

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DU RISQUE POUR LA SANTÉ PUBLIQUE ASSOCIÉ À
L'INTRUSION EN RÉSEAU DE DISTRIBUTION SUITE À UNE BAISSSE DE
PRESSION TRANSITOIRE

GABRIELLE EBACHER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

ÉVALUATION DU RISQUE POUR LA SANTÉ PUBLIQUE ASSOCIÉ À
L'INTRUSION EN RÉSEAU DE DISTRIBUTION SUITE À UNE BAISSSE DE
PRESSION TRANSITOIRE

présentée par : EBACHER Gabrielle

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. COMEAU Yves, Ph.D., président

Mme PRÉVOST Michèle, Ph.D., membre et directrice de recherche

Mme BESNER Marie-Claude, Ph.D., membre et codirectrice de recherche

M. BARBEAU Benoit, Ph.D., membre

M. FILION Yves, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je dois d'abord remercier M. Raymond Desjardins pour avoir remarqué mon vif intérêt dans le feu cours *Pollution et traitement des eaux* et pour m'avoir entraînée, au printemps 2006, dans le bureau de l'impressionnante Dre Prévost, ma directrice de thèse. Merci énormément Michèle pour ton support et tes conseils au cours de toutes ces années. J'admire ton énergie débordante et ta spontanéité, qui ont su m'inspirer et me motiver dans la poursuite de ce long projet. Je suis aussi profondément reconnaissante de l'opportunité que tu m'as offerte de présenter mes résultats de recherche à de nombreuses conférences. Comme j'ai toujours été très timide, je n'ai jamais cru que j'arriverais un jour à présenter mes travaux, parfois même en anglais, devant autant d'experts, avec un débit de moins en moins rapide au fil des ans...

Je remercie de tout coeur Dre Besner pour tous ses judicieux conseils et sa grande disponibilité. Tu as toujours su me rassurer et me guider dans les quelques moments de découragement et de panique, souvent liés à un manque de collaboration de mes nombreux *jeux informatiques*. J'ai appris énormément de toutes les révisions d'articles et de présentations que tu as réalisées pour moi. Je salue ton esprit de synthèse, ta rigueur scientifique, ton sens critique, ton souci du détail, ton professionnalisme et ton sens de l'organisation: tu es une directrice de recherche hors pair.

Je dois absolument remercier Yves Fontaine, qui s'est dévoué corps et âme pour mon projet de recherche au cours des dernières années: de la pose de tourbe hivernale à la conception de pilotes originaux, j'ai beaucoup apprécié ta complicité et ta créativité. Toujours présent à l'heure à nos nombreux rendez-vous, malgré la météo pas toujours collaboratrice, le trafic montréalais imprévisible, et les projets de tous les autres étudiants, je salue ta fiabilité à toute épreuve. Qui d'autre à la Chaire aurait pu soulever à chaque semaine tous ces couvercles de regard insensément lourds? Je dois aussi complimenter ton esprit scientifique: beaucoup de tes questionnements sur mes résultats ont su orienter ma réflexion.



Figure 0.1 La pire gaffe de mon doctorat: massacre du terrain d'un citoyen – Merci Yves pour ta précieuse collaboration à l'étape de réparation des dégâts dans des conditions peu favorables

Je remercie tout le personnel technique de la Chaire, de l'École Polytechnique et de l'Université de Montréal qui a participé à l'analyse de mes échantillons d'eau et de bouette, tout aussi odorants les uns que les autres: Khadija Aboufadi, Mireille Blais, Denis Bouchard, Marcellin Fotsing, Jacinthe Mailly, Julie Philibert, et Mélanie Rivard. Je dois remercier André Ducharme et David Landry du département de géotechnique pour avoir permis à un intrus d'envahir leur laboratoire pendant deux semaines. Je dois aussi remercier spécialement Koffi Avegnon, stagiaire à la Chaire lors de l'été 2012, qui a réalisé pour moi quelques échantillonnages sous la pluie. Merci aussi à tous les étudiants de la Chaire. Même si je ne travaillais pas à Polytechnique au quotidien, ce fut génial de faire partie d'un groupe aussi enthousiaste et dévoué.

Je tiens à remercier les partenaires industriels de la Chaire, et plus spécialement toutes les personnes extraordinairement serviables à la Ville de Laval: Jean-François Therrien, Denis Allard, Daniel Gaudreault, ainsi que tous les cols bleus qui ont participé de bon coeur à mes ramassages de *bouette scientifique*. Sans votre précieuse collaboration, ce travail n'aurait tout simplement pas été possible.

Je souhaite aussi remercier les Drs Karney et Jung, qui m'ont habilement guidée lors de mes débuts dans le monde complexe de la modélisation transitoire. Je dois particulièrement remercier

Bong qui est venu à ma rescousse à chaque fois que mes outils informatiques se comportaient bizarrement.

Je dois absolument remercier mes parents: j'ai sincèrement apprécié toute votre aide et vos encouragements au cours de mes études, et encore plus particulièrement dans la dernière année qui a été plus difficile. Merci à mon papa ingénieur civil de s'être intéressé à mon projet et d'avoir répondu à plusieurs de mes interrogations pratiques. Merci Hugo, mon récent doctorant préféré, d'avoir été si patient avec moi durant ces derniers mois un peu fous.

Je tiens finalement à exprimer ma reconnaissance à tous les membres du jury, qui ont généreusement accepté de donner de leur temps pour réviser mon travail des cinq dernières années: Dr Yves Comeau, Dr Yves Filion, Dr Benoit Barbeau, Dre Michèle Prévost et Dre Marie-Claude Besner.

RÉSUMÉ

La qualité de l'eau potable délivrée aux citoyens dépend bien sûr de tous les efforts investis au niveau du traitement de l'eau brute, mais aussi de l'intégrité du réseau de distribution. Bien que la municipalité à l'étude respecte tous les règlements en matière de qualité de l'eau potable, une fréquence de 20 à 30% supérieure de maladies gastrointestinales a été observée chez les citoyens consommant de l'eau du robinet, ayant séjourné dans le réseau de distribution, par rapport à ceux buvant de l'eau embouteillée à la sortie de l'usine de traitement alimentant ce même réseau (Payment et al. 1997). Selon certains auteurs (Kirmeyer et al. 2001b, National Research Council of the National Academies 2006), les réparations de conduites et les épisodes de contamination transitoire constituent des voies d'entrée d'eau extérieure dans le réseau à risque élevé. Une détérioration du signal électrique à l'usine de production d'eau potable ou à un poste de surpression peut provoquer un arrêt momentané des pompes en fonction, générant une onde de basses pressions, qui se propage dans le réseau et peut causer des pressions transitoires négatives dans les régions plus élevées. De l'eau non traitée, provenant de la nappe phréatique peu profonde ou d'un égout/aqueduc fuyant, peut alors pénétrer le réseau par l'intermédiaire des fissures, des joints desserrés, et autres lieux de fuite. Lorsque la pression devient négative, les ventouses s'actionnent en aspirant de l'air extérieur dans les conduites d'eau potable. Si ces ventouses sont submergées par de l'eau de ruissellement et/ou de l'eau souterraine inondant plusieurs chambres, c'est cette eau non traitée qui sera aspirée dans le réseau d'eau potable. Puisque des indicateurs de contamination fécale et des virus entériques ont été détectés dans le sol, l'eau de tranchées et des chambres de vannes inondées (Karim et al. 2003, Besner et al. 2010), l'intrusion dans le réseau de l'eau se trouvant dans les environs d'une conduite ou dans une chambre de vanne à air présente un risque de contamination.

Toutes les étapes de ce doctorat ont visé l'amélioration de la compréhension du risque pour la santé publique pouvant être associé à l'intrusion transitoire. L'intrusion transitoire a été validée en laboratoire sur des pilotes conçus à cette fin (Boyd et al. 2004a, b), mais n'a jamais été validée sur le terrain étant donné les divers obstacles techniques et éthiques. L'incorporation de l'équation d'orifice dans un outil d'analyse transitoire a donc été la démarche privilégiée par les chercheurs qui ont tenté de caractériser l'intrusion en réseau (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a,

LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008). Notre intérêt particulier à se joindre aux efforts de recherche sur l'intrusion déjà entrepris aux États-Unis provient du risque supplémentaire de maladies gastro-intestinales associées au réseau qui a été observé par des épidémiologistes sur un système de distribution de la grande région de Montréal (Payment et al. 1997). Comme Besner (2007) a montré que les réparations de conduites ne semblent pas à elles seules expliquer l'excès de gastroentérites détectées, le principal suspect au risque excédentaire lié au réseau devenait l'intrusion transitoire. Étant donné que le but ultime de la démarche d'évaluation du risque est la comparaison avec les résultats des études épidémiologiques (Payment et al. 1997), l'incertitude devait être évaluée et minimisée à chaque étape de détermination du risque.

Le calcul des volumes d'intrusion a été complété à partir des estimés de pressions transitoires simulées suite à un arrêt momentané des pompes. La capacité de l'outil d'analyse transitoire à répliquer les pressions faibles et négatives enregistrées à 9-12 noeuds du réseau lors d'une baisse de pression a été évaluée, afin d'apprécier la capacité dudit logiciel à prédire les pressions faibles et leur durée aux noeuds où des enregistrements ne sont pas disponibles. Bien que la correspondance entre les profils mesurés et modélisés est adéquate pour des pressions positives, l'amplitude simulée de la baisse de pression devient beaucoup trop grande par rapport à la réalité dans des conditions de pressions négatives. Étant donné que les pressions faibles et négatives constituent le point central d'une étude sur l'intrusion, la mise en oeuvre d'un artifice de modélisation a été nécessaire lors du processus de calibration du modèle transitoire. Dans notre cas, un ajustement à la baisse de la vitesse de l'onde de pression dans certaines conduites a été retenu. Les arguments ayant mené à ce choix d'approche de calibration sont expliqués dans le cadre d'une discussion sur les dessous et les limites des logiciels commerciaux d'analyse transitoire. L'importance des pressions transitoires faibles enregistrées sur le terrain lors de la calibration d'un modèle d'analyse transitoire a été soulignée avec force dans le cadre de cette première phase de la présente thèse.

Une fois le modèle d'analyse transitoire calibré et validé, il a été utilisé pour calculer les volumes d'intrusion avec l'équation d'orifice théorique. Le calcul des volumes d'intrusion se base sur

plusieurs hypothèses. Le modélisateur doit notamment sélectionner une valeur raisonnable pour chacun des facteurs critiques suivants: la charge externe (hauteur d'eau) sur les conduites d'eau potable, la charge externe sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite (par rapport à la demande totale) et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses. Les contraintes actuelles du logiciel d'analyse transitoire adopté pour ce projet imposent le choix d'un pourcentage de fuite et d'une charge externe sur les conduites globaux, i.e. identiques pour tous les noeuds du réseau. Cette contrainte augmente le poids des hypothèses effectuées pour ces paramètres. Afin de mieux comprendre l'impact des valeurs choisies pour ces facteurs critiques, des plans d'expérience par ordinateur ont été établis à l'aide de deux méthodes statistiques distinctes, soit le design factoriel complet et le design latin hypercube, et de plages raisonnables pour la variation des facteurs critiques. Les plages de variation pour les charges externes sur les orifices de fuite et l'orifice des ventouses ont été déterminées suite à un suivi terrain des niveaux d'eau dans 20 chambres de vannes et 17 piézomètres (adjacents aux chambres) relevés hebdomadairement sur une période de huit mois consécutifs. L'imposante base de données de niveaux assemblée a permis de révéler que les conduites d'eau potable et l'orifice d'échappement d'air des ventouses sont communément submergés dans le réseau à l'étude. L'interprétation des résultats des 121 simulations transitoires réalisées a fait ressortir l'importance de la hauteur de submergence des ventouses et de l'interaction entre les deux voies d'intrusion (orifices de fuite et orifice d'échappement d'air des ventouses). En effet, l'intrusion d'eau externe a un impact d'atténuation sur l'onde de pression voyageant dans le réseau de telle sorte que l'intrusion par une ventouse submergée peut empêcher l'intrusion par les orifices de fuite en aval, à la manière d'un dispositif de protection contre les événements transitoires. Il est primordial de comprendre ces interactions potentielles lorsque l'on décide d'inclure ou non un élément d'intrusion, par exemple une ventouse submergée, dans un modèle transitoire visant à évaluer le risque associé à l'intrusion transitoire.

Le risque pour la santé publique associé à l'intrusion transitoire dépend bien évidemment de la quantité d'eau extérieure susceptible de s'infiltrer dans le réseau (volume d'intrusion), mais aussi de la qualité de l'eau externe constituant les sources d'intrusion. C'est dans cette optique que 19 échantillons d'eau souterraine (prélevés à 10 sites), 28 échantillons d'eau de chambres de vannes (prélevés dans 14 chambres), 28 échantillons de sédiments de chambres de vannes (prélevés dans

14 chambres), et 7 échantillons de ruissellement urbain (prélevés dans 4 chambres) ont été analysés pour diverses propriétés physico-chimiques, quatre microorganismes indicateurs, des pesticides et des produits pharmaceutiques, des métaux (17 analytes dans l'eau et 14 analytes dans les sédiments), des hydrocarbures volatils, pétroliers et aromatiques polycycliques ainsi que des nutriments (azote, carbone, phosphore). Des concentrations importantes d'indicateurs de contamination fécale ont été observées dans plusieurs chambres. Nos résultats suggèrent que le ruissellement urbain serait à l'origine d'une fraction significative de cette contamination microbiologique et des concentrations non négligeables de produits pharmaceutiques, de pesticides et d'hydrocarbures dans plusieurs chambres. L'eau souterraine semble être le principal contributeur aux concentrations de métaux d'origine naturelle détectées dans les chambres. Presque tous les échantillons d'eau prélevés (sauf deux) respectent les normes d'eau potable de l'EPA (*Maximum Contaminant Levels*) pour les métaux, les hydrocarbures et les pesticides. Le risque principal associé à l'intrusion en réseau apparaît donc davantage de nature microbiologique. En ce qui a trait aux solides, des concentrations significatives de métaux, d'hydrocarbures et d'indicateurs de contamination fécale ont été détectées dans les sédiments de plusieurs chambres de vannes, qui semblent agir comme des décanteurs en accumulant les contaminants dans la couche de sédiments couvrant leur plancher. Compte tenu de l'absence d'écoulement dans les chambres, la probabilité de remise en suspension des sédiments apparaît faible: ceux-ci ne contribuent donc probablement pas ou très peu au risque pour la santé publique associé à l'intrusion transitoire. Par contre, leur vidange régulière est recommandée afin de fournir un environnement de travail sain aux employés terrain et afin de minimiser les contaminants présents dans l'environnement du réseau d'eau potable.

L'étude de sensibilité des volumes aux facteurs critiques, le suivi des niveaux d'eau dans les chambres et l'analyse d'échantillons d'eau et de sédiments de chambres de vannes soulignent tous l'importance pour les municipalités de résoudre le problème d'inondation des chambres abritant des vannes à air. La recherche effectuée dans le cadre du présent doctorat a préparé des bases solides à une analyse quantitative du risque pour la santé publique associé à l'intrusion prenant en compte l'incertitude sur les variables d'intrusion et sur les conditions physiques, chimiques et microbiologiques rencontrées sur le terrain.

ABSTRACT

Drinking water quality at the tap depends obviously upon the efforts committed at the treatment stage, but also upon the physical and hydraulic integrity of the distribution system. Although all drinking water standards were met by the studied distribution system, a 20 to 30% excess risk of gastrointestinal illnesses was associated with the consumption of tap water which travelled and aged in the distribution system, as compared with the consumption of drinking water bottled at the outlet of the treatment plant (Payment et al. 1997). Main repairs and transient contamination events are considered high-risk pathways for external water to enter the system (Kirmeyer et al. 2001b, National Research Council of the National Academies 2006). The deterioration of the electric signal at the water treatment plant or at the booster station can result in a pump trip, which will result in a low pressure wave. This downsurge wave will travel in the distribution system and may cause negative pressures in elevated areas. Under low or negative pressure conditions, untreated water originating from the shallow water table or a leaking sewer/water main can enter the distribution system pipes through cracks, loose fittings, corrosion holes, and other leakage orifices. When the pressure becomes negative, air vacuum valves are activated: they begin aspirating external air into water mains. If the outlet orifice of air vacuum valves is submerged by urban runoff water and/or groundwater flooding their valve vault, this untreated external water will be drawn into the drinking water distribution system. As indicators of fecal contamination have been detected in water main trenches and in flooded vaults (Karim et al. 2003, Besner et al. 2010), intrusion of such external water exposes the distribution system to a contamination risk.

Every stage of this project aimed at improving our understanding of the public health risk associated with transient intrusion. Intrusion during pressure transients has been validated on a pilot scale (Boyd et al. 2004a, b), yet it has never been field-validated considering the many technical and ethical challenges. Coupling the orifice equation with a transient modeling tool was the approach favoured by the researchers who previously attempted to quantify intrusion (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008). Our interest in joining this research effort on intrusion comes from the additional risk of gastrointestinal illnesses observed in the studied system by epidemiologists (Payment et al.

1997). Since Besner (2007) has established that main repairs could not explain alone this detected excess of gastroenteritis, the prime suspect to the observed additional risk is transient intrusion. Because the ultimate goal of the current risk assessment is the comparison with the epidemiological results obtained by Payment et al. (1997), uncertainty had to be assessed and minimized at every stage of the process.

Because intrusion volume computations rely on transient pressure calculations following a pump trip, the capability of the selected transient analysis tool to replicate low and negative pressures recorded at 9-12 distribution system nodes had to be assessed in order to better appreciate the ability of the said tool to predict low pressure occurrences and durations at nodes where pressure recordings are not available. Although the fit between recorded and simulated pressure profiles is adequate for positive pressures, the amplitude of the simulated pressure drop is significantly larger than the recorded amplitude under negative pressure conditions. As low and negative pressures are the focus of research on intrusion, a modeling artifice, consisting in a diminution of the pressure wave speed in pipes with specific properties, was applied as part of the transient model calibration process. Arguments justifying the implementation of such an artifice are exposed in a discussion on the behind the scenes computing and limitations of commercial transient analysis software. The capital importance of transient field data in understanding and confirming the transient model outputs was highlighted at this stage of the present project.

The calibrated and validated transient model was combined with the theoretical orifice equation to compute potential intrusion volumes following downsurge events. Intrusion volume calculations depend on numerous assumptions. The modeler must assign a rational value to each of the following critical factors (among others): the external water head above drinking water pipes, the external water head above the outlet orifice of air vacuum valves (AVVs), the leakage rate (as a fraction of the total demand), and the AVVs' outlet orifice diameter. The selected software limitations include the specification of a global leakage rate and a global external head above leakage orifices (i.e. the same for all nodes). In an attempt to better understand the impact of the selected factor values, sampling plans for computer experiments were created using a full factorial design and a latin hypercube design in conjunction with rational value ranges for each

critical factor. The upper boundaries for the external water head on leakage orifices and the outlet orifice of AVVs were set based on an eight-month field monitoring of weekly water levels in 20 valve vaults and 17 adjacent piezometers. This unique dataset of water levels revealed that drinking water pipes and AVVs are commonly submerged in the studied distribution system. Interpretation of model outputs from 121 transient simulations confirms the major impact of the external water head above AVVs and the interaction between both intrusion pathways (leakage orifices and submerged AVVs). Intrusion volumes have an attenuation effect on the low pressure wave such that intrusion through a submerged AVV can prevent intrusion through downstream leakage orifices, just like surge protection devices do. It is therefore essential to take into account these possible interactions when deciding on including an intrusion element, such as a submerged AVV, in the transient model.

The public health risk associated with transient intrusion is obviously a function of the quantity of water potentially entering the distribution system (intrusion volumes), but also of the quality of the external water composing the intrusion sources. With that in mind 19 groundwater samples (collected from 10 sites), 28 valve vault water samples (collected from 14 chambers), 28 valve vault sediment samples (collected from 14 chambers), and 7 urban runoff water samples (collected from 4 chambers) were analyzed for various physico-chemical properties, four indicator microorganisms, some pesticides and pharmaceutical products, some metals (17 analytes in water samples and 14 analytes in sediment samples), volatile, petroleum and polycyclic aromatic hydrocarbons, as well as nutrients (carbon, nitrogen, phosphorus). Significant concentrations of fecal contamination indicators were observed in several vaults. Our results suggest that urban runoff is the source of a significant fraction of this microbial contamination, and of most of the pharmaceutical products, pesticides and hydrocarbons detected in vaults, while groundwater appears as the major contributor of naturally occurring metals in vaults. Almost all water samples (except for two samples) had concentrations of metals, hydrocarbons, and pesticides below the EPA Maximum Contaminant Levels (MCLs) for drinking water, such that the public health risk associated with intrusion appears mainly microbiological in nature. Significant concentrations of metals, hydrocarbons, and fecal contamination indicators were detected in sediment samples from several vaults, which apparently behave as settling tanks by accumulating contaminants in the sediment layer covering their floor. Given the small

probability of sediment resuspension considering the absence of flow in vaults, sediments probably may not be a major contributor to the public health risk associated with intrusion. Nonetheless, regularly removing sediments from vaults is advisable to provide a sanitary working environment for field staff and to minimize contaminant levels nearby drinking water mains.

The sensitivity analysis of intrusion volumes to critical factors, the monitoring of water levels in vaults as well as the chemical and microbiological characterization of valve vault water and sediment samples all highlight the need for utilities to address the issue of flooded air valve vaults. Research conducted as part of this thesis set up firm ground to a risk assessment taking into account the uncertainty surrounding the intrusion variables and the physical, chemical and microbiological field conditions.

2.2	Objectifs de recherche	37
2.2.1	Objectif général.....	37
2.2.2	Objectifs spécifiques	38
2.3	Hypothèses de recherche	39
2.3.1	Hypothèse scientifique originale.....	39
2.3.2	Hypothèses de recherche spécifiques	41
2.4	Méthodologie	42
CHAPITRE 3 PUBLICATION #1: TRANSIENT MODELING OF A FULL-SCALE DISTRIBUTION SYSTEM: COMPARISON WITH FIELD DATA		49
3.1	Introduction	50
3.2	Objectives	51
3.3	Previous studies comparing field and modeled transient pressure events	51
3.4	Methodology.....	55
3.4.1	Description of the distribution system.....	55
3.4.2	Pressure monitoring.....	56
3.4.3	Transient modeling.....	57
3.5	Results	60
3.5.1	Steady-state pressures.....	60
3.5.2	Transient pressures.....	61
3.6	Discussion.....	65
3.7	Conclusions	71
CHAPITRE 4 PUBLICATION #2: SENSITIVITY ANALYSIS OF SOME CRITICAL FACTORS AFFECTING SIMULATED INTRUSION VOLUMES DURING A LOW PRESSURE TRANSIENT EVENT IN A FULL-SCALE WATER DISTRIBUTION SYSTEM		73
4.1	Introduction	75

4.2	Objectives	77
4.3	Methodology	77
4.3.1	Description of the distribution system.....	77
4.3.2	Transient modeling.....	78
4.3.3	Estimation of intrusion volumes using transient analysis outputs	81
4.3.4	Survey of groundwater levels	82
4.3.5	Field assessment of AVVs and vaults characteristics	83
4.3.6	Sensitivity analysis.....	83
4.4	Results and discussion.....	84
4.4.1	Groundwater levels	84
4.4.2	Distance between ground level and outlet orifice of air vacuum valves.....	86
4.4.3	Sensitivity analysis for intrusion through leakage orifices and submerged AVVs ...	87
4.4.4	Sensitivity analysis for intrusion through leakage orifices only	94
4.4.5	Sources of uncertainty in the estimation of intrusion volumes.....	98
4.5	Conclusion.....	101
CHAPITRE 5 PUBLICATION #3: URBAN GROUNDWATER AND FLOODED VALVE VAULTS: CONTAMINATION LEVELS AND SUBMERGENCE OF PIPES AND OTHER APPURTENANCES IN A DRINKING WATER DISTRIBUTION SYSTEM.....		103
5.1	Introduction	104
5.2	Objectives	106
5.3	Methodology.....	107
5.3.1	Valve vault water and groundwater level monitoring.....	107
5.3.2	Collection of valve vault water/sediments, and groundwater samples	107
5.3.3	Microbiological analyses.....	108
5.3.4	Testing for hydrocarbons and metals	108

5.3.5	Detection of pharmaceutical compounds and pesticides.....	108
5.3.6	Evaluation of runoff volumes entering valve vaults and collection of runoff samples..	109
5.3.7	Statistical analysis	110
5.4	Results and discussion.....	110
5.4.1	Submergence of air valves and drinking water pipes.....	110
5.4.2	Quality of valve vault water, groundwater, and runoff water.....	114
5.4.3	Pharmaceuticals and pesticides	114
5.4.4	Microbial indicators	116
5.4.5	Hydrocarbons	118
5.4.6	Metals	119
5.4.7	Contribution of runoff and groundwater to valve vaults.....	122
5.4.8	Contamination of sediments	123
5.4.9	Operational strategies to mitigate the risk of contamination.....	127
5.5	Conclusion.....	129
CHAPITRE 6 ANALYSE DE RISQUE PRÉLIMINAIRE: NEGATIVE PRESSURE		
EVENTS IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS: PUBLIC HEALTH RISK ASSESSMENT		
BASED ON TRANSIENT ANALYSIS OUTPUTS		
6.1	Introduction	131
6.2	Methodology.....	132
6.2.1	Description of the distribution system.....	132
6.2.2	Pressure monitoring.....	133
6.2.3	Surge modeling	134
6.2.4	Estimation of intrusion volumes	135
6.2.5	Water quality modeling	136

6.2.6 Risk assessment.....	138
6.3 Results and discussion.....	139
6.3.1 Intrusion volumes.....	139
6.3.2 Distribution system contamination following intrusion.....	141
6.3.3 Probabilities of infection.....	142
6.4 Conclusion.....	145
CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE.....	147
7.1 Contributions à l'analyse transitoire.....	148
7.2 Contributions à l'évaluation du risque associé à l'intrusion transitoire.....	152
7.3 Chambres inondées: principes et recommandations techniques.....	156
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	163
RÉFÉRENCES.....	168
ANNEXES.....	178

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Volumes d'intrusion estimés par Boyd et al. (2004a, b) suite à des fermetures subites d'une vanne dans un banc d'essai (conduites en PVC de 50.8 mm de diamètre, pression de 30 psi et débit de 500 L/min en régime permanent).....	33
Tableau 2.1 Approche expérimentale adoptée pour tester les hypothèses de recherche.....	47
Tableau 3.1 Characteristics of DSs and transient models used for comparison of field and simulated transient pressures.....	55
Tableau 3.2 Description of the low pressure events recorded at the WTP.....	57
Table 4.1 Range of factor values used in the FFD and the LHD	84
Table 4.2 Intrusion volumes and fraction of intrusion nodes at expected minimum and maximum values of each factor (median values are used for the other factors).....	87
Table 4.3 Intrusion volumes through leakage orifices and submerged AVVs computed as part of the FFD, for HAVV = 3.00 m and MFD = 1.25 – Total number of nodes in area supplied by WTPA = 5510.....	92
Table 4.4 Total intrusion volume and fraction of intrusion nodes in area supplied by WTPA for intrusion through leakage orifices only (for three levels of leakage orifices's head and leakage rate)	97
Table 5.1 Number of positive samples, minimum*, maximum and average values detected in valve vault sediment samples for microbial indicators, PAHs and metals, along with maximum contaminant levels prescribed by the RSCCS (MDDEP 2012a) and with the three levels proposed in the PPSRCG (MDDEP 1999) (n = 28, except n = 14 for Al, B, Hg, Na, Sb, Se & Sn)	126

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Vitesse de l'onde de pression dans l'eau pour des conduites circulaires (Boulos et al. 2006)	12
Figure 1.2 Fonctionnement d'un purgeur d'air (Fleming et al. 2006) (à gauche) et photos de purgeurs d'air, en bon (milieu) et mauvais (à droite) état, prises sur le réseau étudié	28
Figure 1.3 Fonctionnement d'une ventouse (Fleming et al. 2006) (à gauche) et photo d'une ventouse prise sur le réseau étudié (à droite)	29
Figure 1.4 Vannes à air combinées: modèle simple (à gauche) généralement utilisé sur des conduites de $\Phi < 200$ mm (Fleming et al. 2006), modèle double (au milieu) privilégié pour des conduites de $\Phi > 200$ mm (Fleming et al. 2006), et photo d'une vanne à air combinée double prise sur le réseau étudié (à droite).....	30
Figure 1.5 Orifice d'échappement d'une vanne à air après la vidange par pompage d'une chambre inondée dans le réseau étudié	32
Figure 2.1 Forage par pointe perdue et sonde de niveau de type <i>E-tape</i>	43
Figure 2.2 Échantillonnage de l'eau souterraine peu profonde (à gauche) et de l'eau d'une chambre d'aqueduc inondée (à droite) à l'aide d'une pompe péristaltique (photo de gauche)	44
Figure 2.3 Échantillonnage des sédiments d'une chambre d'aqueduc	45
Figure 2.4 Dispositif multi-entonnoirs pour la collecte des eaux de ruissellement urbain dans une chambre d'aqueduc.....	46
Figure 3.1 Location of pressure loggers in the DS for the period June-September 2006 (The dotted lines represent approximate boundaries of the WTPs zones of influence. <i>Radcom</i> and <i>Telog</i> are the different types of sensors used.)	56
Figure 3.2 Steady-state pressure differences (dP) between modeled and recorded pressures, for the different monitoring locations and downsurge events (negative difference indicates <i>recorded pressure > modeled pressure</i>)	61
Figure 3.3 Comparison of pressures recorded at two nodes and pressures modeled with typical wave speeds and with a reduced wave velocity in cast iron pipes, for the June 27 th 2006	

event (4 pressure values per second were measured, but only the minimum and maximum pressures in each 15 s interval were saved)	62
Figure 3.4 Comparison of the computed (reduced wave speed) and recorded minimum pressures, for the different monitoring locations and downsurge events (■ Field; □ Model).....	63
Figure 3.5 Comparison of modeled (reduced wave speed) and recorded pressure profiles at two nodes for the three low pressure events	64
Figure 3.6 Georeferenced pressure differences, between modeled (reduced wave speed) and recorded values, for the August 22 nd event (negative difference indicates <i>recorded pressure</i> > <i>modeled pressure</i>)	65
Figure 4.1 Studied DS area: location of the 17 piezometers and the 17 AVVs.....	78
Figure 4.2 Downsurge event recorded at the outlet of WTPA using a high-speed pressure transient data logger (recording frequency of 1 pressure value per second) and modeled pressure profile at the node with the largest intrusion volume (1.63 L) during intrusion through leakage orifices only with a leakage orifices' head of 3 m and a leakage rate of 40%	80
Figure 4.3 Groundwater levels at piezometer sites 1 to 17 (refer to Figure 4.1) on 9 sampling days (2010-11-25, 2010-12-03, 2010-12-09, 2011-03-30, 2011-04-06, 2011-04-13, 2011-04-19, 2011-04-21, 2011-04-27)	86
Figure 4.4 Pareto chart of the parameter coefficients of the general regression model estimated with the LHD outputs.....	89
Figure 4.5 Plots of marginal means for the influence of the AVVs' orifice head, the leakage orifices' head, and the leakage rate on the total intrusion volume, created with the FFD outputs.....	90
Figure 4.6 Scatterplot correlation matrix for total intrusion volume, intrusion volume through leakage orifices, intrusion volume through submerged AVVs, and fraction of intrusion nodes in area supplied by WTPA, estimated with the LHD outputs – n: Number of response points in each histogram category	93

- Figure 4.7 Distribution of nodal intrusion volumes for intrusion through leakage orifices only – The fraction of intrusion nodes refers to the number of intrusion nodes in each category relative to the total number of intrusion nodes (with volume > 1 mL) in each scenario. 95
- Figure 4.8 Extent of the zone affected by intrusion through leakage orifices only for leakage orifices' heads of 0 m and 3 m, with a median leakage rate of 23%..... 96
- Figure 5.1 Testing device for collection of runoff volumes entering a valve vault (plan view photo and schematic elevation diagram)..... 110
- Figure 5.2 Water levels monitored weekly in 20 valve vaults from April to December 2011 along with associated vault depth (shaded area). Vaults are presented in ascending order of ground elevation. – Vault no. 5 was emptied once (on 2011-06-09) during the monitoring period. 111
- Figure 5.3 Groundwater levels monitored weekly in 17 piezometers from April to December 2011 (except for piezometer no.16: from April to May 2011) along with corresponding well depth (shaded area). Wells are presented in ascending order of ground elevation. 113
- Figure 5.4 Pharmaceuticals and pesticides concentrations observed in valve vault water, groundwater, and runoff water – Boxes: 25th and 75th percentiles, with median – Values below the RDL were included as half of the RDL. 116
- Figure 5.5 Microbial indicators concentrations in vault water, groundwater, and runoff water samples. Comparisons with vault water samples from Besner et al. (2010) and local raw waters/wastewaters from Payment (2003). – Boxes represent the 25th and 75th percentiles, with median. Values below the RDL were included as half of the RDL..... 118
- Figure 5.6 Metal concentrations in valve vault water, groundwater and runoff water samples as compared with DW MCLs (EPA 2012), action level for Pb, and secondary standards for Ag, Al, Mn and Zn – Boxes represent the 25th and 75th percentiles, with median. Values below the RDL were included as half of the RDL..... 121
- Figure 6.1 Location of the 12 high-speed pressure loggers in the studied DS during the August 22nd event (The dotted lines represent approximate boundaries of the WTPs' zone of influence.)..... 134

Figure 6.2 Comparison of recorded and modeled pressure profiles at Telog 2 site (see Figure 6.1) during the August 22 nd 2006 downsurge event (4 pressure values per second were measured, but only the minimum and maximum pressures in each 15 s interval were saved)	135
Figure 6.3 Extent of the zone affected by intrusion for a leakage rate of 20% and an external head of 1 m on leakage orifices – Total intrusion volume through leakage orifices = 157 L – Fraction of intrusion nodes = 9.5%.....	141
Figure 6.4 Geographical distribution of maximum oocysts concentrations and maximum probabilities of infection following intrusion through leakage orifices and submerged AVVs for a leakage rate of 20% and external head of 1 m on leakage orifices and 0.5 m on submerged AVVs – Blue triangles represent submerged AVVs – Numbers indicate the intrusion volume (L) through the adjacent submerged AVV.....	143
Figure 6.5 Cumulative and frequency distributions of maximum probabilities of infection following intrusion of sewage water contaminated with 10 oocysts/L (Total population served by Pont-Viau WTP = 77679)	145
Figure 7.1 Schéma synthétique simplifié des travaux de doctorat.....	148
Figure 7.2 Photos prises lors de la visite de chambres d'aqueduc: joint entre la conduite et le mur de la chambre (à gauche) et joints entre les anneaux de béton préfabriqué du puits d'accès à une chambre (à droite)	157
Figure 7.3 Options de ventilation de chambres d'aqueduc en régions froides (avec risque de gel des ventouses): assemblage cadre-couvercle étanche avec tuyau d'évent unique (à gauche) et assemblage cadre-couvercle avec quatre trous de levage et un joint périphérique en mauvais état (à droite)	161
Figure 7.4 Design civil d'une chambre pour transformateur d'Hydro-Québec, tiré de Courchesne (2000).....	162

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AVV	Air Vacuum Valve
AWWA	American Water Works Association
CFD	Computational Fluid Dynamics
DEA	Diéthyl-atrazine
DGCM	Discrete Gas Cavity Model
DVCM	Discrete Vapor Cavity Model
DS	Distribution System
EPA	Environmental Protection Agency
EPS	Extended Period Simulation
FFD	Full Factorial Design (3 ⁴)
HACCP	Hazard Analysis and Critical Control Point
HAVV	External head on AVVs' outlet orifice (AVVs' orifice head)
HLO	External head on leakage orifices (Leakage orifices' head)
QMRA	Quantitative Microbial Risk Assessment
LHD	Latin Hypercube Design
LR	Leakage Rate (% of inflow)
LTDWCM	Lagrangian Time Driven Wave Characteristics Method
MCL	Maximum Contaminant Level
MFD	Multiplicative factor on AVVs' outlet orifice diameter (AVVs' diameter factor)
MOC	Method of Characteristics
OFWAT	Water Services Regulation Authority (in England and Wales)
Pop.	Population served
PRV	Pressure Reducing Valve

PZ	Pressure Zone
SCADA	Supervisory Control and Data Acquisition
STORET	STOrage & RETrieval: US repository for water quality, biological & physical data
uPVC	Unplasticised Polyvinyl Chloride
USGS	U.S. Geological Survey
WATSTORE	National WATER Data STOrage and RETrieval System
WCM	Wave Characteristics Method
WTP	Water Treatment Plant

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 – Supporting Information of Publication #2: Sensitivity analysis of some critical factors affecting simulated intrusion volumes during a low pressure transient event in a full-scale water distribution system.....	180
Annexe 2 – Supporting Information of Publication #3: Urban groundwater and flooded valve vaults: contamination levels and submergence of pipes and other appurtenances in a drinking water distribution system.....	183

INTRODUCTION

Mise en contexte

La qualité de l'eau potable délivrée aux citoyens dépend bien sûr de tous les efforts investis au niveau du traitement de l'eau brute, mais aussi de l'intégrité du réseau de distribution. Comme les conduites sont des structures enfouies, peu de données sont disponibles concernant leur état, et l'investigation de leur intégrité physique est difficile et coûteuse. Une défaillance de la qualité de l'eau au niveau du système de distribution peut être critique, car elle se produit près du point de consommation. Mis à part la présence d'un résiduel de désinfectant, il n'existe généralement aucune autre barrière dans le réseau avant la consommation (Sadiq et al. 2004). Étant donné le délai entre le moment d'une défaillance en réseau et celui d'une épidémie résultante potentielle, il est généralement difficile de relier un événement de contamination du réseau à un événement de santé publique (Sadiq et al. 2004), d'autant plus qu'une intrusion en réseau est susceptible de n'affecter qu'une proportion parfois limitée de la population. On s'attend aussi à ce que les gastroentérites causées par une contamination du réseau reflètent celles qui sont endémiques chez la population environnante. Pour toutes ces raisons, le nombre rapporté d'épidémies reliées au réseau est probablement sous-estimé (Murray et al. 2006).

Aux États-Unis, 36% des épidémies hydriques qui se sont produites entre 1991 et 1998 ont été associées à des défaillances au niveau du réseau de distribution (par exemple: connexions croisées, pressions faibles prolongées, bris/fuite/construction/réparation de conduite, séparation inadéquate de l'aqueduc et de l'égout, contamination durant l'emménagement dans un réservoir, corrosion/lessivage, contamination de la plomberie domestique [7% des épidémies associées au réseau]) (Craun et al. 2002). Cette proportion a augmenté à 50% pour les épidémies rapportées entre 1999 et 2002 (Lee et al. 2002, Blackburn et al. 2004). La légionelle ne figure pas parmi les origines étiologiques des épidémies associées au réseau rapportées dans ces études (Craun and Calderon 2001). En Europe, 31% des 61 épidémies bien documentées déclarées entre 1990 et 2005 ont pu être attribuées à des défaillances au niveau du réseau de distribution, et deux d'entre elles ont été associées à des faibles pressions (Risbero et al. 2007). Creasey et Hunter (2008) ont

aussi identifié plusieurs épidémies causées vraisemblablement par un événement de basses pressions:

- Épidémie d'hépatite du Holy Cross College Football Team (1969), qui a été reliée à l'aspiration d'eau contaminée dans le réseau de distribution suite à une baisse de pression causée par une forte consommation nécessaire pour contrôler un incendie;
- Épidémie de gastroentérite virale, ayant affecté environ 1500 personnes dans le nord de la Géorgie (U.S.), causée par des faibles pressions dans le réseau de distribution suite à de fortes consommations, qui ont permis à de l'eau d'un système de distribution industriel de pénétrer dans le réseau d'eau potable par l'intermédiaire d'un raccordement croisé;
- Épidémie de *Campylobacter* en Suède, survenue suite à plusieurs plaintes des consommateurs concernant les faibles pressions au robinet;
- Épidémie de fièvre typhoïde multi-résistante aux médicaments dans la Vallée du Kashmir (Inde), associée aux pertes de pression dans un réseau au fonctionnement intermittent.

Lors d'une étude de cas-témoins réalisée au Royaume-Uni relativement aux cryptosporidioses sporadiques, les répondants ayant eu la diarrhée rapportaient 12 fois plus souvent des baisses de pression au robinet que les répondants en bonne santé (Hunter et al. 2005). Par contre, le design de l'étude ne permettait pas de confirmer que les événements de basses pressions avaient précédé les diarrhées. Une étude écologique suédoise a permis d'observer que l'un des facteurs de risque d'infection par *Campylobacter* était la longueur moyenne de conduites dans le réseau de distribution (Nygard et al. 2004), ce qui a porté les auteurs à croire que l'intrusion aurait pu jouer un rôle lors de cette contamination. En Norvège, une étude de type cohorte a été réalisée auprès de 1,100,000 personnes sur une période d'un an dans sept grands réseaux de distribution, afin d'évaluer l'occurrence de gastroentérites une semaine après une réparation de conduites ayant probablement donné lieu à une baisse de pression (Nygard et al. 2007). Au total, l'impact de 88 réparations a été investigué. Après chaque réparation, les consommateurs de 10 foyers exposés et de 10 foyers non exposés choisis au hasard ont été interrogés. Les effets du confinement au foyer et de la transmission secondaire ont été estimés pour chaque foyer. Les facteurs de risque ont été contrôlés et étaient similaires dans les groupes exposés et non exposés. Des gastroentérites ont été observées chez 12.7% des individus exposés et 8% des individus non-exposés, ce qui entraîne un risque relatif (RR) de 1.58, avec un intervalle de confiance de 1.1 à 2.3. Le risque observé était

jusqu'à quatre fois plus élevé dans les foyers consommant en moyenne plus d'eau du robinet, soit plus d'un verre d'eau par personne par jour, ce qui souligne le lien entre les gastroentérites observées et la consommation d'eau du robinet. Toutefois, dans le cadre d'une étude à l'insu, Colford et al. (2002, 2005) n'ont observé aucune différence significative dans la fréquence de maladies gastrointestinales entre les répondants consommant de l'eau du robinet et ceux consommant de l'eau du robinet filtrée. Par contre, le réseau testé faisait alors partie des meilleurs 2% aux États-Unis, et aucun événement de pressions négatives n'a été détecté pendant l'étude. Un autre essai à double insu a été réalisé à Melbourne, pour lequel aucun effet du traitement de l'eau au point d'utilisation n'a été observé (Hellard et al. 2001). Les conclusions divergentes de ces nombreuses études de risque peuvent être le résultat des différences au niveau du design des études, de l'effet placebo présent dans les études non réalisées à l'insu, de la condition structurale des conduites dans les divers réseaux analysés, du pourcentage de fuite, de la présence de pathogènes autour des conduites, et des caractéristiques des événements transitoires ou des réparations de bris (Nygard et al. 2007). De plus, les réseaux analysés sont de grands réseaux situés dans des zones urbaines. Les longs réseaux en zones rurales sont probablement plus sujets aux fuites et aux événements transitoires (Nygard et al. 2007).

Le risque de maladies gastro-intestinales aiguës associé à une contamination de l'eau lors de son séjour dans le réseau a été évalué par Lambertini et al. (2012) en combinant une approche Monte Carlo et des concentrations virales mesurées dans 14 réseaux non désinfectés alimentés par de l'eau souterraine. Ils ont estimé que de 1.6% à 67.8% du risque de maladies gastro-intestinales aiguës d'origine hydrique seraient le résultat d'une contamination de l'eau dans le réseau de distribution. En extrapolant leurs résultats à tous les systèmes non désinfectés aux États-Unis, ils ont évalué qu'entre 470,000 et 1,100,000 épisodes de maladies gastro-intestinales aiguës par année à l'échelle nationale seraient causés par des intrusions dans le réseau de distribution. Parmi les virus détectés au robinet dans les mêmes 14 réseaux non désinfectés, ceux qui sont le plus fortement associés aux maladies gastro-intestinales aiguës sont les norovirus du génogroupe I (NoV-GI) et les entérovirus avec sérotypes échovirus prédominants (Borchardt et al. 2012). Lambertini et al. (2011) ont observé que l'installation de nouvelles conduites était significativement associée à des concentrations de virus plus élevées au robinet.

Payment et al. (1991, 1997) ont mené une étude épidémiologique dans le réseau étudié dans le cadre du présent doctorat. Dans les années 90, ces chercheurs ont observé un excès de risque de maladies gastro-intestinales de 20 à 30 % supérieur au taux décelé chez les citoyens consommant de l'eau du robinet ayant séjourné dans le réseau de distribution, par rapport à ceux buvant de l'eau embouteillée à la sortie de l'usine de traitement alimentant ce même réseau. Ces observations sont surprenantes puisque l'eau traitée et distribuée dans ce réseau respecte toutes les normes nord-américaines de potabilité. La cause de ce surplus de maladies gastro-intestinales n'est pas évidente. Selon le NRC (National Research Council of the National Academies 2006), les réparations de conduites et les épisodes de contamination transitoire soumettent le réseau à un risque élevé d'intrusion d'eau non traitée. De plus, selon l'application de l'approche HACCP (*Hazard Analysis and Critical Control Point*) à l'approvisionnement en eau potable (Havelaar 1994), le risque principal lié aux systèmes de distribution est la recontamination de l'eau traitée lors de l'emmagasinement et de la distribution. Cet auteur définit les points de contrôle suivants : construction adéquate du réseau de distribution, application de mesures hygiéniques lors des travaux de réparation et d'agrandissement du réseau, et maintien d'une pression hydrostatique positive en tout temps (intégrité hydraulique). Des pressions transitoires faibles ou négatives (entraves à l'intégrité hydraulique) peuvent être observées, entre autres lors d'arrêts et de départs de pompes, lors de la fermeture/ouverture de vannes ou de poteaux-incendie, ou encore lorsqu'il y a une variation brusque de la consommation. Suite à une modélisation transitoire de quelques réseaux de distribution, Kirmeyer et al. (2001a) ont observé qu'entre 13 et 30 % des nœuds de réseaux typiques peuvent subir des pressions négatives dans des conditions d'opération normale.

Besner (2007) a analysé le risque de contamination du réseau lors des activités d'entretien (ex. : réparation de bris ou de fuites, rinçage de conduites, test de débit aux bornes-fontaines). Les résultats obtenus par Besner (2007) suggèrent que l'impact des réparations de conduites sur la qualité de l'eau est faible. Par contre, les suivis des pressions, à long terme et ponctuels (lors de certaines activités d'entretien) ont montré que la principale cause de pressions négatives sur le réseau étudié est l'arrêt momentané des pompes à l'usine de traitement suite à un flash électrique (panne de courte durée) et qu'il est probable que des pressions négatives se produisent sur le réseau de distribution analysé lorsque la pression à la sortie de l'usine descend sous les 25 m (35 psi). En effet, une défaillance du signal électrique à l'usine de production d'eau potable peut

provoquer un arrêt momentané des pompes en fonction, générant une onde de basses pressions, qui se propage dans le réseau et qui peut causer des pressions transitoires négatives dans les régions surélevées. De l'eau non traitée, provenant de la nappe phréatique ou d'un égout/aqueduc fuyant, peut alors pénétrer dans le réseau par l'intermédiaire des fissures, des joints desserrés, et autres lieux de fuite, de même que par les ventouses submergées. Ces lésions à l'intégrité physique du système de distribution se transforment en voies d'intrusion lorsqu'il y a présence d'eau aux alentours des conduites ou dans les chambres de ventouses et que la pression interne dans la conduite descend sous la pression extérieure créée par la hauteur d'eau sur la conduite ou sur l'orifice d'échappement d'air de la ventouse. L'eau dans l'environnement immédiat des conduites peut s'accumuler lors de fuites importantes. En outre, de 15 à 30 % de la longueur totale de conduites pourrait être située sous la nappe phréatique dans certains réseaux de distribution selon un sondage réalisé par Kirmeyer et al. (2001a). Selon ce même sondage, jusqu'à 80% des chambres de vannes pourraient être inondées dans certains systèmes. Les chambres de vannes à air du réseau à l'étude ont été investiguées par Besner et al. (2010): 30 des 45 chambres visitées contenaient une quantité significative d'eau lors de leur visite, et 10 vannes à air étaient complètement submergées. L'intrusion d'eau non traitée pose un risque pour la santé publique seulement si cette eau est contaminée. Des microorganismes indicateurs de contamination fécale (Besner et al. 2008) et des virus entériques humains ont été détectés dans plus de 50% des échantillons de sol et d'eau recueillis dans des tranchées de conduites par Karim et al. (2003). De plus, Besner et al. (2010) ont aussi mesuré des indicateurs de contamination fécale dans les échantillons d'eau stagnante prélevés dans les chambres de vannes inondées du réseau étudié. Cette contamination fécale de l'environnement immédiat des conduites pourrait expliquer l'occurrence d'épidémies causées par une contamination du réseau de distribution (McInnis 2004).

Certaines caractéristiques des réseaux de distribution peuvent rendre un système ou une région de ce système plus vulnérable aux pressions transitoires faibles et négatives, donc à l'intrusion. Suite à la modélisation transitoire de 16 réseaux de distribution, Fleming et al. (2006) ont compilé les caractéristiques suivantes à partir de leurs observations :

- système avec pompage seulement, sans alimentation par réservoirs surélevés;

- utilisation d'eau souterraine comme source d'approvisionnement;
- production inférieure à 38 ML/d;
- système opérant près de sa capacité;
- nombre limité de réservoirs flottants (i.e. châteaux d'eau pour lesquels la charge hydraulique dans le réservoir est la même que la charge hydraulique dans le réseau immédiatement hors du réservoir);
- emplacement éloigné de plus de 1.6 km d'un réservoir surélevé;
- emplacement à proximité d'une station de pompage, plus particulièrement dont la vitesse en aval est supérieure à 0.9 m/s, ou d'une vanne de contrôle;
- emplacement à proximité d'un cul-de-sac;
- emplacement à proximité d'une borne-fontaine située sur une conduite principale;
- élévation géographique supérieure de 12 à 15 m par rapport aux environs;
- emplacement présentant des pressions statiques faibles ou élevées (extrêmes).

De manière générale, les fuites et les demandes (consommations) réduisent l'amplitude des événements transitoires (Gullick et al. 2004). Creasey et Hunter (2008) ont remarqué que les nœuds situés en aval d'une demande exceptionnelle sont particulièrement sensibles à l'intrusion, de même que les nœuds surélevés d'au moins 15 m par rapport à un nœud de grande demande, ce qui correspond aux observations de Fleming et al. (2006). Les réseaux courts sont moins vulnérables aux problèmes associés aux événements transitoires, à cause des réflexions d'ondes (aux réservoirs, jonctions, etc.) qui tendent à limiter les changements de pression (Boulos et al. 2005). Selon la même logique, les pressions transitoires extrêmes sont typiques des longues conduites de transmission (Sadiq et al. 2005). Comme les pressions faibles dans les réseaux de distribution constituent un facteur de risque bien connu des épidémies de maladies d'origine hydrique (Hunter 1997), le focus de ce projet de recherche est l'évaluation du risque pour la santé publique associé aux événements transitoires de basses pressions.

Plan de la thèse

Cette thèse débute par une revue critique de la littérature sur les tentatives de validation des méthodes et modèles transitoires et sur les estimés existants de volumes d'intrusion. Le chapitre 2 présente les objectifs du projet de recherche de même que les hypothèses de recherche associées à ces objectifs. Il introduit aussi brièvement la méthodologie utilisée afin de tester chacune des hypothèses envisagées. Les trois chapitres suivants constituent le coeur du travail de recherche réalisé dans le cadre de ce doctorat, qui est présenté sous la forme de trois publications distinctes. Le chapitre 3 introduit la démarche de calibration transitoire, qui inclut une validation avec des pressions transitoires faibles et négatives enregistrées, et expose les limites de la modélisation transitoire. Cette comparaison des pressions mesurées et simulées et la discussion qui s'ensuit sur les méthodes actuelles de calcul de la propagation des phénomènes transitoires en réseau sont essentielles à la compréhension de l'approche de calibration préconisée et de l'incertitude sur les pressions minimales évaluées par les logiciels d'analyse transitoire. Le chapitre 4 met en évidence la distribution potentielle des volumes d'intrusion et l'importance relative des facteurs critiques déterminant l'intrusion par les orifices de fuite et les ventouses submergées. L'expérimentation par ordinateur a impliqué la réalisation de 121 simulations transitoires à l'aide du modèle calibré décrit au chapitre 3. Le chapitre 5 fournit un condensé des données de qualité et de submergence recueillies suite à un suivi hebdomadaire sur une période de huit mois des niveaux de la nappe phréatique peu profonde à 17 sites et des niveaux d'eau dans 20 chambres de vannes ainsi qu'à deux vastes campagnes d'échantillonnage de la qualité de l'eau souterraine (19 échantillons), de l'eau (28 échantillons) et des sédiments (28 échantillons) des chambres de vannes ainsi que de l'eau de ruissellement (7 échantillons) sur le territoire étudié. Toutes ces données permettent d'évaluer le potentiel de contamination par intrusion associé aux orifices de fuite et aux ventouses. Le chapitre 6 présente une démarche préliminaire de quantification des probabilités d'infection associées à l'intrusion transitoire en réseau en guise d'introduction aux travaux futurs sur l'analyse du risque microbien. Une discussion synthétique (chapitre 7) permet de bien comprendre les liens entre tous les travaux effectués dans le cadre de ce doctorat. Finalement, les conclusions de ce projet sont accompagnées de recommandations sur les besoins en recherche sur le sujet de l'intrusion de même que sur l'application des conclusions de cette recherche par les acteurs municipaux.

CHAPITRE 1 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 ANALYSE TRANSITOIRE: CALIBRATION ET VALIDATION DES MODÈLES

Les logiciels d'analyse transitoire commerciaux sont de plus en plus utilisés pour vérifier la réaction du réseau de distribution lors de changements abrupts de pression et de débit. Ils ont été utilisés par plusieurs chercheurs (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, Karim et al. 2003, LeChevallier et al. 2003b, LeChevallier et al. 2004a, Wood et al. 2005a, Boulos et al. 2006, Fleming et al. 2006) pour estimer de façon préliminaire les volumes potentiels d'intrusion dans un réseau de distribution réel lors de pressions faibles et négatives, étant donné que l'évaluation sur le terrain de tels volumes est pratiquement irréalisable. Les modèles transitoires sont typiquement construits à partir de modèles pour simulations hydrauliques en mode dynamique (*extended period simulation* – EPS) existant pour lequel la vitesse de l'onde de pression transitoire est définie en fonction du matériau de chaque conduite et du ratio estimé du diamètre intérieur de la conduite à l'épaisseur de sa paroi (Figure 1.1). Selon la taille du réseau modélisé et le niveau de représentation utilisé, le modèle EPS peut être assujéti à une squelettisation étant donné la quantité de calculs effectués lors des simulations transitoires. Or, les règles de squelettisation à appliquer sont différentes pour des analyses hydraulique et transitoire. Par exemple, les conduites en cul-de-sac ont un impact important sur les simulations transitoires. En outre, il est essentiel de conserver les points localement hauts et bas dans une analyse transitoire, car c'est à ces noeuds que se produisent généralement les pressions extrêmes (Boulos et al. 2005). Lorsque l'on s'intéresse aux pressions transitoires négatives, il est aussi crucial de comprendre le modèle de cavitation utilisé et ses limites.

Cette section introduit d'abord les modèles dynamiques, soit les ensembles d'équations mathématiques utilisés pour décrire les phénomènes transitoires. Les méthodes numériques servant à la résolution du système d'équations associé au modèle de propagation des ondes de pression sont ensuite abordées. Finalement, on s'intéresse aux conclusions tirées des comparaisons entre des pressions modélisées et enregistrées recensées dans la littérature, afin

d'évaluer la performance des modèles transitoires pour la reproduction et la prédiction de baisses de pression transitoires.

1.1.1 Modèles dynamiques du comportement transitoire

Plusieurs modèles dynamiques, du plus simple (et moins exact) au plus complexe (et plus exact), estiment le comportement du système lors des variations subites de pression et de débit : l'approche de Joukowski, et les modèles quasi-permanent, de la colonne d'eau rigide et de propagation des ondes de pression avec friction constante ou variable (MWHSOFT 2008). En négligeant la friction, l'approche de Joukowski permet de simplifier certains problèmes complexes pour en faciliter la compréhension et obtenir une première approximation des variations de pression attendues suite à des perturbations très rapides de l'écoulement (durée de la perturbation $< 2L/c$, où L est la longueur de la conduite et c , la vitesse de l'onde dans la conduite) dans un système horizontal. Elle stipule que l'amplitude de la variation rapide de la charge hydraulique (ΔH) est proportionnelle à l'amplitude de la variation rapide de la vitesse

d'écoulement (ΔV) (Wylie and Streeter 1993) :
$$\Delta H = \frac{c}{g} \Delta V$$
 où g représente l'accélération

gravitationnelle. La vitesse de l'onde (c) correspond à la vitesse à laquelle le changement de pression voyage dans la conduite. La durée de la perturbation peut être estimée par le temps de fermeture d'une vanne ou d'arrêt d'une pompe. La contrainte $2L/c$ correspond au temps nécessaire pour que la perturbation se rende à la fin du système et revienne à son élément initiateur. Si les variations de la vitesse d'écoulement sont très lentes (durée de la perturbation $\gg 2L/c$), le modèle quasi-permanent est alors plus approprié pour estimer les variations de pression: il se base sur le calcul d'une série de solutions en régime permanent à des intervalles de temps rapprochés (MWHSOFT 2008). Le modèle de la colonne d'eau rigide, qui considère la paroi des conduites comme étant complètement rigide (MWHSOFT 2008), donne lui aussi des résultats acceptables lorsque les variations de pression et de débit sont assez lentes pour que le changement de masse stockée dans la conduite entre deux pas de temps de calcul ne soit pas important. L'inertie et l'élasticité (compressibilité) de l'eau ne sont pas prises en compte par le modèle quasi-permanent. Pour sa part, le modèle de la colonne d'eau rigide tient compte de l'inertie de l'eau, mais ignore son élasticité. Seuls les modèles de propagation des ondes de

pression (avec friction constante ou variable) prennent en considération l'effet combiné de l'inertie et de l'élasticité de l'eau.

Lorsque qu'une pompe s'arrête, le débit diminue du côté aval de la pompe, et le volume d'eau y est décompressé. Tout le volume d'eau en aval de la pompe ne change pas de vitesse et de pression en même temps : la modification est locale. C'est ce changement local de pression que l'on nomme *onde de pression* (Friedman et al. 2004). La propagation des ondes de pression, à la base des événements transitoires, peut être décrite à l'aide de la loi de conservation de la masse (équation de continuité), de la deuxième loi de Newton (équation de la quantité de mouvement), et d'une équation d'état exprimant la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la paroi des conduites (MWHSOFT 2009). Ces trois équations doivent bien entendu être utilisées avec les conditions initiales et frontières appropriées.

Équation de continuité :
$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Équation de la quantité de mouvement :
$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - f(Q) = 0$$

t : Temps

x : Distance le long de l'axe de la conduite

H(x,t) : Charge hydraulique

Q(x,t) : Débit

c : Vitesse de l'onde dans la conduite

A : Aire transversale de la conduite

g : Accélération gravitationnelle

f(Q) : Terme représentant la friction

Équation d'état pour l'estimation de la vitesse de l'onde de pression dans une conduite à parois minces (Wylie and Streeter 1993):

$$c = \gamma \sqrt{\frac{K}{\rho \left(1 + K_R \frac{K D}{E e} \right)}}$$

γ : Ratio des chaleurs spécifiques du fluide (supposé = 1)

ρ : Masse volumique du fluide

$K = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta \rho}{\rho}}$: Module de compressibilité du fluide (p: pression)

E: Module de Young du matériau de la paroi de la conduite

D: Diamètre intérieur de la conduite

e: Épaisseur de la paroi de la conduite

K_R : Coefficient d'encastrement longitudinal de la conduite

Si la conduite transporte une petite quantité d'air ou de vapeur d'eau, l'effet de l'élasticité de la

paroi de la conduite peut être négligé, et l'équation d'état se réduit à $c = \gamma \sqrt{\frac{K}{\rho}}$. Lorsque l'air est

sous haute pression, son volume s'en trouve grandement réduit, et l'élasticité de la paroi de la conduite devient importante. Le coefficient d'encastrement K_R peut être déterminé selon un des trois cas suivants pour les conduites élastiques à paroi mince (Halliwell 1963), où μ est le coefficient de Poisson :

a) La conduite est ancrée à son extrémité amont seulement :

- Selon Wylie and Streeter (1993) : $K_R = 1 - \frac{\mu}{2}$

- Selon Hodgson (1983) : $K_R = \frac{5}{4} - \mu$

Cet auteur suggère que Wylie et Streeter ont omis de prendre en compte la contrainte longitudinale dans leur calcul du K_R pour ce cas.

b) La conduite est ancrée contre le mouvement longitudinal : $K_R = 1 - \mu^2$

c) La conduite n'est pas restreinte axialement (elle est dotée de joints d'expansion) : $K_R = 1$

L'équation d'état présentée ci-dessus s'applique seulement pour des conduites à paroi mince, dans lesquelles les contraintes circonférentielles et longitudinales dans la paroi sont distribuées uniformément, ce qui n'est pas le cas pour les conduites à paroi épaisse (Hodgson 1983). Il existe des équations d'état exprimant la vitesse de l'onde de pression dans une conduite à paroi épaisse, lesquelles devraient être utilisées pour $D/e < 25$ selon Wylie & Streeter (1993). Les équations d'état pour les conduites à paroi épaisse, de même que les démonstrations et la théorie liées à ces équations, sont présentées dans Wylie et Streeter (1993), Halliwell (1963) et Parmakian (1963). En pratique, plusieurs paramètres de l'équation d'état sont difficiles à déterminer pour un réseau réel complexe, de telle sorte que la vitesse de l'onde est généralement obtenue à l'aide d'un abaque simplifié (Boulos et al. 2006) (Figure 1.1), fondé sur les équations présentées ci-dessus.

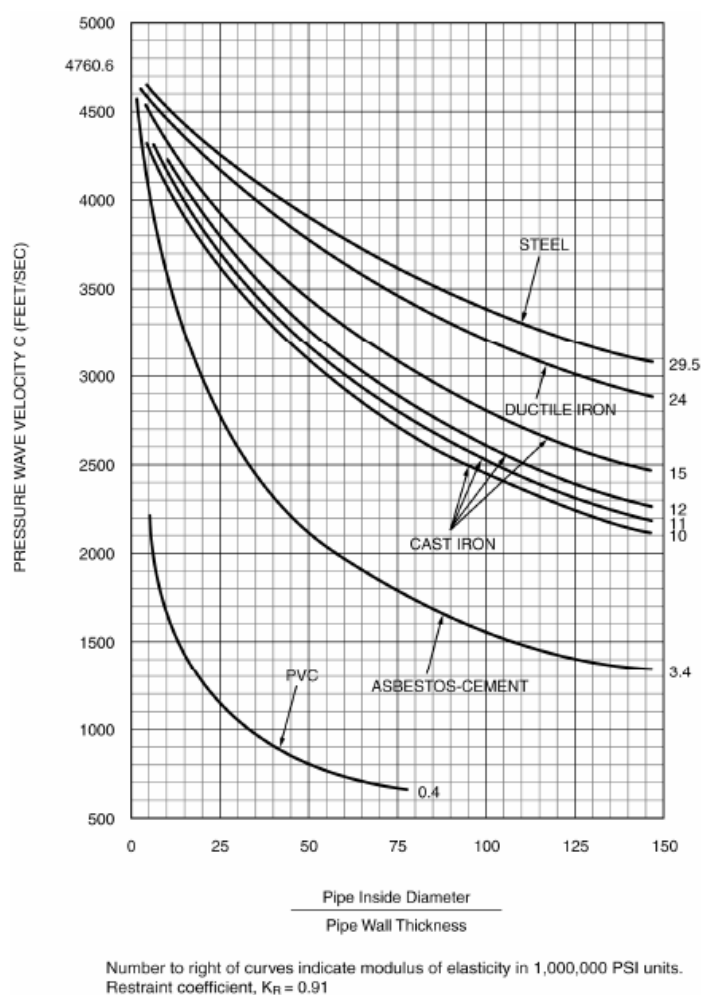


Figure 1.1 Vitesse de l'onde de pression dans l'eau pour des conduites circulaires (Boulos et al. 2006)

Outre le modèle de propagation des ondes de pression, un logiciel transitoire doit aussi inclure un modèle de friction et un modèle lui permettant de simuler la cavitation lorsque la pression de vapeur est atteinte. Le modèle de friction standard en régime permanent (Wylie and Streeter 1993) est incorporé dans la plupart des logiciels d'analyse transitoire. Il existe bien sûr d'autres modèles de friction plus représentatifs de la réalité physique, dont le modèle de friction turbulente non permanente (Vardy and Brown 2007), mais ces modèles requièrent une plus grande puissance calculatoire et davantage de données d'entrée. Le modèle de cavitation le plus simple et le plus couramment utilisé est le *Discrete Vapor Cavity Model* (DVCM) (Jung et al. 2009b). Son utilisation est répandue dans les logiciels commerciaux pour des raisons d'efficacité de calcul. Son exactitude est jugée acceptable lorsque les cavités potentielles sont attendues dans des portions isolées du réseau, telles que les zones élevées (Wylie and Streeter 1993). Plusieurs autres modèles de cavitation plus complexes et probablement plus précis, dont le *Discrete Gas Cavity Model* (DGCM), ont été développés au fil des ans. Ces modèles sont abordés dans la revue de littérature historique réalisée par Bergant et al. (2005). Le frein à l'application de ces modèles dans les logiciels commerciaux est le nombre important de variables d'entrée qui doivent être définies préalablement à leur utilisation et la quantité significative de calculs nécessaires à l'évaluation du volume des cavités. La valeur des variables d'entrée supplémentaires ne peut souvent qu'être estimée dans le cas d'un réseau réel.

L'impact de l'air sur la modélisation transitoire peut être considérable, étant donné que même une petite quantité d'air peut abaisser significativement la vitesse de l'onde, qui devient variable et très sensible à la pression instantanée (Wylie 1992, Wylie and Streeter 1993, Friedman et al. 2004, Jung and Karney 2008). Dans un liquide homogène, l'onde est transmise directement d'une particule à la particule voisine. Une distribution de poches d'air amortit considérablement les ondes de pression (diminution de leur amplitude) en absorbant leur énergie (les bulles d'air agissent un peu comme des ressorts) et en générant de multiples réflexions, sources d'une interférence destructrice (Burrows and Qiu 1995, Burrows 2003, Escameia et al. 2005). L'air en réseau se présente sous deux formes, soit des poches d'air discontinues et de l'air dissous uniformément distribué. Les poches d'air sont généralement piégées juste avant les points hauts et aux changements importants de gradient. L'air dissous peut être libéré lorsque la pression baisse ou que la température augmente (l'eau chaude ne peut contenir autant d'air dissous que l'eau

froide), et ainsi contribuer à la formation de poches d'air. Le dégazage de l'air dissous est susceptible de se produire lors du passage d'une onde de basse pression. Lorsque la pression diminue sous la pression de saturation (laquelle est une fonction de la température), l'air dissous s'échappe de la solution, ce qui réduit presque instantanément l'amplitude de l'onde transitoire (Wylie 1992). L'air qui s'est échappé de l'eau distribuée prend beaucoup de temps à s'y redissoudre (Lescovitch 1972, Edmunds 1979). Il est actuellement inconcevable d'évaluer précisément le volume et la distribution des poches d'air dans un réseau, d'autant plus qu'ils changent constamment. Par exemple, l'impact d'une baisse de pression sur la distribution de l'air en réseau est probablement considérable, puisqu'en plus du dégazage de l'air dissous et de la formation potentielle de poches de vapeur d'eau (s'il y a cavitation), de l'air peut s'infiltrer dans le réseau par tous les orifices de fuite et ventouses (non submergés) en conditions de pressions négatives. Ces phénomènes sont rarement inclus dans les modèles transitoires, bien que certains chercheurs (Lee 1994) aient utilisé des vitesses d'onde variables dans le but de représenter le dégazage et la ré-absorption des gaz (air et vapeur d'eau) lors des changements de pression.

La présence d'air dans l'eau distribuée diminue sa densité et augmente son élasticité, abaissant ainsi substantiellement la vitesse de l'onde dans le fluide (Wylie and Streeter 1978). Le cisaillement aux parois et le champ d'écoulement sont aussi modifiés par la quantité de mouvement verticale introduite par la flottabilité des bulles d'air (Escarameia et al. 2005). Un modèle transitoire multi-phasique devient nécessaire lorsque la fraction de gaz est significative, au point où l'eau et les poches d'air se déplacent de façon indépendante. Il existe plusieurs modèles biphasiques, mais ceux-ci sont rarement mis à l'oeuvre dans les logiciels commerciaux. La MOC modifiée (Escarameia et al. 2005) se base sur l'hypothèse d'un écoulement homogène (les deux phases se déplaçant à la même vitesse), justifiant ainsi l'utilisation de vitesses d'onde plus faibles. Pour des poches d'air ayant un volume entre 5 mL et 5 L, les vitesses de déplacement dans les conduites varient typiquement entre 0.02 et 0.6 m/s pour des conduites à pente descendante (0°-22.5°) (Escarameia et al. 2005).

1.1.2 Méthodes numériques de résolution du modèle de propagation des ondes de pression

Les équations de continuité et de la quantité de mouvement du modèle de propagation des ondes de pression sont des équations différentielles partielles non linéaires hyperboliques pour lesquelles aucune solution analytique n'existe, sauf pour des applications négligeant ou simplifiant grandement les conditions frontières et le terme de friction (Boulos et al. 1990). Une méthode de résolution numérique doit donc être utilisée lors de l'analyse d'un réseau de distribution moindrement complexe (MWHSoft 2007). Deux grandes familles d'approches numériques, eulériennes et lagrangiennes, peuvent être envisagées à ce stade. Dans les approches eulériennes, l'état hydraulique du système est mis à jour aux points d'une grille fixe lors de l'avancement du temps par incréments uniformes. Il existe plusieurs méthodes eulériennes, dont la méthode explicite des caractéristiques, les méthodes explicite et implicite des différences finies, et la méthode des éléments finis. Dans les approches lagrangiennes, l'état hydraulique du système est mis à jour à des intervalles de temps fixes ou variables lorsqu'un changement se produit (simulations orientées sur les événements). Les méthodes lagrangiennes sont reconnues pour leur bonne convergence et leur moins grande sensibilité à la structure du réseau et à la durée de la simulation, étant donné qu'elles sont continues dans le temps et dans l'espace (Boulos et al. 2005). Le choix d'une méthode numérique pour l'analyse transitoire doit être fondé sur des critères d'efficacité calculatoire, de stabilité numérique et d'exactitude des résultats. La plupart des logiciels d'analyse transitoire commerciaux utilisent soit la méthode des caractéristiques (eulérienne) soit la *Wave Characteristics Method* (lagrangienne) pour la résolution des équations gouvernant les conditions transitoires de débit et de pression dans les réseaux pressurisés. Peu importe l'approche choisie, une solution à l'équilibre en régime permanent, fournissant la distribution initiale des débits et des pressions dans le réseau, doit être disponible avant d'entamer une analyse transitoire.

La méthode explicite des caractéristiques (*Method of Characteristics* – MOC) demeure de loin l'approche eulérienne la plus populaire pour les conduites fermées. Elle consiste à convertir les deux équations différentielles partielles de continuité et de la quantité de mouvement en quatre équations différentielles ordinaires, qui sont ensuite résolues numériquement à des points fixes de l'espace, soit aux nœuds et à des points intermédiaires situés sur les conduites. Seul le terme non

linéaire de friction doit être estimé, généralement à l'aide d'une différence linéaire. La méthode des caractéristiques relie explicitement le pas de temps au pas d'espace, rapprochant cette méthode des approches lagrangiennes.

La *Wave Characteristics Method* (WCM), une méthode lagrangienne parfois aussi nommée *Wave Plan Method*, simule la génération d'une onde de pression et analyse la propagation, par transmission et réflexion, de cette onde dans le réseau de distribution, de même que l'action des jonctions (nœuds connectant plus de deux conduites) et autres composantes du réseau sur l'amplitude et la forme de l'onde de pression. Lors de l'application de la WCM, le calcul des nouvelles conditions de pression et de débit se fait à des intervalles de temps fixes, aussi petits que possible, à chaque nœud (pression) et pour chaque conduite (débit), s'inspirant ainsi des approches eulériennes dans le but d'augmenter la précision des résultats. Contrairement à la méthode des caractéristiques, la WCM n'utilise pas de nœuds intérieurs additionnels. Le logiciel sélectionné dans le cadre du projet de recherche, InfoSurge (MWH Soft, Arcadia, CA), résout le modèle de propagation des ondes de pression avec la *Lagrangian Time Driven Wave Characteristics Method* (LTDWCM). Les ondes de pression sont générées aux endroits de perturbation, tels les pompes et les vannes, et sont modifiées par les discontinuités rencontrées dans le système, par exemple les jonctions et les dispositifs de protection contre les événements transitoires. Quand une onde de pression atteint une jonction, une onde de pression transmise, d'amplitude différente à la première, se propage dans la direction de l'onde originale, alors qu'une onde de pression réfléchie, d'amplitude aussi différente à la première, se propage dans la direction opposée à l'onde originale. L'amplitude des ondes transmise et réfléchie est calculée à l'aide de coefficients de transmission et de réflexion (MWHSoft 2008). Dans le cas des extrémités fermées, l'onde est simplement réfléchie, son amplitude étant conservée lorsque la friction est négligée. Les ondes sont aussi réfléchies aux points de changement des propriétés des conduites, par exemple à l'endroit d'une modification du diamètre ou du matériau d'une conduite. L'amplitude des ondes de pression est donc influencée par la topologie du réseau. L'onde voyage dans le système en créant des conditions de pression et de débit transitoires jusqu'à sa dissipation par l'action de la friction sur la paroi des conduites ou par d'autres formes d'amortissement, dont l'interaction avec une onde inverse, soit une onde de haute pression interagissant avec une onde de basse pression ou vice versa (Jung et al. 2007). Dans la

LTDWCM, l'effet de la friction des conduites sur l'onde de pression est pris en compte en modifiant l'onde de pression avec un seul calcul par conduite, à l'aide d'une relation caractéristique non linéaire décrivant la variation de charge hydraulique en fonction du débit dans la conduite (friction constante).

Les études comparant ces deux méthodes numériques montrent habituellement un excellent accord entre la MOC et la WCM, avec des profils de pression virtuellement identiques (Boulos et al. 2005, Wood et al. 2005a). Par contre, les comparaisons ont été réalisées pour des pressions positives seulement et pour des réseaux relativement petits, soit de 9 et 21 conduites (Boulos et al. 2005), et de 9, 40, et 797 conduites (Wood et al. 2005a). La MOC et la WCM sont toutes deux des algorithmes de propagation d'ondes. Pour chaque pas de temps, les deux méthodes obtiennent une solution à tous les nœuds. La MOC implique la fragmentation des conduites, dans le but de réaliser des calculs à des nœuds intermédiaires. Une telle procédure permet une meilleure distribution de la friction et des demandes que pour la WCM, tout en fournissant un meilleur support au calcul du volume des cavités lorsque la pression de vapeur est atteinte. Avec la WCM, la demande est allouée aux nœuds seulement, et la friction est distribuée uniformément sur les conduites, sur la base d'un seul calcul par conduite. Plus les conduites sont longues, plus l'erreur associée à cette simplification est grande. En revanche, la WCM requiert beaucoup moins de calculs, et peut donc être employée pour résoudre de plus grands réseaux ou des réseaux plus détaillés.

Pour assurer la convergence, le critère de stabilité doit être respecté, autant pour la MOC que pour la WCM. Or, le respect de ce critère a différentes implications selon la méthode appliquée. Selon le critère de Courant, la solution numérique est stable si et seulement si $|\Delta x| \geq c|\Delta t|$, où Δx représente la taille de la grille spatiale, c , la vitesse de l'onde de pression, et Δt , l'incrément de temps. La condition de Courant exprime donc que la distance numérique de propagation de l'onde $|\Delta x|$ doit être supérieure à la distance physique de propagation $c|\Delta t|$. Les longueurs des conduites sont légèrement modifiées de façon à ce que chaque conduite soit traversée par l'onde de pression en un nombre entier de Δt , ce qui implique qu'un petit Δt est requis pour garantir une précision raisonnable des longueurs des conduites modélisées par rapport aux longueurs réelles.

Par exemple, l'obtention d'une précision de 5 m pour une vitesse d'onde de 1000 m/s requiert l'utilisation d'un pas de temps de 0.005 s. Une durée de simulation de 300 secondes implique 60,000 étapes de calcul pour chaque point de la grille spatiale. Comme la grille spatiale de la MOC contient beaucoup plus de points que celle de la WCM, le respect du critère de Courant est plus exigeant dans le cas de la MOC.

1.1.3 Comparaison des pressions transitoires enregistrées et modélisées

Des comparaisons entre des données provenant de capteurs de pression haute fréquence et les résultats d'une modélisation transitoire ont été rapportées dans cinq études (McInnis and Karney 1995, Kirmeyer et al. 2001a, Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004b, Gullick et al. 2005, Fleming et al. 2006). Les caractéristiques principales des systèmes de distribution examinés et des modèles transitoires développés sont présentées au tableau 3.1 (composante de la publication #1). La longueur totale de conduites des réseaux étudiés varie de 10 à 886 km. Le niveau de squelettisation, exprimé en pourcentage de la longueur initiale de conduites utilisé dans le modèle transitoire simplifié, varie de 11 à 100 %. Les algorithmes servant à résoudre les équations du modèle dynamique dans les logiciels employés par les différents chercheurs sont fondés soit sur la MOC soit sur la WCM. Plusieurs chercheurs (Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004a, Gullick et al. 2005) se sont intéressés à la correspondance entre les valeurs simulées et enregistrées des plages de pression et de l'amplitude de la baisse de pression transitoire, au lieu de s'attarder aux valeurs de pression très faibles et négatives et à la durée de ces pressions, qui influencent beaucoup le calcul des volumes d'intrusion. McInnis et Karney (1995), Friedman et al. (2004), LeChevallier et al. (2004b) et Gullick et al. (2005) ont réalisé le suivi des pressions sur le terrain avant la modélisation transitoire, laquelle avait pour but d'évaluer l'exactitude avec laquelle le modèle peut reproduire les profils de pression enregistrés.

McInnis et Karney (1995) ont comparé des profils de pression enregistrés suite à des arrêts momentanés de pompes avec des pressions simulées dans le but d'évaluer l'impact de différents modèles de demande sur la correspondance entre les pressions enregistrées et simulées. Les pressions modélisées obtenues étaient similaires pour tous les modèles de demande. McInnis et

Karney (1995) ont noté une correspondance adéquate entre les pressions enregistrées et simulées pour la première baisse de pression, mais un décalage de phase a été observé pour les pressions résiduelles. Les auteurs ont aussi remarqué que la dissipation d'énergie était plus importante dans le réseau réel que dans le modèle numérique, peu importe le modèle de demande appliqué.

Friedman et al. (2004), LeChevallier et al. (2004b) et Gullick et al. (2005) ont réalisé le suivi des pressions et la modélisation transitoire du réseau de Davenport (Iowa). Durant leur suivi des pressions à long terme, LeChevallier et al. (2004b) ont enregistré un événement transitoire de basses pressions causé par une panne électrique de 6 minutes à l'usine de traitement. Lors de cet événement transitoire, la pression minimale au site de suivi (situé près du poste de surpression) a atteint 6.7 m, et la pression s'est maintenue sous les 14 m pendant 19 secondes. La simulation transitoire de cette panne a été entreprise avec le logiciel commercial Surge2000 (KY Pipe, Lexington, KY). Huit scénarios basés sur différents groupes de pompes en opération ont été créés, puisque le nombre de pompes en service au moment de la panne n'est pas connu. Les pressions modélisées correspondaient grossièrement aux pressions enregistrées aux six sites où des données terrain étaient disponibles, bien que seulement la plage (pressions minimale et maximale) ait été considérée lors de cette comparaison. En se basant sur les mêmes données, Gullick et al. (2005) ont observé que les baisses de pression simulées correspondaient adéquatement aux baisses enregistrées (différence maximale de 33 m), mais que la pente de la remontée de pression entre la pression minimale et la nouvelle pression en régime permanent ne concordait pas aussi bien. Le même événement transitoire est aussi présenté dans Friedman et al. (2004). Malgré l'utilisation du même logiciel, des mêmes scénarios de pompage, et des mêmes nœuds de comparaison, les résultats modélisés présentés par Friedman et al. (2004) diffèrent (jusqu'à 19 m) de ceux présentés par les auteurs précédents. Suite à la comparaison des pressions minimales et maximales et des baisses de pression modélisées avec les profils enregistrés disponibles, Friedman et al. (2004) ont aussi noté que le modèle ne reproduisait pas fidèlement les enregistrements, avec des différences observées variant entre 2 et 35 m (moyenne = 13 m) dans l'amplitude des baisses de pression enregistrées et calculées. Ils ont remarqué qu'une des difficultés principales de l'exercice réalisé résidait dans le fait que les conditions d'opération du système au moment de l'événement modélisé étaient inconnues, et ont conclu que cette

incertitude était une cause possible de la divergence entre les pressions enregistrées et modélisées.

Friedman et al. (2004) ont aussi effectué l'analyse transitoire d'un autre réseau de distribution, pour lequel le modèle transitoire a d'abord été réalisé et ensuite calibré en utilisant des pressions enregistrées en régimes permanent et transitoire, dont des pressions transitoires aussi faibles que -7 m. Le modèle transitoire calibré a ensuite été évalué en répliquant sur le terrain deux scénarios préalablement simulés. Suite à la calibration, les différences entre les pressions modélisées et enregistrées variaient entre 1 et 13 m (moyenne = 6 m). La comparaison des pressions modélisées et enregistrées aux trois sites de suivi a montré que l'amplitude de la baisse de pression prédite était plus faible que celle de la baisse enregistrée, et que l'amplitude des écarts de pression entre le terrain et le modèle était constante pour différents temps d'arrêt des pompes. Les baisses de pression enregistrées étaient plus brusques que celles modélisées, et les nombreuses oscillations définissant le retour au régime permanent sur les profils de pression enregistrés étaient absentes des profils simulés. Friedman et al. (2004) ont conclu que ces inadéquations pourraient être dues à la modélisation de l'arrêt des pompes comme une réduction constante de la vitesse jusqu'à l'arrêt au lieu d'une fermeture de vanne ou d'une combinaison de ces deux mécanismes.

D'autres chercheurs ont d'abord développé des modèles transitoires et ont ensuite installé des capteurs de pression dans les zones du réseau de distribution identifiées comme vulnérables lors des simulations.

Les simulations transitoires réalisées par Kirmeyer et al. (2001a) suggéraient un potentiel de développement de pressions faibles et négatives durant des opérations de routine dans deux des trois réseaux de distribution analysés. Afin de vérifier leur susceptibilité, un suivi des pressions a été réalisé aux sites vulnérables de ces systèmes, tels qu'identifiés lors de l'analyse transitoire. Dans un des deux réseaux suivis, les pressions ont été enregistrées à dix sites différents sur une période de 2 à 43 jours, alors que dans l'autre réseau, les pressions ont été enregistrées à quatre sites et seulement durant des activités spécifiques, telles l'opération des vannes ou des bornes-

fontaines. Aucune pression négative n'a été enregistrée dans ces réseaux; la plus faible pression enregistrée a atteint 3 m.

Des modèles transitoires de 16 réseaux de distribution américains ont été développés par Fleming et al. (2006). Des capteurs de pression ont été installés dans trois d'entre eux dans des zones identifiées comme vulnérables aux pressions négatives lors d'arrêts de pompes. Plusieurs occurrences de pressions sous les 14 m ont été détectées, dont une seule pression négative (-0.2 m). Pour deux de ces trois systèmes de distribution, la comparaison des pressions enregistrées et simulées a mené à la conclusion que les modèles numériques transitoires avaient tendance à surestimer les baisses de pression suite à des arrêts de pompes.

Dans toutes les études de comparaison de pressions mesurées et modélisées recensées, les pressions enregistrées sont demeurées au-dessus du seuil de cavitation de l'eau à 20°C (soit -10.1 m en pressions relatives). En revanche, la littérature ne spécifie pas si les pressions modélisées ont atteint le seuil de cavitation. La plupart des auteurs (Fleming et al. 2006, Kirmeyer et al. 2001, McInnis & Karney 1995) ont ignoré l'effet de l'air, qu'il soit libre ou dissous. Deux chercheurs (Gullick et al. 2005, Friedman et al. 2004) ont abaissé les vitesses d'onde choisies afin de prendre en compte le contenu potentiel en air, mais aucun des auteurs n'a considéré un écoulement diphasique.

Les objectifs poursuivis par les auteurs qui ont réalisé des comparaisons entre les pressions transitoires simulées et enregistrées étaient divers: comparer des modèles de demande (McInnis and Karney 1995), évaluer le maintien de l'intégrité hydraulique (pressions positives) en tant que barrière à la contamination externe (LeChevallier et al. 2004a), prédire la baisse de pression la plus conservatrice (Gullick et al. 2005), examiner l'impact de divers dispositifs et stratégies de protection contre les événements transitoires (Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004a, Gullick et al. 2005), et apprécier l'utilité d'un modèle transitoire non calibré du pire scénario dans l'identification des sites vulnérables (Kirmeyer et al. 2001a, Fleming et al. 2006) et du potentiel d'intrusion (Kirmeyer et al. 2001a).

1.2 INTRUSION TRANSITOIRE: MÉTHODES DE CALCUL ET VOLUMES

De plus en plus de chercheurs s'intéressent au lien potentiel entre les pressions transitoires négatives en réseau et la détérioration de la qualité de l'eau entre l'usine et le robinet (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, Karim et al. 2003, LeChevallier et al. 2003b, LeChevallier et al. 2004a, Wood et al. 2005a, Boulos et al. 2006, Fleming et al. 2006, Besner et al. 2010), mais il n'est pas encore possible d'affirmer que l'intrusion transitoire pose un risque critique pour la santé publique. Pour qu'il y ait intrusion transitoire de contaminants dans un réseau de distribution, trois conditions doivent exister simultanément et au même endroit, soit l'existence d'une voie d'intrusion, la présence d'eau contaminée près de la voie d'entrée, et un événement de pression négative ou faible (inférieure à la colonne d'eau contaminée sur la conduite). La force responsable de l'intrusion peut être une contre-pression, soit un excès de pression extérieure causant un écoulement de sens opposé à la normale (i.e. de l'extérieur vers l'intérieur de la conduite), ou du siphonage, soit la suction d'eau extérieure vers le réseau lors de pressions négatives. Kirmeyer et al. (2001a) ont rassemblé un comité d'experts qui devaient identifier et classer les voies d'entrée d'eau contaminée dans le réseau. Ce comité d'experts a attribué un niveau de risque élevé à la contamination transitoire par intrusion.

Les principales voies d'intrusion incluent les orifices de fuite, dont les fissures, trous de corrosion, joints desserrés, et joints d'étanchéité défectueux, de même que les ventouses submergées. Bien que les raccordements croisés (ou interconnexions) peuvent aussi occasionner un retour d'eau polluée dans le réseau en provenance de conduites domestiques, industrielles ou institutionnelles, cette voie n'est pas étudiée dans le cadre de la présente recherche. Selon Friedman et al. (2004), les endroits présentant le plus grand potentiel d'intrusion sont les sites aux prises avec des fuites et des bris, les régions où la nappe phréatique est élevée, et les chambres de ventouse inondées.

Pour que l'intrusion pose un risque pour la santé publique, il faut que l'eau introduite soit contaminée. Les contaminants susceptibles de se retrouver dans l'environnement immédiat des

conduites peuvent être d'origine chimique ou microbiologique. Les sources possibles de contamination de l'eau entourant les conduites et inondant les chambres incluent les égouts sanitaires et pluviaux, les installations septiques privées, le ruissellement urbain, l'eau de fonte des neiges, de même que les sols contaminés par des activités commerciales ou industrielles (ex. pétrole ou produit chimique fuyant d'un réservoir en mauvais état). Les concentrations de contaminants dans l'eau entourant les conduites peuvent varier selon le moment de la journée, le type de sol, la hauteur et le débit de la nappe phréatique, ainsi que l'âge, la condition, et la proximité à l'aqueduc des sources de contamination (ex. égouts) (McInnis 2004). Les études effectuées par Karim et al. (2003) et Besner et al. (2008, 2010) soutiennent la possibilité d'une contamination fécale autour des conduites d'eau potable. Des indicateurs de contamination fécale ont aussi été détectés dans plus de 60% des 30 échantillons d'eau de chambres d'aqueduc prélevés dans le réseau étudié (Besner et al. 2010). Certains virus potentiellement présents dans les eaux usées (ex. norovirus, rotavirus, hépatite A) peuvent infecter un individu à très faible dose (Twort et al. 1985, LeChevallier et al. 2002). Plusieurs composés chimiques potentiellement dommageables pour la santé peuvent aussi se retrouver dans le sol à proximité des conduites ou dans les chambres d'aqueduc, entre autres: pesticides, engrais, produits pétroliers, solvants, détergents, retardateurs de combustion, et médicaments. Bien que les effets liés à l'ingestion de telles substances ne soient souvent pas détectables dans l'immédiat, les conséquences de leur consommation sont potentiellement très graves, de telle sorte que leur intrusion dans le réseau apparaît tout aussi préoccupante que celle des contaminants microbiologiques.

Cette section présente d'abord l'équation d'orifice, qui permet de calculer le volume d'intrusion par un orifice circulaire pour une différence de pression connue, et ses limites d'application. Elle introduit ensuite plus en détail les deux voies d'intrusion étudiées dans ce projet. Finalement, elle présente les volumes d'intrusion estimés par analyse transitoire recensés dans la littérature.

1.2.1 Équation d'orifice

Le débit d'intrusion, exprimé par l'équation d'orifice théorique (ou équation de Toricelli), dépend à la fois de la résistance à l'intrusion, représentée par la constante de fuite L_c , et du gradient de pression à travers la paroi de la conduite. L'intrusion se produit à un nœud donné dès que la

charge à ce nœud ($H_{L,i}$) est inférieure à la hauteur d'eau au-dessus de la conduite (H_{ext}), i.e. dès que $H_{L,i} < H_{ext}$. La pression minimale externe correspond à la pression atmosphérique, alors que la pression minimale interne correspond à la valeur du seuil de cavitation (pression de vapeur, i.e. -10.1 m au manomètre à 20°C). Lorsque $H_{L,i} > H_{ext}$, la même formule est utilisée pour le calcul des débits de fuite, après avoir interchangé H_{ext} et $H_{L,i}$.

$$Q_i = L_c \sqrt{H_{ext} - H_{L,i}} = C_D \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \sqrt{2g \cdot d \cdot (H_{ext} - H_{L,i})} \text{ pour } H_{L,i} < H_{ext}$$

Q_i : Débit d'intrusion par le nœud i (m^3/s)

L_c : Constante de fuite ($m^{2.5}/s$)

C_D : Coefficient de décharge (adimensionnel)

D_i : Diamètre de l'orifice circulaire (m)

g : Accélération gravitationnelle (9.81 m/s^2)

d : Densité de l'eau = 1 (adimensionnel)

L'équation d'orifice théorique repose sur le principe de conservation de l'énergie (Walski et al. 2009) et suppose que l'orifice a une forme circulaire. La résistance à l'intrusion est le produit du coefficient de décharge et de l'aire de l'orifice. Le coefficient de décharge représente la résistance à l'entrée d'eau dans la conduite par l'orifice. Il dépend du nombre de Reynolds de l'écoulement à travers l'orifice, lequel est une fonction de la pression locale et de la forme des rebords de l'orifice. Les particules de sol susceptibles d'obstruer l'orifice influencent aussi le coefficient de décharge. Une valeur de C_D plus grande (maximum = 1) signifie un orifice avec des rebords plus lisses.

Les volumes d'intrusion sont influencés par les paramètres suivants, qui ont un impact sur la durée de l'intrusion et sur les divers paramètres de l'équation d'orifice (liste non exhaustive): matériau remplissant la tranchée dans laquelle se trouve la conduite (environnement de la conduite), diamètre de l'orifice de fuite ou de l'orifice d'échappement d'air de la ventouse, hauteur de la colonne d'eau sur la conduite ou sur l'orifice d'échappement d'air de la ventouse, durée des basses pressions (inférieures à la colonne d'eau extérieure), amplitude des pressions faibles et

négatives, et vitesse de l'onde de pression. Il faut noter que l'intrusion elle-même a un effet sur l'amplitude de l'onde de pression.

L'incertitude sur les volumes d'intrusion dépend aussi de l'adéquation de l'équation d'orifice théorique pour la représentation de l'intrusion dans une conduite d'eau enfouie dans le sol. L'équation d'orifice théorique, dans laquelle l'exposant de pression est de 0.5 (racine carrée), décrit la conversion de l'énergie potentielle (pression) en énergie cinétique pour un écoulement turbulent à travers un orifice percé sur la paroi latérale d'un réservoir. Dans cette équation, le coefficient de décharge et l'aire de l'orifice sont généralement modélisés comme des constantes, alors qu'ils sont en réalité fonction de la pression et du régime d'écoulement à travers l'orifice, lequel est typiquement représenté par le nombre de Reynolds. Plusieurs tests sur les fuites (en conditions de pressions positives) effectués en laboratoire et sur le terrain, ont révélé des valeurs de l'exposant de pression variant entre 0.5 et 2.79, avec une valeur moyenne de 1.15 (Farley and Trow 2003), démontrant ainsi que le comportement des fuites est plus complexe que prédit par l'équation de Torricelli (équation d'orifice théorique). Ces valeurs de l'exposant de pression supérieures à la théorie (0.5) sont souvent nommées *exposant apparent* et sont obtenues lorsque le coefficient de décharge et l'aire de l'orifice sont représentés par des valeurs fixes dans l'équation d'orifice. Tel que mentionné ci-haut, en réalité, le coefficient de décharge varie avec le nombre de Reynolds de l'écoulement à travers l'orifice, lequel est très sensible aux changements de pression pour les petits débits de fuite (Lambert 2000), et potentiellement aussi pour les petits débits d'intrusion. L'aire de l'orifice dépend de l'amplitude de l'expansion ou de la contraction de l'orifice avec la pression, qui à son tour dépend principalement du comportement du matériau constituant la conduite et de la forme de l'orifice (Van Zyl and Clayton 2007). Par exemple, les déformations de l'orifice sont plus importantes dans les conduites en plastique que dans celles en fonte. En ce qui a trait à la forme de l'orifice, l'exposant apparent est plus grand pour les orifices avec un périmètre mouillé plus long et pour les fentes longitudinales. En effet, les contraintes circonférencielles dans les conduites sont plus grandes que les contraintes longitudinales, et tendent donc à ouvrir davantage les fentes longitudinales que les fentes circonférencielles (Van Zyl and Clayton 2007). La température de l'eau peut influencer significativement cette expansion/contraction dans les conduites métalliques. L'hypothèse d'orifices de forme circulaire semble appropriée pour les conduites métalliques, qui fuient typiquement par des orifices de

corrosion souvent circulaires. En modélisant par éléments finis la déformation élastique d'une paroi de conduite sous l'influence de la pression interne dans ladite conduite, Cassa et al. (2010) ont démontré que l'aire de tous les orifices de fuite augmente linéairement avec la pression et que l'impact de la pression sur un orifice de fuite circulaire croît exponentiellement avec le diamètre de l'orifice. Une telle relation pression-superficie peut expliquer des exposants de pression d'au plus 1.5, suggérant l'importance de l'impact sur le débit de fuite de la déformation plastique de la paroi des conduites (fort probablement non linéaire) et du comportement hydraulique du sol autour de la conduite (Van Zyl and Clayton 2007). Cassa et al. (2010) ont aussi montré que les orifices circulaires présentent la plus faible expansion sous pression avec une augmentation maximale de l'aire de l'orifice de 1.4% pour un orifice de 12 mm (diamètre) sur une conduite de 110 mm (diamètre) en uPVC soumise à une pression interne de 60 m. Cette faible influence de la pression sur l'aire des orifices circulaires va dans le même sens que l'observation de Greyvenstein et Van Zyl (2007) comme quoi les orifices circulaires ont des exposants de pression très près de la valeur théorique de 0.5. Par l'exploration analytique des modèles de fuite conventionnel ($Q = Ch^{N1}$, avec C: constante de fuite, et N1: exposant de pression) et FAVAD (Fixed And Variable Discharges: $Q = C_d \cdot (2g)^{0.5} (A_0 h^{0.5} + mh^{1.5})$, avec A_0 : aire de l'orifice sous une pression nulle, et m: pente pression-superficie), Van Zyl et Cassa (2011) ont démontré que N1 tend vers 0.5 lorsque la pression en réseau tend vers 0, alors que N1 tend vers 1.5 lorsque la pression en réseau tend vers l'infini. Ce résultat théorique supporte l'utilisation de l'équation d'orifice pour la modélisation de l'intrusion sous des pressions faibles et négatives.

Le sol qui entoure les conduites, non pris en compte par l'équation d'orifice théorique, a un effet mineur sur les fuites selon Walski et al. (2009), mais pourrait avoir un impact important sur l'intrusion, lors de laquelle des particules de sol peuvent être aspirées vers l'orifice. La relation exacte entre la quantité d'eau sortant du réseau de distribution et celle pouvant s'y introduire demeure difficile à déterminer. En utilisant un pilote composé de 150 m (longueur) de conduites de 50 mm (diamètre intérieur), Collins et al. (2011) ont mesuré des volumes d'intrusion plus petits en présence de gravier au-dessus de l'orifice d'intrusion par rapport au cas avec de l'eau libre comme média externe. Ils ont aussi observé un impact plus faible du diamètre de l'orifice sur le volume d'intrusion en présence de gravier. Ces résultats peuvent être partiellement expliqués par les résistances visqueuse et inertielle introduites par le gravier, lequel limite la

vitesse de l'eau entrant dans le réseau. Collins et al. (2010) ont aussi effectué une modélisation CFD de l'intrusion dans une conduite située dans un milieu poreux, homogène, isotropique et complètement saturé: ces simulations ont révélé que l'eau extérieure pouvait être attirée dans l'orifice à partir de n'importe quel point autour de la conduite. Il faut interpréter ces résultats avec précaution étant donné que la représentation du sol autour de la fuite peut s'avérer trompeuse: une fuite aura tendance à lessiver le sol avec le temps, augmentant ainsi sa porosité ou causant potentiellement une fracture du sol près de l'orifice (Van Zyl and Clayton 2007).

Selon l'équation d'orifice théorique, les débits d'intrusion et de fuite sont relativement peu sensibles aux valeurs de pression (sous la racine carrée). Par contre, lorsque la valeur de l'exposant de pression augmente, les volumes d'intrusion et de fuite et l'impact des pressions simulées sur les débits d'intrusion et de fuite augmentent rapidement. Étant donné l'impact majeur de l'exposant de pression sur les volumes d'intrusion calculés, il apparaît essentiel de vérifier la relation entre le débit d'intrusion et la pression, notamment en présence de sol, tel qu'entrepris par Collins et al. (2010, 2011).

1.2.2 Deux voies d'intrusion: orifices de fuite et ventouses submergées

Environnement Canada (2011) évalue que jusqu'à 30% de l'eau produite est perdue par les fuites dans les réseaux de distribution canadiens. Le pourcentage de fuite moyen au Royaume-Uni a été estimé à $10.6 \text{ m}^3/\text{km}/\text{d}$ par l'OFWAT (2006). En 2009, l'*American Society for Civil Engineers* a alloué une note D- au piètre état des infrastructures de production et de distribution d'eau potable aux États-Unis (ASCE 2009). Ces larges débits de fuite indiquent que de nombreux orifices affligent les conduites d'aqueduc et qu'il n'est probablement pas rare que le sol soit saturé autour du réseau d'eau potable. De plus, un sondage réalisé par Kirmeyer et al. (2001a) suggère que de 15 à 30 % de la longueur totale de conduites serait située sous la nappe phréatique dans certains réseaux de distribution. Un suivi piézométrique réalisé par Paul et al. (2004) dans 13 puits situés dans des zones rurale et urbaine du sud-ouest de l'Allemagne en mars, juillet et octobre a révélé des niveaux d'eau souterraine variant entre ~1 et 9 m sous la surface du sol. Suite à une analyse des bases de données STORET de l'EPA et WATSTORE du USGS, Amick et Burgess (2000)

rapportent que la plupart des grandes régions urbaines aux États-Unis présentent une nappe phréatique peu profonde (supérieure à -4.6 m).

Les ventouses submergées situées dans des chambres inondées ont été identifiées par Friedman et al. (2004) comme des sites présentant un grand potentiel d'intrusion. Les principaux types de vannes à air sont décrits ci-dessous, afin d'expliquer leur rôle lors de baisses transitoires de la pression pour faciliter la compréhension du risque posé par chaque type de vannes en cas de submersion. Les gaz accumulés dans le réseau (air et vapeur d'eau) peuvent être enlevés mécaniquement à l'aide de trois types de vannes à air (AWWA 2004b): purgeurs d'air, ventouses, et vannes à air combinées. Les purgeurs d'air libèrent l'air enfermé dans le système automatiquement et continuellement durant l'opération normale du réseau. Étant donné sa densité plus faible que celle de l'eau, l'air contenu dans la conduite entre dans la vanne installée sur la conduite, ce qui fait baisser le flotteur (Figure 1.2). Lorsque le flotteur est à son point le plus bas, le bras mécanique fait en sorte que l'orifice situé sur le couvercle de la vanne s'ouvre, permettant l'évacuation de l'air enfermé dans le corps de la vanne. L'air évacué dans l'atmosphère est rapidement remplacé par de l'eau, étant donné que la vanne est reliée à la conduite d'eau sous pression. L'eau qui y pénètre fait remonter le flotteur, refermant ainsi l'orifice d'échappement d'air de la vanne.

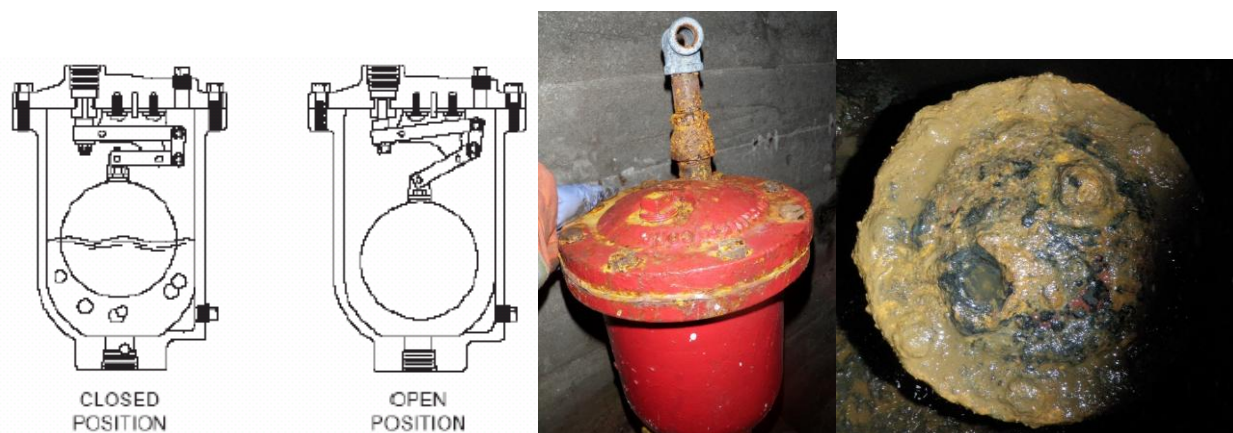


Figure 1.2 Fonctionnement d'un purgeur d'air (Fleming et al. 2006) (à gauche) et photos de purgeurs d'air, en bon (milieu) et mauvais (à droite) état, prises sur le réseau étudié

Les ventouses ou vannes air-vacuum sont conçues pour évacuer de grandes quantités d'air du système lors du démarrage des pompes ou du remplissage initial des conduites, et pour admettre de l'air dans le système, afin de prévenir des conditions sous vide, lors de l'arrêt ou de la panne des pompes ou du drainage des conduites. Ces vannes sont fermées en conditions de pressions positives, et s'ouvrent seulement lorsque les pressions sont nulles ou négatives. Dans ces cas, le flotteur descend, ce qui permet à l'air extérieur de sortir du réseau ou d'entrer dans le corps de la vanne (Figure 1.3). Comme le flotteur referme l'orifice d'échappement d'air lorsque la conduite est sous pression, l'opération des ventouses est intermittente, contrairement aux purgeurs d'air qui opèrent continuellement. Lorsque la pression descend sous la pression atmosphérique, l'introduction d'air dans le réseau par les ventouses crée un coussin qui prévient l'effondrement des conduites, tout en atténuant les fluctuations de pression. Par contre, les ventouses ne protègent pas le réseau contre les basses pressions positives.

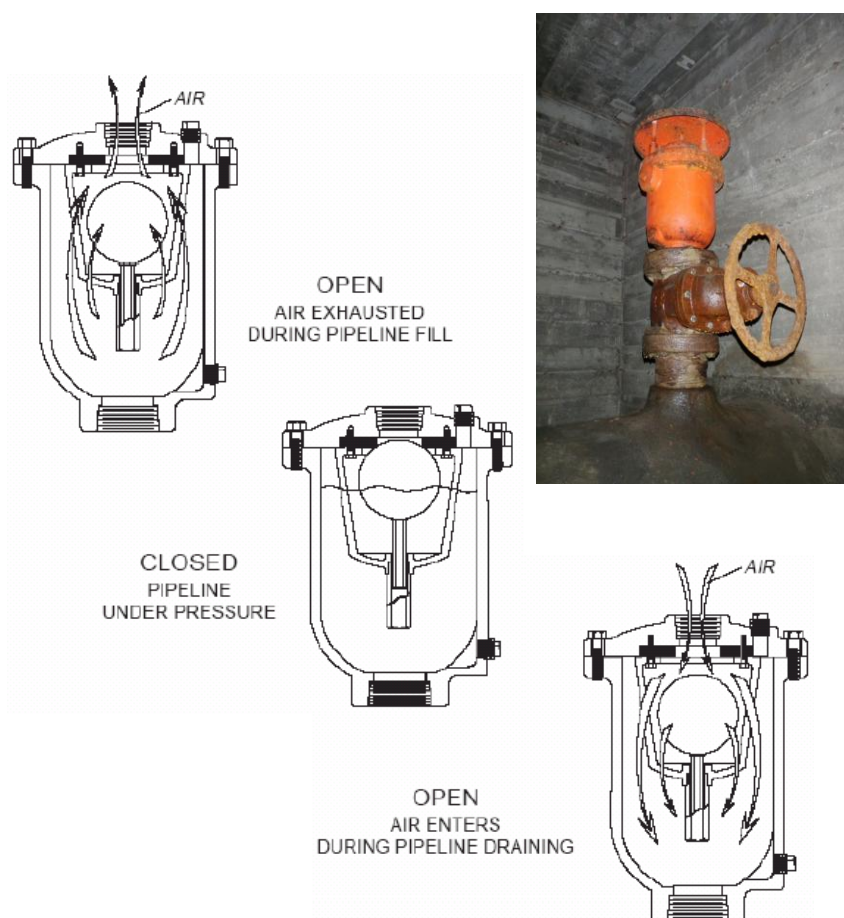


Figure 1.3 Fonctionnement d'une ventouse (Fleming et al. 2006) (à gauche) et photo d'une ventouse prise sur le réseau étudié (à droite)

Les vannes à air combinées libèrent de petites quantités d'air durant l'opération normale, et peuvent admettre ou évacuer de grandes quantités d'air lorsque nécessaire. Elles exécutent à la fois les fonctions du purgeur d'air et de la ventouse. Leur polyvalence fait en sorte que c'est le type de vannes à air le plus communément utilisé par les municipalités (Karney 2006). Pour des vannes à air combinées installées sur des conduites de diamètre inférieur à 200 mm, une seule unité compose généralement la vanne, alors qu'un assemblage d'une ventouse et d'un purgeur d'air est souvent privilégié pour les conduites de diamètre supérieur à 200 mm (Figure 1.4).

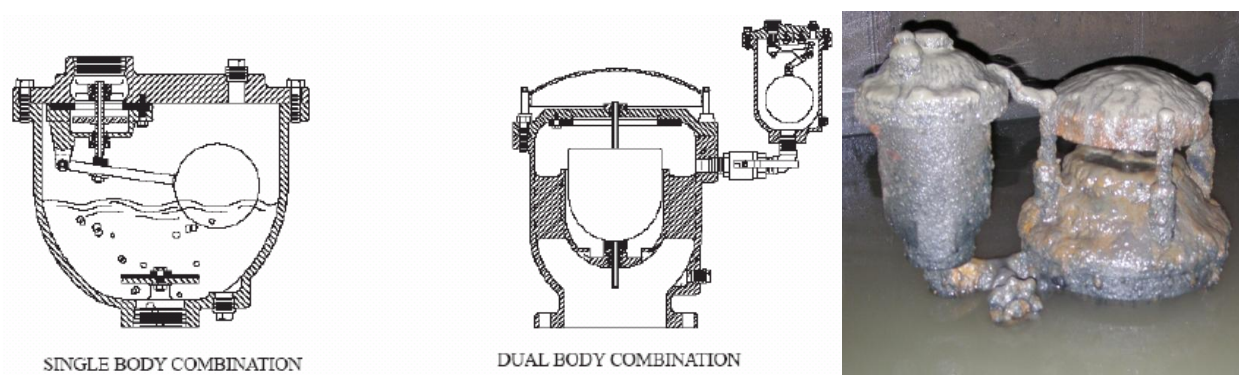


Figure 1.4 Vannes à air combinées: modèle simple (à gauche) généralement utilisé sur des conduites de $\Phi < 200$ mm (Fleming et al. 2006), modèle double (au milieu) privilégié pour des conduites de $\Phi > 200$ mm (Fleming et al. 2006), et photo d'une vanne à air combinée double prise sur le réseau étudié (à droite)

Les purgeurs d'air, les ventouses et les vannes à air combinées sont habituellement situés juste en amont des points hauts, car l'air tend naturellement à s'accumuler aux points hauts du réseau (Escarameia et al. 2005). Les ventouses sont aussi souvent installées juste en aval des pompes. Le diamètre des orifices d'entrée d'eau (entre la conduite et le corps de la vanne) varie entre 12 et 150 mm pour les purgeurs d'air, et entre 25 et 600 mm pour les ventouses (APCO Valve and Primer Corporation 2000). Le diamètre des orifices d'échappement d'air varie de 1.6 à 25 mm pour les purgeurs d'air, et de 25 à 600 mm pour les ventouses (APCO Valve and Primer Corporation 2000). La règle du pouce proposée par l'AWWA pour le dimensionnement de l'orifice d'échappement d'air d'une ventouse est de 25 mm de diamètre d'orifice d'échappement d'air par 300 mm de diamètre de conduite (AWWA 2004a). Le diamètre de l'orifice

d'échappement d'air des ventouses est typiquement supérieur d'un ordre de grandeur à celui des purgeurs.

Selon un sondage mené par Kirmeyer et al. (2001), jusqu'à 80% des chambres de vannes sont inondées dans certains réseaux de distribution. Lors de la visite de 45 chambres d'aqueduc, Besner et al. (2010) ont trouvé une quantité significative d'eau dans 30 d'entre elles, de même que 10 vannes à air complètement submergées. L'eau susceptible d'inonder les chambres d'aqueduc peut provenir de l'extérieur de la chambre, par exemple de l'infiltration d'eau souterraine ou du ruissellement urbain suite à des précipitations ou à la fonte des neiges, ou de l'intérieur de la chambre, à travers une conduite ou une vanne brisée qui fuit. Des tests ont montré qu'un débit de 1.3 à 4.7 L/s (fonction du nombre et de la dimension des trous de levage du couvercle) est susceptible d'entrer par un couvercle de regard submergé sous 25 mm d'eau (Rawn 1937). Comme les réseaux de distribution souterrains sont aussi communs dans le domaine de l'énergie, l'inondation des chambres souterraines abritant des transformateurs ont causé des maux de tête à plusieurs fournisseurs électriques, à cause de l'accélération de la corrosion, du vieillissement prématuré de l'équipement, des délais d'accès aux appareils occasionnés par la vidange par pompage, et des conditions de travail insalubres pour les employés (Courchesne 2000). L'inondation des chambres de ventouse pose un problème supplémentaire: lorsque le niveau d'eau dans la chambre atteint ou dépasse celui de l'orifice d'échappement d'air, l'eau extérieure peut pénétrer dans le réseau, ce qui implique un risque pour la santé des consommateurs (Figure 1.5).

Selon le manuel M51 de l'AWWA (2001), les chambres de vannes à air doivent être drainées afin d'éviter l'inondation de la chambre et la submergence de l'équipement. Ce manuel indique aussi que les chambres de vannes à air doivent être ventilées dans le but de satisfaire aux besoins opérationnels des vannes à air et d'assurer la qualité de l'air dans les chambres souterraines. La norme AWWA C512 (2004b), qui porte sur les purgeurs d'air, les ventouses et les vannes combinées à air, ne contient aucune information sur le design des chambres de vannes à air. Au Québec, la directive provinciale (001 – Captage et distribution de l'eau) proscrit le drainage à l'égout sanitaire ou combiné des chambres d'aqueduc pour éviter tout risque de contamination

croisée (MDDEP 2002). Elle permet le drainage à l'égout pluvial seulement dans des conditions exceptionnelles, i.e. lorsqu'il n'y a aucun risque de refoulement et avec un clapet anti-retour (MDDEP 2002). Selon la directive 001, le drainage des chambres doit se faire à la surface du sol ou vers un lit d'absorption souterrain. La directive mentionne en outre que l'orifice d'échappement d'air d'une vanne à air devrait se situer à au moins 30 cm au-dessus du sol et se terminer par un coude grillagé dirigé vers le bas, tout en recommandant de positionner l'orifice d'échappement d'air de la vanne le plus près possible du plafond de la chambre s'il s'avérait impossible de prolonger la conduite de vidange d'air à l'extérieur. Ces lignes directrices provinciales sont rarement appliquées sur le terrain.



Figure 1.5 Orifice d'échappement d'une vanne à air après la vidange par pompage d'une chambre inondée dans le réseau étudié

1.2.3 Volumes d'intrusion estimés par analyse transitoire

Dans le cadre de la revue de littérature réalisée, aucun cas démontré d'intrusion dans un réseau de distribution réel lors de pressions transitoires faibles ou négatives n'a été recensé. Par contre, le phénomène de l'intrusion a été vérifié et quantifié en laboratoire à l'aide d'un banc d'essai. L'étude réalisée par Boyd et al. (2004a, b) démontre que l'intrusion d'eau extérieure peut bel et bien avoir lieu durant une baisse de pression transitoire et qu'une partie du matériel alors introduit dans la conduite y demeure. Leur banc d'essai a permis de simuler le désengagement

d'une pompe et la fermeture subite d'une vanne. L'intrusion a été validée en plaçant une colonne d'eau (de différentes hauteurs) au-dessus d'orifices de tailles variées. Boyd et al. (2004a, b) ont estimé les volumes d'intrusion à l'aide de bilans massiques d'un traceur chimique (le césium), d'une méthode volumétrique fondée sur les enregistrements vidéos des fluctuations du niveau d'eau dans la colonne d'observation et de l'équation d'orifice utilisée conjointement avec les pressions minimales enregistrées. Les volumes obtenus sont présentés au Tableau 1.1.

Tableau 1.1 Volumes d'intrusion estimés par Boyd et al. (2004a, b) suite à des fermetures subites d'une vanne dans un banc d'essai (conduites en PVC de 50.8 mm de diamètre, pression de 30 psi et débit de 500 L/min en régime permanent)

Échelle			Pilote					Théorique		
Méthode d'estimation du volume d'intrusion			Traceur chimique		Volumétrique			Équation d'orifice		
Diamètre de l'orifice circulaire (mm)			3.2	6.4	3.2	6.4	12.7	3.2	6.4	12.7
Volumes calculés ou moyens observés (mL)	Charge externe (m)	0.91	11.4	71.2	47.3	119	417	61.8	227	886
		1.37	NA		51.6	133	550	66.8	233	1014

Étant donné les contraintes associées à la mesure de l'intrusion dans un réseau réel, plusieurs chercheurs (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008) se sont tournés vers la modélisation transitoire et l'équation d'orifice afin d'estimer les volumes d'intrusion potentiels dans un système réel, alors que Collins et al. (2010) ont pour leur part eu recours à la modélisation numérique de la dynamique des fluides (CFD). Le tableau présenté à l'annexe 1 rassemble les volumes d'intrusion calculés par divers chercheurs ayant mis à profit l'outil envisagé dans le cadre de ce doctorat, soit la modélisation transitoire. La plage obtenue est vaste (de 0.04 à 4101 L) étant donné les différences importantes entre les réseaux modélisés, les événements transitoires simulés, le diamètre des orifices de fuite et les charges d'eau extérieures appliquées sur les conduites. Le nombre de noeuds et de conduites et la longueur totale de conduites inclus dans le modèle reflètent la taille du réseau modélisé et le niveau de détail du modèle transitoire. Le nombre de noeuds rapporté au tableau A-1 correspond au nombre de noeuds dans le modèle transitoire, sauf pour Fleming et LeChevallier (2008), où il réfère au nombre total de noeuds avec des volumes d'intrusion calculés non nuls provenant de cinq réseaux de distribution. Bien que certains auteurs aient modélisé des bris de conduites et des

débits d'incendie, la cause de la baisse de pression dans la plupart des études recensées est une panne électrique affectant toutes les pompes en fonction. À moins qu'autrement mentionné, la durée de l'événement transitoire réfère à la période de temps entre l'arrêt des pompes, l'ouverture de la borne-fontaine ou le bris de conduite et le moment où les pressions reviennent à l'équilibre. Cette durée varie entre 30 et 120 secondes. Dans toutes les études recensées, les orifices de fuite ont été considérés comme la seule voie d'intrusion. Dans plusieurs cas, la taille de l'orifice a été estimée à l'aide d'un taux de fuite global représentant entre 5% et 20% de toute la demande du réseau. Cette demande de fuite a été soit distribuée également entre tous les noeuds du réseau soit distribuée entre quelques éléments de fuite/intrusion. D'autres chercheurs ont spécifié directement la taille de l'orifice à appliquer à tous les noeuds du réseau ou tous les éléments de fuite/intrusion. Les diamètres choisis varient entre 0.79 et 50.8 mm. La hauteur de la colonne d'eau appliquée au-dessus de tous les orifices de fuite varie pour sa part entre 0 et 3 m. Dans tous les cas, la même charge extérieure a été attribuée à tous les noeuds du réseau ou à tous les éléments de fuite/intrusion. Finalement, aucun des modèles transitoires utilisés dans le cadre des études recensées n'a été calibré avec des pressions transitoires enregistrées lors de l'événement simulé.

CHAPITRE 2 OBJECTIFS DE RECHERCHE ET MÉTHODOLOGIE

2.1 Évaluation critique des besoins de recherche

Malgré les nombreux développements théoriques dans le domaine de l'analyse transitoire, seulement cinq études (McInnis and Karney 1995, Kirmeyer et al. 2001a, Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004b, Gullick et al. 2005, Fleming et al. 2006) portent sur la comparaison des résultats de modélisation transitoire aux données provenant de capteurs de pression haute fréquence. Parmi les chercheurs énumérés, plusieurs (Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004a, Gullick et al. 2005) se sont intéressés uniquement à la correspondance entre les valeurs simulées et enregistrées des plages de pression et de l'amplitude de la baisse de pression transitoire, au lieu de s'attarder aux valeurs de pression très faibles et négatives et à la durée de ces pressions. Or, ce sont les valeurs absolues des pressions faibles et négatives et de leur durée qui participent au calcul des volumes d'intrusion. Par ailleurs, les modèles utilisés dans le cadre de ces études sont souvent très squelettisés, avec un nombre maximal de conduites de 2570 (Tableau 3.1). La squelettisation étant susceptible d'influencer grandement les pressions transitoires obtenues, il est essentiel de sélectionner avec soin les algorithmes de squelettisation appliqués. La comparaison des pressions modélisées et enregistrées réalisée dans le cadre de cette thèse prend en compte les recommandations de Jung et al. (2007) sur la squelettisation en utilisant un modèle très détaillé (19,044 liens représentant environ 1600 km de conduites) dans lequel aucun cul-de-sac n'a été retiré. Il s'agit ainsi de la première validation d'une analyse transitoire sur un réseau aussi grand et détaillé par comparaison avec des enregistrements de pressions transitoires faibles et négatives de plusieurs événements distincts. En effet, seuls Friedman et al. (2004) disposaient des pressions négatives enregistrées lors de la calibration du modèle transitoire.

La modélisation transitoire et l'équation d'orifice ont été utilisées par plusieurs chercheurs (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008) afin d'estimer les volumes d'intrusion potentiels dans un système réel lors d'une baisse de pression transitoire. Or, aucun de ces auteurs n'a considéré la contribution des ventouses submergées au volume d'intrusion en réseau malgré l'importance potentielle de celle-ci et

l'interaction supposée entre les volumes entrant par les orifices de fuite sur les conduites et les orifices d'échappement d'air des ventouses. Bien que certains chercheurs aient testé différentes valeurs pour le diamètre des orifices de fuite et la charge externe sur ces derniers, aucune analyse statistique comparative n'a été réalisée dans le but d'évaluer l'impact de ces paramètres sur les volumes d'intrusion et l'étendue de la zone affectée par l'intrusion. Une meilleure compréhension de l'impact de ces facteurs est essentielle afin d'identifier les actions à prioriser sur le terrain pour réduire l'intrusion potentielle, de déterminer les besoins en collecte d'information (quels paramètres devraient être connus avec plus de précision?), et de comprendre l'incertitude sur les volumes d'intrusion et les probabilités d'infection pouvant être déduites desdits volumes en fonction des hypothèses de modélisation sur les dimensions des orifices de fuite et d'échappement d'air ainsi que sur la submergence des conduites et des ventouses.

Bien que plusieurs gestionnaires municipaux soient au fait de l'inondation de plusieurs chambres d'aqueduc sur leur réseau, peu de données existent sur ce problème répandu. Selon nos recherches, les seules données disponibles sur l'inondation des chambres d'aqueduc ont été rassemblées par Besner et al. (2010) et sont d'ordre qualitatif. En effet, Besner et al. (2010) ont observé une quantité significative d'eau dans 30 des 45 chambres d'aqueduc visitées ponctuellement (une seule fois), et ont noté que 10 vannes à air étaient complètement submergées lors de cette visite ponctuelle. Des données sur les variations spatio-temporelles du niveau d'eau dans plusieurs chambres d'aqueduc permettent de mieux comprendre l'ampleur du problème d'inondation des chambres, d'évaluer la saisonnalité de la submergence des ventouses, de caractériser le lien entre le niveau d'eau dans les chambres et les événements de précipitations, et de déterminer la plage de charges externes potentielles sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses. En effectuant le suivi des niveaux piézométriques (de l'eau souterraine) dans des puits d'observation forés à proximité des chambres étudiées, le lien entre l'inondation des chambres d'aqueduc et la profondeur de la nappe phréatique peu profonde peut être établi. Cette évaluation des niveaux d'eau souterraine permet aussi d'estimer la charge externe potentielle sur les orifices de fuite se trouvant sur les conduites d'eau potable et la fréquence attendue de submergence desdits orifices. Bien qu'il soit possible de trouver de l'information sur la profondeur de l'eau souterraine dans diverses régions du monde (dont: Amick and Burgess (2000) et Paul et al.

(2004)), aucune association entre les niveaux de l'eau souterraine et ceux dans les chambres d'aqueduc n'a été recensée dans la littérature technique.

La qualité de l'eau inondant les chambres d'aqueduc est elle aussi maigrement documentée. Besner et al. (2010) ont analysé plusieurs paramètres microbiologiques dans des échantillons d'eau de chambres d'aqueduc. Par contre, aucune information n'a été recensée sur la qualité chimique de l'eau des chambres d'aqueduc. La contamination des chambres par des métaux, des hydrocarbures et des pesticides est suspectée, mais les concentrations susceptibles d'être rencontrées ne peuvent qu'être estimées par comparaison avec les données disponibles sur le ruissellement urbain et l'eau souterraine, soit les deux sources présumées d'inondation des chambres. La caractérisation chimique et microbiologique de la qualité de l'eau des chambres permet non seulement d'identifier le potentiel de contamination du réseau par intrusion à travers les ventouses submergées, mais aussi de mieux comprendre les processus de contamination des chambres d'aqueduc. Pour ce faire, des données sur la qualité du ruissellement urbain et de l'eau souterraine peu profonde à proximité des chambres sont nécessaires. Karim et al. (2003) et Besner et al. (2008, 2010) ont analysé la qualité microbiologique d'échantillons d'eau et de sol prélevés à proximité des conduites lors de réparations. Or, la contamination chimique de l'eau dans l'environnement des conduites n'a pas été évaluée par ces auteurs. En plus de contribuer à une meilleure compréhension des mécanismes de contamination des chambres (tel que mentionné ci-haut), la caractérisation chimique de l'eau souterraine peu profonde permet de mieux cerner le risque pour la santé des consommateurs associé à l'intrusion d'eau extérieure dans le réseau par un orifice de fuite ou un joint desserré.

2.2 Objectifs de recherche

2.2.1 Objectif général

L'objectif général du projet de doctorat est d'évaluer le risque pour la santé publique associé à l'intrusion d'eau non traitée dans un réseau de distribution d'eau potable lors d'une baisse de pression transitoire, causée par l'arrêt momentané des pompes à l'usine de traitement.

Pour ce faire, les volumes d'intrusion potentiels ont été estimés pour deux voies d'entrée, soit les orifices de fuite et les ventouses submergées, avec un modèle transitoire détaillé, validé à l'aide de pressions transitoires faibles et négatives enregistrées sur le réseau et à l'usine. La submergence des conduites d'eau potable et des ventouses a été évaluée sur le terrain, étant donné son influence significative sur les volumes d'intrusion potentiels. La qualité de l'eau souterraine de même que celle de l'eau dans les chambres de vannes inondées ont aussi été caractérisées sur le terrain, puisqu'elles conditionnent le potentiel de contamination associé à l'intrusion d'eau extérieure en réseau.

2.2.2 Objectifs spécifiques

Cet objectif général peut être divisé comme suit:

- 1) Déterminer avec quelle précision une analyse transitoire, réalisée avec un logiciel commercial, d'un modèle détaillé et soigneusement calibré permet de répliquer, et donc de prédire, des pressions transitoires faibles et négatives enregistrées.

- 2) Estimer la distribution et la sensibilité des volumes potentiels d'intrusion et de l'étendue géographique de la zone vulnérable à l'intrusion suite à une baisse de pression transitoire en fonction des facteurs critiques suivants: la hauteur d'eau extérieure sur les conduites d'eau potable, la hauteur d'eau extérieure sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite, et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses.

- 3) Estimer la fréquence de submergence et la plage de hauteurs d'eau potentielles sur les conduites d'eau potable et l'orifice d'échappement d'air des ventouses.

- 4) Caractériser la qualité de l'eau souterraine et de l'eau dans les chambres de vannes inondées afin de déterminer le potentiel de contamination du réseau par ces sources extérieures lors d'une intrusion non détectée.

5) Caractériser les sources d'inondation des chambres de vannes inondées en termes quantitatifs (volumes) et qualitatifs (contaminants transportés par chaque source). Les sources d'inondation étudiées sont le ruissellement urbain et l'eau souterraine peu profonde.

La comparaison des profils de pression mesurés et modélisés informe sur la précision des volumes d'intrusion, lesquels sont estimés à partir des profils de pression simulés, et permet ainsi d'établir les limites de la modélisation transitoire. Une meilleure compréhension des facteurs influençant l'intrusion est importante afin d'identifier les actions correctives les plus appropriées pour la réduction des volumes d'intrusion dans les réseaux de distribution. Des recommandations pratiques à l'intention des municipalités sont formulées au sujet de l'opération des pompes, l'entretien des ventouses et des chambres de vannes à air, l'identification des zones vulnérables à l'intrusion, et les approches de conception de réseaux minimisant la contamination transitoire. Ces recommandations devraient permettre d'améliorer la qualité de l'eau distribuée, et ainsi de diminuer le nombre de cas de maladies hydriques causées par le réseau. La distribution au robinet d'une eau toujours plus sécuritaire permet d'assurer la santé de la communauté de consommateurs et de préserver leur confiance.

Au Canada, certains réseaux sont alimentés directement par des pompes sans l'intermédiaire de réservoirs surélevés, ce qui rend ces réseaux particulièrement susceptibles aux pressions négatives et à l'intrusion lors d'arrêts d'alimentation (de courte ou longue durée). De plus, certains réseaux peuvent avoir des problèmes à maintenir un résiduel de désinfectant dans l'ensemble du réseau, ce qui pourrait amplifier les impacts potentiels d'une intrusion sur la santé publique.

2.3 Hypothèses de recherche

2.3.1 Hypothèse scientifique originale

L'intrusion d'eau externe dans le réseau de distribution d'eau potable lors d'une baisse de pression transitoire causée par un arrêt momentané des pompes à l'usine de traitement peut expliquer

l'excès de maladies gastro-intestinales attribuables au réseau de distribution observé par Payment et al. (1991, 1997).

Originalité de la démarche

La particularité du processus de calibration et d'analyse transitoire repose dans l'application de la méthode numérique *Wave Characteristics Method*, qui permet de résoudre un modèle détaillé, et dans l'utilisation de données de pressions transitoires faibles et négatives enregistrées lors d'événements transitoires réels et spontanés (non planifiés). Ces données permettent la validation de l'analyse transitoire du premier modèle de cette taille (~16,000 nœuds).

L'étude de sensibilité des volumes d'intrusion est novatrice de par son envergure (121 simulations) et la précision de l'outil d'analyse transitoire employé (détail du modèle et calibration avec des pressions transitoires faibles et négatives enregistrées). L'intégration des ventouses submergées comme voies potentielles d'intrusion ajoute aussi à l'originalité de la démarche.

Notre base de données sur les variations hebdomadaires, suivies sur une période de huit mois consécutifs, du niveau dans 20 chambres de vannes et dans 17 piézomètres, forés à proximité desdites chambres, est unique. L'analyse de la contamination chimique (hydrocarbures, métaux, pesticides, produits pharmaceutiques) d'échantillons d'eau prélevée dans des chambres de vannes permet de combler un manque de données dans la littérature scientifique, sans compter que l'analyse chimique et microbiologique des sédiments couvrant le plancher des chambres n'a jamais été réalisée par le passé.

2.3.2 Hypothèses de recherche spécifiques

Les hypothèses suivantes ont orienté ce projet de recherche:

1) Un modèle transitoire construit à partir d'un modèle EPS (pour simulations continues) détaillé du réseau et de valeurs typiques pour la vitesse de l'onde de pression permet d'évaluer les pressions minimales atteintes suite à une baisse de pression transitoire avec une précision raisonnable ($\pm 10\%$).

2) Les volumes d'intrusion par les orifices de fuite et les ventouses submergées de même que l'étendue de la zone vulnérable à l'intrusion sont non négligeables (>250 mL par noeud) et varient significativement avec la hauteur d'eau extérieure sur les conduites d'eau potable, la hauteur d'eau extérieure sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite (par rapport à la demande totale), et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses.

3) Les conduites d'eau potable et l'orifice d'échappement d'air des ventouses sont fréquemment submergés. La hauteur d'eau sur les conduites et l'orifice d'échappement d'air des ventouses peut atteindre 3 m. La fréquence de submergence et la hauteur d'eau externe sur les conduites varient selon la topographie avec des valeurs plus faibles pour les conduites dans les zones élevées.

4) Des contaminants chimiques et microbiologiques sont présents dans l'eau souterraine peu profonde et dans l'eau des chambres inondées en concentration suffisante pour représenter un risque pour la santé dans le cas d'une intrusion non diluée s'écoulant en piston jusqu'au premier consommateur (pire cas). La contamination de l'eau des chambres est plus importante que celle de la nappe phréatique peu profonde.

5) Les volumes de ruissellement urbain entrant dans les chambres de vannes lors d'événements de pluie sont assez importants pour inonder une chambre étanche à l'eau souterraine en quelques mois. Les contaminants les plus préoccupants retrouvés dans l'eau des chambres inondées proviennent principalement du ruissellement urbain (et non de l'eau souterraine).

2.4 Méthodologie

Le tableau 2.1 montre le lien entre chaque étape de la méthodologie et les hypothèses de recherche adoptées. La méthodologie en rapport avec chacun des cinq objectifs visés est aussi décrite plus en détail dans les quelques lignes suivantes.

Objectif 1: "Déterminer avec quelle précision une analyse transitoire, réalisée avec un logiciel commercial, d'un modèle détaillé et soigneusement calibré permet de répliquer, et donc de prédire, des pressions transitoires faibles et négatives enregistrées." Dans ce but, des profils de pression simulés ont été comparés aux profils de pression enregistrés à 9–12 sites du réseau de distribution pour trois baisses de pression transitoires, générées par l'arrêt momentané des pompes à l'usine de traitement. Les données de pression ont été obtenues par Dre Besner avec des capteurs de pression à haute fréquence. En plus des 9 à 12 sites de suivi en réseau, la pression était aussi enregistrée de façon continue à la sortie des pompes situées à l'usine de traitement afin de définir le signal transitoire initial qui se propage dans le réseau. La modélisation transitoire a été réalisée avec le logiciel commercial InfoSurge (MWHSoft, Arcadia, CA), fondé sur la *Wave Characteristics Method*. La construction du modèle transitoire a impliqué la squelettisation du modèle existant (de 29,213 noeuds à 15,965 noeuds) et l'utilisation de vitesses d'onde typiques. La calibration a consisté en une analyse de sensibilité, comparant la correspondance entre les pressions simulées et enregistrées lors de la variation des paramètres de modélisation les plus incertains (notamment les vitesses ondulatoires).

Objectif 2: "Estimer la distribution et la sensibilité des volumes potentiels d'intrusion et de l'étendue géographique de la zone vulnérable à l'intrusion suite à une baisse de pression transitoire en fonction des facteurs critiques suivants: la hauteur d'eau extérieure sur les conduites d'eau potable, la hauteur d'eau extérieure sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite, et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses." Cette portion de la recherche est fondée sur l'expérimentation par ordinateur. Des plans d'expérience ont été construits selon les méthodes statistiques de design factoriel complet et de design latin hypercube. Au total, 121 simulations transitoires d'une baisse rapide de pression (telle qu'enregistrée à l'usine) ont été réalisées. Les résultats ont été interprétés statistiquement

(polynôme de second degré, pareto, moyennes marginales, matrices de corrélation avec nuages de points) afin de dégager l'importance relative des facteurs critiques et les interactions entre ces facteurs.

Objectif 3: "Estimer la fréquence de submergence et la plage de hauteurs d'eau potentielles sur les conduites d'eau potable et l'orifice d'échappement d'air des ventouses." Un suivi hebdomadaire des niveaux d'eau dans 20 chambres d'aqueduc et 17 piézomètres adjacents a été réalisé sur une période de huit mois consécutifs à l'aide d'une sonde à niveau électrique de type *E-tape* (Figure 2.1). Les piézomètres ont été forés par pointe perdue (Figure 2.1) à proximité des chambres d'aqueduc étudiées dans le but de faciliter l'interprétation des variations des niveaux d'eau dans lesdites chambres. Les profils de niveau sur huit mois dans chaque chambre et son puits adjacent de même que les hauteurs de précipitations hebdomadaires locales ont été représentés sur le même graphique. Les corrélations entre les différentiels de niveau d'une semaine à l'autre dans chaque chambre et son piézomètre adjacent fournissent des indications sur la contribution de l'eau souterraine à l'inondation des chambres.



Figure 2.1 Forage par pointe perdue et sonde de niveau de type *E-tape*

Objectif 4: "Caractériser la qualité de l'eau souterraine et de l'eau dans les chambres de vannes inondées afin de déterminer le potentiel de contamination du réseau par ces sources extérieures lors d'une intrusion non détectée." Au total, 19 échantillons d'eau souterraine et 28 échantillons d'eau de chambres d'aqueduc ont été analysés pour quatre indicateurs microbiens, quatre produits pharmaceutiques, un pesticide et son métabolite, 17 métaux, des hydrocarbures volatils, pétroliers, et aromatiques polycycliques, des nutriments, et plusieurs propriétés physico-chimiques. Les échantillons d'eau souterraine et d'eau des chambres ont été prélevés en octobre 2011 et en avril 2012 dans 10 piézomètres et 14 chambres d'aqueduc (Figure 2.2). Les concentrations détectées ont été comparées aux critères de potabilité de l'EPA afin d'estimer le risque pour la santé dans le cas d'une intrusion d'eau de chambre d'aqueduc ou d'eau souterraine dans le système de distribution. Un total de 28 échantillons de sédiments recueillis sur le plancher de 14 chambres de vannes (en novembre 2011 et mai 2012 – Figure 2.3) ont aussi été analysés pour quatre indicateurs microbiens, 14 métaux, 26 hydrocarbures aromatiques polycycliques, des nutriments, et plusieurs propriétés physico-chimiques. Les sédiments ont été caractérisés étant donné qu'ils renferment de l'information sur l'historique de contamination des chambres et que, malgré la faible probabilité de leur resuspension, ils constituent une source de contaminants à proximité du réseau de distribution d'eau potable et dans un environnement de travail pour les employés municipaux sur le terrain.



Figure 2.2 Échantillonnage de l'eau souterraine peu profonde (à gauche) et de l'eau d'une chambre d'aqueduc inondée (à droite) à l'aide d'une pompe péristaltique (photo de gauche)



Figure 2.3 Échantillonnage des sédiments d'une chambre d'aqueduc

Objectif 5: "Caractériser les sources d'inondation des chambres de vannes inondées en termes quantitatifs (volumes) et qualitatifs (contaminants transportés par chaque source). Les sources d'inondation étudiées sont le ruissellement urbain et l'eau souterraine peu profonde." Un dispositif de collecte du ruissellement urbain (Figure 2.4) a été installé dans le regard d'une chambre d'aqueduc située en bordure d'une rue résidentielle. Ce dispositif permet de départager le volume de ruissellement entrant par les quatre trous de levage du couvercle du volume de ruissellement entrant par le joint périphérique entre le cadre et le couvercle. Ces volumes ont été relevés pour huit événements de pluie distincts ayant eu lieu durant l'été 2011. La qualité de sept échantillons d'eau de ruissellement urbain (4 chambres d'aqueduc distinctes – automne 2011, printemps et été 2012) a été analysée (selon les mêmes paramètres que pour l'eau souterraine et l'eau des chambres). Les concentrations de contaminants dans l'eau des chambres ont été comparées, avec divers outils statistiques, avec celles dans l'eau souterraine et dans l'eau de ruissellement afin de mieux comprendre la provenance des contaminants retrouvés dans les chambres d'aqueduc.



Figure 2.4 Dispositif multi-entonnoirs pour la collecte des eaux de ruissellement urbain dans une chambre d'aqueduc

Tableau 2.1 Approche expérimentale adoptée pour tester les hypothèses de recherche

Hypothèse	Échelle expérimentale	Méthodologie	Résultats attendus
1) Un modèle transitoire construit à partir d'un modèle EPS détaillé et de vitesses typiques de l'onde de pression permet d'évaluer les pressions minimales atteintes durant une baisse transitoire de pression avec une précision raisonnable.	Terrain, Modélisation numérique (1D)	*Suivi des pressions sur un réseau réel (par Dre Besner) *Construction et calibration d'un modèle transitoire *Comparaison des pressions simulées et enregistrées	*Profils de pression simulés et enregistrés *Écart entre les pressions minimales simulées et enregistrées *Modèle transitoire calibré
2) Les volumes d'intrusion par les orifices de fuite et les ventouses submergées de même que l'étendue de la zone vulnérable à l'intrusion sont non négligeables et varient significativement avec la hauteur d'eau sur les conduites et sur l'orifice des ventouses, le pourcentage de fuite, et le diamètre de l'orifice des ventouses.	Modélisation numérique (1D)	*Expérimentation par ordinateur: 121 simulations transitoires avec calcul des volumes d'intrusion basé sur l'équation d'orifice *Analyse statistique de l'influence des facteurs selon un design factoriel complet et un design latin hypercube	*Distribution du nombre de nœuds avec intrusion et des volumes d'intrusion par les orifices de fuite et les ventouses submergées dans un espace à 4 dimensions couvrant les plages attendues des facteurs critiques *Classification statistique de l'importance relative et combinée des facteurs critiques
3) Les conduites d'eau potable et l'orifice d'échappement d'air des ventouses sont fréquemment submergés. La hauteur de submergence peut atteindre 3 m. La fréquence et la hauteur de submergence des conduites situées en zone élevée sont plus faibles que pour les conduites situées en zone plus basse.	Terrain	*Suivi du niveau de la nappe phréatique peu profonde dans 17 puits piézométriques et du niveau d'eau dans 20 chambres de vannes sur une période de 8 mois	*Estimés de la hauteur et de la fréquence potentielles de submergence des conduites d'eau potable et des orifices d'échappement d'air des ventouses dans le réseau étudié

Tableau 2.1 (suite) Approche expérimentale adoptée pour tester les hypothèses de recherche

Hypothèse	Échelle expérimentale	Méthodologie	Résultats attendus
<p>4) Des contaminants chimiques et microbiologiques sont présents dans l'eau souterraine peu profonde et dans l'eau des chambres inondées en concentration suffisante pour représenter un risque pour la santé dans le cas d'une intrusion non diluée s'écoulant en piston jusqu'au premier consommateur (pire cas). La contamination de l'eau des chambres est plus importante que celle de la nappe phréatique peu profonde.</p>	Terrain	<p>*Analyse de nombreux contaminants chimiques et microbiologiques dans 19 échantillons d'eau souterraine, 28 échantillons d'eau de chambres de vannes, et 28 échantillons de sédiments de chambres de vannes *Comparaison avec les critères de qualité pour l'eau potable</p>	<p>*Portrait de la qualité de l'eau souterraine peu profonde et de l'eau inondant les chambres de vannes dans le réseau étudié, suggérant le potentiel de contamination du système de distribution par intrusion d'eau externe provenant de ces deux sources</p>
<p>5) Les volumes de ruissellement urbain entrant dans les chambres de vannes lors d'événements de pluie sont assez importants pour inonder une chambre étanche à l'eau souterraine en quelques mois. Les contaminants les plus préoccupants retrouvés dans l'eau des chambres inondées proviennent principalement du ruissellement urbain.</p>	Terrain	<p>*Collecte et mesure des volumes de ruissellement entrant dans une chambre de vannes avec un dispositif multi-entonnoirs *Analyse de nombreux contaminants chimiques et microbiologiques dans 7 échantillons de ruissellement *Comparaisons statistiques de la qualité de l'eau des chambres avec celles de l'eau souterraine et du ruissellement urbain</p>	<p>*Plage des volumes de ruissellement entrant dans une chambre par millimètre de précipitations reçues sur le territoire étudié *Portrait de la qualité du ruissellement urbain local *Estimation des contributions du ruissellement urbain et de l'eau souterraine peu profonde à la contamination des chambres de vannes</p>

CHAPITRE 3 PUBLICATION #1: TRANSIENT MODELING OF A FULL-SCALE DISTRIBUTION SYSTEM: COMPARISON WITH FIELD DATA

Cet article est incontournable dans la démarche expérimentale du présent projet, car il répond au premier objectif, soit l'évaluation de la précision du modèle transitoire calibré, lequel sert par la suite à l'estimation des volumes d'intrusion. Les profils de pression simulés et enregistrés à 9–12 sites du réseau de distribution ont été comparés pour trois baisses de pression transitoires. Il s'agit de la première validation d'une analyse transitoire réalisée par WCM sur un réseau aussi grand et détaillé par comparaison avec des enregistrements de pressions transitoires faibles et négatives pour plusieurs événements distincts. Le fait que les baisses de pression transitoires étudiées se soient produites lors de l'opération normale du réseau est aussi un élément original, puisque les événements transitoires enregistrés ont souvent été générés dans une optique de validation d'un modèle. Les pressions mesurées et modélisées correspondent bien tant qu'elles demeurent positives. Par contre, l'amplitude simulée de la baisse de pression est plus importante que l'amplitude mesurée lorsque les pressions deviennent négatives. Les aspects de la modélisation transitoire susceptibles d'expliquer de tels résultats ont été investigués et l'importance de la validation du modèle transitoire avec des pressions transitoires faibles est soulignée. Cet article a été publié dans le *Journal of Water Resources Planning and Management*:

Ebacher, G., Besner, M.C., Lavoie, J., Jung, B.S., Karney, B.W., & Prévost, M. (2011). Transient modeling of a full-scale distribution system: comparison with field data, *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 137, no 2, pp. 173-182.

TRANSIENT MODELING OF A FULL-SCALE DISTRIBUTION SYSTEM: COMPARISON WITH FIELD DATA

By G. Ebacher^{1*}, M.-C. Besner¹, J. Lavoie², B.S. Jung³, B.W. Karney⁴, and M. Prévost¹

¹École Polytechnique de Montréal, NSERC Industrial Chair on Drinking Water, Civil Geological and Mining Engineering, C.P. 6079, Succ. centre-ville, Montréal, QC, H3C 3A7, Canada

*Corresponding author: tel. 514-340 4711 ext. 2975, email: gabrielle.ebacher@polymtl.ca

²Ville de Laval, 3810, boul. Lévesque, Chomedey, Laval, Québec, H7V 3Z4, Canada

³MWH Soft, 618 Michillinda Avenue, Suite 200, Arcadia, CA, 91007, USA

⁴University of Toronto, Dept. of Civil Eng., 35 St. George St., Toronto, ON, M5S 1A4, Canada

ABSTRACT

The usefulness of transient models depends on their predictive ability. Consequently, their results should ideally be validated with field data. Despite numerous theoretical developments in the area of surge analysis, comparisons between field and modeled data for large distribution systems (DSs) are scarce. Transient low pressure events at a water treatment plant (WTP) resulted in negative pressures at numerous locations in the DS. Three distinct surge events were measured in a full-scale DS and modeled with a transient analysis software. The simulated pressure profiles were compared with field data collected at 9 to 12 sites within the DS. The objective was to apply a commercial transient analysis algorithm to a large and detailed network model ($\approx 15,000$ nodes/pipes) to estimate transient pressure variations within the network. Results showed similar trends for the three low pressure events analyzed: the modeled pressures matched reasonably well with the measured pressures, as long as they remained positive. Whenever the pressures reached negative values, the simulated amplitude was larger than that of the recorded pressures. Modeling parameters and factors that might explain such results were tentatively investigated. The importance of field data in understanding and confirming the model outputs is highlighted.

3.1 Introduction

There is a growing interest in the occurrence of negative pressures in drinking water DSs and their potentially adverse impact on tap water quality (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, Karim et al. 2003, LeChevallier et al. 2003b, LeChevallier et al. 2004a, Wood et al. 2005a, Boulos et al. 2006, Fleming et al. 2006). However, it is still unclear if intrusion represents a critical risk to public health. Because field sampling of intrusion volumes is practically unachievable, transient analysis represents a valuable tool to estimate potential intrusion volumes. In order to more accurately estimate the DSs propensity to intrusion, confirmatory research requires the comparison of transient model outputs and field data. The fit between modeled and recorded pressure profiles needs to be assessed, because the computation of intrusion volumes is based on the low and negative pressure values and duration, not just on the transient amplitude or pressure range, which were the focus of many previous studies (Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004a, Gullick et al. 2005). It is the first time that a WCM transient analysis algorithm is used to model a large and complex network such as the one studied

here, for which several transient negative and low pressure recordings are available to confront modeling with reality. Moreover, the simulated events are not artificial events generated only for the purpose of validating the transient modeling, but events that occurred during normal operation.

3.2 Objectives

This article reviews published studies focusing on the comparison of simulated and measured transient pressure profiles, and then documents such a comparison for three downsurge events recorded in a large and detailed DS. The objective is to determine how accurately a carefully calibrated commercial transient model can replicate, and thus predict, low and negative transient pressures. The rationale for this research is to apply a transient model for estimating intrusion volumes associated with downsurge events, with the ultimate goal of assessing the risk to public health.

3.3 Previous studies comparing field and modeled transient pressure events

Comparisons of transient pressure data from field monitoring in a full-scale DS to model results have been reported in five previous studies. The main characteristics of the DSs investigated and the models developed are summarized in Table 3.1. The level of skeletonization is expressed as the percentage of original pipe length used in the simplified model.

McInnis and Karney (1995) compared pressures recorded after pump trips with modeled pressures in order to evaluate the impact of different demand models. They report a good agreement between modeled and field pressures for the first downsurge, though a phase shift was observed for residual pressures. Energy dissipation was more significant in the real network than in the numerical model.

Friedman et al. (2004), LeChevallier et al. (2004) and Gullick et al. (2005) conducted field monitoring and transient modeling of the Davenport (Iowa) DS. Their monitoring showed that a low pressure event caused by a 6-minute power outage at a WTP resulted in a minimum pressure of 6.7 m. Transient modeling of the Davenport system was carried out with a commercial software (KY Pipe, Lexington, KY) to simulate this power failure: eight scenarios with different numbers of operating pumps were created, since it is not known how many pumps were in service at the time of the outage. The modeled pressures roughly matched the recorded pressures at the six sites where field data was available, although only the pressure range (minimum and maximum pressures) and pressure drop were considered. Using the same data, Gullick et al. (2005) observed that the slope of the pressure increase between the minimum pressure and the new steady-state pressure matched poorly. The maximum difference between field and calculated pressure drops is 33 m. This same power outage event was also presented in Friedman et al. (2004) who highlighted the uncertainty associated with the lack of knowledge of the system's operating conditions at the time of the surge event as a possible cause of the observed disagreement.

In addition, Friedman et al. (2004) conducted transient analyses on another DS, for which the surge model was calibrated using both steady-state and transient field data, with recorded transient pressures as low as -7 m. After calibration, the pressure differences between model results and field data during transients ranged between 1 and 13 m (Average = 6 m). The calibrated transient model was evaluated by replicating, in the field, two modeled scenarios. The comparison of simulated pressures with pressure profiles from three monitoring sites showed that the magnitude of the predicted surge was smaller than that of the recorded transient. The recorded pressure drop was sharper than the modeled one, and the many small oscillations defining the return to the steady state in the field pressures were absent on the computed graphs. Friedman et al. speculated that these inadequacies could be due to the modeling of the pump as winding down to a stop at a constant rate, rather than being closed with a valve or a combination thereof.

In subsequent studies, as in the Friedman et al. (2004) validation discussed above, researchers first conducted transient modeling of the network and then high speed pressure transient data

loggers were installed in vulnerable areas. The numerical modeling performed by Kirmeyer et al. (2001a) indicated that there was a potential for development of low and negative pressure transients under routine operations in two DSs, but the surge model was not calibrated with transient pressure recordings. Pressures were later recorded in these systems to verify this susceptibility. In one of the two monitored DSs, pressures were recorded at 10 different locations for a period of 2 to 43 days. In the other system, pressures were recorded at 4 sites, only during specific activities, such as valve or hydrant operations. No negative pressures were recorded in either system; the lowest recorded pressure was 3 m. No attempt was made to reconcile surge modeling outputs and field pressure profiles.

Transient models of 16 U.S. DSs were developed by Fleming et al. (2006). Pressure transducers were installed in three water networks in areas identified, by transient simulations, as vulnerable to negative pressures due to pump shutdowns. Only one negative pressure (-0.2 m) was recorded. For two of these DSs, the researchers concluded from the comparison of modeled and field pressures for a pump shutdown event that numerical models tend to overestimate downsurges.

In all aforementioned studies, the recorded pressures remained above the theoretical vapor pressure (cavitation head) of water at 20°C (-10.1 m). However, the literature does not specify if the modeled pressures reached the cavitation head or not. Most authors (Fleming et al. 2006, Kirmeyer et al. 2001, McInnis & Karney 1995) ignored the effect of free or dissolved air. Some authors (Gullick et al. 2005, Friedman et al. 2004) employed smaller wave speeds to adjust for the possible presence of air, but none of the above studies considered a two-phase flow.

Previous studies aimed at comparing demand models (McInnis and Karney 1995), evaluating the maintenance of a positive pressure barrier to external contamination (LeChevallier et al. 2004a), predicting the most conservative downsurges (Gullick et al. 2005), examining the impact of various surge protection devices and strategies (Friedman et al. 2004, LeChevallier et al. 2004a, Gullick et al. 2005), and evaluating the usefulness of a worst-case uncalibrated surge model in providing information about vulnerable locations (Kirmeyer et al. 2001a, Fleming et al. 2006) and intrusion potential (Kirmeyer et al. 2001a). The goal in the current work is to evaluate how

accurately a carefully calibrated commercial transient model can replicate low and negative transient pressures.

As shown in Table 3.1, the selected transient software employs either the method of characteristics (MOC) or the wave characteristics method (WCM) to numerically solve the governing equations. These numerical algorithms are described in detail in Boulos et al. (2005) and Wood et al. (2005b). Both the MOC and the WCM are essentially wave propagation techniques; for each time step, both methods obtain a solution at all nodes. However, the MOC involves segmenting the pipes, in order to perform calculations at interior points on links. Such a procedure provides a more detailed support for vapor volume calculations along each pipe, and allows for a more complete distribution of friction and demand. With the WCM, the demand is allocated to nodes, and the friction is uniformly assigned to pipes as a whole, using a single calculation per link. The longer the model pipes, the more error this simplification introduces. However, the WCM is computationally more efficient, and can thus be employed to solve larger systems. Studies comparing these numerical methods usually show an excellent agreement between MOC and WCM, with virtually identical pressure profiles for the two methods in most systems (Boulos et al. 2005, Wood et al. 2005b). However, these comparisons were conducted with relatively small networks (≤ 797 pipes), and for positive pressures only.

Tableau 3.1 Characteristics of DSs and transient models used for comparison of field and simulated transient pressures

Authors	McInnis & Karney 1995		Kirmeyer et al. 2001		LeChevallier & al. 2004 Gullick & al. 2005
Software	TRANSAM (Hydratek Associates)		SURGE 5.2 (University of Kentucky)		Surge2000 (KY Pipe)
Numerical method	MOC		WCM		WCM
Distribution system	Bears paw Northwest		A	B	Davenport (Iowa)
Characteristics of DS	1 pump station, 2 booster pump stations, 1 reservoir, 1 PRV		Pop. 550,000, 1 PZ, 2 pumps, 2 tanks, 2 cone valves, 11 connections to the balance of the DS	Pop. 100,000, 51 PZ, 11 pumps, 8 reservoirs, 27 tanks, 45 PRV	7 PZ, 12 supplies, 30 pumps
Original pipe length (km)	90		443	886	871
Level of skeletonization	33%	NA	11% & 100%	100%	100%
No. of pipes	132	47	156	666	1703
No. of nodes	123	38	102	528	1146
Wave speeds (m/s)	Based on Hazen-Williams C: 1140,1150,1160,1200		NA		915

Authors	Friedman et al. 2004		Fleming et al. 2006		
Software	Surge2000 (KY Pipe)		H2OSURGE (MWH Soft)		
Numerical method	WCM		WCM		
Distribution system	5 - Davenport (Iowa)	2	2	13	14
Characteristics of DS	Pop. 130,000, 7 PZ, 7 pump stations, 1 reservoir, 5 tanks, 2 PRV	Pop. 300,000, 2 PZ, 2 WTP, 12 tanks	Pop. 1305, 1 PZ, 1 pump, 1 tank	Pop. 30,900, 1 PZ, 9 pumps, 2 tanks, 1 standpipe	Pop. 83,000, 1 PZ, 18 pump stations, 7 tanks
Original pipe length (km)	NA	NA	10	149	660
Level of skeletonization	Min. d = 152 mm	NA	100%	65%	82%
No. of pipes	NA		109	624	2570
No. of nodes			91	397	1733
Wave speeds (m/s)	Sensitivity analysis: 610, 760, 915, 1065, 1220	Based on diameter & material: 435-1340	1100	915	760

3.4 Methodology

3.4.1 Description of the distribution system

The studied DS serves a population of about 380,000. The average daily demand is approximately 210,000 m³/d, and is supplied by three WTPs using surface water as their raw water source. Though each WTP feeds the system at a different location, the entire network is hydraulically interconnected. In normal conditions, and as demonstrated by trace analyses, the DS area studied is supplied by a single WTP, as shown in Figure 3.1. Apart from the clearwells at the WTPs, there are no storage tanks or pump stations in the interior of the network. Air-vacuum

and combination air valves are the only type of surge protection device installed in the DS. Each pump at the WTP is equipped with a pressure reducing valve set at 60 m and a 50 mm air release valve, and a pressure relief valve with an opening pressure of 70 m is installed on the transmission main. The DS has a total length of 1590 km, with pipe materials including cast iron (41% of the total pipe length), ductile iron (35%), prestressed concrete (10%) and PVC (8%).

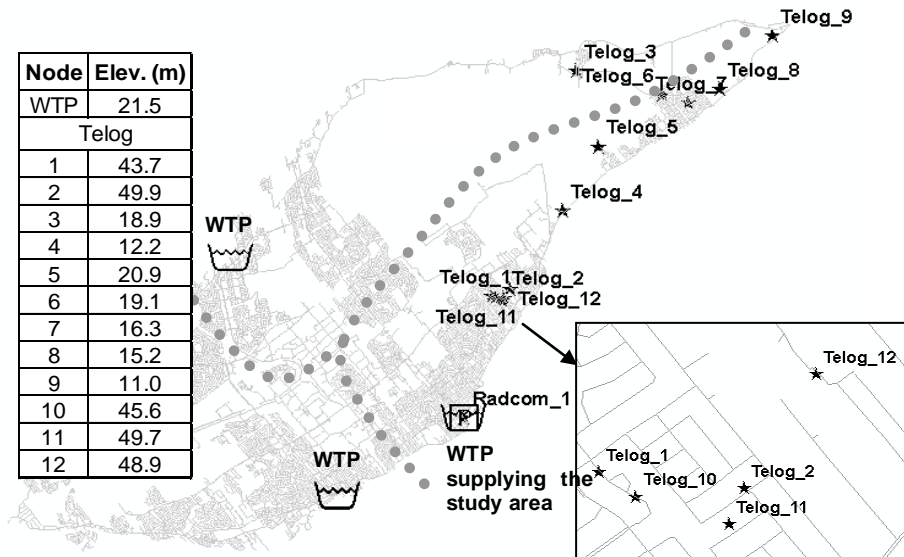


Figure 3.1 Location of pressure loggers in the DS for the period June-September 2006 (The dotted lines represent approximate boundaries of the WTPs zones of influence. *Radcom* and *Telog* are the different types of sensors used.)

3.4.2 Pressure monitoring

Pressure monitoring of the study area and the supplying WTP was carried out for 17 months (June 2006 to November 2007), using high-speed pressure transient data loggers. The three events reported here took place during the summer of 2006. Sensors 1 to 9 (Figure 3.1) were in place from June 20th to September 8th 2006, while sensors 10-11-12 were installed on June 29th.

Pressure monitoring was conducted using two types of high-speed pressure transient data loggers. The RDL 1071L/3 model (Radcom Technologies, Woburn, MA, Range: -11 to 158 m) was

installed directly on a transmission main, downstream of all pumps, at the outlet of the WTP. Pressure values were read every second, and a tolerance of ± 1 m was set for the recording of a new pressure reading. The Radcom logger was zeroed to atmospheric pressure according to the manufacturer's instructions before installation. The other type of logger used (HPR31 model, Telog Instruments, Victor, NY, Range: -11 to 141 m) was set to its maximum reading capacity of 4 pressure values per second, but only minimum and maximum pressure values over intervals of 15 seconds were saved to the device's memory card. Telog sensors were installed on fire hydrants in the DS. Initially, loggers were positioned to examine DS areas with a history of low pressures, typically higher elevation locations, and to cover the area studied by Payment et al. (1997) in their seminal epidemiological studies. Some loggers were positioned in dead ends, to tentatively observe wave reflections. Additionally, one node at the boundary of the WTP zone of influence was surveyed.

3.4.3 Transient modeling

Three distinct downsurge events, initiated at the WTP and resulting in negative pressures in the DS, were modeled. These events were recorded on June 27th, August 2nd, and August 22nd of 2006, and were caused by power failures (short power interruptions) causing pump shutdowns. Table 3.2 provides more details on these downsurges.

Tableau 3.2 Description of the low pressure events recorded at the WTP

Date & time of event	Operating pressure prior to event (m)	Minimum pressure recorded (m)	Time to reach back normal pressure (min)
2006-06-27 17:19	61.4	7.0	3.3
2006-08-02 23:10	53.8	7.8	2.0
2006-08-22 08:21	62.9	3.6	3.0

Surge modeling was conducted with the WCM-based InfoSurge software (MWH Soft, Arcadia, CA). For simulating cavitation, the Discrete Vapor Cavity Model (DVCM) is implemented within the WCM transient analysis framework (Jung et al. 2009b). The DVCM is the simplest and most widely used cavitation model. It is generally implemented in software intended for the analysis of large DSs because of its computational efficiency. Its use is acceptable in cases where

the potential cavities would form in isolated portions of the system, such as elevated areas (Wylie and Streeter 1993). Some other models, such as the Discrete Gas Cavity Model (DGCM), are believed to be more accurate, but are more complicated and time-consuming, and require more input parameters (Bergant et al. 2005). The value of these additional input parameters can only be assumed for large and complex DSs.

The transient model was developed from the most up-to-date version (August 2007) of the extended period simulation (EPS) hydraulic model used by the water utility. The consumption data in the EPS model corresponds to average day demands. Since the studied network is not metered, the distribution of demand at the time of the low pressure events is unknown. Unmetered utilities are not unusual in the province of Quebec, where only 20% of households are equipped with meters (Roy 2007). Hence, the only recorded information related to demand during the low pressure events is the flow out of the three WTPs. For the simulations, the total flow recorded at the outlet of the WTPs was divided by the total model demand at the time of event, based on average day demand values and patterns, to obtain a global demand factor (GDF). Model average demands at the time of event were multiplied by this GDF which was then held constant for the duration of the transient simulation (300 seconds). This demand adjustment method was considered as the best approach to account for the event-specific conditions.

Because the original model contain an unwieldy 29,213 nodes and 32,266 links, skeletonization of the EPS model was conducted in order to reduce both model complexity and the associated computational burden. The replacement of two or more pipes in parallel or in series by a single hydraulically equivalent pipe and the trimming of dead ends were not employed during the skeletonization process, as these traditional rules of steady-state model skeletonization ignore the complex interaction of transient pressure waves with the different pipe properties and configurations (Jung et al. 2007). Instead, the interior nodes of series pipes with the same attributes (e.g., diameter and material) were eliminated, if the elevation difference between the pipes end nodes was smaller than 2 m. The associated pipe segments were then combined into single longer pipes. The nodal demands of the dissolved interior nodes were re-allocated, so that the skeletonization of the series pipe with the same attributes has only a minor effect on the surge

analysis. The model size was thus decreased to 15,965 nodes and 19,044 pipes, while preserving the original length of pipe and the total demand. Emphasis should be put on the fact that all DSs are skeletonized to some point; for example, service and hydrant connections are rarely included in a utility's hydraulic model, and that the level of skeletonization of the model is minor, still including more than 15,000 nodes and pipes. The key question is always an intensely pragmatic one: is the decision being made sensitive to details omitted from the model? If the answer is clearly no, as would be the case here, the model representation is provisionally accepted as suitable and appropriate.

Typical wave speeds based on pipe material were assigned to mains using the chart provided in Boulos et al. (2006). Values of 1060 m/s for cast iron, 1200 m/s for ductile iron, 600 m/s for prestressed concrete, 300 m/s for PVC, and 1200 m/s for steel were used. Minor adjustments in wavespeed for pipe size and bedding conditions were not considered as part of this study.

For each low pressure event, the boundary conditions of the surge model consisted in the recorded information on (i) pressure (1 value/s) and flow (1 value/10 min) out of the WTP supplying the studied area, and (ii) pressure and flow out of the other two WTPs (1 value/10 min). 10-minute records were obtained from the water utility SCADA system. At the WTP supplying the studied area, nine pumps are available to deliver water into the DS. Unfortunately, there is no record of which pumps were operating at a specific time in the past. Based on flow and pressure recordings at the outlet of the WTP, it was estimated that three pumps were in operation before each power failure. Each sudden pump shutdown was simulated using a pump trip, and the subsequent pressure changes were created with a pump speed change curve. The resulting pressure profile matched the measured pressure profile at the pumps discharge. The pump closure was set to start at $t = 30$ s after the start of the simulation.

The location of 30 air-vacuum and combination air valves is known for the studied DS. Since design specific characteristics of these valves are not available, single stage air vacuum valves were assumed to be designed according to the AWWA rule of thumb, e.g. 25 mm inlet size per 300 mm of pipe diameter (AWWA 2004a).

In conventional water distribution models, it is presumed that the nodal demand is independent of pressure (demand-driven analysis), and is satisfied under all operating conditions, including zero and negative pressures. Under transient conditions, the pressure may drop to or below zero, so that the demand in the actual system will not be met. Therefore, a pressure-sensitive demand formulation was utilized for all surge analyses, as recommended in Jung et al. (2009a) and McInnis and Karney (1995, 2009a).

3.5 Results

3.5.1 Steady-state pressures

Differences between modeled and recorded steady-state pressures (at each monitoring site prior to the occurrence of the low pressure event) range from 0 to 6.5 m (Figure 3.2). Larger discrepancies were observed for the August 2nd event.

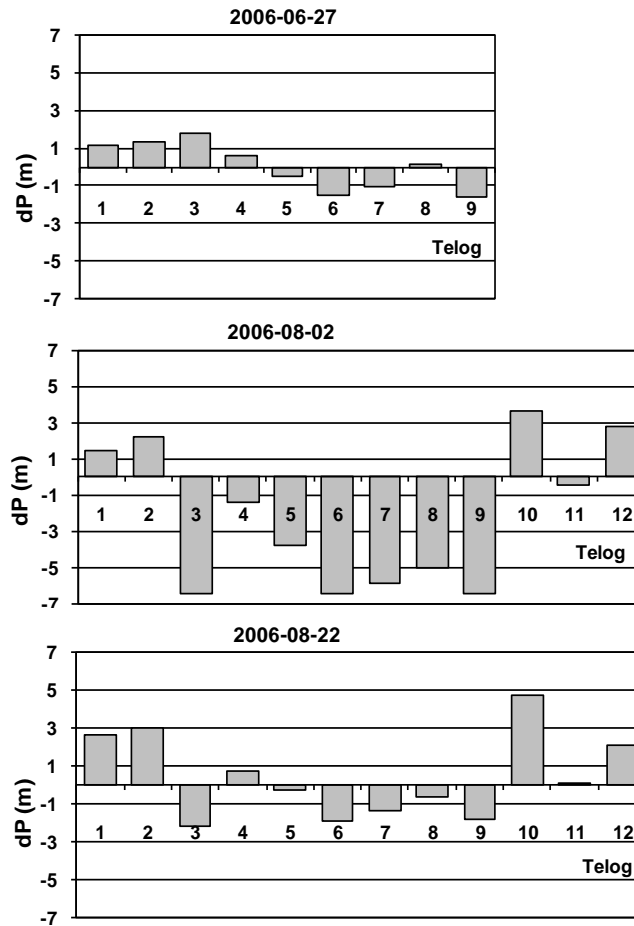


Figure 3.2 Steady-state pressure differences (dP) between modeled and recorded pressures, for the different monitoring locations and downsurge events (negative difference indicates *recorded pressure > modeled pressure*)

3.5.2 Transient pressures

Pressure profiles recorded at two DS locations were compared with pressures calculated using typical wave velocities presented in Boulos et al. (2006) (Figure 3.3). This figure clearly illustrates that the model simulates the downsurges fairly well as long as the pressure remains positive (Telog 9). Whenever the pressure is low or negative, the amplitude of the modeled pressure drop exceeds the actual drop, sometimes so much that the model run with typical wave speeds predicted water column separation at numerous monitoring nodes. However, recorded pressure profiles showed that the cavitation head (vapor pressure) was never reached at

monitoring locations, with -5.1 m as the lowest measured pressure. This overestimation of the downsurges amplitude is inconvenient, because the shape of the pressure profile is very different when cavitation develops.

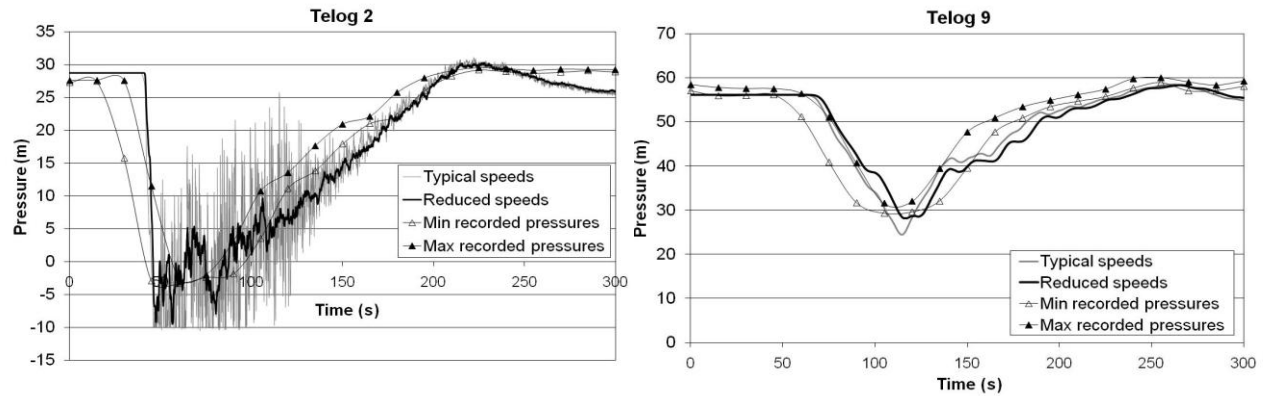


Figure 3.3 Comparison of pressures recorded at two nodes and pressures modeled with typical wave speeds and with a reduced wave velocity in cast iron pipes, for the June 27th 2006 event (4 pressure values per second were measured, but only the minimum and maximum pressures in each 15 s interval were saved)

Since many variables are either unknown or uncertain, adjustments were made to various parameters in order to improve the representation of the real network by the model. Considering the uncertainty of nodal demands at the time of events, the magnitude and distribution of demands were altered, but it was found that the model is quite insensitive to this parameter. The wave speeds initially chosen are typical values for a given pipe material, but they do not take into account the size, class, and age of individual pipes, and the possibly variable air content of the water. The model response was tested for variations in the wave speed of all pipes and of pipes made of a certain material and was found to be sensitive to wave speed values. The effect on the simulated pressure profiles of a reduced wave speed in cast iron pipes is illustrated in Figure 3.3. With a lower wave speed, the minimum simulated pressure is higher, and, as expected, the event is slightly shifted ahead in time. The percentage of wave speed decrease (50%) was selected based on the fit of modeled pressures with recorded pressures. For the June 27th event, when

lowering the wave speed in cast iron pipes from 1060 m/s to 530 m/s, the portion of nodes experiencing negative pressures drops from 8% to 4%.

All subsequent figures include only pressures computed using a reduced wave speed in cast iron pipes. For each low pressure event, the computed and measured minimum pressures at all monitoring sites are displayed in Figure 3.4. Sites 2, 10, 11, and 12 were vulnerable to negative pressures, while the pressure remained positive at all other sites, although sometimes below 14 m at site 1. Modeled and recorded pressure profiles are compared in Figure 3.5 for two DS locations, e.g. Telog 2 and Telog 9.

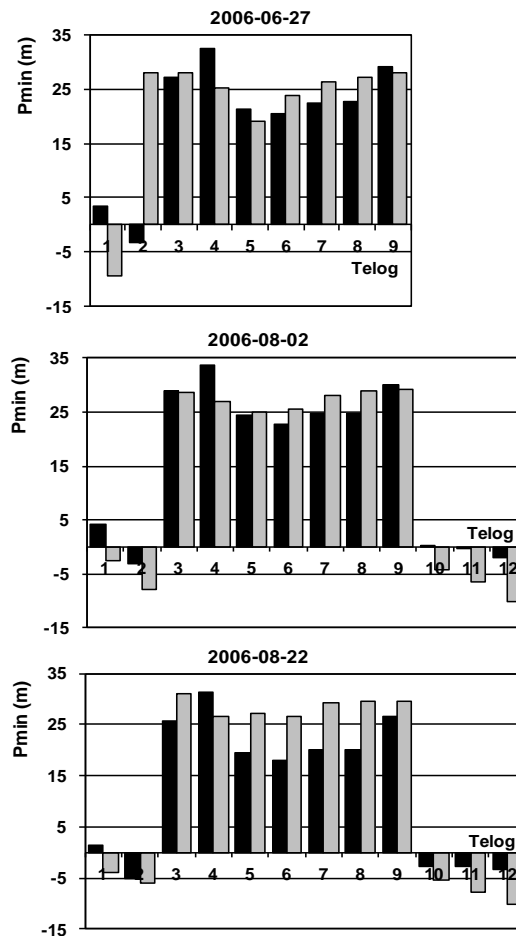


Figure 3.4 Comparison of the computed (reduced wave speed) and recorded minimum pressures, for the different monitoring locations and downsurge events (■ Field; □ Model)

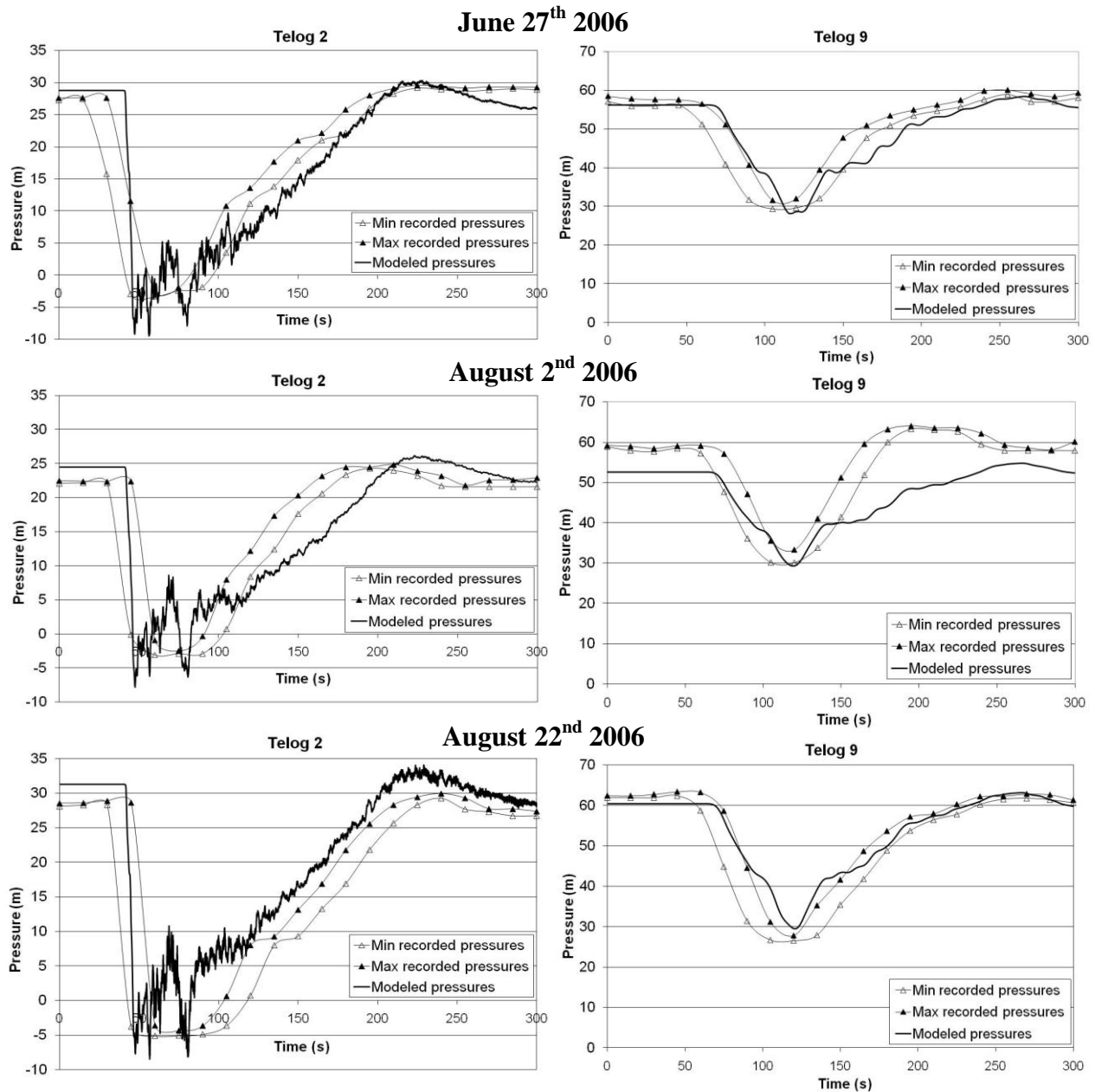


Figure 3.5 Comparison of modeled (reduced wave speed) and recorded pressure profiles at two nodes for the three low pressure events

Pressure differences between model outputs and measurements have been geographically positioned (Figure 3.6). This figure clearly shows an area where the predicted pressures are lower than the recorded pressures, this area being where the negative pressures were recorded. This

affected zone has the highest elevation (30 m above the WTP), which makes it more prone to low pressures and to air accumulation, although the extent of the latter parameter is unknown.

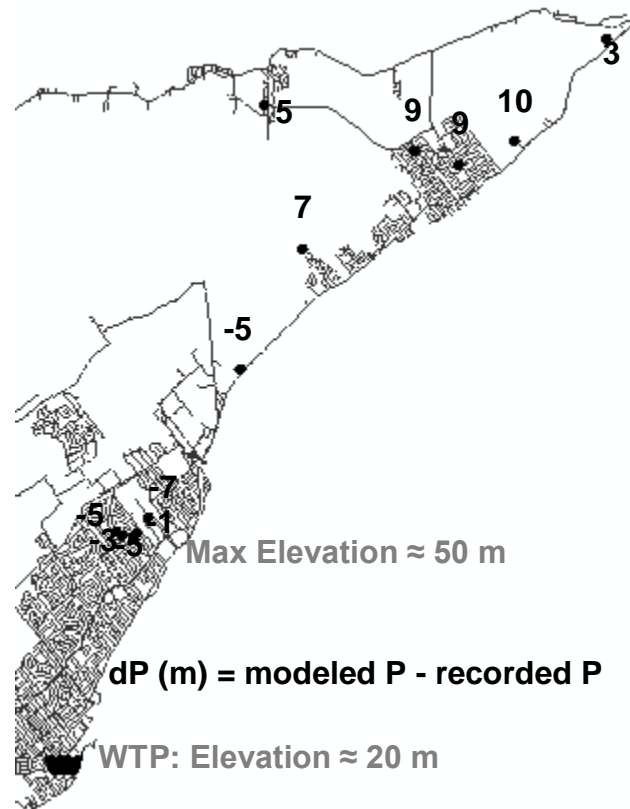


Figure 3.6 Georeferenced pressure differences, between modeled (reduced wave speed) and recorded values, for the August 22nd event (negative difference indicates *recorded pressure > modeled pressure*)

3.6 Discussion

For the 9 to 12 sites in the DS where a comparison between field and modeled data was conducted, the computed steady-state pressures generally closely matched the pressures recorded prior to the transient events. As shown in Figure 3.2, the maximum pressure difference between modeled and measured steady-state pressures is 6.5 m, which is smaller than the maximum variations reported by Gullick et al. (2005) and Friedman et al. (2004). These variations are likely due to the different hydraulic conditions in the field between the times of EPS model calibration

and transient event occurrences. As system demands were not recorded during the low pressure events, it was difficult to refine the calibration with so few information. Moreover, even if another set of boundary conditions, such as a different distribution of demands, would improve the fit between modeled and recorded steady-state pressures, this set might not represent the actual DS conditions at the times of the transient events, and thus might cause different transient responses with given low pressure events.

The deviations between transient minimum pressures (Figure 3.4) do not appear to be correlated with the steady-state pressure differences (Figure 3.2). This can be at least partly explained by the fact that the transient analysis requires a more detailed and representative model to estimate transient pressure extremes accurately, since the transient response is fairly sensitive to system-specific characteristics (Jung et al. 2007). One of the many possible causes of the disagreement between modeled and recorded pressures may be the approach used for modeling pumps and the available information on pumps, which is outdated.

Diameter is closely related to system dynamics through the link between water velocity and wave speed, so the deviations between transient modeled outputs and recordings could also be partly attributed to uncertain pipe diameters. The interior pipe diameter is different from the nominal diameter, which is often used in models, and tends to decrease over time due to the build up of corrosion products, tuberculation and scaling. The wave speed is also a function of the pipe material, wall thickness, and restraint, and of the fluid density, elasticity, and air and solids content (Wylie and Streeter 1993). Unfortunately, many of these parameters are unknown, and most pipe properties will change over time. When metal pipes have been rehabilitated using a lining, their diameter is slightly reduced, and the other pipe properties become more similar to those of plastic pipes (Escarameia et al. 2005), in which pressure waves travel at a lower velocity. Moreover, the present analysis presupposes that the DS was constructed as per plans provided, which would not be the case for real networks of this extent, and that the status of valves in the model is in agreement with field conditions.

The larger simulated pressure drops, especially when the model is run with the typical wave speeds, indicate that greater energy dissipation occurs in the real DS. Pipe junctions create reflections, which are an important mechanism of energy dissipation (Karney and Filion 2003). Pipe friction also attenuates the energy associated with the pressure wave. The skeletonization process reduces the numbers of nodes and pipes, thereby decreasing energy losses by reflections and friction. The selected friction model and the uncertainty surrounding friction coefficients both have an influence on the transient pressure outputs. The standard steady-state friction model (Wylie and Streeter 1993) is implemented in the selected software. The unsteady turbulent friction model (Vardy and Brown 2007) is generally thought to be more representative of the physical reality, but it is more computationally intensive and its use requires more data.

Demands also are important dissipative mechanisms (Colombo and Karney 2003, Karney and Filion 2003) and considerable uncertainty remains regarding the initial distribution of flows. Although the use of a GDF takes into account the total demand value at the time of the event, the geographic distribution of nodal demands is assumed to remain unchanged as compared to that of the average day. However, real demands fluctuate almost continuously, modifying the pressure wave. For instance, the recorded downsurge amplitude would be smaller than the modeled one if the local demand at the time of event were greater than the modeled demand. Besides, since leakage is modeled as a demand, the percentage of leakage being a coarse estimate adds up to the uncertainty surrounding the demands. Additionally, the demand behavior under transient conditions, which was modeled as pressure sensitive in this paper, is another uncertainty.

The impact of air in the transported water could be crucial as even a tiny amount of air momentarily greatly decreases wave speeds, which become variable and highly pressure dependent (Wylie 1992, Wylie and Streeter 1993, Friedman et al. 2004, Jung and Karney 2008). Air is present in two forms in DS pipelines: discrete air pockets and continuously-distributed dissolved air. The water leaving the studied WTP is slightly oversaturated with O_2 (1-2 mg/L) due to the degassing system following the ozonation process. This air could be released under low pressure or higher temperature conditions.

An extended distribution of air pockets of various sizes dampens pressure waves by absorbing their energy and creating multiple reflections which have a destructive interference effect (Escarameia et al. 2005). Small air pockets may noticeably decrease the amplitude of pressure transients generated by an abrupt interruption of flow following pump shutdowns (Burrows and Qiu 1995, Burrows 2003). Air pockets are likely to be trapped just before high points and at large changes in gradient. It is currently impossible to precisely evaluate the volume, distribution and pressure of air pockets in a DS, and these quantities are continuously changing. Pressure recordings were performed over the summer, during which season more air is released because of the warmer surface water source, so that the effect of air pockets is at its peak.

Degassing of the dissolved air is also likely to occur during the passage of the low pressure wave. As the pressure decreases below the saturation pressure, the dissolved air comes out of solution, almost instantaneously reducing the wave's pressure amplitude (Wylie 1992). The dissolved air having come out of solution will take considerable time to re-dissolve (Lescovitch 1972, Edmunds 1979). This phenomenon is rarely included in models, but some researchers (Lee 1994) have used variable wave speeds in a preliminary attempt to represent the release and absorption of gas (air and water vapor) as the pressure changes. In addition to existing air pockets and dissolved air coming out of solution, air also enters the DS by all leakage orifices (not submerged under the water table) under negative pressures.

The presence of free air in the supplied water modifies the fluid properties as compared to design assumptions. It decreases its density, while increasing its elasticity, so that the wave speed is greatly reduced when gas bubbles are uniformly distributed throughout the fluid (Wylie and Streeter 1978). The wall shear and flow field are also modified due to the vertical momentum introduced by the buoyancy of air bubbles (Escarameia et al. 2005). Multi-phase modeling becomes necessary when the gas fraction is significant, and when water and air pockets move independently. There are numerous levels of two-phase modeling. However, few of these effects are modeled in commercial software. The modified MOC assumes an homogeneous flow with the same velocity in each phase (Escarameia et al. 2005). In such case, reduced values of wave speed can be used. In the studied DS, the average water velocity is 0.06 m/s (with a standard

deviation of 0.08 m/s), which is quite small. For pocket volumes between 5 mL and 5 L, air pocket velocities typically vary from 0.02 to 0.6 m/s for downward sloping pipes (0° - 22.5°) (Escarameia et al. 2005). Based on these numbers, air bubbles in the tested system are likely to move with the water flow. The use of reduced values for wave speed therefore appears appropriate, though it is certainly an *ad hoc* and grossly simplified approach to an exceedingly complex phenomenon.

The equations solved by the employed software do not represent all physical phenomena. For instance, the programmed mass equation does not account for the viscoelastic behavior of pipe walls, potentially significant for plastic pipes. Other factors that may explain some of the energy dissipation in the DS and that are not taken into account include: acoustic and mechanical vibrations, hysteresis effects in the elastic behavior of the pipe walls, confining soil, fluid-structure interactions (McInnis and Karney 1995), pipe biofilm (Zelver 1979, Picologlou et al. 1980). Several of these dissipative mechanisms, normally unimportant, may become significant during the collapse of vapor pockets following cavitation, as the generated transients are very rapid (Wylie and Streeter 1993). Additionally, simulations were run using a WCM-based model, so that the conclusions of our study are subjected to the assumptions behind this numerical method.

In order to mimic the effect of air and other energy dissipation mechanisms that are not included in the model, the wave speed was reduced for the entire simulation duration. If large amounts of air are present, the wave speed varies with the local pressure (Escarameia et al. 2005), as the amount of degassing and the size of air pockets depend on the lowest pressure attained. Consequently, in smaller diameter mains, where the pressure is typically lower, more air is likely to be released. In the tested DS, smaller diameter pipes are made of cast iron or plastic. Intuitively, the older cast iron pipes would contain more air than plastic pipes of the same diameter, because the corrosion turbercles are likely to restrain the movement of air pockets that accumulate to the pipe soffit (Wylie and Streeter 1993). Moreover, in the DS, the larger gradient changes happen in cast iron pipes, so that these pipes are likely to contain more air. For these reasons, the wave speed was decreased only in smaller lower pressure cast iron pipes. The

selected reduced wave velocity of 530 m/s in cast iron pipes corresponds to an air content of about 0.13 % for a static water pressure of 33 m in a pipe with a wave speed of 1125 m/s without any air (Wylie and Streeter 1993).

The discrepancies between recorded pressures and pressures modeled with the typical wave speeds are a symptom of the model's inability to correctly simulate all important energy losses. The wave speed reduction is a commonly applied artifice (Gullick et al. 2005; Friedman et al. 2004; Boyd et al. 2004; Wylie 1992). Boyd et al. (2004b) decreased the wave speed down to 16-17% of standard velocities in order to reproduce the effects of air entrainment in a pilot-scale test rig used to simulate intrusion during transient events. Likewise, when comparing experimental pressure data with the corresponding transient pressure profiles simulated using the MOC and the DGCM, Wylie (1992) observed that transient pressure results were highly sensitive to the amount and distribution of free gas. He greatly improved the fit between modeled and recorded pressures by introducing small air fractions (e.g. 0.09%, close to the 0.13% equivalent air content used in our model, corresponding to a wave speed of 480 m/s at the initial pressure level) in modeled pipes where no air content was reported by experimenters. The use of larger air fractions in the model showed a more rapid decay of the many oscillations observed only on the numerical pressure profiles. Even though decreasing wave speeds slightly postpones the arrival of the low pressure wave, it remains an attractive solution because of its simplicity and of the better pressure fit. Thus, it is more likely to yield realistic estimates of the minimum pressures and the number of nodes affected by negative pressures.

For all these reasons, one must be careful with the results obtained from transient simulations when no field data is available for verification. Many authors have noted an overestimation of the computed downsurges (McInnis and Karney 1995, Friedman et al. 2004, Fleming et al. 2006), which is also apparent from our results. Field data are needed to confirm the transient modeling output before it is subsequently used as input into a public health analysis or for design of surge protection devices, which would otherwise probably be greatly oversized.

Transient analysis is more complex than EPS modeling and water utilities should be aware that even if their EPS model is well calibrated, the calibration of the derived transient model won't necessarily be as good. For example, EPS hydraulic calibration is generally simplified by adjusting only friction coefficients, instead of adjusting both friction coefficients and pipe diameters. However, Jung and Karney (2008) warned about such mathematical simplification for transient model calibration, since the physical system is less accurately represented, and the hydraulic interaction of pipe diameter with system dynamics through wave velocity is neglected.

Additional information, such as metered consumption and pump operation history, certainly increases the predictive ability of the transient model, which can, in itself, be quite useful in determining the DS areas susceptible to negative pressures, even if there is overestimation of the downsurge. However, if such a model is used to evaluate intrusion volumes, the computed pressure results are likely to introduce errors leading to an inaccurate evaluation of the potential contamination. The cavitation head will likely be attained too early by simulated pressures, completely modifying the subsequent modeled pressures behavior. Because the evaluation of the public health risk posed by intrusion events is directly related to intrusion volumes, the impact of transient pressure modeling, in such a process, is significant.

3.7 Conclusions

The objective of this paper was to create a realistic transient model of a large DS. The simulated pressure profiles were compared to transient field data. For the three downsurges generated by power failures at the WTP, the computed and measured pressures matched quite closely as long as the pressure remained positive. However, the amplitude of the modeled pressure drops was larger than that of the recorded pressures whenever the pressure fell below zero. The larger simulated pressure drops suggest more energy dissipation occurred in the real DS, which could be explained by the presence of air, transient friction, the level of network skeletonization, and the allocation of demand, among other things.

The hydraulic engineers attempting transient modeling should keep in mind that the system is underdetermined: friction coefficients, distribution and values of demands, and wave velocities are only estimates. As a consequence, it can be exceedingly difficult to calibrate the model with field data, since the many possible solutions can only mimic the system's response at certain nodes and during particular events. This attempt showed that transient modeling of large DSs remains a complex endeavor. The subsequent work of estimating intrusion volumes and risk for public health is directly affected by the pressure results obtained using transient analysis. Field data are therefore important to evaluate the accuracy of such a process.

Acknowledgments

This research is funded by the Canadian Water Network (CWN), the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada, and the NSERC Industrial Chair on Drinking Water at École Polytechnique de Montréal. Their support, the one from the participating utility and the following individuals, Jean-François Therrien, Yves Fontaine and Mireille Blais, are gratefully acknowledged.

CHAPITRE 4 PUBLICATION #2: SENSITIVITY ANALYSIS OF SOME CRITICAL FACTORS AFFECTING SIMULATED INTRUSION VOLUMES DURING A LOW PRESSURE TRANSIENT EVENT IN A FULL-SCALE WATER DISTRIBUTION SYSTEM

Ce second article répond au deuxième objectif spécifique du présent projet en évaluant la distribution et la sensibilité des volumes potentiels d'intrusion ainsi que du nombre de noeuds avec intrusion suite à une baisse transitoire de pression en fonction de quatre facteurs critiques, soit: la charge externe sur les conduites d'eau potable, la charge externe sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite (par rapport à la demande totale), et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses. Cette analyse de sensibilité a été rationalisée à l'aide d'un design factoriel complet (81 simulations transitoires) et d'un design latin hypercube (40 simulations transitoires). Le classement statistique des facteurs critiques justifie la priorisation des actions correctives à envisager afin de réduire l'intrusion potentielle dans le réseau étudié. L'analyse statistique des 121 simulations transitoires révèle notamment l'importance de la hauteur d'eau sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses. Nos résultats démontrent aussi que la relation entre les quatre facteurs critiques et le volume total d'intrusion n'est pas monotone, soulignant ainsi la crucialité des hypothèses concernant les voies d'intrusion sur le volume total obtenu. Il s'ensuit que toute analyse de risque fondée sur des volumes d'intrusion doit être précédée d'une évaluation de sensibilité de l'intrusion transitoire dans le réseau étudié afin d'établir la criticité du/des scénario(s) examinés. Cet article a été publié dans *Water Research*:

Ebacher, G., Besner, M.C., Clément, B., Prévost, M. (2012). Sensitivity analysis of some critical factors affecting simulated intrusion volumes during a low pressure transient event in a full-scale water distribution system, *Water Research*, vol. 46, no 13, pp. 4017-4030.

**SENSITIVITY ANALYSIS OF SOME CRITICAL FACTORS AFFECTING
SIMULATED INTRUSION VOLUMES DURING A LOW PRESSURE TRANSIENT
EVENT IN A FULL-SCALE WATER DISTRIBUTION SYSTEM**

By G. Ebacher^{1*}, M.C. Besner¹, B. Clément², and M. Prévost¹

¹École Polytechnique de Montréal, NSERC Industrial Chair on Drinking Water, Civil, Geological and Mining Engineering, C.P. 6079, Succ. centre-ville, Montréal, QC, H3C 3A7, Canada

²École Polytechnique de Montréal, Mathematics and Industrial Engineering, C.P. 6079, Succ. centre-ville, Montréal, QC, H3C 3A7, Canada

*Corresponding author: tel. 514-340 4711 ext. 2975, email: gabrielle.ebacher@polymtl.ca

ABSTRACT

Intrusion events caused by transient low pressures may result in the contamination of a water distribution system (DS). This work aims at estimating the range of potential intrusion volumes that could result from a real downsurge event caused by a momentary pump shutdown. A model calibrated with transient low pressure recordings was used to simulate total intrusion volumes through leakage orifices and submerged air vacuum valves (AVVs). Four critical factors influencing intrusion volumes were varied: the external head of (untreated) water on leakage orifices, the external head of (untreated) water on submerged air vacuum valves, the leakage rate, and the diameter of AVVs' outlet orifice (represented by a multiplicative factor). Leakage orifices' head and AVVs' orifice head levels were assessed through fieldwork. Two sets of runs were generated as part of two statistically designed experiments. A first set of 81 runs was based on a complete factorial design in which each factor was varied over 3 levels. A second set of 40 runs was based on a latin hypercube design, better suited for experimental runs on a computer model. The simulations were conducted using a commercially available transient analysis software. Responses, measured by total intrusion volumes, ranged from 10 to 366 L. A second degree polynomial was used to analyze the total intrusion volumes. Sensitivity analyses of both designs revealed that the relationship between the total intrusion volume and the four contributing factors is not monotonic, with the AVVs' orifice head being the most influential factor. When intrusion through both pathways occurs concurrently, interactions between the intrusion flows through leakage orifices and submerged AVVs influence intrusion volumes. When only intrusion through leakage orifices is considered, the total intrusion volume is more

largely influenced by the leakage rate than by the leakage orifices' head. The latter mainly impacts the extent of the area affected by intrusion.

Keywords: water distribution system; intrusion volumes; sensitivity analysis; transient analysis; downsurge event

4.1 Introduction

Intrusion events caused by transient low pressures may result in the contamination of a water DS if three conditions are fulfilled at the same location: existence of a pathway of entry into the DS, occurrence of pipe pressures smaller than the external head on pipe, and presence of a contaminant in the entering water. An internal positive pipe pressure, greater than the pressure created by the water table or any water that may surround the pipes, usually prevents intrusion of external water into DSs. However, some DS events, such as pipe breaks, pump startups or shutdowns, and valve/hydrant operation, can cause pressure in the pipe to drop below the external pressure, allowing intrusion of untreated water into the DS through existing orifices. Locations with a high potential for intrusion are sites with many leaks and breaks, submerged AVVs, and areas with a high water table (Friedman et al. 2004).

Pipe leaks may become an intrusion pathway when low or negative pressures occur. Based on estimates performed by Environment Canada (2011), up to 30% of the produced water is lost through pipe leaks in Canadian DSs. The poor state of drinking water infrastructures has also been reported in the US (ASCE 2009). Saturated soil conditions around pipes may not be that uncommon. A survey conducted by Kirmeyer and colleagues (2001a) suggests that 15 to 30 % of the total length of mains may be located below the water table in some DSs. Water level data from 13 observation wells located in urban and rural environments of South-West Germany in March, July and October ranged from approx. 1 to 9 m below the ground surface (Paul et al. 2004). Amick and Burgess (2000) reported that most large urban areas in the US have shallow groundwater tables (above 4.6 m). Moreover, sewer pipes, often as old as the nearby water pipes, may also be leaking with potentially large exfiltration rates (Karpf and Krebs 2011).

Submerged AVVs located in underground flooded vaults are another likely pathway for intrusion when low pressure events occur. Main types of air valves commonly installed in DSs (AWWA 2001) include air release valves (ARVs) and air vacuum valves (AVVs). ARVs are designed to release air automatically and continuously from the system during normal operation. If submerged under water, these valves are less of a concern in terms of their potential for intrusion, because of their typically small orifice diameter, similar in size to that of leakage orifices. AVVs are large-orifice air valves, that are designed to exhaust large quantities of air when pipes are filling, and to allow air to enter the DS if negative pressures take place. These devices admit air only when DS pressure drops below the atmospheric pressure, in order to create a cushion that dampens out pressure fluctuations. The diameter of AVVs' outlet orifice, the opening by which air enters and leaves the valve body, typically varies between 25 and 600 mm depending on the size of the main they are installed on (APCO Valve and Primer Corporation 2000). AVVs may therefore become a significant intrusion pathway when water accumulates into the underground vaults above their outlet orifice. The accumulated water may be infiltrated groundwater, street runoff from precipitation events, or leaking water from a damaged pipe inside the chamber. Kirmeyer et al. (2001) reported that up to 80% of valve vaults were flooded in some systems. In the DS under study, a previous investigation by Besner et al. (2010) showed that 30 out of 45 air valve vaults contained a significant amount of water, and 10 air valves were completely submerged under water.

Potential intrusion volumes through leakage orifices and submerged AVVs depend upon parameters such as: duration and amplitude of the downsurge events, external head on pipes and AVVs' outlet orifice, and distribution, shape, and size of leakage orifices. Transient analysis and the orifice equation were used by several authors to estimate intrusion volumes through leakage orifices under various scenarios (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008) (Table A1-1, Annexe 1). The estimated volumes entering DSs ranged from 0.04 L to 4101 L, for different networks, transient events, orifice allocations (among nodes), orifice diameters, and external water heads. In all studies, leakage orifices were considered as the only intrusion pathway. Network nodes or leakage/intrusion elements (two-way orifices incorporated at a limited number of locations in the transient model) were used as intrusion locations. The orifice diameter was either directly specified (from 0.79 to

50.8 mm) or estimated using a global leakage rate (from 5% to 20% of the network demand). A uniform external head of water was applied above all leakage orifices, and varied between 0 and 3 m. None of the transient models used for computing intrusion volumes was calibrated with recorded transient pressures for the specific transient event modeled.

4.2 Objectives

This work aims at estimating, through modeling, the range of potential intrusion volumes that could result from a real downsurge event caused by a momentary pump shutdown. One objective of this research is to understand the relative impact of the following contributing factors on the total intrusion volume: the leakage orifices' head, the AVVs' orifice head, the leakage rate, which translates into orifice size, and the AVVs' diameter factor. To grasp the potential intrusion dynamics in a well-maintained DS (with no submerged AVVs), intrusion through a single pathway (pipe leaks) was also considered. In order to evaluate the range of realistic values to be used for the factors influencing intrusion, the leakage orifices' head (variation of the water table level above DS pipes) and the AVVs' orifice head were determined in the field.

4.3 Methodology

4.3.1 Description of the distribution system

The DS includes three WTPs which supply an average daily demand of approximately 210,000 m³/d to a population of ~380,000. Although each WTP feeds the system at a different location, the entire network is hydraulically interconnected. Under normal conditions, the DS area under study (Figure 4.1) is supplied by a single WTP (WTPA), which delivers water to approx. 85,000 consumers. Apart from the clearwells at the WTPs, from which the water is pumped into the DS, there are no storage tanks or pump stations in the water network. The maximum elevation difference in this DS is 35 m. AVVs are the only surge protection devices installed in the DS. The total pipe length in the study area rounds up to 550 km, with pipe materials including cast iron (54% of the total pipe length), ductile iron (26%), prestressed concrete (9%), and PVC (6%).

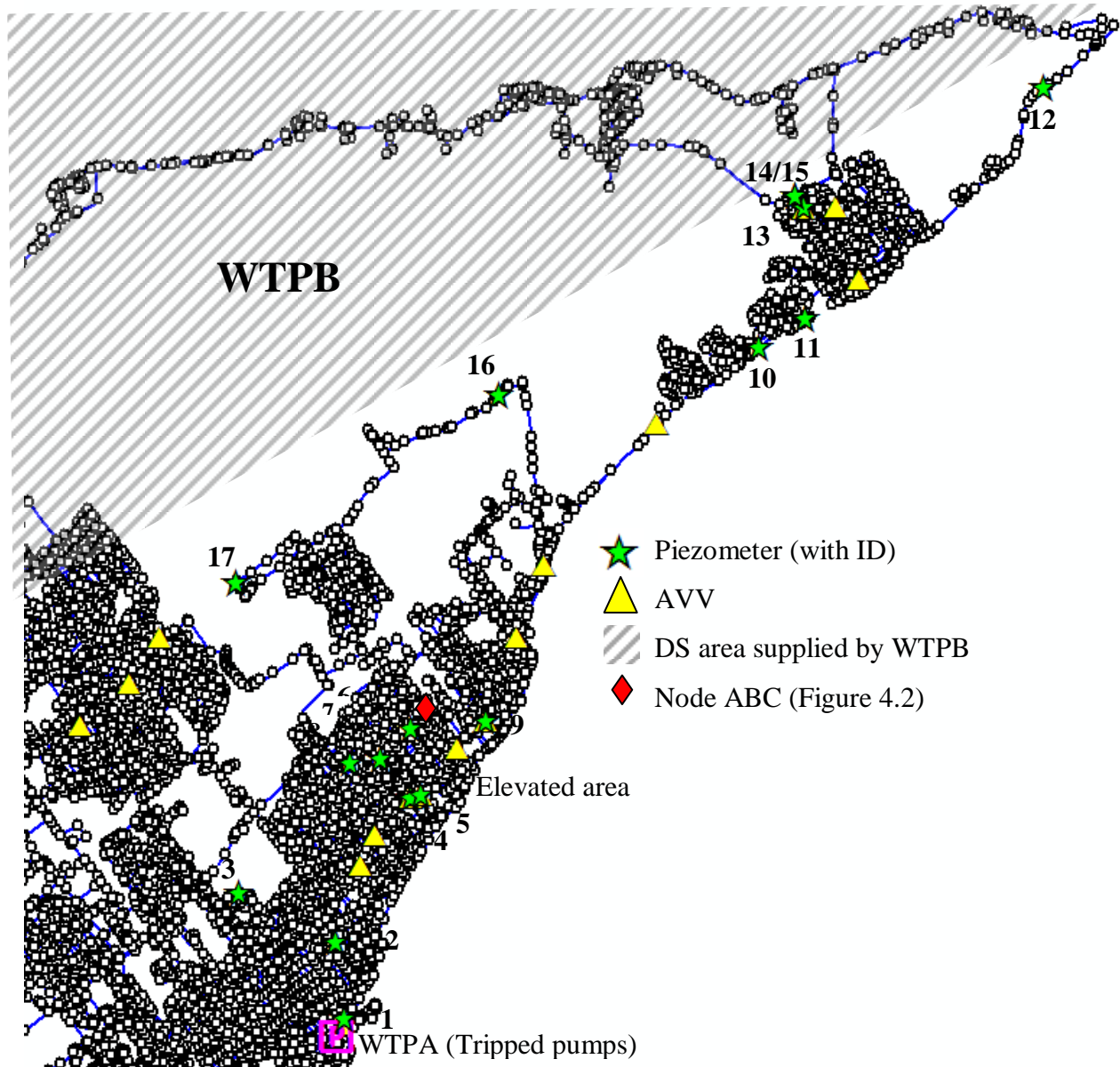


Figure 4.1 Studied DS area: location of the 17 piezometers and the 17 AVVs

4.3.2 Transient modeling

Surge modeling of the recorded pump trip, which is the first step in estimating intrusion volumes, was conducted using a commercially available transient analysis software (InfoSurge 6.0, MWH Soft, Arcadia, CA). The skeletonized transient model contains 15,965 nodes and 19,044 pipes, and preserves the total pipe length and demand of the original model. Based on the utility database and field visits of air valve vaults in the study area, 17 valves were identified as AVVs,

and were included in the model. These were presumed to be single stage AVVs designed according to the AWWA rule of thumb, e.g. 25 mm outlet orifice diameter per 300 mm of pipe diameter (AWWA 2004a). Hence, the model includes AVVs with outlet orifice diameters of 25 mm ($n = 1$), 50 mm ($n = 9$), and 75 mm ($n = 7$). This transient model was used to reproduce a downsurge event recorded in the summer of 2006 and initiated by a short power interruption, which caused pump shutdowns at WTPA (Figure 4.2). Pumps in function before the power interruption were manually restarted one by one by the plant operator who was close to the control board at the time of shutdown. The simulation duration was set to 5 minutes, with a computing time step of 0.0833 s. Figure 4.2 also includes pressures modeled at a node located in the elevated area of the DS (node ABC identified in Figure 4.1). The system boundary conditions at the time of the event were obtained through SCADA data. A pressure-sensitive demand formulation was used for all surge analyses. Transient pressure recordings during this event were available at the outlet of WTPA and at 12 DS sites. Negative pressures were recorded at DS locations for approx. 1 minute. Ebacher et al. (2011) provide the detailed methodology applied for model development and calibration.

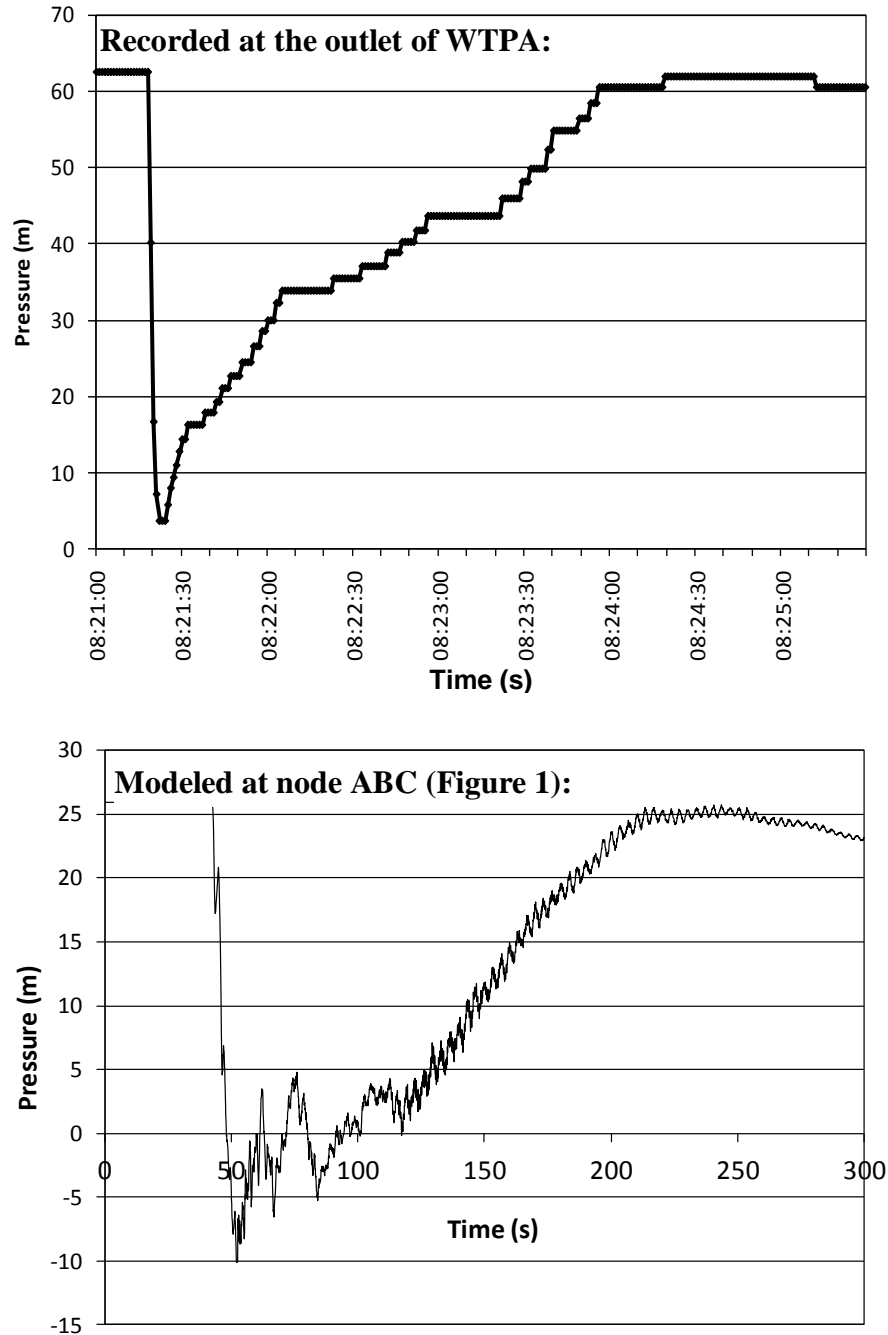


Figure 4.2 Downsurge event recorded at the outlet of WTPA using a high-speed pressure transient data logger (recording frequency of 1 pressure value per second) and modeled pressure profile at the node with the largest intrusion volume (1.63 L) during intrusion through leakage orifices only with a leakage orifices' head of 3 m and a leakage rate of 40%

4.3.3 Estimation of intrusion volumes using transient analysis outputs

The commercial software used for transient analysis includes a module allowing for the computation of intrusion volumes in the modeled DS. For the sensitivity analyses presented here, intrusion volumes were obtained by summing intrusion flows through leakage orifices and submerged AVVs over the duration of the low pressure ($H_{L,i} < H_{ext}$) at all DS nodes (eq. 1).

$$\text{Eq. 1: } V_T = \int_{\text{All nodes}} Q_i dt$$

V_T : Total intrusion volume (m^3)

Q_i : Intrusion flow through node i (m^3/s)

dt : Time step with $H_{L,i} < H_{ext}$ (s)

H_{ext} : Water head above orifice (m), e.g. HLO or HAVV

$H_{L,i}$: Internal line pressure at node i (m)

The nodal intrusion flows (Q_i) are evaluated using the well known theoretical orifice equation (eq. 2), also referred to as the Torricelli equation. They depend on the resistance to intrusion, the orifice area, and the pressure gradient across the pipe wall.

$$\text{Eq. 2: } Q_i = L_c \sqrt{H_{ext} - H_{L,i}} = C_D \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \sqrt{2g \cdot (H_{ext} - H_{L,i})} \text{ for } H_{ext} > H_{L,i}$$

L_c : Leakage constant ($\text{m}^{2.5}/\text{s}$)

C_D : Discharge coefficient (unitless) (0.6)

D_i : Orifice diameter at node i (m)

g : Gravitational acceleration (9.81 m/s^2)

Intrusion occurs at a given node as soon as $H_{L,i} < H_{ext}$. The minimum internal pressure corresponds to the vapor pressure (-10.1 m gage pressure at 20°C), whilst the minimum external head corresponds to the atmospheric pressure (0 m gage). The squareroot of the pressure gradient is multiplied by the orifice area (assumed circular) and the discharge coefficient, which represents the jet diameter reduction downstream of the orifice, a function of the shape of the orifice and its edges. Larger values of C_D mean a smoother orifice (Loftin 2003).

Based on the limiting assumption that the external head and leakage constant (orifice diameter and discharge coefficient) are the same at all DS nodes, the selected transient analysis software can automatically compute intrusion volumes through leakage orifices. The software user can

either directly specify a leakage constant for a desired discharge coefficient and orifice diameter, or specify a leakage rate from which a leakage constant is internally computed by the software based on equation 3. The latter approach was used here. In both procedures, the leakage constant is applied uniformly to all nodes, without regard to the nodal leakage demand (often defined as a demand category in hydraulic models), so that the same orifice area is assigned to each node. The orifice diameter can be evaluated using the leakage constant value and equation 2. The software used does not allow the specification of a different orifice size for different nodes or groups of nodes. Yet, this assumption appears reasonable as most of the leakage flow in a well managed DS comes from background leakage, e.g. numerous undetectable small leaks, as large leaks are more easily detected and hopefully repaired within a reasonable time (OFWAT 2006). In any case, modeling different sizes of leaks in a way representative of the DS would be challenging as their exact location and flow rate are generally unknown.

$$\text{Eq. 3: } L_c = \frac{LR * \text{Total system inf low}}{\sum_{\text{All nodes}} \sqrt{\text{Steady - state pressure}}}$$

For intrusion through submerged AVVs, the 17 AVVs were modeled as one-way feed tanks (with a discharge coefficient of 0.6), letting water into the system rather than air. The orifice diameter of each one-way feed tank was set equal to the outlet orifice diameter of the corresponding AVV. The feed tank diameter was set at 2 m (after conducting a sensitivity analysis which demonstrated the small impact of tank diameter variations on intrusion volumes) with a variable head and an initial water level corresponding to the head of water above the AVVs' orifice.

4.3.4 Survey of groundwater levels

Seventeen piezometers were installed throughout the studied DS area to evaluate the local water table depth (Figure 4.1). Monitoring sites with different ground elevations were selected, along with additional sites in areas prone to low/negative pressures. A Geoprobe 6610DT was used to bore the observation wells. The depth of each piezometer ranged from 1.39 to 4.78 m below the ground surface. The Geoprobe 6610DT could not bore into rock, which explains the variable well depths: the boring was stopped at approx. 4.50 m or when rock was first encountered. Water levels in the piezometers were measured once a week using a water level indicator, also referred to as an electrical tape.

4.3.5 Field assessment of AVVs and vaults characteristics

Five easily accessible vaults holding an AVV in good condition were visited in order to retrieve typical vault and air valve dimensions, among which the distance between the ground level and the outlet orifice of the AVV. This distance is an indication of the maximum external head that could be observed if the vault was full of water.

4.3.6 Sensitivity analysis

The individual contributions of the four critical factors (HLO, HAVV, LR, MFD) to the total intrusion volume range were first analyzed by computing the total intrusion volume at the expected minimum and maximum values of each factor for median values of the other factors. Interactions between the contributing factors were then studied using a full factorial design (FFD) and a latin hypercube design (LHD). As the relationships between the total intrusion volume and the four contributing factors are assumed to not be simply linear, a FFD with 3 levels (3^4) was created to test for the linear and quadratic main effects and interactions between the total intrusion volume and the four contributing factors. The FFD was generated using Statistica 8 (StatSoft, Tulsa, OK), and contains 81 evaluation points (e.g. the pump trip simulation was run 81 times with different sets of values for the four contributing factors, while all other parameters remained constant). The FFD approach was used as a worst-case sensitivity analysis: as emphasis is put on extreme cases (responses are evaluated only at the low, high and center values of the domain space – Table 4.1), this framework better explains the intrusion volume behavior at boundary conditions. Yet, the FFD poorly covers the input space. The sensitivity analysis was repeated using a space-filling design method, the maximin LHD created with the software JMP 8 (SAS, Cary, NC) in order to achieve a better coverage of the entire range of each of the four input variables (HLO, HAVV, LR, MFD). The maximin LHD maximizes the minimum distance between any pair of design points (Notz 2006).

The low, center and high values selected as part of the FFD for the four contributing factors, and the minimum and maximum factor values delineating the domain space for the LHD are indicated in Table 4.1. The high value for the leakage orifices' head corresponds to the distance between the highest groundwater level and the lowest buried pipe's soffit, and the high value for

the AVVs' orifice head matches the maximum distance between the ground level and an AVV's outlet orifice. The minimum value for the AVVs' orifice head was set at 1 cm instead of 0 because of limit considerations. The leakage rate range was selected on the basis of common values for low and high leakage flows in DSs. A leakage rate of 5% was considered representative of a well-managed DS, while a leakage rate of 40% was assumed for a poorly aging DS. For the AVVs, a multiplicative factor applied to the outlet orifice diameter (MFD) was preferred as the use of a single outlet orifice diameter value for all AVVs would not make sense. Different ranges of AVVs' diameter factors are used in the two designs as more comprehensive field data, which could only be obtained after conducting the FFD, suggested that the installed AVVs consistently have larger outlet orifice diameters than the ones predicted by the AWWA rule of thumb. This may be explained by the fact that the appropriate outlet orifice diameter depends not only on the main diameter, but also on the pipe slope, which is not accounted for by this rule of thumb.

Table 4.1 Range of factor values used in the FFD and the LHD

Factor	Full factorial design			Latin hypercube design	
	Low value	Center value	High value	Min. value	Max. value
HLO – External head on leakage orifices (m)	0.00	1.50	3.00	0.00	3.00
HAVV – External head on AVVs' outlet orifice (m)	0.01	1.50	3.00	0.01	3.00
LR – Leakage rate (% of inflow) (related to orifice size)	5	23	40	5	40
Corresponding orifice size (mm) – Using eq. 2 & 3	(0.9)	(1.9)	(2.5)	(0.9)	(2.5)
MFD – Multiplicative factor on AVVs' outlet orifice diameter	0.50	1.25	2.00	1.00	2.50

4.4 Results and discussion

4.4.1 Groundwater levels

Figure 4.3 shows groundwater levels at the 17 piezometer sites on nine sampling days (3 in late fall 2010, and 6 in spring 2011).. In the study area, groundwater levels, which range from 0.05 m to 4.47 m below the ground surface, are mainly influenced by precipitation and hydrogeology close to the monitoring sites. The measured levels match those reported by Amick and Burgess

(2000) for most large US urban areas. They are slightly shallower than those reported by Paul et al. (2004), yet they do not include water table data from dry periods as in the German study. It was indeed observed that many groundwater level monitoring sites are sensitive to precipitation. As the studied area receives more precipitation in the spring and autumn periods, summer and winter groundwater levels are expected to be lower, justifying the use of spring and fall water table data to estimate the maximum groundwater head above DS pipes. No correlation between groundwater level and ground elevation has been identified, indicating that pipes located at higher ground elevations (a critical location for low pressure in a DS without elevated storage) may also be located below the water table.

According to the utility engineers, most pipes in the studied DS are covered with approx. 2 m of filling (minimum of 1.81 m in the Montreal area for soils with a 5% water content according to provincial standards (Bureau de normalisation du Québec 2004)), while the larger mains (diameter ≥ 500 mm) are covered with approx. 3 m of filling. Assuming that the groundwater level above the deeper buried mains is 0.05 m below the ground surface (highest level measured to date), the maximum leakage orifices' head above the pipes' soffit would be approx. 3 m, the highest value selected for the leakage orifices' head in the FFD and LHD analyses (Table 4.1).

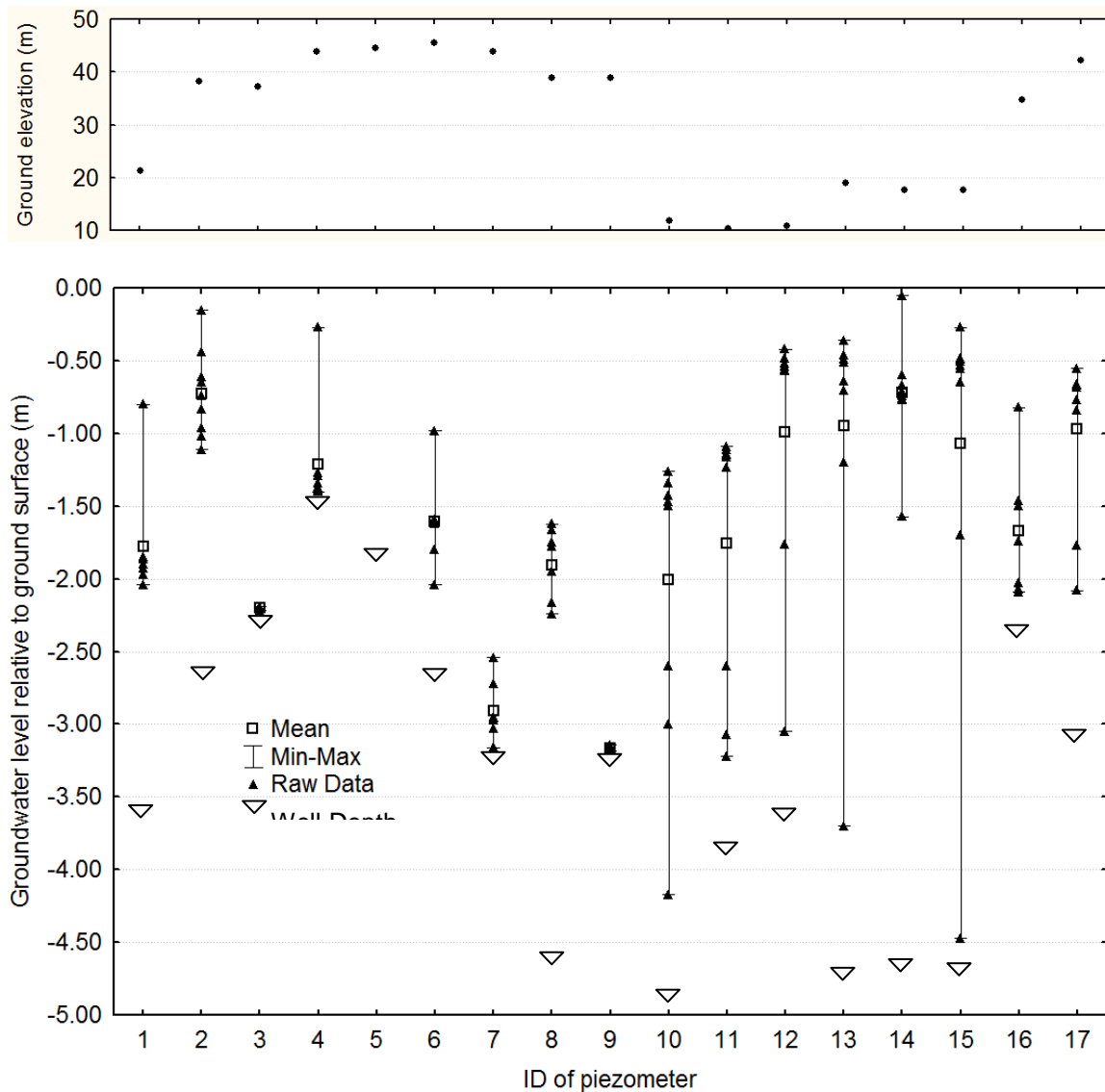


Figure 4.3 Groundwater levels at piezometer sites 1 to 17 (refer to Figure 4.1) on 9 sampling days (2010-11-25, 2010-12-03, 2010-12-09, 2011-03-30, 2011-04-06, 2011-04-13, 2011-04-19, 2011-04-21, 2011-04-27)

4.4.2 Distance between ground level and outlet orifice of air vacuum valves

On the basis of the 5 AVV vaults visited, the observed distances between the ground level and the outlet orifice of AVVs varied between 1.65 and 2.34 m. As only 5 AVV vaults could be investigated, the maximum AVVs' orifice head was estimated conservatively at 3 m for the FFD

and LHD. One of the five vaults surveyed was full of water, up to the ground level, at the time of the visit.

4.4.3 Sensitivity analysis for intrusion through leakage orifices and submerged AVVs

The relative importance of the contributing factors to intrusion was first assessed by computing the total intrusion volume at expected minimum and maximum values of each factor while keeping the other factors at their median values (Table 4.2). Varying the AVVs' orifice head over its expected range generates the largest total intrusion volume variation (151 L). A total intrusion volume variation of 104 L was obtained when modifying the leakage rate over its expected range. The leakage orifices' head and the AVVs' diameter factor have a smaller impact on the total intrusion volume, with variations of respectively 25 L and 27 L when modified over their expected range. Yet, the leakage orifices' head largely influences the fraction of intrusion nodes, which increases by 1.6 for head variations between 0 and 3 m (Table 4.2).

Table 4.2 Intrusion volumes and fraction of intrusion nodes at expected minimum and maximum values of each factor (median values are used for the other factors)

HLO (m)	HAVV (m)	LR (% of inflow)	MFD (-)	Total volume (L)	Volume through leakage orifices (L)	Volume through submerged AVVs (L)	Fraction of intrusion nodes (%)
0.0	1.50	23	1.25	83	53	30	3.7
3.0				108	93	14	6.1
1.5	0.01	23	1.25	78	78	0	4.9
	3.00			229	68	161	4.7
1.5	1.50	5	1.25	39	14	25	4.4
		40		143	120	22	4.9
1.5	1.50	23	0.50	75	68	7	5.0
			2.00	102	74	27	4.9

Interactions between the contributing factors were further characterized using both the FFD and LHD statistical designs. The 81 simulations of the FFD resulted in intrusion volumes ranging from 10 to 366 L with an average of 125 L. The minimum volume (10.305 L) was obtained for a

leakage orifices' head of 0 m, an AVVs' orifice head of 0.01 m, a leakage rate of 5%, and an AVVs' diameter factor of 1.25, while the volume computed using the minimum value of each of the four contributing factors is larger by 86 mL. The maximum volume (366 L) was obtained for a leakage orifices' head of 1.50 m, an AVVs' orifice head of 3.00 m, a leakage rate of 40%, and an AVVs' diameter factor of 2.0, while the volume computed using the maximum value of each of the four contributing factors is 342 L. These results indicate that the relationship between the total intrusion volume and the contributing factors is not monotonic.

The 40 simulations of the LHD resulted in intrusion volumes ranging from 20 to 302 L with an average of 117 L. Space-filling methods, which include the LHD, perform better than factorial designs when complicated nonlinear functions of continuous variables are involved, minimizing the number of runs needed to acquire information on the response behavior (Fang et al. 2006). As the LHD covers more uniformly the domain space, it was used to create a general regression model. The pareto chart of Figure 4.4 reveals which parameters are statistically significant (at $p = 0.05$, null hypothesis: the factors do not influence the total intrusion volume in a systematic manner). As could be expected, the value of the AVVs' orifice head influences most the total intrusion volume. It also stands out that there are significant interactions between the AVVs' orifice head and the AVVs' diameter factor (larger intrusion volume as outlet orifice size and AVVs' orifice head increase) and between the AVVs' orifice head and the leakage orifices' head.

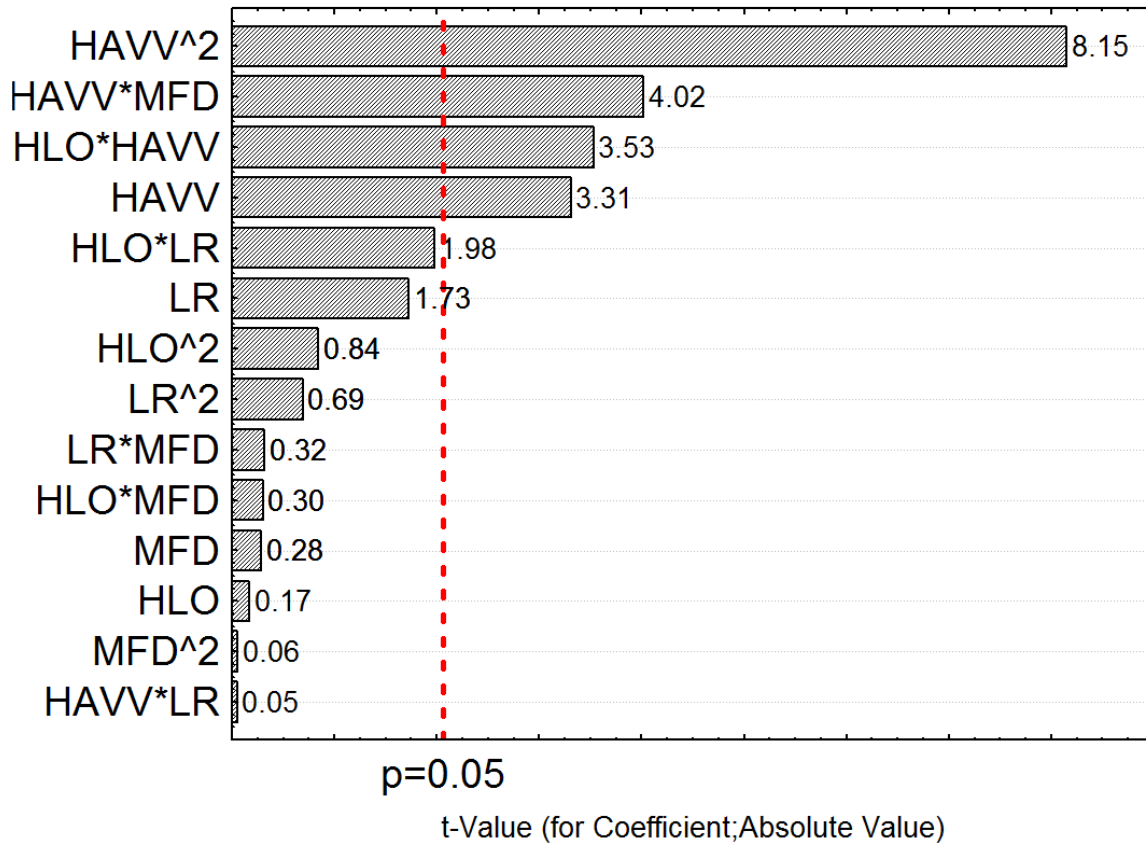


Figure 4.4 Pareto chart of the parameter coefficients of the general regression model estimated with the LHD outputs

The interaction between the AVVs' orifice head and the leakage orifices' head was investigated using plots of marginal means created using the FFD outputs (Figure 4.5). The marginal means in Figure 4.5 are total intrusion volumes averaged over all levels of the AVVs' diameter factor in order to study independently the impact of the other three factors. For the same leakage orifices' head, the total intrusion volume increases when the leakage rate is increased. When the AVVs' orifice head is close to zero (1 cm), the total intrusion volume systematically increases when the leakage orifices' head increases. For a leakage rate of 5% and AVVs' orifice heads of 1.5 and 3.0 m, and for a leakage rate of 23% and an AVVs' orifice head of 3.0 m (highlighted series in Figure 4.5), the total intrusion volume decreases when the leakage orifices' head increases. Table 4.3 allows for a better understanding of this result. When the leakage orifices' head is increased from 0.0 to 3.0 m, the total intrusion volume through leakage orifices is doubled (from 9 to 19 L and from 71 to 151 L), while the total intrusion volume through submerged AVVs is reduced by

approx. 1.5 (from 202 to 137 L and from 192 to 124 L) because the transient wave is dampened by the geographically distributed intrusion volumes through leakage orifices, decreasing intrusion through downstream submerged AVVs. As the intrusion volume through submerged AVVs is an order of magnitude larger than the intrusion volume through leakage orifices for a leakage rate of 5%, the total intrusion volume decreases with the increase of the leakage orifices' head. Yet, for a leakage rate of 40%, the intrusion volumes through leakage orifices and submerged AVVs are of the same order of magnitude, explaining the slight increase in total intrusion volume. Leakage itself therefore appears as an important mechanism for mitigating transient pressures. Colombo and Karney (2003) argued that this dissipation process should be better accounted for by system operators and designers.

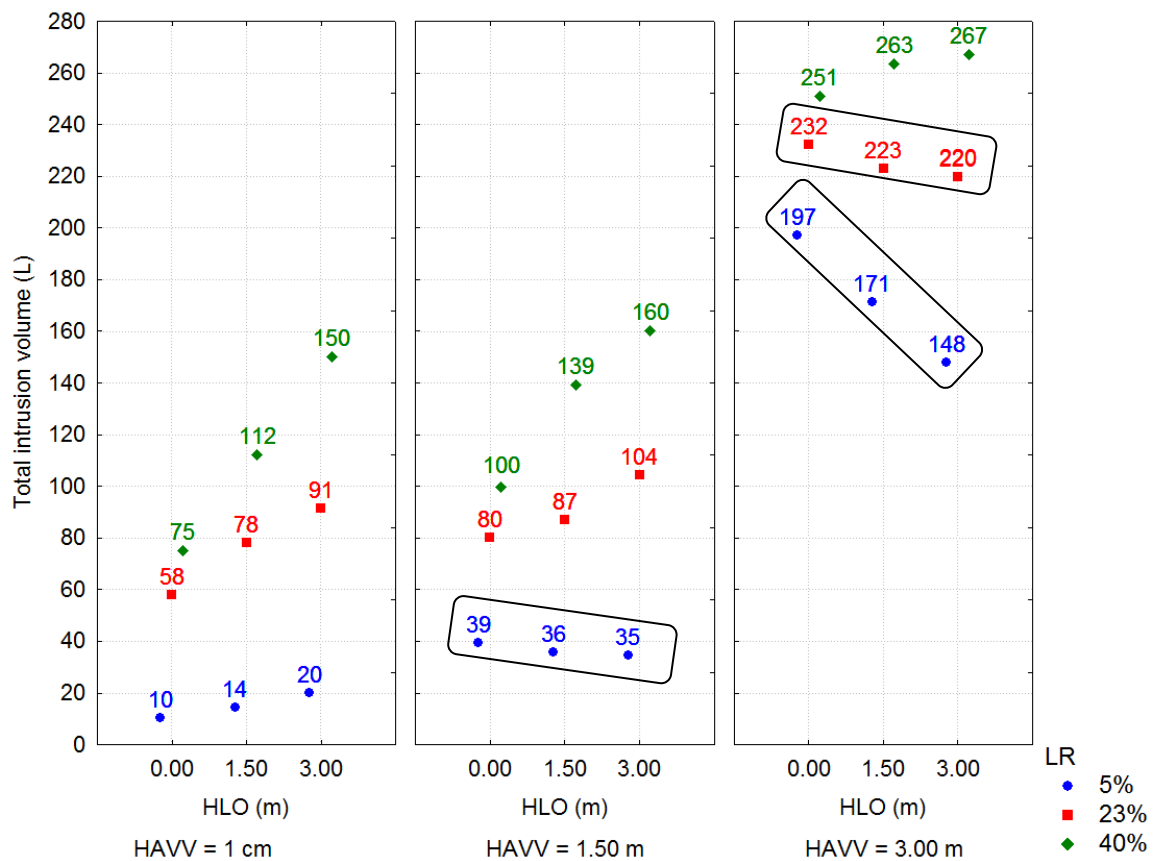


Figure 4.5 Plots of marginal means for the influence of the AVVs' orifice head, the leakage orifices' head, and the leakage rate on the total intrusion volume, created with the FFD outputs

Table 4.3 highlights this large difference in magnitude between intrusion volumes through both pathways. For example, the intrusion volume through four submerged AVVs is 22 times greater than the intrusion volume through 521 leakage orifices. For all FFD and LHD scenarios tested, a maximum of four AVVs simultaneously contribute to intrusion. The maximum volume entering through a single submerged AVV (227 L) is approx. 95 times larger than the maximum volume entering through a single leakage orifice (2.39 L), suggesting the possibly important contamination potential of submerged AVVs in DSs. If intrusion occurred through a leakage orifice, a small amount of untreated water would mix with relatively large proportions of treated water. However, if intrusion occurred through a submerged AVV, the potentially large volume entering into the system could account for a considerable proportion of the initial flow. Assuming the intruding water is contaminated, higher contaminant concentrations could potentially reach the taps of consumers located in the vicinity of the submerged AVV and pose a threat to public health. Fecal contamination indicators were previously detected in stagnant vault water samples (Besner et al. 2010). Therefore, water utilities should inspect their AVV vaults to ensure that they are well sealed and drain them regularly. Some AVV manufacturers recommend visiting AVV vaults every 6 months, but field experience has shown that one inspection per month would be more appropriate (Jones et al. 1998). For AVV vault manholes located on a street drainage path, replacing manhole covers with pick holes for watertight manhole covers would reduce the need for draining.

Table 4.3 Intrusion volumes through leakage orifices and submerged AVVs computed as part of the FFD, for HAVV = 3.00 m and MFD = 1.25 – Total number of nodes in area supplied by WTPA = 5510

HLO (m)	Total intrusion volume (L)	Intrusion volume through leakage orifices (L)	# of nodes with intrusion	Intrusion volume through submerged AVVs (L)	# of AVVs with intrusion	Max. intrusion volume through a single AVV (L)
LR = 5% of inflow						
0.00	211	9	521	202	4	148
1.50	183	15	676	168	4	227
3.00	156	19	887	137	4	111
LR = 40% of inflow						
0.00	263	71	576	192	4	144
1.50	270	109	750	161	4	127
3.00	276	151	958	124	4	103

In addition to the total intrusion volume, the relationships between the four contributing factors and other response variables (intrusion volume through leakage orifices, intrusion volume through submerged AVVs, and fraction of intrusion nodes in area supplied by WTPA) were characterized using the scatterplot matrix of Figure 4.6. The correlation between the total intrusion volume and the AVVs' orifice head is strong, supporting the observations made with the pareto chart of Figure 4.4. As observed in Table 4.3, the intrusion volume through leakage orifices is strongly correlated with the leakage rate and moderately correlated with the leakage orifices' head. The intrusion volume through submerged AVVs is influenced by the number of AVVs with intrusion and by the individual volume entering through each affected AVV. Figure 4.6 reveals that the intrusion volume through submerged AVVs only slightly increases for smaller AVVs' orifice heads, and begins to grow rapidly for AVVs' orifice heads larger than approx. 1 m, suggesting the specificity of intrusion volumes to the shape of the downsurge event modeled and the prior operating pressures. Figure 4.6 also reveals that the fraction of intrusion nodes is almost perfectly linearly related to the leakage orifices' head: this outcome results to a certain extent from the uniform distribution of leakage and external head over all nodes.

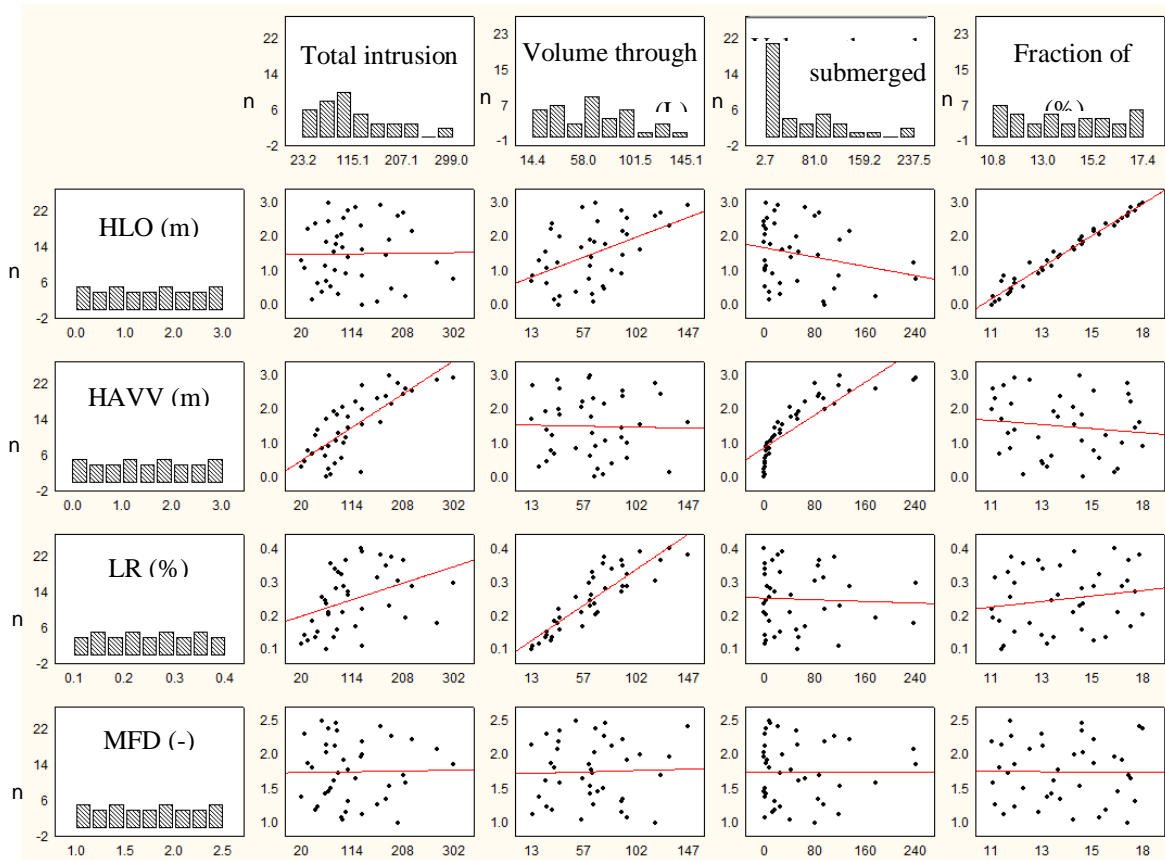


Figure 4.6 Scatterplot correlation matrix for total intrusion volume, intrusion volume through leakage orifices, intrusion volume through submerged AVVs, and fraction of intrusion nodes in area supplied by WTPA, estimated with the LHD outputs – n: Number of response points in each histogram category

The observed relationships between the total intrusion volume and the contributing factors are probably DS and event specific, as intrusion volumes depend, among other things, on the operating pressures prior to the transient event, on the shape and amplitude of the downsurge event, and especially on the duration over which very low pressures are sustained, as well as on the pressure wave speeds in the different pipe segments. Despite the specificity of some results, the simulations performed reveal the critical relationship between intrusion through leakage orifices and AVVs' outlet orifice.

4.4.4 Sensitivity analysis for intrusion through leakage orifices only

Intrusion through leakage orifices only was also analyzed in order to understand what drives intrusion in a carefully maintained DS (with no submerged AVVs). The relative contributions of the leakage orifices' head and the leakage rate can be inferred by looking at Table 4.4. When the leakage orifices' head is doubled (from 1.50 to 3.00 m), the fraction of intrusion nodes increases by ~25%, while the total intrusion volume increases by 29 to 40 %. Figure 4.8 shows the extent of the zone affected by intrusion for leakage orifices' heads of 0 and 3 m. The intrusion zones remain globally the same, only the expanse of the intrusion pockets is modified, influenced mainly by the elevation of nodes. When the leakage rate is almost doubled (from 23 to 40 %), the fraction of intrusion nodes remains nearly constant, while the total intrusion volume increases by 35 to 71 %. These observations suggest that the leakage orifices' head mainly influences the extent of the area affected by intrusion, while the leakage rate essentially modifies the volume entering through each of the nodes located in the intrusion area (which makes sense as this parameter drives the size of the orifices). Increasing the leakage orifices' head simply increases the number of nodes with internal pressures smaller than the leakage orifices' head, enlarging the intrusion region. Figure 4.7 presents the distribution of intrusion volumes per intrusion node. The maximum volume entering through a single node is 2.39 L, and was obtained for a leakage orifices' head of 0.00 m and a leakage rate of 23%. When the leakage rate increases, the fraction of intrusion nodes in the >0 – 20 mL range decreases, while it increases for volumes > 20 mL because the leakage rate mainly impacts the volume entering through each node while only slightly altering the intrusion area. Figure 4.7 shows no clear relationship between the fraction of intrusion nodes in each category and the leakage orifices' head, as the leakage orifices' head impacts mainly the area affected by intrusion (Table 4.4).

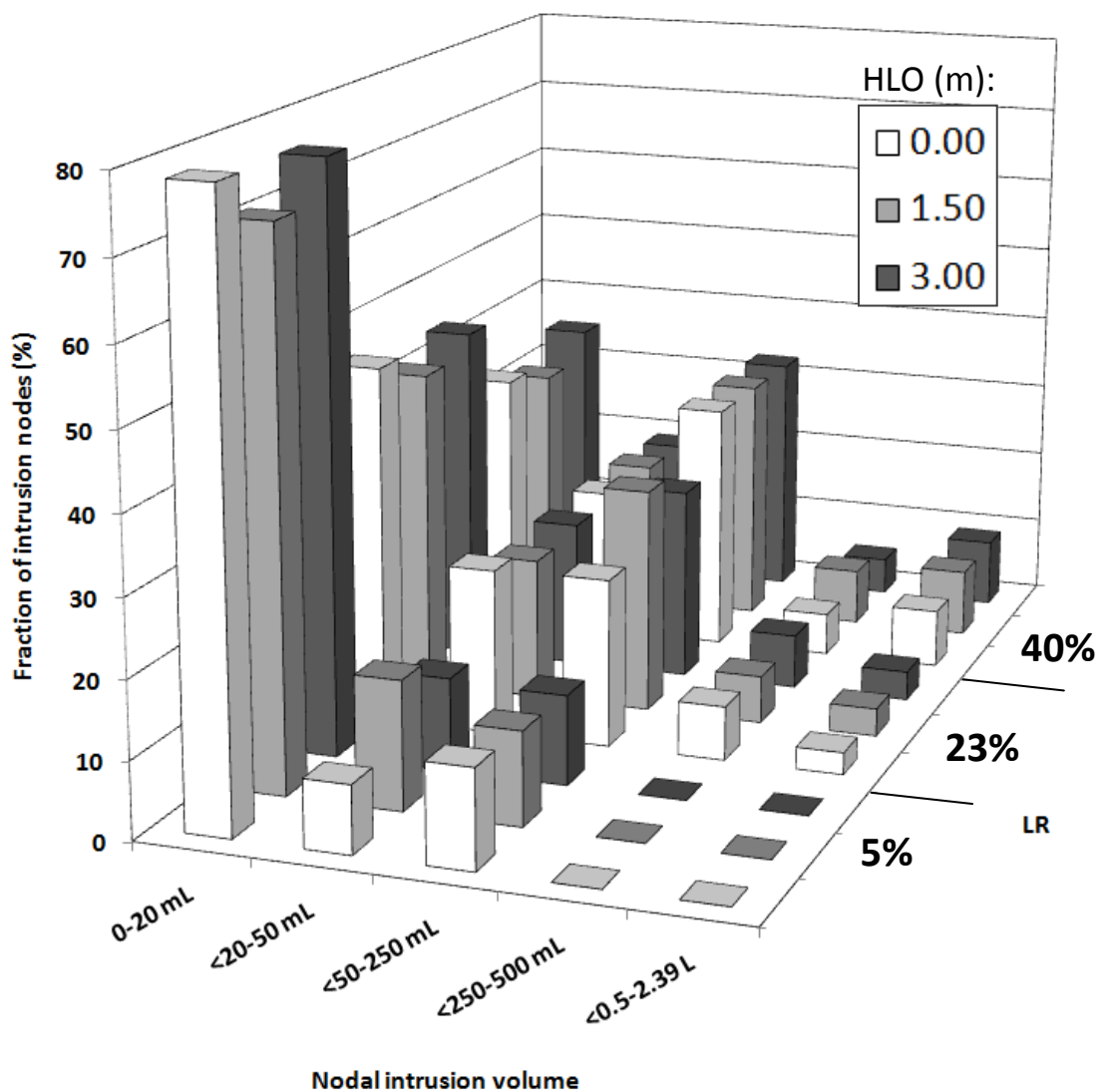


Figure 4.7 Distribution of nodal intrusion volumes for intrusion through leakage orifices only – The fraction of intrusion nodes refers to the number of intrusion nodes in each category relative to the total number of intrusion nodes (with volume > 1 mL) in each scenario.

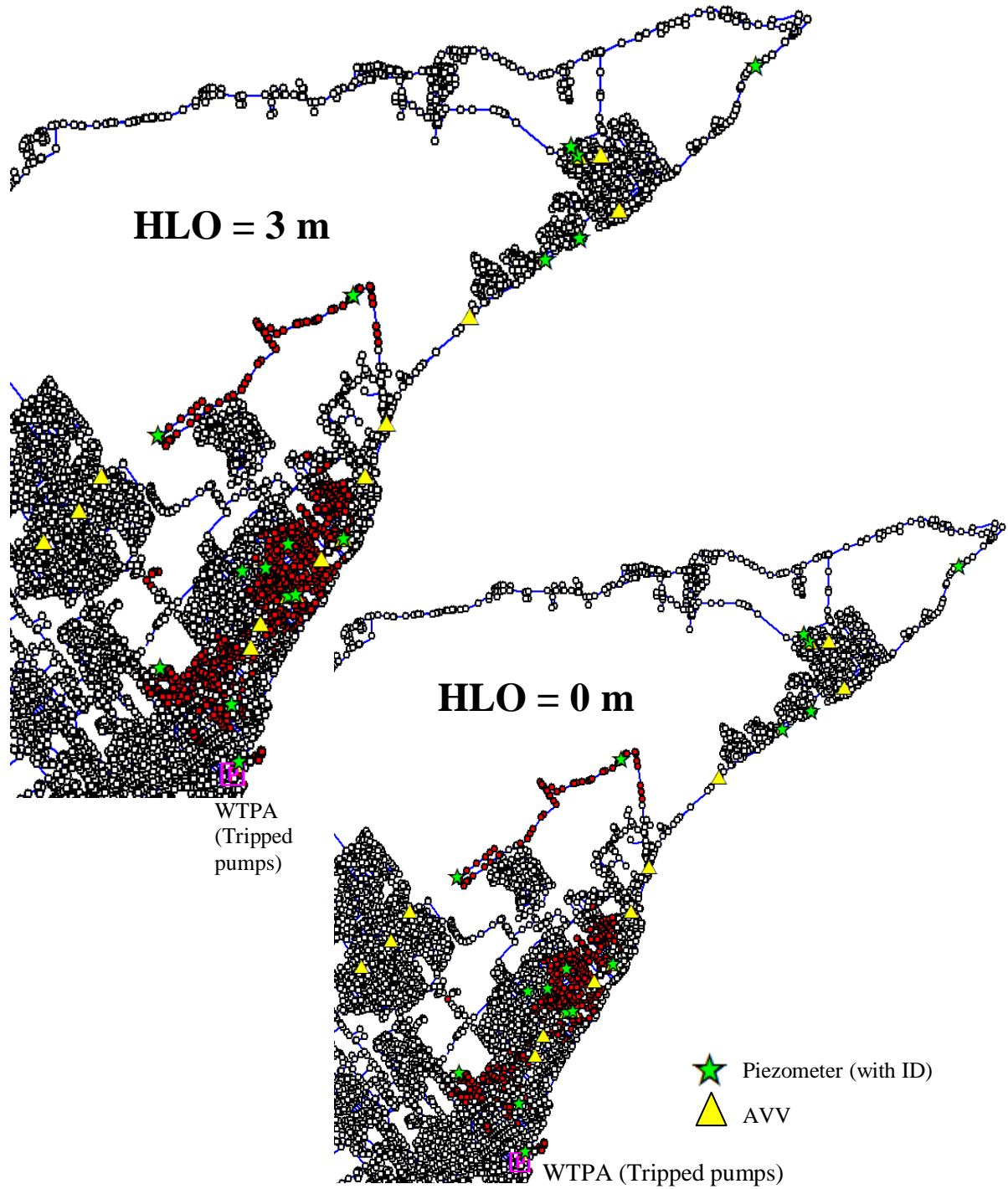


Figure 4.8 Extent of the zone affected by intrusion through leakage orifices only for leakage orifices' heads of 0 m and 3 m, with a median leakage rate of 23%

Table 4.4 Total intrusion volume and fraction of intrusion nodes in area supplied by WTPA for intrusion through leakage orifices only (for three levels of leakage orifices's head and leakage rate)

HLO (m)	0.00			1.50			3.00		
LR (% of inflow)	5	23	40	5	23	40	5	23	40
Total volume (L)	10	58	78	14	68	107	20	88	150
Fraction of intrusion nodes	10.0	10.9	11.5	13.1	14.4	14.3	16.5	17.6	17.8

The intrusion volumes obtained in this study are in the same range of values as those obtained through pilot investigation (Boyd et al. 2004a, b) and CFD modeling (Collins et al. 2010), although a direct comparison is not possible due to the differences in shape and modeling of the downsurge events in the different systems. Volumes computed by Fleming and LeChevallier (2008) for 2276 intrusion nodes in 5 different DSs (HLO = 0 m, LR = 10%, 60 s low pressure event, Table A1-1, Annexe 1) were slightly higher with approx. 75% of the volumes computed larger than 715 mL. This shows a different trend than the one observed here where the volumes obtained were mostly below 500 mL (for HLO = 0 m) even with a leakage rate of 40%. As the low pressure durations are comparable in both studies, the minimum pressures attained could partially explain the observed difference in intrusion volumes. These modeled minimum pressures are dependent upon the downsurge event characteristics, the operating pressures prior to the event, and the calibration of the transient model. Calibration with transient pressure recordings was not reported by Fleming and LeChevallier (2008). However, Ebacher et al. (2011) have shown the importance of calibration with transient field pressures to take into account the greater energy dissipation in full scale DSs and eliminate the unrealistic low pressures (leading to inaccurate estimates of intrusion volumes) sometimes computed with default model settings. The different trends in nodal intrusion volumes could also be partially explained by the distinct skeletonization levels applied to the studied DSs. Intrusion volumes per node remain a relative indication of the intrusion potential, as each node represents different lengths of piping, and the pipe length per node varies with the level of skeletonization (selected during model construction or applied later for different purposes). The total intrusion volumes modeled in this study can also be compared with those computed by Kirmeyer et al. (2001) for DS C (Table A1-1, Annexe 1). For a leakage orifices' head of 1 m, total intrusion volumes of 14, 29, 40, and 170 L were

obtained for the studied DS with leakage rates of respectively 5%, 10% and 15%, and for an orifice size of 3.2 mm. Hence, the volumes calculated as part of this study are 1.5 to 3.9 times larger than the volumes obtained by Kirmeyer et al. (2001). For the same factor values, the total intrusion volume computed with the studied model (32 L) is 1.5 times larger than the one evaluated by Funk et al. (1999) (22 L) for a large DS (Table A1-1, Annexe 1). Total intrusion volumes obtained with the present transient model and those previously published by others have the same order of magnitude, suggesting that reasonable intrusion potential estimates can be made despite the specificity of intrusion flows to DSs and low pressure events.

4.4.5 Sources of uncertainty in the estimation of intrusion volumes

The evaluation of intrusion volumes relies on the theoretical orifice equation (eq. 2, pressure exponent = 0.5), derived for turbulent flow through an orifice in the side of a tank, and describing the conversion of potential (pressure) energy to kinetic energy. The discharge coefficient and orifice area (eq. 2) are generally modeled as constants, yet they depend on pressure and flow regime (Reynolds number). Various pilot and field tests on leakage (under positive pressures) have shown pressure exponent values in the range of 0.5 to 2.79 with a mean value of 1.15 (Farley and Trow 2003), exposing that the leak behavior is more complex than predicted by the Torricelli equation (eq. 2). Van Zyl and Clayton (2007) showed that the amplitude of the orifice expansion or contraction with pressure strongly depends on its shape and on the pipe material behavior, obviously leading to larger deformations in plastic pipes as compared with cast iron pipes, with a noticeable interaction with water temperature in metallic pipes. The assumption of circular holes in the current work is a limitation, as longitudinal and circumferential cracks behave differently. Yet, it is considered appropriate as metallic pipes make up to 76% of the studied DS pipe length and typically fail with corrosion holes. Using finite element analysis to model pipe walls' elastic deformation induced by internal pressure, Cassa et al. (2010) demonstrated that the area of all leak openings increases linearly with pressure and that the impact of pressure on a circular leakage orifice increases exponentially with the hole diameter. This pressure-area relationship can explain pressure exponent values of up to 1.5, but not higher, suggesting the importance on leakage behavior of the unlikely linear impact of plastic deformation and soil hydraulics (Van Zyl and Clayton 2007). Cassa et al. (2010) also showed that round holes present the smallest expansion with pressure with a maximum area increase of 1.4%

for a 12 mm diameter hole in a 110 mm uPVC pipe under a 60 m pressure. This small influence of pressure on the area of round holes relates to the observation made by Greyvenstein and Van Zyl (2007) that round holes have pressure exponents close to the theoretical value of 0.5. Both results suggest that the area of the largest hole modeled as part of the present sensitivity analysis (diameter = 2.5 mm) would only be slightly modified during intrusion (pressure range: -10.1 to 3 m), so that the pressure exponent of 0.5 would be reasonably representative. Through analytical exploration of the conventional ($Q = Ch^{N1}$, with C: leakage constant, and N1: pressure exponent) and FAVAD (Fixed And Variable Discharges: $Q = C_d \cdot (2g)^{0.5} (A_0 h^{0.5} + mh^{1.5})$, with A_0 : leak area under zero pressure, and m: pressure-area slope) leakage models, Van Zyl and Cassa (2011) demonstrated that N1 tends to 0.5 when the DS pressure tends to 0, while N1 tends to 1.5 when the pressure tends to infinity. This result also supports the use of the theoretical orifice equation to model intrusion during low pressure events. The surrounding soil, which is not taken into account by the orifice equation, has a minor effect on leakage according to Walski et al. (2009), but might have a significant impact on intrusion, during which particles of soil may be sucked into the orifice. Collins et al. (2011) measured smaller intrusion volumes with their experimental setup in the presence of gravel above the intrusion orifice as compared with only water as an external media. They also observed a smaller impact of the orifice diameter on the intrusion volume when gravel was present. They could partially explain these results by the viscous and inertial resistance introduced by the gravel, limiting the velocity of the entering water. CFD (Computational Fluid Dynamics) modeling of intrusion into a pipe located in a completely saturated isotropic homogeneous porous media was conducted by Collins et al. (2010) and revealed that external water could be drawn into the orifice from all around the pipe. Yet, their representation of the ground around a leak might be misleading as long-term leakage will likely scour the ground, increase the soil porosity or even cause soil fractures next to the orifice (Van Zyl and Clayton 2007). Based on the theoretical orifice equation, leakage and intrusion flows are relatively insensitive to pressure values. However, as the pressure exponent increases, both intrusion volumes and the impact of modeled pressures on computed intrusion volumes grow rapidly. Given the major impact of the pressure exponent on the computed volumes, it appears essential to verify the relationship between intrusion flows and pressures, particularly in the presence of soil, as undertaken by Collins et al. (2010, 2011).

The estimation of intrusion volumes may also be affected by the shape and stability (extent of pressure oscillations) of the modeled pressure profiles (Figure 4.2). At each node, this profile determines both the low pressure values used in equation 2 and the low pressure duration of equation 1. Such instability of the modeled pressures can be introduced by the numerical algorithm, the omission of many dampening mechanisms in commercial transient models, and the shape of the pump speed change curve approximating the recorded transient event (Ebacher et al. 2011), and is often encountered in transient analysis results (Friedman et al. 2004, Fleming et al. 2006, Fleming and LeChevallier 2008). The rapid variations may indeed modify the negative pressure duration, which is significant in the calculation of intrusion volumes (Besner et al. 2011). However, the verification of the fit between the modeled and recorded pressures at multiple sites is tedious and costly.

Values of intrusion volumes are also dependent on the uniform application of a single leakage orifices' head over all nodes of the DS. The selected software does not actually allow the definition of an independent leakage orifices' head for each node or group of nodes. Yet, even if such a feature was implemented in the current platform, the assignment of each nodal leakage orifice head would be a complicated endeavour, due to the very local nature of groundwater levels in the studied DS and their important temporal variations (Figures 1 and 3). Besides, few utilities possess comprehensive data about the water table on their territory, and other sources of ground saturation exist (leaking water main or storm/wastewater sewer), making the evaluation of a local leakage orifices' head even more difficult. Thus, worse but realistic values of leakage orifices' head may be applied to estimate worst-case intrusion volumes.

Finally, intrusion volumes are also influenced by the uniform distribution of leakage among all DS nodes. The leakage constant derived from the assigned leakage rate value is applied uniformly to all nodes, without regard to the nodal leakage demand (if available), so that the same orifice area is assigned to each node. In fact, the leakage orifice assigned to a node should depend on the leakage demand and pressure at this node, as a larger leakage demand translates into a larger orifice area for a given pressure. Improved knowledge of the geographical distribution of leakage in the field is possible (for example, through flow monitoring in district metered areas or by assessing areas of plastic pipes versus old unlined iron pipes). Using a non-

uniform distribution of leakage rates could generate smaller or larger intrusion volumes and influence both the area and the number of people affected by intrusion.

4.5 Conclusion

This study reports on the use of field data and modeling work to quantify the relative importance of four factors contributing to intrusion in DSs (HLO, HAVV, LR, MFD). The spatial and temporal variations of groundwater levels were found to be important in the studied system. The collected groundwater level data suggest that pipes located in elevated areas (a critical location for low pressure in a DS without elevated storage such as the one investigated here) may also be submerged under groundwater. The range of simulations performed led to total intrusion volumes varying from about 10 to more than 360 L per event. Both sensitivity analyses conducted have shown that the relationships between the total intrusion volume and the four contributing factors investigated are not monotonic, and that the AVVs' orifice head is the dominant factor. As potential intrusion volumes through submerged AVVs are large and are mainly determined by the head of water above the orifice, water utilities should pay special care to the inspection of their AVV vaults to ensure they are well sealed and should schedule drainage of the vaults vulnerable to flooding. Model outputs also showed that, under certain conditions, the total intrusion volume may decrease when the leakage orifices' head increases as water entering through leakage orifices attenuates the transient wave. When intrusion only takes place through pipe leaks, results suggest that the leakage rate greatly influences the volume entering at each node located in the intrusion area, while the leakage orifices' head mostly impacts the extent of the area affected by intrusion. The uncertainty on the estimated intrusion volumes is a function of the uncertainty on modeled transient pressures, distribution, size and shape of leakage orifices and AVVs' outlet orifice, leakage orifices' head and AVVs' orifice head values, as well as on the uncertainty regarding the adequacy of the orifice equation for intrusion computations from a porous media into a pipe. A better understanding of the factors influencing intrusion is important in order to identify the most appropriate actions to reduce intrusion volumes in DSs. While intrusion volume estimates are essential in assessing the potential health risk induced by transient negative pressure events, this work has revealed that the assumptions used for the quantification of intrusion may have a large impact on the obtained intrusion volumes. It is therefore important to assess the influence of the

selected modeling parameters in order to put into context and better understand the results from more advanced models, such as public health risk analysis frameworks.

Acknowledgments

This research is funded by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada, and the NSERC Industrial Chair on Drinking Water at École Polytechnique de Montréal. Their support, and the one from the participating utility, Jean-François Therrien, Yves Fontaine, and Dr. Bong Seog Jung are gratefully acknowledged.

**CHAPITRE 5 PUBLICATION #3: URBAN GROUNDWATER AND
FLOODED VALVE VAULTS: CONTAMINATION LEVELS AND
SUBMERGENCE OF PIPES AND OTHER APPURTENANCES IN A
DRINKING WATER DISTRIBUTION SYSTEM**

Cet article répond aux troisième, quatrième et cinquième objectifs du présent projet en évaluant la submergence de l'aqueduc et des ventouses, la qualité de l'eau souterraine peu profonde et de l'eau des chambres d'aqueduc ainsi que les sources d'inondation et de contamination desdites chambres. Le suivi des niveaux d'eau dans 17 piézomètres et 20 chambres de vannes a montré que les conduites et les ventouses sont communément submergées dans le réseau étudié. Un dispositif multi-entonnoir installé dans une chambre d'aqueduc a révélé l'importance des volumes de ruissellement dans l'inondation des chambres. De nombreux paramètres chimiques et microbiologiques ont été analysés dans 19 échantillons d'eau souterraine, 28 échantillons d'eau de chambres, 28 échantillons de sédiments de chambres et 7 échantillons de ruissellement urbain. Le risque pour la santé publique apparaît être principalement de nature microbiologique dans le réseau à l'étude. Cet article a été soumis à *Water Research* le 23 novembre 2012.

**URBAN GROUNDWATER AND FLOODED VALVE VAULTS: CONTAMINATION
LEVELS AND SUBMERGENCE OF PIPES AND OTHER APPURTENANCES IN A
DRINKING WATER DISTRIBUTION SYSTEM**

By G. Ebacher^{1*}, M.C. Besner¹, and M. Prévost¹

¹École Polytechnique de Montréal, NSERC Industrial Chair on Drinking Water, Civil, Geological and Mining Engineering, C.P. 6079, Succ. centre-ville, Montréal, QC, H3C 3A7, Canada

*Corresponding author: tel. 514-340 4711 ext. 2975, email: gabrielle.ebacher@polymtl.ca

ABSTRACT

Air vacuum valves (AVVs) and pipe leaks are potential entry points of contaminated water into drinking water (DW) distribution systems (DSs) under intrusion conditions. The extent and impact of this intrusion will depend on the amount of ingress water, especially the external head

of water, and its level of contamination. In order to estimate the submergence of AVV outlet orifices and DW pipes, water levels were monitored weekly in 20 valve vaults and 17 groundwater wells over more than eight months in a full scale distribution system. Monitoring results show that water mains and the outlet orifice of AVVs are commonly submerged in the investigated system. The source of flooding in vaults was investigated and urban runoff was found to be the dominant contributor for 16 vaults. A subset of 14 valve vaults and 10 piezometers were sampled for microbial and chemical parameters. Except for high cadmium concentrations in one valve vault and elevated concentrations of petroleum products and lead in a groundwater piezometer, the concentrations of chemical contaminants at the 24 sampling sites generally did not exceed drinking water standards. However, high counts of microbial fecal indicators were detected at numerous sampling locations, especially in vaults, suggesting that the public health risk associated with intrusion in the studied system is mainly microbiological in nature. The relative contribution from runoff was also investigated by measuring runoff volumes entering a valve vault during rainfall events and by assessing the quality of seven runoff samples. Runoff volumes of up to 255 L per mm of rainfall were found to enter the tested vault and runoff water was identified as the main source of pesticides, pharmaceuticals, microbial indicators of fecal contamination and hydrocarbons in vaults. The microbial and chemical characterization of sediments from 14 vaults suggests that removing sediments on a yearly basis could limit contaminant exposure of field crews and reduce contamination levels close to water mains.

5.1 Introduction

Recent intrusion modeling work has shown that flooded AVV chambers expose the DS to a significant contamination risk under negative pressure conditions, as untreated water above AVVs' outlet orifice can be drawn into the DS during negative pressure events (Ebacher et al. 2012). AVVs are large-orifice air valves, designed to exhaust large quantities of air when pipes are filling, and to allow air to enter the DS if negative pressures take place, creating a cushion that dampens out pressure fluctuations. The diameter of AVVs' outlet orifice, the opening by which air enters and leaves the valve body, typically varies between 25 and 600 mm depending on the size of the main they are installed on (APCO Valve and Primer Corporation 2000). AVVs (as a single body or in combination with an air release valve) may therefore become a significant

intrusion pathway when their outlet orifice is submerged. Water can accumulate in underground valve vaults from infiltrated groundwater or leaking water from a damaged pipe or valve inside the chamber. Street runoff from rainfall or snowmelt events may also contribute to the accumulation by entering through the manhole cover perimeter or orifices (commonly referred to as *pick holes* as they are used to lift the cover). Occurrences of flooded valve chambers have been reported in some systems (Kirmeyer et al. 2001a, Besner et al. 2010), yet no water level data are available over time to assess the dynamic of submergence. Many electrical utilities managing underground DSs have faced similar flooding issues in their underground transformer vaults, which caused accelerated corrosion, premature aging of their equipment, delayed access to the transformers, and resulted in unsanitary working conditions for their employees (Courchesne 2000). Dewatering the electrical vaults by pumping the vault water to water bodies, directly or via the stormwater sewer system, is controlled under the US Clean Water Act and other similar laws, because of the risk associated to leaking old (pre-1980) electrical equipment, which often holds PCB-containing mineral and insulating oils (Pacific Gas and Electric Company 2008). It is unlikely that drinking water valve vaults contain PCBs, but the quality of this potential intrusion water is questionable. Previous research focused on the detection of microbial indicators of fecal contamination (Besner et al. 2010) but no data are available on the presence of chemicals, such as hydrocarbons, metals, and pesticides, likely to be detected in valve vault water and sediments. Sediments accumulating at the bottom of valve vaults may give an overview of older contamination events.

Leaks in DW pipes can be an intrusion pathway when submerged under groundwater if low or negative pressures occur. Significant leakage rates are often reported for DSs in North America (ASCE 2009, Environment Canada 2011). Transient analysis and the orifice equation have been used by several authors to estimate intrusion volumes through leakage orifices under various scenarios (Funk et al. 1999, Kirmeyer et al. 2001a, LeChevallier et al. 2003c, LeChevallier et al. 2004b, Fleming and LeChevallier 2008, Ebacher et al. 2012). The probability of infection resulting from transient intrusion, through pipe leaks, of water contaminated with two viruses (norovirus and rotavirus) was also estimated by Teunis et al. (2010) using quantitative microbial risk assessment. However, the use of simplified transient modeling assumptions and the lack of field validation of the modeled negative pressures may lead to an overestimation of the intrusion

volumes and the corresponding estimated risk (Ebacher et al., 2012). Furthermore, the sensitivity analysis conducted by Ebacher et al. (2012) revealed that the potential intrusion volumes of untreated groundwater through pipe leaks are less critical than those through submerged AVVs.

Saturated soil conditions around pipes may either be caused by leaking water mains or sewers, with potentially large exfiltration rates (Karpf and Krebs 2011), or by groundwater. Kirmeyer et al. (2001a) reported that 15 to 30% of the total length of pipes in some systems may be located below the shallow groundwater table, either permanently or for a few months at a time. Saturated soil conditions around pipes facilitate microbial transport (Abu-Ashour et al. 1994). Various concentrations of microbial indicators of fecal contamination and enteric viruses have been detected in soil and water samples collected in pipeline repair trenches (Karim et al. 2003, Besner et al. 2008), providing evidence of human fecal contamination in the immediate environment of DW pipes. A better evaluation of the microbial and chemical contamination potential of groundwater nearby DW pipes, including groundwater submergence of pipes, is needed to better understand the public health risk associated with intrusion in pressurized drinking water systems.

5.2 Objectives

This work aims at evaluating the contamination potential of valve vault water and groundwater in case of accidental intrusions in DW DSs, such as during low or negative pressure transient events. Specific objectives of this research included (i) the estimation, based on field monitoring results, of the frequency of submergence and the range of external heads above DW pipes and outlet orifices of AVVs; (ii) the analysis of valve vault water and groundwater samples for numerous microbial and chemical contaminants in order to grasp the public health risk associated with intrusion of such water in the DS; and (iii) the investigation of the causes of vault flooding and origin of water in vaults by determining runoff volumes entering a vault during rainfall events and through comparisons with groundwater quality and local urban runoff water quality.

5.3 Methodology

5.3.1 Valve vault water and groundwater level monitoring

Valve vault water and groundwater levels were monitored weekly, from April to December 2011, in 20 valve vaults and at 17 piezometer sites located in urban and peri-urban areas of a full-scale DS previously studied by Payment et al. (1997) and Besner et al. (2010). A water level indicator, also referred to as an electrical tape, was used for measurements. Monitoring sites with different ground elevations were selected. Five of the 20 vaults investigated contained an AVV and the distance between the ground level and the AVV outlet orifice was measured in these vaults. This distance is an indication of the maximum external head that could be observed if the vault was full of water. The remaining vaults housed similar appurtenances, such as isolation valves or air release valves. Piezometer depths ranged from 1.39 to 4.78 m below the ground surface. Variable well depths were obtained as the selected drilling machine could not bore into rock. Thus, the boring was stopped at approx. 4.50 m or when rock was first encountered.

5.3.2 Collection of valve vault water/sediments, and groundwater samples

In October 2011 and April 2012, 14 valve vaults and 10 piezometers were sampled for water quality. The water samples were collected using a 600 rpm peristaltic pump and new HDPE tubing (ID = 6.4 mm) at each site to prevent cross-contamination. In valve vaults, water samples to be analyzed for volatile (benzene, toluene, ethylbenzene, total xylenes) and petroleum (C10-C50) hydrocarbons were collected at the water surface, while all other samples (to be analyzed for pharmaceuticals and pesticides, microbiology, metals, and physico-chemical parameters) were collected approximately mid-way between the water surface and the vault floor. In piezometers, the tubing was lowered down to approx. 10 cm above the well bottom in order to avoid pumping large amounts of deposited particles. Piezometer wells were purged one or two days before sampling by pumping out approximately three times the water volume sitting in the well. In November 2011 and May 2012, sediments from the same 14 vaults were also collected for characterization. Water was pumped out of the vaults before entry and sediment samples were collected using a sterile trowel to fill large plastic zip-top bags. Sediments sitting on the vault

floor, on the pipe and on the valve were composited in the bag, the contents of which were well mixed before their transfer to the sample containers used for the different laboratory analyses. All water and sediment samples were kept in a cooler and received by the laboratory personnel within eight hours of collection.

5.3.3 Microbiological analyses

Microbiological analyses included the detection of four microbial indicators in the water and sediments: aerobic endospores, enterococci, total coliforms, and *E. coli*. All samples were assayed by membrane filtration and cell culture. Ten sediment samples from valve vaults were assayed for *Cryptosporidium* oocysts and *Giardia* cysts: tested vaults were selected based on total coliforms and enterococci counts in valve vault water. Sample preparation, methodological details, and detection limits are indicated in the Supporting Information (Section 1, Tables SI-1 and SI-2).

5.3.4 Testing for hydrocarbons and metals

The water and sediment samples were analyzed for hydrocarbons (19 analytes in water and 26 analytes in sediments) and metals (17 analytes in water and 14 analytes in sediments) by an external accredited laboratory, except for the metallic cations Ca^{2+} , K^{+} and Mg^{2+} which were analyzed internally (in water samples only) with the iCAP6000 Duo ICP (Thermo Fisher Scientific, MA) used with the ultrasonic nebulizer U500AT⁺ (CETAC, NB), and axial plasma view for better sensitivity. Details of the parameters analyzed, detection methods, preservatives, and detection limits are presented in the Supporting Information (Tables SI-1, SI-2 and SI-3).

5.3.5 Detection of pharmaceutical compounds and pesticides

Water samples were analyzed in duplicate for caffeine, carbamazepine, paracetamol, theophylline, atrazine and deethylatrazine (DEA) using on-line solid-phase extraction combined with liquid chromatography tandem mass spectrometry (SPE-LC-MS/MS) (Sauvé et al. 2012). Methodological details and detection limits for pharmaceuticals and pesticides are presented in the Supporting Information (Section 2, Table SI-1).

5.3.6 Evaluation of runoff volumes entering valve vaults and collection of runoff samples

A testing device (Figure 5.1) collecting runoff water entering a valve vault was designed to separate runoff volumes entering through the cover perimeter and each of the four pick holes. The four small funnels collect the water entering through each pick hole, while the larger funnel collects the water entering through the circular joint between the manhole cover and its frame. Each small funnel is connected with a flexible plastic pipe (ID = 25.4 mm) to a 200 L tank installed on the vault floor, while the larger funnel is connected to two interconnected tanks. The funnels were fitted with metallic mesh filters to avoid clogging the plastic pipes. Silicon was used at the joint where the larger funnel sits on the metallic rim of the manhole cover frame to ensure all runoff water ended up in the collecting tanks. In the summer of 2011, runoff volumes entering a vault located on the curb of a residential street were measured following eight rainfall events. After each event, the device was removed to measure runoff volumes accumulated in the tanks. During the fall of 2011 and the spring and summer of 2012, seven runoff water samples were collected using a slightly modified version of the previously described testing device (Figure 5.1). These samples were collected from four vault sites and were analysed for water quality. Water was collected within 12 hours of the end of rainfall events (rainfall accumulations ranging from 2.0 to 36.2 mm). The contents of the tank were mixed before distribution in smaller containers for the various water quality analyses. Unfortunately, the 20 L tank overflowed for four of the seven sampled rainfall events, affecting the representativeness of runoff samples. Rainfall data were obtained from five rain gauges distributed over the studied area.

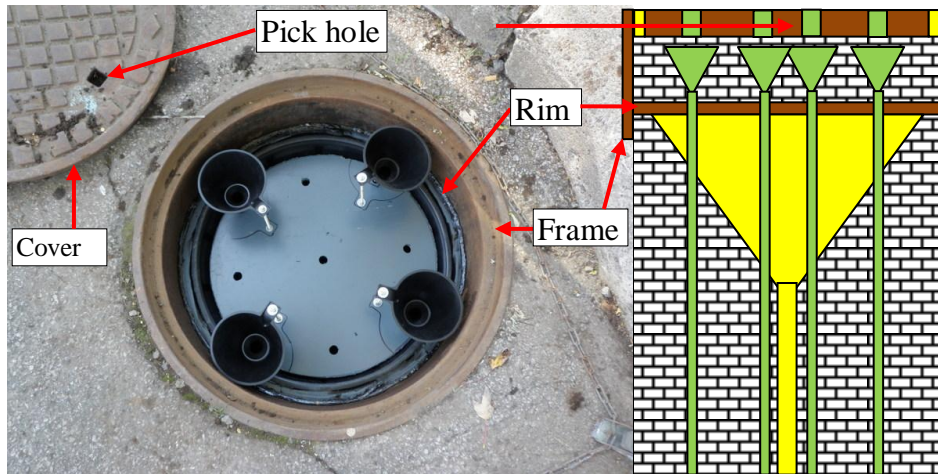


Figure 5.1 Testing device for collection of runoff volumes entering a valve vault (plan view photo and schematic elevation diagram)

5.3.7 Statistical analysis

Statistical analyses were conducted with Statistica 8 (StatSoft, Tulsa, OK). Statistical tests included: Shapiro-Wilk and Sign tests, Kruskal-Wallis ANOVA, Spearman rank order correlations, and linear regressions. The level of significance was set at 0.05.

5.4 Results and discussion

5.4.1 Submergence of air valves and drinking water pipes

During the 9-month monitoring period, four valve vaults (out of 20) remained dry (ID: 1, 3, 4, 7), and water levels up to the ground surface were recorded in two vaults (Figure 5.2). The inspection of five AVV vaults showed that AVV outlet orifices were located between 1.7 and 2.3 m below the ground surface. As shown in Figure 5.2, all recorded water levels in four valve vaults were above -1.7 m, while all recorded water levels in eleven valve vaults were above -2.3 m. These results indicate potential common submergence of AVVs. No obvious relationship between ground elevation and valve vault water levels is observed (Figure 5.2).

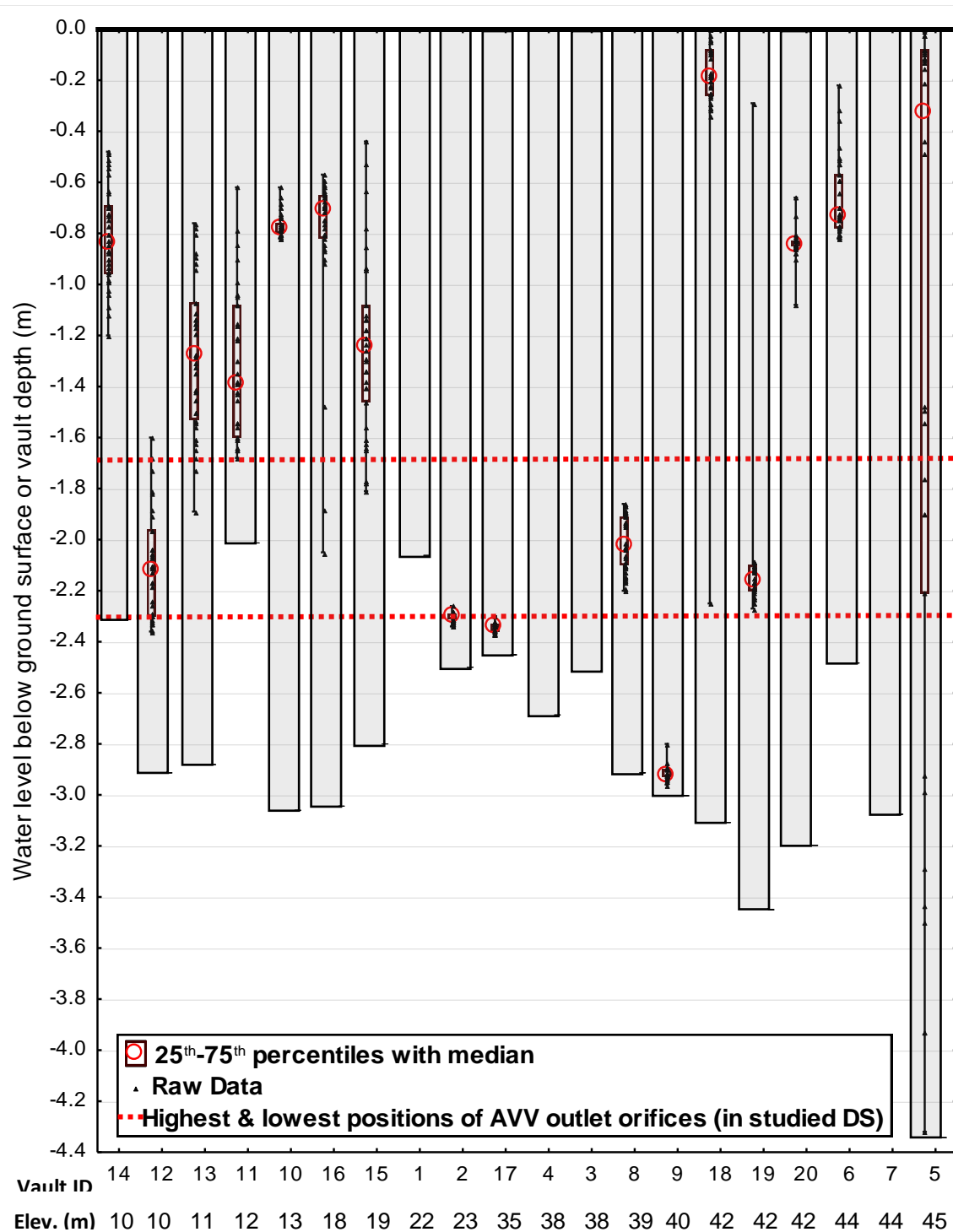


Figure 5.2 Water levels monitored weekly in 20 valve vaults from April to December 2011 along with associated vault depth (shaded area). Vaults are presented in ascending order of ground elevation. – Vault no. 5 was emptied once (on 2011-06-09) during the monitoring period.

Groundwater levels from the 17 piezometer sites were found to vary significantly, both spatially and temporally (Figure 5.3). The highest and lowest groundwater levels recorded over the 9-month monitoring period are respectively 0.03 m and 4.11 m below the ground surface. Shallow water table levels are influenced by rainfall, snowmelt, and anthropogenic and geological barriers. Provincial standards (Bureau de normalisation du Québec 2004) for freeze protection of water DSs prescribe that water mains must be covered with at least 2.2 m of filling for the studied utility (assuming a 5% water content in the surrounding soil). Our dataset for groundwater levels suggests that DS pipes submerged by groundwater are common in the studied system. All recorded water levels at ten piezometer sites were above -2.2 m (Figure 5.3). Despite the presence of shallower wells at higher elevations, the lowest groundwater levels were observed at higher elevations (Figure 5.3). However, there is no direct relationship between elevation and groundwater levels as some elevated sites have a constantly shallow water table.

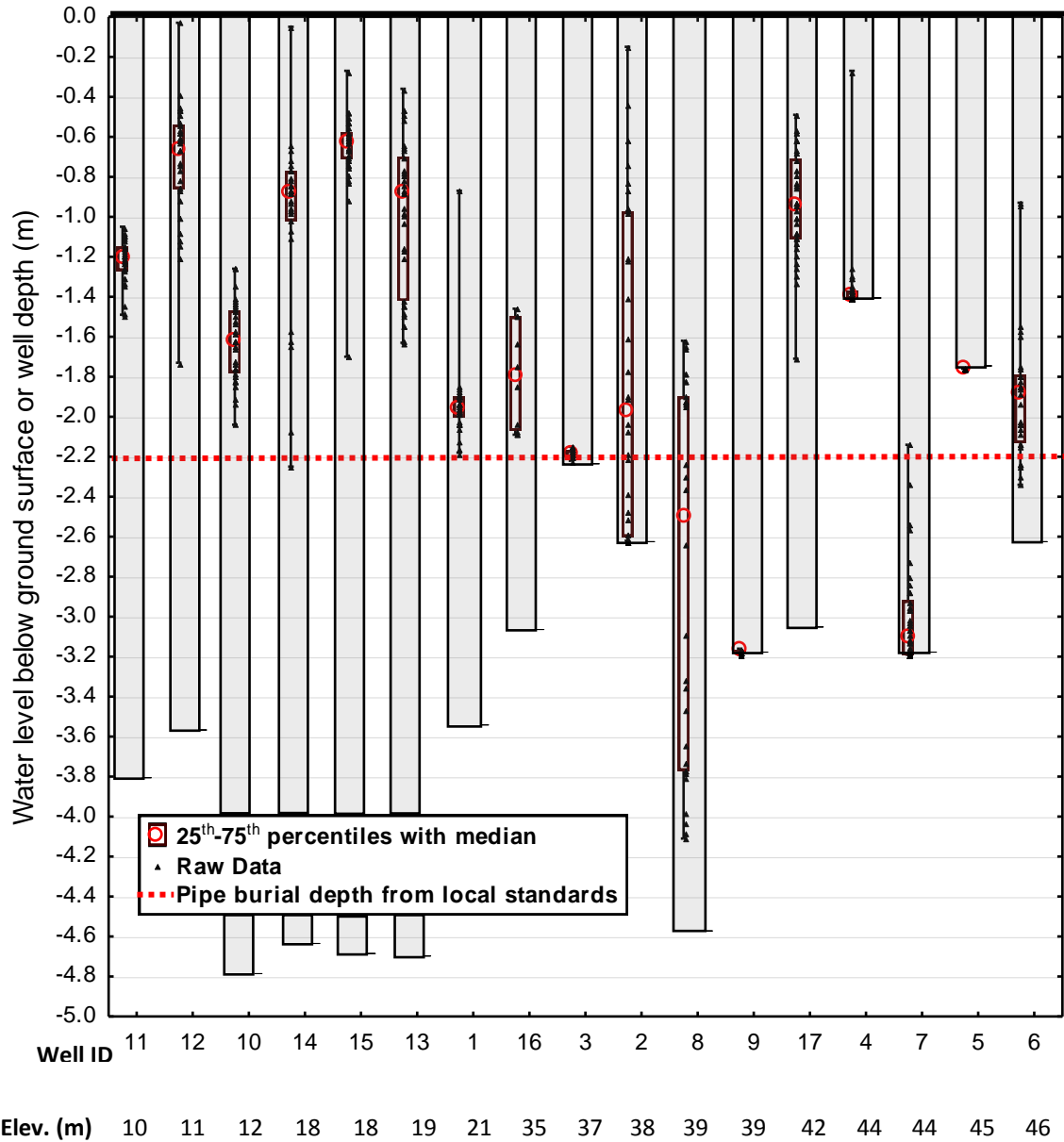


Figure 5.3 Groundwater levels monitored weekly in 17 piezometers from April to December 2011 (except for piezometer no.16: from April to May 2011) along with corresponding well depth (shaded area). Wells are presented in ascending order of ground elevation.

5.4.2 Quality of valve vault water, groundwater, and runoff water

Concentrations of some pharmaceutical products, pesticides, microbial indicators, hydrocarbons, and metals in valve vault water, groundwater, and runoff water were compared to reference levels to assess the contamination potential of groundwater and valve vault water in the case of intrusion of such water in the DS and to characterize the contamination sources of valve vaults (Figures 5.4, 5.5 and 5.6; Supporting Information: Tables SI-4 and SI-5). Reference levels used for comparison include maximum contaminant levels (MCLs) for DW prescribed by the EPA (2012), contaminant levels found in stormwater based on an international literature review conducted by Makepeace et al. (1995) for the years 1970-1995, and maximum metal concentrations observed in runoff by Mayer et al. (2011) at three Canadian highway sites between 1996 and 1998 (n = 26).

5.4.3 Pharmaceuticals and pesticides

Paracetamol, an anti-inflammatory drug, and carbamazepine, an antiepileptic drug, are frequently detected at high concentrations in raw sewage and wastewater effluents (Daneshvar et al. 2012). Carbamazepine has been identified as a useful tracer for cumulative persistent contaminants found in wastewaters (Daneshvar et al., 2012). In this study, paracetamol was not detected in the 54 water samples tested, but carbamazepine was detected in groundwater at one site (in April 2012, 27.242 ng/L) and was associated with the highest *E. coli* concentration measured in groundwater (200 CFU/100 mL). The contaminated well is located in a peri-urban area and five private septic installations (including four installed before the adoption, in 1981, of a provincial regulation on septic installations (MDDEP 2012b) are located within approx. 100 m of the piezometer. Contamination of the piezometer with wastewater leaking from a faulty septic installation could explain the carbamazepine and *E. coli* levels observed. Carbamazepine levels below the reported detection limit (RDL) in all other water samples suggest that no other site was contaminated by wastewaters at the time of sampling.

Caffeine was identified by Daneshvar et al. (2012) as a tracer of recent wastewater discharges in surface waters. Yet, our results revealed significant concentrations of caffeine in urban runoff

(average = 143 ng/L, frequency of detection = 7/7). Caffeine concentrations in runoff water are at least an order of magnitude larger than those found in valve vault water and groundwater (Figure 5.4), suggesting that caffeine in valve vault water and in shallow groundwater comes from runoff water. The larger caffeine concentrations in valve vaults were observed in more densely populated areas. Caffeine in runoff and valve vault water could be associated with cigarette butts, which are commonly disposed of on road surfaces and in manholes (entering through pick holes). Cigarettes can contain up to 120 ug of caffeine per gram of tobacco (Song and Ashley 1998). The seasonal differences in caffeine concentrations of groundwater samples were found to be significant ($p = 0.01$ – Sign test) and caffeine and theophylline, a product of its decomposition, were significantly correlated (Spearman rank order correlation coefficient (SROCC) = 0.60, all water types). As the observed spring and fall groundwater levels were similar (data not shown), the higher detection frequency of caffeine and theophylline in the groundwater samples collected in April could be explained by higher concentrations of these compounds in the spring urban runoff. Spring runoff, including snowmelt, is expected to be more contaminated as pollution accumulates in the snow and on road surfaces over wintertime.

As expected, atrazine and DEA, a metabolite of atrazine, were found to be significantly correlated (SROCC = 0.76, all water types). Atrazine (an herbicide) and DEA concentrations in runoff water were an order of magnitude larger than those in valve vault water and groundwater (Figure 5.4), suggesting that runoff had transported these compounds in vaults and groundwater. The maximum combined concentration of atrazine and DEA (299 ng/L) remains more than 16 times below the maximum DW concentration (5,000 ng/L) prescribed by the local authorities (MDDEP 2012c), yet exceeds the European standard of 100 ng/L. Higher atrazine and DEA levels were observed in valve vaults and piezometers located in peri-urban areas, where agriculture is practised and various crops (including corn) are grown. A concentration of 79 ng/L of atrazine was observed in October 2011 in a groundwater well located in a park in a residential area. As atrazine is not banned by the utility, this herbicide could have been used for lawn care in the municipal park or by the house owners in the area.

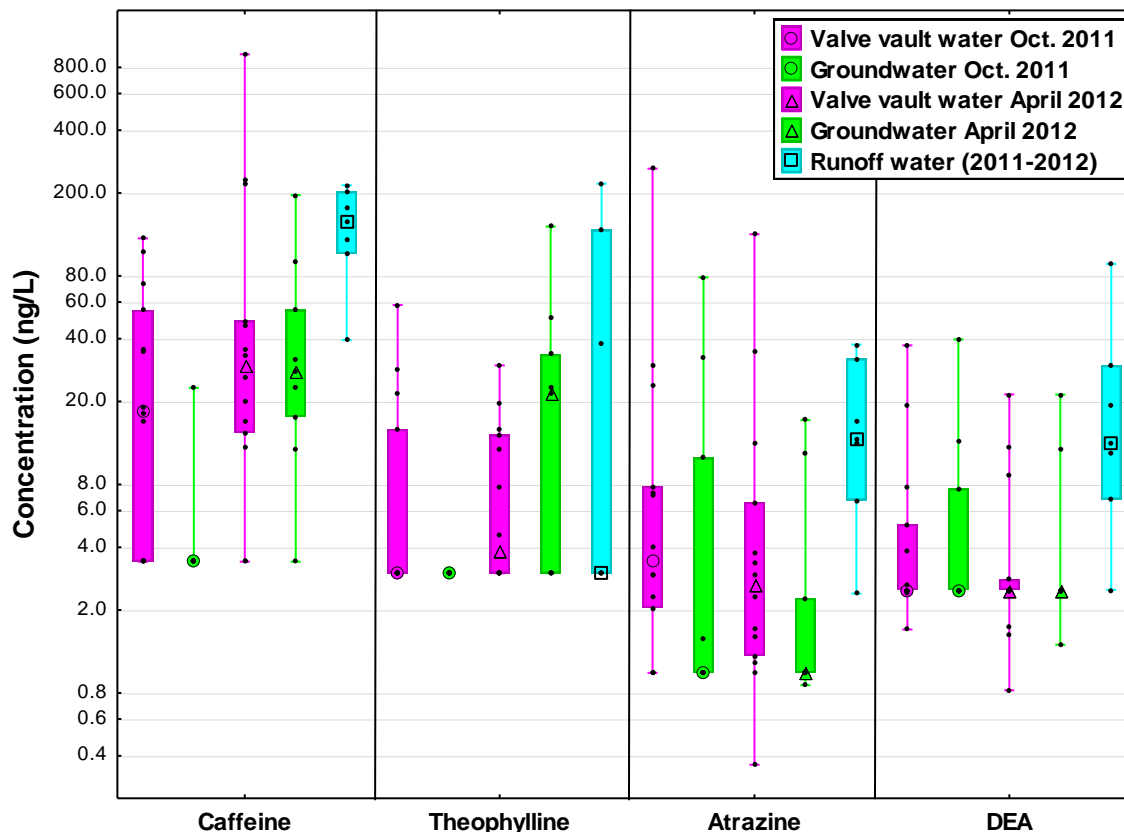


Figure 5.4 Pharmaceuticals and pesticides concentrations observed in valve vault water, groundwater, and runoff water – Boxes: 25th and 75th percentiles, with median – Values below the RDL were included as half of the RDL.

5.4.4 Microbial indicators

Concentrations of four microbial indicators (aerobic endospores, enterococci, total coliforms, and *E. coli*) in the 54 water samples assayed were compared with available counts for the local river source water and wastewater (Payment 2003) and for vault water samples previously collected in the same system (Besner et al. 2010) (Figure 5.5). Aerobic endospores are not considered to be a groundwater contaminant as they compose the normal flora of soil where they are found in large densities (Karim et al. 2003, Besner 2007, Cartier et al. 2009). Aerobic endospores were also present in runoff water (Figure 5.5), and are probably associated with percolation through the upper portion of soils.

The detected concentrations of enterococci and *E. coli*, which are fecal indicators, in groundwater and valve vault water samples are significantly lower than those measured in the local wastewater (Payment 2003) (Figure 5.5). As anticipated, the *E. coli* and enterococci counts are also lower in the groundwater samples than in the raw surface water samples (Figure 5.5), validating that groundwater is less contaminated with fecal matter than the local surface waters (Payment 2003), which regularly receive combined sewer overflow loads (252 events in 2007 (Daneshvar et al. 2012)). The concentrations of enterococci, total coliforms and *E. coli* detected in valve vault water by Besner et al. (2010) are generally higher than those observed in October 2011 and April 2012 in the same system. This higher occurrence of microbial indicators could be associated with warmer temperatures, as Besner and colleagues sampled vaults during the summertime. The depth at which samples were collected was also different between the two studies, such that the temperature gradient in vaults (function of the ambient air temperature, the vault water level, and the constant local deep-soil temperature of approx. 9°C (Courchesne 2000)) may also have played a role. The significant spatial variability (large ranges) of microbial indicator concentrations (Figure 5.5) suggests the diversity of the contamination sources. The enterococci, total coliforms and *E. coli* counts in runoff water are two to three orders of magnitude above the median counts in valve vault water and groundwater, which are similar. Two out of seven runoff water samples and one valve vault water sample show *E. coli* counts up to 39 times larger than the maximum counts reported for stormwater by Makepeace et al. (1995). As there is no evidence of valve vault water contamination with municipal wastewater (based on the non-detection of carbamazepine at vault sites), the high concentrations of fecal indicators and total coliforms detected in some valve vaults are likely caused by larger runoff volumes in these vaults. Seasonal differences in *E. coli* concentrations in valve vault water samples were found to be significant (at $p = 0.003$ – Sign test) which suggests a potential temporal variation of the public health risk associated with intrusions of vault water (based solely on *E. coli* counts). Total coliforms and *E. coli* were found to be significantly correlated (SROCC = 0.51, all water types). Total coliforms were detected in water samples collected from repair sites in the studied system by Besner et al. (2008) with a maximum concentration of $2.7 \cdot 10^3$ CFU/100 mL, while 85% of our groundwater samples were positive for total coliforms with a maximum concentration of 320 CFU/100 mL. These results may be of concern as they suggest that the microbial contamination of water main trenches is more

important than that of the shallow groundwater sitting just outside trenches. This therefore emphasizes the use of sanitary practices during repair operations.

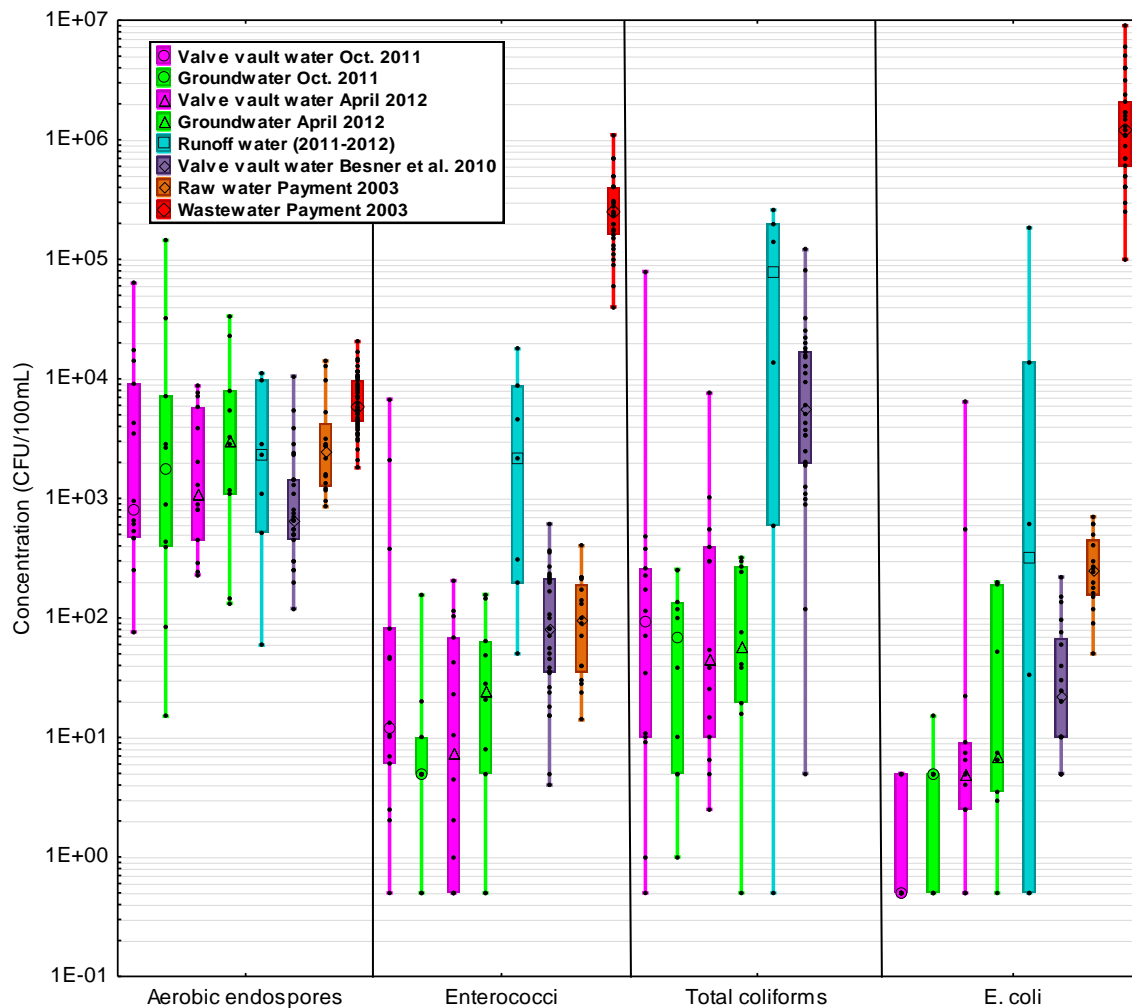


Figure 5.5 Microbial indicators concentrations in vault water, groundwater, and runoff water samples. Comparisons with vault water samples from Besner et al. (2010) and local raw waters/wastewaters from Payment (2003). – Boxes represent the 25th and 75th percentiles, with median. Values below the RDL were included as half of the RDL.

5.4.5 Hydrocarbons

Levels of contaminants measured in groundwater, valve vault water and runoff were compared with the drinking water EPA MCLs (EPA 2012). Although the presence of these contaminants is unquestionably undesirable, concentrations in all groundwater, valve vault water and runoff water

samples were below the MCLs for toluene and total xylenes (Supporting Information, Table SI-4). The MCL for ethylbenzene is only exceeded in a single runoff sample (Table SI-4). Benzene was detected at only one groundwater site and was not detected in valve vault water samples (Table SI-4). In groundwater, the maximum benzene concentration of 89 ug/L (October 2011) had reduced by half over the six-month period between samplings. Under intrusion conditions (and maximum detected concentration), a dilution factor of the contaminated groundwater of 1/18 would have been required to reach a benzene concentration in the DS below the US MCL (EPA 2012). Benzo(a)pyrene (BaP) concentrations above the MCL were also observed at the same site where benzene was detected. In that case, a dilution factor of the contaminated groundwater of 1/70 would have been necessary to reach a BaP concentration below the MCL (EPA 2012) in the DS. Volatile hydrocarbons and PAHs concentrations found in this well suggest local groundwater contamination with a petroleum product. As this area was filled with excavated earth decades ago, soil contamination is possible. Toluene and ethylbenzene concentrations in respectively one and two of the runoff water samples were found to exceed the maximum concentrations previously reported by Makepeace et al. (1995).

5.4.6 Metals

Each water sample collected was analyzed for a series of 17 metals. Mercury, antimony, and cobalt were not detected in any of the 54 water samples tested. Metal concentrations detected in valve vault water, groundwater, and runoff water samples were compared to DW MCLs (EPA 2012) (Figure 5.6). Cadmium, chromium, and molybdenum are not included in Figure 5.6, as they were each detected in only one distinct sample of vault water, runoff, and groundwater respectively. The cadmium concentration detected in a vault water sample was eight times above the MCL (EPA 2012) and an order of magnitude above the maximum cadmium concentration detected in highway runoff by Mayer et al. (2011). The MCL (EPA 2012) for arsenic was exceeded in two runoff samples with concentrations an order of magnitude above local groundwater concentrations. Arsenic was detected in only one vault water sample, but was more common in runoff water (71% of samples) and in groundwater (21% of samples). As arsenic and DEA were found to be significantly correlated in runoff water samples (SROCC = 0.88), arsenic in runoff water could be associated with the use of pesticides, an anthropogenic source of arsenic

in the environment (Makepeace et al. 1995, Health Canada 2006). The action level for lead was exceeded in October 2011 at the groundwater site where benzene was detected. Under intrusion conditions, a dilution factor of 1 in 5 of the groundwater would have resulted in a lead concentration in the DS below the current action level of 15 ug/L (EPA 2012). Some groundwater samples (8/10) and valve vault water samples (5/14) exceeded the secondary standard (SS) for aluminum, and 18/19 groundwater samples, 12/28 valve vault water samples, and 3/7 runoff water samples exceeded the SS for manganese. However, such standards are based on operational or aesthetic considerations rather than health effects. Overall, the metal concentrations in groundwater and valve vault water remain below the health-based thresholds, except for two specific cases of local contamination (with cadmium and lead).

Runoff water samples contain approximately one order of magnitude less cations (Ca^{2+} , K^+ and Mg^{2+}) and sodium than groundwater and valve vault water, suggesting that the presence of these analytes in vaults is associated with groundwater infiltration. In the springtime, Na, Ca^{2+} , and Mg^{2+} concentrations are higher, likely linked to the use of deicing salts on road surfaces during the winter months. Our dataset on water levels shows no significant differences between spring and fall groundwater levels (data not shown).

Several contaminant concentrations were correlated in runoff water samples. For instance, aluminum, manganese, and zinc are all significantly correlated with C10-C50 (SROCC = 0.82 – 0.86). These correlations could be explained by the likely relationship between drainage area of the sampled vault and runoff contamination levels, as larger drainage areas are associated with a higher probability of washing-off very contaminated sites.

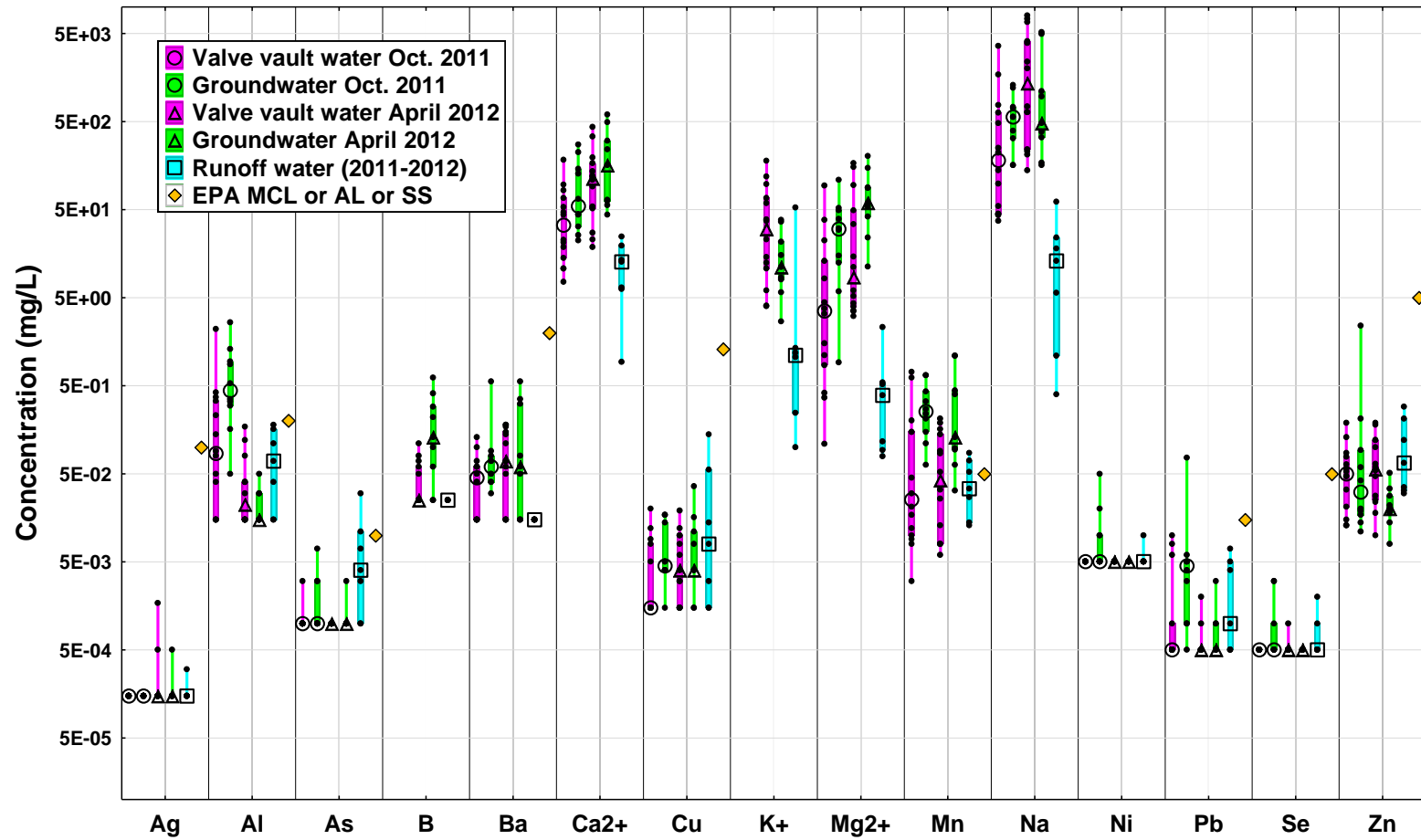


Figure 5.6 Metal concentrations in valve vault water, groundwater and runoff water samples as compared with DW MCLs (EPA 2012), action level for Pb, and secondary standards for Ag, Al, Mn and Zn – Boxes represent the 25th and 75th percentiles, with median. Values below the RDL were included as half of the RDL.

5.4.7 Contribution of runoff and groundwater to valve vaults

The potential quantitative contribution of street runoff to the filling of vaults was assessed with the multiple-funnel testing device (Figure 5.1) for eight rainfall events at one site. Runoff volumes entering through a typical four-orifice manhole cover located in a residential street curb ranged between 37 and 255 L/mm of rainfall (median = 55 L/mm). Filling rates vary with rain intensity, the quantity of debris (ex. leaves) diverting water from the manhole cover, and the duration of dry periods between rainfall events (affecting permeability of surfaces and depression storage). The average total volume of AVV vaults (including the access shaft) in the studied DS is 12 m³ (n = 12). Considering the median filling rate of 55 L/mm and average local annual rainfall of 799 mm, the total annual runoff volume entering the vault would average 44 m³. However, vaults rarely overflow as they are often not waterproof, allowing runoff water to infiltrate the surrounding soil with the vault water levels equalizing the shallow groundwater level. The testing device also revealed that the volume entering the vault through the circular joint between the manhole cover and frame was 1.4 to 20 times larger than that penetrating the vault through the four pick holes.

Correlation coefficients between weekly water level variations in each valve vault and its nearest piezometer were computed (Supporting Information, Table SI-6). A high correlation coefficient (≥ 0.8) suggests that the vault mainly contains groundwater, as it fills and empties synchronously with the local shallow groundwater. Conversely, a low correlation coefficient (< 0.3) suggests that the vault mainly contains runoff water, with filling patterns less dependent on the local groundwater level. When applying this approach to the 16 monitored vaults containing water, five vaults were found to contain a large proportion of groundwater, and eleven vaults contained mainly urban runoff water.

The general quality of groundwater and runoff water was compared using Kruskal-Wallis ANOVA tests. Conductivity, salinity, pH, and concentrations of boron, barium, Ca²⁺, Mg²⁺, manganese, and sodium were found to be significantly higher in groundwater, while the organic solid fraction (VSS/TSS), and concentrations of atrazine, DEA, caffeine, ethylbenzene, toluene,

total xylenes, total coliforms, and enterococci were found to be significantly higher in runoff water. Although these correlations can be used to identify the most abundant contaminants in both sources of vault flooding, observed concentrations in vault water vary, reflecting the relative contribution of groundwater and runoff water. As street runoff is typically more contaminated than valve vault water, discharge of vault water in stormwater sewers during vault draining would generally be adequate.

Mann-Whitney U tests were performed to investigate the influence of manhole positioning on contamination levels by grouping vaults according to a curbside (12) or on-road (n = 16) manhole cover location. On-road manhole vaults contained significantly more toluene (0.04). Despite potentially more contaminated water in vaults with an on-road manhole, runoff volumes entering these vaults are smaller than for the vaults with a curbside manhole, mitigating the risk associated with manhole positioning.

As water in valve vaults is often a mix of runoff water and groundwater, a simple test can be used to determine the likely source of accumulated water. When no rain is forecasted, the water level in a vault may be measured prior to pumping its content and again 24 hours after being pumped. If the vault then contains a significant amount of water, groundwater may then be identified as the dominant source of flooding at this site. This test was carried out for the studied vaults and confirmed the classification made on the basis of the correlations between weekly water level variations in each valve vault and its nearest piezometer.

5.4.8 Contamination of sediments

Sediments found in vaults can reveal the contamination history of a vault. Sediments were characterized on two occasions (November 2011 and May 2012) to assess if their presence in close proximity to water mains and in a working environment for field crews poses a significant health risk. Although vault sediments are not soils, their contamination levels with PAHs and metals were compared (Table 1) with the local regulation regarding subsurface containment of contaminated soils (RSCCS) (MDDEP 2012a) and the local policy for protection of soils and

rehabilitation of contaminated grounds (PPSRCG) (MDDEP 1999) in an attempt to better understand the detected contamination levels. Three levels are proposed as part of the PPSRCG: A: quantification limit for PAHs and background concentration for metals; B: maximum acceptable concentration for residential, recreational, institutional and commercial (when in a residential area) land uses; and C: maximum acceptable concentration for commercial (when not in a residential area) and industrial land uses.

Several metals (silver, mercury, molybdenum, selenium, tin) and a PAH (3-methylcholanthrene) were not detected in vault sediments. However, the cadmium criteria of the RSCCS was reached in one sediment sample and the C criteria of the PPSRCG was exceeded for cadmium (2 samples, 1 site), copper (1 sample), and the following five PAHs: benzo(a)anthracene (1 sample), benzo(b+j+k)fluoranthene (2 samples, 1 site), benzo(a)pyrene (2 samples, 1 site), chrysene (2 samples, 1 site), and indeno(1,2,3-cd)pyrene (1 sample). All exceedances of the C criteria for PAHs occurred in a single vault located on a residential street.

In general, fecal indicators were elevated in valve chamber sediments indicating long-term sustained fecal contamination. The maximum *E. coli* count in vault sediments (9916 CFU/gdw, Table 5.1) appears elevated when compared to maximum *E. coli* counts reported for freshwater sediments from 15 studies, some including sites heavily impacted by wastewater discharges (Pachepsky and Shelton 2011). As observed for valve vault water, microbial indicator counts in sediments vary widely between individual sites, over three orders of magnitude for enterococci, five orders of magnitude for total coliforms, and four orders of magnitude for *E. coli*. No *Cryptosporidium* oocyst nor *Giardia* cyst were detected in the vault sediments. However, only ten sediment samples were tested for these parasites with acceptable average recoveries (16% for *Cryptosporidium* and 40% for *Giardia*). These findings do not support the presence of direct wastewater discharge as the survival and accumulation of oocysts/kysts in the vault sediments would be expected because of the cold temperatures at the bottom of valve chambers (Peng et al., 2008).

The high microbial counts and significant concentrations of metals and PAHs in sediments suggest that vaults act as settling tanks, concentrating contaminants in sediments. Although sediments are contaminated, the passage of resuspended sediments in ingress water appears unlikely as vault water remains relatively stagnant. Potential disturbances include field crews entering for inspection or repairs, groundwater infiltration/runoff water exfiltration through cracks and faulty joints, and runoff water dropping from the manhole cover on the vault floor or water surface. The studied utility removes sediments from valve vaults only when sediments are obstructing the access to the pipe or valve (for maintenance or repair). In such circumstance, sediments are aspirated using a vacuum truck. Contents of the vacuum truck are emptied in a settling pond at the wastewater treatment plant (WWTP). The liquid fraction of the pond volume is directed to the WWTP, while the solid fraction is transported and disposed of in a landfill. This disposal procedure appears appropriate considering the observed concentrations of metals and PAHs. Removing the vault sediments as part of the recommended yearly valve inspection should be added to recommended best practice.

Table 5.1 Number of positive samples, minimum*, maximum and average values detected in valve vault sediment samples for microbial indicators, PAHs and metals, along with maximum contaminant levels prescribed by the RSCCS (MDDEP 2012a) and with the three levels proposed in the PPSRCG (MDDEP 1999) (n = 28, except n = 14 for Al, B, Hg, Na, Sb, Se & Sn)

	PPSRCG			RSCCS	# pos.	Min.	Max.	Av.
	A	B	C					
% dry weight						41	83	62
% volatile						2	23	5
Microbiological contaminants (CFU/gdw)								
Aerobic endospores					28	1902	249269	56396
Enterococci					17	<u>1</u>	693	173
Total coliforms					22	<u>1</u>	30546	2351
<i>E. coli</i>					19	<u>1</u>	9916	885
PAHs (also tested for in water samples) (mg/kgdw)								
Acenaphthene	0.1	10	100	100	14	<u>0.003</u>	0.4	0
Anthracene	0.1	10	100	100	9	<u>0.01</u>	1	0
Benzo(a)anthracene	0.1	1	10	34	19	<u>0.01</u>	10	1
Benzo(b+j+k)fluoranthene	0.1	1	10	136	21	<u>0.01</u>	35	4
Benzo(a)pyrene	0.1	1	10	34	20	<u>0.01</u>	13	2
Chrysene	0.1	1	10	34	20	<u>0.01</u>	20	2
Dibenz(a,h)anthracene	0.1	1	10	82	17	<u>0.003</u>	2	0
Fluoranthene	0.1	10	100	100	20	<u>0.01</u>	38	5
Fluorene	0.1	10	100	100	9	<u>0.01</u>	0.7	0
Indeno(1,2,3-cd)pyrene	0.1	1	10	34	19	<u>0.01</u>	10	1
Naphthalene	0.1	5	50	56	7	<u>0.01</u>	0.2	0
Phenanthrene	0.1	5	50	56	22	<u>0.01</u>	13	2
Pyrene	0.1	10	100	100	21	<u>0.01</u>	29	3
Other PAHs (mg/kgdw)								
Acenaphthylene	0.1	10	100	100	10	<u>0.003</u>	0.11	0
Benzo(c)phenanthrene	0.1	1	10	56	6	<u>0.01</u>	2	1
Benzo(e)pyrene	--	--	--	--	20	<u>0.01</u>	14	2
Benzo(ghi)perylene	0.1	1	10	18	20	<u>0.01</u>	9	1
Dibenzo(a,h)pyrene	0.1	1	10	34	1	<u>0.01</u>	0.05	0.05
Dibenzo(a,i)pyrene	0.1	1	10	34	3	<u>0.01</u>	0.9	0.47
Dibenzo(a,l)pyrene	0.1	1	10	34	1	<u>0.01</u>	0.02	0.02
7,12-Dimethylbenz(a)anthracene	0.1	1	10	34	2	<u>0.01</u>	0.03	0.03
1,3-Dimethylnaphthalene	0.1	1	10	56	13	<u>0.01</u>	1	0.26
3-Methylcholanthrene	0.1	1	10	150	0	<u>0.01</u>	0.01	0.01
1-Methylnaphthalene	0.1	1	10	56	8	<u>0.01</u>	0.6	0
2-Methylnaphthalene	0.1	1	10	56	11	<u>0.01</u>	1	0
2,3,5-Trimethylnaphthalene	0.1	1	10	56	9	<u>0.01</u>	0.5	0.21
Metals (mg/kgdw)								
Ag	2	20	40	200	0	<u>2</u>	2	2
Al	--	--	--	--	14	3900	13000	6432
As	6	30	50	250	13	<u>2</u>	5	3
B	--	--	--	--	6	<u>5</u>	7	6
Ba	200	500	2000	10000	27	<u>5</u>	120	77
Cd	2	5	20	100	14	<u>0.2</u>	100	10
Co	15	50	300	1500	14	<u>2</u>	11	8
Cr	85	250	800	4000	27	<u>2</u>	79	40
Cu	40	100	500	2500	28	13	560	102
Hg	0	2	10	50	0	<u>0.5</u>	0.5	0.5
Mn	770	1000	2200	11000	28	210	700	488
Mo	2	10	40	200	0	<u>2</u>	2	2
Na	--	--	--	--	14	440	20000	3964
Ni	50	100	500	2500	27	13	42	24
Pb	50	500	1000	5000	21	<u>5</u>	340	77
Sb	--	--	--	--	5	<u>2</u>	3	2
Se	110	500	1500	7500	0	<u>10</u>	10	10
Sn	5	50	300	1500	0	<u>50</u>	50	50
Zn	--	--	--	--	28	120	1900	612

*When values were below the RDL, minimum values were set at the RDL and underlined.

5.4.9 Operational strategies to mitigate the risk of contamination

Runoff water appears as a significant pathway of entry of contaminated water in valve vaults. However, groundwater may also contribute to the accumulation of water and infiltration in aging valve vaults is not unusual as suggested by field observations, level monitoring, and water quality testing. The existing engineering standards prescribe that valve vaults should be waterproof ((Bureau de normalisation du Québec 2004), however, the waterproofness of the vaults should be verified over time to ensure that corrective actions are applied when needed. Despite the local groundwater being generally less contaminated than runoff water, waterproofing vaults from groundwater entry would reduce the potential for intrusion through AVVs by minimizing the frequency of submergence of these appurtenances in a number of vaults.

Minimal air exchanges between the underground vault and the atmosphere are necessary for the air-vacuum valves to function properly and to ensure that the air drawn into the pipe during a negative pressure event is of reasonable quality. The most common design ensures air intake through the four manhole cover pickholes and the circumferential joint between the manhole cover and its frame. A sealed manhole cover with non-penetrating pick holes is often used in combination with tamper-proof above-grade venting, consisting in two screened *J*-shaped vent pipes of different lengths (close to floor and ceiling) to allow the circulation of fresh air in the underground vault (AWWA 2001). These venting pipes are generally located on the municipal right-of-way between the sidewalk and private lots. Their down-facing screened orifice should be high enough to prevent snow obstructions or flood water from entering the vault. For utilities with snow accumulation, very high vent pipes could be required to reach above snowbanks accumulated on roadsides. Under freezing conditions, the M51 manual (AWWA 2001) recommends using a single vent pipe with a baffle to avoid dragging large quantities of cold air into the vault, which could result in freezing of the air valve. Dampers are commercially available to minimize air exchanges through vent pipes under freezing conditions (ValMatic 2008). Despite these precautions, the risk of valve freezing is significant in colder climates, where vent pipes are often disregarded. A solution prompted by the local electrical utility consists in covering the access manhole covers of their underground transformer vaults with removable concrete paving slabs and creating one cylindrical catch basin ($D \approx 45$ cm) on each side of the transformer vault to

allow ventilation of the vault through a grated cover and a ventilation conduit and to collect runoff water, which is then discharged to the sewer system (Courchesne 2000). This solution for venting and draining vaults appears inadequate for DW systems, because of the associated risk of sewer backflow. The actual venting of valve vaults in Quebec is provided through the manhole pick holes, allowing thereby larger runoff volumes to enter the vault.

Even if waterproofing of vaults is improved, it does not solve the problem of runoff accumulation. According to the M51 manual (AWWA 2001), air valve vaults should be adequately drained to prevent flooding. In order to avoid cross-contamination, drainage of valve vaults in a sanitary sewer is locally forbidden, and drainage in a stormwater sewer is permitted only in exceptional cases and with a check valve (MDDEP 2002). These drainage restrictions need to be reconsidered in view of the presented results. Scheduled draining by pumping of vaults vulnerable to accumulation of runoff water should be performed from time to time, depending on the urban drainage patterns around the vault manhole cover and the cover itself (number and size of pickholes and sealness of the cover-frame joint). According to AWWA (AWWA 2001), all air valves should be inspected at least annually, which could be used as a frequency for vault inspection. However, our recorded runoff volumes entering a curbside vault during rainfall events suggested that this frequency may be insufficient in some cases depending upon the location of the vault with respect to the drainage path. More data is needed regarding runoff volumes entering through valve vaults, especially as the water quality results suggest that undiluted runoff water in vaults would increase the public health risk associated with intrusion as compared with a mix of runoff water and groundwater. When the access shaft of a vault sheltering an AVV is vulnerable to runoff and located in a higher-risk area (e.g. highway or agricultural zoning), selecting a manhole assembly with a sealed joint around its perimeter could substantially reduce the need for draining as observed with pilot testing. Such solution is commercially available, as are inflow prevention devices, consisting of two vertical float checks connected serially to the outlet orifice of AVVs.

Vaults act as settling tanks, concentrating metals, PAHs, and microbial contaminants in the sediments depositing over time on the vault floor, pipe and valve. Including sediment removal in

a yearly valve inspection routine would prevent accumulation of contaminants and regrowth of microorganisms in the DS environment, minimizing the accumulation of contaminants while providing a safe environment for employees entering the vaults for maintenance and repair.

5.5 Conclusion

This unique dataset for water levels suggests that DS pipes and AVVs are commonly submerged under water, even in elevated areas which are more vulnerable to negative pressures. Field sampling revealed the presence of atrazine and DEA, hydrocarbons and metals in groundwater and valve vault water at concentrations mostly below the recommended levels for public health concerns. Several indicators of fecal contamination were detected in vault water and sediments, although the actual concentrations varied widely in time and between locations. Our results suggest that the public health risk associated with intrusion through leakage orifices and air vacuum valves is mainly microbiological in nature. Reducing the public health risk associated with intrusion is another argument in support of leak control, but actions towards reducing vaults' flooding should be prioritized. Runoff water was identified as an important contributor to water accumulation in vaults and as the major source of pesticides, pharmaceuticals, microbial indicators of fecal contamination and hydrocarbons in vaults, making a strong case for utilities to address the problem of runoff accumulation in AVV chambers.

Acknowledgments

This research is funded by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), and the NSERC Industrial Chair on Drinking Water at École Polytechnique de Montréal. Their support, and the one from the participating utility, Dr. Khadija Aboulfadl, Denis Allard, Denis Bouchard, Yves Fontaine, Dr. Marcellin Fotsing, Jacinthe Mailly, Mélanie Rivard, and Jean-François Therrien are gratefully acknowledged.

CHAPITRE 6 ANALYSE DE RISQUE PRÉLIMINAIRE: NEGATIVE PRESSURE EVENTS IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS: PUBLIC HEALTH RISK ASSESSMENT BASED ON TRANSIENT ANALYSIS OUTPUTS

Ce chapitre présente une partie des travaux réalisés afin d'estimer le risque microbien associé à l'intrusion transitoire en réseau selon une démarche QMRA (*Quantitative Microbial Risk Assessment*). Ce compte-rendu d'une conférence donnée à Tucson (AZ) lors du 12^e *Water Distribution Systems Analysis Symposium* présente la probabilité d'infection maximale associée à chaque noeud du réseau de distribution suite à l'intrusion d'eau extérieure hypothétiquement contaminée avec des oocystes de *Cryptosporidium*. Les étapes menant aux probabilités d'infection estimées incluent: l'analyse transitoire pour le calcul des volumes d'intrusion, la modélisation de qualité évaluant la propagation spatio-temporelle des oocystes, et la quantification des probabilités d'infection avec le modèle exponentiel négatif de Hass (1983). Ces travaux exposent une démarche qui pourra être reprise et améliorée, notamment en utilisant une approche Monte Carlo, dans le cadre d'une évaluation détaillée du risque associé à l'intrusion en réseau suite à une baisse transitoire de la pression.

NEGATIVE PRESSURE EVENTS IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS: PUBLIC HEALTH RISK ASSESSMENT BASED ON TRANSIENT ANALYSIS OUTPUTS

By G. Ebacher^{1*}, M.C. Besner¹, D. Allard², and M. Prévost¹

¹École Polytechnique de Montréal, NSERC Industrial Chair on Drinking Water, Civil, Geological and Mining Engineering, C.P. 6079, Succ. centre-ville, Montréal, QC, H3C 3A7, Canada

²Denis Allard, Ville de Laval, Laval, Quebec (Canada)

*Corresponding author: tel. 514-340 4711 ext. 2975, email: gabrielle.ebacher@polymtl.ca

ABSTRACT

Transient analysis of a pump trip was conducted on a full-scale distribution system (DS) equipped with high-speed pressure transient data loggers at the outlet of the water treatment plant (WTP) and at 12 DS sites. Following the calibration of the transient model (~16,000 nodes) with transient pressure recordings, intrusion volume computations were performed considering two intrusion pathways: leakage orifices and submerged air vacuum valves (AVVs). As expected, the estimated intrusion volumes through submerged AVVs are considerably larger than those through leakage orifices. Water quality modeling was conducted in order to evaluate the spatiotemporal dispersion of the intruded water, assumed to be contaminated with *Cryptosporidium* oocysts. A point estimate of the maximum probability of infection was then computed at each DS node using the negative exponential model. The estimated maximum probabilities of infection were displayed on the DS map and the model assumptions are discussed. This exercise has underlined important risk gradients and the localized occurrence of very high probabilities of infection, suggesting that a global risk analysis might be misleading. This project is the first attempt at quantifying public health risks induced from low pressure events in a large scale system (supplying ~400,000 people) based on actual negative pressure recordings.

6.1 Introduction

Intrusion events caused by transient low pressures will result in contamination if three conditions are fulfilled simultaneously at a DS location: existence of a pathway into the DS, occurrence of pipe pressures smaller than external head on pipe, and presence of a contaminant in the entering water. An internal positive pressure, greater than the pressure created by the water table or any water that may surround the pipes, usually prevents intrusion of external water into the DS. However, some DS events, such as pipe breaks, pump startups and shutdowns, and valve/hydrant operation, can cause pressure in the pipe to drop below the external pressure, allowing intrusion of untreated water into the DS through existing orifices.

Leakage orifices may become an intrusion pathway when low or negative pressures occur at their location. Based on estimates performed by Environment Canada (2005), up to ~30% of the produced water is lost through pipe leaks in Canadian DSs. In 2009, the American Society for

Civil Engineers allocated a D- grade for the poor state of drinking water infrastructures in the US (ASCE 2009). The large reported leakage flows and the considerable fraction of mains length located below the water table in some DSs (Kirmeyer et al. 2001a) are an indication that saturated soil conditions around pipes are not uncommon.

AVVs may become a potential intrusion pathway when water accumulates into the underground vaults where these valves are installed. The diameter of AVVs' outlet orifice (which is the opening by which air enters and leaves the valve body) typically varies between 25 and 600 mm depending on the size of the main on which they are installed (APCO Valve and Primer Corporation 2000). The accumulated water in the vault may be infiltrated groundwater, street runoff from precipitation events, or treated water having entered the vault through a leaking or broken pipe inside the chamber. Kirmeyer et al. (2001) reported that up to 80% of the installed valve vaults were flooded in some systems. The air valve vaults of the DS under study were investigated by Besner et al. (2010). These authors observed that 30 out of 45 vaults contained a significant amount of water, while 10 air valves were completely submerged.

Few assessments of public health risks associated with pathogen intrusion in DSs are available (McInnis 2004). These have mainly looked at intrusion through leakage orifices following hypothetical low pressure events in relatively small distribution systems. The current project is different as it aims at assessing the public health risk from a real downsurge event, recorded at the outlet of the supplying WTP and at 12 sites in a large DS. The transient model used to estimate intrusion volumes in the present research is large and detailed (~16,000 nodes), and was validated with transient pressure recordings. Intrusion through submerged AVVs is also considered.

6.2 Methodology

6.2.1 Description of the distribution system

The DS under study includes three WTPs which supply an average daily demand of approximately 210,000 m³/d to a population of ~400,000. Though each WTP feeds the system at different locations (Figure 6.1), the entire network is hydraulically interconnected. Under normal

conditions, the DS area under study is supplied by a single WTP (Pont-Viau). Apart from the clearwells at the WTPs, there are no storage tanks or pump stations in this water system. The maximum elevation difference in this DS is 30 m. AVVs are the only surge protection devices installed in the DS. The total pipe length rounds up to 1590 km, with pipe materials including cast iron (41% of the total pipe length), ductile iron (35%), prestressed concrete (10%), and PVC (8%).

6.2.2 Pressure monitoring

Pressure monitoring of the study area and the supplying WTP was conducted using two types of high-speed pressure transient data loggers. One *Radcom* (Woburn, MA) sensor was installed at the outlet of the WTP and was set to record pressure every second. Twelve *Telog* (Victor, NY) sensors reading 4 pressure values per second were installed on fire hydrants in the DS (Figure 6.1). These latter sensors were saving only minimum and maximum pressure values over intervals of 15 seconds.

The event analyzed as part of this project occurred on August 22nd 2006. This event was initiated by a short power interruption, which caused pump shutdowns at the Pont-Viau WTP. The operating pressure of 62.9 m decreased suddenly to 3.6 m. Following this pressure drop, pumps were gradually restarted, and the operating pressure level was recovered in ~3 minutes. Negative pressures were recorded at 4 of the 12 monitored DS locations (sensors 2, 10, 11, 12).

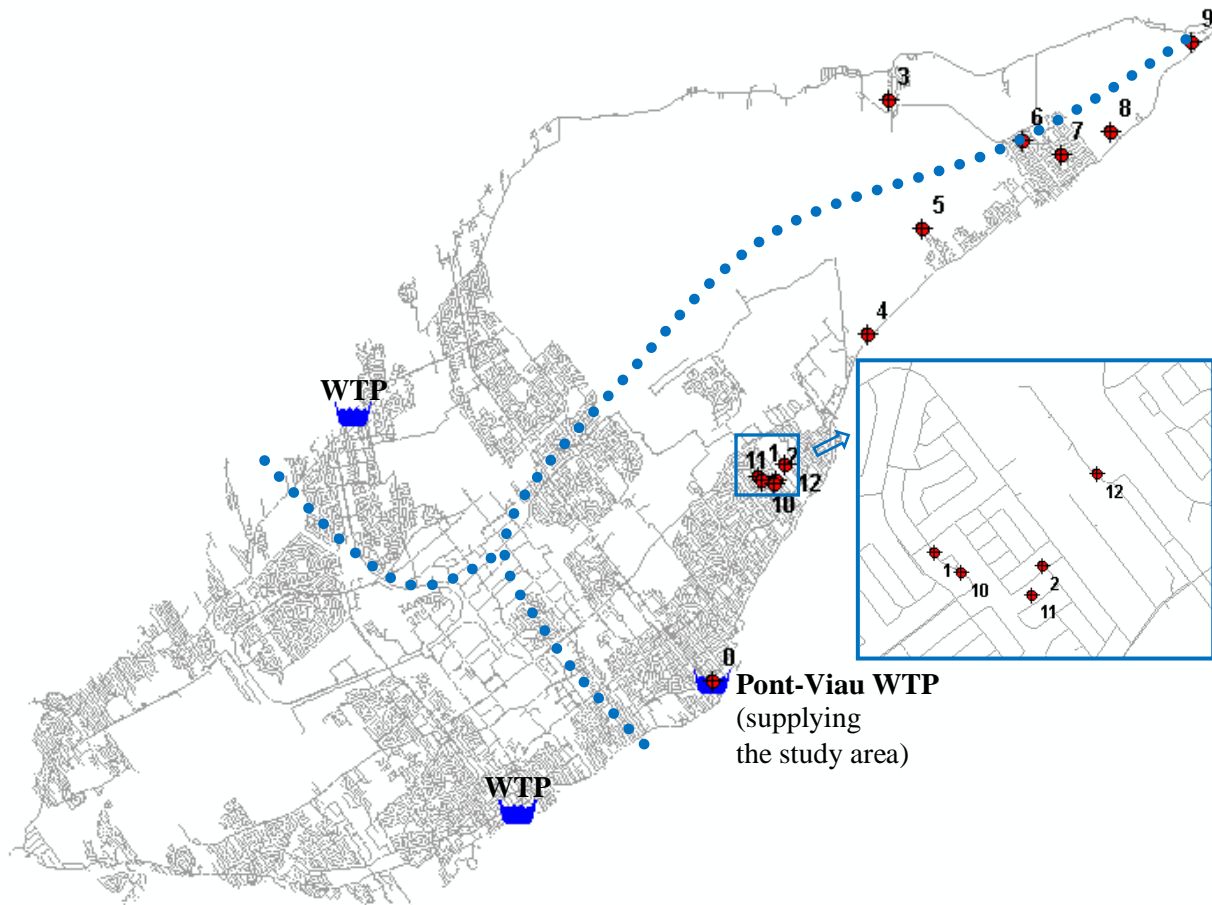


Figure 6.1 Location of the 12 high-speed pressure loggers in the studied DS during the August 22nd event (The dotted lines represent approximate boundaries of the WTPs' zone of influence.)

6.2.3 Surge modeling

Surge modeling was used to simulate the downsurge event recorded on August 22nd 2006, and was conducted using a commercially available transient analysis software (InfoSurge 6.0, MWH Soft, Arcadia, CA). The detailed methodology applied for model development is presented in Ebacher et al. (2010, In press). The skeletonized model contains 15,965 nodes and 19,044 links, and preserves the original total pipe length and demand. Typical wave speeds based on pipe material were assigned.

Ebacher et al. (2010, In press) observed that the modeled minimum pressures were significantly lower than the recorded ones and that many more oscillations appeared on the modeled pressure profiles (Figure 6.2). These results indicate a greater energy dissipation in the real DS compared to what the model could account for. Various factors explaining this were identified (skeletonization, air, ...).

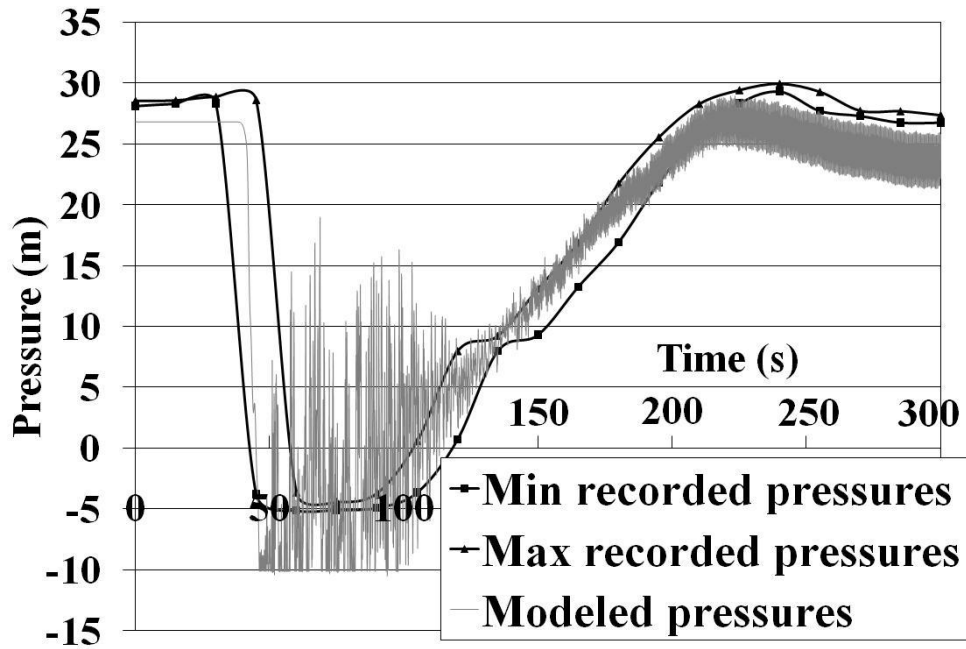


Figure 6.2 Comparison of recorded and modeled pressure profiles at Telog 2 site (see Figure 6.1) during the August 22nd 2006 downsurge event (4 pressure values per second were measured, but only the minimum and maximum pressures in each 15 s interval were saved)

6.2.4 Estimation of intrusion volumes

Two intrusion pathways were considered: leakage orifices and submerged AVVs. For both pathways, intrusion volumes were obtained by summing intrusion flows over the duration of the low pressure ($H_{L,i} < H_{ext}$) at all DS nodes. The nodal intrusion flows were evaluated by the software based on the theoretical orifice equation :

$$Q_i = L_c \sqrt{H_{ext} - H_{L,i}} \text{ for } H_{L,i} < H_{ext}$$

- Q_i : Intrusion flow through node i (m^3/s)
 L_c : Leakage constant ($m^{2.5}/s$)
 H_{ext} : Water head above orifice (m)
 $H_{L,i}$: Internal line pressure at node i (m)

The leakage constant is a function of the discharge coefficient and area of each orifice. As this information is obviously not available for a full-scale DS, the leakage constant was computed by the software based on the specified leakage rate, the total network demand and the sum of the square-root of steady-state pressures. The leakage constant is applied uniformly to all nodes, so that the same orifice area is assigned to each node. For the simulations, a leakage rate of 20% and an external pressure head on leakage orifices of 1 m were used. An intrusion flow was therefore computed as soon as the pressure in the pipe became lower than 1 m.

$$L_c = \frac{\%Leakage * Total\ network\ demand}{\sum_{All\ nodes} \sqrt{Steady - state\ pressure}}$$

Because intrusion was assumed to occur through the submerged AVVs, these were not modeled as AVVs but rather as one-way feed tanks, as their orifice would be located under water in a flooded vault, and they would let water inside the pipe rather than air. Specific characteristics of the installed air valves were not available, and they were presumed to be designed according to the AWWA rule of thumb, e.g. 25 mm outlet orifice diameter per 300 mm of pipe diameter (AWWA 2004a). The selected orifice diameters are 25 mm for 47% of AVVs, 50 mm for 44%, and 75 mm for 9%. In the model, the feed tank diameter was set at 2 m after conducting a sensitivity analysis which demonstrated the small impact of tank diameter variations on intrusion volumes. The level of water in the feed tank corresponds to the external head on the AVV's orifice.

6.2.5 Water quality modeling

Intrusion water (outside of water mains and in AVV vaults) was assumed to be contaminated with raw sewage with a concentration of *Cryptosporidium* of 10 oocysts/L, which appears typical of raw sewage in neighboring communities (Payment et al. 2001, Lalancette 2009).

Cryptosporidium oocysts were selected because of their conservative nature, they do not degrade and are resistant to typical levels of disinfectant residuals (Fayer and Xiao 2008). Since typical disinfectant concentrations have very little impact on inactivation of *Cryptosporidium* oocysts, the effect of the disinfectant residual does not need to be taken into account, which greatly simplifies the water quality modeling step.

The estimated intrusion volumes were multiplied by the assumed oocysts concentration (10 oocysts/L) in order to obtain a number of oocysts entering the DS at each intrusion node. At these nodes, a mass booster injection (over a timestep of 1 minute) was used. The quality model was then used to estimate the spatiotemporal dispersion of the intruded oocysts. Water quality modeling was performed on a very large and detailed model (29,213 nodes and 32,266 links) with InfoWater (MWH Soft, Arcadia, CA), which uses the Lagrangian Time-Driven Method (TDM) of Rossman and Boulos (1996). In this water quality model, the contaminant concentration is transferred by advection with the average water velocity. Molecular diffusion is neglected, and the longitudinal dispersion of contaminants in the pipe axis is omitted, assuming a plugflow transport between nodes. Contaminants are assumed to be completely and instantly mixed at junctions. As the August 22nd 2006 event occurred at 8 a.m., the simulation was run for 8 hours before the injection of oocysts (starting time of simulation corresponding to midnight). The simulation was run for an additional 29 hours following the contamination. A 1 min quality time step was selected.

When analyzing the water quality outputs, only the maximum concentration at each DS node over the entire simulation duration was saved. Oocysts concentrations as low as 10^{-7} oocysts/L were saved in order to be able to detect a daily risk equivalent to an annual probability of infection of 10^{-4} per person. This required accuracy was evaluated based on the dose-response relationship (subsection 6.2.6), average infectivity and infectiousity, a 1 L ingested volume, and the worst-case assumption that this type of event could occur every day. Obviously, oocysts are biological particles, and a fraction of an oocyst will not cause an infection. Yet, very low oocysts concentrations were saved for analysis. These concentrations should rather be viewed as the probability of presence of an oocyst in the liter of water consumed.

6.2.6 Risk assessment

As a first step, an upper bound point estimate of the probability of infection was computed for each DS node. Statistics describing the distribution of maximum point estimates were then obtained and compared with standard references. Finally, the geographical repartition of maximum nodal probabilities of infection was evaluated in order to reveal any potential clusters of households exposed to a high risk of infection.

The probability of infection following the ingestion of *Cryptosporidium* oocysts was evaluated using the negative exponential model (Haas 1983, Haas et al. 1993):

$$P_{\text{inf}} = 1 - e^{-r \cdot I \cdot D} = 1 - e^{-r \cdot I \cdot C \cdot V}$$

P_{inf} :	Probability of infection (infections/pers)
r :	Infectivity (infections/infectious oocyst)
I :	Infectiosity or fraction of infectious oocysts (infectious oocyst/oocyst)
D :	Dose, i.e. number of oocysts ingested by the consumer (oocysts/pers)
C :	Concentration of oocysts in the tap water (oocysts/L)
V :	Individual volume of tap water ingested (L/pers)

In the exponential model, the dose corresponds to the number of oocysts ingested by a consumer. Within the current risk assessment framework, the maximum dose is obtained by multiplying the maximum oocysts concentration at each DS node by the maximum volume likely to be ingested in one consumption event (1 L). The number of consumers at each node was evaluated by dividing the daily nodal residential demand by the daily average demand per consumer in this network. The daily average demand per consumer corresponds to the ratio between the total network residential demand and the number of consumers supplied by this DS.

The infectivity parameter describes the average probability of infection following the ingestion of a single oocyst. Clinical tests to establish the dose-response relationship and determine the infectivity parameter were conducted on three different strains of *Cryptosporidium* : IOWA (DuPont et al. 1995), TAMU (Okhuysen et al. 1999), and UCP (Okhuysen et al. 1999). Because

the infectivity of these different strains varies considerably, a meta-analysis combining data from these three strains was performed by the EPA (2006). The average of the resulting infectivity distribution ($r = 0.0960$) was used for the point estimates of the probability of infection.

The infectiosity corresponds to the fraction of oocysts capable of creating an infection. The infectiosity value selected for the point estimates corresponds to the mode, 40%, of the triangular distribution proposed by the EPA (2005a). This distribution was established based on the results of LeChevallier et al. (2003a) and the fraction of oocysts with internal structures detected using the method outlined in the ICRSS (*Information Collection Rule Supplemental Survey*).

6.3 Results and discussion

6.3.1 Intrusion volumes

Computation of intrusion volumes by the software is based on two main assumptions: (i) each node in the DS has a leakage orifice, and (ii) the external pressure head is the same over all nodes. Based on this, assuming no submerged AVVs, a leakage rate of 20% and an external head of 1 m on all DS nodes, the total intrusion volume through leakage orifices is 157 L. This total intrusion volume is distributed among 9.5% of the DS nodes (Figure 6.3). Intrusion nodes are mainly located between the WTP and an elevated area, located ~30 m above the WTP. The distribution of intrusion volumes per leakage orifice gives an indication regarding the contamination potential of leakage orifices. Under the current scenario, less than 50 mL of untreated water enters the DS through 56% of intrusion nodes, while less than 250 mL enters through 90% of intrusion nodes. The maximum volume entering through a single node is 2.88 L.

For the simulated pump shutdown event, negative pressures lead to intrusion at 11 of 45 AVVs assumed to be submerged. Intrusion volumes through submerged AVVs for an external head of 0.5 m above their outlet orifice vary between 0.1 and 321 L, and are indicated on Figure 6.4. The volume entering through 11 submerged AVVs (766 L) is ~5 times larger than the volume entering through 1517 leakage orifices (157 L). The large intrusion volume through a submerged AVV may account for a considerable proportion of the initial flow, and higher concentrations of

contaminant will likely be measured at the taps of consumers located in the vicinity of a submerged AVV. Because the probability of infection is closely linked to the ingested dose, the volumes entering through submerged AVVs may pose a more serious threat to public health than those entering through leakage orifices. Moreover, fecal contamination indicators were measured by Besner et al. (2010) in stagnant vault water samples from the studied DS. Given these results, water utilities should inspect and drain their AVVs vaults regularly. Some AVVs manufacturers recommend visiting AVV vaults every 6 months, but field experience has shown that one inspection per month would be more appropriate (Jones et al. 1998).

There is considerable uncertainty on the intrusion volumes estimates obtained with the transient model, as the accuracy of modeled transient pressures is limited (see Ebacher et al. (2010, In press)). The assumptions regarding the distribution, size and shape of leakage orifices, the condition and design of AVVs, and the external head on pipes and AVVs' orifice are restrictive. For example, the same external head was applied above all nodes, as required by the software. Since areas prone to negative pressures in this DS are generally located at higher elevations, and the water table is expected to be lower in elevated zones, applying an external head above all nodes (even 0 m) is likely to lead to conservative estimates.

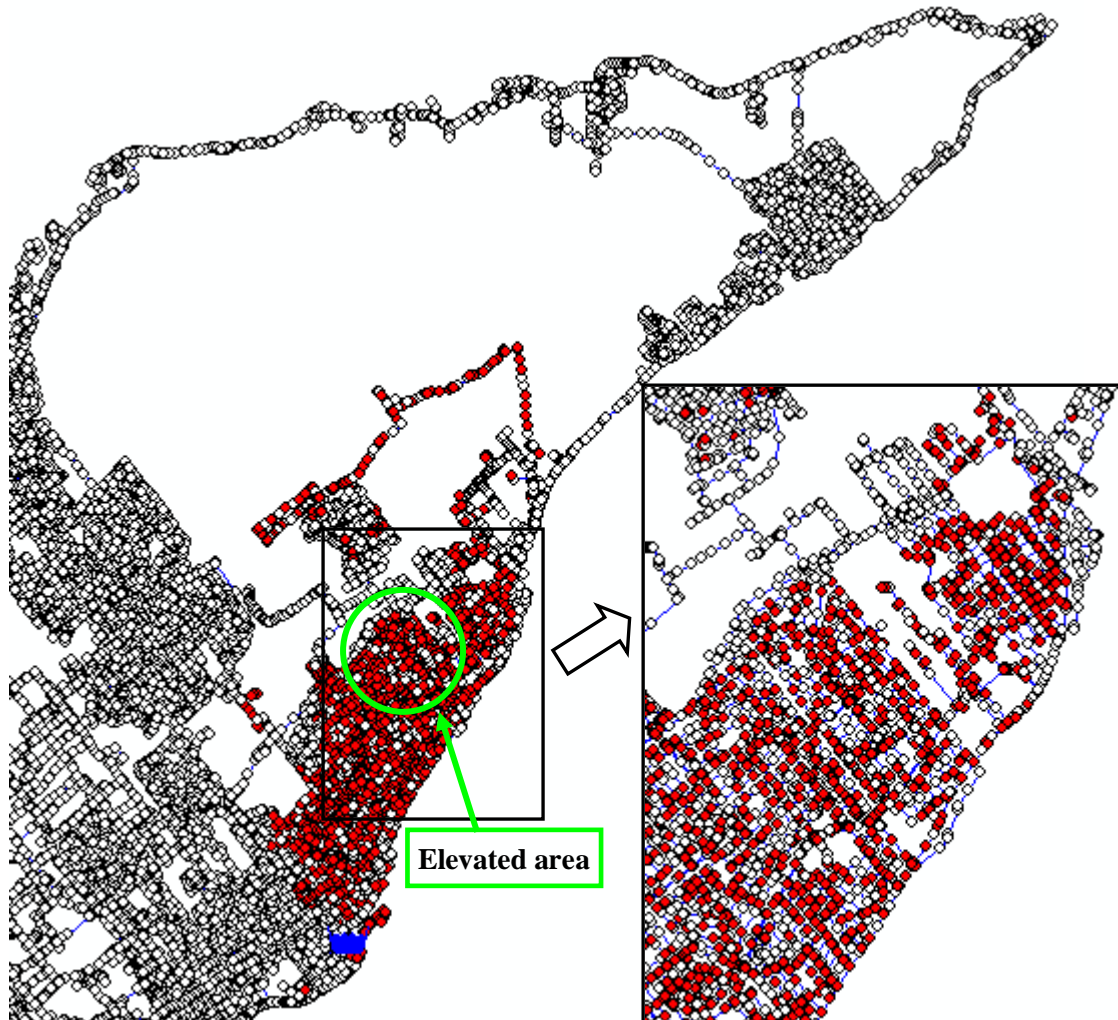


Figure 6.3 Extent of the zone affected by intrusion for a leakage rate of 20% and an external head of 1 m on leakage orifices – Total intrusion volume through leakage orifices = 157 L – Fraction of intrusion nodes = 9.5%

6.3.2 Distribution system contamination following intrusion

Figure 6.4 illustrates the spatial distribution of the maximum oocysts concentrations and maximum probabilities of infection following intrusion of sewage water contaminated with 10 oocysts/L. The mapped concentrations correspond to the maximum concentration at each DS node over the entire duration of the water quality simulation. As expected, the highest oocysts concentrations are observed where the largest intrusion volumes were computed, i.e. in areas of submerged AVVs, in the elevated area of the DS, and where dilution flows are minimal, i.e. at hydraulic and physical dead-ends. The highest maximum oocysts concentration is 51 oocysts/L.

As a reference, the largest number of oocysts entering the DS is 3210 (Max. intrusion volume * Oocysts concentration).

6.3.3 Probabilities of infection

Because worst-case assumptions were made, e.g. regarding coincidence of the consumption event with the time of highest *Cryptosporidium* concentration, the maximum estimated risk for the recorded downsurge event is high, 1.4×10^{-1} /pers. The cumulative and frequency distributions of maximum probabilities of infection are shown on Figure 6.5. The 90th percentile of the distribution of probabilities of infection following this event is 8.8×10^{-4} /pers. The average probability of infection, 3.4×10^{-4} /pers for this transient event, is highly influenced by the very few large probabilities of infection. The median risk for the event, 1.4×10^{-5} /pers, is lower, but remains significant with regard to the commonly accepted public health standards. Some authors have suggested that the annual risk of infection following ingestion of tap water should not exceed 1 in 10,000 (10^{-4}) for any type of pathogen (Regli 1991, Macler and Regli 1993). This annual probability of infection corresponds to a daily risk of 2.7×10^{-7} , assuming this type of event occurs every day. Yet, the frequency of transient events causing low or negative pressures is much lower. During the 17 months of pressure monitoring conducted in the studied DS by Besner et al. (2010), nine low pressure events (<18 m (<25 psi)) were recorded at the WTP. These pressure drops resulted in four measured and five suspected negative pressure events in the DS.

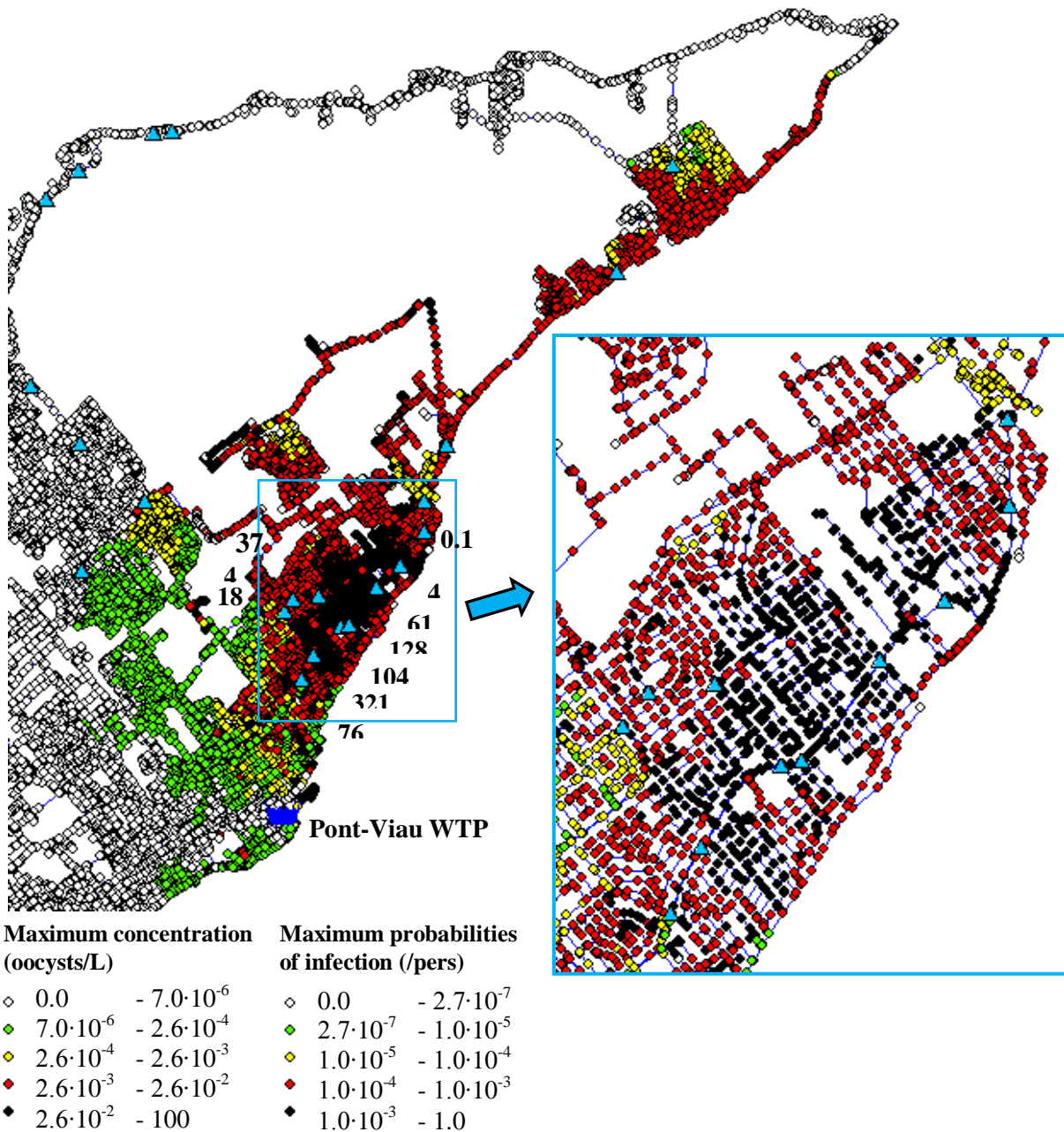


Figure 6.4 Geographical distribution of maximum oocysts concentrations and maximum probabilities of infection following intrusion through leakage orifices and submerged AVVs for a leakage rate of 20% and external head of 1 m on leakage orifices and 0.5 m on submerged AVVs – Blue triangles represent submerged AVVs – Numbers indicate the intrusion volume (L) through the adjacent submerged AVV

Maximum probabilities of infection were mapped on the same figure as maximum oocysts concentrations (Figure 6.4) as they were computed using the maximum oocysts concentrations. Again, the probabilities of infection shown on Figure 6.4 are high because worst-case assumptions were made and no attenuation is provided by the various factors accounting for the probability of ingestion. In the current simulation, it is assumed that every customer at a node will drink 1 L of water at the time of highest *Cryptosporidium* concentration, independently of the actual time at which this peak currently passes through the node (day/night). Yet, the geographical distribution of risk will likely be similar when realistic statistical distributions are considered for each parameter of the exponential model and when the probability of coincidence of the contamination and consumption events is taken into account, with the highest risk likely to occur in the area where the intrusion takes place. Figure 6.4 illustrates that there are orders of magnitude variations in probability of infection in this DS. Because of the many groups of nodes exposed to high risks in this DS, a global risk analysis might be misleading. The localized high probabilities of infection influence the average risk, but do not impact the median risk or the 90th percentile of risk. The 90th percentile of a distribution of probabilities of infection may appear acceptable, with the same few households exposed to a high risk following every pump trip. Yet, the 90th percentile may serve as a better indicator of acceptable risk than the average.

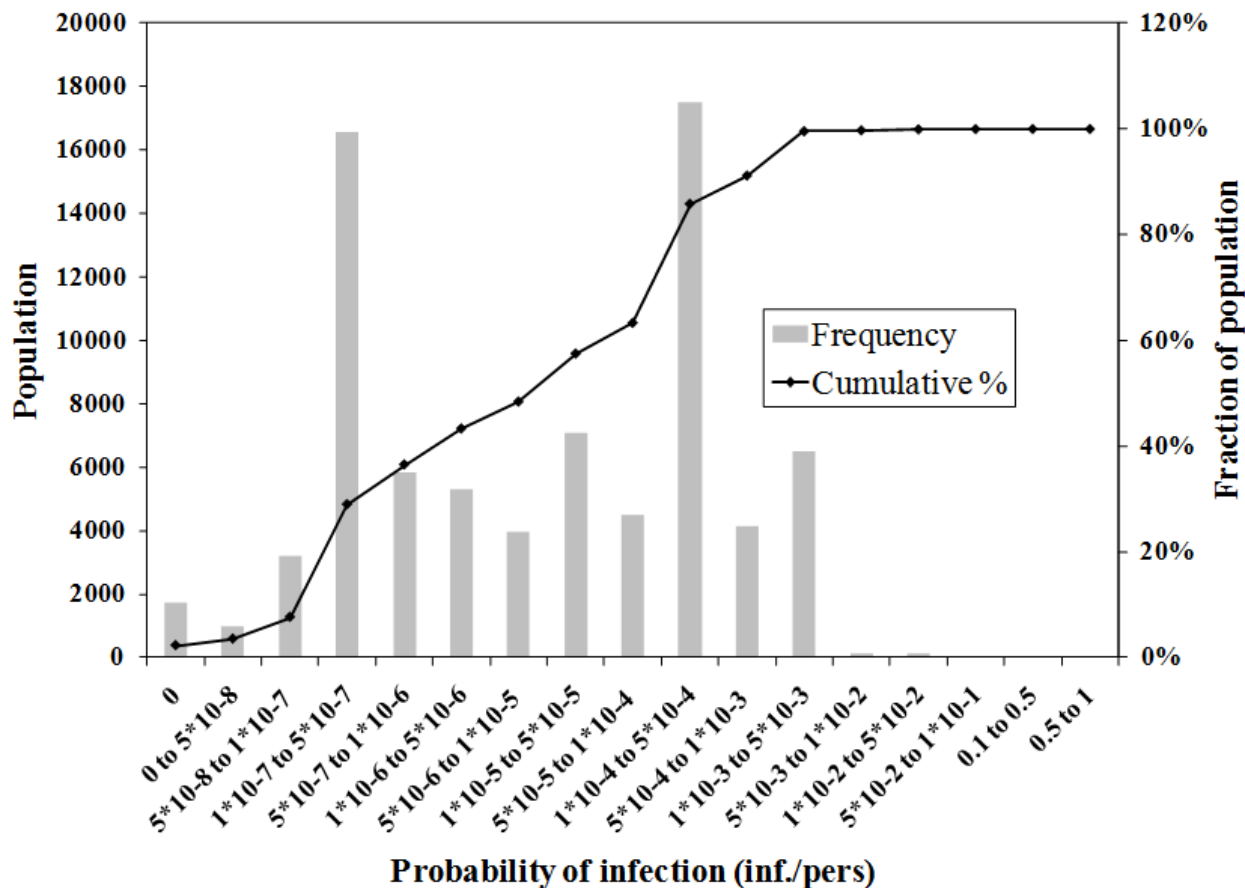


Figure 6.5 Cumulative and frequency distributions of maximum probabilities of infection following intrusion of sewage water contaminated with 10 oocysts/L (Total population served by Pont-Viau WTP = 77679)

6.4 Conclusion

Public health impacts of a contamination event are determined by the ingested dose, which is likely to be higher for a consumer located downstream of a node where large intrusion volumes take place, such as submerged AVVs or in the elevated area of the studied DS. Physical and hydraulic dead-ends are also critical locations for high exposure because the dilution flows are small in these pipes. Mapping probabilities of infection on the DS layout has underlined important risk gradients and the localized occurrence of very high probabilities of infection. Hence, a global risk analysis might be misleading, because the same few households are exposed to a high risk following every pump trip.

The current analysis provides point estimates representing maximum probabilities of infection at each DS node. The next step is to build a Monte Carlo framework, with a statistical distribution for each parameter in the exponential model, except for the concentration of oocysts at the tap, which are determined through water quality modeling. This approach will take into account variations in ingested volumes, infectivity and infectiosity. Refinement of this framework will also include an exposure model, reflecting the impact of the coincidence of the concentration peak and consumption events. Once this Monte Carlo framework is completed, numerous simulations will be performed in order to observe the impact on the distribution of probabilities of infection of variations in leakage rate, external head above pipes and submerged AVVs, oocysts concentration in entering water, and uncertain transient analysis parameters, such as wave speeds.

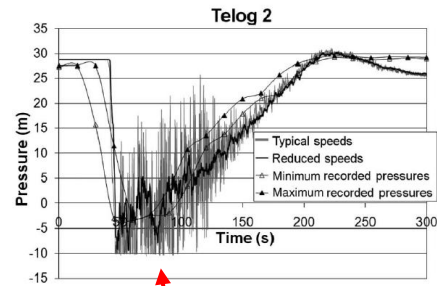
CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE

Tous les travaux réalisés dans le cadre de ce doctorat (Figure 7.1) visent à mieux comprendre le risque pour la santé publique associé à l'intrusion d'eau externe dans les conduites d'aqueduc pouvant survenir lors d'une baisse transitoire de la pression. La calibration et la validation du modèle d'analyse transitoire ont d'abord été réalisées en utilisant des données de pression enregistrées à la sortie des pompes et en réseau lors de trois événements de pressions faibles et négatives. Cette étape était cruciale afin d'estimer la précision des volumes d'intrusion qui ont ensuite été calculés à l'aide dudit modèle transitoire et de l'équation d'orifice théorique. Une analyse de sensibilité portant sur quatre facteurs critiques déterminant les volumes d'intrusion a permis de quantifier l'importance relative de chaque facteur sur le volume total d'intrusion en plus d'identifier les interactions entre les deux voies d'intrusion considérées, soit les orifices de fuite et les ventouses submergées. De telles conclusions s'avèrent fort utiles, notamment afin d'établir la priorité des actions correctives à instaurer pour réduire l'intrusion transitoire potentielle. Finalement, la qualité de l'eau souterraine peu profonde et de l'eau stagnant dans les chambres de vannes a été évaluée dans le but de cerner la fréquence (occurrences de détection), l'amplitude (plages de concentrations) et la nature (chimique, microbiologique) du risque pour la santé publique. Le suivi des niveaux d'eau dans de nombreuses combinaisons chambre-piézomètre et l'utilisation du pilote multi-entonnoirs ont permis de mieux comprendre les sources d'inondation et de contamination des chambres d'aqueduc dans le but de formuler des recommandations pertinentes et efficaces à ce problème communément rencontré.

ORIFICES:



Analyse transitoire:



Équation d'orifice:

$$V_i = C_D \frac{\pi \cdot D_i^2}{4} \sqrt{2g \cdot d \cdot (H_{ext} - H_{L,i})} dt$$

**Sources
d'intrusion:
Qualité de l'eau et
submergence**



Figure 7.1 Schéma synthétique simplifié des travaux de doctorat

7.1 Contributions à l'analyse transitoire

L'analyse transitoire apparaît actuellement comme le meilleur outil de quantification de l'intrusion, étant donné qu'il semble pratiquement impossible de mesurer l'intrusion sur le terrain lors de pressions très faibles ou négatives. Certes, il serait possible de connecter un réservoir d'eau traitée contenant un traceur non nocif pour la santé (ex. fluor) à un orifice sur une conduite. Il faudrait alors attendre qu'une baisse transitoire de la pression se produise au noeud où se trouve le réservoir, tout en renouvelant l'eau pour assurer sa qualité et en maintenant constante la concentration du traceur. En effet, il n'apparaît pas éthique de générer une onde de pressions négatives compte tenu des convictions actuelles sur l'intrusion.

Dans le cadre de ce projet, l'analyse transitoire fut un outil essentiel à la quantification de l'intrusion. Étant donné l'importance des profils de pression transitoires modélisés dans le calcul

des volumes d'intrusion, l'évaluation de la précision de l'outil d'analyse transitoire envisagé apparaissait incontournable. C'est ce souci de minimisation de l'incertitude sur les volumes d'intrusion qui a mené à la comparaison des pressions enregistrées et simulées à l'aide d'un logiciel basé sur la méthode caractéristique ondulatoire. La disponibilité de données de pressions faibles et même négatives à plusieurs sites du réseau (9 à 12) et à l'usine de traitement pour trois événements transitoires distincts a permis une calibration et une validation du logiciel d'analyse transitoire mis à profit. Bien que le travail réalisé n'ait mené à la création d'aucun outil de calcul transitoire, il a apporté une meilleure compréhension des algorithmes d'analyse transitoire et de leurs limites dans la reproduction des baisses de pression. La démocratisation de l'analyse transitoire est relativement récente. Le logiciel employé dans le cadre de ces travaux, InfoSurge (MWH Soft, Arcadia, CA), a fait son entrée sur le marché en 2003. Les interfaces des logiciels d'analyse transitoire sont de plus en plus conviviales, de telle sorte que leur utilisation est de plus en plus répandue dans les municipalités de grande taille et les firmes de génie-conseil. Des ingénieurs hydrauliques peuvent être confrontés à réaliser des modélisations transitoires après seulement quelques heures de formation sur le logiciel en question. Malgré tous les avantages que peut apporter l'analyse transitoire d'un réseau, la première publication (chapitre 3) résultant des travaux sur le sujet met en garde contre les nombreux phénomènes qui ne sont souvent pas inclus dans les logiciels d'analyse transitoire ou qui y sont modélisés de façon très simple, voire trop simple selon l'objectif visé par la simulation transitoire. Cette publication permet de mieux comprendre l'impact, potentiellement significatif, de ces simplifications sur les profils de pression obtenus.

Les hausses subites de pression ont été davantage étudiées avec les algorithmes de calcul transitoire que les creux de pression, étant donné l'impact financier possiblement important associé au dépassement des contraintes maximales des conduites et des joints. Or, la modélisation d'une baisse transitoire de pression apporte son lot de difficultés, notamment lorsque la pression de vapeur est atteinte. Les modèles de cavitation incorporés dans les logiciels d'analyse transitoire sont souvent très simplifiés. L'enjeu pour les concepteurs de ces logiciels est l'équilibre entre l'exactitude des résultats (généralement, les profils de pression, et plus particulièrement, les pressions extrêmes minimales et maximales) et l'efficacité de calcul. Si leur outil transitoire doit pouvoir analyser un réseau d'envergure, certains sacrifices doivent être consentis au niveau de la

précision des pressions obtenues, notamment en sélectionnant des méthodes de calcul plus efficaces. La démocratisation des logiciels d'analyse transitoire implique aussi des concessions, étant donné que les modèles plus précis, par exemple pour la cavitation ou le comportement des ventouses, sont typiquement plus exigeants en termes de variables d'entrée. La collecte d'information et l'incorporation dans le modèle de multiples données (par exemple sur l'encastrement des conduites, le contenu en air de l'eau selon la zone et l'élévation du noeud, et la variation du module de Young de la conduite avec le temps) peuvent devenir des tâches beaucoup trop coûteuses selon l'amélioration espérée des résultats.

La squelettisation, qui vise à réduire la taille du modèle transitoire (typiquement en conservant seulement les conduites de grand diamètre), est généralement appliquée lors de l'analyse de grands réseaux de distribution. L'impact de la squelettisation est discuté dans le premier article (chapitre 3): en retirant les conduites de petit diamètre, souvent des culs-de-sac, et en regroupant les demandes à un nombre restreint de noeuds, on ampute le réseau de plusieurs de ses mécanismes d'atténuation des ondes transitoires, de telle sorte que l'impact d'une manipulation de vanne ou d'une fermeture de pompe paraîtra généralement pire sur l'écran qu'il ne l'est en réalité. Afin de s'assurer de ne pas surdimensionner la protection transitoire envisagée ou de ne pas surévaluer le risque associé à l'intrusion transitoire, il faut impérativement calibrer le modèle transitoire avec des pressions transitoires enregistrées sur le terrain. Il faut insister sur le fait que les pressions SCADA utilisées pour la modélisation en régime permanent ne sont pas suffisantes pour calibrer un modèle transitoire. Sur ce sujet, l'article introduit une méthode de calibration transitoire simple, qui demande peu de ressources et peut ainsi être facilement transférable de la recherche vers la pratique. Suite à une étude de sensibilité approfondie de la réponse transitoire du modèle à de nombreux paramètres calculatoires et physiques, la modulation de la vitesse de l'onde transitoire est ressortie comme un élément majeur influençant la correspondance entre les pressions simulées et enregistrées. Tel que discuté dans la revue de littérature, des vitesses d'onde typiques, définies en fonction du matériau de la conduite et du rapport du diamètre intérieur à l'épaisseur de la paroi de la conduite, sont généralement appliquées lors de l'analyse transitoire de réseaux de distribution. L'estimation du rapport *diamètre intérieur/épaisseur de la paroi* est grossière puisque celui-ci varie avec les années, notamment à cause de la corrosion, de l'incrustation, et de la tuberculisation. En réalité, les vitesses d'onde dépendent de nombreux

facteurs (section 1.1.1) qui sont inconnus du modélisateur: propriétés des parois et encastrement des conduites, ainsi que masse volumique, compressibilité et chaleur spécifique du fluide, lesquelles dépendent en pratique de la fraction gazeuse voyageant avec l'eau liquide dans les conduites. Il ne faut pas oublier que l'équation de la vitesse ondulatoire présentée à la section 1.1.1 se base sur une vision théorique de l'eau pure monophasique et sur une conception des conduites les représentant par des cylindres parfaits retenus de diverses manières. Ces représentations sont largement acceptées pour la modélisation EPS, bien qu'elles ne soient pas conformes à la réalité. Leur acceptabilité dans le cadre d'une modélisation transitoire est discutable. Il faut notamment se questionner sur l'impact de l'air en réseau, du biofilm sur les parois des conduites et des tubercules de corrosion dans les conduites en fonte, qui ont tous le pouvoir de diminuer l'énergie de l'onde par absorption ou réflexion. Ces abattements de l'énergie transitoire peuvent sembler anodins à première vue, mais l'air piégé dans les points localement hauts, une mince couche de biofilm dans tout un réseau ou d'importants tubercules dans un secteur plus âgé pourraient affaiblir une onde suffisamment pour réduire l'amplitude de la baisse ou de la hausse de pression qu'elle génère.

Étant donné l'intérêt des outils de modélisation transitoire pour la protection de l'intégrité physique du réseau et la préservation de la qualité de l'eau distribuée, il serait pertinent que des recherches futures s'intéressent à l'évaluation des vitesses de l'onde dans divers segments de réseaux (ex. fonte de 10 ou 20 ans, PVC neuf ou avec biofilm de 10 ans), puisque ce paramètre a souvent une importance cruciale sur les profils de pression obtenus. Les vitesses de l'onde peuvent être estimées sur des tronçons homogènes en déterminant le temps de parcours d'un signal de basse/haute pression par comparaison des moments de passage d'un élément critique du profil de la baisse/hausse de pression à des noeuds amont et aval équipés d'un capteur de pression à très haute fréquence (pour assurer une bonne précision sur la vitesse). Une telle évaluation de la vitesse de l'onde devrait être jumelée à une détection des poches d'air dans le même segment de réseau. Les poches d'air peuvent être localisées acoustiquement, par exemple avec une *SmartBall* (Pure Technologies, AB, Canada). L'intérêt de cette démarche est double étant donné qu'il existe peu de données sur les poches d'air en réseau et que la connaissance de la distribution de l'air est capitale dans la compréhension de la vitesse des ondes de pression en réseau. Il serait aussi intéressant d'observer dans un réseau réel l'impact de certaines composantes physiques (ex.

grande demande, changement de diamètre, changement de matériau) sur la réponse transitoire, notamment l'amplitude de l'onde de pression. Finalement, il semble primordial de valider sur le terrain la modélisation du comportement des ventouses lors d'une baisse de pression transitoire. Selon le modèle, les ventouses génèrent de nombreuses hausses subites de pression en aval: est-ce représentatif des hausses réelles? Dans quel rayon peut-on observer l'impact d'une ventouse? L'usage des ventouses est répandu dans les réseaux de distribution, mais leur comportement et leur utilité sont questionnables. Il y a lieu de se demander si des ventouses qui n'ont pas opéré pendant des mois ou, pire encore, qui ont été submergées pendant des années fonctionneraient tel que prévu en cas de pressions négatives? On peut comprendre leur utilité dans un réseau neuf, mais remettre en question leur nécessité dans un réseau qui présente un taux de fuite de 20%: l'air ne dispose-t-il pas de suffisamment de voies d'entrée (par tous ces orifices de fuite et joints desserrés) pour empêcher l'affaissement des conduites en cas de suction?

Par ailleurs, il serait aussi très intéressant de mettre à profit nos données de pressions transitoires faibles et négatives en comparant les profils enregistrés aux réponses transitoires calculées par la MOC et la WCM. Ces méthodes numériques n'ont été comparées qu'avec des pressions positives et seulement pour des petits réseaux. Une telle comparaison pourrait orienter les ingénieurs hydrauliques dans le choix d'un logiciel d'analyse transitoire pour l'étude d'un réseau municipal. Cet argument serait certainement bienvenu étant donné le coût élevé des licences de ces logiciels.

7.2 Contributions à l'évaluation du risque associé à l'intrusion transitoire

Bien que cette thèse n'avance aucune probabilité d'infection associée à l'intrusion transitoire, plusieurs compte-rendus de conférence produits dans le cadre de ce doctorat (Ebacher et al. 2010a, Ebacher et al. 2010b) fournissent des risques chiffrés suivant une intrusion hypothétique d'oocystes de *Cryptosporidium*. D'autres auteurs (LeChevallier et al. 2010, Teunis et al. 2010) ont aussi calculé des probabilités d'infection suite à une intrusion hypothétique de norovirus et de rotavirus. En combinant la modélisation transitoire, l'équation d'orifice théorique, un modèle hydraulique permettant de simuler la qualité de l'eau, une relation dose-réponse, et des hypothèses sur une baisse rapide de pression, sur la contamination de l'eau extérieure au réseau,

et sur la submergence des conduites, des chercheurs ont montré que le risque associé à l'intrusion transitoire de virus (Teunis et al. 2010) ou d'oocystes (Ebacher et al. 2010b) dans le réseau de distribution pouvait poser un risque pour la santé publique. Partant de ce fait, il est primordial de se questionner sur la méthodologie appliquée pour arriver aux probabilités d'infection publiées.

Le premier article de cette thèse a contribué à l'évaluation du risque associé à l'intrusion transitoire en démontrant l'importance de valider le modèle transitoire utilisé pour le calcul des pressions minimales et des durées des pressions inférieures à la charge externe avec des enregistrements de pressions transitoires. Il suggère que les pressions minimales et leur durée sont probablement surestimées lorsqu'elles sont calculées avec un modèle non calibré (utilisant des vitesses d'onde typiques), étant donné les nombreux mécanismes d'atténuation transitoire non inclus dans les algorithmes de calcul transitoire. Le fait que Teunis et al. (2010) aient eux-mêmes relevé la durée des pressions négatives comme le second facteur en importance (après la coïncidence de la consommation et du passage de l'eau contaminée) lors de l'évaluation du risque associé à l'intrusion transitoire souligne la valeur du travail réalisé dans la première étape de ce doctorat.

Dans le cadre de leurs études sur la sensibilité du risque associé à l'intrusion transitoire, Teunis et al. (2010) et Yang et al. (2011) n'ont pas considéré les ventouses comme une voie d'intrusion potentielle. La modélisation de cette voie d'intrusion constitue donc une contribution originale de nos travaux. Teunis et al. (2010) n'ont pas non plus évalué l'influence de la taille des orifices de fuite ni de la charge externe sur ces orifices, alors que Yang et al. (2011) se sont intéressés à l'impact de la taille des orifices, sans considérer celui de la charge externe sur ces orifices. L'importance du second article réside dans l'évaluation de l'impact des hypothèses concernant la valeur de ces variables, lesquelles sont déterminantes dans le calcul des volumes d'intrusion. En effet, la simulation de l'intrusion exige que l'on suppose que l'intrusion puisse se produire à chaque noeud du réseau (contrainte actuelle du logiciel employé), que l'on décide d'une hauteur d'eau sur les orifices de fuite (la même partout, selon les contraintes actuelles du logiciel employé), que l'on fixe le diamètre de l'orifice nodal, et que l'on envisage ou non d'inclure une ou plusieurs ventouses submergées comme sources d'intrusion. Si l'on choisit de considérer les

ventouses comme des voies d'entrée, il faut choisir les ventouses à inclure, en plus de définir le diamètre de l'orifice d'échappement d'air de chaque ventouse et la hauteur d'eau sur chaque orifice d'échappement d'air. Comme les valeurs réelles sont souvent inconnues et/ou variables, des hypothèses raisonnables et des généralisations doivent être effectuées à ce stade. L'étude de sensibilité réalisée dans le cadre du second article permet de mieux comprendre l'impact des décisions du modélisateur sur les volumes d'intrusion obtenus et sur la répartition de ces volumes d'intrusion. En plus de démontrer l'importance de la hauteur de submergence des ventouses sur les volumes d'intrusion, ce travail a permis de mettre en évidence l'interaction significative entre les voies d'intrusion analysées. Par exemple, le volume d'intrusion par une ventouse submergée peut être tellement important qu'il en résulte une réduction de l'amplitude de l'onde de pression suffisante pour qu'aucune intrusion ne se produise par les orifices de fuite situés en aval de ladite ventouse. Comme l'intrusion par une voie peut masquer l'intrusion par une autre voie, il est crucial de choisir une combinaison de paramètres de telle sorte que le modèle d'intrusion soit le plus représentatif possible de la réalité.

Dans cette optique, un suivi terrain de la submergence des ventouses et des conduites a permis de mieux cerner les dimensions de l'espace des charges externes. Les plages considérées pour les hauteurs de submergence des ventouses et des conduites sont de deux ordres de grandeur supérieures (valeur maximale/valeur minimale = 300) aux plages du diamètre des orifices de fuite (3) et du diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses (4). En plus de l'équation d'orifice, de l'événement transitoire spécifique modélisé, et du réseau de distribution étudié, l'ampleur de la plage associé à chaque facteur a influencé le classement des facteurs critiques présenté dans le second article, rappelant ainsi qu'il faut se méfier de l'impact des choix paramétriques effectués au stade de la modélisation de l'intrusion sur l'ordre de grandeur du risque estimé pour la santé publique.

En plus d'estimer l'incertitude sur les profils de pression servant au calcul de l'intrusion et de déterminer l'impact relatif des facteurs critiques sur les volumes d'intrusion, la contribution de cette thèse à l'évaluation du risque posé par l'intrusion couvre aussi la fréquence de submergence des ventouses et des conduites de même que la qualité de l'eau dans les chambres inondées et

l'environnement immédiat de l'aqueduc. En plus de servir à définir les frontières de l'analyse de sensibilité (article 2), les niveaux hebdomadaires enregistrés sur une période de huit mois dans 20 chambres et à 17 sites piézométriques (adjacents aux chambres étudiées) ont permis de mettre en évidence les marnages importants de la nappe peu profonde, la fréquence non négligeable de submergence des conduites d'aqueduc, et l'inondation répandue des chambres de vannes. Ces niveaux constituent aussi une base de données précieuse pour l'estimation de la variabilité du risque. En effet un modèle de risque de type Monte Carlo pourrait être conçu sur la base de modélisations transitoires de l'intrusion prenant en compte la fréquence observée des charges externes, en créant par exemple une distribution des volumes d'intrusion selon leur fréquence potentielle. Les analyses chimiques et microbiologiques d'échantillons d'eau souterraine et d'eau des chambres ont pour leur part permis de mieux comprendre à quels contaminants la population serait potentiellement exposée suite à une intrusion transitoire. Les concentrations mesurées ont été comparées aux normes américaines fixant la concentration maximale dans l'eau potable de plusieurs composés chimiques. Or, ces critères de potabilité sont typiquement basés sur une exposition continue aux dits composés pendant une vie entière (généralement, d'une durée mathématique de 70 ans), alors qu'on s'attend à ce qu'une intrusion transitoire se produise de façon intermittente et localisée et qu'il doit y avoir coïncidence entre la contamination de l'eau délivrée et la consommation pour que l'intrusion résulte en un risque pour la santé. Ainsi, le risque chimique ne semble pas significatif dans le réseau étudié. Le risque microbiologique apparaît plus préoccupant. Bien qu'une dose importante de microorganismes soit nécessaire pour infecter un sujet dans le cas de certaines espèces pathogènes, la dose est faible pour d'autres, de telle sorte qu'un petit volume d'intrusion ou une dilution faible du volume introduit pourrait résulter en une infection (selon la coïncidence de la consommation et de la contamination). Un doute subsiste au niveau du risque microbiologique étant donné que les indicateurs microbiens détectés dans les chambres et l'eau souterraine peu profonde semblent provenir du ruissellement urbain. Si tel est le cas, les espèces pathogènes associées à ces indicateurs pourraient avoir une origine et une spécificité animales, de telle sorte qu'elles pourraient ne pas causer une infection chez l'être humain.

Bien que la caractérisation de la submergence et de la qualité soient propres au réseau investigué, sa géologie, des roches sédimentaires recouvertes de dépôts marins et glaciaires, n'est pas unique,

et son caractère binaire urbain (densité de population importante, soit 1641 habitants/km² en 2011) et agricole (13.8% de la superficie de son territoire) permet d'étudier l'influence de l'usage du sol sur la qualité de l'eau souterraine peu profonde et de l'eau des chambres.

7.3 Chambres inondées: principes et recommandations techniques

En plus de fournir des données sur la hauteur et la fréquence de submergence de l'orifice d'échappement d'air des ventouses dans les chambres inondées, la présente thèse apporte aussi un éclairage sur les mécanismes contribuant au remplissage des chambres d'aqueduc. La corrélation plus ou moins forte entre les variations de niveaux dans 20 chambres et les 17 piézomètres adjacents a permis d'identifier que 30% des chambres semblent contenir principalement de l'eau souterraine, alors que les chambres restantes (70%) renferment probablement une forte proportion de ruissellement. Pour des niveaux d'eau souterraine équivalents et à faible profondeur, les chambres contenant davantage de ruissellement sont vraisemblablement plus étanches (je réfère ici à la chambre en béton préfabriqué et au puits d'accès, sans inclure l'assemblage couvercle-cadre), tel qu'exigé par les standards existants, que celles qui renferment une majorité d'eau souterraine. Une application plus rigoureuse des standards d'étanchéité existants semble nécessaire. Il serait aussi avisé d'effectuer un suivi, accompagné de mesures correctives, de l'étanchéité des chambres au fil des ans, qui pourrait être combiné avec l'inspection des ventouses (fréquence annuelle généralement recommandée par les manufacturiers).

La visite des chambres sur le terrain a permis d'identifier deux lacunes communes d'étanchéité, soit les joints entre la conduite et les murs de la chambre et les joints entre les anneaux de béton préfabriqué modulant la hauteur du puits d'accès (Figure 7.2). Une attention particulière devrait être portée à ces aspects lors de la réception d'une section de réseau neuf. Les anneaux du puits d'accès ont tendance à se déplacer sous le poids des contraintes en surface et des cycles gel-dégel. Plus le nombre d'anneaux entre la chambre et la surface de la rue est grand, plus le risque de défaillance à ce niveau est important: il serait donc prévoyant de privilégier des anneaux plus longs et de maintenir au minimum le nombre de petits anneaux servant à l'ajustement du couvercle au niveau de la chaussée. Certaines municipalités (ex. Ville de Gatineau) exigent le

recouvrement des anneaux du puits d'accès par une géomembrane étanche. Il s'agit d'une barrière supplémentaire intéressante.



Figure 7.2 Photos prises lors de la visite de chambres d'aqueduc: joint entre la conduite et le mur de la chambre (à gauche) et joints entre les anneaux de béton préfabriqué du puits d'accès à une chambre (à droite)

La mise en place d'un pilote multi-entonnoirs dans une chambre d'aqueduc située en bordure d'une rue résidentielle a permis de mettre en évidence l'importance des volumes pénétrant dans la chambre par l'assemblage cadre-couvercle pour divers événements de pluie. À priori, on aurait tendance à accuser les quatre trous de levage pour la plus grande part du volume ruisselant dans les chambres, mais le pilote a révélé que les volumes entrant par le joint périphérique entre le couvercle et le cadre sont systématiquement supérieurs. L'étanchéité de ces deux voies d'entrée du ruissellement peut être assurée par un assemblage cadre-couvercle doté d'un joint d'étanchéité périmétrique et par un couvercle dont les trous de levage sont superficiels (non pénétrants). Nos résultats suggèrent la plus grande efficacité de l'assemblage cadre-couvercle avec joint périphérique étanche, lequel pourrait être envisagé notamment pour les chambres de ventouses les plus vulnérables à l'inondation et à la contamination (ex. situées en zone agricole ou en bordure d'une autoroute). Il faut toutefois éviter d'étanchéifier complètement l'assemblage cadre-couvercle d'une chambre de ventouse si aucun tuyau d'évent n'a été prévu, étant donné que les trous de levage et le joint circconférenciel entre le couvercle et le cadre assurent dans ce cas les échanges d'air minimaux requis lors de l'opération des ventouses. Selon les volumes mesurés de ruissellement se déversant dans la chambre investiguée, l'accumulation annuelle de pluie sur le territoire du réseau à l'étude et le volume moyen d'une chambre avec ventouse, il serait avisé de

vidanger les chambres avec ventouse situées en bordure de rue au moins quatre fois par année. Comme une chambre avec un regard en bordure d'une rue pavée (avec dévers) apparaît comme un pire cas pour ce qui est des volumes de ruissellement entrant dans ladite chambre, la fréquence de vidange recommandable pour une chambre avec un regard en milieu de rue serait moindre. Il va sans dire qu'un des conseils découlant de cette thèse consiste à éviter, dans la mesure du possible, de localiser un regard d'aqueduc dans une voie préférentielle de ruissellement. Étant donné la taille de certaines chambres, il existe une certaine plage de flexibilité quant au positionnement du regard dans la rue.

Compte tenu de la diversité et des concentrations de contaminants préoccupants détectés dans les échantillons de ruissellement urbain, il serait pertinent de recueillir davantage de données sur les volumes de ruissellement pénétrant dans les chambres d'aqueduc et sur la qualité chimique et microbiologique du ruissellement urbain, notamment en fonction de la position du regard dans la rue et de la densité du trafic, afin de quantifier l'impact d'un placement moins vulnérable des regards sur la qualité et la quantité d'eau de ruissellement dans les chambres.

Les solutions pour la ventilation des chambres ont été abordées dans le troisième article (chapitre 5), mais sont discutées ici de manière plus critique étant donné que les implications découlant du besoin de ventilation déterminent la nature des recommandations techniques visant à réduire l'inondation des chambres de ventouse. En effet, la ventilation dans les chambres abritant une ventouse est cruciale, puisque les ventouses aspirent l'air de la chambre dans les conduites, notamment pour prévenir l'effondrement du réseau en cas de suction. Comme l'air admis séjournera dans le réseau avant d'être évacué et qu'une fraction de l'air admis se dissolmera dans l'eau distribuée, cet air doit être salubre. La manière la plus efficace de ventiler une chambre d'aqueduc est d'utiliser deux tuyaux d'évent en J inversé (avec ouverture grillagée), dont un descend jusqu'à environ 30 cm du plancher de la chambre et l'autre ne descend que jusqu'à environ 30 cm sous le plafond de la chambre, créant ainsi un échange d'air par effet cheminée (i.e. basé sur les différences densitaires). Les tuyaux d'évent sont utilisés avec un assemblage cadre-courvecle étanche, afin d'éviter l'entrée de ruissellement dans la chambre. Lorsqu'il fait -20°C à l'extérieur et 9°C près du plancher de la chambre (température du sol profond dans la

région de Montréal (Courchesne 2000)), une telle ventilation n'est pas adéquate car elle soumet les ventouses, qui sont pleines d'eau stagnante, à un risque de gel – et d'éclatement – significatif. Les échanges d'air entre la chambre et l'extérieur sont beaucoup moins importants lorsqu'ils sont assurés par les trous de levage du couvercle et le joint périphérique étant donné le faible gradient de température de chaque côté de la plaque métallique. Un seul tuyau d'évent est parfois utilisé en combinaison avec un clapet qui ne laisse entrer de l'air extérieur que lorsque la ventouse aspire l'air de la chambre (ValMatic 2008) (Figure 7.3). Ce clapet consiste en une membrane activée par le débit d'air entrant dans le réseau en conditions de pressions négatives (qui enclenchent le fonctionnement des ventouses). L'auteure n'a eu vent (!) d'aucune application de ce clapet au Canada. Par contre, de tels clapets ont été installés dans plusieurs états américains situés juste au sud de la frontière canadienne (Washington, Montana, New York). Qu'ils soient simples ou doubles, les tuyaux d'évent doivent être assez hauts (par rapport au niveau du sol) pour empêcher l'entrée d'eau dans les chambres en cas d'inondation (ex. crue) et pour ne pas être obstrués par la neige en hiver. Comme il est plus pratique de localiser les événements sur l'emprise municipale entre le trottoir et le terrain privé, des événements très hauts seraient nécessaires dans les secteurs où la neige est simplement poussée en bordure de rue (au lieu d'être chargée dans des camions). Pour toutes ces raisons, les tuyaux d'évent sont rarement utilisés au Québec.

D'autres solutions de ventilation prévenant l'inondation des chambres ont été développées par l'industrie électrique dans le but de protéger les transformateurs de leur réseau de distribution souterrain. Hydro-Québec ont couvert leurs regards d'accès de dalles de béton amovibles et ont installé un puisard grillagé ($D \approx 45$ cm) de chaque côté de la chambre abritant l'équipement à protéger (Figure 7.4). Les deux puisards interconnectés assurent la ventilation de la chambre par un conduit situé à mi-hauteur, tout en dirigeant par gravité le ruissellement vers l'égoût (Courchesne 2000). Cette solution ne respecte pas la directive actuelle sur le drainage des chambres d'aqueduc. En effet, les normes provinciales proscrivent le drainage à l'égoût sanitaire des chambres d'aqueduc et permettent le drainage à l'égoût pluvial seulement dans des conditions exceptionnelles (s'il n'y a aucun risque de refoulement et avec un clapet anti-retour) (MDDEP 2002). Compte tenu de cette réglementation, il semble que les meilleures options pour remédier au problème des chambres inondées demeurent la prévention (empêcher l'eau d'entrer dans les chambres) de même que la vidange régulière et planifiée par pompage (réalisée par du personnel

terrain). Le manuel de l'AWWA sur les vannes à air (2001) stipule que celles-ci doivent être inspectées au moins annuellement: l'application de cette recommandation conjointement à une vidange annuelle par pompage et à une inspection/correction des défauts d'étanchéité des chambres apparaissent comme un bon plan d'attaque. Il s'agirait aussi d'une opportunité de noter le niveau d'eau initial et de recommander, sur la base de cette information, une visite additionnelle (par exemple, dans six mois). Naturellement, davantage de budget devrait être alloué à l'entretien du réseau d'eau potable pour mener à bien ces inspections. Un dispositif de prévention d'entrée d'eau dans le réseau par les ventouses submergées est disponible commercialement (FloodSafe Inflow Preventer, ValMatic, Elmhurst, IL). Ce dispositif est constitué de deux clapets-flotteurs en série connectés à l'orifice d'échappement d'air de la ventouse. À première vue, c'est une solution qui paraît plus fiable et économique qu'une vidange planifiée par pompage. Par contre, la vidange par pompage, en minimisant la submergence de l'équipement, présente d'autres avantages, dont le prolongement de la durée de vie utile des vannes à air. Selon le manuel M51 de l'AWWA (2001), les chambres de vannes à air doivent être drainées afin d'éviter la submergence de l'équipement. Cette directive américaine paraît pertinente étant donné les difficultés liées au maintien de l'étanchéité des chambres au fil des ans et compte tenu des événements météorologiques de plus en plus extrêmes. Le drainage des chambres dans de la pierre nette enfouie serait inefficace dès que le niveau de la nappe phréatique dépasse le niveau du plancher de la chambre. Pour sa part, le drainage à l'égout pluvial avec un clapet anti-retour apparaît comme une solution nettement plus sécuritaire que l'inondation permanente de plusieurs chambres. Étant donné que la grande majorité des égouts existants sont combinés, il y a lieu de requestionner l'interdiction du drainage à l'égout sanitaire, surtout qu'il existe maintenant sur le marché des clapets très fiables et que la probabilité de défaillance peut être réduite à une valeur négligeable en installant deux clapets en série. À première vue, le drainage à l'égout sanitaire pourrait être une solution efficace et sécuritaire à condition que l'amont du clapet soit connecté à un siphon-P (*P-trap*) comprenant un volume d'eau qui empêche les gaz émanant de l'égout de contaminer la chambre. Ces gaz pourraient poser problème s'ils étaient aspirés dans le réseau par une ventouse ou compliquer les procédures d'accès aux chambres d'aqueduc.



Figure 7.3 Options de ventilation de chambres d'aqueduc en régions froides (avec risque de gel des ventouses): assemblage cadre-couvercle étanche avec tuyau d'évent unique (à gauche) et assemblage cadre-couvercle avec quatre trous de levage et un joint périphérique en mauvais état (à droite)

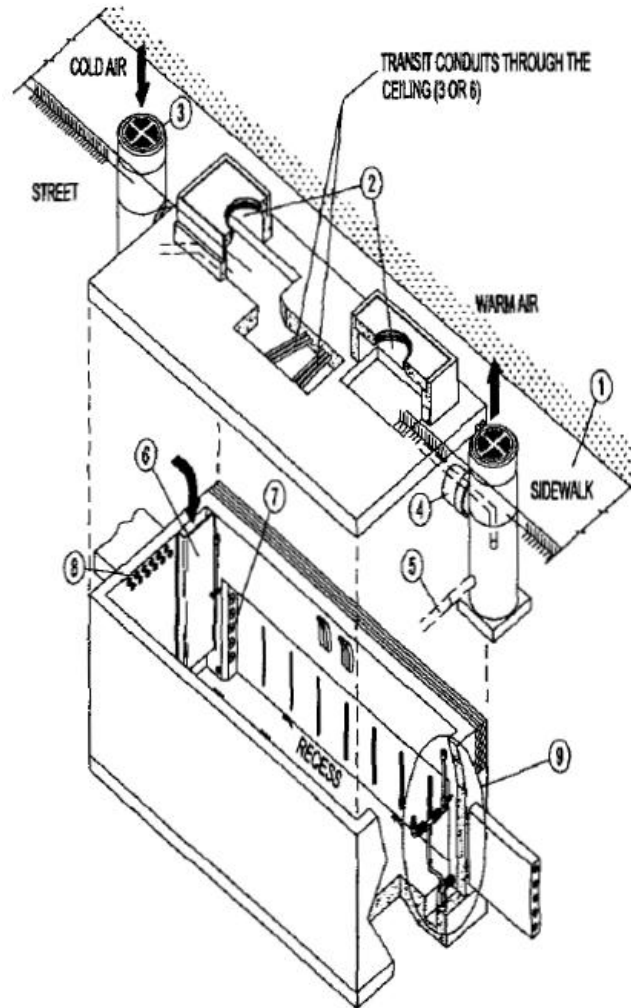


Figure 7.4 Design civil d'une chambre pour transformateur d'Hydro-Québec, tiré de Courchesne (2000)

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le présent projet de recherche a contribué à l'avancement des connaissances dans le domaine de l'intrusion en réseau, un sujet actuel qui préoccupe plusieurs chercheurs et organismes réglementaires, notamment l'EPA. Les principales conclusions de ce travail sont:

Modélisation transitoire:

- Des enregistrements de pressions transitoires à haute fréquence, préférablement lors d'une baisse de pression et à plusieurs noeuds du réseau (incluant des noeuds vulnérables), sont nécessaires à la calibration et à la validation d'un modèle transitoire conçu à partir d'un modèle EPS et utilisé pour le calcul des volumes d'intrusion.
- L'analyse transitoire d'un modèle de réseau détaillé réalisée avec un logiciel commercial fondé sur la WCM a tendance à surestimer l'amplitude de la baisse de pression en cas de pressions négatives.
- Les motifs suivants peuvent expliquer en partie la divergence entre les pressions enregistrées et simulées avec un logiciel commercial d'analyse transitoire: dynamique de l'air présent dans les conduites, modélisation de l'arrêt des pompes à l'usine, inadéquations au niveau du diamètre des conduites (réelles versus modélisées), squelettisation du réseau, modèle de friction simplifié, et fluctuations des demandes réelles.

Évaluation des volumes d'intrusion:

- La sensibilité des volumes d'intrusion aux divers facteurs de modélisation reflète une partie de l'incertitude associée aux probabilités d'infection estimées avec des modèles avancés d'analyse quantitative du risque microbien (QMRA). Les hypothèses sur la charge externe sur les conduites d'eau potable, la charge externe sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite, et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses peuvent avoir un impact important sur les volumes d'intrusion obtenus, et par ricochet, sur l'estimation du risque pour la santé publique

associé aux événements de basses pressions transitoires. Il est donc crucial de justifier soigneusement ces hypothèses.

- L'évaluation de l'importance relative des facteurs contribuant à l'intrusion permet de cibler les actions les plus efficaces pour réduire l'intrusion. La hauteur d'eau sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses est le paramètre le plus influent sur le volume total d'intrusion parmi les quatre facteurs critiques considérés: la charge externe sur les conduites d'eau potable, la charge externe sur l'orifice d'échappement d'air des ventouses, le pourcentage de fuite (par rapport à la demande totale), et le diamètre de l'orifice d'échappement d'air des ventouses. Comme les volumes d'intrusion par les ventouses submergées sont importants et principalement déterminés par la hauteur de submersion de l'orifice d'échappement d'air, les municipalités devraient inspecter leurs chambres de ventouse existantes afin de s'assurer de leur étanchéité (à l'eau souterraine) et planifier un calendrier de vidange par pompage des chambres vulnérables à l'entrée d'eau par ruissellement. La directive relative à la conception des chambres d'aqueduc doit être revue afin de résoudre en amont l'inondation des chambres d'aqueduc.
- La relation entre le volume total d'intrusion et les facteurs critiques n'est pas monotone: l'impact de l'interaction entre les diverses voies d'intrusion doit être considéré au moment de l'interprétation des résultats. Dans certaines conditions, le volume total d'intrusion peut diminuer lorsque la charge extérieure sur les conduites augmente à cause de l'atténuation de l'onde de pression par l'eau ayant pénétré le réseau en amont.
- En cas d'intrusion par les orifices de fuite seulement, le pourcentage de fuite influence principalement le volume d'eau externe entrant à chaque noeud de la zone d'intrusion, tandis que la charge externe sur les conduites influence surtout l'étendue de la zone d'intrusion.

Submersion des conduites d'eau potable et inondation des chambres d'aqueduc:

- Les conduites d'aqueduc et les ventouses du réseau étudié sont probablement communément submergées.

- L'infiltration d'eau souterraine dans les chambres est un problème répandu sur le territoire étudié.
- Les variations temporelles et spatiales du niveau de la nappe phréatique peu profonde et du niveau d'eau dans les chambres d'aqueduc sont significatives sur le territoire étudié.
- Les conduites situées dans les régions surélevées d'un réseau peuvent aussi être submergées par la nappe phréatique peu profonde.
- Les volumes de ruissellement entrant dans les chambres d'aqueduc sont significatifs, ayant atteint 255 L/mm de pluie dans la chambre testée. Ces résultats soulignent le besoin de vidanger périodiquement (par pompage) les chambres étanches (à l'eau souterraine) et la pertinence d'éviter de localiser les regards d'aqueduc sur les trajets préférentiels du ruissellement. Les données recueillies dans la chambre-test (bordure d'une rue résidentielle) suggèrent une fréquence de vidange d'au moins quatre fois par an.
- Dans la chambre d'aqueduc testée, le volume de ruissellement entrant par le joint périmétrique entre le couvercle et le cadre est jusqu'à 20 fois supérieur au volume entrant par les quatre trous de levage. Cette observation remet en doute la pertinence d'utiliser un couvercle avec des trous de levage superficiels (non pénétrants) et suggère qu'il serait plus efficace de choisir un assemblage cadre-couvercle doté d'un joint d'étanchéité périphérique.

Contamination de l'eau souterraine peu profonde et de l'eau des chambres d'aqueduc:

- Les niveaux d'atrazine (herbicide) et de DEA (métabolite de l'atrazine) observés dans les échantillons d'eau souterraine, d'eau de chambres d'aqueduc et de ruissellement urbain sont inférieurs à la réglementation locale sur l'eau potable d'au moins un ordre de grandeur (1 log).
- Des dépassements des concentrations maximales d'hydrocarbures dans l'eau potable, telles que définies par l'EPA (MCLs), ont été observés à un seul site, soit un piézomètre, parmi les 10 puits d'observation et les 14 chambres d'aqueduc testés. La contamination aux hydrocarbures était donc un cas isolé sur le territoire étudié.

- À l'exception d'un échantillon d'eau souterraine et d'un échantillon d'eau de chambre avec une concentration, respectivement, de plomb et de cadmium dépassant les critères de potabilité de l'EPA (MCLs), les concentrations de métaux détectées dans l'eau souterraine peu profonde et l'eau des chambres posent peu de risque pour la santé des consommateurs en cas de consommation d'eau d'intrusion non diluée (pire cas).
- Le risque pour la santé publique associé à l'intrusion paraît principalement de nature microbiologique. Les dépassements des critères de potabilité de l'EPA (MCLs) ont été plus fréquemment relevés au niveau des indicateurs de contamination fécale. Certains échantillons d'eau de chambres d'aqueduc présentent de très grandes concentrations d'*E.coli* et d'entérocoques. La contamination fécale observée dans les chambres semble associée au ruissellement urbain. Les concentrations de produits pharmaceutiques suggèrent qu'un seul site (puits piézométrique) pourrait avoir été en contact avec des eaux usées.
- Sur le territoire étudié, la qualité du ruissellement est plus préoccupante que celle de l'eau souterraine, d'où un risque plus élevé associé aux chambres remplies principalement par le ruissellement urbain par rapport à celles inondées majoritairement par de l'eau souterraine.
- Les chambres d'aqueduc agissent comme des décanteurs en concentrant les bactéries, les métaux et les hydrocarbures dans les sédiments. Même si le risque de resuspension des sédiments est faible, il est avisé d'en faire la vidange régulière afin de minimiser les concentrations de contaminants à proximité des conduites d'eau potable et de fournir un environnement de travail salubre au personnel d'entretien.

Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet de recherche doctoral, notamment les volumes potentiels d'intrusion, la submergence des conduites et des ventouses ainsi que la charge bactérienne présente dans les sources externes, semblent indiquer que l'intrusion lors d'une baisse de pression transitoire causée par un arrêt momentané des pompes puisse expliquer l'excès de maladies gastro-intestinales attribuables au réseau de distribution observé par Payment et al. (1991, 1997). Tel que discuté précédemment, une analyse de risque de type Monte Carlo incorporant un modèle de transport des contaminants et un modèle de consommation seraient en

mesure de cerner plus précisément le risque associé à l'intrusion. Par contre, l'évaluation du risque dans une optique de comparaison avec les données de Payment et al. (1991, 1997) demeurera toujours incomplète à cause du nombre considérable d'espèces microbiologiques pathogènes susceptibles de causer des troubles gastro-entériques et de la contagion, reflétée dans les résultats de l'étude épidémiologique et difficilement modélisable pour plusieurs espèces pathogènes.

Le travail de recherche effectué est susceptible d'avoir des retombées sur la société. La méthodologie appliquée dans le cadre de ce projet permet de quantifier les volumes d'intrusion potentiels dans un réseau de distribution réel et de localiser les zones vulnérables à l'intrusion lors de divers scénarios de baisses transitoires de la pression. Cette approche devrait être mise à profit par les ingénieurs hydrauliques lors de la conception et de la réhabilitation d'un réseau pour réduire en amont le risque potentiel de contamination par intrusion transitoire. Ce projet de doctorat entraîne aussi une remise en question de la conception et de l'entretien des chambres d'aqueduc, dont une reconsidération de l'interdiction provinciale de drainer les chambres d'aqueduc à l'égout sanitaire. La discussion entamée sur le sujet avec les autorités provinciales devrait permettre de trouver des solutions au problème répandu d'inondation des chambres d'aqueduc.

RÉFÉRENCES

- Aboufadi, K., De Potter, C., Prevost, M. and Sauvé, S. (2010) Time-dependent integrity during storage of natural surface water samples for the trace analysis of pharmaceutical products, feminizing hormones and pesticides. *Chemistry Central Journal* 4(10), 1-8.
- Abu-Ashour, J., Joy, D.M., Lee, H., Whiteley, H.R. and Zelin, S. (1994) Transport of microorganisms through soil. *Water, Air and Soil Pollution* 75(1-2), 141-158.
- Amick, R.S. and Burgess, E.H. (2000) Exfiltration in sewer systems, p. 34 p., EPA National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.
- APCO Valve and Primer Corporation (2000) Air/vacuum valves - Series 140 and 150, Schaumburg, Illinois.
- ASCE (2009) Report card for America's infrastructure - Drinking water.
- AWWA (2001) Manual of water supply practices - M51 First edition: Air release, air vacuum and combination air valves, Denver, Colorado.
- AWWA (2004a) Manual of water supply practices M11 Steel pipe: a guide for design and installation, Denver, CO.
- AWWA (2004b) Standard for air release, air/vacuum and combination air valves for waterworks services ANSI/AWWA C512-04, Denver, CO.
- Barbeau, B., Boulos, L., Desjardins, R., Coallier, J., Prévost, M. and Duchesne, D. (1997) A modified method for the enumeration of aerobic spore-forming bacteria. *Canadian Journal of Microbiology* 43, 976-980.
- Bergant, A., Simpson, A.R. and Tijsseling, A.S. (2005) Water hammer with column separation: A historical review. *Journal of Fluids and Structure* 22, 135-171.
- Besner, M.C. (2007) Risk evaluation of drinking water distribution system contamination due to operation and maintenance activities, Chaire industrielle CRSNG en eau potable, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Besner, M.C., Broséus, R., Lavoie, J., Di Giovanni, G., Payment, P. and Prevost, M. (2010) Pressure monitoring and characterization of external sources of contamination at the site of the Payment drinking water epidemiological studies. *Environmental Science and Technology* 44(2), 269-277.
- Besner, M.C., Lavoie, J., Morissette, C., Payment, P. and Prévost, M. (2008) Effect of water main repairs on water quality. *Journal AWWA* 100(7), 95-109.
- Besner, M.C., Prevost, M. and Regli, S. (2011) Assessing the public health risk of microbial intrusion events in distribution systems: Conceptual model, available data, and challenges. *Water Research* 45, 961-979.
- Blackburn, B.G., Craun, G.F., Yoder, J.S., Hill, V., Calderon, R.L., Chen, N., Lee, S.H., Levy, D.A. and Beach, M.J. (2004) Surveillance for waterborne-disease outbreaks associated with drinking water-United States, 2001-2002. *Morbidity and Mortality Weekly Report: Surveillance Summaries* 53(SS08), 23-45.

Borchardt, M.A., Spencer, S.K., Kieke, B.A., Lambertini, E. and Loge, F.J. (2012) Viruses in nondisinfected drinking water from municipal wells and community incidence of acute gastrointestinal illness. *Environmental Health Perspectives* 120(9), 1272-1279.

Boulos, L., Wood, D. and Funk, E. (1990) A comparison of numerical and exact solutions for pressure surge analysis.

Boulos, P.F., Karney, B.W., Wood, D.J. and Lingireddy, S. (2005) Hydraulic transient guidelines for protecting water distribution systems. *Journal of the American Water Works Association* 97(5), 111-124.

Boulos, P.F., Lansey, K.E. and Karney, B.W. (2006), MWH Soft, Pasadena, California, USA.

Boyd, G.R., Wang, H., Britton, M.D., Howie, D.C., Wood, D.J., Funk, J.E. and Friedman, M.J. (2004a) Intrusion within a simulated water distribution system due to hydraulic transients. I: description of test rig and chemical tracer method. *Journal of Environmental Engineering* 130(7), 774-777.

Boyd, G.R., Wang, H., Britton, M.D., Howie, D.C., Wood, D.J., Funk, J.E. and Friedman, M.J. (2004b) Intrusion within a simulated water distribution system due to hydraulic transients. II: volumetric method and comparison of results. *Journal of Environmental Engineering* 130(7), 778-783.

Bureau de normalisation du Québec (2004) Devis normalisés techniques, p. 331, Bibliothèque nationale du Québec, Sainte-Foy, QC.

Burrows, R. (2003) A cautionary note on the operation of pumping mains without appropriate surge control and the potentially detrimental impact of small air pockets, Valencia, Spain.

Burrows, R. and Qiu, D.Q. (1995) Effect of air pockets on pipeline surge pressure. *Journal of Water, Maritime and Energy* 112, 349-361.

Cartier, C., Besner, M.C., Barbeau, B., Lavoie, J., Desjardins, R. and Prévost, M. (2009) Evaluating aerobic endospores as indicators of intrusion in distribution systems. *Journal of American Water Works Association* 101(7), 46-58.

Cassa, A.M., Van Zyl, J.E. and Laubscher, R.F. (2010) A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes. *Urban Water Journal* 7(2), pp.109-120.

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (2011a) Détermination des hydrocarbures aromatiques polycycliques : dosage par chromatographie en phase gazeuse couplée à un spectromètre de masse, MA.400 - HAP 1.1, Rév. 4, pp. 1-27, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (2011b) Détermination des métaux : méthode par spectrométrie de masse à source ionisante au plasma d'argon, MA.200- Mét 1.2, Rév. 1, pp. 1-32, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (2007) Détermination des hydrocarbures pétroliers (C10 à C50) : dosage par chromatographie en phase gazeuse couplée à un détecteur à ionisation de flamme, MA. 400 – HYD. 1.1, pp. 1-17, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (2008) Détermination des composés organiques volatils ; dosage par « Purge and Trap » couplé à un chromatographe en phase gazeuse et à un spectromètre de masse, MA. 400 – COV 1.1, Rév. 1, pp. 1-18, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.

Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (2009) Détermination des hydrocarbures aromatiques polycycliques, extraction au dichlorométhane : dosage par chromatographie en phase gazeuse couplée à un spectromètre de masse, MA. 403 – HPA 4.1, Rév. 3, pp. 1-16, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.

Colford, J.M.J., Rees, J.R. and Wade, T.J. (2002) Participant blinding and gastrointestinal illness in a randomized, controlled trial of an in-home drinking water intervention. *Emerging Infectious Diseases* 8(29-36).

Colford, J.M.J., Wade, T.J., Sandhu, S.K., Wright, C.C., Lee, S., Shaw, S., Fox, K., Burns, S., Benker, A., Brookhart, M.A., van der Laan, M. and Levy, D.A. (2005) A randomized, controlled trial of in-home drinking water intervention to reduce gastrointestinal illness. *American Journal of Epidemiology* 161(5), 472-482.

Collins, R., Beck, S. and Boxall, J. (2011) Intrusion into water distribution systems through leaks and orifices: Initial experimental results, Exeter.

Collins, R., Besner, M.C., Beck, S., Karney, B. and Boxall, J. (2010) Intrusion modelling and the effect of ground water conditions, p. 10, WDSA, Tucson, AZ.

Colombo, A. and Karney, B.W. (2003) Pipe breaks and the role of leaks from an economic perspective. *Water Science and Technology: Water Supply* 3(1-2), 163-169.

Courchesne, P. (2000) Underground distribution vaults with environmental control, pp. 259-265.

Craun, G.F. and Calderon, R.L. (2001) Waterborne disease outbreaks caused by distribution system deficiencies. *Journal of the American Water Works Association* 93(9), 64-75.

Craun, G.F., Nwachuku, N., Calderon, R.L. and Craun, M.F. (2002) Outbreaks in drinking-water systems, 1991-1998. *Journal of Environmental Health* 65(1), 16-23.

Creasey, J. and Hunter, P. (2008) A review of research on pressure fluctuations in drinking water distribution systems and consideration and identification of potential risks of such events occurring in UK distribution systems, p. 46, WRc, Swindon.

Daneshvar, A., Aboulfadl, K., Viglino, L., Broséus, R., Sauvé, S., Madoux-Humery, A.-S., Weyhenmeyer, G.A. and Prévost, M. (2012) Evaluating pharmaceuticals and caffeine as indicators of fecal contamination in drinking water sources of the Greater Montreal region. *Chemosphere* 88(1), 131-139.

Davies, C.M., Kaucner, C., Deere, D. and Ashbolt, N.J. (2003) Recovery and enumeration of *Cryptosporidium parvum* from animal fecal matrices. *Applied and Environmental Microbiology* 69(5), 2842-2847.

DuPont, H.L., Chappell, C.L., Sterling, C.R., Okhuysen, P.C., Rose, J.B. and Jakubowski, W. (1995) The infectivity of *Cryptosporidium parvum* in healthy volunteers. *The New England Journal of Medicine* 332(13), 855-859.

- Ebacher, G., Besner, M.C., Allard, D. and Prévost, M. (2010a) Public health risks induced from low pressure events in water networks: Estimates based on transient recordings and model outputs, Savannah, GA.
- Ebacher, G., Besner, M.C., Clément, B. and Prévost, M. (2012) Sensitivity analysis of some critical factors affecting simulated intrusion volumes during a low pressure transient event in a full-scale water distribution system. *Water Research*.
- Ebacher, G., Besner, M.C., Lavoie, J., Jung, B.S., Karney, B. and Prévost, M. (2010, In press) Transient Modeling of a Full-scale Distribution System: Comparison with Field Data. *Journal of Water Resources Planning and Management*.
- Ebacher, G., Besner, M.C., Lavoie, J., Jung, B.S., Karney, B. and Prévost, M. (2011) Transient Modeling of a Full-Scale Distribution System: Comparison with Field Data. *Journal of Water Resources Planning and Management* 137(2), pp. 173-182.
- Ebacher, G., Besner, M.C. and Prevost, M. (2010b) Negative pressure events in water distribution systems: public health risk assessment based on transient analysis outputs, pp. 471-483, *Proceedings of the 12th International Conference WDSA 2010*, Tucson, AZ.
- Edmunds, R.C. (1979) Air binding in pipes. *Journal AWWA* May.
- Environment Canada (2005) Leak detection and repair.
- Environment Canada (2011) Wise Water Use.
- EPA (2012) National Primary Drinking Water Regulations: Drinking water contaminants.
- Escarameia, M., Burrows, R., Little, M. and Murray, S. (2005) Air problems in pipelines: A design manual, Wallingford, OX.
- Fang, K.-T., Runze, L. and Sudjianto, A. (2006) Design and modeling of computer experiments, Chapman & Hall/CRC, Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL.
- Farley, M. and Trow, S. (2003) Losses in water distribution networks, IWA Publishing, London.
- Fayer, R. and Xiao, L. (2008) *Cryptosporidium and Cryptosporidiosis*, IWA Publishing and CRC Press, Boca Raton, FL.
- Fleming, K.K., Dugandzic, J.P., LeChevallier, M.W. and Gullick, R.W. (2006) Susceptibility of distribution systems to negative pressure transients, p. 144, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.
- Fleming, K.K. and LeChevallier, M. (2008) Estimating risk of infection from low-level intrusion events, AWWA WQTC, Cincinnati, OH.
- Friedman, M., Radder, L., Harrison, S., Howie, D., Britton, M., Boyd, G., Wang, H., Gullick, R., LeChevallier, M., Wood, D. and Funk, J. (2004) Verification and control of pressure transients and intrusion in distribution systems, p. 126, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.
- Funk, J.E., Wood, D.J., Van Vuuren, S.J., LeChevallier, M. and Friedman, M. (1999) Pathogen intrusion into water distribution systems due to transients, 3rd ASME/JSME Joint Fluids Engineering Conference, San Francisco, CA, USA.

- Greyvenstein, B. and Van Zyl, J.E. (2007) An experimental investigation into the pressure-leakage relationship of some failed water pipes. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA* 56(2), pp.117-124.
- Gullick, R.W., LeChevallier, M.W., Case, J., Wood, D.J., Funk, J.E. and Friedman, M.J. (2005) Application of pressure monitoring and modelling to detect and minimize low pressure events in distribution systems. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA* 54(2), 65-81.
- Gullick, R.W., LeChevallier, M.W., Svindland, R.C. and Friedman, M.J. (2004) Occurrence of transient low and negative pressures in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association* 96(11), 52-66.
- Haas, C.N. (1983) Estimation of risk due to low doses of microorganisms: a comparison of alternative methodologies. *American Journal of Epidemiology* 118(4), 573-582.
- Haas, C.N., Rose, J.B., Gerba, C. and Regli, S. (1993) Risk assessment of virus in drinking water. *Risk Analysis International Journal* 13(5), 545-552.
- Halliwell, A.R. (1963) Velocity of waterhammer wave in an elastic pipe. *J. Hydraul. Div.* 89(HY4), pp.1-21.
- Havelaar, A.H. (1994) Application of HACCP to drinking water supply. *Food Control* 5(3), 145-152.
- Health Canada (2006) *Guidelines for Canadian Drinking Water Quality - Technical Documents: Arsenic*, p. 38.
- Hellard, M.E., Sinclair, M.I., Forbes, A.B. and Fairley, C.K. (2001) A randomized, blinded, controlled trial investigating the gastrointestinal health effects of drinking water quality. *Environmental Health Perspectives* 109(8), 773-778.
- Hodgson, J. (1983) *Pipeline celerities*, University of Alberta, Edmonton.
- Hunter, P.R. (1997), John Wiley and Sons, Inc., Chichester, United Kingdom.
- Hunter, P.R., Chalmers, R.M., Hughes, S. and Syed, Q. (2005) Self-reported diarrhea in a control group: a strong association with reporting of low-pressure events in tap water. *Clinical Infectious Diseases* 40(4), e32-e34.
- Jones, G.M., Sanks, R.L., Tchobanoglous, G. and Bosserman II, B.E. (1998) *Pumping Station Design*, Butterworth-Heinemann, Burlington, MA.
- Jung, B.S., Boulos, P.F. and Wood, D.J. (2007) Pitfalls of water distribution model skeletonization for surge analysis. *Journal AWWA* 99(12), 87-98.
- Jung, B.S., Boulos, P.F. and Wood, D.J. (2009a) Effect of pressure-sensitive demand on surge analysis. *Journal AWWA* 101(4), 100-111.
- Jung, B.S., Boulos, P.F., Wood, D.J. and Bros, C.M. (2009b) A Lagrangian wave characteristics method for simulating transient water column separation. *Journal AWWA* 101(6), 64-73.
- Jung, B.S. and Karney, B.W. (2008) Systematic exploration of pipeline network calibration using transients. *Journal of Hydraulic Research* 46(1), pp. 129-137.
- Karim, M.R., Abbaszadegan, M. and LeChevallier, M. (2003) Potential for pathogen intrusion during pressure transients. *Journal AWWA* 95(5), 134-146.

- Karney, B. (2006) Transient Analysis Short Course, University of Toronto.
- Karney, B.W. and Fillion, Y.R. (2003) Energy dissipation mechanisms in water distribution systems, pp. pp. 2771-2778, 4th ASME JSME Joint Fluids Engineering Conference, Honolulu, Hawaii, USA.
- Karpf, C. and Krebs, P. (2011) A new sewage exfiltration model - parameters and calibration. *Water Science and Technology* 63(10), 2294-2299.
- Kirmeyer, G., Friedman, M., Martel, K., Howie, D., LeChevallier, M., Abbaszadegan, M., Karim, M., Funk, J. and Harbour, J. (2001a) Pathogen intrusion into the distribution system, p. 254, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.
- Kirmeyer, G., Friedman, M., Martel, K., Noran, P.F. and Smith, D. (2001b) Practical guidelines for maintaining distribution system water quality. *Journal of the American Water Works Association* 93(7), 62-73.
- Lalancette, C. (2009) Concentrations d'oocystes de *Cryptosporidium* à l'affluent et l'effluent de trois stations d'épuration (Vaudreuil-Dorion, Ste-Thérèse-Blainville, Lapinière), Montréal.
- Lambert, A. (2000) What do we know about pressure:leakage relationships in distribution systems?, IWA, Brno, Czech Republic.
- Lambertini, E., Borchardt, M.A., Kieke, B.A., Spencer, S.K. and Loge, F.J. (2012) Risk of viral acute gastrointestinal illness from nondisinfected drinking water distribution systems. *Environ. Sci. Technol.* 46, 9299-9307.
- Lambertini, E., Spencer, S.K., Kieke, B.A. and Loge, F.J. (2011) Virus contamination from operation and maintenance events in small drinking water distribution systems. *Journal of Water and Health* 9(4), 799-812.
- LeChevallier, M., Karim, M., Aboytes, R., Gullick, R., Weihe, J., Earnhardt, B., Mohr, J., Starcevich, J., Case, J., Rosen, J., Sobrinho, J., Clancy, J., McCuin, R.M., Funk, J. and Wood, D. (2004a) Profiling water quality parameters: from source water to the household tap, p. 206, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.
- LeChevallier, M.W., Di Giovanni, G.D., Clancy, J.L., Bukhari, Z., Bukhari, S., Rosen, J.S., Sobrinho, J. and Frey, M.M. (2003a) Comparison of method 1623 and cell culture-PCR for detection of *Cryptosporidium* spp. in source waters. *Applied and Environmental Microbiology* 69(2), 971-979.
- LeChevallier, M.W., Gullick, R.W. and Karim, M. (2002) The potential for health risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients, p. 18, United States Environmental Protection Agency and American Water Works Service Company Inc., Voorhees, New Jersey, USA.
- LeChevallier, M.W., Gullick, R.W., Karim, M.R., Friedman, M. and Funk, J.E. (2003b) Potential for health risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients. *Journal of Water and Health* 1(1), 3-14.
- LeChevallier, M.W., Gullick, R.W., Karim, M.R., Friedman, M. and Funk, J.E. (2003c) The potential for health risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients. *Journal of Water and Health* 1(1), pp. 3-14.

- LeChevallier, M.W., Karim, M., Aboytes, R., Gullick, R., Weihe, J., Earnhardt, B., Mohr, J., Starcevich, J., Case, J., Rosen, J.S., Sobrinho, J., Clancy, J.L., McCuin, R.M., Funk, J.E. and Wood, D.J. (2004b) Profiling water quality parameters: from source water to the household tap, p. 234, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.
- LeChevallier, M.W., Xu, M., Yang, J., Teunis, P. and Fleming, K.K. (2010) Managing distribution system low pressures to protect water quality, Water Research Foundation and American Water, Denver, CO.
- Lee, S.H., Levy, D.A., Craun, G.F., Beach, M.J. and Calderon, R.L. (2002) Surveillance for waterborne disease outbreaks - United States, 1999-2000. *MMWR Surveillance Summaries* 51, pp.1-47.
- Lee, T.S. (1994) Numerical modelling and computation of fluid pressure transients with air entrainment in pumping installations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 19(2), 89-103.
- Lescovitch, J.E. (1972) Locating and sizing air release valves. *Journal AWWA* (July).
- Loftin, M. (2003) *Standard Handbook for Civil Engineers*. Ricketts, J., Loftin, M. and Merritt, F. (eds), pp. 21.21-21.128, McGraw-Hill, New York.
- Macler, B.A. and Regli, S. (1993) Use of microbial risk assessment in setting United States drinking water standards. *Intl. Jour. Food Microbiol.* 18(4), 245-256.
- Makepeace, D.K., Smith, D.W. and Stanley, S.J. (1995) Urban stormwater quality: summary of contaminant data. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology* 25(2), 93-139.
- Mayer, T., Rochfort, Q., Marsalek, J., Parrott, J., Servos, M., Baker, M., McInnis, R., Jurkovic, A. and Scott, I. (2011) Environmental characterization of surface runoff from three highway sites in Southern Ontario, Canada: 1. Chemistry. *Water Quality Research Journal of Canada* 46(2), 110-120.
- McInnis, D. (2004) A relative-risk framework for evaluating transient pathogen intrusion in distribution systems. *Urban Water Journal* 1(2), 113-127.
- McInnis, D. and Karney, B.W. (1995) Transients in distribution networks: field tests and demand models. *Journal of Hydraulic Engineering* 121(3), 218-231.
- MDDEP (1999) *Politique de protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés*. Direction des politiques du secteur industriel Service des lieux contaminés (ed), Les Publications du Québec.
- MDDEP (2002) *Distribution Facilities Directive 001*.
- MDDEP (2012a) *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés, Loi sur la qualité de l'environnement*.
- MDDEP (2012b) *Règlement sur l'évacuation et le traitement des eaux usées des résidences isolées*.
- MDDEP (2012c) *Règlement sur la qualité de l'eau potable*.
- Murray, R., Uber, J. and Janke, R. (2006) Model for estimating acute health impacts from consumption of contaminated drinking water. *Journal of Water Resources Planning and Management* 132(4), 293-299.

- MWHSoft (2007) InfoSurge Users Guide, Pasadena, CA.
- MWHSoft (2008) InfoSurge Training Manual, Broomfield, CO.
- MWHSoft (2009) InfoWater Users Guide, Broomfield, CO.
- National Research Council of the National Academies (2006) Drinking water distribution systems: assessing and reducing risks, The National Academies Press, Washington, D.C., USA.
- Notz, W. (2006) What are computer experiments and how do we design them?, Seattle, WA.
- Nygard, K., Anderson, Y. and Rottingen, J.A. (2004) Association between environmental risk factors and campylobacter infections in Sweden. *Epidemiol Infect* 132(3), 17-25.
- Nygard, K., Wahl, E., Krogh, T., Tveit, O.A., Bohlgeng, E., Tverdal, A. and Aavitsland, P. (2007) Breaks and maintenance work in the water distribution systems and gastrointestinal illness: a cohort study. *International of Journal Epidemiology* 36(4), 873-880.
- OFWAT (2006) Security of supply, leakage and water efficiency - 2005-2206 Report.
- Okhuysen, P.C., Chappell, C.L., Crabb, J.H., Sterling, C.R. and DuPont, H.L. (1999) Virulence of three distinct *Cryptosporidium parvum* isolates for healthy adults. *The Journal of Infectious Diseases* 180(4), 1275-1281.
- Pachepsky, Y.A. and Shelton, D.R. (2011) *Escherichia Coli* and Fecal Coliforms in Freshwater and Estuarine Sediments. *Environmental Science and Technology* 41(12), 1067-1110.
- Pacific Gas and Electric Company (2008) Utility vault discharge pollution prevention plan North Coast.
- Parmakian, J. (1963) Waterhammer analysis, Dover Publications, New York.
- Paul, M., Wolf, L., Fund, K., Held., I., Winter, J., Eiswirth, M., Gallert, C. and Hötzl, H. (2004) Microbiological condition of urban groundwater in the vicinity of leaky sewer systems. *Acta Hydrochimica and Hydrobiologica* 32(4-5), pp.351-360.
- Payment, P. (2003) Enlèvement des microorganismes pathogènes et des bactéries indicatrices par les stations de traitement des eaux usées municipales situées sur la rivière des Mille îles, Programme d'aide à la recherche et au développement en environnement (PARDE), Ministère de l'Environnement du Québec.
- Payment, P., Plante, R. and Cejka, P. (2001) Removal of indicator bacteria, human enteric viruses, *Giardia* cysts, and *Cryptosporidium* oocysts at a large wastewater primary treatment facility. *Canadian Journal of Microbiology* 47(3), 188-193.
- Payment, P., Richardson, L., Siemiatycki, J., Dewar, R., Edwardes, M. and Franco, E. (1991) A randomized trial to evaluate the risk of gastrointestinal disease due to consumption of drinking water meeting current microbiological standards. *American Journal of Public Health* 81(6), 703-708.
- Payment, P., Siemiatycki, J., Richardson, L., Renaud, G., Franco, E. and Prévost, M. (1997) A prospective epidemiological study of gastrointestinal health effects due to the consumption of drinking water. *International Journal of Environmental Health Research* 7(1), 5-31.
- Picologlou, B.F., Zilver, N. and Characklis, G.W. (1980) Biofilm growth and hydraulic performance. *Journal of the hydraulics division* 106(5), 733-746.

- Rawn, A.M. (1937) What Cost Leaking Manhole? *Waterworks and sewerage* 84(12), p. 459.
- Regli, S. (1991) Modeling risk for pathogens in drinking water. *Journal AWWA* 83(11), 76-84.
- Risbero, H.L., Doria, M.F., Andersson, Y., Medema, G., Osborn, K., Schlosser, O. and Hunter, P.R. (2007) Fault tree analysis of the causes of waterborne outbreaks. *Journal of Water and Health* 5(1), pp.1-18.
- Roy, A. (2007) *Compteurs d'eau au Québec: prélèvements à la source?*
- Sadiq, R., Kleiner, Y. and Rajani, B. (2004) Aggregative risk analysis for water quality failure in distribution networks. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA* 53(4), pp. 241-261.
- Sadiq, R., Kleiner, Y. and Rajani, B. (2005) An evidential reasoning approach to evaluate intrusion vulnerability in distribution networks, National Research Council of Canada.
- Sauvé, S., Aboufadi, K., Dorner, S., Payment, P., Deschamps, G. and Prevost, M. (2012) Fecal coliforms, caffeine and carbamazepine in stormwater collection systems in a large urban area. *Chemosphere* 86, 118-123.
- Song, S. and Ashley, D.L. (1998) Sample purification for the analysis of caffeine in tobacco by gas chromatography–mass spectrometry. *Journal of Chromatography A* (814), 171-180.
- Teunis, P.F.M., Xu, M., Fleming, K.K., Yang, J., Moe, C.L. and Lechevallier, M.W. (2010) Enteric virus infection risk from intrusion of sewage into a drinking water distribution network. *Environ. Sci. Technol.* 44(22), 8561-8566.
- Twort, A.C., Law, F.M. and Crowley, F.W. (1985) *Water supply* 3rd edition, Edward Arnold, London.
- USEPA (2002a) Method 1600: enterococci in water by membrane filtration using membrane-enterococcus indoxyl-Beta-D-Glucoside Agar (mEI), p. 14, Washington DC, USA.
- USEPA (2002b) Method 1604: total coliforms and *Escherichia coli* in water by membrane filtration using a simultaneous detection technique (MI Medium), p. 18, Washington, DC, USA.
- USEPA (2005a) *Economical Analysis of the LTESWTR*, pp. p. 5-25.
- USEPA (2005b) Method 1623: *Cryptosporidium* and *Giardia* in Water by Filtration/IMS/FA, pp. 1-76.
- USEPA (2006) *Federal Register Part II National primary drinking water regulations: long term 2 surface water enhanced treatment rule; proposed rule*, p. 50 p., Washington, D.C.
- ValMatic (2008) *Protect your air valve vaults from freezing with FrostSafe*, Elmhurst, IL.
- Van Zyl, J.E. and Cassa, A.M. (2011) Linking the power and FAVAD equations for modelling the effect of pressure on leakage, Exeter, UK.
- Van Zyl, J.E. and Clayton, C.R.I. (2007) The effect of pressure on leakage in water distribution systems. *Water Management* 160(WM2), pp. 109-114.
- Vardy, A.E. and Brown, J.M.B. (2007) Approximation of turbulent wall shear stresses in highly transient pipe flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1219-1228.

- Walski, T.M., Whitman, B., Baron, M. and Gerloff, F. (2009) Pressure vs. flow relationship for pipe leaks, WDSA, Kansas City, MI.
- Wood, D.J., Lingireddy, S. and Boulos, P.F. (2005a) Pressure wave analysis of transient flow in pipe distribution systems, Pasadena, CA, USA.
- Wood, D.J., Lingireddy, S., Boulos, P.F., Karney, B.W. and McPherson, D.L. (2005b) Numerical methods for modeling transient flow in distribution systems. *Journal / American Water Works Association* 97(7), 104-115.
- Wylie, E.B. (1992) Low void fraction two-component two-phase transient flow. Bettess, R. and Watts, J. (eds), pp. pp. 3-9, HR Wallingford, Durham, UK.
- Wylie, E.B. and Streeter, V.L. (1978) *Fluid Transients*, McGraw Hill, New York.
- Wylie, E.B. and Streeter, V.L. (1993) *Fluid Transients in Systems*, Prentice Hall, NJ.
- Yang, J., LeChevallier, M.W., Teunis, P.F.M. and Xu, M. (2011) Managing risks from virus intrusion into water distribution systems due to pressure transients. *Journal of Water and Health* 9(2), 291-305.
- Zelver, N. (1979) Thesis: Biofilm development and associated energy losses in water conduits, Rice University, Houston, Texas.

**ANNEXE 1 – Supporting Information of Publication #2:
Sensitivity analysis of some critical factors affecting
simulated intrusion volumes during a low pressure transient
event in a full-scale water distribution system**

Intrusion volume estimates based on transient analysis

Table A1-1 gathers intrusion volumes computed by several researchers using a transient model combined with the orifice equation. A wide range of estimated intrusion volumes (0.04 to 4101 L) was obtained, as the studied DSs, the modeled transient events and the assumed orifice diameters and external water heads above pipelines are very different between reported cases.

The number of nodes and pipes as well as the total pipe length included in the model reflect the size of the modeled DS and the level of detail of the transient model. The number of nodes reported in Table A1-1 corresponds to the number of nodes in the transient model, except for Fleming and LeChevallier (2008) where it refers to the combined number of nodes with modeled intrusion volumes from 5 DS models. In most studies, the cause of the downsurge event is a power outage affecting all operating pumps. Some authors also modeled main breaks and fire flows. Unless otherwise specified, the transient duration refers to the time period between the pump shutdown, hydrant opening or pipe break and the time at which pressures are re-equilibrated. This duration of the transient condition varies between 30 and 120 seconds. In all studies, leakage orifices were considered as the only intrusion pathway. In some cases, the orifice size was estimated using a global leakage rate representing between 5% and 20% of the network demand. The leakage demand was distributed equally to all nodes or between leakage/intrusion

elements. Other researchers specified directly the orifice size to be applied to all nodes or to all leakage/intrusion elements. The range of selected sizes varies from 0.79 to 50.8 mm. The external head of water applied above leakage orifices varies between 0 and 3 m. In all cases, the exit head is the same above all nodes. Finally, none of the transient models were reported as being calibrated with recorded transient pressures for the specific modeled transient event.

Table A1-1 Intrusion volume estimates based on transient analysis, with characteristics of transient models, simulated events, and intrusion model assumptions

	Fleming et LeChevallier (2008)	LeChevallier et al. (2004b)	Kirmeyer et al. (2001a)						Funk et al. (1999)		
Distribution system	5 DSs	Davenport (Iowa)	C1-2: Hypothetical single pipeline (also in Funk et al. 1999)		A: Skeleton	A	B: Sensitivity analysis	B	C	Small DS in western US (single pipeline)	Large DS in northwestern US
No of nodes	*2276 in 5 DSs	1146	15		102	267	528	528	717	11	520
No of pipes	NA	1703	14		156	381	666	666	999	10	707
Pipe length (km)	NA	871	4.5		48.2	443	885	885	138	0.40	NA
Cause of downsurge event	Power loss	Fire flow	Power loss	Pipe break	Power loss		Power loss, pipe break, fire flow	Power loss, fire flow	Loss of flow	Pipe break	Power loss
Transient duration (s)	60	3, 30 (hydrant opening time)	60		95, 100	50	90, 30	60, 72, 100, 120	50	6.6 (duration of intrusion)	60
Diameter of circular orifices (mm) or LR for orifice sizing	10% leakage	NA	20% leakage equally distributed to the 5 L/I elements		a) 8.13 - 11.43 (at 4 intrusion elements only), b) 3.175 (at all nodes), c) 10.16 (at 10 nodes)	4 intrusion elements	0.79, 1.59, 3.18, 6.35, 12.7, 25.4, 50.8 (at all nodes)	3-4: only at nodes with demands	3.2, and 5, 10, 15% leakage distributed uniformly to all nodes	5% leakage equally distributed to the 4 L/I elements	15% leakage equally distributed to all nodes: 9.84 Lpm/node
Exit head (m)	0	NA	0		1.5		0.3, 3	1.5	1	0	0.46
Computed volumes (L)	Midpoints of histogram categories (vol. per node) [#nodes in category]: 0.07[290], 0.14[106], 0.72[379], 1.44[180], 7.17[552], 14.33[388], 21.50[230], 28.66[132], 35.82[19] fit with gamma dist.	0.04-3.79 (at 1-19 nodes)	261: at 2 nodes	295: at 3 nodes	a) 49.2 b) 2.0 c) 18.9	136	0.04 - 4101	0.19 - 33.3	55 (5%), 98 (10%), 140 (15%), 247 (3.2 mm)	7.6 (at 4 L/I elements)	22 (at the 41 intrusion nodes)

L/I: Leakage/Intrusion, dist.: distribution, *Number of intrusion nodes

ANNEXE 2 – Supporting Information of Publication #3: Urban groundwater and flooded valve vaults: contamination levels and submergence of pipes and other appurtenances in a drinking water distribution system

The Supporting Information section includes: detection methods for microbiological parameters, pharmaceuticals, pesticides, hydrocarbons, and metals; detection limits for water and sediment samples; summary tables of measured concentrations for all parameters analyzed; correlation coefficients between water levels in valve vaults and nearby piezometers.

Section 1: Microbiological analyses

All samples were assayed by membrane filtration and cell culture: on tryptic soy broth with 0.01% of triphenyl tetrazolium chloride for aerobic endospores (Barbeau et al. 1997), on MI agar from Difco Laboratories for total coliforms and *Escherichia coli* (USEPA 2002b), and on mEI agar for enterococci (USEPA 2002a). Total coliforms, *E. coli* and aerobic endospores Petri dishes were counted after an incubation period of 24 hours at 35°C. Enterococci Petri dishes were counted after an incubation period of 24 hours at 41°C. For valve vault water, groundwater and runoff water, volumes ranging from 0.01 to 100 mL were filtered in duplicate on each culture medium. For sediments, the separation of microorganisms was performed by adding 100 mL of 0.1% peptone water to 5 g (wet weight) of sediments and by placing the mixture on the multi-wrist shaker (Barnstead Lab-Line, speed setting = 900 rpm) for 45 minutes before collecting the supernatant for bacteriological assays after a 30 seconds settling period. Supernatant volumes, ranging from 0.01 to 1 mL, were diluted in a phosphate buffer and assayed in duplicate on each culture medium. For each sample, three different volumes were plated in duplicate in order to ensure at least one Petri dish per site would provide a countable number of colonies.

Cryptosporidium oocysts and *Giardia* cysts were assayed in sediment samples using USEPA Method 1623 (USEPA 2005b) after performing an extraction protocol adapted from Davies et al.

(2003). A 20 mL volume of autoclaved emulsifier (0.1% Tween 80) and tris-HCl buffer were added to 0.5 g (wet weight) of sediments. This solution was vortexed before being placed on the multi-wrist shaker for 5 min (Barnstead Lab-Line, speed setting = 900 rpm). After a 30 min settling period, the solution was centrifuged for 10 min at 2000g. The supernatant was then discarded, and the pellet was suspended with ultra-pure water (Milli-Q, Millipore, MA). This solution was filtered on a 100 µm nylon membrane (Steriflip, Millipore, MA). The filtrate was analyzed using EPA Method 1623, which consists in immunomagnetic separation (IMS) and examination using immunofluorescence assay (FA) microscopy.

Section 2: Detection of pharmaceuticals and pesticides

Caffeine, carbamazepine, atrazine, and DEA were purchased from Sigma-Aldrich (Oakville, ON and St. Louise, MO). Internal standards [$^{13}\text{C}_3$]-caffeine and [$^{13}\text{C}_3$]-atrazine were supplied by ACP Chemical Inc. (Montreal, QC). All solvents (trace analysis grade), 0.1% formic acid, and LC-grade water were obtained from J.T. Baker (QC, Canada). Individual stock solutions of 500 mg/L were prepared in HPLC-graded methanol, stored at -20°C , and renewed every six months. Working standards and calibration solutions were prepared by appropriate dilution of the stock solutions in methanol. In order to eliminate any trace of the analyzed compounds, vials were washed, immersed in a 10% solution of hydrochloric acid for a minimum of 12 hours, thoroughly rinsed with ultrapure water (Milli-Q, Millipore, MA), and placed in a muffle oven at 500°C for four hours. The samples were kept in a cooler during transport to the laboratory and refrigerated for a maximum of 20 days before analysis (Aboufadi et al. 2010), after pH adjustment to 2.3-2.4 with formic acid.

Table A2-1 Detection limits for water samples

Physico-chemical properties		Metal (mg/L)	
TSS (mg/L)	3 significant figures	Ag	0.0003
VSS (mg/L)		Al	0.03
Salinity (g/L)	0.001/0.01/0.1	As	0.002
Conductivity at 25°C (mS/cm)	0.02/0.2	B	0.05
pH	0.01	Ba	0.03
Turbidity (NTU)	+/-2%(reading) + 0.01 NTU	Ca2+	0.3 (MQL)
Microbial indicators (CFU/100mL)		Cd	0.001
ASB	1-1000	Co	0.03
Enterococci	1-100	Cr	0.03
Total coliforms	1-1000	Cu	0.003
E. coli	1-100	Hg	0.0001
Pharmaceuticals and pesticides (ng/L)		K+	1.1 (MQL)
Caffeine	6.82	Mg2+	0.4 (MQL)
Carbamazepine	0.52	Mn	0.003
Paracetamol	10	Mo	0.03
Theophylline	6	Na	0.2-2
Atrazine	2	Ni	0.01
DEA	5	Pb	0.001
C10-C50 and BTEX (ug/L)		Sb	0.006
C10-C50	100	Se	0.001
Benzene	0.2	Zn	0.005
Toluene	0.1		
Ethylbenzene	0.1		
Xylenes	0.4		
PAHs (ug/L)			
Acenaphthene (Ac)	0.03		
Anthracene (An)	0.03		
Benzo(a)anthracene (BaA)	0.03		
Benzo(b+j+k)fluoranthene (BbjkF)	0.06		
Benzo(a)pyrene (BaP)	0.008		
Chrysene (Chry)	0.03		
Dibenzo(a,h)anthracene (DBA)	0.03		
Fluoranthene (Flt)	0.03		
Fluorene (Fln)	0.03		
Indeno(1,2,3-cd)pyrene (IPy)	0.03		
Naphtalene (Na)	0.03		
Phenanthrene (Phe)	0.03		
Pyrene (Py)	0.03		

Table A2-2 Detection limits for sediment samples

% dry weight		6 significant figures	PAHs (mg/kgdw)	
% volatile			Acenaphtene	0.003-0.3
Microbiological contaminants (CFU/gdw)			Anthracene	0.01-1
Aerobic endospores	12-2126		Benzo(a)anthracene	0.01-1
Enterococci	1-23		Benzo(b+j+k)fluoranthene	0.01-1
Total coliforms	1-212		Benzo(a)pyrene	0.01-1
<i>E. coli</i>	1-160		Chrysene	0.01-1
Cryptosporidium (oocysts/gdw)	Recovery 3-26%		Dibenz(a,h)anthracene	0.003-0.3
Giardia (cysts/gdw)	Recovery 5-78%		Fluoranthene	0.01-1
Metal (mg/kgdw)			Fluorene	0.01-1
Ag	2-20		Indeno(1,2,3-cd)pyrene	0.01-1
Al	20		Naphtalene	0.01-1
As	2-20		Phenanthrene	0.01-1
B	5		Pyrene	0.01-1
Ba	5-50		Other PAHs (mg/kgdw)	
Cd	0.2-2		Acenaphtylene	0.003-0.3
Co	2-20		Benzo(c)phenanthrene	0.01-1
Cr	2-20		Benzo(e)pyrene	0.01-1
Cu	1-10		Benzo(ghi)perylene	0.01-1
Hg	0.5		Dibenzo(a,h)pyrene	0.01-1
Mn	2-20		Dibenzo(a,i)pyrene	0.01-1
Mo	2-20		Dibenzo(a,l)pyrene	0.01-1
Na	10		7,12-Dimethylbenz(a)anthracene	0.01-1
Ni	1-10		1,3-Dimethylnaphtalene	0.01-1
Pb	5-50		3-Methylcholanthrene	0.01-1
Sb	2		1-Methylnaphtalene	0.01-1
Se	10		2-Methylnaphtalene	0.01-1
Sn	50		2,3,5-Trimethylnaphtalene	0.01-1
Zn	5-50			

Table A2-3 Methods used for the detection of hydrocarbons and metals in vault water, groundwater, and runoff water samples

Parameter		Matrix	Standardized method (CEAEQ)	Description	Preservative in water samples
Volatile hydrocarbons (BTEX)		Water	MA.400 – COV 1.1 (2008)	Purge and trap dosing coupled with GC–MS	Sodium thiosulfate
Petroleum hydrocarbons (C10-C50)		Water	MA.400 – Hyd 1.1 (2007)	GC–FID	Sulfuric acid
Polycyclic Aromatic Hydrocarbons (PAHs)		Water	MA.403 – HPA 4.1 (2009)	GC–MS	Sulfuric acid
		Sediments	MA.400 – HAP 1.1 (2011a)		
Metals	17 analytes	Water	MA.200 – Mét 1.2 (2011b) (after an acid digestion for sediments)	ICP–MS	Acid-soluble metals: nitric acid (before filtration on a 0.45 µm membrane)
	14 analytes	Sediments			
Mercury		Sediments	MA.200 – Hg 1.0 (2011b)	AASP	
Ca ²⁺ , Mg ²⁺ , and K ⁺ (dissolved)		Water	Not a CEAEQ method	ICAP-OES	Nitric acid (after filtration on a 0.45 µm membrane)

AASP: Atomic Absorption Spectrophotometry

CEAEQ: Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec

GC–FID: gas chromatography dosing combined with a flame ionization detector

GC–MS: gas chromatography mass spectrometry

ICAP-OES: inductively coupled argon plasma optical emission spectrometry

ICP–MS: inductively coupled plasma mass spectrometry

Table A2-4 Number of positive samples, minimum*, maximum & average values detected in valve vault water, groundwater, & runoff water samples for physico-chemical properties, microbial indicators, C10-C50, BTEX & PAHs, along with range of concentrations in stormwater (Makepeace et al. 1995) and MCLs (EPA 2012)

	Stormwater: Makepeace et al.		DW: EPA MCL	VWV (n = 28; TOC: n = 14)				GW (n = 19; TOC: n = 9)				RW (n = 7; TOC: n = 6)			
	Min.	Max.		# pos.	Min.	Max.	Av.	# pos.	Min.	Max.	Av.	# pos.	Min.	Max.	Av.
Physico-chemical properties															
TSS (mg/L)	1.0	36200	--	28	4.20	460	70.3	19	16.3	1410	277	7	3.17	121	52.8
VSS (mg/L)	--	--	--	28	0.286	45.0	9.62	19	3.00	124	28.8	7	1.50	52.0	18.9
Salinity (g/L)	--	--	--	28	0.22	34.8	5.0	19	0.59	18.5	3.1	7	0.1	0.3	0.2
Conductivity at 25°C (mS/cm)	--	--	--	28	0.34	37.2	8.3	19	1.59	34.2	7.5	7	0.1	0.8	0.4
pH	4.5	8.7	6.5-8.5	28	6.89	9.83	7.84	19	6.90	7.93	7.45	7	5.92	7.37	6.58
Turbidity (NTU)	--	--	1 ¹	28	1.4	355	43	19	13.1	1295	211	7	7.0	99.7	70.9
Microbial indicators (CFU/100mL)															
Aerobic endospores	--	--	--	28	77	63000	5547	19	15	144000	13460	7	59	11100	3961
Enterococci	120	340000	--	24	<u>1</u>	6750	418	14	<u>1</u>	157	48	7	50	17800	4829
Total coliforms	7	1.8E+7	0 ²	28	<u>1</u>	79000	3251	17	<u>1</u>	320	131	6	<u>1</u>	259000	122498
<i>E. coli</i>	12	4700	0	12	<u>1</u>	6400	585	10	<u>1</u>	200	68	5	<u>1</u>	183000	49387
C10-C50 and BTEX (ug/L)															
C10-C50	--	--	--	8	<u>100</u>	1500	504	3	<u>100</u>	1200	510	5	<u>100</u>	700.0	286.9
Benzene	3.5	13	5	0	<u>0.2</u>	<u>0.2</u>	<u>0.2</u>	2	<u>0.2</u>	89	66	1	<u>0.2</u>	0.5	0.5
Toluene	9	12	1000	3	<u>0.1</u>	0.5	0.2	4	<u>0.1</u>	1.1	0.5	6	<u>0.1</u>	40.5	7.4
Ethylbenzene	1	2	700	1	<u>0.1</u>	1.3	1.3	2	<u>0.1</u>	1.3	1.2	4	<u>0.1</u>	1800.0	464.4
Xylenes	--	--	1000 0	1	<u>0.4</u>	5.7	5.7	2	<u>0.4</u>	3.8	2.5	7	10.0	8200.0	2394.3
PAHs (ug/L)															
Acenaphthene (Ac)	--	--	--	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	2	<u>0.03</u>	5.2	4.6	1	<u>0.03</u>	0.2	0.2
Anthracene (An)	0.009	10	--	1	<u>0.03</u>	0.04	0.04	2	<u>0.03</u>	4.8	4.1	1	<u>0.03</u>	0.1	0.1
Benzo(a)anthracene (BaA)	0.0003	10	--	2	<u>0.03</u>	0.12	0.09	2	<u>0.03</u>	19	15	2	<u>0.03</u>	0.23	0.13
Benzo(b+j+k)fluoranthene (BbjkF)	--	--	--	3	<u>0.06</u>	0.31	0.19	2	<u>0.06</u>	23	20	2	<u>0.06</u>	0.6	0.4
Benzo(a)pyrene (BaP)	0.0025	10	0.2	5	<u>0.008</u>	0.13	0.052	3	<u>0.008</u>	14	7.7	3	0.01	0.17	0.07
Chrysene (Chry)	0.0038	10	--	4	<u>0.03</u>	0.15	0.08	2	<u>0.03</u>	24	20	3	<u>0.03</u>	0.54	0.22
Dibenzo(a,h)anthracene (DBA)	0.0006	0.9	--	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	2	<u>0.03</u>	2	1.6	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>
Fluoranthene (Flt)	0.03	56	--	6	<u>0.03</u>	0.42	0.14	2	<u>0.03</u>	32	28	3	<u>0.03</u>	2.4	0.9
Fluorene (Fln)	0.096	1	--	1	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	2	<u>0.03</u>	4.1	4.0	1	<u>0.03</u>	0.13	0.13
Indeno(1,2,3-cd)pyrene (IPy)	0.31	0.5	--	3	<u>0.03</u>	0.07	0.05	2	<u>0.03</u>	5.2	4.6	2	<u>0.03</u>	0.10	0.07
Naphthalene (Na)	0.036	2.3	--	1	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	2	<u>0.03</u>	10	7.0	2	<u>0.03</u>	0.05	0.04
Phenanthrene (Phe)	0.045	10	--	3	<u>0.03</u>	0.25	0.13	2	<u>0.03</u>	20	19	2	<u>0.03</u>	0.95	0.50
Pyrene (Py)	0.045	10	--	7	<u>0.03</u>	0.4	0.12	3	<u>0.03</u>	32	18	4	<u>0.03</u>	1.50	0.42

¹ For systems that use conventional or direct filtration (EPA 2012).

² No more than 5.0% samples total coliform-positive in a month. (EPA 2012)

*When values were below the reported detection limit(RDL), minimum values were set at the RDL and underlined.

Table A2-5 Number of positive samples, minimum*, maximum and average values detected in valve vault water, groundwater, and runoff water samples for metals, pharmaceuticals and pesticides, along with MCLs (EPA 2012), maximum concentrations in highway runoff (Mayer et al. 2011), and range of concentrations in stormwater (Makepeace et al. 1995)

	Highway runoff: Max. Mayer et al. 2011	Stormwater: Makepeace et al.		DW: EPA MCL	VWV (n = 28; B: n = 14)				GW (n = 19; B: n = 9)				RW (n = 7; B: n = 6)			
		Min.	Max.		# pos.	Min.	Max.	Av.	# pos.	Min.	Max.	Av.	# pos.	Min.	Max.	Av.
Metal (mg/L)																
Ag	--	0.0002	0.014	0.10	2	<u>0.0003</u>	0.0017	0.0011	1	<u>0.0003</u>	0.0005	0.0005	1	<u>0.0003</u>	<u>0.0003</u>	<u>0.0003</u>
Al ¹	--	0.1	16	0.2	17	<u>0.03</u>	2.2	0.26	13	<u>0.03</u>	2.6	0.58	5	<u>0.03</u>	0.2	0.1
As	--	0.001	0.21	0.010	1	<u>0.002</u>	0.003	0.003	4	<u>0.002</u>	0.007	0.004	5	<u>0.002</u>	0.030	0.011
B	--	--	--	--	5	<u>0.05</u>	0.11	0.07	7	<u>0.05</u>	0.62	0.26	0	<u>0.05</u>	<u>0.05</u>	<u>0.05</u>
Ba	--	0.066	0.087	2	19	<u>0.03</u>	0.18	0.09	16	<u>0.03</u>	0.56	0.16	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>
Ca ²⁺	--	--	2113.8	--	28	7.6	432.3	91.5	19	22.3	598.1	159.2	7	0.9	24.8	12.0
Cd	0.0032	0.00005	13.73	0.005	1	<u>0.001</u>	0.041	0.041	0	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>	0	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>
Co	--	0.0013	0.0054	--	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>
Cr	0.341	0.001	2.30	0.1	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	1	<u>0.03</u>	0.06	0.06
Cu ²	0.16	0.00006	1.41	1.3	15	<u>0.003</u>	0.02	0.009	16	<u>0.003</u>	0.036	0.010	5	<u>0.003</u>	0.140	0.044
Hg	--	0.00005	0.067	0.002	0	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>	0	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>	0	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>	<u>0.0001</u>
K ⁺	--	--	34.0	--	28	4.0	179.0	48.0	19	2.7	38.2	16.4	7	0.1	52.5	9.4
Mg ²⁺	--	--	304.2	--	28	0.1	167.9	26.6	19	0.9	201.7	55.8	7	0.1	2.3	0.6
Mn ¹	0.77	0.007	3.80	0.05	28	<u>0.003</u>	0.72	0.11	19	0.032	1.1	0.35	7	0.013	0.086	0.042
Mo	--	--	--	--	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	1	<u>0.03</u>	0.05	0.05	0	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>	<u>0.03</u>
Na	--	0.18	660	--	28	37	8000	1620	19	160	5200	1041	7	0.4	61.0	17.6
Ni	--	0.001	49.0	--	0	<u>0.01</u>	<u>0.01</u>	<u>0.01</u>	4	<u>0.01</u>	0.05	0.02	1	<u>0.01</u>	<u>0.01</u>	<u>0.01</u>
Pb ²	0.0999	0.00057	26.00	0.015	6	<u>0.001</u>	0.01	0.005	12	<u>0.001</u>	0.076	0.009	4	<u>0.001</u>	0.007	0.004
Sb	--	0.0035	0.023	0.006	0	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>	0	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>	0	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>	<u>0.006</u>
Se	--	0.0005	0.077	0.05	1	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>	<u>0.001</u>	3	<u>0.001</u>	0.003	0.002	2	<u>0.001</u>	0.002	0.002
Zn	1.82	0.0007	22.0	5	28	0.010	0.19	0.067	19	0.008	2.4	0.16	7	0.03	0.29	0.11
Pharmaceuticals and pesticides (ng/L)																
Caffeine	--	--	--	--	21	<u>6.82</u>	924.03	100.20	9	<u>6.82</u>	195.32	53.11	7	39.4	217.8	142.6
Carbamazepine	--	--	--	--	0	<u>0.52</u>	<u>0.52</u>	<u>0.52</u>	1	<u>0.52</u>	27.24	27.24	0	<u>0.52</u>	<u>0.52</u>	<u>0.52</u>
Paracetamol	--	--	--	--	0	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>10</u>	0	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>10</u>	0	<u>10</u>	<u>10</u>	<u>10</u>
Theophylline	--	--	--	--	11	<u>6</u>	58.02	20.47	5	<u>6</u>	137.85	53.35	3	<u>6</u>	221.3	130.7
Atrazine	--	--	3000	--	24	<u>2</u>	261.35	22.93	8	<u>2</u>	78.67	19.31	7	2.4	37.5	17.2
DEA	--	--	--	--	15	<u>5</u>	37.15	8.60	6	<u>5</u>	39.68	15.83	6	<u>5</u>	91.4	28.5

¹ Secondary standard (EPA 2012).

² Action level (EPA 2012).

*When values were below the RDL, minimum values were set at the RDL and underlined.

Table A2-6 Correlation coefficient between weekly level variations in valve vaults and in nearby piezometers – Valve vaults no. 1, 3, 4, and 7 were dry over the 9-month monitoring period. – Data points corresponding to the first few days after well boring or to pumping of water out of the vault or well for purging, sampling, inspection or repair were not included in the computation of correlation coefficients.

Vault	Well	r²
VVW2	GW1	0.16
VVW5	GW5	Dry well
VVW6	GW6	0.002
VVW8	GW8	0.11
VVW9	GW8	0.08
VVW10	GW10	0.41
VVW11	GW11	0.06
VVW12	GW11	0.24
VVW13	GW12	0.80
VVW14	GW12	0.80
VVW15	GW13	0.66
VVW16	GW15	0.87
VVW17	GW16	0.001
VVW18	GW17	0.01
VVW19	GW17	0.13
VVW20	GW17	0.01