

### Recharge effective $\bar{Q}_p$ dans le MEF de la Maladière – aperçu hydrologique

L'aquifère de la Maladière se situe en climat tempéré continental. Les températures moyennes annuelles s'échelonnent entre 6.2°C et 13.2°C, avec une moyenne à 9.3°C (source : MeteoSuisse). Les précipitations annuelles sont en moyenne de 1060 mm, pour 120 jours avec pluie en moyenne, donc induisant une intensité de précipitations moyenne par jour de pluie de 8.8 mm/j, et de 2.9 mm/j en intensité moyenne globale (365 j).

Pour l'intégration de la recharge effective  $\bar{Q}_p$  dans les simulations avec le MEF de la Maladière - qui ne prennent pas en compte directement les données journalières de précipitations par souci de simplification des modèles, il a été préféré une *valeur moyenne de recharge effective*, en relation avec la valeur d'intensité pluviométrique moyenne susmentionnée<sup>257</sup> :

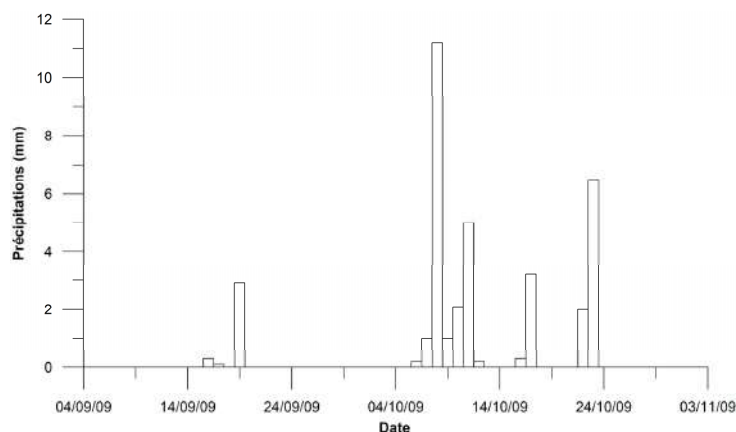
**$\bar{Q}_p$  moyenne : valeur de base** (pluie moyenne) = 1.6 mm/j (55% de 2.9 mm/j) (simulations de base et urbaines)<sup>258</sup>

Par la suite les simulations urbaines ont été effectuées avec des valeurs de recharge effective  $\bar{Q}_p$  croissantes de 1.6, 3, 5, 8 et 10 mm/j. Les trois premières valeurs ont été calquées sur des valeurs réelles, observées lors des essais de traçage sur le site d'essai de Neuchâtel (chapitre 3). A titre d'exemple, la figure A présente les données de pluviométrie pour la région de Neuchâtel au mois de septembre et octobre 2009. Il est possible ainsi de remarquer plusieurs événements pluvieux d'intensité moyenne (entre 2 et 3 mm/j) ou inférieure, ainsi que deux événements pluvieux importants à 11.2 mm/j et 6.5 mm/j, événements peu fréquents mais récurrents (en moyenne 10 événements par année) dans la région<sup>259</sup>. Ces deux valeurs ont donc été considérées comme valeurs réalistes dans le calcul de valeurs plus élevées de  $\bar{Q}_p$ <sup>260</sup>:

**$\bar{Q}_p$  élevée** (forte pluie) = 3 mm/j (~ 55% de 6 mm/j) (simulations urbaines uniquement)

**$\bar{Q}_p$  extrême** (orage ou événement pluvieux extrême) = 6 mm/j (~ 55% de 11 mm/j) (simulations urbaines uniquement)

Fig. A : données pluviométrique pour la région de Neuchâtel durant les mois de septembre et octobre 2009



<sup>257</sup> Pour rappel, il est considéré ici que 55% des précipitations sont infiltrées et participent à la recharge effective sous les surfaces vertes (sans surfaces imperméabilisées), et que l'infiltration est « instantanée » (pas de calculs de front de saturation et de vitesses d'écoulement dans la zone non-saturée ; partie 4.3.1).

<sup>258</sup> Se référer au texte principal pour la description des simulations dites « de base » et « urbaines ».

<sup>259</sup> Les données pluviométriques d'autres périodes de l'année et d'autres années, non présentées ici, montrent des distributions de valeurs semblables.

<sup>260</sup> Les deux dernières valeurs ( $\bar{Q}_p = 8$  et 10 mm/j), irréalistes pour un climat comme celui de l'aquifère de la Maladière, ont été utilisées uniquement pour tester les limites du modèle (cf. texte principal).



### Calibration du MEF de la Maladière – régimes permanents et transitoires

La première phase de calibration des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère (conductivité hydraulique  $K$ , porosité effective  $\varepsilon_e$  et compressibilité  $S_o$ ), a été opérée selon une démarche manuelle d'essais et erreurs lors d'une succession préliminaire de courtes simulations en régime transitoire. Cette première phase de calibration a été guidée par les observations de terrains suivantes :

- La répartition spatiale générale des charges hydrauliques dans le MEF de la Maladière doit être similaire à la répartition des charges hydrauliques réelles observées dans les piézomètres de l'aquifère.
- Les rabattements simulés dans le puits OWN doivent être en accord avec les rabattements réels<sup>261</sup> : entre 2 et 4 m.
- La vitesse moyenne réelle de l'eau souterraine dans la zone proche du puits OWN, observée lors des essais de traçages sur le site (§ 3.2.2.3), est d'environ 8 m/j (mais traceur injecté dans un niveau de gravier fortement perméable). Les valeurs calculées par le modèle dans cette zone devraient donc s'en approcher au mieux. Toutefois, compte tenu de la forte hétérogénéité locale de l'aquifère de la Maladière et des hypothèses simplificatrices qui ont été utilisées lors de la détermination des paramètres hydrodynamiques (cf. infra), les vitesses simulées dans la zone du puits doivent donc plutôt être comprise dans un *intervalle* : entre 3 m/j et 10 m/j.
- L'amplitude des fluctuations du niveau piézométrique simulé dans le piézomètre CMM1, causées par les épisodes de pompage au puits OWN, doivent être similaires aux fluctuations piézométriques observées sur le terrain : entre 1 cm et 2 cm (dépendante toutefois du débit de pompage dans le puits OWN).

La figure A montre le graphique de corrélation entre les valeurs de charge hydraulique réelles et les valeurs modélisées<sup>262</sup>, ainsi que les vitesses et rabattement susmentionnés.

La seconde phase a consisté en une optimisation automatique fine au moyen de l'algorithme PEST (en régime permanent pour la première série de calibrations, puis ensuite en régime transitoire (avec comme référence 72h de données piézométriques de terrain ; fig. B) - dans le but de raffiner les paramètres hydrodynamiques obtenus lors de la première phase de calibration (et qui ont été donc utilisés comme valeurs initiales pour les calibrations par PEST).

<sup>261</sup> En réalité, conséquence de la demande en eau fortement variable de l'hôpital, les débits de pompage et ainsi les rabattements ne sont pas constants dans le puits OWN. Pour des raisons de simplification lors des simulations (pas de données précises de débits), le débit a été maintenu constant pendant chaque épisode pompage (cf. texte principal).

<sup>262</sup> Certaines anciennes valeurs de charge hydraulique, dont la fiabilité est douteuse - pour les piézomètres SS5 - SS4 et S5 - S6, n'ont pas été utilisées pour la calibration. Les calibrations manuelles ont donc été effectuées avec les données disponibles pour sept points sur la surface du MEF (6 piézomètres + puits OWN ; localisés et numérotés sur la fig. 4.4 – texte principal). Ces mêmes points ont été utilisés par la suite comme *points d'observation* pour les simulations (cf. texte principal).

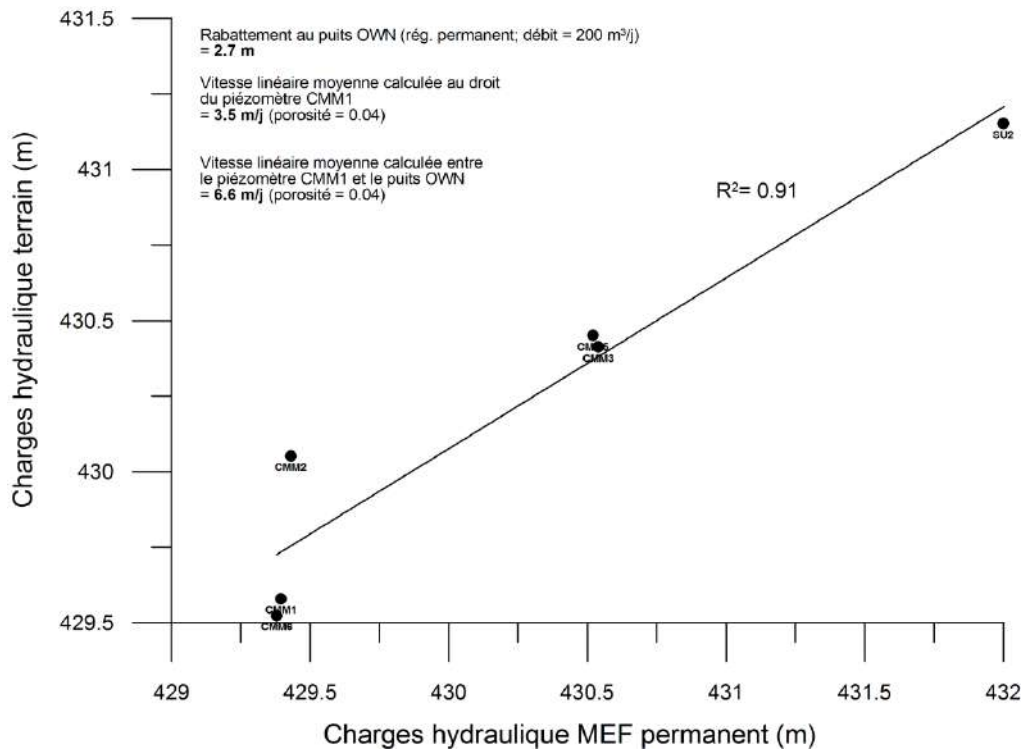


Fig. A : Graphique de corrélation entre les valeurs de charges hydrauliques mesurées sur le terrain (piézomètres CMM et SU2) et charges hydrauliques modélisées en régime permanent avec le MEF de la Maladière. Valeurs de rabattement et vitesses linéaires moyennes de l'eau calculées lors de simulations en régime permanent

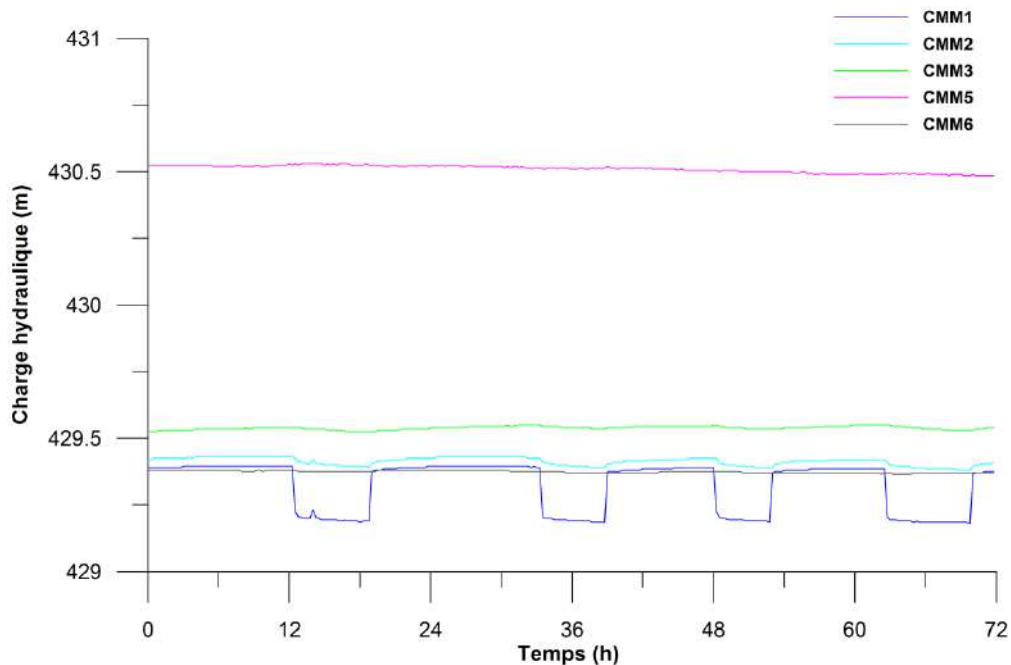


Fig. B : Valeurs de charges hydrauliques mesurées sur le terrain du 28.07.04 au 30.07.04 (72h) dans les piézomètres CMM et utilisées pour la calibration finale au moyen du module PEST en régime transitoire

## MEF de la Maladière : comparaison paramètres réels de l'aquifère - paramètres utilisés dans les simulations

*Paramètres mesurés sur le terrain et en provenance de la littérature*

Essai de pompage au puits OWN (étude présente, annexe IV-2) :

- $T = 2.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
- $K = 3.6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$
- $S$  (porosité effective)  $\approx 0.15$

Essai de traçage, printemps 2008 (étude présente, annexe III-11) :

- $K = 2.9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
- $S$  (porosité effective de transport)  $\approx 0.04$

De Cérenville Géotechnique (1998) :

Anciennes halles de gymnastique ; pompage à charge constante, essai à charge variable :

- $K$  entre  $3 \cdot 10^{-4}$  et  $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

Belloni (2005) :

Zone de la Maladière ; anciens essais de pompage :

- $K$  vers  $2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  pour les remblais et  $5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  pour la moraine limoneuse
- Extraction et traitement des données du piézomètre CMM1 pour l'aquifère superficiel :

- $T$  entre  $1.1 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s}$  et  $6.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
- $K = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
- $S$  entre  $1.1 \cdot 10^{-1}$  et  $8 \cdot 10^{-3}$

Extraction et traitement des données du piézomètre CMM2 pour l'aquifère superficiel :

- $T$  entre  $4.3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  et  $4.1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$
- $K$  entre  $7.1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  et  $6.7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
- $S$  entre  $2.5 \cdot 10^{-2}$  et  $2.4 \cdot 10^{-2}$

Remblais et formation superficielles :

$$K_{\text{moyen}} = 1.5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$K_{\text{max}} = 7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$K_{\text{min}} = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Porosité effective moyenne ( $\approx S$ )

$$S_{\text{moyen}} = 7.2 \cdot 10^{-2}$$

$$S_{\text{max}} = 8 \cdot 10^{-3}$$

$$S_{\text{min}} = 1.5 \cdot 10^{-1}$$

*Paramètres définis dans le MEF de la Maladière (remarque : matériel considéré comme homogène !)*

Aquifère modélisé :

$$K = 1.1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Porosité effective moyenne ( $\approx S$ )

$$S = 4.3 \cdot 10^{-2}$$

---

Belloni S., Zwahlen F. 2005. *Zone de la Maladière : données hydrogéologiques*. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN), Neuchâtel

De Cérenville Géotechnique, 1998. *Halles de gymnastique, rue du Littoral, Neuchâtel : rapport géotechnique*. De Cérenville Géotechnique S.A, Neuchâtel

### Calcul des coefficients de transfert corrigés $\alpha_h^*$

Le calcul des coefficients de transfert corrigés  $\alpha_h^*$  s'est fait selon les équations présentées dans la partie 4.3.2 :

$$\alpha_h^* = \frac{\pi K_p}{\ln\left(1+\frac{e}{R}\right)B} \quad \text{et} \quad K_p = \frac{N a^3 \rho g}{L 12 \mu}$$

Avec comme facteur de correction géométrique  $\Lambda = \frac{\ln\left(1+\frac{e}{R}\right)B}{\pi e}$

La figure B présente les graphiques associés au facteur de correction pour une série de valeurs de rayon intérieur de conduite  $R$ , d'épaisseur de conduite  $e$  et d'épaisseur saturée d'aquifère  $B$ .

Le panel n°1 de coefficients  $\alpha_h^*$  a été calculé<sup>263</sup> en connaissant initialement les dimensions de conduites fournies dans les données du PGEE sur le site de la Maladière) : rayon  $R$  et épaisseur  $e$  - et selon trois type de conduites, décrits dans le texte principal (fonction en plus du matériau de conduite). La figure A présente l'exemple du calcul du panel n°8, pour une épaisseur saturée de 15 m (moyenne pour le MEF de la Maladière)<sup>264</sup>. Ces valeurs de  $\alpha_h^*$  correspondent ainsi à des valeurs de  $K_p$  s'échelonnant entre  $6 \cdot 10^{-8}$  m/s (type 3) et  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s (type 1).

Panel n°8	$N$	$L$ (m)	$a$ (m)	$K_p$ (m/s)	$e$ (m)	$R$ (m)
Type 3	1	50	2E-04	6.09E-08	4.0E-03	0.25
Type 2	1	150	6E-04	1.03E-06	1.0E-02	0.25
Type 1	1	200	2E-03	2.05E-05	2.5E-02	0.75

CT (3D) (s <sup>-1</sup> )	CT (3D) (10 <sup>-4</sup> j <sup>-1</sup> )	facteur de correction géométrique $\Lambda$ (-)	Constante $\rho g/\mu$ (calcul $K_p$ )	épaisseur aquifère $B$ (m)
1.52E-05	1.31E+04	19	8.6E+06	15
1.03E-04	8.91E+04	19		
8.21E-04	7.09E+05	6		

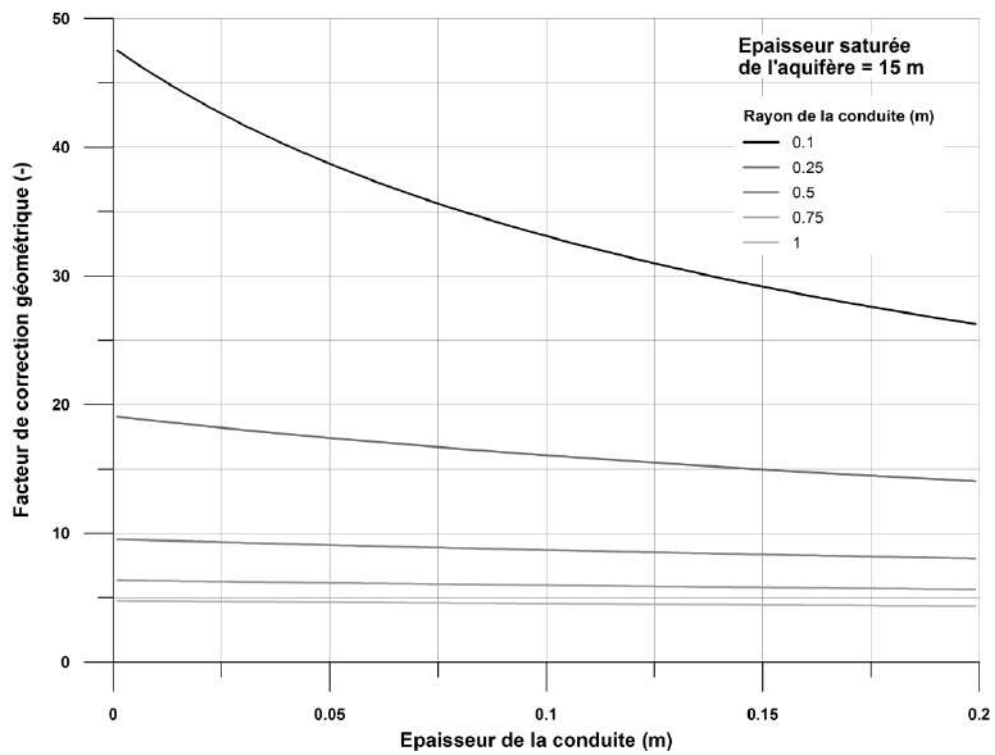
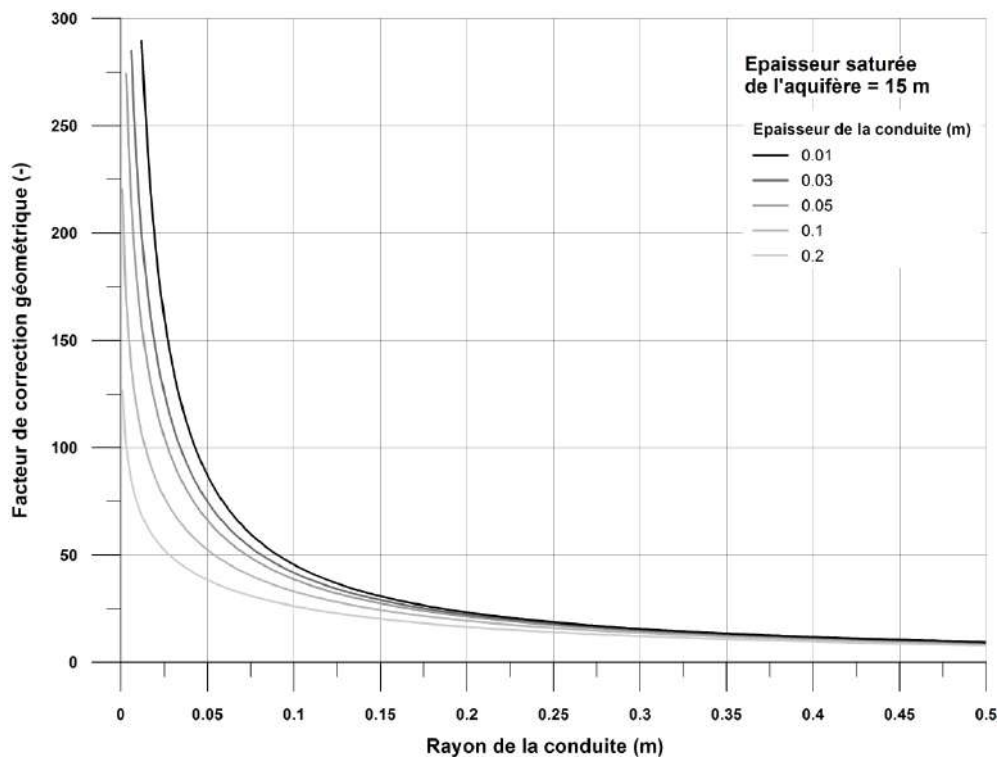
CT corrigé (2D radial plan) (s <sup>-1</sup> )	CT (2D radial plan) (10 <sup>-4</sup> j <sup>-1</sup> )	CT corrigé arrondi (2D radial plan) (10 <sup>-4</sup> j <sup>-1</sup> )
8.03E-07	6.94E+02	700
5.50E-06	4.76E+03	4700
1.31E-04	1.13E+05	113000

CT = coefficient de transfert

Fig. A : Coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  : exemple de calcul avec le panel de valeurs n°8 (cf. texte principal). Pour une valeur d'épaisseur d'aquifère  $B = 15$  m.

<sup>263</sup> Pour rappel, les valeurs des autres panels de coefficients  $\alpha_h^*$  sont des multiples des valeurs du panel n°1.

<sup>264</sup> Pour rappel, les coefficients ont ensuite été calculés localement en fonction des variations d'épaisseur saturée  $B$  de l'aquifère.



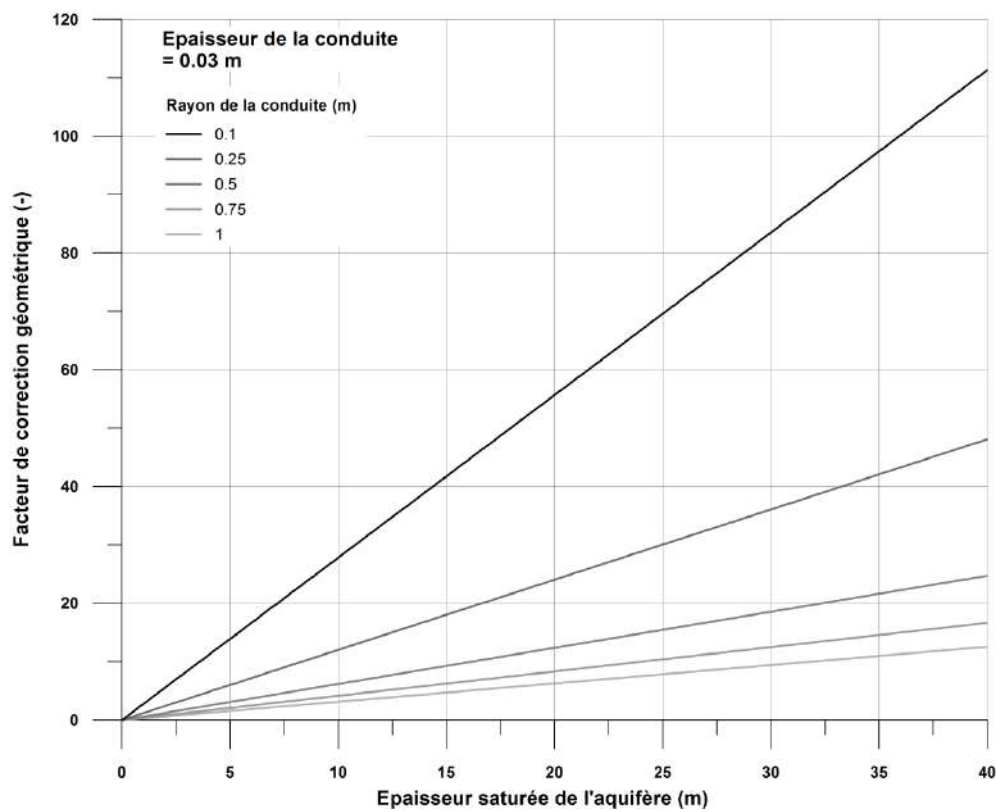


Fig. B : Valeurs du facteur de correction géométrique  $A$ , en fonction de  $e$ ,  $R$  et  $B$



## Cartes supplémentaires des différences de charges hydrauliques et flux de Darcy – recharge hétérogène

Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène :  
cartes de  $\Delta q_{R0}$  (m)

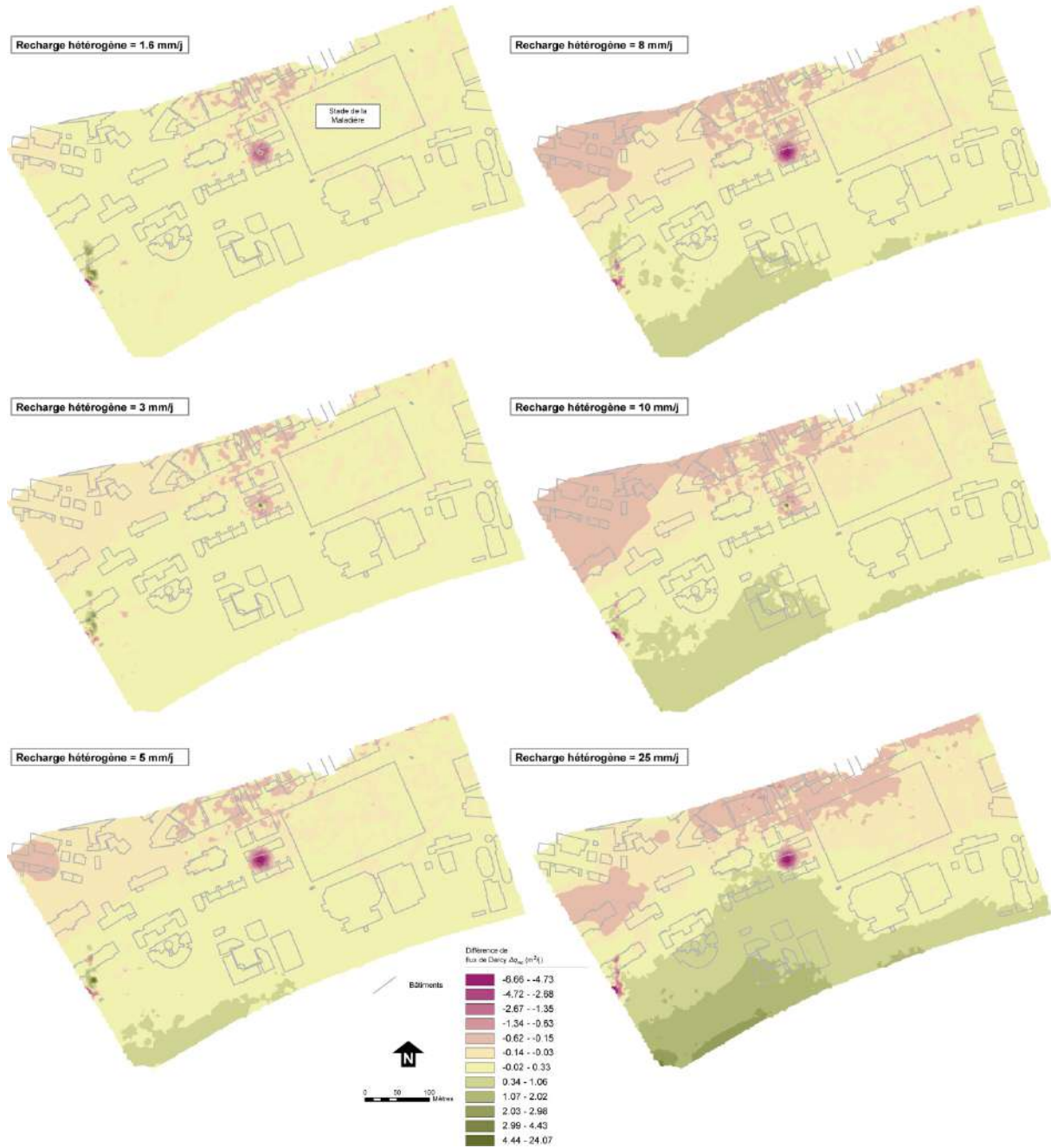


Fig. A : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta q_{R0}$

Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta H_{Rh}$  (m)

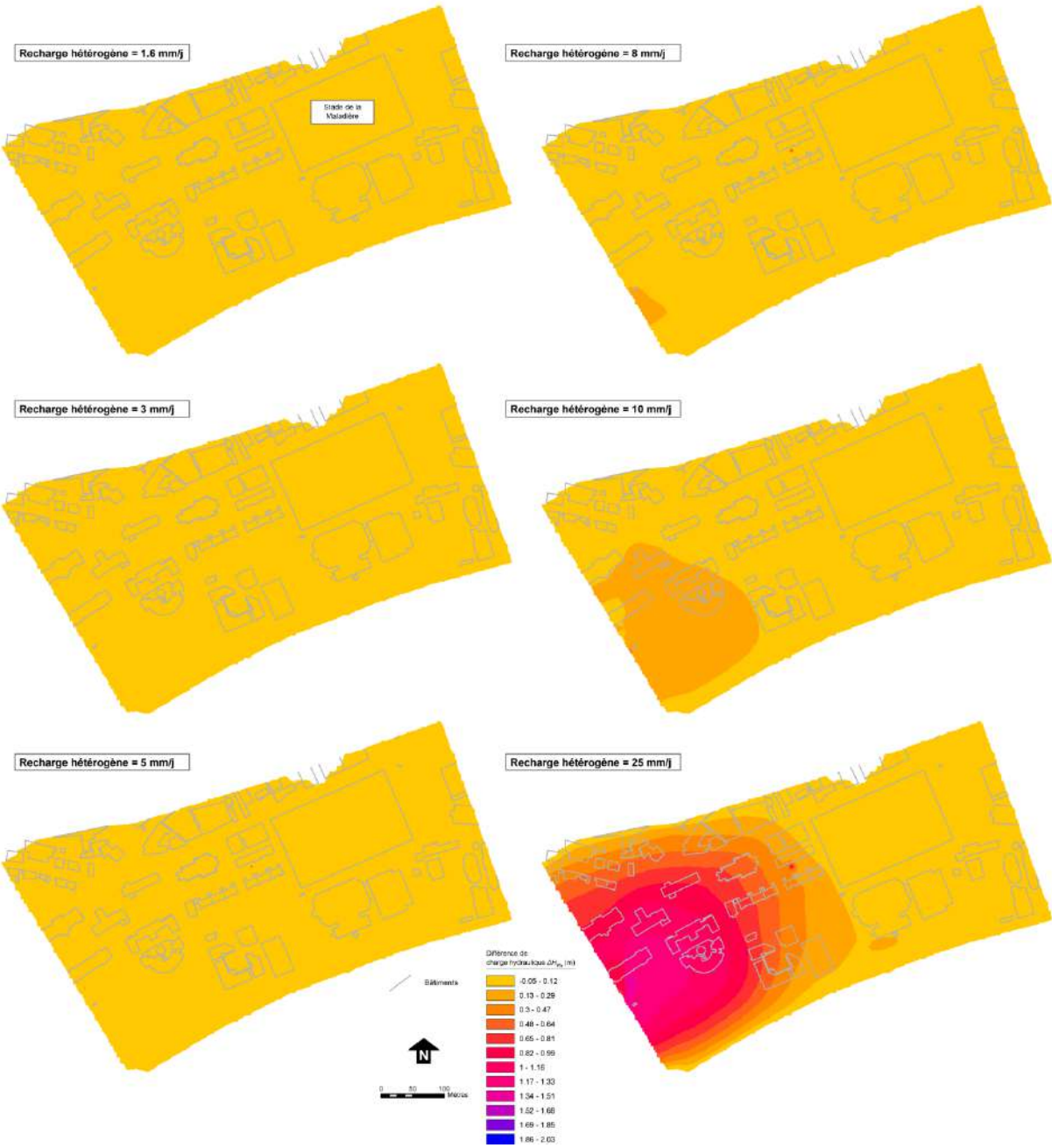


Fig. B : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta H_{Rh}$

Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène :  
cartes de  $\Delta q_{Rh}$  (m)

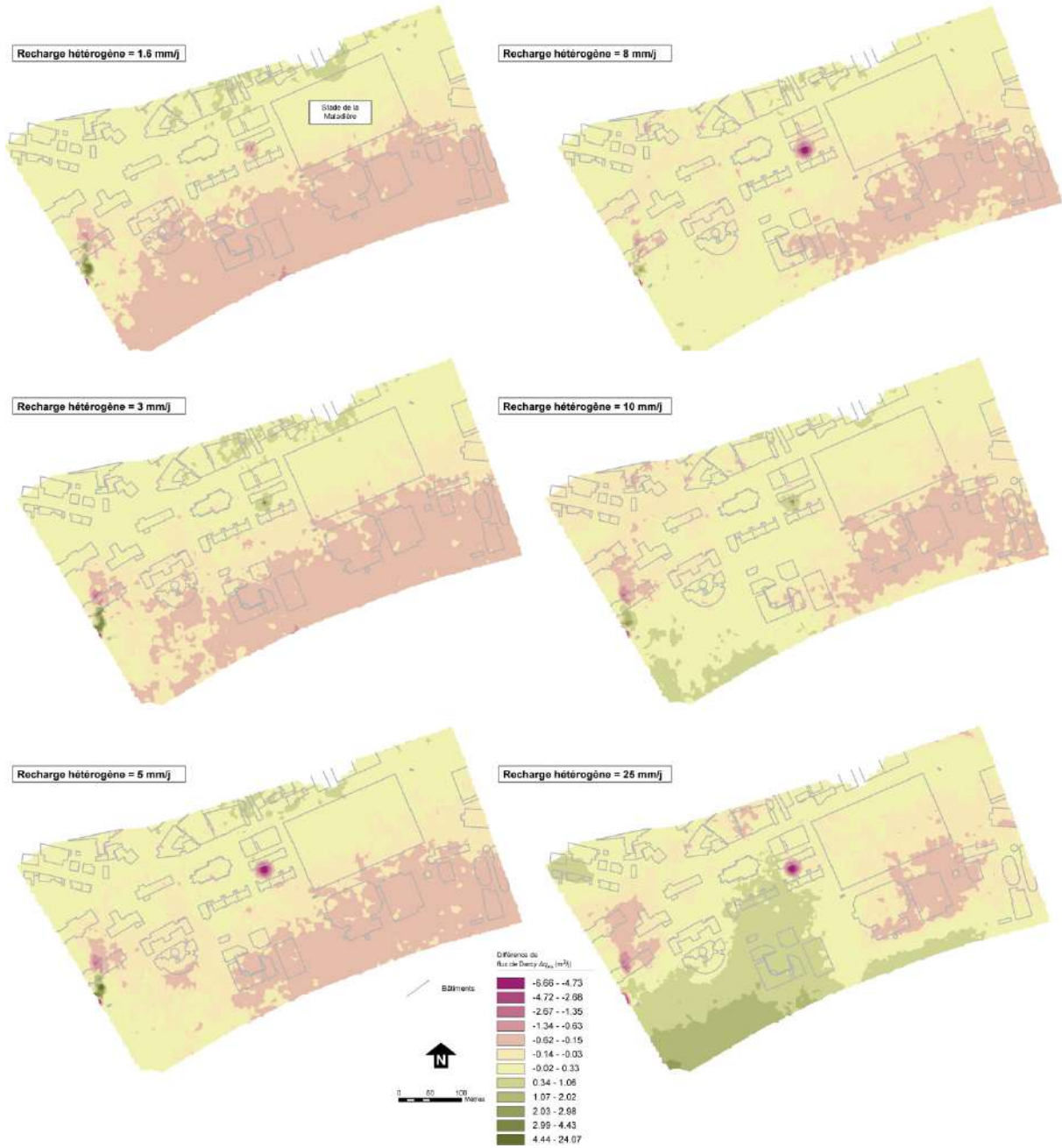


Fig. C : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta q_{Rh}$



## Aquifère de la Maladière : données hydrochimiques et microbiologiques

Note : le texte ci-dessous est repris en grande partie du rapport de Belloni (2005 ; non-publié)

Un échantillonnage a été effectué le 3 août 2005 dans les 6 piézomètres autour du chantier de la Maladière (CMM1 à CMM6). Les échantillons du puits COP (OWN) ont été prélevés à l'Hôpital Pourtalès, les deux jours suivants.

Les paramètres physico-chimiques (pH, T, conductivité électrique, oxygène dissous, anions et cations ; fig. A), ainsi que des analyses bactériologiques (fig. B) ont été effectuées par le laboratoire des eaux de la ville de Neuchâtel (Escherichia coli, Pseudomonas aeruginosa, germes aérobies mésophiles, entérocoques, coliformes et autres colonies sur milieu endo-LES). Les observations suivantes ont été faites lors des échantillonnages :

- eau rouge (oxyde de fer) dans le piézomètre CMM2
- eau noire et mauvaise odeur dans le piézomètre CMM3
- eau rouge dans le piézomètre CMM4
- eau rouge dans le piézomètre CMM5
- eau claire dans les piézomètres CMM1, CMM6 et à l'hôpital (OWN)

Les analyses de l'échantillon du piézomètre CMM3 montrent des valeurs en dehors de la moyenne. La conductivité électrique (1074  $\mu\text{S}/\text{cm}$ ) et l'analyse des ions majeurs indiquent une minéralisation assez élevée par rapport aux eaux naturelles rencontrées dans les environs. Les valeurs de chlorure (5 fois supérieures à la moyenne), de sodium (6 fois supérieures), d'ammonium (4x), potassium (5x) et calcium (2x), associé à la présence d'un taux élevé de micro-organismes (E. Coli > 1800 UFC/100 ml), démontrent une contamination de l'eau. La faible quantité d'oxygène dissous (0.70 mg/l) peut être attribuée à la présence importante des germes aérobies mésophiles (> 42'000 UFC/ml) et de matière organique. L'absence des nitrates et la présence d'ammonium peut indiquer une activité bactérienne qui transforme le  $\text{NO}_3$  en  $\text{NH}_4$ . Ces remarques laissent supposer un *mélange avec des eaux usées*. Le piézomètre CMM5 montre en partie la même tendance (pour les ions majeurs). La position des deux piézomètres le long de la Rue de la Pierre-à-Mazel, laisse supposer une fuite des eaux usées de la conduite principale parallèle à cette route.

Analyses du 25.08.2005	Anion					Cation					COND $\mu\text{S}/\text{cm}$	pH	Ox mg/l	T $^{\circ}\text{C}$
	Chlorure mg / l	Nitrite mg / l	Bromure mg / l	Nitrate mg / l	Sulfate mg / l	Sodium mg / l	Ammonium mg / l	Potassium mg / l	Magnésium mg / l	Calcium mg / l				
COP1	12.6	n.a.	n.a.	3.7	17.6	7.7	0.1	3.0	6.3	58.1	393	7.5	2.3	13.9
COP2	12.8	n.a.	n.a.	3.4	18.1	7.6	0.1	2.8	6.4	58.0	387	7.4	2.3	13.9
COP3	12.9	n.a.	n.a.	3.1	18.5	7.7	0.1	2.8	6.4	58.1	389	7.5	2.0	13.2
COP4	12.8	n.a.	n.a.	2.8	18.4	7.7	0.1	2.8	6.5	58.5	390	7.5	1.9	13.1
COP5	13.0	n.a.	n.a.	3.0	18.8	7.9	0.2	2.9	6.4	57.8	390	7.5	1.4	13.1
COP6	12.7	n.a.	n.a.	2.9	18.4	7.7	0.2	2.9	6.5	58.7	389	7.4	1.7	13.2
CMM1	11.3	n.a.	n.a.	4.6	16.3	27.3	n.a.	2.7	6.1	56.7	369	7.5	2.4	14.9
CMM2	20.6	n.a.	n.a.	7.6	13.5	11.8	0.7	2.8	6.0	51.5	375	7.4	4.9	15.1
CMM3	78.6	n.a.	n.a.	n.a.	11.2	74.4	4.1	10.8	9.5	134.3	1074	6.7	0.7	16.1
CMM4	32.7	n.a.	n.a.	22.7	25.4	22.0	n.a.	5.2	4.6	68.0	508	7.3	4.0	14.8
CMM5	66.0	n.a.	n.a.	0.3	40.7	12.6	n.a.	1.4	8.1	103.6	678	7.2	0.2	15.3
CMM6	10.0	n.a.	n.a.	4.0	13.4	5.7	n.a.	2.5	6.0	48.3	327	7.5	1.3	18.3

Fig. A : Analyses d'anions, cations et paramètres physico-chimiques pour les eaux souterraines du quartier de la Maladière (25.08.2005)

La couleur noire et la mauvaise odeur de l'échantillon CMM3 sont probablement dues à la présence de phénols dans l'eau, souvent associés à des pollutions de type industriel (industrie chimique, industrie papetière, raffinerie, pétrochimie, etc. ; comm. orale R. Flynn). Le revêtement bitumineux des canalisations et des réservoirs peut aussi être source des phénols (mais généralement limitées). Enfin,

une autre source de produits phénoliques peut être la dégradation des produits phytosanitaires (pesticides, fongicides, herbicides), la décomposition des produits végétaux (par exemple la lignine) ainsi que les eaux résiduaires industrielles contenant du cellulose.

A noter la présence d'Escherichia Coli dans presque la totalité des eaux analysées (à part au CMM5) avec un maximum de > 3000 UFC/ml pour le piézomètre CMM2.

**Analyses des eaux de nappes dans le secteur de la Maladière**  
Analyses du 3 août 2005

Prélèvements par S. Belloni

	Unités	CMM 1 (Eglise Rouge)	CMM 2	CMM 3 (Garage SENN)	CMM 4 (Parking)	CMM 5 (L'express)	CMM 6	NORMES pour eau de boisson *		
								Valeur directrice: MSDA	Valeur de tolérance: OSEC (chim.) OHyg (bact.)	Valeur-limite: OSEC
Heure de prélèvement		10h10	11h03	12h45	13h45	14h23	11h10	-	-	-
Température de l'eau	°C	14.9	15.1	16.1	14.8	15.3	18.3	8-15	-	-
Germes aérobies mésophiles (3 j)	UFC/mL	680	420'000	42'000	2'300	7	1'000	-	300	-
<i>Escherichia coli</i>	UFC/100mL	78	>3000	>1800	54	0	612	-	0	-
Entérocoques	UFC/100mL	11	>3200	0	2	0	82	-	0	-
Germes aérobies mésophiles (10 jours)	UFC/mL	730	480'000	87'000	4'500	16	1'360	Indicateurs de l'état sanitaire de l'eau: sans normes		
Coliformes à 37 °C (sur milieu endo-LES)	UFC/100mL	150	70'000	6'000	300	1	2'100			
Autres colonies sur milieu endo-LES	UFC/100mL	8'840	ind.	166'000	3'300	15	5'600			
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	UFC/100mL	0	280	40	6	0	21			

\* Références normes: MSDA, chap. 27 (2003), OSEC (817.021.23) du 26 juin 95, OHyg (817.051) du 26 juin 95.

légende: ind = indénombrable

**Prélèvements du 4 août 2005 \*\***

Prélèvements par S. Belloni

	Unités	COP 1	COP 2	COP 3	COP 4	COP 5	COP 6a **	COP 6b **	NORMES pour eau de boisson *		
									Valeur directrice: MSDA	Valeur de tolérance: OSEC (chim.) OHyg (bact.)	Valeur-limite: OSEC
Heure de prélèvement		10h20	10h35	11h05	12h05	14h05	-	-	-	-	-
Germes aérobies mésophiles (3 j)	UFC/mL	256	540	300	227	239	240	390	-	300	-
<i>Escherichia coli</i>	UFC/100mL	9	8	7	3	3	4	9	-	0	-
Entérocoques	UFC/100mL	9	8	7	4	3	0	0	-	0	-
Germes aérobies mésophiles (10 jours)	UFC/mL	314	602	344	249	269	390	490	Indicateurs de l'état sanitaire de l'eau: sans normes		
Coliformes à 37 °C (sur milieu endo-LES)	UFC/100mL	33	23	21	22	22	15	40			
Autres colonies sur milieu endo-LES	UFC/100mL	160	240	170	120	170	1'000	900			
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	UFC/100mL	3	1	0	0	0	4	5			

\* Références normes: MSDA, chap. 27 (2003), OSEC (817.021.23) du 26 juin 95, OHyg (817.051) du 26 juin 95.

\*\* Les échantillons n° 6a et 6b n'ont été reçus au laboratoire que le 5 août.

Fig. B : Analyses microbiologiques des eaux souterraines du quartier de la Maladière (3 et 4.08.2005)

Les figures C et D présentent ces résultats localisés en carte et représentés en diagramme (diagramme de Stiff, obtenus au moyen du logiciel AquaChem).

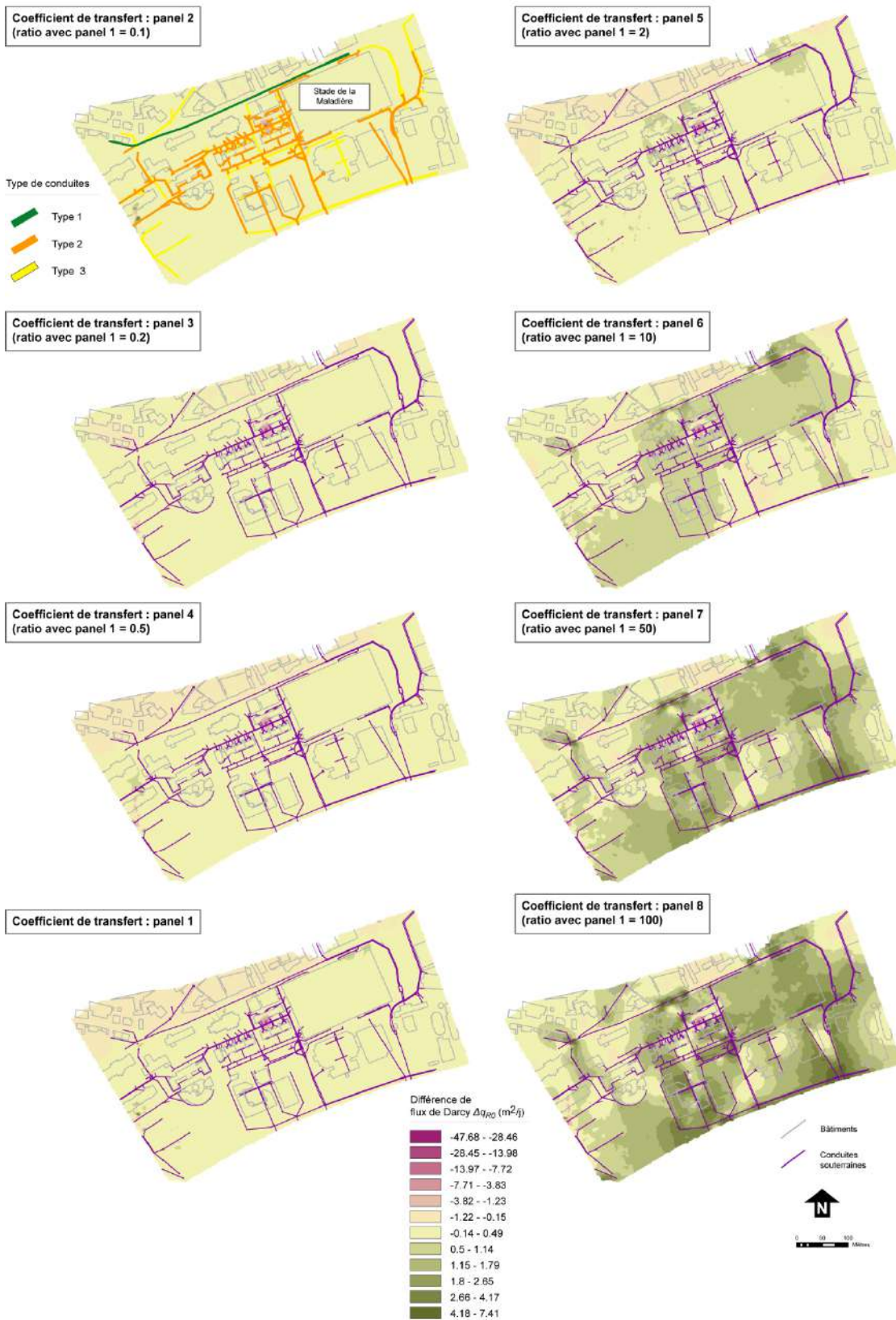
Belloni S., Zwahlen F. 2005. *Zone de la Maladière : données hydrogéologiques*. Centre d'Hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN), Neuchâtel.





Fig. D : Localisation et représentation des résultats des analyses chimiques (diagrammes de Stiff) des eaux souterraines du quartier de la Maladière (tiré de Belloni (2005))

## Cartes supplémentaires des différences de flux de Darcy – conduites souterraines

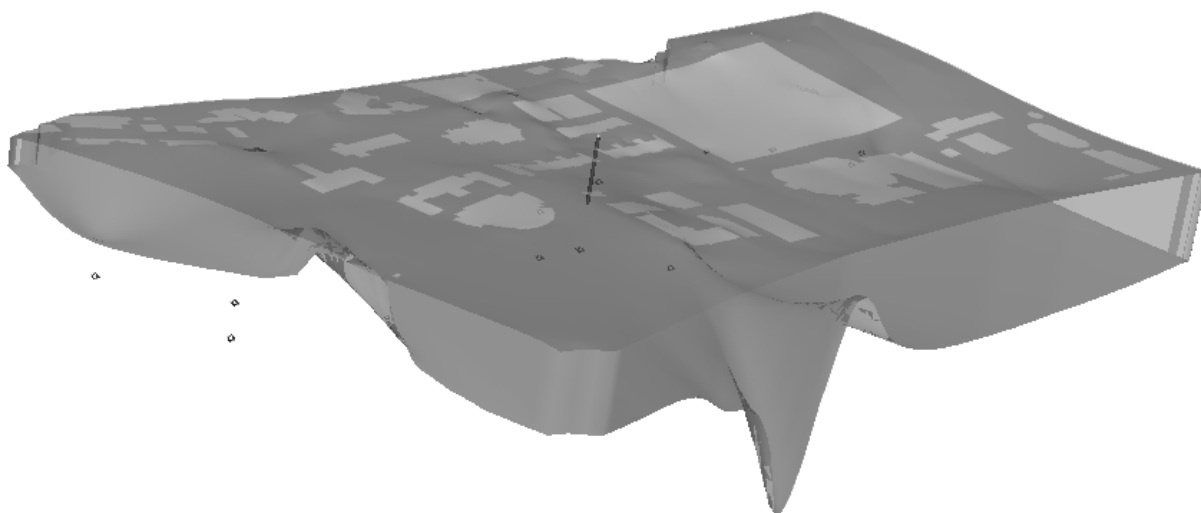
Simulations urbaines avec conduites souterraines :  
cartes de  $\Delta q_{R0}$  (m)Fig. A : Simulations urbaines avec recharge effective hétérogène : cartes de  $\Delta q_{R0}$



### MEF de la Maladière : présentation du modèle 3-D

Pour les simulations 3-D avec le MEF de la Maladière, le MEF 2-D a été étendu sur l'axe z, aboutissant donc à un MEF 3-D à deux interfaces (toit et mur) et une couche (aquifère) - avec des géométries du mur et du toit de l'aquifère modélisé identiques au MEF 2-D. Les conditions aux limites à charges hydrauliques imposées (lac et versant calcaire) ont été maintenues sur les deux interfaces. Les limites en CLT (conduites souterraines), par contre, ont été uniquement fixées sur l'interface supérieure (toit). Idem pour la condition aux limites de puits. Les figures A et B présente les MEF 3-D de la Maladière sans et avec modifications du toit de l'aquifère (simulation des fondations de bâtiments), respectivement.

a)



b)

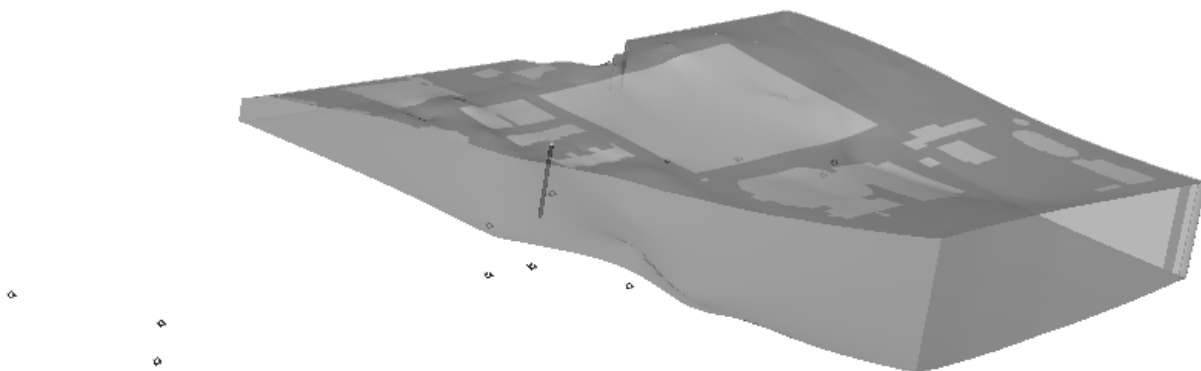
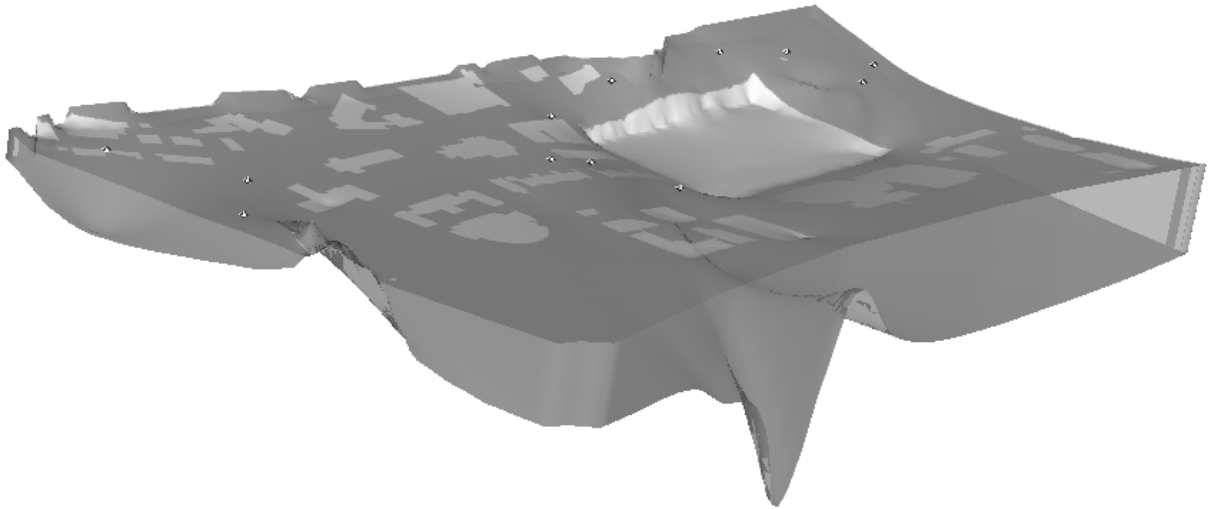
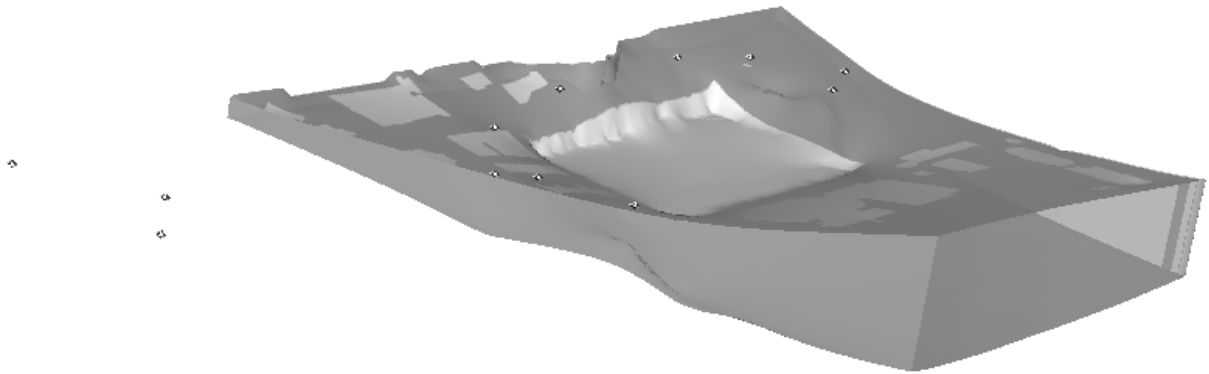


Fig. A : MEF 3-D de la Maladière. Exagération verticale (sur axe z) = 5x. a) vue depuis le SW. ; b) coupe transversale au droit du puits OWN, vue depuis le SW

a)



b)



c)

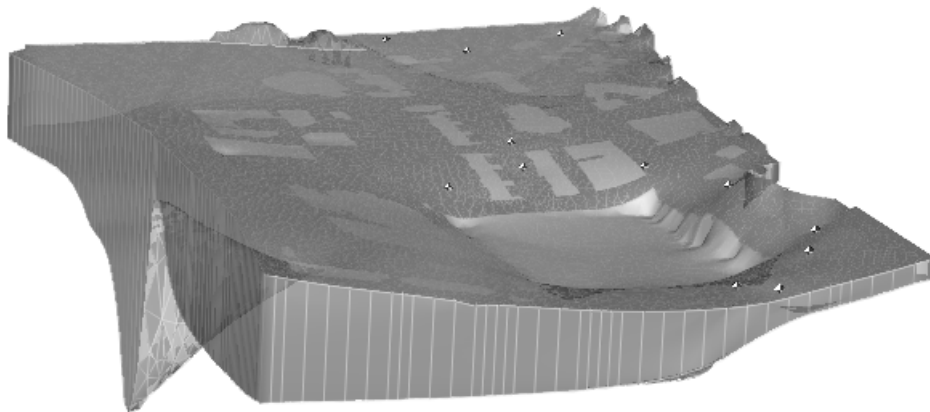
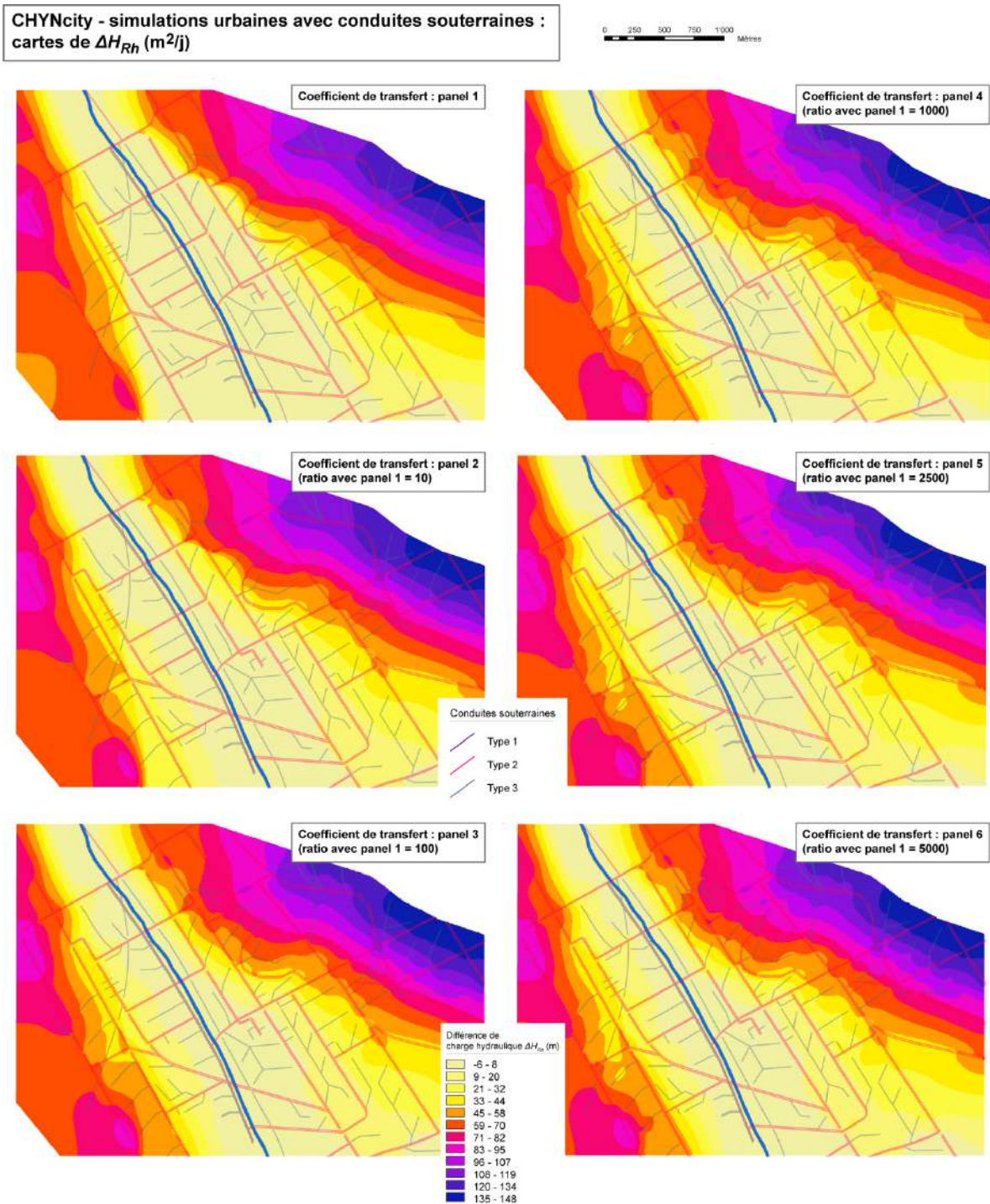


Fig. B : MEF 3-D de la Maladière avec modification du toit de l'aquifère (fondations de bâtiments). Exagération verticale (sur axe z) = 5x. a) vue depuis le SW ; b) coupe transversale au droit du puits OVN, vue depuis le SW ; c) vue depuis l'ESE (les éléments du MEF y sont également représentés)

## MEF de CHYNcity : cartes des différences de charges hydrauliques – conduites souterraines

Fig. A : CHYNcity : simulations urbaines avec conduites souterraines (CLT) - cartes de  $\Delta H_{Rh}$



### Comparaison des MEF la Maladière et de CHYNcity : calculs de recharge effective totale équivalente et ratios de flux sortants

Le calcul des valeurs de recharge effective totale  $\bar{Q}_{ptot}$  ( $m^3/j$ ) a été effectué de façon suivante (dépendantes du MEF considéré ; fig. A) :

- Pour le MEF de la Maladière, les valeurs de recharge effective  $\bar{Q}_p$  hétérogène ( $mm/j$ ) ont simplement été multipliées par la valeur de l'aire totale des surfaces vertes ( $m^2$ ).
- Pour le MEF de CHYNcity, chaque valeur de recharge effective  $\bar{Q}_p$  hétérogène ( $mm/j$ ) par type de surface d'iso-densité d'urbanisation a été multipliée par l'aire desdites surfaces, puis sommées pour chaque panel de valeurs afin d'obtenir  $\bar{Q}_{ptot}$  ( $m^3/j$ )

Pour la représentation graphique, les valeurs de  $\bar{Q}_{ptot}$  ont été encore normalisées par l'aire totale de chaque MEF ( $2.2 \cdot 10^5 m^2$  (22 ha) pour la Maladière ;  $1 \cdot 10^7 m^2$  (1000 ha) pour CHYNcity ; fig. B).

#### MEF Maladière

$Q_p$ hétérogène moyenne (mm/j)	$Q_p$ hétérogène totale ( $m^3/j$ )
1.6	81
3	153
5	254
8	407
10	509
25	1272

Aire totale surfaces vertes :  $50881 m^2$

#### MEF CHYNcity

Surface d'iso-densité d'urbanisation	$Q_p$ (mm/j)				
	I	II	III	IV	V
Panel 1	1.6	1.2	0.8	0.4	0
Panel 2	3.2	2.4	1.6	0.8	0
Panel 3	8	6	4	2	0
Panel 4	16	12	8	4	0

Surface d'iso-densité d'urbanisation	$Q_p$ ( $m^3/j$ )					$Q_p$ totale ( $m^3/j$ )
	I	II	III	IV	V	
Panel 1	3869	711	1986	1200	0	7766
Panel 2	7738	1422	3971	2400	0	15532
Panel 3	19346	3555	9928	6001	0	38830
Panel 4	38691	7111	19857	12002	0	77661
Surface ( $m^2$ )	2.42E+06	5.93E+05	2.48E+06	3.00E+06	2.10E+06	

Fig. A : Calculs des  $\bar{Q}_{ptot}$  ( $m^3/j$ ) par panels de valeurs de recharge effective  $\bar{Q}_p$  hétérogène ( $mm/j$ ) - MEF de la Maladière et de CHYNcity

La figure B présente les valeurs de flux sortants utilisées pour les deux MEF, afin de calculer les ratios avec les valeurs de flux des modèles de base, à recharge effective homogène.

MEF Maladière					MEF CHYNcity					
$Q_p$ hétérogène moyenne (mm/j)	$Q_p$ hétérogène totale ( $m^3/j$ )	$Q_p$ hétérogène totale normalisée (m/j)	Flux sortant modèle ( $m^3/j$ )	Flux sortant / flux sortant modèle base (-)	Panels de $Q_p$	$Q_p$ hétérogène moyenne (mm/j)	$Q_p$ hétérogène totale ( $m^3/j$ )	$Q_p$ hétérogène totale normalisée (m/j)	Flux sortant modèle ( $m^3/j$ )	Flux sortant / flux sortant modèle base (-)
1.6	81	3.70E-04	278	<b>0.6</b>		1.6	7766	7.77E-04	1.06E+06	<b>0.99</b>
3	153	6.94E-04	339	<b>0.8</b>		3.2	15532	1.55E-03	1.07E+06	<b>1.00</b>
5	254	1.16E-03	409	<b>0.9</b>		8	38830	3.88E-03	1.09E+06	<b>1.02</b>
8	407	1.85E-03	519	<b>1.2</b>		16	77661	7.77E-03	1.11E+06	<b>1.04</b>
10	509	2.31E-03	598	<b>1.3</b>						
25	1272	5.78E-03	1245	<b>2.8</b>						

Aire totale modèle ( $m^2$ )	Flux sortant modèle base ( $m^3/j$ )
2.20E+05	446

Aire totale modèle ( $m^2$ )	Flux sortant modèle base ( $m^3/j$ )
1.00E+07	1.07E+06

Fig. B : Calculs des ratios de flux sortants des modèles, par panels de valeurs de recharge effective hétérogène totale  $\bar{Q}_{ptot}$  normalisé ( $m/j$ ) - MEF de la Maladière et de CHYNcity

### Comparaison des MEF la Maladière et de CHYNcity : calculs de coefficients de transfert corrigé pondérés-normalisés et ratios de flux

Le calcul des valeurs de coefficients de transfert corrigé pondérés-normalisés  $\alpha_{hnorm}^*$  a été effectué en deux étapes (méthode identique pour les deux MEF) :

- Une valeur moyenne pondérée de coefficient  $\alpha_h^*$  ( $j^{-1}$ ) a été calculée pour chaque panel de valeur. Les facteurs de pondération pour chaque type de conduite sont les ratios surface du type de conduite<sup>265</sup> / surface totale des conduites (fig. A).
- Les valeurs pondérées de  $\alpha_h^*$  ont ensuite été normalisées par l'aire d'influence totale des conduites de chaque MEF ( $2.7 \cdot 10^4 \text{ m}^2$  (2.7 ha) pour la Maladière ;  $6.5 \cdot 10^5 \text{ m}^2$  (65 ha) pour CHYNcity ; fig. B).

#### MEF Maladière

Type de conduite	Coefficient de transfert corrigé maximum ( $10^{-4} \text{ l/j}$ )			Coefficient de transfert corrigé pondéré ( $10^{-4} \text{ l/j}$ )			
	Type 1	Type 2	Type 3	Type 1	Type 2	Type 3	Total
Panel 1	113	4.7	0.7	9	3	0	12
Panel 2	226	9.4	1.4	18	5	0	23
Panel 3	565	23.5	3.5	44	14	0	58
Panel 4	1130	47	7	88	27	1	117
Panel 5	2260	94	14	176	55	5	236
Panel 6	11300	470	70	882	273	24	1179
Panel 7	56500	940	140	4409	546	48	5002
Panel 8	113000	4700	700	8818	2729	239	11786
<i>Surface par</i>							
<i>type (<math>\text{m}^2</math>)</i>							
	2109	15692	9226	27027			
<i>Ratio surface</i>							
	0.08	0.58	0.34	1			

#### MEF CHYNcity

Type de conduite	Coefficient de transfert corrigé maximum ( $10^{-4} \text{ l/j}$ )			Coefficient de transfert corrigé pondéré ( $10^{-4} \text{ l/j}$ )			
	Type 1	Type 2	Type 3	Type 1	Type 2	Type 3	Total
Panel 1	790	54	1.4	36	37	0	74
Panel 2	7900	540	14	365	374	4	742
Panel 3	79000	5400	140	3645	3742	37	7424
Panel 4	790000	54000	1400	36455	37415	365	74236
Panel 5	1975000	135000	3500	91137	93538	913	185589
Panel 6	3950000	270000	7000	182275	187076	1827	371178
<i>Surface par</i>							
<i>type (<math>\text{m}^2</math>)</i>							
	29928	449369	169260	648557			
<i>Ratio surface</i>							
	0.05	0.69	0.26	1			

Fig. A : Calculs des coefficients de transfert corrigé  $\alpha_h^*$  pondérés ( $j^{-1}$ ) par panels de valeurs - MEF de la Maladière et de CHYNcity

La figure B présente les ratios de flux sortants utilisés pour les deux MEF : ratio entre le flux sortant de chaque modèle avec conduites / CLT et flux sortant du modèle de base à recharge homogène ; ratio entre le flux total entrant dans le MEF par les CLT et le flux sortant du modèle.

<sup>265</sup> Surface obtenues par création de zone-tampons autour des conduites : 2 m pour le MEF de la Maladière, 3 m pour le MEF de CHYNcity (cf. note 201 du texte principal).

MEF Maladière				MEF CHYNcity			
Coefficient de transfert pondéré ( $10^{-4} j^{-1}$ )	Coefficient de transfert pondéré-normalisé ( $10^{-4} j^{-1} m^{-2}$ )	Flux entrant CLT / flux sortant modèle (-)	Flux sortant / flux sortant modèle base (-)	Coefficient de transfert pondéré ( $10^{-4} j^{-1}$ )	Coefficient de transfert pondéré-normalisé ( $10^{-4} j^{-1} m^{-2}$ )	Flux entrant CLT / flux sortant modèle (-)	Flux sortant / flux sortant modèle base (-)
12	4.36E-04	0.3	1.1	74	1.14E-04	0.1	4.2
23	8.63E-04	0.5	1.2	742	1.14E-03	0.4	5.8
58	2.15E-03	1.0	1.5	7424	1.14E-02	0.9	9.3
117	4.32E-03	1.4	2.0	74236	1.14E-01	1.6	15.4
236	8.72E-03	1.7	3.0	185589	2.86E-01	1.9	18.5
1179	4.36E-02	2.5	8.0	371178	5.72E-01	2.1	21.0
5002	1.85E-01	3.4	19.8				
11786	4.36E-01	3.9	27.9				

Aire totale conduites ( $m^2$ ) 27027	Flux sortant modèle base ( $m^3/j$ ) 446	Aire totale conduites ( $m^2$ ) 6.49E+05	Flux sortant modèle base ( $m^3/j$ ) 1.07E+06
--	---	---	--

Fig. B : Calculs des ratios de flux, par panels de coefficients de transfert corrigé pondérés-normalisés  $\alpha_{norm}^*$  ( $j^{-1}m^{-2}$ ) - MEF de la Maladière et de CHYNcity



---

**V**  
**Annexes chapitre 5**

## Cartographie DRASTIC (VIS), PAR et VPU pour l'aquifère de la Maladière

Toutes les cartes présentées dans la figure 5.7 (texte principal) ont été réalisées au moyen d'un SIG. Les fichiers traités et utilisés pour les additions d'indices sont en format raster à valeurs entières, avec une taille de cellule de 1 m. Les données géologiques et hydrogéologiques proviennent de la carte géologique de la zone (Frei et al. (1974) et Meia et al. (1976)), des divers essais sur le terrain (chapitre 3), de la modélisation numérique (chapitre 4) et de la littérature (différents rapports non-publiés ; cf. annexe IV-1). Les données des conduites souterraines et d'utilisation du sol proviennent du PGEE (2003) et du cadastre de la Ville de Neuchâtel, respectivement.

### Carte DRASTIC

Le contexte géologique est relativement homogène à l'échelle de la zone cartographiée, les indices DRASTIC ont ainsi été calculés avec les valeurs de paramètres suivantes :

- Paramètre D : calculé par soustraction à la topographie (interpolation en raster des niveaux topographiques avec une méthode d'inverse distance weighting, avec 4 points voisins) du niveau piézométrique obtenu avec la simulation numérique à recharge effective nulle (fig. 4.7 ; texte principal). Valeurs de notation<sup>266</sup> = 10 (0-1.5 m) ; 9 (1.5-4.5 m) ; 7 (4.5-9 m) (figure A1).
- Paramètre R : homogène. Recharge moyenne (cf. chapitre 4) = 1.6 mm/j = 580 mm/an > 250 mm/j, valeur de notation = 10.
- Paramètre A : homogène. Sédiments meubles (sables et graviers) : valeur de notation = 7
- Paramètre S : homogène (donc postulé *sans* urbanisation). Loam limoneux : valeur de notation = 4
- Paramètre T : calcul de pente dans un SIG, par interpolation en raster des niveaux topographiques. Toutes les valeurs de notations représentées (figure A2).
- Paramètre I : homogène. Sables et graviers avec argiles : valeur de notation = 7
- Paramètre C : homogène. Conductivité hydraulique moyenne =  $1 \cdot 10^{-4}$  à  $3 \cdot 10^{-4}$  m/s (cf. chapitre 4) : valeur de notation = 6

Les indices raster DRASTIC (150 à 180) ont ensuite été reclassés dans un SIG en indices *simplifiés* (1 à 3), selon l'échelle suivante : 150-160 = 1 (moyennement vulnérable) ; 160-170 = 2 (très vulnérable) ; 170-180 = 3 (extrêmement vulnérable).

<sup>266</sup> Se référer à l'annexe II-1 pour les tables de notations des paramètres DRASTIC.

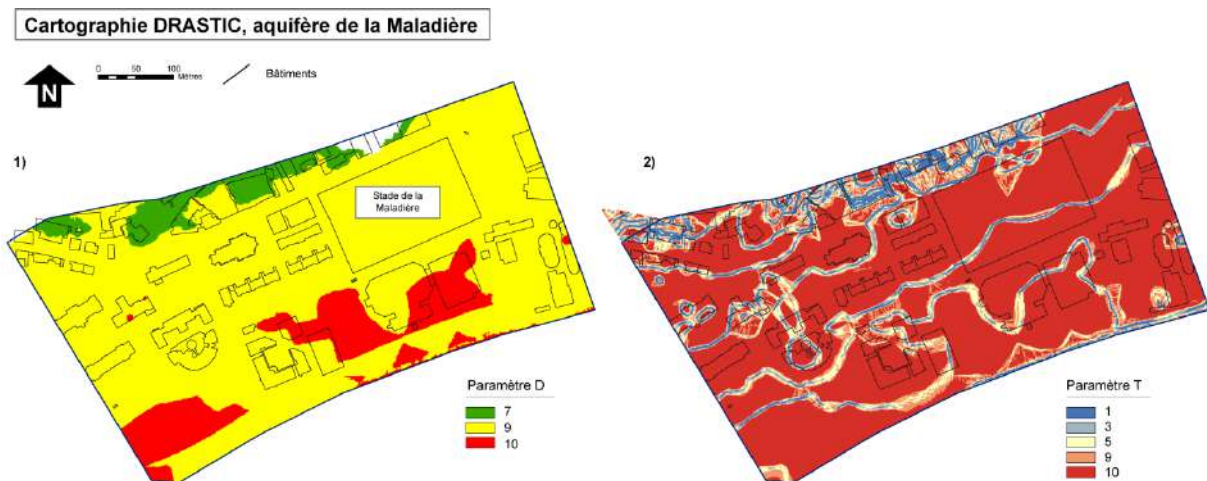


Fig. A : Cartographie DRASTIC, aquifère de la Maladière. 1) Carte du paramètre D ; 2) Carte du paramètre T

### Carte PAR

Les données du cadastre et du PGEE ont été triées et remaniées dans un SIG en fonction de nombreux paramètres, pour obtenir trois types de surfaces (imperméables, vertes et remblayées/artificielles) et trois types de conduites souterraines (1 à 3 ; § 4.4.4.1 pour la description des types de conduites) Les indices PAR ont été calculés avec les valeurs de paramètres suivantes :

- Facteur « R » (modification de la recharge selon surface) : -2 pour les surface imperméables ; 0 pour les surfaces vertes, +1 pour les surfaces remblayées/artificielles (lithologies grossières et décapage des sols observés).
- Facteur « exf » (potentiel d'exfiltration des conduites) : +3 pour les conduites de type 1, +2 pour les conduites de type 2 ; +1 pour les conduites de type 1.

Les données en format vectoriel (polygones) ont été converties en raster à valeurs entières, reclassés puis additionnés dans un SIG pour les deux facteurs.

Les indices raster PAR ont été ensuite additionnés aux indices raster DRASTIC simplifiés, pour l'obtention de l'indice final VPU.