

Centre Eau Terre et Environnement

**GESTION DE LA PRESSION DANS LES RÉSEAUX DE
DISTRIBUTION D'EAU POTABLE EN VUE DE LA RÉDUCTION
DES FUITES : ÉVALUATION DANS LE CONTEXTE DES
RÉSEAUX NORD-AMÉRICAINS**

Par
Mouna Doghri

Thèse présentée pour l'obtention du grade de
Philosophiae Doctor (Ph.D.)
en sciences de l'eau

Jury d'évaluation

Président du jury et examineur interne	André St-Hilaire INRS-ETE
Examineur externe	Olivier Piller Irstea, Centre de Bordeaux
Examineur externe	Manuel Rodriguez Université Laval
Directrice de recherche	Sophie Duchesne INRS-ETE
Codirectrice de recherche	Annie Poulin ETS-Montréal
Codirecteur de recherche	Jean-Pierre Villeneuve INRS-ETE

À ma mère Kaouther, ma source inépuisable d'amour et de force,
À mon père Salaheddine qui me manque énormément,
À mon grand support, mon frère Mahmoud,
À ma douce et inspirante sœur Maroua,
À mes grands-parents bien-aimés,
À mes oncles et tantes et proches, en particulier mes tendres Afifa, Afef et Aida,
À ma famille en Amérique Tasnim, Amel, Rafik, Nour et Nouha,
À ma chère Waâd Khemiri et mon cher oncle Gilles Poirier,
A mes chères Najla et Hela.

REMERCIEMENTS

Je témoigne toute ma reconnaissance à ma directrice de recherche, Sophie Duchesne, pour sa confiance, son appui, son professionnalisme et sa gentillesse démesurée. Ses encouragements, ses réflexions et sa précieuse collaboration ont été d'une grande aide, me permettant d'avancer, de surmonter les difficultés et de soulever les défis. Et je ne parle pas de sa modestie et de son attention continuelle.

Je remercie aussi ma codirectrice Annie Poulin. Son soutien, ses réflexions et son sens critique ont contribué à enrichir la thèse. Je remercie mon codirecteur M. Jean-Pierre Villeneuve pour ses encouragements, ses réflexions et le partage de son savoir.

Je remercie Maxim Ouellet pour sa disponibilité et sa précieuse collaboration. Je remercie aussi Guillaume Talbot.

Mes remerciements vont également à mes collègues et ami(e)s, en particulier Aimane Barhoumi, Sabiha Hafdhi, Shadab Shishegar, Adnen Moussaoui, Khalid Oubennaceur, Dhouha Ayed, Kuttiraja Mathiazhakan, Talha Sleimi, Linson Lonappan, Parvin, Silvia, Yassine et à tous ceux qui ont croisé mon parcours et aux merveilleuses personnes de l'INRS, en particulier Linda Aubert, Gilles Guérin, Jean-Daniel Bourgault et Pascale Dion.

Je souhaite remercier M. Jean Lamarre, M. Christian Tremblay, Mme Monique Caja, Mme Chrystelle Doutetien, Mme Estelle Lagacé et Mme Manon Turcotte pour le partage des données, les recommandations et la collaboration qui ont été essentiels à la bonne marche de cette thèse.

Un remerciement particulier au Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRNSG) pour avoir financé ma thèse.

Un profond remerciement aux membres du jury d'évaluation, Monsieur Olivier Piller, Monsieur Manuel Rodriguez et Monsieur André St-Hilaire, d'avoir accepté d'accorder du temps à la lecture de cette thèse et à son évaluation. Je suis sincèrement reconnaissante et heureuse de l'intérêt que vous portez à ce travail.

Enfin, je remercie mes parents, à qui je dois tout, et ma famille. Merci d'avoir toujours cru en moi et de m'avoir toujours encouragée et soutenue dans tous mes choix.

RÉSUMÉ

Les gestionnaires des réseaux de distribution d'eau potable (RDEP) s'engagent à fournir, en permanence, le meilleur approvisionnement en termes de qualité de l'eau et de pression de service offerte. Pour ce faire, des ajustements des différentes commandes du système sont à effectuer régulièrement. Toutefois, la dynamique de la consommation de l'eau, le vieillissement des composantes des réseaux, l'apparition des nouveaux bris/fuites ou l'accentuation des fuites existantes sont autant de facteurs qui modifient les conditions hydrauliques et affectent les performances de l'infrastructure, et auxquels s'ajoutent les défis d'économie d'eau et d'énergie. L'optimisation de l'opération de la distribution de l'eau potable, par la gestion au quotidien des pressions et des débits fournis, devient indispensable.

Face à des RDEP complexes et à des objectifs de gestion contraignants, la modélisation hydraulique peut être complétée par des outils d'optimisation permettant la recherche de solutions optimales de contrôle de l'infrastructure urbaine, par la minimisation d'une fonction objectif sous un certain nombre de contraintes. C'est dans ce cadre que cette thèse s'inscrit. Diverses méthodes de contrôle de la pression à l'entrée des réseaux ont été développées et testées, par l'ajustement de vannes de régulation de la pression (VRP), et leurs performances ont été évaluées. Les différentes stratégies de contrôle de la pression prises en compte sont : i) le contrôle fixe; ii) le contrôle variable basé sur l'heure de la journée; iii) le contrôle en temps réel réactif (basé sur les observations de débits/pressions); et iv) le contrôle en temps réel prédictif (basé sur les observations et les prédictions de débits). Les deux premiers modes sont des stratégies de contrôle passif qui sont régulièrement adoptés dans la pratique par les gestionnaires des réseaux. Le troisième mode est une solution recommandée dans la littérature, mais plus rarement appliquée, alors que le dernier mode représente une nouvelle solution proposée dans cette thèse, dont on souhaite évaluer les contributions à une meilleure réduction des pertes en eau. Cet objectif a été poursuivi à travers trois axes, réalisés grâce à une base de données fournie par trois municipalités canadiennes (historiques des demandes en eau, modèles hydrauliques, différents types de secteurs de consommation) et à des essais réalisés au laboratoire de simulation hydraulique de l'INRS.

Le premier axe consiste au développement d'un outil de contrôle de la pression par la commande des VRP, qui s'appuie sur un modèle de simulation hydraulique et un algorithme d'optimisation. Cet outil a permis de comparer la performance théorique des quatre modes de

contrôle ci-haut mentionnés sur trois secteurs de consommation réels (Secteurs 1 à 3). Cette performance a été quantifiée en termes de réduction des pertes en eau et de stabilisation des fluctuations de la pression. Au cours de cette étape, les performances des équipements de contrôle et les prédictions de la demande en eau ont été considérées idéales. Le contrôle actif (prédictif ou réactif) s'est avéré être le plus performant, notamment pour les réseaux qui présentaient de faibles différences d'élévation, une rugosité élevée des conduites et un profil de consommation contrasté.

Le second axe consiste à évaluer la performance de deux types de modèles de prévision à court terme de la demande en eau au pas de temps de 15 min pour les prochaines 24 h, soit les modèles de type ARIMA et un modèle basé sur le calcul de coefficients adaptatifs (modèle FAF). Les incertitudes associées à ces prédictions ont été aussi évaluées. Les données de deux autres secteurs (Secteurs 4 et 5) ont été utilisées. Il a été observé que la précision des prévisions dépendait fortement du profil de consommation, de l'horizon de prédiction et de la longueur de la base de données considérés. Pour les horizons de prédictions de moins d'une heure, les modèles de type ARIMA présentaient les meilleures performances. Les intervalles d'incertitude de ces modèles couvraient le plus de données observées alors que le modèle FAF était plus fiable pour les horizons de prédiction de plus de 2 h et présentait des intervalles d'incertitudes plus étroits.

Le troisième axe consiste à réévaluer la performance des modes de contrôle en tenant compte à la fois de la sensibilité de la VRP et de l'incertitude sur les prédictions. En premier lieu, l'impact de la sensibilité de la VRP a été évalué de façon plus exhaustive avec les données du Secteur 3. Afin d'étudier la réponse de la VRP face aux consignes issues de l'outil de contrôle, des expérimentations ont été effectuées au laboratoire. Une valeur limite de variation de consigne, en-dessous de laquelle la VRP réagissait très rarement, a été définie. Elle est égale à 3,5 m pour la vanne à diaphragme installée au laboratoire de l'INRS (de type Singer Modèle 106-PR). Par la suite, une réévaluation de la performance des modes de contrôle de la pression a été effectuée, sur le réseau réel, en tenant compte de la valeur limite de différents types de VRP, dont celle du laboratoire (comprises entre 1,4 à 5 m). Les résultats ont montré que pour des VRP avec des valeurs limites élevées, la performance des modes de contrôle actif pouvait devenir similaire à celle des modes de contrôle passifs. Ce sont les réseaux présentant des rugosités de conduites plus élevées qui présentent le plus d'avantages pour l'application des modes de contrôle actifs.

En second lieu, l'impact sur la performance du contrôle prédictif de l'incertitude sur les prévisions a été évalué sur un exemple plus limité. Les résultats montrent que le mode prédictif apporte, pour les réseaux étudiés, peu d'avantages par rapport au CTR réactif.

Les évaluations et validations effectuées dans chaque partie de la thèse fournissent des éléments permettant d'accroître les connaissances au sujet des modes de contrôle de la pression les plus appropriés et les plus performants en fonction des caractéristiques des RDEP. Pour les réseaux nord-américains, qui sont conçus de façon à assurer la protection contre les incendies, il semble que le CTR prédictif apporte peu d'avantages par rapport au CTR réactif. Ce dernier type de contrôle permet quant à lui d'obtenir des réductions des pertes en eau idéales qui varient de 7.5% à 25 %, selon les réseaux étudiés par rapport au contrôle fixe et qui se réduisent avec des VRP présentant des valeurs limites non nulles.

ABSTRACT

The managers of water distribution systems (WDSs) have to adjust regularly the various system controls, in order to provide continuously the best supply to the customers in terms of water quality and pressure delivered. However, the dynamics of water consumption, the aging of network components, the occurrence of new breaks/leaks or the increase of existing leaks are all factors that modify the hydraulic conditions and affect the performance of the system. There is also the commitment to water and energy saving. The optimization of the operation of the WDSs becomes indispensable through the daily management of pressures and flows.

When dealing with complex WDSs and restricting management objectives, hydraulic modeling can be used in conjunction with optimization tools. They allow the search for optimal solutions for system control, by minimizing an objective function under a certain number of constraints. The thesis fits into this context whereby various pressure control methods at the inlet of the networks have been developed and tested through the adjustment of pressure regulation valves (PRVs), and their performances have been evaluated. The several pressure control strategies taken into account are: i) fixed control; (ii) time based control; iii) reactive real-time control (based on flow /pressure observations); and (iv) predictive real-time control (based on observations and flow predictions). The first two modes are passive control strategies that are regularly adopted in practice by network managers. The third mode is a solution recommended in the literature, but more rarely implemented, while the last mode represents a new solution proposed in this thesis, whose contributions to a better reduction of water losses are to be evaluated. This objective was pursued through three axes, carried out thanks to a database provided by three Canadian municipalities (water demand history, hydraulic models, different types of consumption sectors) and tests carried out in the hydraulic simulation laboratory of INRS.

The first axis deals with the development of a pressure control tool by PRVs control, which is based on a hydraulic simulation model and an optimization algorithm. This tool helps to compare the theoretical performances of the four modes of control mentioned above on real consumption areas (Sectors 1 to 3). Those performances were quantified in terms of water losses reduction and pressure fluctuations stabilization. During this stage, control equipment performance and water demand predictions were considered ideal. Active control modes

(predictive or reactive) were the most efficient, especially for networks with low elevation variations, high pipe roughness and a contrasted consumption pattern.

The second axis deals with the evaluation of the performances of two types of short-term water demand forecast models with 15-minute time steps for the next 24 hours. The uncertainties associated with these predictions have also been evaluated. Data from two additional sectors (Sectors 4 and 5) were used. It was observed that the predictions performances strongly depended on the consumption profile, the choice of the prediction horizon and the length of the database considered. For prediction horizons of less than one hour, ARIMA models showed the best performances. The uncertainty intervals from these models covered the most observed data whereas FAF model was more reliable for prediction horizons longer than 2 h and presents the narrowest uncertainty intervals.

The third axis deals with the re-evaluation of the control modes performances while taking into account both the sensitivity of the PRV and the uncertainty on the predictions. Firstly, the impact of the sensitivity of the PRV has been evaluated using the database of Sector 3. It is the response of the PRV to the settings variation issued from the control tool that is being studied. For this, experiments at the laboratory scale were carried out. A setting variation value below which the PRV reacted very seldom was defined. It is equal to 3.5 m for the diaphragm valve, type Singer model 106-PR, installed in the laboratory. Subsequently, a re-evaluation of the performance of the pressure control modes was carried out on the real network and taking into account the PRV limit value of various types of PRVs including the one of the laboratory (included between 1,4 and 5 m). The results showed that in case the PRVs limit values would be higher than the maximum variation required when performing the control, the performance of the active control modes could become similar to that of the passive control modes. Networks with high pipe roughness benefit the most from the application of active control modes. Secondly, the impact of uncertainty on forecasts has been evaluated on a more limited example. It allowed seeing the impact of the consideration of errors and uncertainties on the theoretical performance of the predictive control mode. The results showed that the predictive control mode provides little benefit for the networks studied compared to simple RTC.

The evaluations and validations carried out in each part of the thesis provide a better knowledge of the pressure control modes in the WDSs. The database used in the simulation and the

laboratory tests were a support for estimating the potential of active control modes on similar networks.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vii
ABSTRACT	xi
TABLE DES MATIÈRES	xv
LISTE DES FIGURES	xix
LISTE DES TABLEAUX	xx
Première partie : SYNTHÈSE	1
1. INTRODUCTION	3
1.1. Mise en contexte	3
1.2. Problématique	4
1.3. Objectifs de la recherche	5
1.4. Originalité du projet	6
1.5. Structure de la thèse	7
2. REVUE DE LITTÉRATURE	9
2.1. Pertes d'eau dans les RDEP	9
2.2. Modes de gestion des RDEP	13
2.3. Gestion de la pression	15
2.4. Prévision de la demande	27
3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE	35
3.1. Bases de données	35
3.2. Simulateur hydraulique	37
3.3. Langage de programmation	38
3.4. Laboratoire des essais hydrauliques	38
4. SYNTHÈSE DES TRAVAUX DE RECHERCHE	43
4.1. Objectif 1 : Étude comparative de l'impact des modes de contrôle de la pression sur la performance des réseaux de distribution de l'eau	43
4.2. Objectif 2 : Comparaison des performances des modèles univariés des séries temporelles pour la prédiction à court terme de la demande en eau	55

4.3. Objectif 3 : Essais en laboratoire sur la réponse d’une vanne de régulation de pression et évaluation de son impact sur la régulation de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable.....	72
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....	89
RÉFÉRENCES.....	93
Deuxième partie : ARTICLES.....	101
1. PREMIER ARTICLE : ÉTUDE COMPARATIVE DE L’IMPACT DES MODES DE CONTRÔLE DE LA PRESSION SUR LA PERFORMANCE DES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE	103
1.1. Introduction.....	104
1.2. Methodology	106
1.3. Results and discussion.....	114
1.4. Conclusions.....	120
ACKNOWLEDGMENTS	121
REFERENCES	122
2. DEUXIÈME ARTICLE : COMPARAISON DES PERFORMANCES DE MODÈLES UNIVARIÉS DE SÉRIES CHRONOLOGIQUES POUR LA PRÉDICTION À COURT TERME DE LA DEMANDE EN EAU URBAINE	125
2.1. Introduction.....	126
2.2. Methodology	128
2.3. Results and discussion.....	136
2.4. Conclusions.....	145
ACKNOWLEDGMENTS	146
REFERENCES	147
3. TROISIÈME ARTICLE : ESSAIS EN LABORATOIRE DE LA RÉPONSE D’UNE VANNE DE RÉGULATION DE PRESSION ET ÉVALUATION DE SON IMPACT SUR LA RÉGULATION DE LA PRESSION DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D’EAU POTABLE	157
3.1. Introduction.....	158
3.2. Available resources and materials.....	160
3.3. Methodology	163
3.4. Results and discussion.....	166
3.5. Conclusions.....	172
ACKNOWLEDGMENTS	173
ABBREVIATION LIST	174

REFERENCES	175
ANNEXE.....	185
ANNEXE I. Étude comparative des contrôleurs des vannes de régulation de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable	187
ANNEXE II. Matériels supplémentaires pour l'article 2.....	193

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1. Types de pertes réelles dans les RDEP (adaptée de AWWA, 2009)	10
Figure 2-2. Méthodes de gestion des fuites réelles proposées par l’IWA (adaptée de AWWA (2009)	12
Figure 2-3. Influence de la gestion de la pression sur les composantes des pertes réelles.....	16
Figure 2-4. Variation du débit total (b) avant (gris foncé) et après (gris pâle) le contrôle de la pression (a) (adaptée de (Thornton <i>et al.</i> , 2008a).	17
Figure 2-5. Mode de régulation : pression fixe imposée (tirée de McKenzie and Wegelin, 2009) 20	
Figure 2-6. Mode de régulation basé sur le temps (tirée de McKenzie and Wegelin, 2009).....	21
Figure 2-7. Régulation par la modulation dynamique basée sur le débit	22
Figure 2-8. Boucle de contrôle pour un système de CTR (adaptée de Puleo, 2014).....	25
Figure 2-9. Schéma d’une VRP (adaptée de Prescott and Ulanicki (2008).....	26
Figure 3-1. Schémas hydrauliques a) du Secteur 1, b) du Secteur 2 et c) du Secteur 3	36
Figure 3-2. Représentation du laboratoire de l’INRS	39
Figure 3-3. Plan du laboratoire de simulation hydraulique de l’INRS	40
Figure 3-4. Schéma d’une VRP (adaptée du catalogue de Singer)	41
Figure 4-1. Diagramme du processus des modes de contrôle actifs (<i>CI</i> et <i>CR</i>).....	47
Figure 4-2. Taux de réduction des pertes.....	50
Figure 4-3. Patrons moyens de la consommation journalière	50
Figure 4-4. Intensité des fluctuations de la pression	52
Figure 4-5. Répartition des fluctuations de pression	54
Figure 4-6. ACF pour une semaine type de l’échantillon d’estimation du Secteur 5.....	64
Figure 4-7. Incertitudes des prévisions de la demande en eau issues des modèles ARIMA et FAF, pour la 8 ^e semaine de l’année 2014, pour des horizons de prédiction de 15 min à 24 h (courbes bleues : observations; bandes grises : intervalles de confiance à 95%), cas du Secteur 4	70
Figure 4-8. Incertitudes des prévisions de la demande en eau issues des modèles SARIMA et FAF, pour la 18 ^e semaine de l’année 2013, pour des horizons de prédiction de 15 min à 24 h (courbes bleues : observations; bandes grises : intervalles de confiance à 95%), cas du Secteur 5.	71
Figure 4-9. Chemin emprunté par l’eau et équipements sollicités lors des expérimentations dans le laboratoire de simulations hydrauliques.....	74
Figure 4-10. Pression en aval de la VRP en fonction de l’ouverture observée	77
Figure 4-11. Ouverture de la VRP observée vs. demandée.....	78
Figure 4-12. Variation de la pression observée vs. requise.....	79
Figure 4-13. Outil de CTR prédictif	82
Figure 4-14. Incertitude de la prévision de la demande en eau pour le mois d'août pour le Secteur 3 (courbe bleue : observations; bande grise : intervalle de confiance à 95%).	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1. Bilan de l'eau IWA/AWWA suivant l'approche descendante (adapté de AWWA, 2009).....	10
Tableau 2-2. Les outils d'intervention pour le contrôle des pertes (Thornton <i>et al.</i> , 2008d).....	12
Tableau 2-3. Relation entre le niveau de planification et l'échelle de prévision (adapté de Bakker <i>et al.</i> , 2013 et de Donkor <i>et al.</i> , 2014))	32
Tableau 3-1. Caractéristiques de la base de données disponible	35
Tableau 3-2. Caractéristiques des secteurs étudiés	37
Tableau 4-1. Indices de performance.....	61
Tableau 4-2. Performance des modèles de prédiction pour les différents horizons de prédiction considérés, cas du Secteur 4	65
Tableau 4-3. Performance des modèles de prédiction pour les différents horizons de prédiction considérés, cas du Secteur 5	65
Tableau 4-4. Résultats du test de Mann-Whitney (<i>U</i>).....	67
Tableau 4-5. Comparaison des intervalles de confiance à 95% pour les modèles FAF et ARIMA, Secteur 4.....	68
Tableau 4-6. Comparaison des intervalles de confiance à 95% pour les modèles FAF et SARIMA, Secteur 5.....	68
Tableau 4-7. Caractéristiques théoriques des réglages de la pression (Secteur 3, janvier à décembre 2015)	75
Tableau 4-8. Proportion des consignes théoriques des modes de contrôle qui peuvent être satisfaites avec une valeur limite de la VRP égale à 3,5 m.....	80
Tableau 4-9. Comparaison des <i>LRR</i> (%) pour les modes de contrôle tenant compte de la valeur limite de la VRP.....	81
Tableau 4-10. Caractéristiques des consignes définies pour la VRP	85
Tableau 4-11. Pourcentages de satisfaction de la P_{min} requise pour le CTR prédictif	86
Tableau 4-12. <i>LRR</i> moyennes (%) CTR prédictif avec les consignes issues de $Pred_{sup}$ par rapport au contrôle fixe.....	87

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AG	:	Algorithme génétique
AWWA	:	American Water Works Association
CTR	:	Contrôle en temps réel
E	:	critère de Nash-Sutcliffe
FAVAD	:	Fixed and Variable Area Discharge
f(X)	:	Une fonction (avec X : paramètre de la fonction)
fobj(X)	:	Fonction objectif (avec X : paramètre de la fonction)
IWA	:	International Water Association
MAMROT	:	Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (actuellement le MAMH)
P	:	Pression
PID	:	Proportionnel intégral dérivé
Q	:	Débit
RDEP	:	Réseau de distribution d'eau potable
RRMSE	:	Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne relative
SCADA	:	Supervisory Control and Data Acquisition
VRP	:	Vanne de régulation de pression

Première partie :

SYNTHÈSE

1. INTRODUCTION

1.1. Mise en contexte

Dans le contexte d'une ressource en eau de plus en plus limitée et d'une demande d'approvisionnement de la population de plus en plus à la hausse, il est devenu nécessaire de rationaliser l'exploitation des ressources en eau. Cette problématique a attiré l'attention de nombreux experts et des chercheurs au cours des dernières années. De nombreuses stratégies sont mises en œuvre à cet effet : i) la sensibilisation de la population en l'incitant à adopter un mode de consommation de l'eau potable plus responsable, ii) le suivi de stratégies d'économie de l'eau (MAMROT, 2013) et iii) la réhabilitation des réseaux de distribution. On cherche ainsi non seulement à réduire la consommation d'eau, mais aussi à économiser l'énergie employée (Odan & Reis, 2012).

Les gestionnaires de réseaux de distribution d'eau potable (RDEP) visent à assurer, en permanence, un approvisionnement continu et sécuritaire en eau avec la meilleure qualité possible et sous une pression de service adéquate. Pour ce faire, des ajustements réguliers des différentes commandes du système sont réalisés (p. ex. régulation des pompes et/ou des vannes). Néanmoins, le défi actuel consiste à optimiser l'opération de la distribution de l'eau potable tout en réduisant les pertes par la gestion des pressions et des débits et en minimisant la fréquence des bris de conduites (Anctil & Pelletier, 2011).

Les premières publications dans ce domaine, dans les années 90, concernaient généralement le problème d'optimisation visant la réduction des taux de fuite. Au cours de la dernière décennie, les réductions de la fréquence des bris des conduites, des coûts d'exploitation et de la consommation en eau ont également été introduites comme objectifs au problème d'optimisation (Creaco & Walski, 2017; Martínez *et al.*, 2007; Vicente *et al.*, 2016).

La définition des commandes de contrôle sur les RDEP se base, principalement, sur l'expérience des gestionnaires, qui prévoient la demande en eau en fonction du jour de la semaine, de l'heure de la journée, de la consommation des jours précédents et des conditions météorologiques. À partir du moment où il n'y a plus d'adéquation entre le mode de contrôle adopté et les objectifs de gestion fixés, les gestionnaires sont amenés à réviser leurs stratégies de gestion du réseau et, en fonction des moyens dont ils disposent, à adopter des nouvelles pratiques ou à disposer d'outils complémentaires d'aide à la gestion des RDEP (Anctil & Pelletier,

2011). De plus en plus, les opérations sur les réseaux se font de manière automatisée (Thornton *et al.*, 2008d). Le suivi continu et l'acquisition de données à distance sur les RDEP sont devenus plus courants à l'aide de systèmes de type SCADA (Creaco & Franchini, 2013; Odan & Reis, 2012), et des outils de contrôle en temps réel (CTR) permettent de mieux gérer ces systèmes (Campisano *et al.*, 2010; Creaco *et al.*, 2018; Creaco & Franchini, 2013; Puleo, 2014).

Un simulateur hydraulique, permettant de reproduire le comportement d'un réseau, représente le premier support pour la gestion. Il est généralement combiné avec des algorithmes d'optimisation pour constituer un outil utile pour la gestion. Des modèles de prévision de la demande peuvent être intégrés à l'outil de contrôle des RDEP (Odan & Reis, 2012).

Comme l'effet de la pression sur l'augmentation de la fréquence des bris de conduites et sur les débits des fuites déjà présentes a été mis en évidence dans plusieurs études (Thornton *et al.*, 2008c; Vicente *et al.*, 2016; Walski *et al.*, 2006; Xu *et al.*, 2015), il est dorénavant reconnu que le contrôle des pertes est possible à travers le contrôle de la pression. Certaines méthodes simples de gestion de la pression sont déjà appliquées dans certains RDEP, telles que la définition de zones de pressions isolées et le contrôle du niveau des réservoirs (AWWA, 2009).

1.2. Problématique

L'une des principales préoccupations des gestionnaires des RDEP est la minimisation des pertes, qui atteignent dans certains cas des valeurs de 30% voire même 40% de la totalité de l'eau qui alimente les réseaux de distribution (Araujo *et al.*, 2006). Aujourd'hui, la gestion du réseau pour minimiser les pertes d'eau dans les RDEP est d'une importance majeure (Laucelli *et al.*, 2016), ceci dans un contexte d'utilisation durable de l'eau et de protection de l'environnement. Ainsi, les gestionnaires sont amenés à redéfinir leurs objectifs de gestion. Diverses actions visant à réduire les fuites d'eau potable sont entreprises (Colombo *et al.*, 2009). Avec le développement des moyens d'acquisition des données, de surveillance des réseaux et la possibilité de contrôle à distance, en plus de la multitude de modèles de simulation hydraulique existants et le développement des ressources informatiques, plusieurs solutions de contrôle ont pu être élaborées au cours des dernières années.

Un des défis scientifiques associés à cette préoccupation consiste à développer des outils et des méthodes qui permettent une meilleure gestion des fuites, puis à évaluer leur performance. Un choix de méthode de gestion pourrait être réalisé en se basant sur les objectifs de gestion fixés,

sur les caractéristiques du réseau et sur le comportement des consommateurs. Néanmoins, les méthodes recommandées dans la littérature à la suite des études théoriques nécessitent une évaluation complémentaire. En outre, il est important d'évaluer les performances des équipements qui sont installés dans les RDEP et qui permettent la mise en œuvre d'une stratégie de contrôle de la pression.

1.3. Objectifs de la recherche

1.3.1. Objectif principal

L'objectif principal de ce projet de recherche consiste à développer et à valider diverses méthodes de contrôle de la pression dans les RDEP et à évaluer le potentiel de la réduction des pertes en eau qu'elles pourraient apporter. L'hypothèse de base, que l'on souhaite vérifier, est que les contrôles en temps réel et prédictif de la pression dans les RDEP permettent une plus grande réduction des pertes que les méthodes de contrôle passif.

1.3.2. Objectifs spécifiques

Pour répondre à l'objectif de la recherche et vérifier l'hypothèse de base, les objectifs spécifiques suivants ont été définis :

- **Objectif spécifique 1:** Comparer, au moyen de la modélisation hydraulique, les performances de différents modes de contrôle de la pression et évaluer dans quelle mesure un contrôle en temps réel prédictif (CTR prédictif) pourrait permettre une plus grande réduction des pertes en eau que les autres modes de contrôle (actifs et passifs);
- **Objectif spécifique 2:** Évaluer la performance des modèles de prédiction de la demande en eau à court terme et comparer les intervalles d'incertitudes issus de la prédiction;
- **Objectif spécifique 3:** Évaluer expérimentalement l'incertitude sur la réponse des vannes de régulation de la pression et son impact sur les performances réelles des modèles de contrôle de pression.

Pour le premier objectif spécifique, des algorithmes pour le contrôle de la pression dans les RDEP ont été développés et testés sur des secteurs de consommations réels. L'analyse des simulations hydrauliques a permis d'évaluer l'impact de chaque mode de contrôle en termes de réduction des taux de pertes en eau et d'atténuation des fluctuations de la pression. La comparaison des différentes performances de contrôle a permis de démontrer l'intérêt de

passer d'un mode de contrôle déjà utilisé un autre qui est plus performant. En particulier, elle a permis de montrer dans quelle mesure le CTR prédictif serait plus bénéfique que les autres modes de contrôle (actifs et passifs). On précise que pour l'étude, les hypothèses suivantes sont retenues : (i) ce sont les consignes de pression pour les vannes de régulation de pression (VRP) qui sont déterminées sous chaque mode de contrôle, (ii) le CTR prédictif est considéré avec une prédiction idéale de la demande en eau et (iii) la VRP est supposée avoir un ajustement parfait.

Le module de prédiction de la demande en eau est une composante essentielle de l'outil de CTR prédictif; il est donc important d'évaluer les erreurs et les incertitudes issues des modèles de prédiction. Dans cette optique, le second objectif spécifique vise à comparer les erreurs issues d'une sélection de modèles de prédiction de la demande et de définir les incertitudes qui reflètent la capacité des modèles à bien représenter les séries de demande en eau observées. Le choix du modèle de prédiction va dépendre, à terme, des erreurs et des incertitudes obtenues, et de l'horizon de prédiction à adopter pour la gestion des RDEP. Les intervalles de confiance associés à la prédiction présentent les valeurs probables des demandes en eau. L'estimation de ces intervalles permet de vérifier dans quelle mesure un CTR prédictif présente des avantages pour le contrôle de la pression compte tenu des incertitudes associées aux prédictions des modèles.

Pour les deux premiers objectifs spécifiques, la performance des modes de contrôle a été évaluée en supposant que les vannes réagissaient parfaitement aux consignes. Or, pour une application à l'échelle réelle des modes de contrôle, une vérification de cette hypothèse s'impose. C'est sur cette base que le troisième objectif spécifique a été établi. En effet, la prise en compte de la réponse réelle des VRP aux consignes issues de l'outil de contrôle permet de réévaluer la performance théorique des modes de contrôle de la pression. Des expérimentations à l'échelle du laboratoire ont été effectuées pour une meilleure caractérisation des vannes et la vérification de la performance des consignes définies.

1.4. Originalité du projet

Les applications traditionnelles de l'optimisation de la gestion des RDEP visent dans la plupart des cas la réduction des coûts associés au transport et/ou au traitement de l'eau (p. ex. Cembrano *et al.*, 2000; Guhl & Brémond, 2000; Martínez *et al.*, 2007; etc.) et reposent essentiellement sur la modélisation. Des travaux de recherche publiés dans ce contexte

proposent diverses solutions permettant une meilleure gestion de l'infrastructure (Khatavkar & Mays, 2017; Puleo, 2014; Rao & Salomons, 2007; Shamir & Salomons, 2008).

Ces dernières années, l'intérêt porté au CTR s'est accru (Berardi *et al.*, 2015; Campisano *et al.*, 2010; Creaco *et al.*, 2018) et l'incitation à l'adoption des modes de CTR dans le but d'éviter les suppressions dans les réseaux, de réduire les taux de fuites et de minimiser les bris s'est aussi amplifiée (Creaco & Walski, 2017; Fontana *et al.*, 2017c). Compte tenu aussi de l'intérêt porté, ces dernières années, à l'intégration de la prédiction dans divers outils de contrôle (p.ex réseaux d'assainissement, réseaux de distribution de l'électricité, en industrie), on propose dans cette thèse d'évaluer les performances d'un CTR prédictif des RDEP en le comparant avec différentes méthodes de contrôle de la pression existantes.

Les éléments originaux de cette thèse résident dans : i) la proposition d'une solution de CTR prédictif de la pression permettant le contrôle, à court terme, des VRP; ii) la comparaison des performances que différents modes de contrôle de la pression peuvent apporter en fonction des caractéristiques des réseaux; iii) l'évaluation des incertitudes de la prédiction de la demande en eau pour différents types de modèles; et iv) l'évaluation de la réponse des VRP aux consignes de pression et de son impact sur les performances des modes de contrôle.

1.5. Structure de la thèse

La présente thèse prend la forme d'une thèse par articles et elle est composée de deux principales parties. La première présente une synthèse qui comprend, entre autres, l'introduction, la problématique et les objectifs de la recherche. Une description des méthodes et moyens employés pour atteindre les objectifs et un positionnement du présent travail par rapport aux travaux existants dans la littérature sont présentés à ce niveau. Par la suite, le lien entre chacun des articles qui composent la thèse est défini et les réponses apportées aux trois sous-objectifs énoncés sont divulguées dans la section de synthèse des travaux de recherche. Une conclusion générale ainsi que les perspectives sont présentées à la fin de cette partie. La seconde partie présente les trois articles rédigés dans le cadre de cette thèse. À noter qu'un travail connexe à la thèse est également présenté en annexe.

2. REVUE DE LITTÉRATURE

2.1. Pertes d'eau dans les RDEP

Comme mentionné dans Sturm *et al.* (2008b), la perte d'eau des RDEP est un problème universel dont le contrôle constitue un sujet d'actualité. Pour être en mesure de gérer ce problème, il est important de comprendre les types de pertes qui se produisent dans les RDEP. Selon l'*International Water Association* (IWA), sur la base d'une différenciation purement physique, deux catégories majeures de pertes sont définies :

- **Pertes réelles** : dans ce cas, l'eau fuit du système (fuites physiques) au niveau des conduites, des joints/raccords, des installations et/ou suite aux débordements des réservoirs. Elles existent de façon systématique et ne peuvent jamais être éliminées complètement, même si tous les efforts de réduction sont mis en œuvre.
- **Pertes apparentes** : l'eau ne s'échappe pas du réseau, mais elle n'est toutefois pas comptabilisée. Ces pertes sont dues aux incertitudes liées aux compteurs, aux erreurs de manipulation des données de consommation et aux consommations non autorisées.

Le minimum théorique de pertes dans les RDEP est connu sous le nom de « pertes d'eau réelles inévitables » (AWWA, 2009). Tous les systèmes d'eau, même ceux qui sont nouvellement mis en service, présentent ces fuites inévitables. Cependant, le volume des pertes réelles qui est supérieur au minimum inévitable dépend des caractéristiques générales du réseau (types de conduites et mode d'assemblage) et de la politique de gestion de fuites appliquée par le service de l'eau.

L'approche de l'IWA et de l'*American Water Works Association* (AWWA) pour l'établissement du bilan d'eau permet de départager le volume d'eau de consommation de celui des pertes d'eau (Tableau 2-1).

Tableau 2-1. Bilan de l'eau IWA/AWWA suivant l'approche descendante (adapté de AWWA, 2009)

Eau importée	Eau produite (corrigée pour les erreurs connues)	Volume entrant dans le système	Eau exportée	Consommation autorisée	Consommation autorisée facturée	Eau exportée facturée	Eau facturée
			Eau distribuée		Consommation autorisée facturée	Consommation mesurée facturée	
Consommation non mesurée facturée	Consommation non mesurée non facturée						
Pertes d'eau	Pertes d'eau apparentes	Consommation non autorisée		Pertes d'eau réelles	Consommation non autorisée		
		Imprécision des compteurs des usagers			Fuites sur les conduites de transport et de distribution		
		Erreurs systématiques de manipulation des données			Fuites et débordements aux réservoirs		
						Fuites sur les branchements de service jusqu'au compteur de l'utilisateur	

2.1.1. Les pertes réelles dans les RDEP

Selon l'endroit où elles se produisent (réseau d'adduction, réseau de distribution ou entrées de service), les fuites ont différents débits, différentes tendances à provoquer des interruptions d'approvisionnement et différentes possibilités d'être visibles à la surface. Ainsi, tel qu'illustré à la Figure 2-1, on distingue trois types de pertes réelles : les fuites indétectables, les fuites non signalées et les fuites signalées.

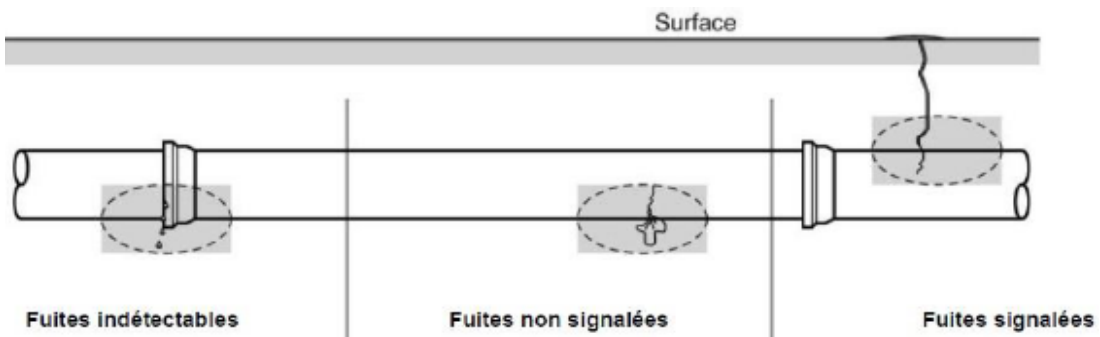


Figure 2-1. Types de pertes réelles dans les RDEP (adaptée de AWWA, 2009)

Les trois composantes des fuites réelles se définissent ainsi :

- **Les fuites signalées** : elles sont souvent visibles en surface et présentent des débits élevés. Comme elles causent des baisses de pression et même parfois l'interruption de la distribution, elles sont généralement rapidement signalées et réparées.
- **Les fuites non signalées** : elles n'apparaissent pas en surface et présentent des débits modérés. Détectables par les équipements acoustiques traditionnels lors des campagnes de détection active des fuites, elles prennent plus de temps avant d'être repérées et réparées.
- **Les fuites indétectables** : elles sont appelées aussi les pertes diffuses d'un réseau. Elles posent le plus de problème pour les gestionnaires des réseaux. En effet, elles présentent de faibles débits et sont très difficilement détectables lors des campagnes d'inspection. Comme elles durent plus longtemps, elles causent des pertes annuelles non négligeables.

D'après Sturm *et al.* (2008a), les causes les plus communes des fuites sont :

- la mauvaise installation des équipements et les défauts de fabrication;
- le manque d'entretien régulier;
- la corrosion;
- la qualité des matériaux;
- la charge causée par le trafic;
- les conditions climatiques (p.ex. le froid);
- les fluctuations de pression (notamment les surpressions).

2.1.2. Méthodes de contrôle des pertes réelles

Quatre méthodes pour le contrôle des pertes réelles (illustrées dans la Figure 2-2) ont été proposées par l'IWA et, par la suite, adoptées par l'AWWA, pour gérer les fuites et retarder la détérioration des réseaux (AWWA, 2009). Les méthodes en question sont : le contrôle actif des fuites, la gestion des actifs, la rapidité et la qualité des réparations des fuites et la gestion de la pression. Les revues de Mutikanga *et al.* (2013) et de Puust *et al.* (2010) présentent les différentes méthodes existantes pour la gestion des pertes dans les RDEP.

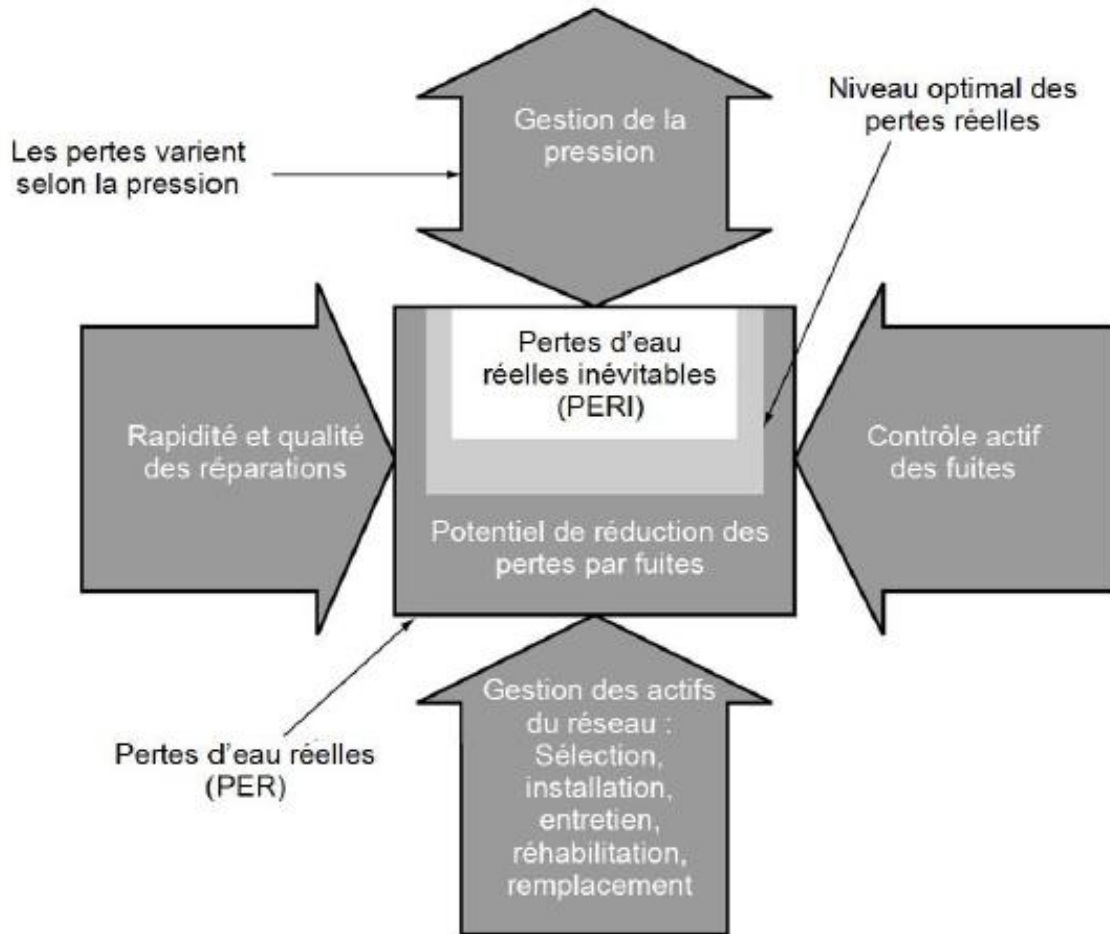


Figure 2-2. Méthodes de gestion des fuites réelles proposées par l’IWA (adaptée de AWWA (2009))

Les outils d’intervention suggérés, pour le contrôle des pertes, diffèrent suivant le type de fuite; une liste est proposée pour chaque type au Tableau 2-2.

Tableau 2-2. Les outils d’intervention pour le contrôle des pertes (Thornton *et al.*, 2008d)

Fuites signalées	Fuites non signalées	Fuites indétectables
Stabilisation de la pression Réduction de la pression Remplacement de conduites et branchements de service		
	Diminution du nombre de joints et raccords	
Temps de réparation optimisé	Recherche proactive et réparation	

Tout comme l'IWA et l'AWWA, Thornton *et al.* (2008d), Puust *et al.* (2010) et Mutikanga *et al.* (2013) suggèrent l'instauration de la gestion de la pression en plus des activités usuelles de gestion des fuites dans les réseaux. L'IWA et l'AWWA affirment que la gestion de la pression a un impact sur les activités liées aux autres méthodes illustrées à la Figure 2-2. En effet, elle consiste à stabiliser la pression et ainsi réduire les pressions excessives, ce qui peut réduire la fréquence des bris des conduites et donc augmenter la période entre les interventions pour la réparation, la réhabilitation, l'entretien ou autres. Aussi, grâce à la gestion de la pression, il est possible d'agir sur les pertes réelles du réseau, notamment les fuites indétectables, sans même avoir à les repérer.

2.2. Modes de gestion des RDEP

On distingue souvent deux modes de gestion des systèmes de distribution, soit les gestions réactive et active.

2.2.1. Gestion réactive

Selon ce mode de gestion, les interventions sur le réseau ne se font que lorsque le problème devient apparent : des fuites visibles à la surface, une baisse de la pression de service, des interruptions de l'approvisionnement (Thornton *et al.*, 2008d). Il s'agit d'un mode de gestion passif, qui était auparavant adopté par la plupart des services publics. Cette approche opérationnelle est certainement la moins efficace et la moins rentable puisqu'elle permet seulement d'agir en urgence suite à un dysfonctionnement.

2.2.2. Gestion active

Ce mode de gestion, aussi connu sous le nom de gestion proactive des fuites, est de plus en plus adopté par les gestionnaires de RDEP car il permet de maintenir les réseaux à des niveaux de performance acceptables. Ainsi, les gestionnaires cherchent à détecter activement les fuites qui sont actuellement présentes afin d'éviter la dégradation structurale du réseau (Thornton *et al.*, 2008d) et de réduire les pertes d'eau.

Sturm *et al.* (2008b) justifient le besoin d'appliquer une gestion active sur la base 1) de l'estimation de la Banque mondiale, qui évalue à 32,7 Gm³/an les pertes réelles et à 15,9 Gm³/an les pertes apparentes à l'échelle mondiale. Elle annonce que les pertes réelles dans les pays en voie de développement (16,1 milliards de m³/an) pourraient alimenter environ 200 millions de personnes (Kingdom *et al.*, 2006); et 2) du Programme des Nations Unies pour l'environnement, qui estime que les deux tiers de la population

mondiale pourraient être sujets à un stress hydrique de type modéré voire élevé d'ici 2025 (Alder *et al.*, 2007).

Une gestion active des RDEP repose sur un certain nombre d'outils qui doivent être mis à disposition des gestionnaires d'un réseau. Notamment, il est important de se doter d'un système de transmission des données en temps réel (p.ex. un système SCADA) et de différents appareils de mesures, ce qui permet de fournir aux décideurs les informations sur : les débits dans les conduites, les pressions dans les différents endroits du réseau, le niveau d'eau dans les réservoirs, l'état de fonctionnement des pompes, les positions des différentes vannes, etc. Ainsi, il devient possible d'évaluer l'état actuel du réseau, de constater les anomalies qui surviennent et de prendre de nouvelles décisions de contrôle (p. ex. réglage des ouvertures des vannes, démarrage ou arrêt des pompes et isolation d'une zone afin de détecter et/ou réparer une fuite). Les gestionnaires de systèmes d'eau ont accès, aujourd'hui, à des méthodes et des technologies de plus en plus performantes pour réduire efficacement leurs pertes.

Sturm *et al.* (2008b) mettent en avant les approches actives, contrastant avec les modes réactifs appliqués dans la plupart des RDEP, puisqu'elles permettent :

- la réduction des volumes d'eau qui fuient du réseau;
- la prolongation de la durée de vie de l'infrastructure;
- la réduction des risques de contamination de l'eau par l'intrusion de pathogènes;
- la diminution des coûts de production de l'eau et, indirectement, des coûts de traitement aux stations d'épuration;
- d'éviter la mobilisation de nouvelles ressources pour l'approvisionnement en eau.

Les précurseurs de la gestion proactive des pertes, dans les années 1990, sont des compagnies des eaux britanniques et galloises. En moins de dix ans, près de 85% des fuites ont été éliminées en Angleterre et au pays de Galles. Ce mode de gestion comprend l'audit du système, la gestion de la pression, l'amélioration de la surveillance des fuites ainsi que la détection et la réparation des fuites. Plusieurs gestionnaires de réseaux de différents pays ont suivi le modèle du Royaume-Uni depuis la fin des années 1990 : en Afrique du Sud, en Malaisie, en Australie, en Nouvelle-Zélande, au Brésil et au Canada, puis en Allemagne et au Japon (Thornton *et al.*, 2008d). En Amérique du Nord, c'est l'étude réalisée par l'*American Water Works Association Research Foundation* qui a évalué pour la première fois la transférabilité internationale des technologies de gestion des fuites (Sturm *et al.*, 2008b).

2.3. Gestion de la pression

Sur les quatre méthodes proposées par l'IWA et adoptées par l'AWWA pour la gestion des fuites et la prévention de la détérioration du réseau (Figure 2-2), la gestion de la pression et la réhabilitation/remplacement des infrastructures sont les méthodes qui peuvent agir sur les fuites indétectables pour les réduire.

Bien que le remplacement et la réhabilitation des infrastructures soient les façons les plus efficaces pour réduire les pertes dans les RDEP, elles sont assez coûteuses. Pour diminuer les pertes réelles, en agissant même sur les fuites indétectables et pour ralentir la détérioration du réseau, la gestion de la pression présente une bonne alternative en particulier pour les réseaux qui présentent un fort débit de fuites indétectables ou un coût d'eau élevé (Creaco & Walski, 2017; Fantozzi & Lambert, 2007; Laucelli *et al.*, 2016; Vicente *et al.*, 2016).

D'après Thornton *et al.* (2008d), la gestion de la pression est une approche qui se pratique depuis longtemps mais ce n'est que depuis quelques années qu'un contrôle avancé de la pression est appliqué pour la réduction des pertes dans les RDEP. Néanmoins, cette pratique peut être mise en place seulement sur certains systèmes pouvant tolérer une réduction de la pression. En effet, elle ne peut pas être utilisée là où les pressions sont déjà faibles par rapport aux pressions requises et elle ne peut pas non plus assurer des améliorations notables là où les pertes par les fuites indétectables sont faibles (AWWA, 2009).

La gestion de la pression aux fins de la réduction des pertes d'eau, tel que définie par Thornton *et al.* (2008d) et AWWA (2009), est « La pratique qui assure le maintien des pressions de service à des niveaux optimaux permettant un approvisionnement suffisant et efficace pour les usages, tout en diminuant les pressions inutiles ou excessives qui augmenteraient indûment les fuites et les bris ». La « Stabilisation et réduction de la pression » est reconnue par l'AWWA (2009) comme étant l'outil le plus largement utilisé pour la réduction des fuites et est souvent appelée « gestion active de la pression ».

Il existe différents outils permettant la réduction des fuites et qui assurent la durabilité des infrastructures. On donne l'exemple du contrôle des épisodes d'écoulement transitoire, le contrôle des niveaux dans les réservoirs, l'ajustement des ouvertures des VRP et la sectorisation en divisant le réseau en des zones avec des paliers de pression distincts (AWWA, 2009; Nazif *et al.*, 2009; Thornton *et al.*, 2008c; Xu *et al.*, 2015).

On introduira, dans les prochaines sections, les différents modes de contrôle de la pression dans les RDEP; on commencera par définir la relation entre la pression et les taux de fuites et par la présentation de l'instrumentation permettant le contrôle de la pression.

2.3.1. Relation Pression/Débit de fuite

La référence à la pression comme étant un paramètre ayant un impact majeur sur les fuites dans les RDEP et, par conséquent, la reconnaissance de la gestion de la pression comme un fondement essentiel pour la bonne gestion des fuites et des infrastructures, ne s'est établie que récemment, suite aux différents travaux qui ont mis en évidence l'effet de la pression sur l'augmentation, d'une part, de la fréquence des bris des conduites et, d'autre part, des débits des fuites déjà présentes (Mutikanga *et al.*, 2013; Puust *et al.*, 2010).

La Figure 2-3 illustre l'effet de la gestion de la pression sur les fuites réelles : la réduction de la fréquence et des débits des fuites signalées, la réduction de la vitesse d'apparition des fuites non signalées et la réduction du volume des pertes diffuses (bruit de fond du réseau). La Figure 2-4 présente un exemple de l'impact de la réduction de la pression sur la réduction des débits de fuites. Dans ce cas précis, le contrôle de la pression (son maintien à un niveau plus stable) le long de la journée permet une réduction de 76,5 L/s du débit d'eau distribuée par rapport à la situation avant le contrôle de la pression.

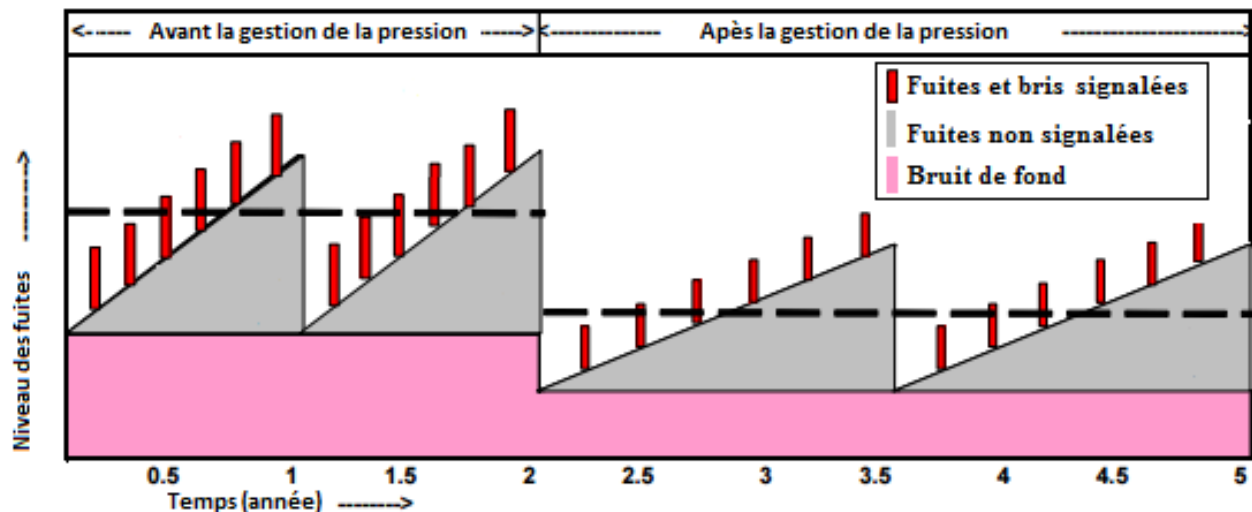


Figure 2-3. Influence de la gestion de la pression sur les composantes des pertes réelles

(adaptée de Fantozzi and Lambert, 2007)

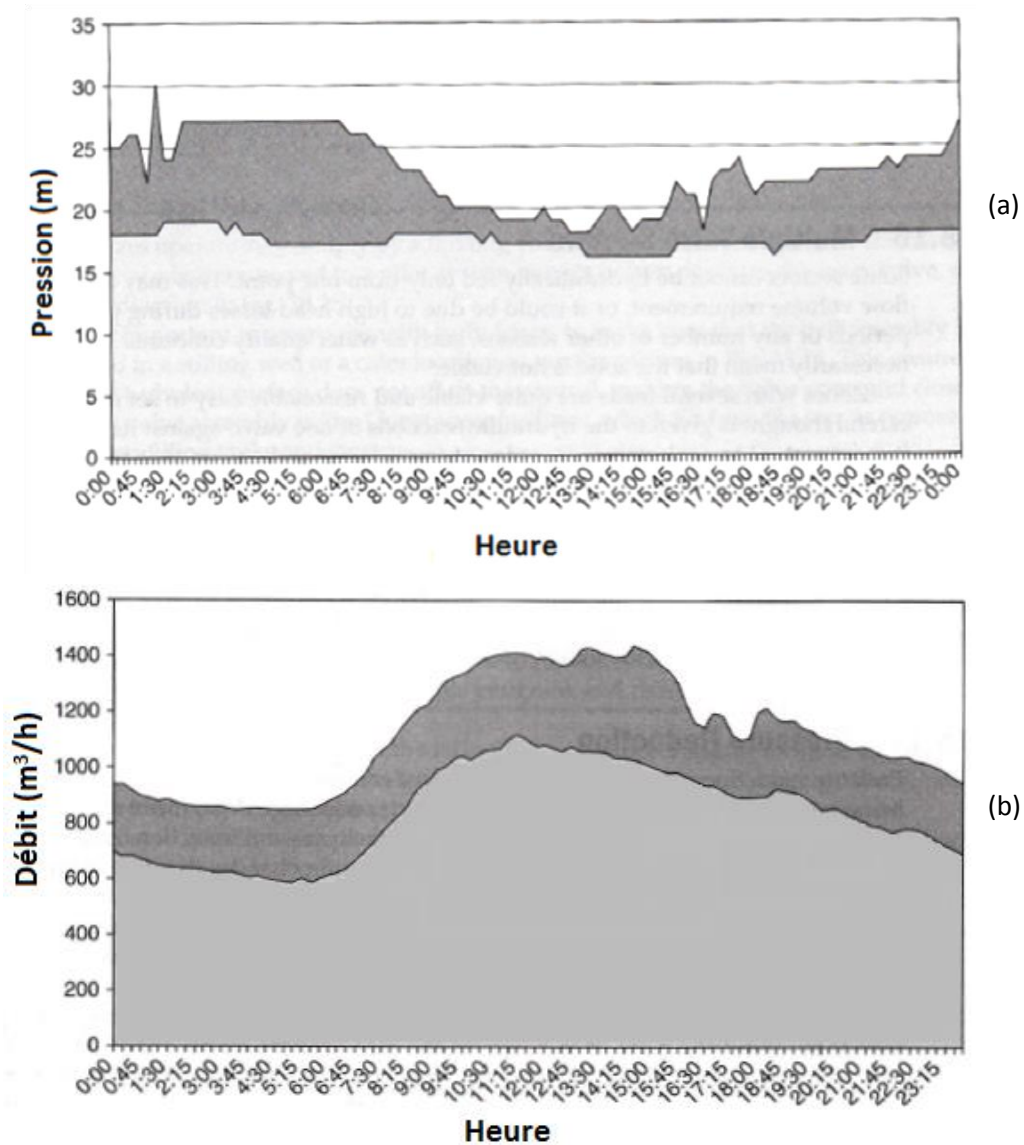


Figure 2-4. Variation du débit total (b) avant (gris foncé) et après (gris pâle) le contrôle de la pression (a) (adaptée de (Thornton *et al.*, 2008a).

Le plus souvent, une fuite peut être comparée, hydrauliquement, à un orifice. Dans ce cas, l'équation de Torricelli, proposée depuis 1644, peut être adoptée pour décrire la relation entre le débit et la charge (Brémond *et al.*, 2009) :

$$q = C_L A \sqrt{2gH} \quad \text{Eq. 1}$$

où :

- q est le débit,

- C_L est le coefficient de débit,
- A est la surface active de la fuite,
- g est l'accélération gravitationnelle,
- H est la charge hydraulique.

Cependant, certaines références reconnaissent l'influence de la pression sur la surface et le débit de fuite, mais désapprouvent l'emploi de l'Équation 1 qui assimile les fuites à de simples orifices (p. ex. Fantozzi and Lambert, 2007; Thornton *et al.*, 2008b; et Puleo, 2014). C'est plutôt le concept de FAVAD (Fixed And Variable Area Discharge) proposé par May (1994) qui est recommandé par le groupe « IWA Water Loss Task Force » pour l'étude de la relation entre la pression de service et le débit de fuite dans le réseau. La version simplifiée du concept FAVAD est connue sous le nom de la loi de puissance (*N1 Power Law*). Elle est largement employée dans la pratique pour évaluer les taux de fuites. Cette relation est présentée par l'Équation 2. Elle exprime la proportionnalité de la variation du ratio du débit de fuite (Q_1/Q_0) à la variation du ratio de la pression moyenne de service (P_1/P_0) élevée à l'exposant $N1$. Les indices 0 et 1 pour les débits et pressions représentent les situations avant et après contrôle de la pression, respectivement.

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} \quad \text{Eq. 2}$$

La valeur de l'exposant $N1$ dépend, entre autres, du type de fuite, du matériau de la conduite et de la demande en eau. Il varie généralement entre 0,5, pour les fuites à travers une surface rigide (valeur théorique de l'Équation 1), et 1,5, pour les fuites à travers une surface de fuite qui varie en fonction de la pression; il peut même atteindre 2,5. Une valeur moyenne de 1 est généralement adoptée dans le cas des grands réseaux avec des conduites de différents matériaux (Fantozzi & Lambert, 2007).

Cependant, des gestionnaires de réseaux restent méfiants face à la gestion de la pression; ils redoutent notamment son impact sur la réduction de la consommation des usagers (réduisant les revenus du fournisseur de service) ainsi que son impact potentiel sur la capacité à fournir des débits et pressions suffisants en situation d'incendie (Thornton *et al.*, 2008d).

2.3.2. Modes de contrôle de la pression

Le but de la gestion de la pression consiste à assurer les pressions minimales de service requises, ce qui est rendu possible par l'ajustement de divers composants de contrôle (pompes et vannes). Pour évaluer l'efficacité d'un mode de gestion proposé, un suivi de la pression est généralement effectué au niveau de certains nœuds spécifiques qui sont:

- soit le point critique, qui représente le nœud ayant, en général, la plus basse pression du secteur;
- soit le point représentatif du secteur, qui se définit comme le nœud qui reflète, par la variation de sa pression, la variation moyenne de la pression du secteur.

Les formes les plus courantes de régulation de la pression, selon Thornton *et al.* (2008d), l'AWWA (2009) et le ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT, 2013) sont : 1) la modulation avec une pression aval fixe, 2) la modulation basée sur le temps, 3) la modulation dynamique basée sur le débit, 4) la régulation à partir d'un point éloigné et 5) la modulation avec débit réparti. Ces diverses formes de régulation de la pression sont décrites brièvement aux sections suivantes.

2.3.2.1. Modulation avec une pression aval fixe

Il s'agit d'une méthode traditionnelle de régulation. L'objectif de ce mode de contrôle est de maintenir une consigne de pression à l'entrée d'un secteur grâce à une VRP. Cette consigne demeure fixe tout au long de la journée et elle est choisie de façon à assurer une pression minimale lors de la pointe horaire.

Cette méthode est couramment utilisée en Amérique du Nord (p.ex. la Ville de Laval a réduit la pression moyenne de distribution de 700 kPa en 1985 à environ 600 kPa en 1992; MAMROT, 2013). Cependant, plusieurs systèmes gérés de cette façon ont tendance à être en surpression en périodes hors pointe, comme on peut le voir sur la Figure 2-5.

Ce mode de gestion est efficace dans les secteurs caractérisés par :

- un approvisionnement en eau uniforme;
- peu de variations saisonnières de la demande;
- des conduites ayant de bonnes capacités de débit et de faibles pertes de charge.

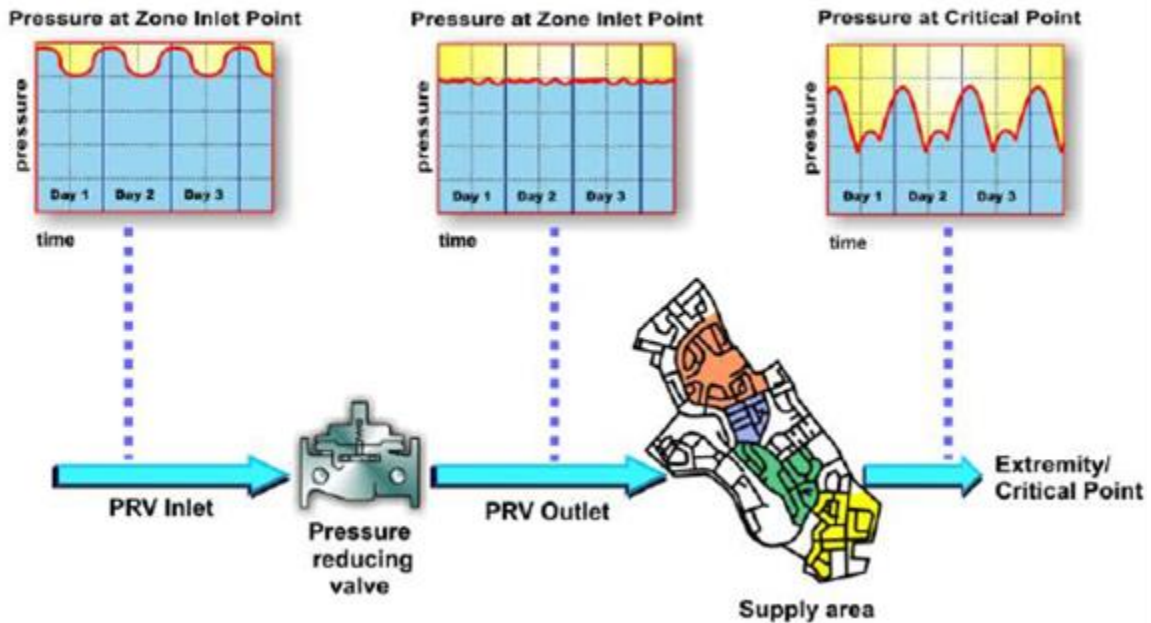


Figure 2-5. Mode de régulation : pression fixe imposée (tirée de McKenzie and Wegelin, 2009)

2.3.2.2. Modulation basée sur le temps

Il s'agit d'un contrôle modulé selon l'heure de la journée ou, implicitement, selon les profils de demande en eau. Les consignes de pression de la VRP peuvent être modifiées par plage horaire en utilisant un régulateur électronique avec minuterie interne branché sur la vanne. Des enregistreurs de données ou des liens de communication vers un centre de contrôle (p.ex. SCADA) peuvent aussi être ajoutés. Cependant, comme la minuterie ne réagira pas aux forts débits requis lors d'urgences (incendies), ce mode de régulation n'est pas recommandé comme seul moyen de régulation avancé en Amérique du Nord. On illustre le principe de la méthode à la Figure 2-6.

Cette méthode est efficace pour les secteurs où :

- les profils de demande sont stables;
- les pertes de charges sont modérées dans les conduites.

Revenons à l'exemple de la Ville de Laval qui, à la fin des années 1990, a adopté un autre mode de contrôle : la pression du jour a été maintenue à 600 kPa et celle de nuit a été réduite à 525 kPa. À partir de 2008, la pression de jour a été réduite à 570 kPa en hiver, permettant ainsi une économie d'eau de 1 350 000 m³/an (MAMROT, 2013).

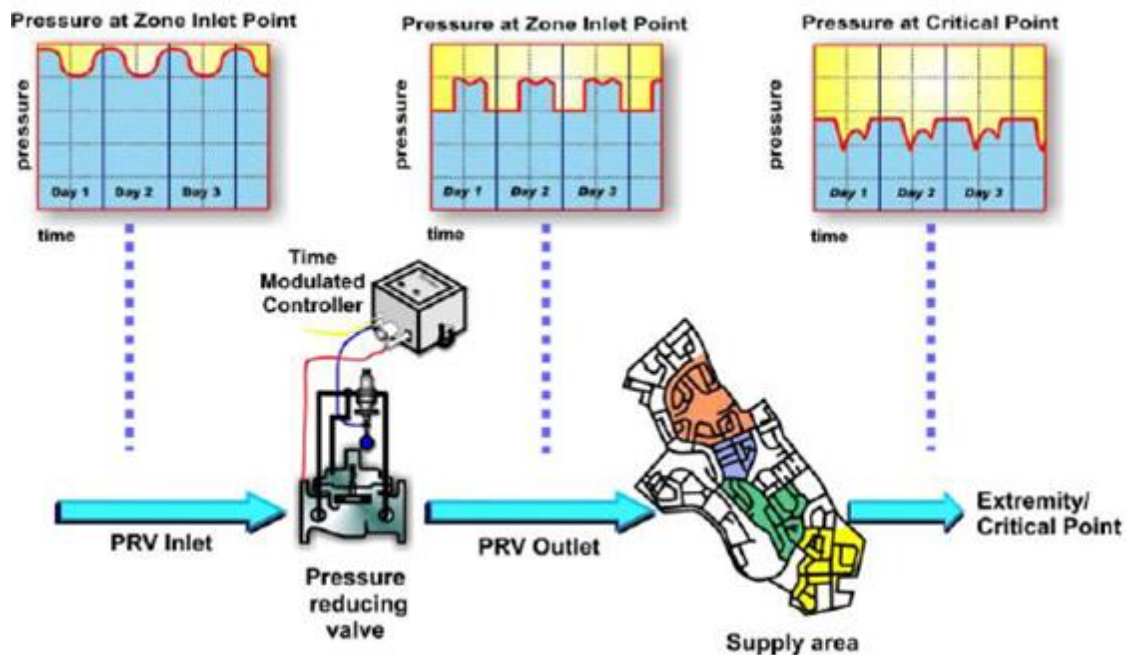


Figure 2-6. Mode de régulation basé sur le temps (tirée de McKenzie and Wegelin, 2009)

On note que dans le cas d'une installation à deux VRP (en parallèle), un des deux régulateurs assurera le contrôle de la pression en fonction de l'heure et l'autre, s'il est en mode de modulation basée sur le débit (voir section suivante), assurera qu'un débit additionnel puisse être fourni pour les demandes d'urgence, selon le besoin.

2.3.2.3. Modulation dynamique basée sur le débit

Ce type de contrôle permet de réguler la pression à l'aval de la VRP en fonction de la demande en eau. Un lien entre le régulateur électronique et le signal du débitmètre à l'entrée de la zone de pression, ou du secteur mesuré, doit donc exister. Comme l'objectif de ce mode est d'assurer en permanence le contrôle de la pression en fonction du débit de consommation, il faut établir une relation entre le débit et la consigne de pression pour pouvoir ajuster la consigne du régulateur selon la demande. Ainsi, lorsque la demande en eau augmente, le régulateur augmente la pression à la sortie et inversement, comme illustré à la Figure 2-7.

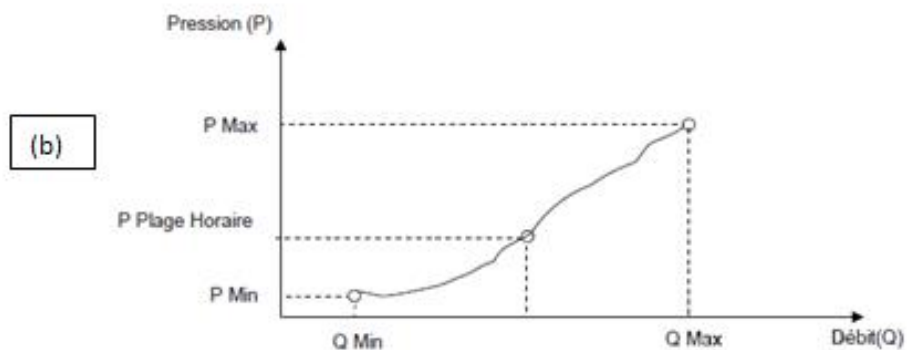
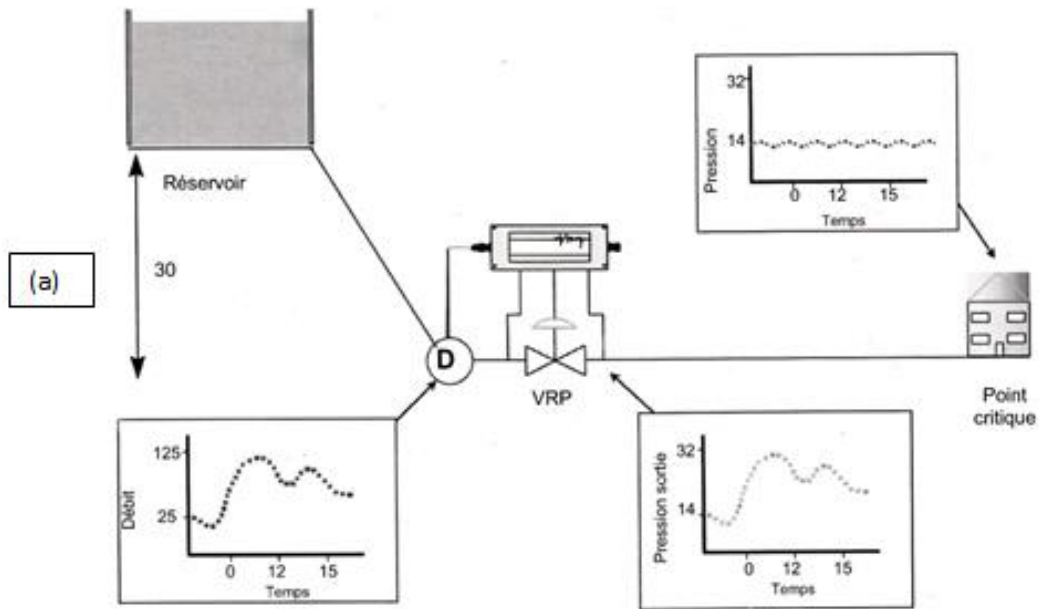


Figure 2-7. Régulation par la modulation dynamique basée sur le débit

(a) Présentation du mode de régulation (tirée de AWWA, 2009)

(b) Exemple de relation entre débit et pression (tirée de Janelle *et al.*, 2013)

Cette méthode est à appliquer dans les secteurs où :

- les conditions sont variables;
- les conduites ont une faible capacité et une perte de charge importante;
- les demandes de débit-incendie sont élevées;
- il y a un besoin d'une gestion avancée proactive de la pression afin de diminuer les pertes d'eau par les fuites.

On note que la modulation de la pression basée sur le débit permet de faire face aux effets des pertes de charge dans le système, ce qui assure que les points critiques, où les pressions sont les plus faibles, reçoivent une eau à pression suffisante et constante.

2.3.2.4. Régulation à partir d'un point éloigné

Selon ce mode de contrôle, la modulation de la pression de sortie de la VRP tient compte de la pression en un point éloigné dans le secteur, qui est souvent le point critique (i.e. le point où la pression est la plus basse, en général, sur tout le secteur). Pour ce faire, un lien de communication (un SCADA, une technologie de téléphone mobile ou des mécanismes similaires de communication) est requis pour assurer le transfert en continu des lectures de pression du point d'intérêt vers le site de la VRP.

2.3.2.5. Modulation de la pression avec débit réparti

Un secteur de régulation de pression possède le plus souvent plusieurs entrées. L'objectif de ce mode de gestion est de déterminer la valeur de pression qui sera transmise au régulateur de pression pour chacune des entrées. Pour ce faire, une répartition prédéterminée de ratios d'alimentation entre les entrées est nécessaire pour que la boucle de contrôle définisse les consignes de pression.

2.3.3. Contrôle en temps réel de la pression

Les opérations liées au contrôle de la pression dans les RDEP ont été, classiquement, gérées par du personnel qualifié sur la base de réglages prédéfinis des pompes et des vannes. Plus récemment, des systèmes d'acquisition de données permettent de fournir des informations en temps réel au sujet de l'état hydraulique du réseau, pour ainsi passer à une nouvelle ère de contrôle de la pression dans les RDEP.

Un réseau est dit contrôlé en temps réel lorsque « son état est continuellement évalué et que cette information est immédiatement utilisée dans le but de déterminer de façon automatique les ajustements nécessaires à son bon fonctionnement » (Creaco & Franchini, 2013; Wilson, 1987). Le contrôle en temps réel (CTR) est donc un outil efficace qui permet de gérer les différentes conditions de fonctionnement (Bhattacharya *et al.*, 2003) et une méthodologie avancée permettant de réduire les investissements dans les infrastructures des anciens et nouveaux réseaux (Puleo, 2014).

Le CTR permettrait aussi de réduire les pertes en eau dans les réseaux. A titre d'exemple, Fontana *et al.* (2017c) ont montré expérimentalement que le CTR est une solution efficace pour réduire les fuites en comparaison avec le contrôle fixe. Dans le cas de cette étude, le débit minimum nocturne (DMN) était réduit d'environ 1 L/s avec un DMN moyen d'environ 14 L/s. Creaco and Walski (2017) ont démontré

que le CTR pourrait apporter des avantages économiques dans les cas qui présentent des coûts de l'eau élevés, pour les grands réseaux de distribution et/ou des cas qui présentent des pointes dans les profils de demande.

Trois des méthodes décrites précédemment, soit la modulation dynamique basée sur le débit, la régulation à partir d'un point éloigné et la modulation de la pression avec débit réparti, sont des méthodes de CTR de la pression dans les RDEP.

Pour pouvoir assurer un CTR de la pression dans un réseau, il est recommandé de disposer dans le réseau d'un certain nombre de composants qui sont (Cembrano *et al.*, 2000; Puleo, 2014):

- des capteurs qui, par mesure de la pression et/ou du débit, surveillent l'évolution des conditions hydrauliques,
- des actionneurs (p.ex. les vannes, les pompes) qui influent sur les conditions hydrauliques,
- des contrôleurs qui ajustent les actionneurs pour atteindre la consigne avec une tolérance raisonnable,
- un système de transmission de données capable d'intégrer les données de pression et/ou de débit et de les véhiculer entre les différents appareils.

La Figure 2-8 présente un exemple de boucle de contrôle, qui est l'élément de base pour un système de commande en temps réel (Puleo, 2014). Il s'agit d'une combinaison de deux types de contrôle :

- le contrôle en boucle de rétroaction, qui actionne les instructions seulement si un écart est mesuré entre le processus contrôlé et la consigne;
- le contrôle de précommande, qui anticipe les valeurs futures des écarts et active les contrôles à l'avance pour éviter les déviations.

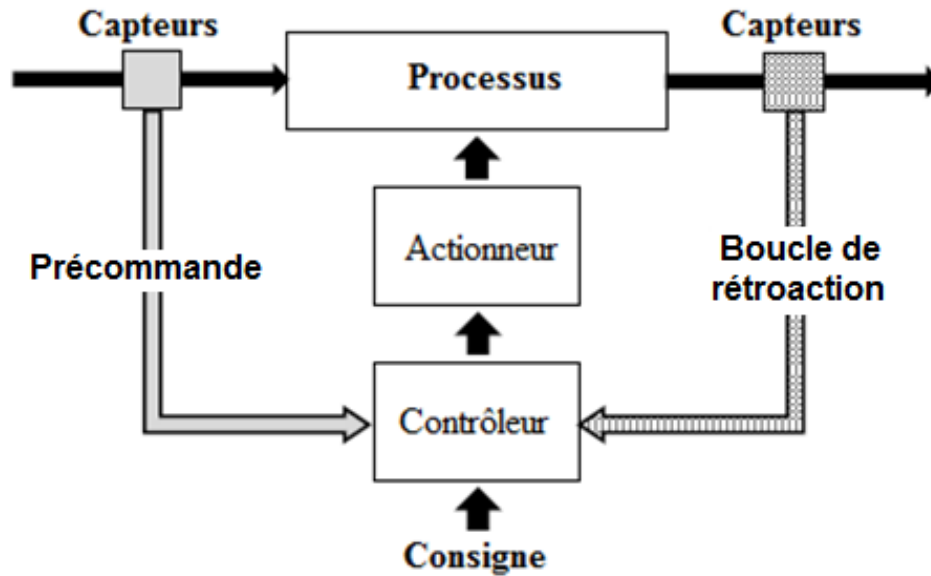


Figure 2-8. Boucle de contrôle pour un système de CTR (adaptée de Puleo, 2014)

2.3.4. Contrôle de la pression : aspects pratiques

L'intégration du contrôle de la pression dans les opérations de gestion d'un RDEP passe par la définition de zones de pression. En effet, il est plus avantageux pour les gestionnaires du RDEP d'avoir un ensemble de secteurs isolés dont les débits et pressions fournis sont quantifiés individuellement. Ainsi, le contrôle de la pression pourrait s'appliquer de façon efficace. Le contrôle de la pression peut être assuré de différentes manières (AWWA, 2009) :

- variation de la charge totale imposée par le niveau d'eau dans les réservoirs;
- commande des pompes à l'entrée d'un secteur;
- commande d'une vanne installée à l'entrée d'un secteur, qui permet d'obtenir à sa sortie une valeur régulée et constante de la pression.

Dans le cadre de cette thèse, c'est la régulation par le biais des vannes de régulation de pression (VRP) qui sera étudiée. Les VRP sont des appareils automatisés et couramment utilisés dans les RDEP pour réguler la pression aval (souvent à l'entrée d'un secteur).

De nombreuses études ont porté sur les VRP. C'est au début l'emplacement optimal et le nombre de vannes à installer qui ont été traités (Araujo *et al.*, 2006; Jowitt & Xu, 1990; Laucelli *et al.*, 2016; Nicolini & Zovatto, 2009; Puust *et al.*, 2010; Reis *et al.*, 1997; Ulanicki *et al.*, 2000; Vairavamoorthy & Lumbers,

1998). Des études plus récentes ont démontré l'intérêt d'optimiser le contrôle des vannes (Campisano *et al.*, 2010; Creaco *et al.*, 2018; Meniconi *et al.*, 2016; Nicolini & Zovatto, 2009; Page *et al.*, 2017). De plus en plus d'études publiées promeuvent le CTR des VRP (Berardi *et al.*, 2015; Campisano *et al.*, 2010; Creaco, 2017; Fontana *et al.*, 2017b; Kang, 2014; Page *et al.*, 2017; Puig *et al.*, 2017).

Comme illustré à la Figure 2-9, un régulateur est généralement associé à la vanne. Il permet, à travers une boucle de commande, de régler l'ouverture et la fermeture du clapet afin de répondre à une consigne de pression (Prescott & Ulanicki, 2008).

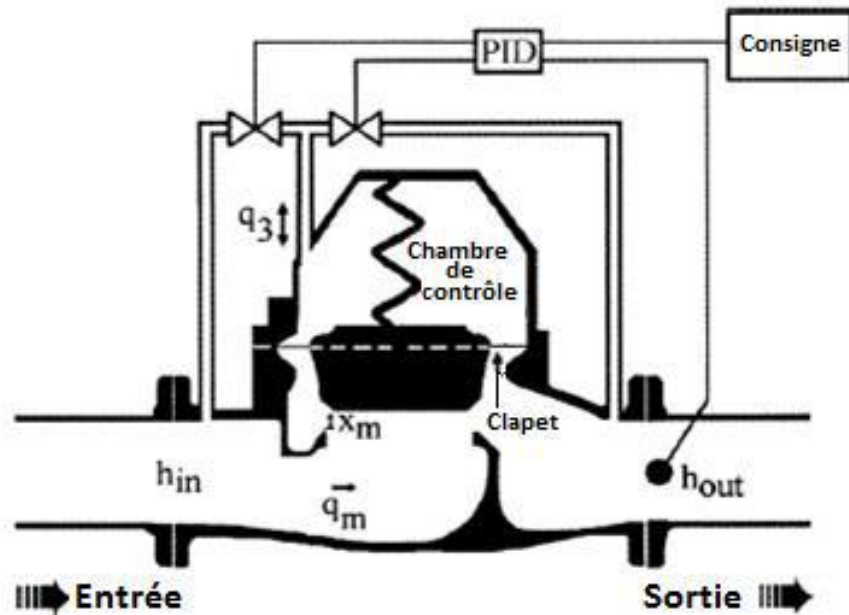


Figure 2-9. Schéma d'une VRP (adaptée de Prescott and Ulanicki (2008))

Les demandes en eau ont un impact significatif sur les conditions hydrauliques dans les RDEP. Étant donné leur caractère dynamique, l'ajustement des VRP est recommandé en permanence (Meniconi *et al.*, 2016). C'est le contrôleur PID (proportionnel – intégral – dérivé) de Ziegler and Nichols (1942) qui est couramment adopté dans le domaine de l'ingénierie hydraulique. Le contrôleur tente de réduire, en continu, la différence entre la valeur mesurée et la valeur cible (Campisano *et al.*, 2012; Kumar *et al.*, 2009). Malgré l'utilisation de plus en plus courante des VRP et le rôle important qu'elles jouent dans les stratégies de contrôle de la pression, il y a seulement quelques études disponibles dans la littérature concernant la caractérisation du comportement hydraulique de l'outil (Meniconi *et al.*, 2016).

L'expression générale du PID est la suivante:

$$u(t) = K_p e(t) + K_i \int_0^t e(t) dt + K_d \frac{de(t)}{dt}; \quad \text{Eq. 3}$$

avec u = la variable de contrôle (dans ce cas, il s'agit de la pression en aval de la VRP); e = le terme d'erreur; K_p , K_i et K_d = les paramètres du contrôleur; et t = le temps.

Le PID peut être appliqué en conservant l'ensemble des termes qui le composent ou en éliminant au plus deux termes (en affectant la valeur zéro aux paramètres K_p , K_i ou K_d). Les VRP réagissent différemment sous les différents types de contrôleurs résultants. Le choix du contrôleur le plus approprié a fait l'objet de quelques études (Doghri *et al.*, 2017; Kumar & Kumar, 2009; Kumar *et al.*, 2009).

2.4. Prévision de la demande

La prédiction de la demande en eau présente une solution pour une meilleure gestion des ressources en eau, et notamment la gestion des infrastructures urbaines d'eau (Herrera *et al.*, 2010; Kang, 2014; Pascual *et al.*, 2013; Puig *et al.*, 2017; Puleo, 2014; Tiwari & Adamowski, 2015b). Herrera *et al.* (2010) affirment que des prévisions de demande en eau sont un élément important qui contribue à l'optimisation des opérations sur le réseau (p. ex. la régulation des pompes, la planification du remplissage des réservoirs de stockage d'eau et l'identification des anomalies de système telles que des fuites et des bris des conduites, etc.).

Les premiers travaux ayant abordé la question de la prévision de la demande ont fait appel à des modèles statistiques traditionnels. Au cours des dernières années, des techniques de modélisation plus sophistiquées ont été élaborées (Herrera *et al.*, 2010). Le choix du modèle de prévision dépend des objectifs de gestion, des horizons de prévision requis et des données disponibles.

Au fil des années, différentes méthodes ont été développées pour modéliser la demande en eau, tant avec les outils classiques d'analyse des séries chronologiques (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2013; Zhang & Dong, 2001) qu'avec des méthodes d'intelligence artificielle (Firat *et al.*, 2010; Ghiassi *et al.*, 2008; Jain *et al.*, 2001; Maier & Dandy, 2000; Romano & Kapelan, 2014) ou avec des modèles hybrides (Adamowski *et al.*, 2012; Alvisi *et al.*, 2007; Bai *et al.*, 2014; Bougadis *et al.*, 2005; Herrera *et al.*, 2010; Huang *et al.*, 2014; Misiti *et al.*, 1997; Odan & Reis, 2012; Pandey *et al.*, 2010; Zareipour *et al.*, 2006; Zhou *et al.*, 2002). Ces modèles ont été soit adaptés à partir de modèles existants, soit développés en particulier pour la prévision des demandes en eau. Toutes ces approches visent à faire face au comportement stochastique de la demande en eau (Puleo, 2014). House-Peters & Chang (2011) et

Donkor *et al.* (2014) ont présenté un aperçu des différents modèles existants récemment adaptés aux prévisions de la demande en eau.

Souvent, la demande totale du système inclut, en plus de la demande réelle, les fuites et les flux non comptabilisés (Alvisi *et al.*, 2007; Donkor *et al.*, 2014). La tâche de la prévision devient ainsi plus délicate.

Dans ce qui suit, nous tâcherons de donner une vision globale de l'ensemble des modèles existants. La source principale des informations sur les modèles, dans cette section, est la revue de Donkor *et al.* (2014), dans laquelle on trouve différents modèles et méthodes adaptés récemment à la prévision de la demande dans les RDEP.

2.4.1. Types de modèles de prévision de la demande

2.4.1.1. Analyse des séries chronologiques

Ce type de modèle s'appuie sur les enregistrements de la consommation pour prévoir la demande future en eau et ne tient pas compte de l'effet des variables exogènes, telles que les données météorologiques ou le coût de l'énergie (il s'agit d'une modélisation univariée d'une série temporelle). Deux approches pour la modélisation des séries chronologiques peuvent être identifiées (Adamowski *et al.*, 2012; Zhang & Dong, 2001) : l'approche linéaire et l'approche non linéaire.

La première catégorie de modèles regroupe les méthodes statistiques traditionnelles. Selon Odan and Reis (2012), ce sont les méthodes de prévision statistiques de type linéaire qui ont été le plus largement utilisées du fait qu'elles soient « faciles à développer et à mettre en œuvre, simples à comprendre et à interpréter ». Citons quelques exemples de modèles autorégressifs standards en analyse des séries temporelles : la régression linéaire et multilinéaire (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2013), le lissage exponentiel et les modèles de type ARIMA (Adamowski *et al.*, 2012).

Le recours à la deuxième catégorie des modèles, soit l'approche non linéaire, vient du fait que les données de consommation en eau dans les RDEP montrent, le plus souvent, un comportement non linéaire et non stationnaire (Anctil & Pelletier, 2011; Ghiassi *et al.*, 2008; Herrera *et al.*, 2010; House-Peters & Chang, 2011; Odan & Reis, 2012; Tiwari & Adamowski, 2013); elles ne peuvent donc pas être adéquatement traitées par les méthodes statistiques linéaires. Néanmoins, ces auteurs avancent que le peu de gain apporté par ces modèles (par rapport aux modèles linéaires) ne justifie pas le passage à des modèles plus complexes, sachant aussi que ces modèles non linéaires ne sont pas forcément applicables dans des situations différentes des problèmes spécifiques pour lesquels ils ont été conçus.

2.4.1.2. Approches non paramétriques

D'autres outils alternatifs pour la prévision de la demande en eau sont identifiés sous le nom de méthodes d'intelligence artificielle (House-Peters & Chang, 2011; Pandey *et al.*, 2010). Le développement de ces techniques a sensiblement augmenté ces dernières années (Pandey *et al.*, 2010) en raison de leur capacité à analyser les séries chronologiques non linéaires et à améliorer les prévisions à court terme. Les principaux modèles de ce type utilisent des réseaux de neurones artificiels (Adamowski *et al.*, 2012; Firat *et al.*, 2010; Ghiassi *et al.*, 2008; Jain *et al.*, 2001; Maier & Dandy, 2000; Romano & Kapelan, 2014).

Même si, contrairement aux méthodes de régression, les techniques d'intelligence artificielle permettent de tenir compte des relations complexes et non linéaires entre les variables endogènes (débits et pressions mesurés) et exogènes (p.ex. température extérieure et précipitations) expliquant la consommation en eau, le recours à ces méthodes n'est pas toujours conseillé puisqu'elles sont de type « boîte noire » et ne permettent donc pas d'expliquer les processus.

La performance prédictive de ces méthodes reste difficile à juger même si des études affirment qu'elles constituent une alternative efficace à la modélisation linéaire traditionnelle (Adamowski, 2008; Bougadis *et al.*, 2005; Herrera *et al.*, 2010; House-Peters & Chang, 2011).

2.4.1.3. Modèles hybrides

Pour améliorer les performances de la prévision, certains auteurs ont développé des modèles hybrides qui offrent, dans certains cas, des résultats plus précis et plus près de la réalité par rapport aux méthodes conventionnelles (Odan & Reis, 2012; Pandey *et al.*, 2010). Ces modèles combinent des méthodes d'intelligence artificielle et/ou des méthodes classiques d'analyse de séries temporelles (Odan & Reis, 2012), ou encore intègrent des outils de traitement de signal pour l'amélioration de la prévision. Ils font notamment appel aux méthodes d'analyse par les séries de Fourier (Alvisi *et al.*, 2007; Bougadis *et al.*, 2005; Zhou *et al.*, 2002), à l'analyse en ondelettes (Adamowski *et al.*, 2012; Bai *et al.*, 2014; Misiti *et al.*, 1997; Pandey *et al.*, 2010; Tiwari & Adamowski, 2013) et aux splines (Herrera *et al.*, 2010; Zareipour *et al.*, 2006).

2.4.2. Les données d'entrée

D'après Ghiassi *et al.* (2008) et Odan and Reis (2012), la variabilité de la demande est influencée par des facteurs temporels (heure de la journée, jour de la semaine, mois de l'année, etc.), des facteurs socio-économiques (niveau économique, caractéristiques de la population, taille des foyers, des commerces et

des établissements industriels), des facteurs climatiques et météorologiques (température de l'air, précipitations) et les coûts de l'approvisionnement en eau (prix payé par le consommateur).

Deux catégories de modèles de prévision de la demande en eau sont distinguées : (i) les modèles multivariés qui considèrent la relation entre les demandes en eau (variable étudiée) et un nombre de facteurs d'influence (variables explicatives exogènes). Plusieurs études ont employé ce type de modèles pour effectuer la prédiction (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2014; Ghiassi *et al.*, 2008; Herrera *et al.*, 2010; Odan & Reis, 2012; Tian *et al.*, 2016; Tiwari & Adamowski, 2013; Zhou *et al.*, 2002); et (ii) les modèles univariés qui utilisent exclusivement la série temporelle de la consommation pour prédire ses réalisations futures (Alvisi & Franchini, 2014; Alvisi *et al.*, 2007; Bakker *et al.*, 2013; Romano & Kapelan, 2014; Shvartser *et al.*, 1993).

On présente, à travers quelques exemples, les variables qui ont été utilisées dans les modèles de prévision :

- dans le modèle de Zhou *et al.* (2002) : la température maximale journalière, la précipitation journalière, le nombre de jours depuis la dernière pluie et l'évaporation;
- dans le modèle de réseaux de neurones artificiels de Ghiassi *et al.* (2008) : les observations horaires de la température;
- dans le modèle des réseaux de neurones artificiels de Herrera *et al.* (2010) : la température journalière, la vitesse du vent, la pression atmosphérique et la pluie.

Dans les modèles d'Alvisi *et al.* (2007) et de Bakker *et al.* (2013), seule la série temporelle des demandes en eau est utilisée comme variable d'entrée. Les auteurs justifient ce choix en admettant que les conditions climatiques sont implicitement prises en compte dans les enregistrements antérieurs de consommation, à court terme; ainsi, la tendance de la consommation peut être bien suivie par le recalibrage du modèle à l'aide d'un jeu de données mis à jour.

Le choix du modèle à utiliser pour une application pratique donnée devrait tenir compte des variables d'entrée qui peuvent être collectées, utilisées et contrôlées par l'utilisateur (Donkor *et al.*, 2014). En effet, les modèles qui reposent sur des variables exogènes au système de distribution d'eau potable (exemple des données météorologiques) posent un plus grand défi pratique en matière de collecte et de suivi de données. Le défi est d'autant plus grand s'il s'agit de modèles utilisés pour la prévision à court terme.

On peut supposer que, d'un point de vue pratique, le fait de ne pas utiliser de données météorologiques comme entrées aux modèles permet de :

- faciliter la mise en œuvre du modèle;
- s'affranchir du problème de la disponibilité des données météorologiques au pas de temps désiré;
- réduire le degré de complexité du modèle;
- réduire les erreurs du modèle par l'élimination des incertitudes liées aux mesures des paramètres météorologiques.

Tous les modèles de prévision de la demande en eau nécessitent un calage initial sur la base de l'historique de consommation et, une fois implémentés, ils sont re-calibrés avec de nouveaux jeux de données à une certaine fréquence, afin de bien suivre les tendances de la demande en eau (Bakker *et al.*, 2013).

2.4.3. Les échelles de temps

L'échelle de temps d'un modèle de prévision se définit en fonction du but pour lequel il est utilisé (Bakker *et al.*, 2013). Concrètement, il n'existe pas de règle générale pour la définition des échelles ou des horizons de prévision. Selon les références, les auteurs distinguent deux à trois échelles de prévision : à long terme (plus de 10 ans), à court terme (moins d'un an) (Bougadis *et al.*, 2005; Jain *et al.*, 2001) et même parfois à moyen terme (Donkor *et al.*, 2014) (de 1 à 10 ans). Le Tableau 2-3 présente la relation entre l'horizon de prévision et l'objectif de planification ainsi que l'utilité de la prévision suivant l'échelle adoptée. La prévision à long terme (et éventuellement à moyen terme) est nécessaire pour la planification, la conception et l'extension des réseaux, tandis que la prévision à court terme est utile dans le contrôle du fonctionnement et la gestion opérationnelle du système d'approvisionnement en eau (Alvisi *et al.*, 2007; Herrera *et al.*, 2010; House-Peters & Chang, 2011).

Tableau 2-3. Relation entre le niveau de planification et l'échelle de prévision (adapté de Bakker *et al.*, 2013 et de Donkor *et al.*, 2014))

Niveau de planification	Objectifs	Horizons de prévision	Périodes de prévision
Opérationnel	Gestion et optimisation du fonctionnement du système	Court terme (mois d'un an)	15 minutes, heure, jour, semaine, mois
Tactique	Prévisions des revenus Planification des investissements	Moyen terme (1 à 10 ans)	Mensuelle Annuelle
Stratégique	Extension de la capacité du réseau	Long terme (plus de 10 ans)	Annuelle

Selon Zhou *et al.* (2002), il est nécessaire d'effectuer des prévisions à court terme pour assurer une meilleure gestion opérationnelle du système. En effet, cette échelle permet de suivre de manière plus précise les changements rapides et inattendus de la demande en eau (Bakker *et al.*, 2013; Tiwari & Adamowski, 2013) et offre aux gestionnaires des réseaux la possibilité de prendre des décisions opérationnelles en accord avec la dynamique de la consommation (Zhou *et al.*, 2002).

2.4.4. Évaluation de l'incertitude

Puisque la demande en eau à court terme présente un aspect stochastique important (Guhl & Brémond, 2000), il est judicieux de tenir compte de l'incertitude sur la prévision. Donkor *et al.* (2014) affirment que la prise en compte des incertitudes permet de revoir au mieux les décisions opérationnelles et d'investissement dans le réseau. Les incertitudes associées aux prévisions de la demande proviennent principalement des données de consommation analysées, mais aussi de la structure du modèle et des paramètres employés.

Pour Guhl and Brémond (2000), un modèle de prévision de la demande est exprimé sous la forme suivante :

$$C(t) = f(\beta(t), \gamma(t)) + \varepsilon(t) \quad \text{Eq. 4}$$

où β et γ représentent toutes les variables, respectivement, endogènes et exogènes du modèle de prévision et $\varepsilon(t)$ représente l'erreur de la prévision, étant selon eux distribuée normalement, de moyenne nulle et d'écart-type donné. C'est le terme d'erreur qui permet de tenir compte de l'aspect stochastique de la demande et d'évaluer l'incertitude des prévisions. Dans ce cas, la variable aléatoire $C(t)$ suit une distribution gaussienne de moyenne $\mu(C(t))$ et d'écart-type $\sigma(\varepsilon(t))$.

Dans d'autres études, l'évaluation de l'incertitude des prévisions se fait par le biais de moyens plus sophistiqués : les simulations de Monte Carlo (Kang & Lansey, 2009; Puleo, 2014), la technique du *bootstrap* (Tiwari & Adamowski, 2013) ou les approches bayésiennes (Puust *et al.*, 2010).

Très peu d'études sur la prévision de la demande présentent les résultats de l'évaluation des incertitudes sur les prévisions obtenues. On donne l'exemple de Tiwari and Adamowski (2013), qui ont développé un modèle qui associe les modèles de prévision (réseau de neurones artificiels et ondelettes) avec la technique du *bootstrap*.

3. MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE

La méthodologie qui a été suivie pour répondre aux objectifs de notre recherche repose sur un ensemble de données et d'outils qui ont permis la réalisation de différents essais : 1) essais théoriques pour évaluer les performances des divers modes de contrôle de la pression; et 2) essais pratiques pour la validation opérationnelle des modes de contrôle proposés. Les différents éléments employés sont : les bases de données fournies par les gestionnaires de réseaux, le modèle de simulation hydraulique EPANET 2.0, l'outil de programmation MATLAB 2014a et le laboratoire de simulation hydraulique. Ces éléments sont détaillés dans les sections suivantes.

3.1. Bases de données

Des historiques de consommation totale en eau ainsi que des modèles hydrauliques de secteurs ont été fournis par quatre villes canadiennes (Villes A, B, C et D). Ces bases de données ont permis de tester les différents modèles développés (modes de contrôle de la pression et modèles de prévision de la demande en eau) et d'évaluer leur performance. Une description détaillée des bases de données est présentée au Tableau 3-1.

Tableau 3-1. Caractéristiques de la base de données disponible

Ville	A	B	C		D
Identifiant	Secteur 1	Secteur 2	Secteur 3	Secteur 4	Secteur 5
Historique	Juin-Décembre 2012	Janvier- Décembre 2016	Janvier2015-Juin 2017	Septembre 2012 – Juillet 2014	Janvier 2009 - Décembre 2013
Débit moyen (L/s)	245	132	36	10	169
Écart-type (L/s)	50,8	48,6	19,7	3,6	35,8
Pas de temps	15 min				
Modèle hydraulique	Disponible			Non disponible	

Les séries de consommation totale d'eau (soit le débit total entrant dans le secteur), au pas de temps de 15 minutes, ont été fournies par les gestionnaires des villes pour les cinq secteurs du Tableau 3-1. La

période d'enregistrement s'étale entre 7 mois (Secteur 1) et 5 ans (Secteur 4). On constate, d'après les débits moyens, qu'on dispose de trois types de secteurs :

- les petits secteurs (3 et 4) avec des consommations moyennes inférieures à 40 L/s;
- les moyens secteurs (2 et 5) avec des consommations moyenne entre 100 et 200 L/s;
- un grand secteur de consommation dans la ville A avec une consommation moyenne de 245 L/s (Secteur 1).

Les modèles hydrauliques disponibles (Secteurs 1 à 3) sont présentés à la Figure 3-1.

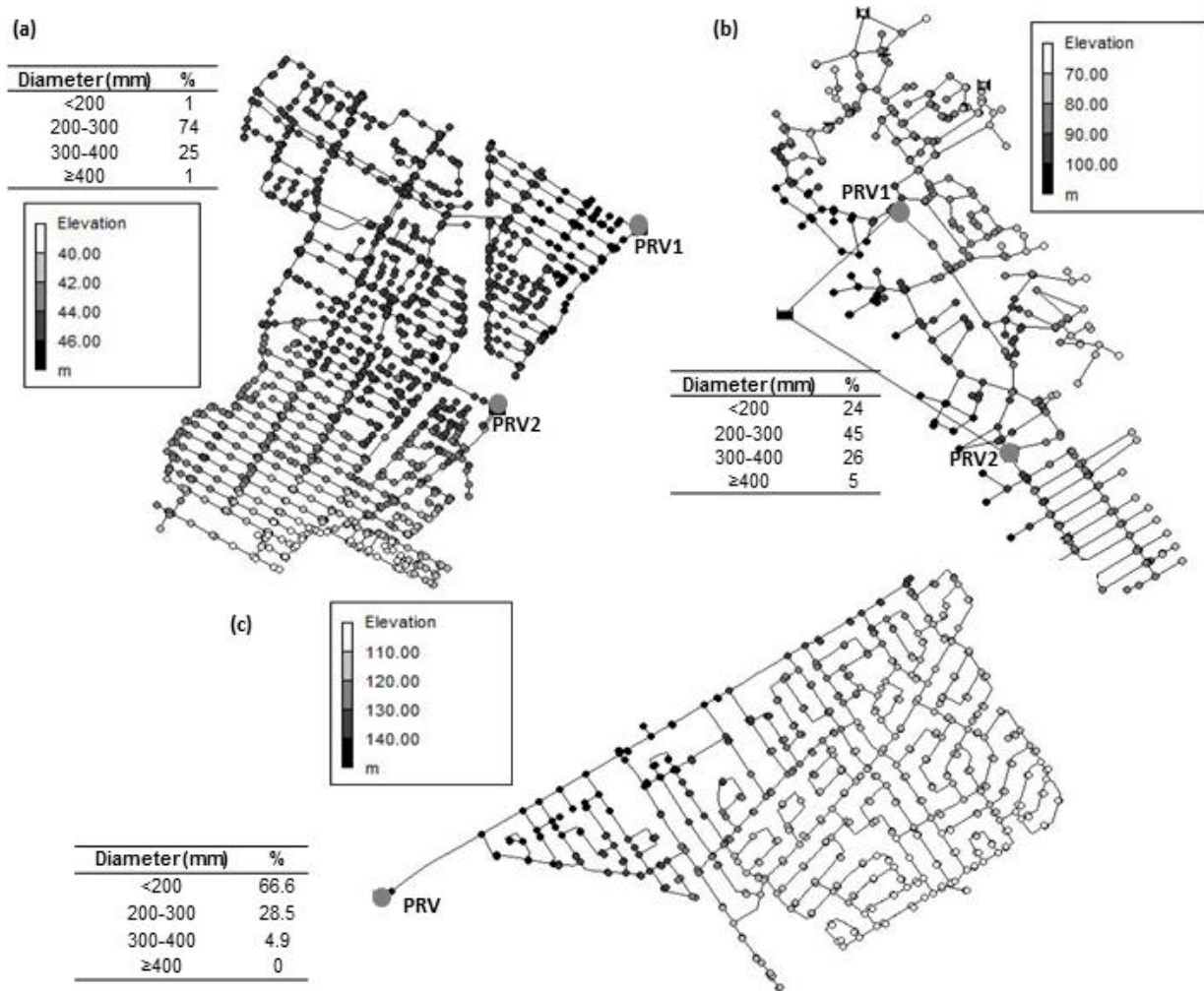


Figure 3-1. Schémas hydrauliques a) du Secteur 1, b) du Secteur 2 et c) du Secteur 3
(les VRP sont identifiées par l'acronyme PRV)

Les Secteurs 1 et 2 présentent deux entrées contrôlées par des VRP, tandis que pour le Secteur 3, une seule VRP contrôle la pression à son unique entrée. Les différences maximales d'élévation sont

beaucoup plus importantes pour les Secteurs 2 et 3 (environ 50 m et 45 m respectivement) que pour le Secteur 1 (environ 11 m). Comme ces secteurs répondent aux normes nord-américaines pour la protection contre les incendies, les diamètres des conduites (voir les détails sur la Figure 3-1) sont généralement plus grands que ceux requis pour les consommations normales d'eau.

Le Tableau 3-2 résume les principales caractéristiques des trois secteurs. Les Secteurs 2 et 3 présentent des caractéristiques similaires. Ils ont respectivement 33% et 38% moins de nœuds que le Secteur 1 et les longueurs totales des conduites sont plus courtes de 48% et 51%, respectivement en comparaison avec le Secteur 1.

Tableau 3-2. Caractéristiques des secteurs étudiés

Caractéristiques	Secteur1	Secteur 2	Secteur 3
Nombre des nœuds	1 460	481	562
Nombre des conduites	1 591	514	625
Longueur totale des conduites (km)	64,3	30,8	32,8
Coefficient médian de Hazen-Williams	72	130	100
Nombre des entrées	2	2	1
Différence maximale d'élévation (m)	11	50	45
Nombre d'habitants	32 400	11 900	8 010
Superficie (km ²)	6,81	3,12	4,47

3.2. Simulateur hydraulique

Le modèle de simulation hydraulique des RDEP est une composante principale de la méthodologie suivie dans la thèse, puisqu'il permet la représentation de l'hydraulique du système et la vérification des stratégies de régulation proposées. Parmi les nombreux logiciels commerciaux et ceux qui sont disponibles en code source ouvert, EPANET (Rossman, 2000a) est considéré comme le standard pour la modélisation hydraulique. Il est largement employé dans différents travaux de recherche sur les RDEP. Il est largement utilisé en raison de sa distribution gratuite, de ses algorithmes de calcul avancés et des possibilités de le mettre en relation avec d'autres logiciels d'application.

Ce modèle permet uniquement la simulation d'une succession d'états stationnaires du réseau. Les phénomènes transitoires dus à des modifications rapides ne sont pas simulés. Cependant, l'hypothèse de la stationnarité des écoulements est considérée comme acceptable, puisque les actions de contrôle définies et testées (ajustement des VRP) s'étalent sur plusieurs minutes, en raison des contraintes liées

aux appareils et également pour prévenir les variations brusques de pression sur le réseau. Ce constat est issu non seulement des fiches descriptives des VRP, mais aussi des essais réalisés au laboratoire de simulation hydraulique décrit à la section 3.4.

3.3. Langage de programmation

C'est le langage de programmation MATLAB (version R2014a dans ce cas) qui est utilisé pour élaborer les différentes composantes d'un outil de contrôle de la pression. Il est employé pour réaliser des calculs numériques et est adéquat pour la recherche et le développement.

Largement employé par la communauté scientifique dans le domaine des réseaux d'eau intelligents, « EPANET-Matlab Toolkit » est un logiciel source ouvert permettant de compiler EPANET dans l'environnement MATLAB. Il s'agit d'une interface de programmation liée aux bibliothèques EPANET utile et facile à utiliser pour définir ou modifier le fichier du réseau, réaliser des séries de simulations, ou extraire les résultats produits.

3.4. Laboratoire des essais hydrauliques

Le laboratoire des essais hydrauliques de l'INRS (voir Figure 3-2 et Figure 3-3) est un des éléments particuliers de cette étude. Cette infrastructure joue le rôle d'un modèle réduit de RDEP et permet donc de reproduire un secteur de consommation. Il est possible d'effectuer différents type de tests à l'échelle du laboratoire, y compris des tests de régulation de la pression. Le laboratoire s'intègre dans la méthodologie générale suivante :

- modélisation mathématique des écoulements et du fonctionnement des réseaux,
- comparaison des résultats de modélisation avec ceux des essais en laboratoire,
- révision des modèles mathématiques en fonction des observations issues des essais en laboratoire.



Figure 3-2. Représentation du laboratoire de l'INRS

Le laboratoire présente un circuit fermé et on y trouve un certain nombre d'équipements hydrauliques tels que ceux rencontrés dans les réseaux réels. En plus des conduites en PVC de diamètres de 152,5 mm, 101,6 mm et 50,8 mm, des deux pompes à vitesses variables et du réservoir d'eau de huit m³, on trouve dans le réseau neuf débitmètres électromagnétiques (0,6-210 L/s), six capteurs de pression (0-71 m) et différents types de vannes. Les vannes, qui peuvent être contrôlées à distance, sont listées à la suite:

- 13 vannes papillons qui fonctionnent en modes ON/OFF et permettent le contrôle du chemin emprunté par l'eau;
- 14 vannes à billes qui offrent la possibilité de simuler les consommations et/ou les fuites dans le réseau par la variation des ouvertures (de 0 à 100%);
- 4 vannes de réduction de la pression (VRP), dotées d'actionneurs de pilotes électriques. C'est grâce aux commandes de cet instrument que le contrôle de la pression se fait à l'entrée du secteur de distribution de l'eau.

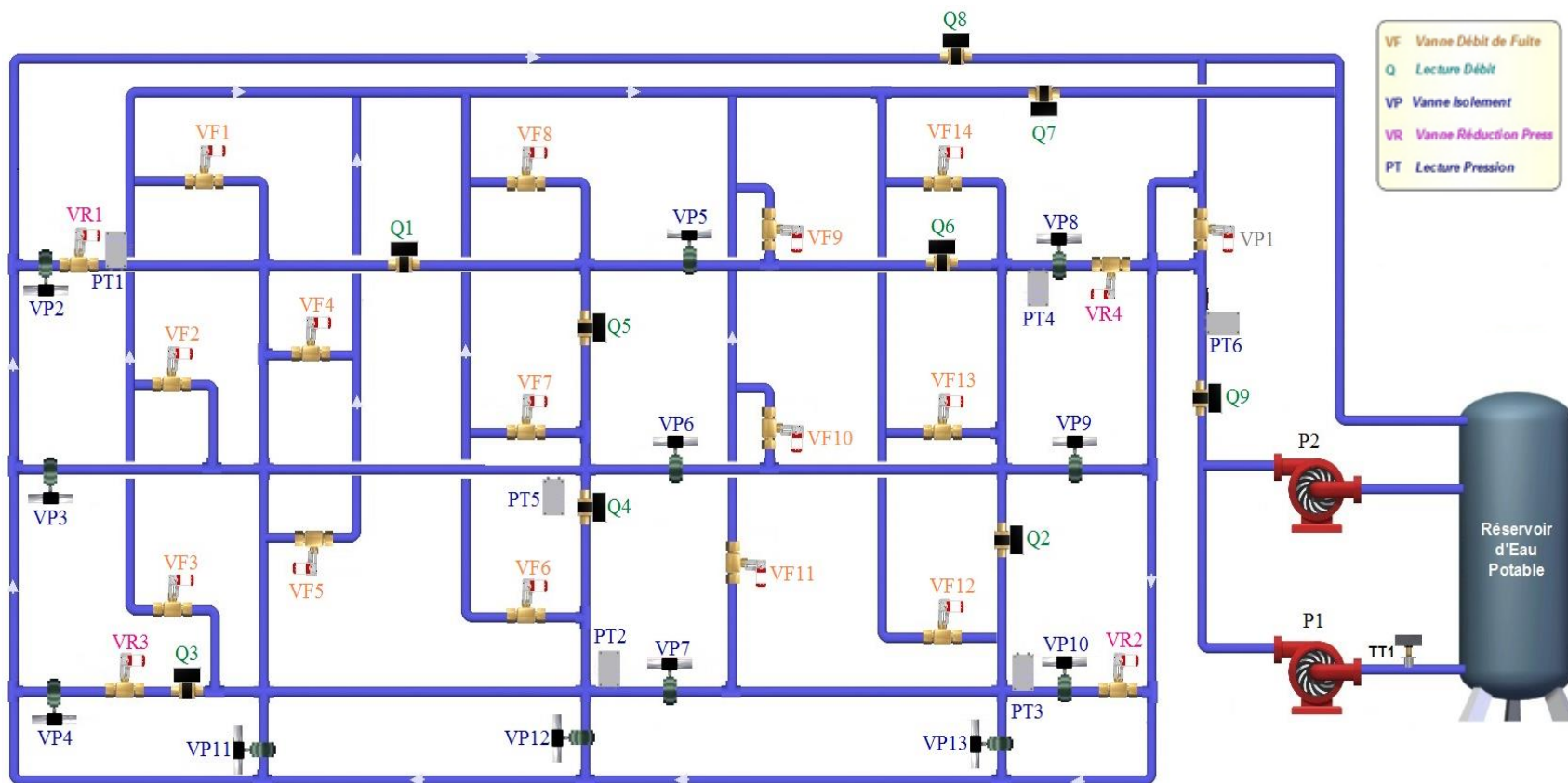


Figure 3-3. Plan du laboratoire de simulation hydraulique de l'INRS

Les VRP sont des vannes à diaphragme de type Singer Modèle 106-PR. Le diamètre nominal des vannes est de 100 mm. Elles fonctionnent dans une plage de pression aval de 14 à 140 m équivalents d'eau (137 à 1 378 kPa). Elles sont commandées hydrauliquement par un pilote externe qui module la pression au-dessus du diaphragme lorsque des petits changements se produisent. Le pilote est relié à un actionneur motorisé 420DC. Ce dernier reçoit un signal électrique compris entre 4 et 20 V. Chaque signal est converti par la commande du système en une ouverture de vanne variant de 0 à 100%. La vanne est schématisée à la Figure 3-4.

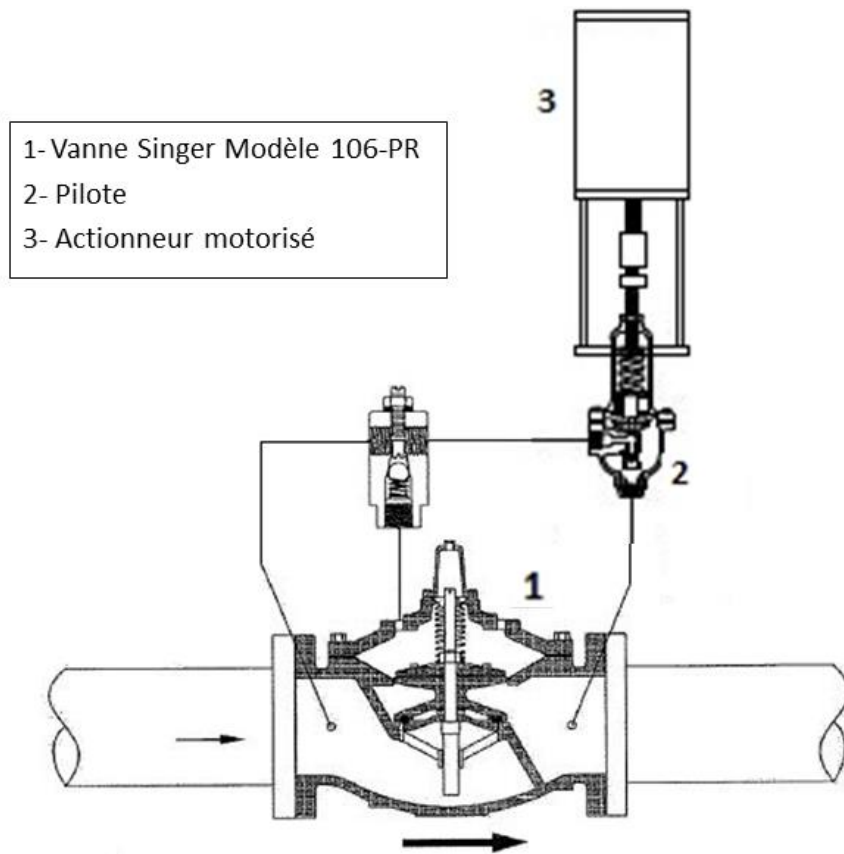


Figure 3-4. Schéma d'une VRP (adaptée du catalogue de Singer)

Comme les conduites sont beaucoup plus courtes dans le laboratoire (comprises entre 1 et 3 m) que dans les réseaux réels, 20 vannes à boisseau sont éparpillées dans le réseau. Ces vannes sont manuelles et créent des pertes de charge locales équivalentes aux pertes de charge linéaires qui se produiraient dans des conduites plus longues. Elles ne figurent pas dans le schéma du laboratoire (Figure 3-3) car elles ne sont pas contrôlées à distance.

La pompe employée pour les essais de contrôle de la pression présente une vitesse variable et alimente le réseau depuis le réservoir. La pression de service maximale qui peut être fournie est de 63,3 m et le débit maximal est de 70 l/s.

Pour la commande du réseau, un système informatique central permet la collecte directe des données des différentes sondes (débitmètres, sondes de pression, etc.), l'affichage de l'état actuel du système et le contrôle, soit manuel ou automatisé, du système à travers des commandes Matlab. Le laboratoire est équipé d'un contrôleur hybride HC900 et la fréquence minimale de stockage des données est égale à 5 secondes.

On souligne le fait que c'est grâce aux deux premiers types de vannes (papillons et à boisseau), en plus de la possibilité de déplacer la majorité des équipements (sondes, VRP, etc.), que le réseau représente un montage des plus polyvalents.

Des travaux ont été réalisés pour définir le meilleur contrôleur pour les VRP (voir Annexe I) et aussi pour le calage du modèle hydraulique du laboratoire. Il s'agit, notamment, de déterminer les coefficients de perte de charge pour les différentes vannes et de tracer les courbes caractéristiques de la pompe à vitesse variable.

4. SYNTHÈSE DES TRAVAUX DE RECHERCHE

Les méthodes développées dans le cadre de cette thèse ainsi que les résultats obtenus sont présentés dans cette section. Quatre parties sont distinguées. On s'intéresse d'abord à développer différents modes de contrôle de la pression et à les tester sur des cas réels de RDEP afin d'évaluer leurs impacts sur l'opération des réseaux, ce qui est l'objectif 1; cette première évaluation est réalisée en supposant que les VRP réagissent parfaitement aux consignes demandées ainsi qu'en utilisant des séries de débits observés considérées comme des prévisions exactes en lieu et place de prévisions parfaites. On estime, par la suite, les performances de deux types de modèle de prévision à court terme de la demande en eau, ainsi que leurs incertitudes, afin de conclure sur l'intérêt d'adopter un CTR prédictif de la pression, ce qui répond à l'objectif 2. Par la suite, notre étude a porté sur l'aspect opérationnel du contrôle de la pression. Des expérimentations dans le laboratoire des essais hydrauliques de l'INRS sont effectuées afin d'étudier la réponse d'une VRP à diverses consignes de pression et d'intégrer cette information dans l'évaluation de la performance attendue de divers modes de contrôle de la pression, ce qui est l'objectif 3. Finalement, un exemple d'application faisant le lien entre les différentes parties est présenté.

4.1. Objectif 1 : Étude comparative de l'impact des modes de contrôle de la pression sur la performance des réseaux de distribution de l'eau

Cette partie est consacrée à l'évaluation, par la modélisation hydraulique, de la performance des RDEP sous différents modes de contrôle de la pression. Trois secteurs réels, Secteurs 1, 2 et 3, décrits à la section 3.1, ont constitué les cas d'étude.

Nombreuses sont les études qui présentent les modes de contrôle actifs comme la solution pour avoir de meilleures performances des réseaux (AWWA, 2009; Nazif *et al.*, 2009; Thornton *et al.*, 2008c). De plus en plus de solutions de CTR sont proposées ces dernières années. Le contrôle prédictif commence aussi à prendre place dans la gestion de diverses infrastructures urbaines (p.ex réseaux d'assainissement, réseaux de distribution de l'électricité) et notamment dans le secteur de l'eau. Les applications sur les RDEP ne suivent pas nécessairement les nouvelles tendances. En effet, la majeure partie des réseaux qui se dotent d'un dispositif de contrôle de la pression à l'entrée des secteurs se limite à des modes de contrôle de type passif.

Ainsi, il semblait important d'effectuer une comparaison entre la performance de divers modes de contrôle de la pression et de conclure sur le besoin d'adopter un mode par rapport aux autres, notamment pour le CTR prédictif, en s'appuyant sur les bénéfices qu'il peut apporter en termes de réduction des pertes en eau et de la stabilisation des fluctuations de la pression.

4.1.1. Méthodologie

4.1.1.1. Cas d'étude

En plus des trois secteurs de consommation réels (Secteurs 1, 2 et 3) décrits dans les Tableaux 3-1 et 3-2, six cas fictifs ont été créés. Premièrement, pour chaque secteur, l'élévation moyenne a été attribuée à tous les nœuds et, par conséquent, trois nouveaux secteurs dits « aplatis » ont été obtenus; ceci afin d'étudier l'impact des variations d'élévation sur la performance attendue de divers modes de contrôle de la pression. Deuxièmement, la rugosité des conduites a été augmentée pour simuler le vieillissement de celles-ci. Concrètement, les coefficients de rugosité de Hazen-Williams de l'ensemble des conduites ont été réduits de 30.

Le but est de pouvoir analyser la sensibilité des modes de contrôle de la pression en fonction de l'importance des pertes de charge linéaires dans le système et en fonction de l'âge de l'infrastructure.

4.1.1.2. Description des modes de contrôle de la pression

Les quatre modes de contrôle comparés sont: i) le contrôle fixe (*CF*), ii) le contrôle basé sur le temps (*CBT*), iii) le contrôle réactif (*CR*) et iv) le contrôle idéal (*CI*). Pour l'ensemble des modes de contrôle, la pression minimale à respecter en tout point du réseau (*Pobj*) a été fixée à 30 m (294 kPa). La directive de la province de Québec, qui recommande un minimum de 275 kPa durant une opération normale, est ainsi respectée (MELCC, 2002). *CF* et *CBT* sont des modes de type passif. Ils sont les modes de contrôle les plus courants pour la gestion des RDEP, alors que *CR* et *CI* entrent dans la catégorie des modes de contrôle actifs. Ils sont définis comme suit :

- pour le *CF*, une seule consigne pour les VRP est maintenue pendant toute la journée;
- pour le *CBT*, deux consignes de VRP sont appliquées par jour. Étant donné que la demande en eau baisse pendant la soirée, d'où une réduction des pertes de charge, la consigne de nuit est plus faible que celle du jour;

- pour le *CR*, la consigne des VRP s'ajuste en fonction de la variation des conditions hydrauliques du réseau (pression, débit) pour maintenir un niveau minimal de pression aux nœuds. L'analyse est effectuée au pas de temps de 15 min;
- pour le *CI*, comme il s'agit d'un mode de contrôle idéal (CTR prédictif idéal), les variations des conditions hydrauliques sont supposées connues à l'avance (prédiction parfaite). L'ajustement de la consigne s'effectue au pas de temps de 15 min pour ramener la pression à P_{obj} , à chaque pas de temps analysé, au nœud critique, soit le nœud du réseau où la pression est la plus faible.

4.1.1.3. Formulation du problème d'optimisation

Le problème d'optimisation consiste à déterminer les consignes optimales pour les VRP qui minimisent, à chaque pas de temps, les valeurs de la pression aux nœuds du réseau, tout en respectant les contraintes du problème. La fonction objectif (FO) est présentée à l'Équation 5 ici-bas.

$$FO(t) = \min \sum_{n=1}^N P_{n,t} \quad \text{Eq. 5}$$

avec $P_{n,i}$ la pression au nœud n et au temps t , et N le nombre total de nœuds dans le réseau.

La solution de la minimisation de $FO(t)$ doit satisfaire, à chaque pas de temps, les contraintes suivantes :

- la conservation de la masse et de l'énergie;
- le maintien de la pression minimale requise (P_{obj}) au nœud critique, soit le point du réseau où la pression est la plus faible :

$$P_{NC,t} \geq P_{obj}$$

avec $P_{NC,t}$ la pression au niveau du nœud critique et au temps t .

Dans le cas des modes de contrôle actifs (*CI* et *CR*), la pression au nœud critique (NC) doit être incluse dans l'intervalle de tolérance :

$$P_{obj} \leq P_{NC,t} \leq (1 + Er) * P_{obj}$$

avec : Er = l'erreur qui reflète la sensibilité de l'équipement du contrôleur de pression ainsi que la vitesse de l'ajustement. En effet, il a été observé que certains actionneurs des VRP ne

réagissent pas aux variations de pression qui restent inférieures à un seuil spécifique. Er est égal à zéro pour le CI (mode de contrôle idéal supposant un ajustement parfait aux différentes consignes de la VRP), alors que pour le CR , deux choix d'erreur sont appliqués. On distingue un $CR1$ pour $Er = 0,01$ et un $CR2$ pour $Er = 0,1$. Le principe pour les deux CR est que les VRP conservent leurs consignes tant que la pression au nœud critique sera incluse dans la plage de pression tolérée et, autrement, les consignes des VRP vont être régulées. Plus Er est petit, plus la vanne est sensible aux petites variations de pressions et plus de nouvelles consignes vont être appliquées dans un délai de temps courts et vice-versa.

4.1.1.4. Outil d'optimisation

Des scripts pour les modes de contrôle ont été programmés sous MATLAB R2014a. Ils permettent de définir les consignes des VRP en minimisant la FO tout en respectant les contraintes imposées pour les modes de contrôle adoptés. La relation entre la consigne des VRP et la pression minimale en chaque nœud étant linéaire, un algorithme simple permet de converger à la solution optimale ; les équations des écoulements sont traitées par le simulateur hydraulique, sollicité à chaque itération.

Pour chaque cas étudié (un secteur opéré sous un mode de contrôle), des simulations ont été effectuées pendant la période de données disponibles avec un pas de temps de 15 minutes. Le script MATLAB fait appel au simulateur hydraulique EPANET 2.0 (Rossman, 2000a); il permet d'inscrire les modifications au réseau (consignes des VRP et consommations aux nœuds), de lancer la simulation et d'obtenir les valeurs de pressions aux nœuds.

Face au manque d'information sur les consommations à chaque nœud (en l'absence de compteurs d'eau individuels), une fraction constante de la demande totale a été allouée à chaque nœud de consommation en fonction des caractéristiques de la base de données fournie. Des vérifications préliminaires, qui ne sont pas présentées dans cette thèse, ont montré que des variations aléatoires réalistes apportées aux fractions de la consommation totale à chaque nœud avaient très peu d'impact sur la localisation du nœud critique.

À la Figure 4-1, le diagramme du processus suivi pour CI et CR est présenté. Les consignes des VRP sont mises à jour à chaque pas de temps t , en fonction de la demande totale observée et/ou prévue aux entrées du réseau. Initialement, le processus commence avec les consignes inscrites dans le modèle hydraulique du réseau, tel que fourni par les gestionnaires du réseau. Par la suite, l'algorithme propose un ajustement des consignes des VRP en fonction des résultats

des simulations hydrauliques. C'est l'écart entre la pression au nœud critique et P_{obj} qui est utilisé pour ajuster les consignes des vannes. La boucle d'optimisation s'arrête lorsque la consigne minimale de pression permettant de satisfaire toutes les contraintes est identifiée. Le pas de temps qui suit ($t+1$) démarre avec les dernières consignes définies (au temps t).

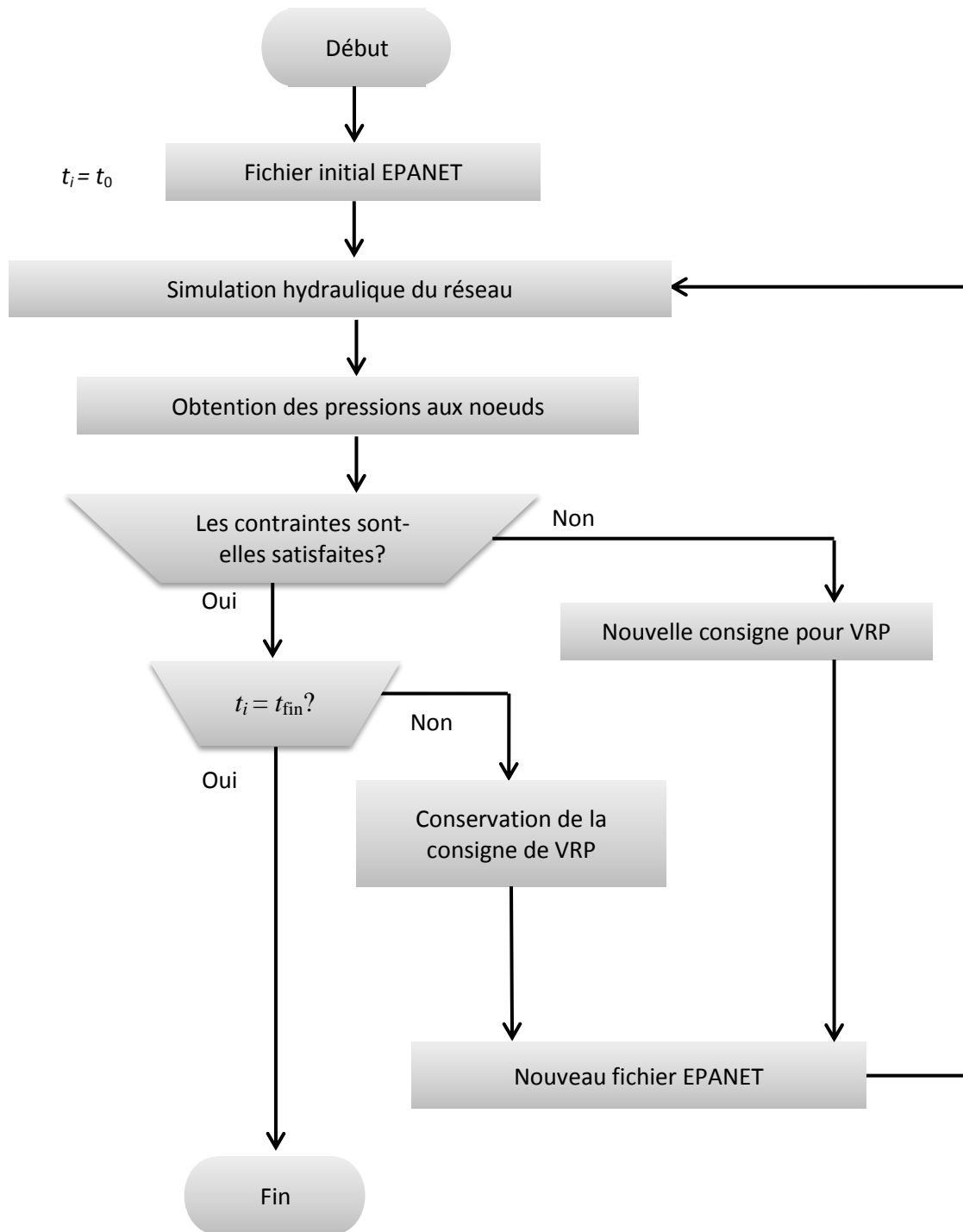


Figure 4-1. Diagramme du processus des modes de contrôle actifs (CI et CR)

Une consigne est maintenue toute la journée sous le *CF*, qui est la même que la consigne de jour pour le *CBT*. Une consigne de nuit est définie pour la période de 21 h à 6 h AM pour le *CBT* pour tous les secteurs sauf le Secteur 3. Puisque, dans ce dernier, un consommateur important reçoit l'essentiel de son approvisionnement en eau en fin de soirée, la consigne de nuit débute à minuit au lieu de 21 h. Une fois les consignes identifiées, les simulations EPANET sont réalisées, au pas de 15 min, pour obtenir les pressions aux nœuds.

Les consignes pour *CF* et *CBT* sont définies pour chaque période de consommation (été-automne et printemps-hiver) afin que les VRP fonctionnent de manière optimale le long de la période simulée.

4.1.2. Mesures de performance

Trois indices sont utilisés pour la comparaison des modes de contrôle de la pression. Il s'agit de :

- Taux relatif de réduction des pertes (*LRR*, pour *Leak Reduction Rate*),

$$LRR_n = 1 - \frac{1}{T} \sum_{i=1}^T \frac{Q_{i,n}^x}{Q_{i,n}^{CF}} \quad \text{Eq. 6}$$

$$\text{tel que } \frac{Q_{i,n}^x}{Q_{i,n}^{CF}} = \left(\frac{P_{i,n}^x}{P_{i,n}^{CF}} \right)^{N_1}$$

avec x correspondant à soit *CI*, *CR1*, *CR2* ou *CBT*; T le nombre de pas de temps de la simulation au complet; i et n les indices, respectivement, pour le pas de temps et les nœuds; Q le débit; P la pression; et N_1 égal à 1 (Fantozzi & Lambert, 2007).

Le *LRR* est inspiré de la loi de puissance $N1$, qui repose sur la proportionnalité entre le ratio des débits, pour deux situations distinctes, et le ratio des pressions élevé à l'exposant N_1 . Dans ce cas, le concept est adapté afin d'évaluer la réduction des pertes assurée lorsque *CI*, *CR1*, *CR2* ou *CBT* sont appliqués à la place du *CF*.

- Intensité de fluctuation de la pression (*PFI*, pour *Pressure Fluctuation Index*)

$$PFI_n = \sqrt{\sum_{i=1}^T \frac{(P_{i,n} - \bar{P}_n)^2}{T - 1}} \quad \text{Eq. 7}$$

avec $P_{i,n}$ la pression au nœud n et au pas de temps i , et \bar{P}_n la pression moyenne au nœud n pour la période simulée. PFI est l'écart-type de la pression à chaque nœud et pour l'ensemble de la période simulée.

- Répartition des fluctuations de la pression.

$$\Delta P_{i,n} = P_{(i+1),n} - P_{i,n} \quad \text{Eq. 8}$$

PFI et ΔP ont été retenus comme indices de performance puisqu'il est admis que la fluctuation de la pression peut être à l'origine de l'endommagement des RDEP (bris des conduites) et peut être aussi néfaste que les surpressions (Xu *et al.*, 2015).

4.1.3. Résultats et discussion

4.1.3.1. Impact sur la réduction des taux de fuites (LRR)

La comparaison de CI , $CR1$, $CR2$ et CBT avec CF , en termes de LRR , est présentée à la Figure 4-2. Ce sont les valeurs moyennes et les écarts-types des LRR à travers tous les nœuds qui y sont présentés. Le signe positif obtenu pour l'indice LRR indique que le CF présente une plus grande perte en eau que les autres modes. En effet, comme les consignes des vannes sont maintenues fixes, les pressions aux nœuds sont plus élevées en opérant sous CF .

Pour les secteurs originaux, c'est le Secteur 1 qui présente les valeurs moyennes de LRR les plus faibles. Les faibles variations des débits au cours des journées dans ce secteur (voir Figure 4-3), qui nécessitent moins d'ajustement des consignes des VRP, peuvent être à l'origine de ce résultat. Les LRR moyennes, sous CI , $CR1$, $CR2$ et CBT en comparaison avec CF , varient entre 1,5 et 7,7% (moyenne de 5%) pour le Secteur 1, tandis que la variation est comprise entre 1,5 et 9,2% (moyenne de 6,7%) pour le Secteur 2 et entre 1 et 15,2% (moyenne de 11,5%) pour le Secteur 3.

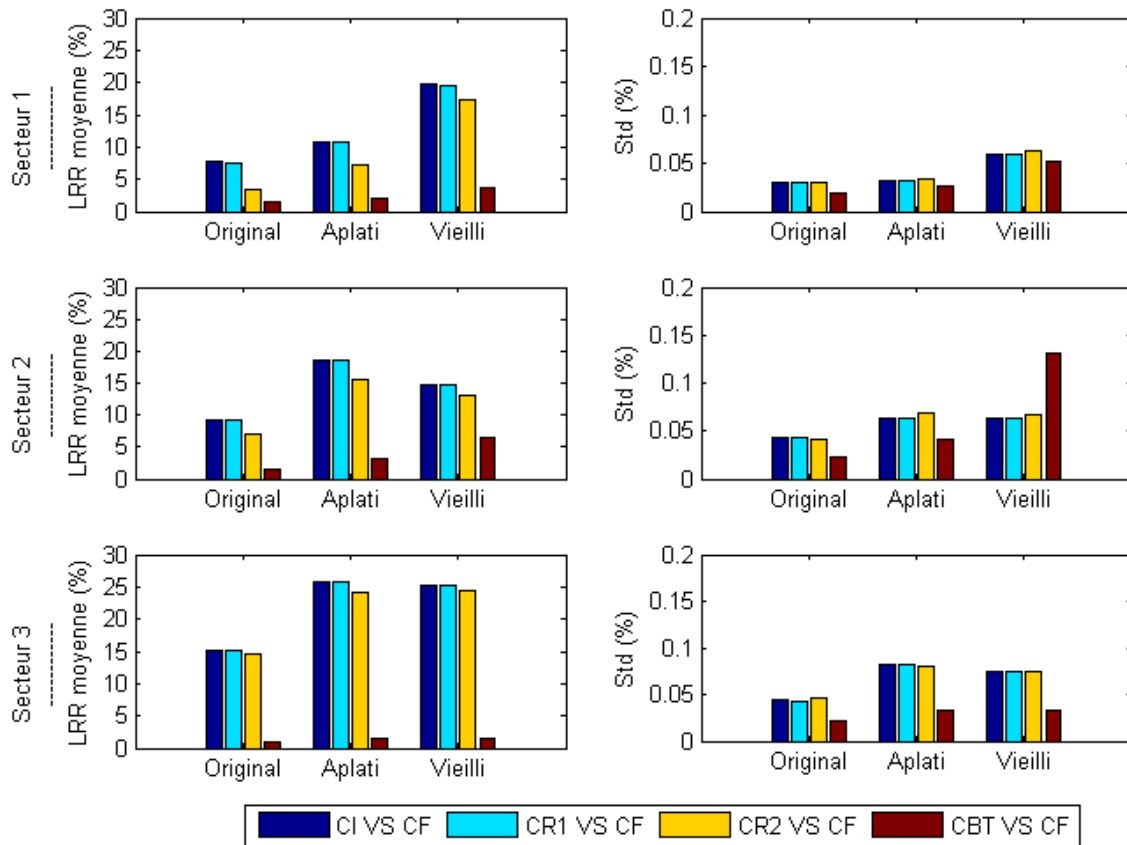


Figure 4-2. Taux de réduction des pertes

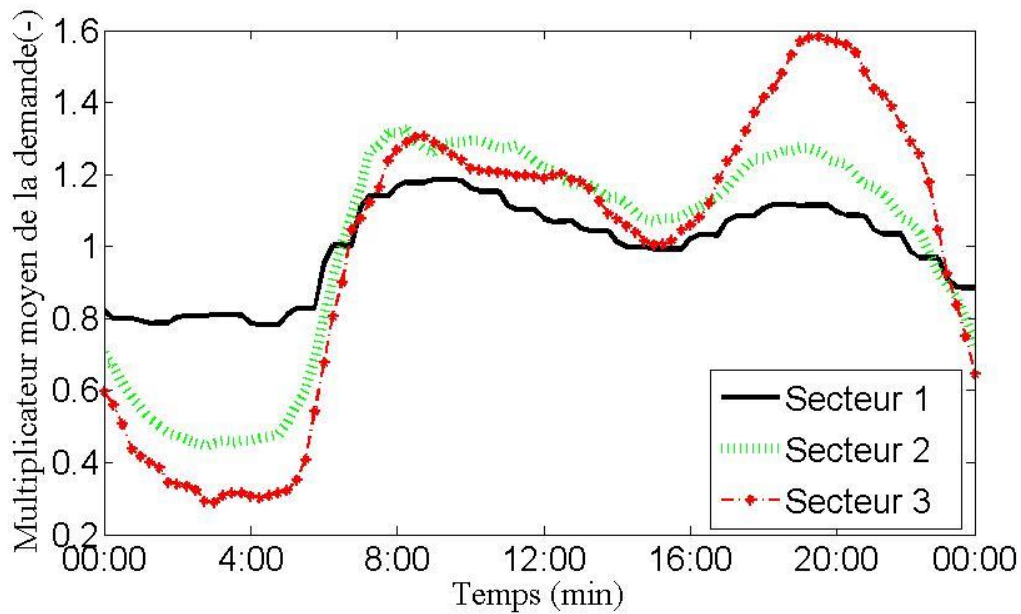


Figure 4-3. Patrons moyens de la consommation journalière

Dans le cas d'un secteur aplati, les différences de pression entre les nœuds du réseau ne sont dues qu'aux pertes d'énergie occasionnées par le frottement lors de l'écoulement de l'eau dans les conduites (pertes de charge singulières et linéaires) ainsi qu'aux différences de vitesse, dans une moindre mesure. Par conséquent, les ajustements de la pression requis à l'entrée du secteur aplati, pour les modes de contrôle actifs, sont de plus grande amplitude par rapport à un secteur présentant des différences d'altitude, d'un point de vue relatif, d'où la réduction plus importante des *LRR* rendue possible par les modes actifs de contrôle de la pression pour les réseaux aplatis.

En effet, la comparaison des *LRR* moyennes montrent que les valeurs obtenues pour les secteurs aplatis sont plus élevées que celles pour les secteurs originaux. L'augmentation moyenne, dans ce cas, des *LRR* moyennes des *CI*, *CR1*, *CR2* et *CBT* en comparaison avec *CF*, est d'environ 1,6, 2,1 et 1,7 fois respectivement pour les Secteurs 1, 2 et 3.

Pour les secteurs vieillis, l'augmentation de la rugosité des conduites entraîne des pertes de charge supérieures à celles des secteurs originaux. La contribution des pertes de charge par friction aux différences de pression devient plus importante que la contribution des différences d'altitude ; c'est pourquoi les *LRR* rendues possibles par les contrôles actifs pour les réseaux vieillis sont plus élevées que celles des réseaux originaux.

La comparaison des *LRR* moyennes entre les réseaux aplatis et vieillis montre une nouvelle fois l'influence des pertes de charge par frottement par rapport à l'impact des différences d'altitude sur les pertes de charges occasionnées. Pour les Secteurs 2 et 3, l'augmentation de la rugosité des conduites impacte moins les *LRR* moyennes que l'aplatissement des secteurs, alors que pour le Secteur 1, qui présente la plus faible différence d'altitude maximale entre les nœuds, l'augmentation de la rugosité des conduites conduit à une augmentation plus importantes des *LRR* moyennes par rapport à l'aplatissement du secteur.

Pour résumer, les *LRR* moyennes sont de plus en plus élevées en adoptant, dans l'ordre, *CBT*, *CR2*, *CR1* et *CI*, tel qu'attendu. En effet, la moyenne des *LRR* est de 2,5%, 14,1%, 16,3% et 16,4% pour, respectivement, *CBT*, *CR2*, *CR1* et *CI* par rapport au *CF*, pour l'ensemble des réseaux considérés. Ce sont les réseaux qui présentent des demandes contrastées pendant la journée, des différences d'élévation faibles et une rugosité de conduite élevée qui désavantagent le *CF* par rapport aux autres modes de contrôle considérés.

4.1.3.2. Intensité de fluctuation de la pression (PFI)

Les valeurs moyennes de *PFI* et les *PFI* obtenues au nœud critique (PFI_{CN}), en opérant le réseau sous les différents modes de contrôle considérés, sont présentées à la Figure 4-4.

Les faibles valeurs de *PFI* moyennes obtenues sous *CI* et *CR1* indiquent une stabilisation des fluctuations de pression dans les secteurs sous ces deux modes de contrôle. La *PFI* moyenne montre une plus grande stabilisation de la pression lors du passage de *CF* vers *CBT* puis *CR2*, *CR1*, et *CI*. Pour l'ensemble des cas testés, *CI*, *CR1* et *CR2* présentent respectivement une réduction moyenne de *PFI* d'environ 2,2, 2,2 et 1,6 fois par rapport à *CBT* et 2,4, 2,4 et 1,8 fois par rapport à *CF*.

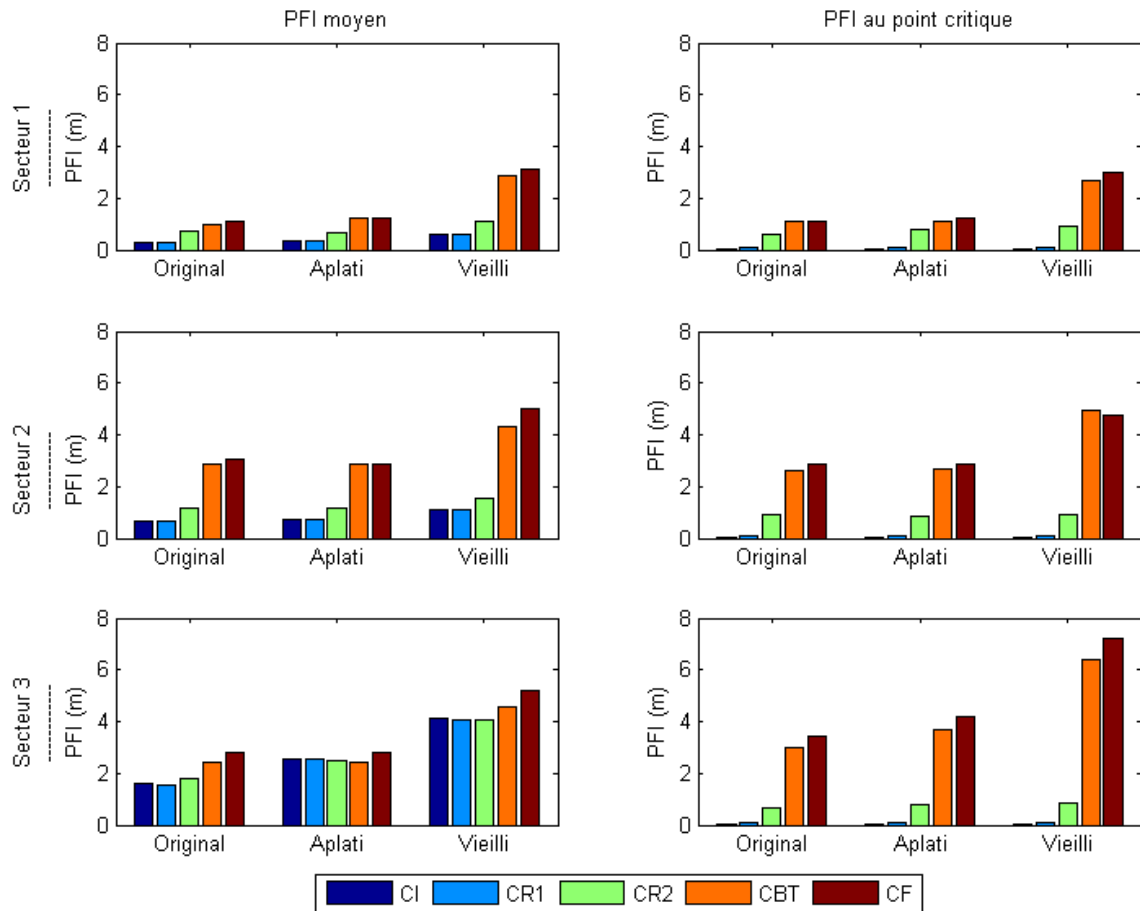


Figure 4-4. Intensité des fluctuations de la pression

Au nœud critique, *CI* affiche de faibles fluctuations de pression ($PFI_{CN} < 10^{-2}$ m). Ce résultat répond aux attentes puisque *CI* est conçu pour ajuster les pressions aux entrées, à chaque pas de temps, de telle sorte que la pression au nœud critique soit égale à P_{obj} . *RC1* montre

également une bonne stabilisation de la pression au nœud critique ($PFI_{CN} < 0,1$ m). Dans le cas de $CR2$, la régulation de la pression étant moins précise, la valeur de PFI_{CN} se rapproche de la valeur de la PFI moyenne pour tous les secteurs à l'exception du Secteur 3, qui présente une pente raide entre son unique entrée régulée et son côté opposé (voir la Figure 3-1c), et pour lequel $CR2$ assure des PFI_{CN} plus faibles que les PFI moyennes. Finalement, l'écart entre PFI_{CN} et PFI moyenne devient plus petit sous CBT et CF .

Les PFI pour les secteurs originaux et aplatis sont semblables. En moyenne, ces deux cas présentent des PFI moyennes qui ne diffèrent que de 1,2, 1 et 1,3 fois, pour respectivement, les Secteurs 1, 2 et 3.

Par ailleurs, l'augmentation de la rugosité des conduites induit des fluctuations de pression plus importantes. En effet, les valeurs moyennes de PFI augmentent en moyenne de 2,3, 1,5 et 2,2 fois dans les cas des Secteurs 1, 2 et 3, respectivement, en comparant les secteurs vieillissés aux secteurs originaux et en considérant l'ensemble des modes de contrôle.

La comparaison entre les PFI pour les différents modes de contrôle souligne l'intérêt du contrôle actif (CI et CR) par rapport au contrôle passif (CBT et CF). Les réseaux qui présentent des pertes de pression dues essentiellement aux rugosités des conduites (cas du Secteur 1 et des réseaux vieillissés) voient leurs fluctuations de pression diminuées de façon plus importante sous CI ou $CR1$.

4.1.3.3. Distributions de la fluctuation des pressions

Huit classes de fluctuation de pression ont été différenciées. Sous chaque mode de contrôle et pour les neuf secteurs, les pourcentages de répartition des ΔP dans chaque classe ont été calculés. Les résultats sont présentés à la Figure 4-5.

C'est la classe de 0 à 0,25 m qui présente le pourcentage de répartition le plus élevé. En effet, avec un pas de temps de 15 minutes, il est plus fréquent d'observer des comportements de consommations successifs relativement similaires, en particulier dans le cas du Secteur 1, qui présente une demande en eau élevée et un patron de consommation à faible variation. Cette classe présente un pourcentage de répartition plus élevé lorsqu'on passe, pour le contrôle des secteurs, du CF ou CBT à $CR2$, $CR1$ et finalement CI . On en déduit que les modes de contrôle actifs ($CR1$, $CR2$ et CI) atténuent les fluctuations de pression en comparaison avec CBT et CF .

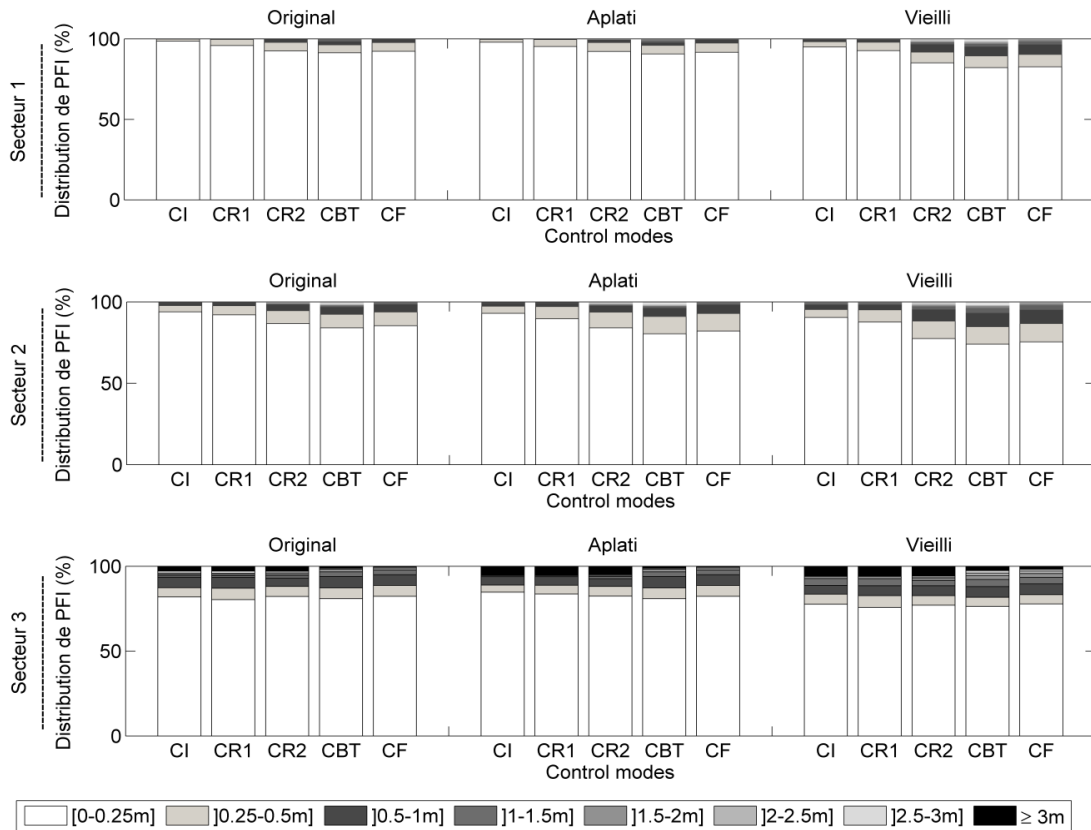


Figure 4-5. Répartition des fluctuations de pression

Il ressort aussi de la Figure 4-5 que les secteurs aplatis présentent des distributions similaires à celles des secteurs originaux. En effet, aucune différence supérieure à 4% n'a été constatée entre les distributions obtenues sous le même mode de contrôle pour les trois secteurs considérés et pour les deux types de réseau.

Pour les Secteurs 1 et 2, les pourcentages de répartition de ΔP supérieurs à 2 m représentent moins de 2,5% pour tous les modes de contrôle, et moins de 0,4% dans les cas de *IC* et *CR1*. Par contre, le Secteur 3 présente des pourcentages de répartition non nuls pour les classes de ΔP supérieures à 2 m et cela même en opérant sous les modes de contrôle actifs. Pour ce secteur, l'écart-type de la consommation représente 55% de la consommation moyenne (voir Tableau 3-2) et le patron moyen de la consommation journalière présente des pointes importantes (voir Figure 4-3). Pour faire face aux fortes fluctuations de la demande en eau et afin de stabiliser la pression au nœud critique, l'ajustement de la pression est effectué en permanence à l'entrée du Secteur 3. Les fortes variations de la pression à l'entrée peuvent occasionner de fortes fluctuations de la pression en certains nœuds du réseau.

Le vieillissement des secteurs cause la dégradation des performances des modes de contrôle en matière de fluctuations de pression. En effet, les pourcentages de répartition des ΔP diffèrent de ceux des secteurs originaux. La proportion des fluctuations inférieures à 0,25 m, pour les trois secteurs, a été réduite d'en moyenne 3,45, 3,82, 6,66, 7,18 et 7,40% respectivement pour *CI*, *CR1*, *CR2*, *CBT* et *CF*, pour les réseaux vieillis par rapport aux réseaux originaux. Cependant, les résultats révèlent les avantages d'opérer les secteurs sous des modes de contrôle actifs lorsque l'état du réseau se dégrade. En effet, la différence entre *CI/CR1/CR2* et *CBT/CF* est plus marquée pour les secteurs vieillis que pour les secteurs originaux.

4.1.4. Conclusion

Les résultats présentés fournissent des lignes directrices pour le choix du mode de contrôle de la pression le plus approprié pour un RDEP spécifique. Le meilleur mode de contrôle est celui qui présente une *LRR* élevée, une *PFI* faible et un pourcentage élevé de ΔP dans les faibles classes.

L'analyse a montré que :

1. le choix du mode de contrôle le plus approprié dépend des caractéristiques du réseau (configuration, différence d'élévation entre les nœuds, rugosité des conduites, etc.) et du comportement de la consommation (patron de consommation);
2. le *CI* permet de réduire le taux de fuite et d'atténuer les fluctuations de la pression, tout comme le *CR*;
3. les réseaux qui présentent des fortes différences d'élévation avantagent moins *CR* et *CI* face à *CBT* et *CF*;
4. le vieillissement des réseaux (augmentation de la rugosité des conduites) engendre l'augmentation des bénéfices des CM actifs par rapport aux CM passifs.

4.2. Objectif 2 : Comparaison des performances des modèles univariés des séries temporelles pour la prédiction à court terme de la demande en eau

Ces dernières années, l'intérêt du contrôle prédictif a commencé à prendre de l'ampleur dans divers secteurs de gestion des infrastructures (p.ex. réseaux d'assainissement, Duchesne *et al.*, 2003; réseaux de distribution de l'électricité, Tan *et al.*, 2010) et notamment dans le secteur de distribution de l'eau potable (Puleo, 2014). Or il est indispensable d'intégrer un modèle de prédiction à l'outil de contrôle pour obtenir un outil de contrôle en temps réel qui soit prédictif.

Dans cette partie, on s'intéresse à la comparaison des prédictions, à court terme, issues de deux types de modèles univariés des séries temporelles. Les informations météorologiques ne sont pas prises en compte dans ces modèles; c'est seulement la série temporelle des demandes en eau qui est utilisée comme variable d'entrée. En effet, Alvisi *et al.* (2007) et Bakker *et al.* (2013) admettent que les conditions climatiques sont implicitement prises en compte dans les enregistrements antérieurs de consommation et cela notamment lorsque le pas de temps considéré est faible (15 min dans notre cas).

On compare dans cette section les performances des prédictions de la demande en eau issues des modèles sélectionnés et on évalue les incertitudes liées à ces prédictions. Les prévisions sont effectuées au pas de temps de 15 min pour huit horizons de prédiction (d'une durée variant de 15 min à 24 h). Deux jeux de données réelles (Secteurs 4 et 5 décrits à la section 3.1) ont servi pour cette application. Le but consiste à estimer les erreurs et les incertitudes qu'un module de prédiction pourrait apporter dans un outil de CTR prédictif.

4.2.1. Méthodologie

4.2.1.1. Modèles de prédiction

Les modèles sélectionnés pour la comparaison sont le modèle FAF (*Fully Adaptive Forecasting model*), proposé par Bakker *et al.* (2013), et le modèle ARIMA (*Auto-Regressive Integrated Moving Average model*) (Box & Jenkins, 1976). ARIMA est un modèle d'analyse de séries temporelles, largement employé pour l'analyse et la prévision des données de séries temporelles univariées. Il a été appliqué pour une large gamme de pas de prévision (heure(s), jour(s), semaine(s), etc.) et pour différents horizons de prédiction. ARIMA présente des bons résultats dans diverses études (Adamowski, 2008; Bougadis *et al.*, 2005; Caiado, 2010; Ghiassi *et al.*, 2008; Tan *et al.*, 2010; Tiwari & Adamowski, 2013; Yang *et al.*, 2013) et il semble convenir pour la prévision à court terme des consommations en eau (Tiwari & Adamowski, 2013). FAF est un modèle heuristique de prévision entièrement adaptatif. Il a été conçu pour effectuer des prévisions de la demande en eau au pas de temps de 15 min et pour un horizon de 24 h. Le modèle a donné de bons résultats (Bakker *et al.*, 2013).

Le pas de temps de la prédiction adopté est égal à 15 min et les huit horizons de prédiction qui ont été pris en compte ont des durées de 15 min, 30 min, 45 min, 1 h, 2 h, 6 h, 12 h et 24 h. Les modèles employés sont décrits dans les sections ici-bas.

4.2.1.1.1. Modèle ARIMA

Les modèles ARIMA exigent que la série traitée soit stationnaire, ce qui signifie que la série présente à la fois une moyenne, une variance et une autocorrélation constantes au cours du temps (Box & Jenkins, 1976). Il est possible de traiter une série chronologique non stationnaire mais dont la tendance est éliminée par différenciations successives. Dans le cas des enregistrements de consommation d'eau, une unique différenciation du jeu de données est généralement suffisante pour satisfaire cette condition de stationnarité. Le modèle ARIMA est décrit à l'Équation 9.

$$C_t = C_{t-1} + \sum_{j=1}^{p_1} (\gamma_j W_{t-j}) - \sum_{j=1}^{p_2} (\theta_j \varepsilon_{t-j}) + \varepsilon_t \quad \text{Eq.9}$$

avec : C_t = la valeur prédite au pas de temps t ; C_{t-1} = la valeur observée de la série temporelle au pas de temps $t-1$; la première somme = un modèle autorégressif (AR) d'ordre p_1 ; la seconde somme = un modèle de moyenne mobile (MA) d'ordre p_2 ; W = la série différenciée des C ; γ_j et θ_j = les paramètres à caler des modèles AR et MA respectivement; et ε_t = une perturbation aléatoire ou un bruit blanc.

Le modèle est appelé ARIMA(p_1, d, p_2), où d représente l'ordre de différenciation du jeu de données d'origine et les paramètres p_1 et p_2 sont estimés à la suite de la préanalyse du jeu de données.

- **Modèle SARIMA**

Dans le cas où la série temporelle présente un comportement saisonnier, d'une périodicité S , l'utilisation du modèle ARIMA saisonnier (SARIMA) est plus convenable et précise (Arandia *et al.*, 2015; Yang *et al.*, 2013). Le modèle est alors noté SARIMA(p_1, d, p_2)(P_1, D, P_2) $_S$, où p_1 et P_1 sont respectivement les ordres non saisonnier et saisonnier de l'AR, d et D sont respectivement les ordres de différenciation non saisonnier et saisonnier, p_2 et P_2 sont respectivement les ordres non saisonnier et saisonnier de la MA, et S la période pour le modèle saisonnier (Arandia *et al.*, 2015; Box & Jenkins, 1976; Shumway & Stoffer, 2006).

La préanalyse des données est importante pour estimer les paramètres des modèles ARIMA et SARIMA. Ce sont la fonction d'autocorrélation (ACF) et la fonction d'autocorrélation partielle (PACF), telles que définies par Box & Jenkins (1976), qui permettent d'identifier le modèle de

série chronologique le plus approprié pour un jeu de données (Arandia *et al.*, 2015; Yang *et al.*, 2013). Lorsqu'une saisonnalité existe dans la série, les ACF et PACF présenteront des coefficients assez importants pour de nombreuses périodes saisonnières.

4.2.1.1.2. **Modèle FAF**

Le modèle heuristique de Bakker *et al.* (2013) combine l'estimation moyenne journalière de la demande en eau avec le patron de la consommation de demande pour fournir des prévisions au pas de temps de 15 min pour les prochaines 24 h. Il analyse les séries de données pour définir deux types de facteurs spécifiques :

- $f_{dotw,typ,j}$, qui est le facteur de la consommation moyenne du j^e type de jours (sept jours ordinaires de la semaine et les jours particuliers de l'année);
- $f_{qtr,typ,j,i}$, qui est le facteur du i^e pas de temps de 15 min du patron de consommation et correspondant au j^e type de jours.

Le modèle se réfère à un calendrier préétabli pour identifier le type de jour et ainsi déterminer les coefficients qui serviront dans l'estimation de la consommation.

Les principales étapes du modèle sont résumées aux Équations 10 à 13. La méthode est la suivante : au début, le modèle estime les facteurs ($f_{dotw,typ,j-x}$ et $f_{qtr,typ,j-x,i}$) correspondant à la période prédite à partir des enregistrements des débits aux pas de 15 min ($Q_{i,j-x}$) et des débits journaliers moyens ($Q_{avg,j-x}$) selon les Équations 10 et 11 (on désigne par $j-x$ les jours de type j qui précèdent la journée à prédire). Par la suite, la demande moyenne pour le jour j ($Q_{avg,j}$) est estimée, comme présenté à l'Équation 12, sur la base des demandes normalisées des deux jours précédents (Q_{j-1} et Q_{j-2} divisées par les facteurs types du jour respectif), en donnant quatre fois plus de poids au jour $j-1$ qu'au jour $j-2$ (constantes de pondération définies à 0,8 et 0,2 respectivement pour Q_{j-1} et Q_{j-2}) et en multipliant par le facteur type du jour ($f_{dotw,typ,j}$) correspondant. Finalement, les prédictions pour les prochaines 24 h au pas de temps de 15 min ($Q_{i,j}$) sont obtenues, comme présenté dans l'Équation 13, en multipliant la demande moyenne du jour j ($Q_{avg,j}$) par les facteurs du patron de consommation de 15 min typique ($f_{qtr,typ,i,j}$) correspondant. À chaque pas de temps, un ensemble de 96 valeurs est obtenu (pour couvrir 24 h avec des pas de temps de 15 min).

$$f_{qtr,typj,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{Q_{i,j}}{\frac{1}{96} \sum_{j=1}^{96} Q_{i,j}}; \quad \text{Eq.10}$$

$$f_{dotw,typj} = \frac{\frac{1}{m} \sum_{j=1}^m Q_{avg,typj}}{\frac{1}{7 \cdot m} \sum_{j=1}^{7 \cdot m} Q_{avg,allj}}; \quad \text{Eq.11}$$

avec $n = 5$ et $m = 10$; $Q_{i,j}$ correspond au débit au jour j et à la i^e période de 15 min de la journée; et $Q_{avg,j}$ correspond au débit moyen du jour j .

$$Q_{avg,j} = \left(0,8 \frac{Q_{avg,j-1}}{f_{dotw,typj-1}} + 0,2 \frac{Q_{avg,j-2}}{f_{dotw,typj-2}} \right) * f_{dotw,typj}; \quad \text{Eq.12}$$

$$Q_{i,j} = Q_{avg,j} * f_{qtr,typj,i}; \quad \text{Eq.13}$$

4.2.1.2. Incertitudes sur les prédictions

4.2.1.2.1. Modèles ARIMA/SARIMA

Les modèles ARIMA et SARIMA permettent d'obtenir, à chaque pas de temps t , des prédictions à différents horizons $\hat{C}_t(l)$. Dans notre cas, l varie entre 15 min et 24 h. Les modèles fournissent aussi les intervalles de confiance des prévisions pour les différents horizons considérés. L'intervalle de confiance au niveau $(1 - \alpha)$ de la demande C_{t+l} peut être calculé selon l'Équation 14, comme mentionné dans Box & Jenkins (1976).

$$\hat{C}_t(l) = \hat{C}_t(l) \pm u_{\alpha/2} \left(1 + \sum_{j=1}^{l-1} \Psi_j^2 \right)^{1/2} s_\alpha; \quad \text{Eq.14}$$

avec : $u_{\alpha/2}$ = quantile d'ordre $\alpha/2$ de la distribution normale centrée réduite; Ψ_j = poids détaillés dans Box & Jenkins (1976); et s_α = estimateur de la variance de l'erreur de prédiction (σ_a^2).

Dans ce qui suit, les bandes d'incertitude seront présentées pour l'intervalle de confiance à 95%, c'est-à-dire avec $u_{\alpha/2} = 1,96$.

4.2.1.2.2. Modèle FAF révisé

Dans le but de pouvoir générer un ensemble de prédictions et donc évaluer les incertitudes, le modèle FAF a été révisé, en modifiant la manière de calculer les facteurs spécifiques. Dans la description du modèle FAF de Bakker *et al.* (2013), le calcul des facteurs spécifiques nécessite, à chaque pas de temps, les données des 10 dernières journées similaires pour déterminer $f_{dotw,typ,j}$ et des 5 dernières données aux 15 min similaires (en termes de type de journée et du moment de la journée) pour déterminer $f_{qtr,typ,j,i}$. La méthode révisée dans cette thèse pour évaluer l'incertitude sur les prévisions s'inspire du modèle original, mais exploite l'ensemble de la base des données fournie au lieu de se limiter aux dernières valeurs. Concrètement, la base de données est échantillonnée aléatoirement, avec le même nombre de valeurs m et n , en considérant le même j^e type de jour et/ou la même i^e période de 15 min du patron de consommation, pour estimer $f_{dotw,typ,j}$ et $f_{dotw,typ,j,i}$. Pour le reste des étapes, la même méthode que celle décrite précédemment (soit celle de Bakker *et al.*, 2013) a été suivie pour obtenir les prédictions $Q_{i,j}$.

Pour obtenir l'ensemble des valeurs possibles et générer l'intervalle d'incertitude, cette sélection aléatoire a été réalisée 10^4 fois. Ainsi, une plage de valeurs potentielles a été obtenue plutôt qu'une valeur unique. De ce fait, nous passons d'un modèle déterministe à un modèle probabiliste. Pour ce modèle également, les intervalles de confiance à 95% seront présentés.

4.2.2. Mesures de performance

Deux sortes d'évaluation ont été effectuées. Il s'agit de comparer les performances des modèles en confrontant les prédictions aux observations, d'une part sans tenir compte des incertitudes et, d'autre part, en tenant compte des incertitudes des prévisions.

4.2.2.1. Performance des modèles de prédiction

Les indices retenus pour évaluer les performances des modèles sont présentés au Tableau 4-1. Ils sont couramment employés dans les études portant sur la prédiction à court terme (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2013; Tan *et al.*, 2010). Il s'agit de la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne relative (*RRMSE*), du critère de Nash-Sutcliffe (*E*) et du pourcentage de la moyenne des erreurs absolues (*MAPE*).

Tableau 4-1. Indices de performance

Indicateurs	Formulation mathématique	Intervalles des valeurs	Meilleure valeur à obtenir
RRMSE	$\frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N (C_t - \hat{C}_t)^2}}{\bar{C}} 100\%$	$[0, +\infty[$	0
E	$1 - \frac{\sum_{t=1}^N (C_t - \hat{C}_t)^2}{\sum_{t=1}^N (C_t - \bar{C})^2}$	$] -\infty, 1]$	1
MAPE	$\frac{100}{N} \sum_{t=1}^N \left \frac{C_t - \hat{C}_t}{C_t} \right $	$[0, +\infty[$	0

avec : N = nombre total de valeurs prédites, C_t = valeur prédite à l'instant t , \hat{C}_t = valeur observée à l'instant t et \bar{C} = moyenne des valeurs observées.

Le test de Mann & Whitney (1947) a aussi été retenu et adapté pour évaluer les performances des modèles. Ce test considère les résidus entre les valeurs observées et prédites ($R = |C - \hat{C}|$) issues de chaque modèle de prédiction et pour l'ensemble des horizons de prédiction considérés. La comparaison des modèles i et j se fait par le calcul d'un terme U qui réfère à la portion de résidus R_i qui dépasse R_j . Trois conclusions peuvent être tirées de ce test :

- $U > 0,5$ alors $R_i > R_j$ et, dans ce cas, le modèle i est moins fiable que le modèle j ;
- $U < 0,5$ alors $R_i < R_j$ et, dans ce cas, le modèle i est plus fiable que le modèle j ;
- $U = 0,5$ alors $R_i = R_j$, et, dans ce cas, il n'est pas possible de distinguer entre les deux modèles i et j . Le même rang est attribué aux deux modèles mais cela ne signifie pas nécessairement qu'ils sont identiques (Weigel & Mason, 2011).

4.2.2.2. Performance en tenant compte des incertitudes sur les prédictions

Les incertitudes sur les prédictions se traduisent par une bande incluant l'ensemble des valeurs probables (i.e. intervalle de confiance). Trois indicateurs ont été retenus pour évaluer l'incertitude issue des modèles de prédiction (Tiwari and Adamowski (2015a); (Zhang *et al.*, 2009), soit le pourcentage de couverture des observations (POC), la largeur moyenne des intervalles de confiance (AW) et l'écart-type des intervalles de confiance. Ils sont calculés suivant les Équations 15, 16 et 17, respectivement.

$$POC = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_i ; \quad \text{Eq.15}$$

avec : $\varepsilon_i = 1$ si l'observation est incluse dans l'intervalle de confiance et $\varepsilon_i = 0$ sinon; et N = le nombre total de valeurs prédites.

$$AW = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (U_{Bi} - L_{Bi}); \quad \text{Eq.16}$$

avec U_{Bi} et L_{Bi} = respectivement, la limite supérieure et la limite inférieure de l'intervalle de confiance au pas de temps i .

$$stdW = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (W - \bar{W})^2 \right)^{0.5}; \quad \text{Eq.17}$$

avec W = l'écart ($U_{Bi} - L_{Bi}$) et \bar{W} = moyenne des écarts.

4.2.3. Base de données

Deux jeux de données au pas de temps de 15 min, de deux secteurs de consommation distincts de la province de Québec, ont été considérés. Ce sont les données de la consommation totale des Secteurs 4 et 5 décrits au Tableau 3-1.

Les données du Secteur 4 couvrent une période de 22 mois et présentent la quantité totale d'eau fournie à ce secteur de consommation. La consommation moyenne est d'environ 887 m³/j avec un écart-type d'environ 311 m³/j. Pour le Secteur 5, les données s'étalent sur une période de cinq ans (2009-2013) et présentent les enregistrements de la quantité totale d'eau potable produite par l'usine de traitement. La consommation moyenne enregistrée est d'environ 14 560 m³/j avec un écart-type d'environ 3 090 m³/j.

Les données ont été divisées en :

- i. un échantillon permettant l'estimation des modèles ARIMA et SARIMA. Il s'agit de la période qui s'étale entre septembre 2012 et décembre 2013 pour le Secteur 4 et des quatre premières années (2009-2012) pour le Secteur 5;
- ii. un échantillon pour évaluer la précision des prévisions issues des modèles. Il s'agit des deux derniers mois (1^{er} janvier 2014 au 9 mars 2014) pour le Secteur 4 et de la cinquième année de la série disponible pour le Secteur 5.

Pour le modèle FAF, le calcul des coefficients se fait de façon dynamique et nécessite d'aller chercher, dans toute la période qui précède l'instant de la prédiction, des données avec un nombre de critères définis (un type de jour j , une valeur aux 15 min du patron de consommation i et, s'il y a lieu, une période de consommation s). Il est aussi important pour ces modèles de distinguer le type de jour selon un calendrier prédéfini.

Dans la province de Québec, les jours fériés sont le Nouvel An, les jours du Vendredi saint au lundi de Pâques, la Journée nationale des patriotes, la Saint-Jean-Baptiste, la Fête du Canada, la Fête du Travail, l'Action de grâce et Noël. Cette distinction est respectée pour le cas du Secteur 5 (longue série de données), mais comme la série des données du Secteur 4 est plus courte et que l'échantillon d'apprentissage ne couvre que 15 mois, uniquement les jours ordinaires de l'année sont considérés pour cette dernière série.

4.2.4. Estimation des modèles ARIMA/SARIMA

Il s'agit de déterminer les paramètres p_1 , d et p_2 du modèle $ARIMA(p_1, d, p_2)$ et les paramètres p_1 , d , p_2 , P_1 , D , P_2 et S du modèle $SARIMA(p_1, d, p_2) (P_1, D, P_2)_S$. Le choix se fait suivant les fonctions ACF et PACF qui sont, respectivement, les fonctions d'autocorrélation et d'autocorrélation partielle.

Dans les deux cas étudiés, les ACF présentent une décroissance faible pour les premières dizaines de rangs (le rang signifie « *Lag* ») et des faibles variations entre les rangs successifs. Les PACF présentent une pointe importante dans les premiers rangs et une coupure à 0 après les rangs 17 et 25, respectivement, pour les Secteurs 4 et 5. Ces observations suggèrent un processus non stationnaire pour les deux jeux de données.

Un exemple d'ACF pour 672 rangs (données aux 15 min) est présenté à la Figure 4-6 pour les quatre premières années d'enregistrement pour le Secteur 5 (la figure d'ACF pour le Secteur 4 est présentée en Annexe II). Le comportement périodique de la consommation d'eau ressort de cette analyse. En effet, il y a bien un cycle de valeurs positives suivies de valeurs négatives tous les 96 rangs et il y a donc bien une corrélation entre les données brutes.

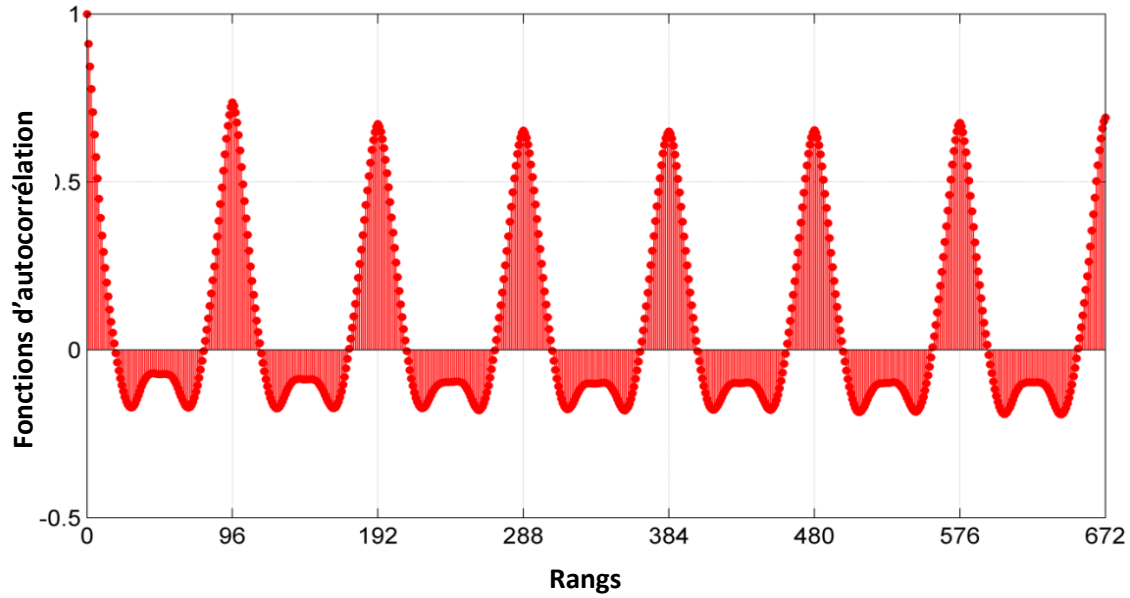


Figure 4-6. ACF pour une semaine type de l'échantillon d'estimation du Secteur 5

À la suite du processus de différenciation, la tendance est éliminée; les données ne sont plus corrélées et sont donc transformées en séries stationnaires. Les ACF, dans ce cas, tendent plus rapidement vers une valeur proche de zéro.

Divers ordres de modèles ont été testés pour les processus AR et MA (voir résultats en Annexe II). Le comportement périodique de la demande en eau a également été pris en considération et la saisonnalité a été ajoutée au modèle ARIMA (ordres multiples de 96). Le choix du modèle adéquat, notamment pour le Secteur 4, n'était pas évident puisque plusieurs coefficients significativement non nuls sont présents pour différents rangs. À la suite de la comparaison des modèles, ce sont les modèles ARIMA(2,1,1) et SARIMA(2,1,1)(2,1,1)₉₆ qui ont été retenus pour les deux secteurs. Pour le modèle SARIMA sélectionné, les données à $t-96$ (un jour avant) et $t-192$ (deux jours avant) sont considérées dans la prédiction.

4.2.5. Résultats et discussion

4.2.5.1. Comparaison des résultats des prédictions

- **Indicateurs statistiques**

Les indices *RRMSE*, *MAPE* et *E* sont présentés respectivement pour le Secteur 4 et le Secteur 5 aux Tableaux 4-2 et 4-3. On constate que les modèles présentent une baisse de performance (i.e. une augmentation de *RRMSE* et *MAPE* et une baisse de *E*) lorsque l'horizon de prédiction considéré augmente et que cette baisse est légère pour le modèle FAF. La stabilité observée

pour ce modèle peut s'expliquer par la prise en considération des patrons de consommations lors de la réalisation des prédictions.

Tableau 4-2. Performance des modèles de prédiction pour les différents horizons de prédiction considérés, cas du Secteur 4

		Horizons de prédiction							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
RRMSE	ARIMA	18,47	19,05	20,76	22,93	31,07	53,96	56,96	27,50
	SARIMA	22,46	22,78	23,45	24,10	26,37	29,81	31,24	38,64
	FAF	19,42	19,42	19,45	19,49	19,57	19,76	19,96	20,32
MAPE	ARIMA	13,78	14,31	16,27	18,62	27,86	58,07	66,44	21,46
	SARIMA	16,32	17,31	17,62	18,12	19,34	20,87	16,56	26,15
	FAF	13,97	13,96	13,99	14,01	14,08	14,24	14,40	14,59
E	ARIMA	0,735	0,718	0,665	0,592	0,250	-1,263	-1,521	0,412
	SARIMA	0,608	0,597	0,573	0,549	0,460	0,310	0,242	-0,160
	FAF	0,707	0,707	0,706	0,705	0,702	0,697	0,690	0,679

Tableau 4-3. Performance des modèles de prédiction pour les différents horizons de prédiction considérés, cas du Secteur 5

		Horizons de prédiction							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
RRMSE	ARIMA	7,88	10,29	12,45	14,37	21,15	34,45	35,29	26,71
	SARIMA	9,37	11,53	13,11	14,30	16,87	17,90	17,96	22,23
	FAF	10,68	10,72	10,76	10,79	10,84	10,91	10,95	11,09
MAPE	ARIMA	5,16	7,11	8,96	10,70	17,27	32,21	32,09	18,69
	SARIMA	5,89	7,07	8,61	9,54	12,14	14,59	14,83	18,35
	FAF	7,80	7,83	7,85	7,87	7,90	7,95	7,98	8,07
E	ARIMA	0,862	0,765	0,656	0,541	0,006	-1,638	-1,766	-0,598
	SARIMA	0,805	0,705	0,618	0,546	0,367	0,288	0,283	-0,097
	FAF	0,747	0,745	0,743	0,742	0,739	0,736	0,733	0,727

On constate que tous les indicateurs statistiques sont meilleurs pour le Secteur 5 que pour le Secteur 4. D'une part, le Secteur 4 présente une série de débits avec de fortes fluctuations, ce qui peut altérer les performances de la prédiction, et, d'autre part, on peut penser, comme suggéré par Bakker *et al.* (2013), que la performance des prévisions de la demande en eau dépend de la taille de la zone. En effet, lorsque la taille de la zone augmente, la consommation augmente également et ses fluctuations sont généralement atténuées. Ainsi, les modèles de séries chronologiques seront généralement plus performants pour des zones plus vastes.

En comparant SARIMA et ARIMA, on constate que le modèle SARIMA est moins performant pour les horizons de prédiction les plus faibles (moins de 1 h) et en particulier dans le cas du Secteur 4. L'impact de la composante de saisonnalité n'apparaît que pour les horizons de prédiction supérieurs à 1 h (mais inférieurs à 24 h) pour le Secteur 4 et supérieurs à 45 min pour le Secteur 5. Les demandes en eau dans une même heure sont peu variables et l'intégration de la saisonnalité nécessite de chercher des demandes à des cycles précédents ($t-92$ et $t-192$), ce qui peut ajouter de la variabilité et dégrader la qualité de la prédiction avec SARIMA par rapport à ARIMA. Par contre, pour des prévisions au-delà de 45 min ou 1 h (selon le réseau), il y a un avantage à aller chercher de l'information plus tôt dans la base de données, avec SARIMA, ce qui explique que les prédictions de SARIMA sont meilleures que celles d'ARIMA pour de plus longs horizons. ARIMA semble également bien prédire l'horizon 24 h, mais ce n'est que grâce au comportement cyclique de la demande en eau.

Pour les horizons de prédiction courts, c'est le modèle ARIMA qui présente les meilleures performances. Toutefois, ARIMA et SARIMA sont dépassés par le modèle FAF au-delà de l'horizon de prédiction de 30 min pour les deux secteurs. Les prédictions avec ARIMA/SARIMA divergent rapidement des observations pour les horizons élevés (dans le cas d'ARIMA plus que SARIMA). Par contre, FAF, qui prend en considération les patrons de consommations lors de la prédiction, est capable de bien prédire la variation de la demande pour des horizons les plus élevés.

- **Test de Mann-Whitney**

Les résultats de la comparaison des modèles de prédiction avec le test de Mann-Whitney sont présentés au Tableau 4-4. Le test compare deux à deux les modèles testés en termes de résidus entre demande prédite et demande observée. Ce test ne quantifie pas les résidus pour chaque

modèle, mais se contente de classer les résidus et d'indiquer le modèle qui en présente la plus grande proportion.

Tableau 4-4. Résultats du test de Mann-Whitney (*U*)

Ville	Modèles comparés	Horizons de prédiction							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
Secteur 4									
	ARIMA vs SARIMA	0,44	0,45	0,48	0,52	0,61	0,73	0,81	0,37
	ARIMA vs FAF	0,49	0,51	0,54	0,58	0,68	0,81	0,87	0,58
	SARIMA vs FAF	0,54	0,55	0,55	0,55	0,56	0,56	0,56	0,55
Secteur 5									
	ARIMA vs SARIMA	0,48	0,52	0,55	0,57	0,64	0,74	0,76	0,50
	ARIMA vs FAF	0,35	0,44	0,51	0,57	0,70	0,83	0,85	0,67
	SARIMA vs FAF	0,37	0,43	0,46	0,50	0,57	0,63	0,63	0,66

Les résultats indiquent que le modèle SARIMA performe mieux que le modèle ARIMA pour les horizons de prédiction élevés (i.e. supérieurs à 45 min pour le Secteur 4 et à 15 min pour le Secteur 5). Il ressort aussi que les performances de FAF sont meilleures que celles d'ARIMA au-delà des horizons 15 min et 30 min respectivement pour le Secteur 4 et le Secteur 5.

À l'issue de cette comparaison :

- pour les faibles horizons de prédiction, les modèles ARIMA/SARIMA sont à retenir;
- le modèle FAF est le plus performant pour les horizons de prédiction élevés et il présente une bonne stabilité de la prédiction de la demande.

Pour la suite des analyses, ARIMA est retenu dans le cas du Secteur 4 et SARIMA est retenu dans le cas du Secteur 5.

4.2.5.2. Évaluation des incertitudes liées aux prévisions

Le modèle FAF présenté dans cette section est le modèle modifié pour qu'il puisse fournir l'incertitude sur la prédiction. Les intervalles de confiance à 95 % sont obtenus pour les deux secteurs et les huit horizons de prédiction étudiés. Les indices pour la comparaison des intervalles de confiance, décrits à la section 4.2.2.2, sont présentés aux Tableaux 4-5 et 4-6 pour

le Secteur 4 et le Secteur 5 respectivement. Rappelons que les approches utilisées pour estimer les intervalles de confiance issues des deux modèles de prédiction de la demande en eau sont différentes (approche asymptotique pour ARIMA et échantillonnage aléatoire pour FAF).

Tableau 4-5. Comparaison des intervalles de confiance à 95% pour les modèles FAF et ARIMA, Secteur 4

Horizons de prédiction	POC (%)		AW (m ³ /j)		stdW(m ³ /j)	
	ARIMA	FAF	ARIMA	FAF	ARIMA	FAF
15 min	93,70	63,73	6,00 10 ²	2,63 10 ²	1,49 10 ²	0,93 10 ²
30 min	93,89	63,76	6,22 10 ²	2,63 10 ²	1,49 10 ²	0,93 10 ²
45 min	93,72	63,69	6,86 10 ²	2,63 10 ²	1,57 10 ²	0,93 10 ²
1 h	93,40	63,55	7,51 10 ²	2,63 10 ²	1,59 10 ²	0,93 10 ²
2 h	90,38	63,69	9,23 10 ²	2,64 10 ²	1,78 10 ²	0,94 10 ²
6 h	84,44	63,51	1,42 10 ³	2,66 10 ²	2,52 10 ²	0,94 10 ²
12 h	97,82	63,81	1,94 10 ³	2,69 10 ²	3,38 10 ²	0,95 10 ²
24 h	99,78	64,02	2,69 10 ³	2,70 10 ²	4,76 10 ²	0,94 10 ²

Tableau 4-6. Comparaison des intervalles de confiance à 95% pour les modèles FAF et SARIMA, Secteur 5

Horizons de prédiction	POC (%)		AW (m ³ /j)		stdW(m ³ /j)	
	SARIMA	FAF	SARIMA	FAF	SARIMA	FAF
15 min	92,97	83,17	5,28 10 ³	4,88 10 ³	1,00 10 ³	1,34 10 ³
30 min	92,06	83,39	6,53 10 ³	4,92 10 ³	1,21 10 ³	1,35 10 ³
45 min	91,74	83,56	7,44 10 ³	4,96 10 ³	1,48 10 ³	1,36 10 ³
1 h	92,24	83,88	8,27 10 ³	5,01 10 ³	1,72 10 ³	1,37 10 ³
2 h	95,15	84,91	1,10 10 ⁴	5,17 10 ³	2,54 10 ³	1,39 10 ³
6 h	99,05	88,98	1,81 10 ⁴	5,74 10 ³	4,76 10 ³	1,49 10 ³
12 h	99,57	92,31	2,52 10 ⁴	6,35 10 ³	6,99 10 ³	1,51 10 ³
24 h	99,63	92,75	3,54 10 ⁴	6,67 10 ³	1,02 10 ⁴	1,38 10 ³

En termes de POC, les modèles ARIMA et SARIMA donnent de meilleurs résultats que le modèle FAF. En effet, en moyenne sur les huit horizons de prédiction, ARIMA donne un POC moyen de 93% contre 63% avec FAF, pour le Secteur 4, et SARIMA donne un POC moyen de 95% contre 67% avec FAF, pour le Secteur 5.

Cependant, le modèle FAF présente, dans les deux cas, les intervalles de confiance les plus étroits (AW) et qui demeurent stables entre les différents horizons de prédiction (AW moyenne égale à 265 m³/j pour le Secteur 4 et à 5463 m³/j pour le Secteur 5). Pour ARIMA (Tableau 4-5), ainsi que pour SARIMA (Tableau 4-6), la largeur de l'intervalle de confiance augmente avec les horizons de prédiction et dépasse l'écart-type des deux jeux de données (voir Tableau 3-1). Une grande incertitude est donc associée aux résultats de ces derniers modèles, notamment pour les horizons de prédiction élevés.

Les résultats pour l'écart-type des intervalles de confiance (stdW) montrent aussi une stabilité à travers les horizons de prédiction de la performance du modèle FAF par rapport au modèle ARIMA/SARIMA. Les valeurs de stdW sont plus faibles dans le cas de FAF.

Des exemples d'intervalles de confiance issus des deux modèles comparés ainsi que les séries observées sont présentés pour chaque secteur aux Figures 4.7 et 4.8 respectivement pour une semaine typique. Les deux figures illustrent bien l'incertitude croissante de la prédiction des modèles ARIMA et SARIMA avec l'augmentation des horizons de prédiction. De plus, les valeurs négatives qui apparaissent ne conviennent pas pour des demandes en eau. Les simulations effectuées avec le modèle FAF génèrent des intervalles de confiance étroits qui suivent la dynamique de la demande en eau pour l'ensemble des horizons de prédiction, mais ne sont pas toujours en mesure de couvrir les observations.

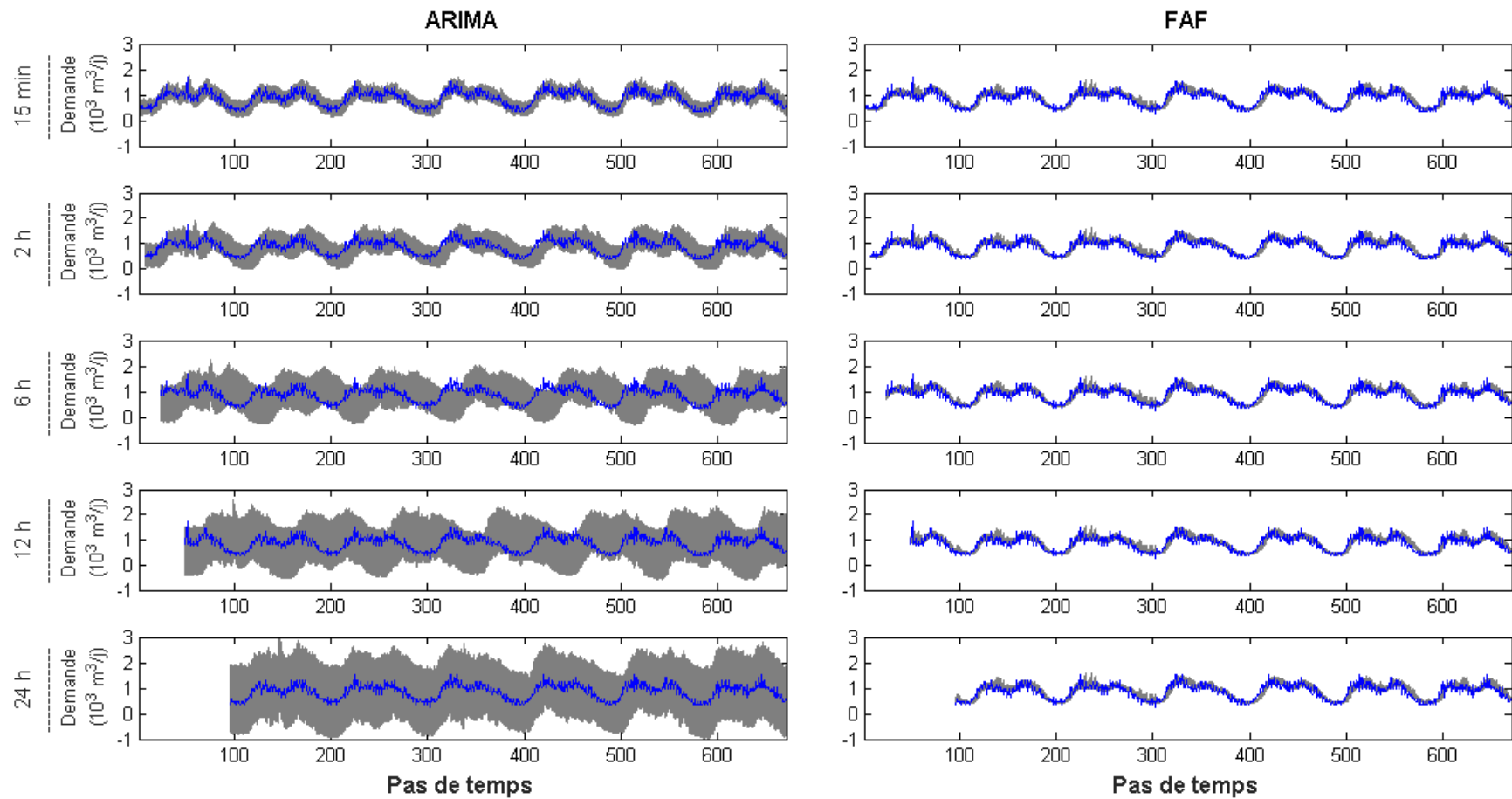


Figure 4-7. Incertitudes des prévisions de la demande en eau issues des modèles ARIMA et FAF, pour la 8^e semaine de l'année 2014, pour des horizons de prédiction de 15 min à 24 h (courbes bleues : observations; bandes grises : intervalles de confiance à 95%), cas du Secteur 4

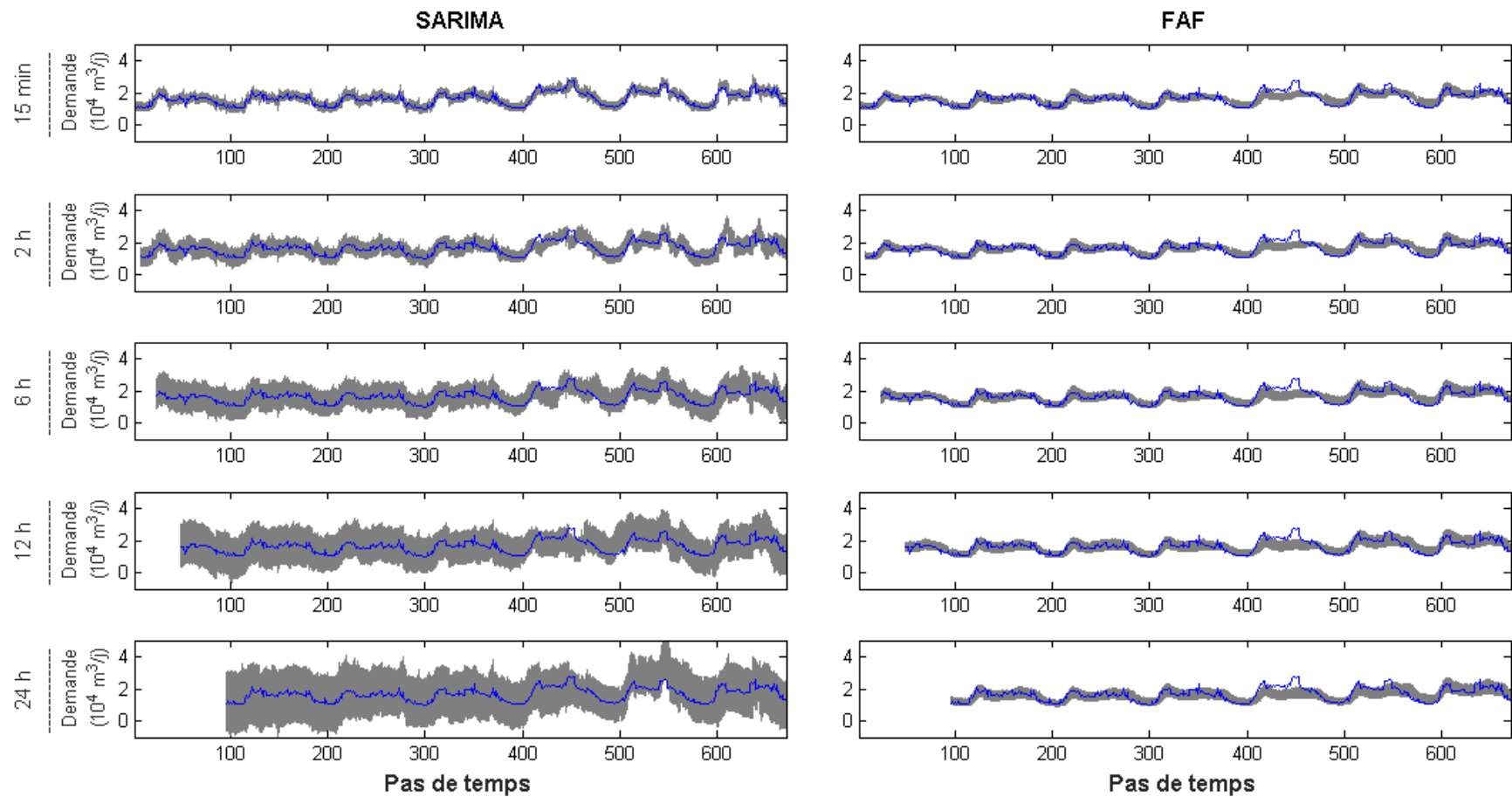


Figure 4-8. Incertitudes des prévisions de la demande en eau issues des modèles SARIMA et FAF, pour la 18^e semaine de l'année 2013, pour des horizons de prédiction de 15 min à 24 h (courbes bleues : observations; bandes grises : intervalles de confiance à 95%), cas du Secteur 5.

4.2.6. Conclusions

Les résultats présentés fournissent les performances des modèles pour prédire les demandes en eau à court terme. L'analyse a notamment montré que :

1. les modèles de type ARIMA sont capables de prédire la demande en eau pour les horizons de prédiction de moins d'une heure avec la plus faible valeur de *RRMSE* (qui est de 18,5% et 7,9% pour l'horizon de 15 min, respectivement pour le Secteur 4 et le Secteur 5) et un intervalle d'incertitude qui couvre un bon nombre d'observations (plus de 93%);
2. le modèle FAF démontre une stabilité dans la performance de la prédiction et de meilleures prédictions que les modèle de type ARIMA pour les longs horizons de prédiction (*RRMSE* inférieur à 21% pour FAF contre plus de 25% pour ARIMA pour le Secteur 4 pour des horizons de prédiction de plus de 2 h et inférieurs à 12% pour FAF contre plus de 16% pour SARIMA dans le cas du Secteur 5 pour les mêmes horizons).

Les erreurs de la prédiction sont tout de même assez élevées dans les différents cas étudiés, notamment pour le Secteur 4, là où les fluctuations de la demande sont les plus accentuées. En effet, la *RRMSE* est au minimum égale à 8% (cas du Secteur 5). La prise en compte de l'incertitude de la prédiction et de l'erreur occasionnée par le module de prédiction est indispensable dans le cas où un CTR prédictif est envisagé. L'impact de cette incertitude sur la performance du CTR prédictif est évalué à la section 4.3.3.

4.3. Objectif 3 : Essais en laboratoire sur la réponse d'une vanne de régulation de pression et évaluation de son impact sur la régulation de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable

L'application de différents modes de contrôle de la pression sur un réseau réel nécessite la manœuvre d'un équipement de contrôle. Ce sont principalement les VRP qui sont installées à l'entrée des secteurs de consommation pour le contrôle et/ou le maintien de la pression. L'efficacité d'un mode de contrôle dépend de la capacité de la vanne à réaliser les ajustements nécessaires face à la consigne établie par l'outil de contrôle.

De plus en plus d'études publiées promeuvent le CTR des VRP (Berardi *et al.*, 2015; Campisano *et al.*, 2010; Creaco, 2017; Fontana *et al.*, 2017b; Kang, 2014; Page *et al.*, 2017; Puig *et al.*, 2017).

Ce sont des études réalisées sur la base de simulations hydrauliques et/ou d'essais en laboratoires portant sur les contrôleurs des vannes et visant la caractérisation de l'équipement (AbdelMeguid *et al.*, 2011; Campisano *et al.*, 2012; Creaco *et al.*, 2018; Doghri *et al.*, 2017; Fontana *et al.*, 2017a; Fontana *et al.*, 2017c; Kumar *et al.*, 2009; Meniconi *et al.*, 2016; Prescott & Ulanicki, 2008). Jusqu'ici, à notre connaissance, la réponse réelle des VRP à une séquence de consignes et l'évaluation de son impact sur la performance attendue des modes de contrôle de la pression n'ont pas été évalués d'un point de vue opérationnel.

Dans ce contexte, des essais ont été réalisés sur une VRP du laboratoire des essais hydrauliques de l'INRS afin de caractériser sa réponse à diverses consignes de pression et d'évaluer les performances des modes de contrôle de la pression, définis dans la section 4.1, en tenant compte des résultats obtenus au laboratoire. L'objectif de ces travaux est de conclure sur le gain que peut apporter un contrôle actif de la pression, dont notamment le contrôle prédictif, par rapport au contrôle passif. Les analyses ont été réalisées en utilisant les données du Secteur 3, puisque ce dernier présentait les meilleures performances pour la réduction des pertes lors de l'application des modes de contrôles actifs.

Une évaluation, pour une période d'un mois, de la performance du CTR prédictif sur le secteur 3, tout en tenant compte de l'incertitude sur les prévisions et de la valeur limite de la VRP est illustrée à la fin de cette section.

4.3.1. Méthodologie

4.3.1.1. Étape 1 : Essais dans le laboratoire

Les essais ont été réalisés au laboratoire de simulations hydrauliques (LSH) de l'INRS, décrit à la section 3.4. La VRP identifiée par VR4 aux Figures 3-3 et 4-9 a été évaluée et caractérisée. Le chemin emprunté par l'eau durant les expérimentations est illustré à la Figure 4-9.

Les débits lors des essais variaient entre 7 et 24 L/s. Les plages d'ouverture de la VRP étaient de 1% à 26% avec diverses variations d'ouverture ($\pm 0,5$, ± 1 , ± 2 , ± 5 , $\pm 12,5$ et $\pm 25\%$). Une sonde de pression (PT4), placée à 77 cm en aval de la VRP, permettait d'obtenir le signal de pression aux 5 s. La pression à la sortie de la VRP a été estimée à partir de la pression enregistrée au niveau de la sonde PT4, à laquelle ont été ajoutées les pertes de charge entre les deux dispositifs (perte de charge linéaire estimée avec un coefficient de Hazen-Williams égal à 140 et perte de charge singulière occasionnée par la vanne papillon (VP8) située entre la VR4 et la PT4

avec un coefficient de perte de 3,8 (il s'agit coefficient de proportionnalité entre les pertes de charge locales et le terme $\frac{v^2}{2g}$). La pompe (P1) permettait d'avoir une pression constante en amont de la VR4 (la pression à PT6 était maintenue à 56 m). Au total, 48 tests ont été réalisés.

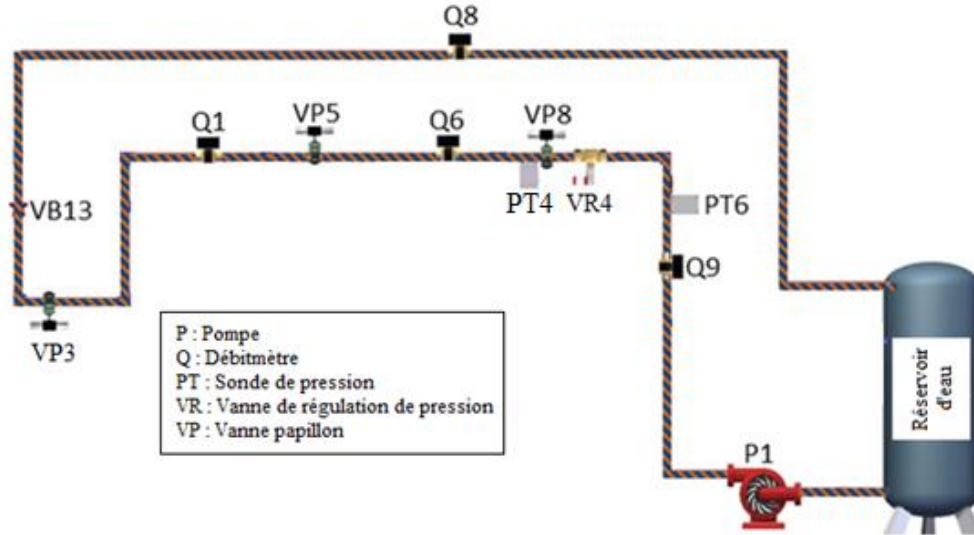


Figure 4-9. Chemin emprunté par l'eau et équipements sollicités lors des expérimentations dans le laboratoire de simulations hydrauliques

Lors des essais, la modification de l'ouverture de la VR4 provoquait la variation à la fois de la pression à son aval et du débit délivré (puisque le LSH est un système fermé). Afin de maintenir un débit constant à chaque essai, un ajustement manuel de l'ouverture d'une vanne à boisseau (VB13), en aval de la VR4, a été effectué.

Les essais ont été programmés à l'avance sur un script MATLAB (position initiale et séquence d'ouverture de la VR4, consigne de la pression en amont de la VR4, etc.). Les commandes ont été envoyées par le système de contrôle sous forme de signal électrique à l'actionneur de vanne et le signal de retour, reflétant la position réelle de la vanne, était enregistré au pas de temps de 5 s.

4.3.1.2. Étape 2 : Évaluation de l'efficacité des modes de contrôle

4.3.1.2.1. Base de données

C'est le Secteur 3, illustré à la Figure 3-1c et dont les caractéristiques sont présentées aux Tableaux 3-1 et 3-2, qui a été considéré pour évaluer l'impact de la réponse d'une VRP sur la régulation de la pression. Un modèle hydraulique ainsi que des enregistrements du débit à son entrée, au pas de 15 min pour une durée d'un an, étaient disponibles pour ce secteur. Ce choix

de secteur est basé sur les résultats obtenus à la section 4.1. En effet, ce secteur présentait le plus d'intérêt pour les contrôles actifs notamment, pour sa version vieillie (meilleures réductions des taux de pertes grâce au contrôle actif sur ce secteur). Le réseau réel et sa version vieillie ont donc été considérés.

Tableau 4-7. Caractéristiques théoriques des réglages de la pression (Secteur 3, janvier à décembre 2015)

Réseau	Mode de contrôle	Consigne de pression (m)			ΔP_{requis} (m)		
		Min.	Max.	Médiane	Max.	Écart-type	
Cas original	<i>CF*</i>	-	40,6	46,7	42,4	6,1	0,04
		Jour	40,6	46,7	42,4	4,6	0,5
		Nuit	40,6	42,2	38,9		
	<i>CI</i>	-	30	46,7	33	11,9	0,95
Cas vieilli	<i>CF*</i>	-	52,8	64,3	56,3	11,5	0,07
		Jour	52,8	64,3	56,3	8,38	0,93
		Nuit	52,8	55,9	49,5		
		<i>CI</i>	-	30	64,3	37,2	24,3

* les valeurs minimale, maximale et médiane représentent les trois consignes définies pour *CF* durant les trois périodes de consommation.

** les consignes de jour et de nuit Min. correspondent à une période de consommation (de même pour Max. et Médiane).

Le Tableau 4-7 résume les consignes de pression qui ont été établies à l'issue des travaux réalisés pour l'objectif 1, pour trois modes de contrôle étudiés, décrits dans la section 4.1.1.2, qui sont : le contrôle fixe (*CF*), le contrôle basé sur le temps (*CBT*) et le contrôle prédictif idéal (*CI*).

Puisque ces consignes ne tiennent pas compte de la réponse réelle de la VRP à différentes consignes (réponse qui sera caractérisée dans cette troisième section), ces consignes sont dites « théoriques ». Comme mentionné à la section 4.1.1, comme le niveau de consommation varie au cours de l'année, trois grandes périodes ont été différenciées (janvier à avril, mai à septembre et octobre à décembre) et les consignes de pression ont été définies pour chaque période.

4.3.1.2.2. Évaluation de l'efficacité des modes de contrôle

En fonction des résultats obtenus au laboratoire, l'évaluation de l'efficacité des modes de contrôle a été réévaluée en tenant compte des situations où la variation requise de la consigne de pression ($\Delta P_{\text{requis}})$ ne serait pas assez élevée pour activer le pilote de la vanne. Dans ce qui suit, la différence minimale entre la consigne de pression et l'état courant de la VRP qui active le pilote de la VRP est appelée « valeur limite » de la VRP. Les ajustements suivants ont été apportés en vue de tenir compte de la valeur limite de la VRP dans la comparaison de la performance attendue des différents modes de contrôle : i) dans les cas où la valeur absolue de ΔP_{requis} dépassait la valeur limite de la VRP, l'ajustement requis a été satisfait; ii) dans les cas où ΔP_{requis} était positive mais inférieure à la valeur limite de la VRP, l'ouverture de la vanne a été provoquée par une augmentation égale à la valeur limite de la VRP; et iii) dans les cas où ΔP_{requis} était négative et que sa valeur absolue était inférieure à la valeur limite de la VRP, la consigne courante de la VRP a été maintenue. De plus, pour le *CBT*, c'est la consigne de jour qui a été adoptée dans le cas où la différence entre la consigne de jour et celle de la nuit était inférieure à la valeur limite de la VRP.

4.3.2. Résultats et discussion

4.3.2.1. Résultats de laboratoire

La Figure 4-10 représente la relation entre l'ouverture observée de la VRP et la pression à l'aval de la VRP lors des expérimentations au laboratoire. Il ressort clairement de cette figure que la pression aval dépend de l'ouverture de la vanne et cela, quel que soit le débit.

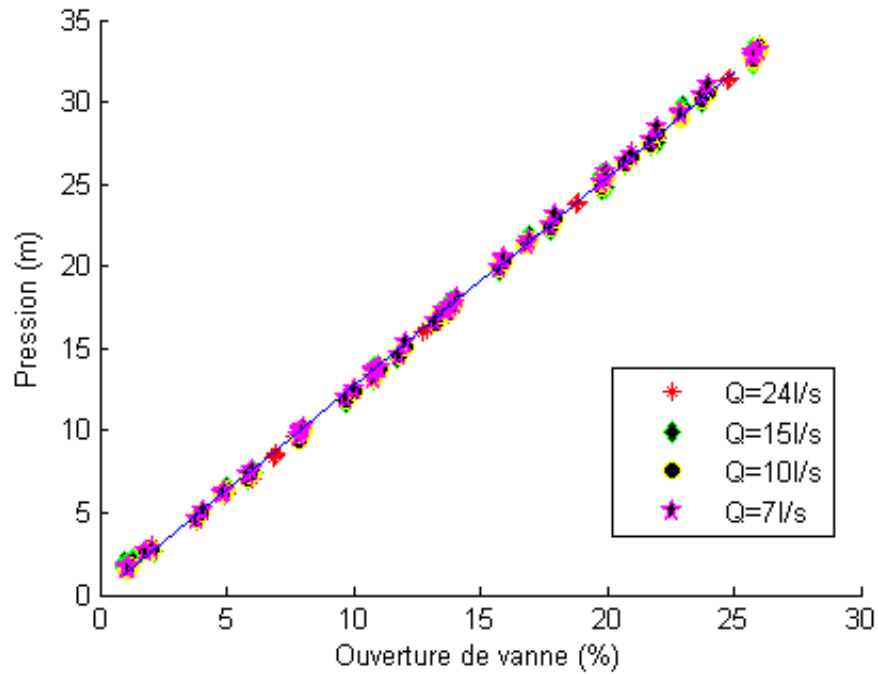


Figure 4-10. Pression en aval de la VRP en fonction de l'ouverture observée

Pour les essais effectués avec les consignes d'ouverture/fermeture prédéfinies avec des pas de variation constants, le pilote tentait d'ajuster l'ouverture de la vanne à chaque nouvelle consigne. Néanmoins, il a été observé que l'ajustement ne suivait pas toujours la séquence prédéfinie pour les essais avec de faibles pas d'ajustement (pas < 2%). Pour ces essais, l'ouverture observée demeurait constante jusqu'à ce que l'ouverture demandée lui soit différente d'une certaine valeur seuil. Des paliers pour l'ouverture observée sont constatés dans ces cas (voir Figure 4-11).

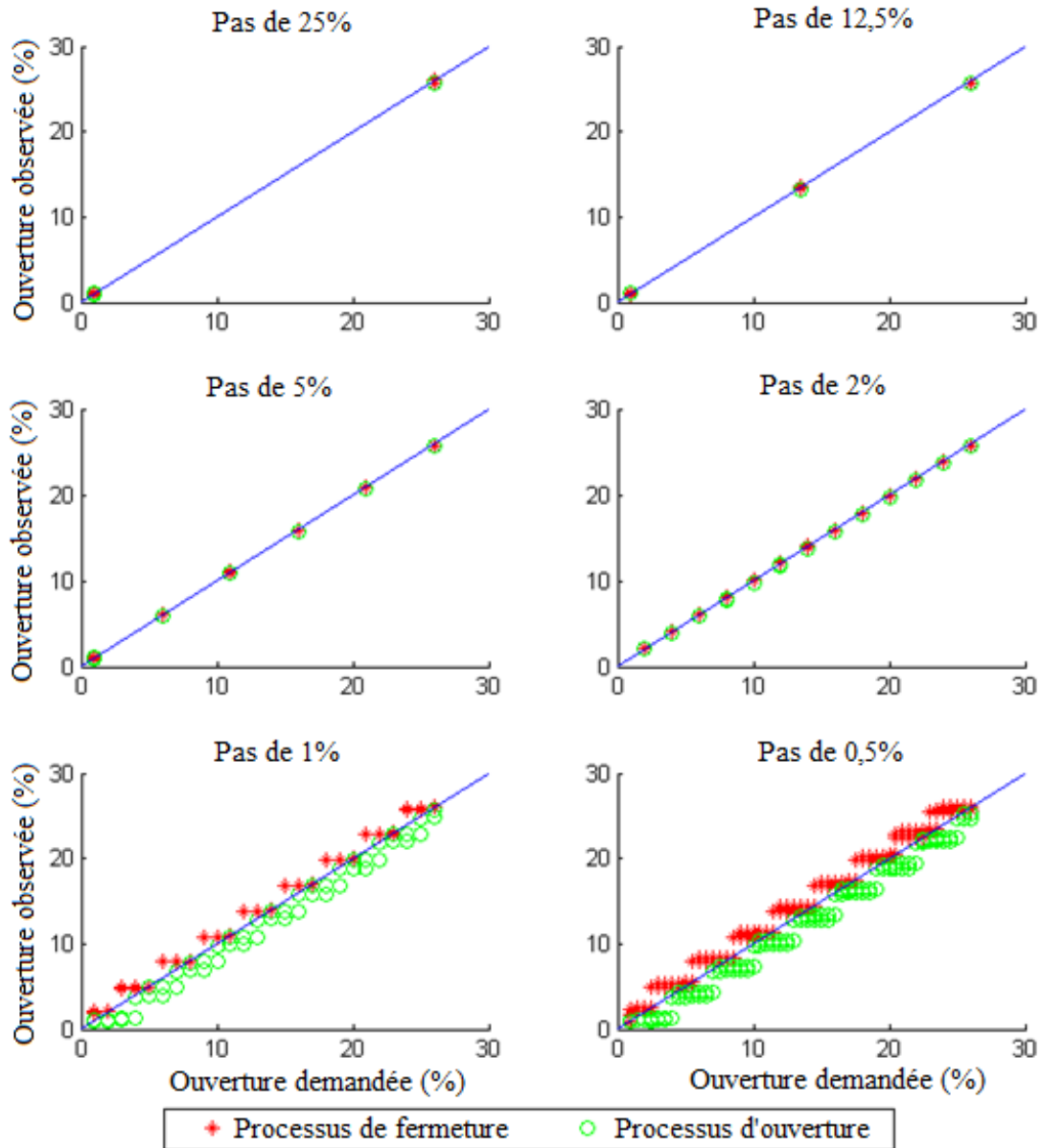


Figure 4-11. Ouverture de la VRP observée vs. demandée

La Figure 4-12 illustre la relation entre la variation de consigne obtenue, $\Delta P_{\text{obtenue}}$, et la variation de consigne requise, ΔP_{requis} . La variation de consigne obtenue a été définie comme étant la différence entre la consigne de vanne observée et la consigne observée au pas de temps précédent. La variation de consigne requise a été définie comme étant la différence entre la consigne demandée et la consigne observée au pas de temps précédent. On constate à la Figure 4-12 que les points suivent la courbe d'identité (1:1) pour les ΔP_{requis} supérieures à 3,5 m. La

vanne est en mesure, dans ce cas, de répondre adéquatement aux variations de consignes requises. Cependant, la vanne a plus de difficulté à répondre aux faibles ΔP_{requis} .

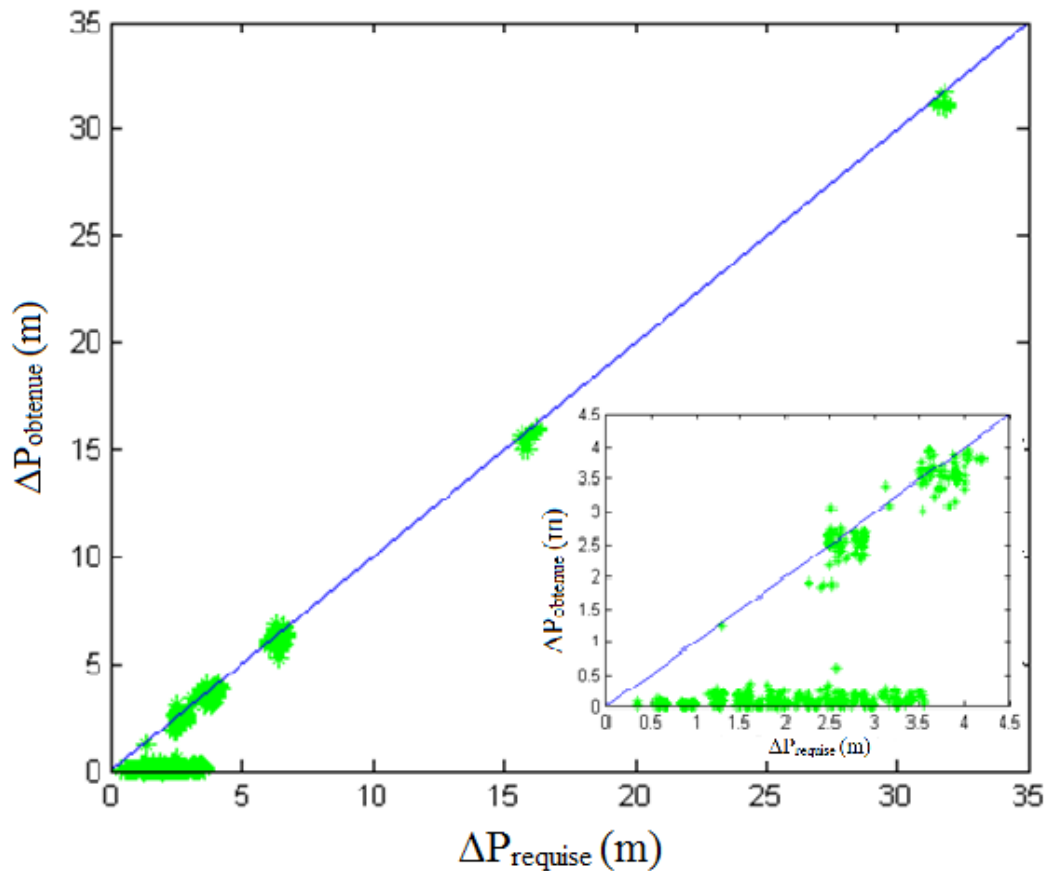


Figure 4-12. Variation de la pression observée vs. requise

En effet, on constate sur l'agrandissement présenté à la Figure 4-12 que la majeure partie des points pour $\Delta P_{\text{requis}} < 3,5$ m présentent des réponses qui avoisinent les 0 m. Les rares points qui suivent la droite 1:1 pour $\Delta P_{\text{requis}} < 3,5$ m ont été obtenus occasionnellement lors d'essais avec des pas de variation de consigne de l'ouverture de 2%. Cependant, la variation de la pression dans un cas réel n'est pas constante. Comme il était difficile, dans la majeure partie des cas, d'obtenir une réponse de la vanne pour des variations en dessous de 3,5 m, cette valeur a été retenue comme valeur limite de la VRP. Une valeur de ΔP égale à 3,5 m correspond à $1/6^{\text{e}}$ de tour de l'actionneur du pilote automatique.

4.3.2.2. Réévaluation de la performance des modes de contrôle de pression

4.3.2.2.1. Mise en évidence de la faisabilité de la solution théorique du contrôle

La faisabilité de la réalisation des séries de consignes théoriques (définies à la section 4.1 dans le cadre de l'objectif 1) a été évaluée pour les différents modes de contrôle en termes de pourcentage de satisfaction de la pression minimale requise, en supposant une valeur limite de la VRP de 3,5 m. Les résultats sont présentés au Tableau 4-8.

Tableau 4-8. Proportion des consignes théoriques des modes de contrôle qui peuvent être satisfaites avec une valeur limite de la VRP égale à 3,5 m

	Réseau	Modes de contrôle		
		CF	CBT	CI
Satisfaction de la pression	Cas original	100	68,0	58,9
minimale requise (%)	Cas vieilli	100	57,0	61,1

Afin d'éviter les situations avec des pressions en dessous de la pression minimale requise, les modes de contrôle *CBT* et *CI* ont été ajustés selon la méthodologie proposée à la section 4.3.1.2. Ainsi, les pourcentages de satisfaction de la pression minimale requise deviennent égaux à 100%; cependant, la performance des divers modes de contrôle est modifiée et doit donc être réévaluée.

4.3.2.2.2. Réévaluation des performances du contrôle

La VRP qui pourrait être installée sur le réseau réel ne possède pas nécessairement les mêmes caractéristiques que celle qui a été étudiée au laboratoire. En fonction du type de VRP, de la plage de réglage définie pour le ressort et des spécifications du pilote automatisé, la valeur limite de la VRP peut varier. Si on considère une valeur limite de 1/6^{ème} de tour pour le pilote (comme ce qui a été observé lors des tests en laboratoire), les valeurs limites des VRP varient de 0,9 à 6,5 m pour les VRP de type Singer 106-PR commandées par des pilotes de modèle 106 dont les plages de pressions varient entre 3,5 et 211 m. Ainsi, les valeurs limites retenues pour les analyses sont de 1,4, 3,9 et 5,0 m, en plus de la valeur limite de 3,5 m évaluée pour la VRP du laboratoire et d'une valeur limite nulle qui représente le cas hypothétique d'une VRP qui réagit parfaitement à toutes les consignes.

Les performances attendues de *CI* et de *CBT*, en termes de réduction du taux de fuite par rapport au *CF*, ont été réévaluées avec les différentes valeurs limites de VRP selon la méthodologie décrite à la section 4.3.1. Les résultats sont présentés au Tableau 4-9.

Tableau 4-9. Comparaison des *LRR* (%) pour les modes de contrôle tenant compte de la valeur limite de la VRP

Réseau	Mode de contrôle	Valeur limite de la VRP (m)				
		0*	1,4	3,5**	3,9	5
Secteur 3 original	<i>CBT vs. CF</i>	0,99	0,98	0,98	0,65	0,00
	<i>CI vs. CF</i>	15,13	14,11	12,89	12,04	11,74
Secteur 3 vieilli	<i>CBT vs. CF</i>	1,86	1,54	1,54	1,51	1,53
	<i>CI vs. CF</i>	24,48	24,14	23,14	22,62	22,35

* évaluation théorique comme celle réalisée pour l'objectif 1 (voir section 4.1)

** valeur pour la VRP du laboratoire

On constate au Tableau 4-9 que, tel qu'attendu, les *LRR* diminuent avec l'augmentation des valeurs limites de la VRP. La comparaison entre les *LRR* théoriques (avec une valeur limite de VRP égale à 0 m) et les *LRR* avec des valeurs limites non nulles montre que les avantages du *CI* et du *CBT* ont été légèrement surestimés.

Le réseau vieilli présente toujours des valeurs de *LRR* plus élevées que le réseau original. En effet, les résultats obtenus montrent que le *CI* entraîne, par rapport au *CF*, des réductions de taux de fuite comprises entre 22,35% et 24,48% pour le cas du réseau vieilli, alors que pour le cas du réseau original les réductions sont comprises entre 11,74% et 15,13%, respectivement pour les valeurs limites de la VRP 1,4 et 5 m.

Cependant, *CBT* présente des valeurs de *LRR* faibles, ce qui signifie que ce mode de contrôle n'est pas bénéfique pour le réseau étudié en comparaison avec le *CF*. La prise en compte de la valeur limite de la VRP et les ajustements effectués ramènent le *CBT* à un simple *CF*.

Ces résultats révèlent que la prise en compte des caractéristiques et des limites du dispositif de régulation de la pression est cruciale pour guider le choix du mode de contrôle le plus approprié et le plus avantageux pour un secteur spécifique.

4.3.3. Évaluation globale de la performance du CTR prédictif : exemple d'application sur un secteur réel

Dans cette section, la performance du CTR prédictif est évaluée pour le Secteur 3 en tenant compte de l'incertitude sur les prévisions et de la valeur limite de la VRP. La période considérée pour cette évaluation s'étale sur un mois, soit le mois présentant la plus forte consommation et donc, éventuellement les meilleures réductions des pertes en eau.

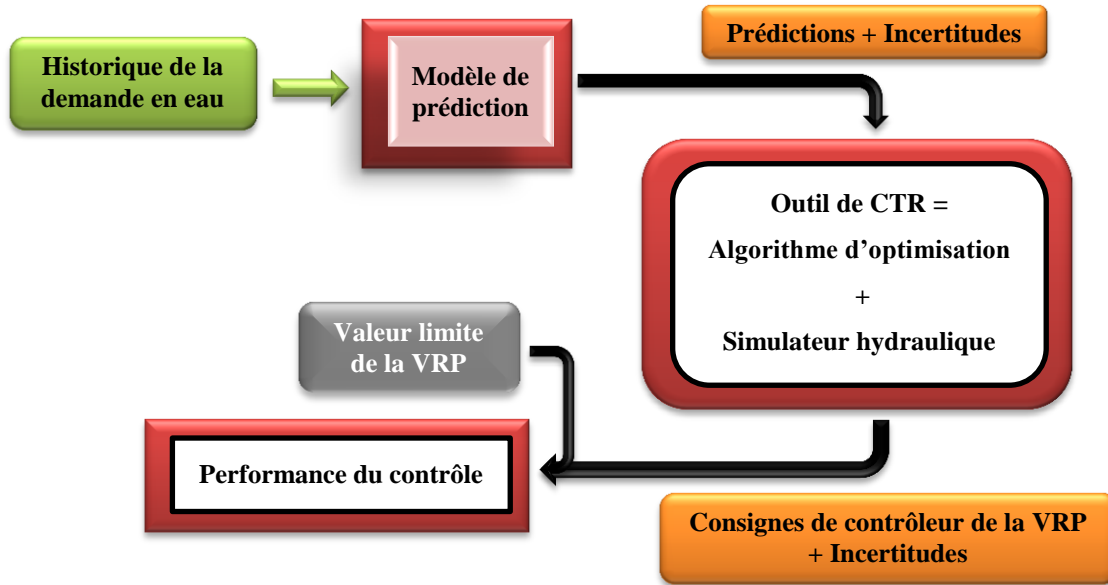


Figure 4-13. Outil de CTR prédictif

Les étapes suivies sont illustrées à la Figure 4-13. Tout d'abord, la prédiction des débits à court terme est effectuée à partir des débits observés avec le modèle ARIMA(2,1,1). Les débits prédits sont ensuite introduits dans l'outil de CTR pour définir les consignes optimales pour la VRP. La consigne ainsi déterminée est réalisée en tenant compte de la valeur limite de la VRP. La performance du CTR prédictif est finalement évaluée en termes de satisfaction de la contrainte de pression minimale (requis pour le bon fonctionnement du système) et de réduction des pertes en eau.

4.3.3.1. Étape 1 : Prédiction de la demande en eau

La base de données dont on dispose pour ce secteur ne dépasse pas un an et, comme on souhaite effectuer, pour cet exemple d'application, une prédiction au pas de temps de 15 min avec un seul horizon de prédiction, c'est le modèle ARIMA qui est employé. Rappelons que ce

sont les modèles de type ARIMA qui ont présenté les résultats de prédictions les plus fiables pour les faibles horizons de prédiction dans la section 4.2.

C'est le modèle ARIMA(2,1,1) qui est sélectionné pour effectuer la prédiction de la demande en eau au pas de temps de 15 min avec un seul horizon de prédiction (le prochain 15 min). Le mois d'août 2015 est la période considérée pour l'évaluation. La consommation moyenne, pour ce mois, est de 44 L/s avec un écart-type de 16,4 L/s pour les consommations aux 15 min. Les sorties du modèle de prédiction présentent les performances suivantes : 11,7% pour RRMSE, 7,9 pour MAPE et 0,90 pour E. L'intervalle de confiance à 95% obtenu affiche un POC de 93%, un AW de 17,4 L/s et un stdW de 5,38 L/s. L'intervalle d'incertitude est présenté à la Figure 4-14.

La prédiction du mois d'août au pas de temps de 15 min est identifiée, par la suite, par Pred. La prise en compte de l'incertitude de la prédiction du modèle donne lieu à un intervalle de confiance à 95%. La borne supérieure de l'intervalle de confiance, qui est le quantile 97,5, est identifiée par Predsup. Les deux séries, Pred et Predsup, sont considérées dans la suite des étapes.

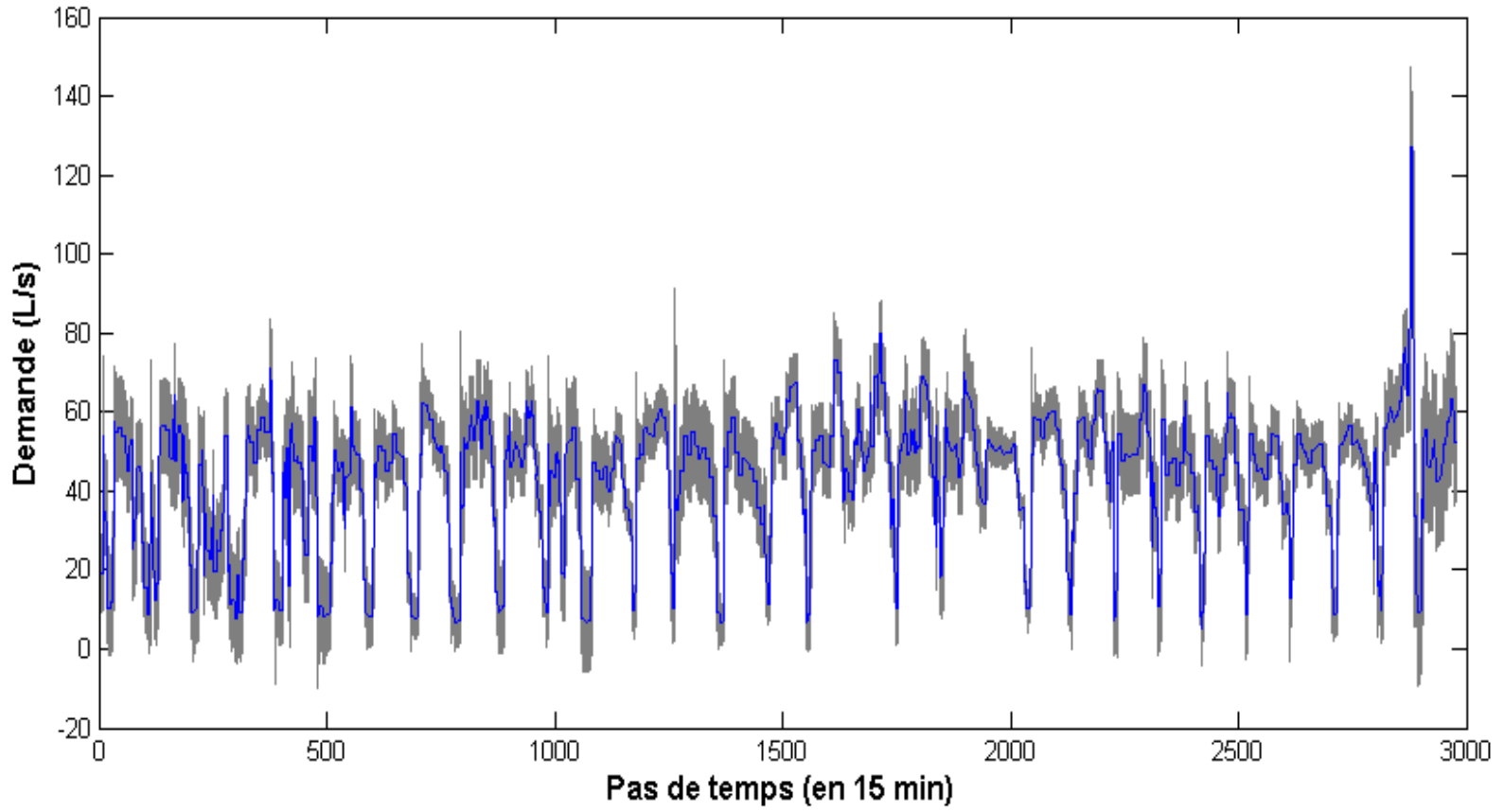


Figure 4-14. Incertitude de la prévision de la demande en eau pour le mois d'août pour le Secteur 3 (courbe bleue : observations; bande grise : intervalle de confiance à 95%).

4.3.3.2. Étape 2 : Définition des consignes de pression

L'algorithme d'optimisation, décrit à la section 4.1, permet de générer des séries de consignes pour la VRP à l'entrée d'un secteur en fonction des conditions hydrauliques. Cet algorithme d'optimisation a été utilisé pour fournir des séries de consignes pour la VRP à l'entrée du Secteur 3 au pas de temps de 15 min pour les deux séries de demande en eau prédites ($Pred$ et $Pred_{sup}$) (Tableau 4-10). L'utilisation de $Pred_{sup}$ permet de garantir une marge de sécurité lors de la définition des consignes pour la VRP.

On constate du Tableau 4-10 que, tel qu'attendu, les consignes sont plus élevées dans les cas où c'est $Pred_{sup}$ qui est considérée. En effet, des débits plus élevés sont véhiculés dans le réseau, ce qui nécessite des consignes de pression plus importantes à l'entrée pour contrebalancer l'augmentation des pertes de charges occasionnée. De plus, les consignes sont plus élevées dans le cas du secteur vieilli, puisque l'augmentation de la rugosité des conduites induit des pertes de charges plus importantes. Les consignes issues de la série prédite $Pred$ présentent des valeurs moyennes de consignes à la VRP qui sont similaires aux consignes théoriques optimales.

Rappelons que, face au manque d'information au sujet des consommations à chaque nœud et à chaque pas de temps, une fraction constante de la demande totale est allouée à chaque nœud de consommation à chaque pas de temps, en fonction des caractéristiques de la base de données fournie (voir section 4.1).

Tableau 4-10. Caractéristiques des consignes définies pour la VRP

Secteur 3	Série de demande en eau	Consignes VRP (m)	
		moyenne	écart-type
Secteur original	<i>Observée</i>	34,3	2,8
	<i>Pred</i>	34,3	3,1
	<i>Pred_{sup}</i>	37,3	4,7
Réseau vieilli	<i>Observée</i>	40,2	6,0
	<i>Pred</i>	40,3	6,7
	<i>Pred_{sup}</i>	46,1	9,5

4.3.3.3. Étape 3 : Évaluation de la performance du contrôle de la pression prédictif

Les consignes pour la VRP, définies sous chaque série de demandes prédites ($Pred$ et $Pred_{sup}$) et pour chacun des secteurs considérés, ont été intégrées dans le modèle de simulation

hydraulique. Un ajustement des séries de consignes a été effectué, tout d’abord, en fonction de différentes valeurs limites de la VRP (0, 1,4, 3,5, 3,9 et 5 m), selon la méthodologie décrite à la section 4.3.1.2.2. Ce sont les demandes en eau observées qui ont été attribuées aux nœuds de consommations.

Le taux de satisfaction de la pression minimale requise obtenu avec le CTR prédictif est présenté au Tableau 4-11. On constate dans ce tableau que, pour les deux cas d’étude, dans un cas idéal avec une valeur limite de VRP nulle, les consignes issues de *Pred* ne sont en mesure de satisfaire la contrainte sur la P_{min} requise que 52,6% du temps, et que ce pourcentage s’élève à 97,3% lorsque les consignes de pression sont déterminées en utilisant *Pred_{sup}*.

Tableau 4-11. Pourcentages de satisfaction de la P_{min} requise pour le CTR prédictif

Secteur 3	Prédictions de débits	Valeur limite de VRP (m)				
		0	1,4	3,5	3,9	5
Original	<i>Pred</i>	52,6	86,3	90,8	91,6	93,1
	<i>Pred_{sup}</i>	97,3	97,7	98,4	98,6	98,6
Vieilli	<i>Pred</i>	52,4	81,3	87,8	88,3	89,7
	<i>Pred_{sup}</i>	97,3	97,5	97,8	97,9	98,0

Les pourcentages de satisfaction de la contrainte augmentent en fonction de l’accroissement de la valeur limite de la VRP. Ceci s’explique par le fait que pour des vannes présentant des valeurs limites élevées, les consignes réellement exécutées sont plus élevées que ce qui est requis, ce qui engendre une meilleure satisfaction de la P_{min} requise.

Néanmoins, l’utilisation de la borne supérieure de l’intervalle de confiance des débits prédits pour définir les consignes de pression permet de satisfaire la pression minimale requise 97% du temps, et ce pour toutes les valeurs limites de VRP considérées dans ce cas d’étude.

Les *LRR* pour le CTR prédictif par rapport au contrôle fixe sont résumées au Tableau 4-12 pour *Pred_{sup}* seulement. En effet, on a vu précédemment que l’utilisation de *Pred* pour définir les contraintes pouvait souvent mener à des pressions inférieures à la pression minimale requise. Ainsi, l’utilisation de *Pred* pour définir les contraintes pourrait conduire à des *LRR* intéressants, mais, comme la contrainte sur la pression minimale requise peut souvent être enfreinte, la qualité du service ne répondrait plus aux normes de bon fonctionnement des RDEP.

Tableau 4-12. *LRR* moyennes (%) CTR prédictif avec les consignes issues de $Pred_{sup}$ par rapport au contrôle fixe

Secteur 3	Valeur limite de VRP (m)					Étude théorique* (<i>CI</i>)
	0	1,4	3,5	3,9	5	
Original	12,90	12,11	10,57	10,34	9,52	17,2
Vieilli	20,34	19,79	18,53	18,32	17,62	27,1

* valeurs pour *CI* théorique pour le mois d'août 2015

On constate au Tableau 4-12 qu'en adoptant la borne supérieure de la prédiction, les taux de réduction des pertes en eau, pour des VRP idéales (valeur limite nulle), sont de 12,9% et 20,3%, respectivement pour le Secteur 3 original et vieilli. Ces taux de réduction des pertes sont plus faibles que les taux prédits sans tenir compte des incertitudes sur les prévisions pour le mois d'août 2015, qui étaient de 17,2% et 27,1%, respectivement pour le Secteur 3 original et vieilli (résultats extraits de la section 4.1). La considération de la borne supérieure de la prédiction, qui est une mesure de sécurité pour assurer la satisfaction de la contrainte sur la pression minimale requise, engendre un potentiel de réduction moins intéressant. En effet, les consignes dans ce cas sont plus élevées que les valeurs optimales. De plus, il ressort du tableau que pour des valeurs limites de VRP de 1,4 à 5 m, les *LRR* moyennes varient de 9,5% à 12,1% pour le secteur original et de 17,6% à 19,8% pour le secteur vieilli.

4.3.3.4. Conclusion

L'évaluation de la performance du CTR prédictif a permis de mettre en avant l'importance de la prise en compte des incertitudes issues de chaque module qui composent l'outil de CTR (erreurs de la prédiction et limitations de l'équipement de contrôle). En effet, les bénéfices annoncés au départ sont finalement réduits.

Pour le mois d'août 2015, les taux de réduction des pertes passent de 17,2% à 12,9%, pour le Secteur 3, lorsque l'on considère les consignes issues de la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 95 % de la prédiction. Le taux de réduction des pertes est encore plus réduit lorsque l'on tient compte de la valeur limite de la VRP; il varie entre 9,5% et 12,1% pour des valeurs limites de 1,4 à 5 m dans le cas du réseau original du Secteur 3. Le taux de satisfaction de la P_{min} est de plus de 97% dans ce cas.

Finalement, l'exemple montre que, d'un point de vue pratique, le mode prédictif apporte peu d'avantages par rapport au CTR réactif. Il semble donc y avoir plus d'intérêt, pour les réseaux

étudiés, à appliquer un CTR simple (réactif), notamment dans le cas où la VRP présente une valeur limite relativement élevée (plus de 3,5 m).

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse ont permis d'évaluer les performances de différents modes de contrôle de la pression dans les réseaux d'alimentation en eau potable. C'est à la base de la modélisation numérique et des expérimentations en laboratoire que les performances et les limitations des modes de contrôle ont été définies. Les cas d'études étaient des RDEP nord-américains. Ils ont joué un rôle important pour l'application des outils et l'évaluation des performances de contrôle dans les différentes parties de la thèse.

Le premier volet de la thèse portait sur l'étude comparative de l'impact des modes de contrôle de la pression sur la performance des réseaux de distribution d'eau potable. Comme, le plus souvent, c'est un contrôle passif qui est adopté par les gestionnaires de réseaux et que de nombreuses études présentent les modes de contrôle actifs comme une solution pour de meilleures performances des réseaux, une comparaison entre la performance de divers modes de contrôle de la pression a été effectuée en termes de réduction des pertes en eau et de stabilisation des fluctuations de la pression. Les différents modes de contrôle comparés étaient : le contrôle fixe, le contrôle basé sur le temps, le contrôle réactif et le contrôle prédictif. Le contrôle fixe a été considéré comme la référence pour la comparaison. Trois réseaux de distribution d'eau potable ont servi pour l'application de l'outil et la détermination des performances. L'analyse des résultats a montré que les modes de contrôle actifs (réactif et prédictif) sont effectivement plus bénéfiques que les modes de contrôle passifs (taux de réduction des fuites de plus de 15% et atténuation des fluctuations de pression de plus de la moitié). Il en ressort aussi que les performances des modes de contrôle dépendent fortement des caractéristiques du réseau et du profil de la consommation. Les modes de contrôle actifs sont les plus bénéfiques dans les cas des réseaux avec de faibles différences d'élévation entre les nœuds et des rugosités de conduites élevées. L'aspect original de ce premier volet réside dans le fait que la comparaison de ces quatre modes de contrôle de la pression a été réalisée pour la première fois et qu'elle tient compte du contexte des réseaux nord-américains.

Le deuxième volet de la thèse portait sur la comparaison des performances de modèles univariés de séries temporelles pour la prédiction à court terme de la demande en eau en milieu urbain. Les prévisions, réalisées au pas de temps de 15 min, ont été comparées pour huit horizons de prédiction, variant de 15 min à 24 h. Les modèles sélectionnés pour la comparaison étaient les modèles ARIMA et FAF. La version saisonnière du modèle ARIMA (SARIMA) a été

intégrée à la comparaison afin d'évaluer la contribution du critère de saisonnalité à la prévision. Les modèles ont été comparés sur la base d'indices de performance couramment utilisés et d'une adaptation du test de Mann-Whitney. De plus, les intervalles de confiance à 95% des prédictions des modèles les plus performants ont été comparés sur la base du pourcentage de couverture des observations, de leurs largeurs moyennes et de l'écart-type de la largeur de l'intervalle de confiance. Pour le modèle FAF, une modification a été proposée afin de le rendre probabiliste et d'obtenir les incertitudes des prédictions. Il a été démontré que les performances des modèles FAF, ARIMA et SARIMA diffèrent en fonction de l'horizon de prédiction considéré. ARIMA/SARIMA étaient les meilleurs pour les horizons de prédiction inférieurs à 45 min. Le modèle FAF convenait mieux aux horizons de prédiction supérieurs à 1 h. En ce qui concerne les intervalles de confiance, les prédictions des modèles ARIMA/SARIMA incluaient un plus grand nombre d'observations, mais le modèle FAF présentait des intervalles plus étroits. Ce dernier modèle a également montré une bonne stabilité de ses résultats entre les différents horizons de prédictions. Il a également été observé que les performances du modèle FAF dépendaient de la longueur des jeux de données mis à disposition. Enfin, pour les applications en temps réel, on recommande l'utilisation d'ARIMA pour les prévisions qui ne dépassent pas les horizons de 30 min et du modèle FAF pour des horizons plus longs. Les apports originaux de ce second volet sont les suivants : i) la comparaison des prévisions de la demande en eau fournies par des modèles de séries chronologiques saisonniers et non saisonniers, au pas de temps de 15 minutes et pour différents horizons de prédiction allant jusqu'à 24 h; et ii) la proposition d'une méthode permettant de calculer les incertitudes liées aux prévisions du modèle FAF.

Le troisième volet de la recherche portait sur des essais en laboratoire pour caractériser la réponse d'une VRP et pour ensuite évaluer son impact sur la régulation de la pression. L'objectif était de vérifier l'efficacité de divers modes de contrôle de la pression, assurés par la régulation de VRP, en tenant compte de la sensibilité de la vanne à différentes variations de réglages de pression. Tout d'abord, la réponse de la VRP a été caractérisée dans le laboratoire de simulation hydraulique de l'INRS. À l'issue de cette évaluation opérationnelle de l'équipement de contrôle de la pression, une nouvelle caractéristique a été révélée, soit la variation minimale de réglage requise pour provoquer l'ajustement de la vanne du laboratoire, qui a été appelée la valeur limite de la vanne et qui a été estimée à 3,5 m suite à ces essais. Par la suite, un réseau réel a été considéré pour évaluer la performance des modes de contrôle de la pression sous la contrainte de la valeur limite de la VRP. Les modes de contrôle considérés étaient : le contrôle

fixe, le contrôle basé sur le temps (deux réglages de pression par jour) et le contrôle en temps réel prédictif avec des réglages de pression variables toutes les 15 min. Par extension aux résultats du laboratoire et afin de pouvoir considérer des VRP différentes pouvant être utilisées dans des réseaux réels, des valeurs limites de la VRP de 1,4 à 5 m ont été considérées pour ces évaluations. À partir de simulations hydrauliques et de l'analyse des résultats, il a été constaté que les réductions du taux de fuite assurées par le contrôle basé sur le temps et par le contrôle en temps réel, par rapport au contrôle fixe, étaient surestimées lorsque la limitation opérationnelle de la VRP n'était pas prise en compte. Cependant, selon ces estimations, le taux de fuite pourrait encore être réduit de 11% à 24% en appliquant un contrôle en temps réel au lieu d'un mode de contrôle fixe sur le réseau étudié, pour des valeurs limites de VRP variant de 1,4 à 5 m. Les avantages, en termes de réduction du taux de fuite, sont encore une fois plus importants pour un réseau avec des conduites rugueuses. Ces résultats révèlent que la prise en compte des caractéristiques et des limites du dispositif de contrôle de la pression est cruciale lors du choix du mode de contrôle le plus approprié et le plus avantageux pour un réseau spécifique. Les originalités de ce travail résident dans les essais au laboratoire pour caractériser la performance de la VRP et dans l'exploitation de ses résultats pour l'évaluation des performances des modes de contrôle de la pression, choses qui n'avaient pas été effectuées ailleurs auparavant à notre connaissance. Ce travail permet d'évaluer les incertitudes et les limites qui doivent être prises en compte dans un outil de contrôle de la pression pour une meilleure définition des consignes.

Finalement, un exemple d'application a été effectué sur un des secteurs étudiés pour une période d'un mois afin d'estimer l'impact de la prise en compte à la fois des incertitudes associées aux prédictions de la consommation et des limites de la VRP dans la comparaison de la performance des divers modes de contrôle de pression. La borne supérieure de la prédiction avec un intervalle de confiance de 95 % a été utilisée afin d'assurer la satisfaction de la condition sur la pression minimale requise (30 m). Par contre, en optant pour la solution sécuritaire, la performance du CTR prédictif en termes de réduction du taux de fuite diminue nécessairement. La conclusion pour ce secteur est que le CTR prédictif ne semble pas offrir d'avantages par rapport au CTR réactif. Comme les caractéristiques des réseaux diffèrent d'un secteur à l'autre, une évaluation doit être faite pour chaque secteur avant le choix et l'implantation d'un mode de contrôle de la pression.

Les réseaux qui ont été employés pour les applications dans cette étude sont des réseaux nord-américains. Ces derniers répondent aux exigences particulières de conception des réseaux en Amérique du Nord en matière de protection contre les incendies. Les diamètres de conduites, étant grands, peuvent affecter les performances des modes de contrôle et orienter les choix du mode de contrôle le plus approprié. Pour les cas d'étude, on propose un CTR réactif, notamment pour ceux qui présentent de faibles différences d'élévation entre les nœuds, avec plus de pertes de charge linéaires (réseaux longs ou vieillissés) et avec des profils de consommation plus contrastés pendant la journée. Les applications sur des secteurs réels apportent une valeur ajoutée à ce travail, mais des applications sur un plus grand nombre de cas d'étude sont requises afin de généraliser les conclusions de cette thèse dans le contexte des réseaux Nord-Américains.

Les avantages et limitations des modes de contrôle de la pression ont été mis en évidence dans cette thèse via l'étude comparative, les simulations hydrauliques et les essais en laboratoire. Des applications supplémentaires sur des secteurs réels, non seulement des réseaux Nord-Américains, permettraient d'élaborer un guide utile aux gestionnaires des RDEP pour le choix du mode de contrôle de la pression le plus approprié pour différents secteurs. Des données complémentaires sur la variation des pressions dans chaque secteur (au point critique et même pour des consommateurs particuliers dans le secteur) pourraient ajouter des précisions (répartition des consommations, statuts des vannes, caractéristiques des conduites, etc.) et des contraintes à l'outil et permettre une meilleure évaluation des performances en matière de réduction des pertes. De plus, des solutions en amont de la mise en place de PRV pourraient être envisagées afin d'avantager les modes de contrôle actifs, telles que, à titre d'exemple, la division des secteurs présentant de fortes différences d'élévation en secteurs plus homogènes. L'impact des modes de contrôle adoptés sur la qualité de l'eau fournie devrait également être étudié et une étude économique devrait être intégrée à l'analyse afin de tenir compte de la rentabilité de chaque mode de contrôle.

RÉFÉRENCES

- AbdelMeguid H, Skworcow P & Ulanicki B (2011) Mathematical modelling of a hydraulic controller for PRV flow modulation. *Journal of Hydroinformatics* 13(3):374-389.
- Adamowski J, Fung Chan H, Prasher SO, Ozga-Zielinski B & Sliusarieva A (2012) Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network, and wavelet artificial neural network methods for urban water demand forecasting in Montreal, Canada. *Water Resources Research* 48(1).
- Adamowski JF (2008) Development of a short-term river flood forecasting method for snowmelt driven floods based on wavelet and cross-wavelet analysis. *Journal of Hydrology* 353(3-4):247-266.
- Alder J, Chilton J, Gaddis E, Pietersen k & Zöckler C (2007) Chapter 4 : Water in Section B : STATE-AND-TRENDS OF THE ENVIRONMENT: 1987–2007 *Global Environment Outlook GEO 4 environment for development*, Ltd PP (Édit.) United Nations Environment Programme, VALLETTA, MALTA. p 115-156.
- Alvisi S & Franchini M (2014) Assessment of the Predictive Uncertainty within the Framework of Water Demand Forecasting by Using the Model Conditional Processor. *Procedia Engineering* 89:893-900.
- Alvisi S, Franchini M & Marinelli A (2007) A short-term, pattern-based model for water-demand forecasting. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):39.
- Anctil F & Pelletier G (2011) Analyse en ondelettes de fluctuations de débit en réseau de distribution d'eau potable *Revue des sciences de l'eau* 24(1):25-33.
- Arandia E, Ba A, Eck B & McKenna S (2015) Tailoring seasonal time series models to forecast short-term water demand. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(3):04015067.
- Araujo LS, Ramos H & Coelho ST (2006) Pressure Control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management. *Water Resources Management* 20(1):133-149.
- AWWA (2009) *Audits, bilans d'eau et programmes de réduction des pertes - Manuel M36*. American Water Works Association (AWWA), Réseau Environnement
- Bai Y, Wang P, Li C, Xie J & Wang Y (2014) A multi-scale relevance vector regression approach for daily urban water demand forecasting. *Journal of Hydrology* 517:236-245.
- Bakker M, van Duist H, van Schagen K, Vreeburg J & Rietveld L (2014) Improving the Performance of Water Demand Forecasting Models by Using Weather Input. *Procedia Engineering* 70:93-102.
- Bakker M, Vreeburg JHG, van Schagen KM & Rietveld LC (2013) A fully adaptive forecasting model for short-term drinking water demand. *Environ. Model. Softw.* 48:141-151.
- Berardi L, Laucelli D, Ugarelli R & Giustolisi O (2015) Leakage management: planning remote real time controlled pressure reduction in Opegård municipality. *Procedia Engineering* 119:72-81.

- Bhattacharya B, Lobbrecht AH & Solomatine DP (2003) Neural Networks and Reinforcement Learning in Control of Water Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 129:458-465.
- Bougadis J, Adamowski K & Diduch R (2005) Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Processes* 19(1):137-148.
- Box GE & Jenkins GM (1976) *Time series analysis: forecasting and control, revised ed.*, San Francisco: Holden-Day.
- Caiado J (2010) Performance of Combined Double Seasonal Univariate Time Series Models for Forecasting Water Demand. *Journal of Hydrologic Engineering* 15:215-222.
- Campisano A, Creaco E & Modica C (2010) RTC of valves for leakage reduction in water supply networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(1):138-141.
- Campisano A, Modica C & Vetrano L (2012) Calibration of Proportional Controllers for the RTC of Pressures to Reduce Leakage in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(4):377-384.
- Cembrano G, Wells G, Quevedo J, Pérez R & Argelaguet R (2000) Optimal control of a water distribution network in a supervisory control system. *Control Eng. Pract.* 8(10):1177-1188.
- Chanson H (1999) *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Physical Modelling of Hydraulics.* Edward Arnold, London, 512 p.p..
- Colombo AF, Lee P & Karney BW (2009) A selective literature review of transient-based leak detection methods. *Journal of Hydro-environment Research* 2(4):212-227.
- Creaco E (2017) Exploring Numerically the Benefits of Water Discharge Prediction for the Remote RTC of WDNs. *Water* 9(12):961.
- Creaco E, Campisano A & Modica C (2018) Testing behavior and effects of PRVs and RTC valves during hydrant activation scenarios. *Urban Water Journal* 15(3):218-226.
- Creaco E & Franchini M (2013) A new algorithm for real-time pressure control in water distribution networks. *Water Science and Technology: Water Supply* 13(4):875-882.
- Creaco E & Walski T (2017) Economic Analysis of Pressure Control for Leakage and Pipe Burst Reduction. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(12):04017074.
- Doghri M, Duchesne S, Poulin A & Ouellet M (2017) Comparative Study of Pressure Reduction Valve Controllers in Water Distribution Systems. *Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration*. Springer, p 1001-1003.
- Donkor EA, Mazzuchi TA, Soyer R & Alan Roberson J (2014) Urban Water Demand Forecasting: Review of Methods and Models. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(2):146-159.
- Duchesne S, Mailhot A & Villeneuve JP (2003) Predictive real time control of surcharged interceptors: impact of several control parameters 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 39(1):125-135.
- Fantozzi M & Lambert A (2007) Including the effects of pressure management in calculations of Short-Run Economic Leakage Levels. in *Water Loss 2007*, Édité Conference IS (International Water Association, Bucharest).

- Firat M, Erkan Turan M & Yurdusev MA (2010) Comparative analysis of neural network techniques for predicting water consumption time series. *Journal of Hydrology* 384:46–51.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017a) A lab prototype of pressure control in water distribution networks. *IFAC-PapersOnLine* 50(1):15373-15378.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017b) Real-Time Control of a PRV in Water Distribution Networks for Pressure Regulation: Theoretical Framework and Laboratory Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(1):04017075.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Zollo R (2017c) Real-Time Control of Pressure for Leakage Reduction in Water Distribution Network: Field Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(3):04017096.
- Ghiassi M, Zimbra D & Saidane H (2008) Urban Water Demand Forecasting with a Dynamic Artificial Neural Network Model. *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(2):138-146.
- Guhl F & Brémond B (2000) Optimisation du fonctionnement des réseaux d'eau potable. Prise en compte de l'aspect stochastique de la demande. *Ingénieries-EAT* (23):15-23.
- Herrera M, Torgo L, Izquierdo J & Pérez-García R (2010) Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology* 387(1-2):141-150.
- House-Peters LA & Chang H (2011) Urban water demand modeling: Review of concepts, methods, and organizing principles. *Water Resources Research* 47(5).
- Huang L, Zhang C, Peng Y & Zhou H (2014) Application of a Combination Model Based on Wavelet Transform and KPLS-ARMA for Urban Annual Water Demand Forecasting. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(8):04014013.
- Jain A, Varshney AK & Joshi UC (2001) Short-Term Water Demand Forecast Modelling at IIT Kanpur Using Artificial Neural Networks. *Water Resources Management* 15:299–321.
- Janelle S, Bissonnette S, Lamarre J & Caja M (2013) Suivi et optimisation du réseau de distribution (Rapport de conception détaillée du SCADA). (Ville de Montréal, Montréal), p 157.
- Jowitt PW, Xu C (1990) Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 116:455-472.
- Kang D (2014) Real-time optimal control of water distribution systems. *Procedia Engineering* 70:917-923.
- Kang D & Lansey K (2009) Real-time demand estimation and confidence limit analysis for water distribution systems. *Journal of Hydraulic Engineering* 135(10):825-837.
- Khatavkar P & Mays LW (2017) Model for Optimal Operation of Water Distribution Pumps with Uncertain Demand Patterns. *Water Resources Management* 31(12):3867-3880.
- Kingdom B, Liemberger R & Marin P (2006) The Challenge of Reducing Non-Revenue Water (NRW) in Developing Countries. How the Private Sector Can Help: A Look at Performance-Based Service Contracting. in *WATER SUPPLY AND SANITATION SECTOR*

- BOARD DISCUSSION PAPER SERIES*, Édit Development. TIBFRA (The World Bank, Washington, DC), p 52.
- Kumar MP & Kumar MM (2009) Comparative study of three types of controllers for water distribution networks. *American Water Works Association. Journal* 101(1):74.
- Kumar MP, Kumar MM & Boranyak S (2009) Tuning of PID controllers for water networks-different approaches. *American Water Works Association. Journal* 101(7):95.
- Laucelli D, Berardi L, Ugarelli R, Simone A & Giustolisi O (2016) Supporting Real-time Pressure Control in Oppegård Municipality with WNetXL. *Procedia Engineering* 154:71-79.
- Maier HR & Dandy GC (2000) Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modelling issues and applications. . *Environmental modelling & software* 15(1):101-124.
- MAMROT (2013) L'Économie d'eau potable et les municipalités.).
- Martínez F, Hernández V, Alonso JM, Rao Z & Alvisi S (2007) Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):65.
- May J (1994) Pressure dependent leakage. *World Water & Environmental Engineer* 17(8):10.
- McKenzie RS & Wegelin W (2009) Implementation of pressure management in municipal water supply systems. *EYDAP Conference "Water: The Day After"*. (Greece).
- MELCC (2002) Directive 001 : captage et distribution de l'eau (entrée en vigueur 20 février 1984). Édit Québec MDLED (Ministère de l'Environnement du Québec, Québec).
- Meniconi S, Brunone B, Mazzetti E, Laucelli DB & Borta G (2016) Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering* 162:455-462.
- Misiti M, Misiti Y, Oppenheim G & Poggi JM (1997) *Wavelet Toolbox (for use with Matlab)*. The MathWorks Inc.
- Mutikanga HE, Sharma SK & Vairavamoorthy K (2013) Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 139(2):166-174.
- Nazif S, Karamouz M, Tabesh M & Moridi A (2009) Pressure Management Model for Urban Water Distribution Networks. *Water Resources Management* 24(3):437-458.
- Nicolini M, Zovatto L (2009) Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of water resources planning and management* 135:178-187
- Odan FK & Reis LFR (2012) Hybrid Water Demand Forecasting Model Associating Artificial Neural Network with Fourier Series. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(3):245-256.
- Page PR, Abu-Mahfouz AM & Yoyo S (2017) Parameter-less remote real-time control for the adjustment of pressure in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(9):04017050.
- Palau CV, Arregui FJ & Carlos M (2012) Burst Detection in Water Networks Using Principal Component Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(1):47-54.

- Pandey AS, Singh D & Sinha SK (2010) Intelligent hybrid wavelet models for short-term load forecasting. *IEEE Transactions on Power Systems* 25(3):1266-1273.
- Pascual J, Romera J, Puig V, Cembrano G, Creus R & Minoves M (2013) Operational predictive optimal control of Barcelona water transport network. *Control Eng. Pract.* 21(8):1020-1034.
- Prescott SL & Ulanicki B (2008) Improved control of pressure reducing valves in water distribution networks. *J. Hydraul. Eng.* 134(1):56-65.
- Puig V, Ocampo-Martínez C, Pérez R, Cembrano G, Quevedo J & Escobet T (2017) Real-Time Monitoring and Operational Control of Drinking-Water Systems. Springer, Cham, 428 p.p.
- Puleo V (2014) *Real-time optimal control of water distribution systems : Models and techniques, including intermittent supply conditions*. Doctor of Philosophy (University of Palermo, Palermo). 189 p(Consulté le Janvier 2014)
- Puust R, Kapelan Z, Savic DA & Koppel T (2010) A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal* 7(1):25-45.
- Rao Z & Salomons E (2007) Development of a real-time, near-optimal control process for water-distribution networks. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):25.
- Reis L, Porto R, Chaudhry F (1997) Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management* 123:317-326.
- Romano M & Kapelan Z (2014) Adaptive water demand forecasting for near real-time management of smart water distribution systems. *Environmental Modelling & Software* 60:265-276.
- Rossman LA (2000) EPANET 2 USERS MANUAL. (National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati).
- Shamir U & Salomons E (2008) Optimal real-time operation of urban water distribution systems using reduced models. *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(2):181-185.
- Shumway RH & Stoffer DS (2006) *Time series analysis and its applications: with R examples*. Springer Science & Business Media,
- Shvartser L, Shamir U & Feldman M (1993) Forecasting hourly water demands by pattern recognition approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 119(6):611-627.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008a) Understanding the Types of Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 19-29.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008b) Water Loss Control : A Topic of the Twenty-First Century. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 5-17.

- Tan Z, Zhang J, Wang J & Xu J (2010) Day-ahead electricity price forecasting using wavelet transform combined with ARIMA and GARCH models. *Applied Energy* 87(11):3606-3610.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008a) Controlling Real Losses - Pressure Management. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 301-343.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008b) Modelling Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 121-154.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008c) *Water loss control*. McGraw-Hill, New York, 2nd ed.. xv, 632 p. p
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008d) *Water Loss Control*. The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. 632 p
- Tian D, Martinez CJ & Asefa T (2016) Improving Short-Term Urban Water Demand Forecasts with Reforecast Analog Ensembles. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(6):04016008.
- Tiwari MK & Adamowski J (2013) Urban water demand forecasting and uncertainty assessment using ensemble wavelet-bootstrap-neural network models. *Water Resources Research* 49(10):6486-6507.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015a) An ensemble wavelet bootstrap machine learning approach to water demand forecasting: a case study in the city of Calgary, Canada. *Urban Water Journal* :1-17.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015b) Medium-Term Urban Water Demand Forecasting with Limited Data Using an Ensemble Wavelet-Bootstrap Machine-Learning Approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 141(2):04014053.
- Ulanicki B, Bounds P, Rance J & Reynolds L (2000) Open and closed loop pressure control for leakage reduction. *Urban Water* 2(2):105-114.
- Vairavamoorthy K & Lumbers J (1998) Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control. *J. Hydraul. Eng.* 124(11):1146-1154.
- Vicente DJ, Garrote L, Sánchez R & Santillán D (2016) Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(2):04015061.
- Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M & Whitman BE (2006) Modeling leakage reduction through pressure control. *Journal (American Water Works Association)* 98(4):147-155.
- Weigel AP & Mason SJ (2011) The generalized discrimination score for ensemble forecasts. *Monthly Weather Review* 139(9):3069-3074.
- Wilson L (1987) *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. (Université du Québec). 233 p

- Xu Q, Chen Q, Qi S & Cai D (2015) Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics* 26:111-116.
- Yang Y, Wu J, Chen Y & Li C (2013) A New Strategy for Short-Term Load Forecasting. *Abstract and Applied Analysis* 2013:1-9.
- Zareipour H, Bhattacharya K & Canizares C (2006) Forecasting the hourly Ontario energy price by multivariate adaptive regression splines. *2006 IEEE Power Engineering Society General Meeting*. IEEE, p 7 pp.
- Zhang BL & Dong ZY (2001) An adaptive neural-wavelet model for short term load forecasting. *Electric Power Systems Research* 59(2):121-129.
- Zhang X, Liang F, Srinivasan R & Van Liew M (2009) Estimating uncertainty of streamflow simulation using Bayesian neural networks. *Water resources research* 45(2).
- Zhou SL, McMahon TA, Walton A & Lewis J (2002) Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology* 259(1-4):189-202.
- Ziegler JG & Nichols NB (1942) Optimum settings for automatic controllers. *trans. ASME* 64(11).

Deuxième partie :

ARTICLES

PREMIER ARTICLE : ÉTUDE COMPARATIVE DE L'IMPACT DES MODES DE CONTRÔLE DE LA PRESSION SUR LA PERFORMANCE DES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE

Les travaux réalisés dans ce chapitre sont présentés sous forme d'article scientifique rédigé en anglais et dont le titre est :

Comparative study of pressure control modes impact on water distribution system performance

Mouna Doghri¹, Sophie Duchesne¹, Annie Poulin² et Jean-Pierre Villeneuve¹

¹ INRS-ETE, 490 de la Couronne, Quebec City, Canada

² École de technologie supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montreal, Canada

Cet article présente une étude comparative de différents modes de contrôle de la pression et de leurs impacts sur les performances des réseaux de distribution d'eau potable. La méthodologie, le contenu et les objectifs de cet article ont été discutés entre les différents auteurs. Il répond à l'objectif 1 de cette thèse. Les modèles hydrauliques ont été fournis par trois villes canadiennes. La définition de la méthodologie et la programmation des modes de contrôle de la pression ont été réalisés, sous Matlab 2014a, par l'auteure de cette thèse (première auteure de l'article) sous la supervision de la professeure Duchesne. Annie Poulin (troisième auteure) et Jean-Pierre Villeneuve (quatrième auteur) ont participé à la réflexion entourant la méthodologie et à l'analyse des résultats. L'écriture de l'article a été réalisée par l'auteure principale et les coauteurs ont participé à l'analyse des résultats et à la révision du manuscrit.

Cet article a été soumis le 20 août 2018 pour publication dans *Water Resources Management* ISSN 1573-1650.

Abstract

Four pressure control modes (CMs) for water distribution systems, which are 1) fixed control (FC); 2) time-based control (TBC); 3) reactive control (RC), and 4) ideal predictive control (IC), are compared based on their performance in terms of reduction of i) leakage rate and ii) pressure fluctuation intensity. The comparison is performed for three real Canadian distribution networks. Pressure fluctuation intensity, pressure variations distribution, and leakage rate reduction are the performance indices computed for each CM. The impact of differences in elevation and pipe roughness are also assessed. It is shown that in all cases, the active CMs (IC and RC) are more effective than the passive ones (TBC and FC). A decrease in water loss and in pressure fluctuation intensity was obtained when adopting CMs other than FC. The higher benefits were provided by IC, followed by RC and TBC. The benefits of active CMs are higher when the difference in nodes elevation is lower and when the pipe roughness is greater, both cases amplifying the relative impact of pipe friction on the pressure delivered to each node in the system.

Keywords

Pressure Control, Pressure Reduction Valve, Leakage Reduction, Pressure fluctuation intensity Reduction.

1.1. Introduction

Awareness about the high level of water losses in water distribution systems (WDSs), that can sometimes reach 40% of the total supplied water (Araujo *et al.*, 2006), led to various actions to reduce potable water leakage (Colombo *et al.*, 2009). Indeed, control of water losses has become a major issue worldwide (Laucelli *et al.*, 2016).

The International Water Association (IWA) suggests four tools to mitigate water losses in WDSs: pressure management, active leakage control, speed and quality of repairs, and pipeline and asset management (AWWA, 2008).

The most effective way to reduce losses is to detect and repair leaks (Creaco & Walski, 2017). However, it is also important to apply other solutions, such as pressure management, to slow

down the deterioration of the network and to overcome the problems linked to undetectable leaks.

Pressure control is the practice of managing system pressures to an optimum level of service ensuring sufficient and efficient supply to legitimate uses and consumers (Thornton *et al.*, 2008c). It is known to be an effective action for leakage reduction (Kang, 2014; Laucelli *et al.*, 2016) while helping mitigating the trend of WDSs deterioration (Vicente *et al.*, 2016). Effectively, in Thornton *et al.* (2008c) and Walski *et al.* (2006), it has been shown that lowering pressure reduces the frequency of pipe breaks.

Pressure control can be ensured by the sectorization of a water distribution system into pressure zones and the control of pressure at the inlet of each zone with, among other measures, pump and valve control, and reservoir water-level regulation (AWWA, 2008; Nazif *et al.*, 2009; Thornton *et al.*, 2008c).

The installation of pressure reducing valves (PRVs) or other types of head loss components was suggested in many studies for control of water losses, and the optimal number and placement of these devices has been treated in several studies (Araujo *et al.*, 2006; Jowitt & Xu, 1990; Laucelli *et al.*, 2016; Nicolini & Zovatto, 2009; Puust *et al.*; Reis *et al.*, 1997; Ulanicki *et al.*, 2000; Vairavamoorthy & Lumbers, 1998).

Since the earliest publications in this area, in the 1990s, the optimization problem has generally targeted the reduction of leakage rate; during the last decade, burst frequency reduction, operational cost saving, and consumption reduction were also introduced as objectives in the optimization problem (Creaco & Walski, 2017; Martínez *et al.*, 2007; Vicente *et al.*, 2016).

PRVs can be operated with constant or dynamic settings. The most common methods for PRV regulation, according to Thornton *et al.* (2008c), AWWA (2008), and Vicente *et al.* (2016) are 1) fixed outlet pressure, 2) time-based modulation, 3) flow-based dynamic modulation, and 4) remote node control modulation.

Recent works recommended real time control (RTC) of pressure, i.e., its continuous adjustment (Meniconi *et al.*, 2016), and demonstrated its benefits on WDSs (Campisano *et al.*, 2010; Creaco *et al.*, 2018; Page *et al.*, 2017).

Xu *et al.* (2015) proposed an approach for the optimal operation of water tanks aiming at reducing pressure fluctuations and electricity consumption as well as reducing leakage. Fontana

et al. (2017c), based on field experiments, showed that RTC is an effective solution for leakage reduction. They demonstrated that the minimum night flow (MNF) could be reduced by about 1 L/s with an average MNF of about 14 L/s. They also worked on the reduction of pressure oscillations and instabilities. Recently, an economic analysis of pressure control modes (CMs) was proposed by Creaco and Walski (2017). They demonstrated that RTC brings economic benefits only in some cases, namely when the cost of water is high, on large distribution systems, and/or on systems with peaked demand patterns. Kang (2014) has explored the usefulness of making water demand predictions in order to optimize control components (pump/valve) with the objective to minimize pumping costs. Furthermore, Creaco (2017) integrated water discharge predictions into valves and variable speed pumps controllers, and explored their benefits with regard to the RTC of WDSs. As reported by Creaco and Walski (2017), the ideal CM depends on the specific characteristics of each WDS. Furthermore, as the systems evolve over time, methods that were effective in the past risk becoming inadequate, and modifications in CM type could be required.

Overall, the particular WDS design requirements in North America for fire protection may bias the choice of the most appropriate CM as compared with what is observed elsewhere. The objective of this paper is to compare four pressure CMs (predictive, reactive, time-based and fixed CMs) in terms of leakage rate and pressure fluctuation intensity. The comparison is first performed for three real Canadian WDS case studies, and then for six additional cases (modified versions of the three WDS case studies), in order to study the impact of pipes roughness and differences in nodes elevation. The main purpose is to evaluate, for different network configurations, the potential of each CM for providing greater reductions in leakage rate and better pressure stabilization than the fixed pressure setting CM.

1.2. Methodology

1.2.1. Case Studies

Three consumption areas from three distinct Canadian WDSs were considered for the analyses. These areas are henceforth designated as City 1, City 2, and City 3 to simplify the nomenclature, and for confidentiality reasons. The layouts of the studied cases are presented in Fig 1. All studied networks meet the North American standards for firefighting (which means that the

diameters of pipes are generally bigger than what is required for usual water consumptions). Table 1 summarizes the main characteristics of the three studied network areas.

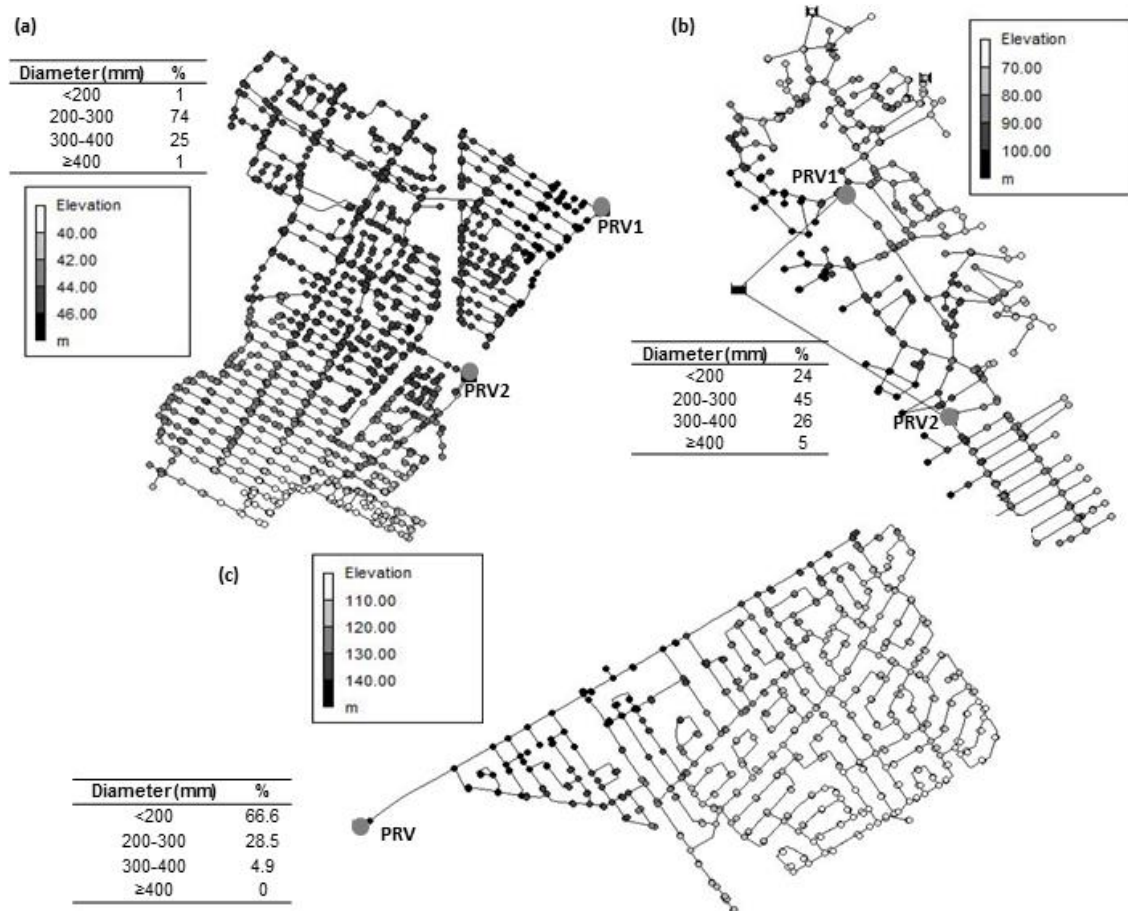


Fig 1 Layouts of a) city 1, b) city 2, and c) city 3 (Pressure reducing valves identified)

City 1 is the biggest of the studied cases. It has two inlets, both controlled by PRVs, and the maximum difference in elevation in this area is around 11 m. City 2 and City 3 present similar characteristics and have, respectively, 33% and 38% less nodes and 48% and 51% shorter pipe lengths than City 1. However, the maximum differences in elevation are much more important in those cases (about 50 m for City 2 and 45 m for City 3) than in City 1. Pressure in City 2 is controlled by two PRVs, located at the inlets of the area, while in City 3 a single PRV controls pressure at the unique entrance of the system.

Table 1. Characteristics of the case studies

Characteristics	City 1	City 2	City 3
Number of nodes	1,460	481	562
Number of pipes	1,591	514	625
Pipes total length (km)	64.3	30.8	32.8
Median Hazen-Williams coefficient	72	130	100
Number of inlets	2	2	1
Maximal difference in elevation (m)	11	50	45
Mean consumption (l/s)	245	38	36
Standard deviation of 15 min consumption (l/s)	50.8	13.2	19.8
Number of inhabitants	32,400	11,900	8,010
Area (km ²)	6.81	3.12	4.47

Records of water flows at the inlets of the areas were provided by the WDSs managers. As presented in Table 1, City 1 shows the highest mean consumption value. Each dataset presents a 15 min time step and extends over a period of 7 months in the case of City 1 (June to December) and a period of 12 months for the other two. The average daily water consumption is shown in Fig 2. Mean consumption patterns are illustrated in Fig 3. All areas present a minimum consumption at night and two maximums during daytime. City 1 presents less temporal variation in water consumption than the two other cases. The high population density of City 1, the diversity of water uses, and the potential high level of leakage may contribute to dampening the consumption profile in this area.

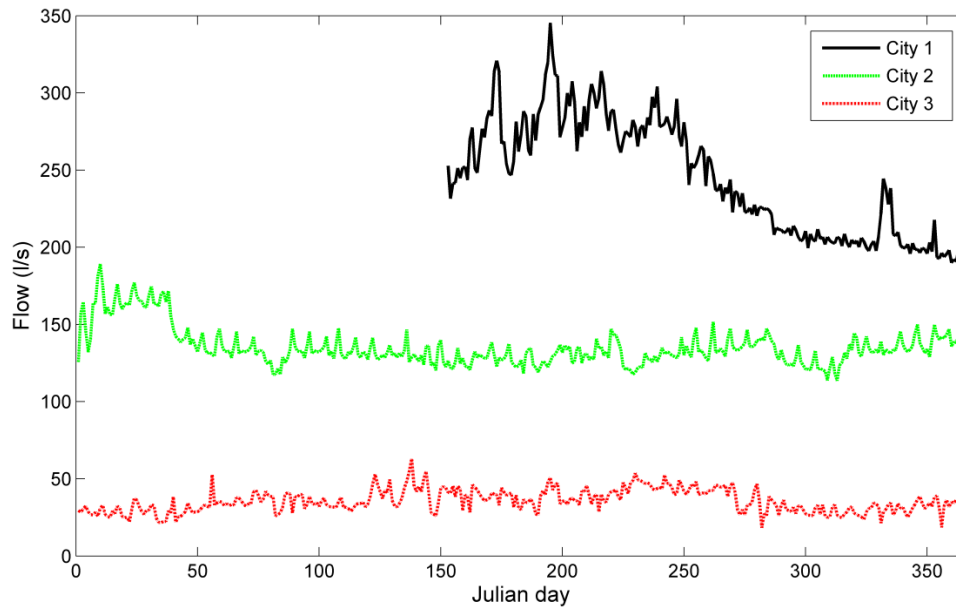


Fig 2 Daily averaged water consumption data

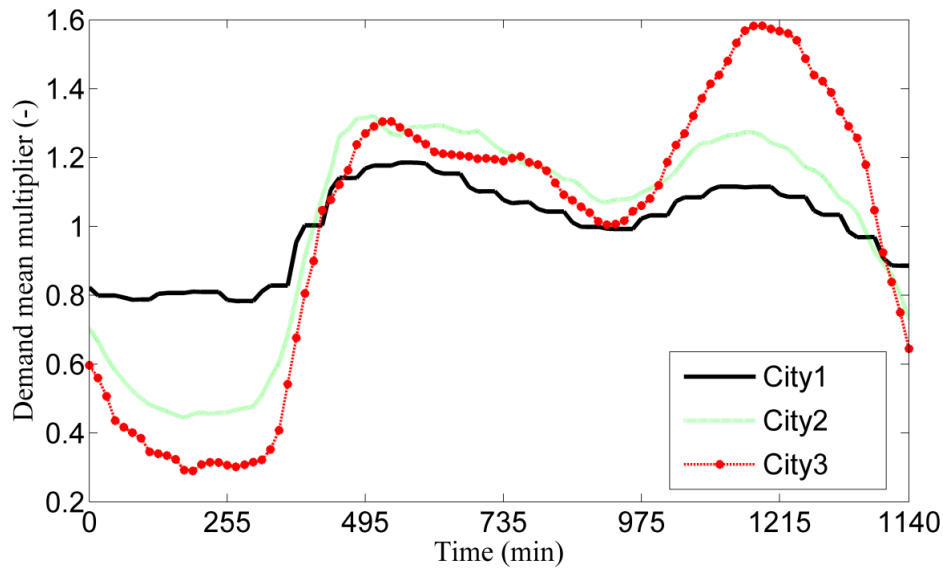


Fig 3 Mean daily consumption patterns

Six additional fictional cases were generated from the three case studies to analyze the sensitivity of pressure control to some characteristics of the networks, which are 1) the maximum difference in elevation, and 2) the age of the infrastructure. First, the three networks were flattened which means that the same elevation was attributed to all nodes. Then, the Hazen-Williams roughness coefficients of all pipes, in all three networks, were decreased by a value of 30 to simulate the increase in pipe roughness due to the aging of pipes.

1.2.2. Pressure control modes

The four pressure CMs that are compared are ideal control (IC), reactive control (RC), time-based control (TBC), and fixed pressure control (FC). For IC and RC, PRVs are under active control and their settings are adjusted at each time step as a function of i) the total observed discharge at the inlet, for RC; and ii) the observed and predicted total discharge at the inlet, for IC. It is assumed that proper controllers are available to operate the PRVs in order to obtain the required pressure settings. For TBC and FC, PRVs are under passive control. For all four methods, the PRV setpoints were defined in order to provide the required pressure, P_{obj} , to all nodes in the system at each time step of the simulated period. In the applications presented in this paper, P_{obj} was set to 30 m (294 kPa), in accordance with a directive from the province of Quebec for a minimum of 275 kPa pressure during normal operations.

TBC and FC are the most common control modes for WDSs management. FC maintains a constant PRV setting value during the whole day, while TBC switches the setting twice a day (nighttime and daytime). The daytime setting for TBC is the same setting as the constant setting for FC.

RC takes into consideration, at each time step, the current state of the network. IC presents an ideal control solution. It considers the current state of the network and evaluates the near future demand trend when defining the pressure control setting at each time step. Thus, the pressure provided at the node where pressure is minimum (called the critical node, CN) always remains equal to P_{obj} . As indicated by its designation, IC presents an optimal solution. It supposes the availability of an ideal short-term demand prediction and a perfect instantaneous adjustment of the PRVs. While for RC, the minimum pressure could be different from P_{obj} by at most a predefined non-zero error value (Er). More details about the four studied control models are given in the following sections of the paper.

For all four CMs, the optimization problem consists in determining the PRV settings in order to satisfy the objective function (OF) and fulfill all system constraints (see section 2.2.1). For IC and RC, the optimization problem is solved at each 15 min time step, while for FC and TBC, the problem is solved once per season. Fig 4 shows the process diagram for IC and RC, where PRV settings are updated at each time step t , based on the observed and/or predicted total discharge at the network inlets.

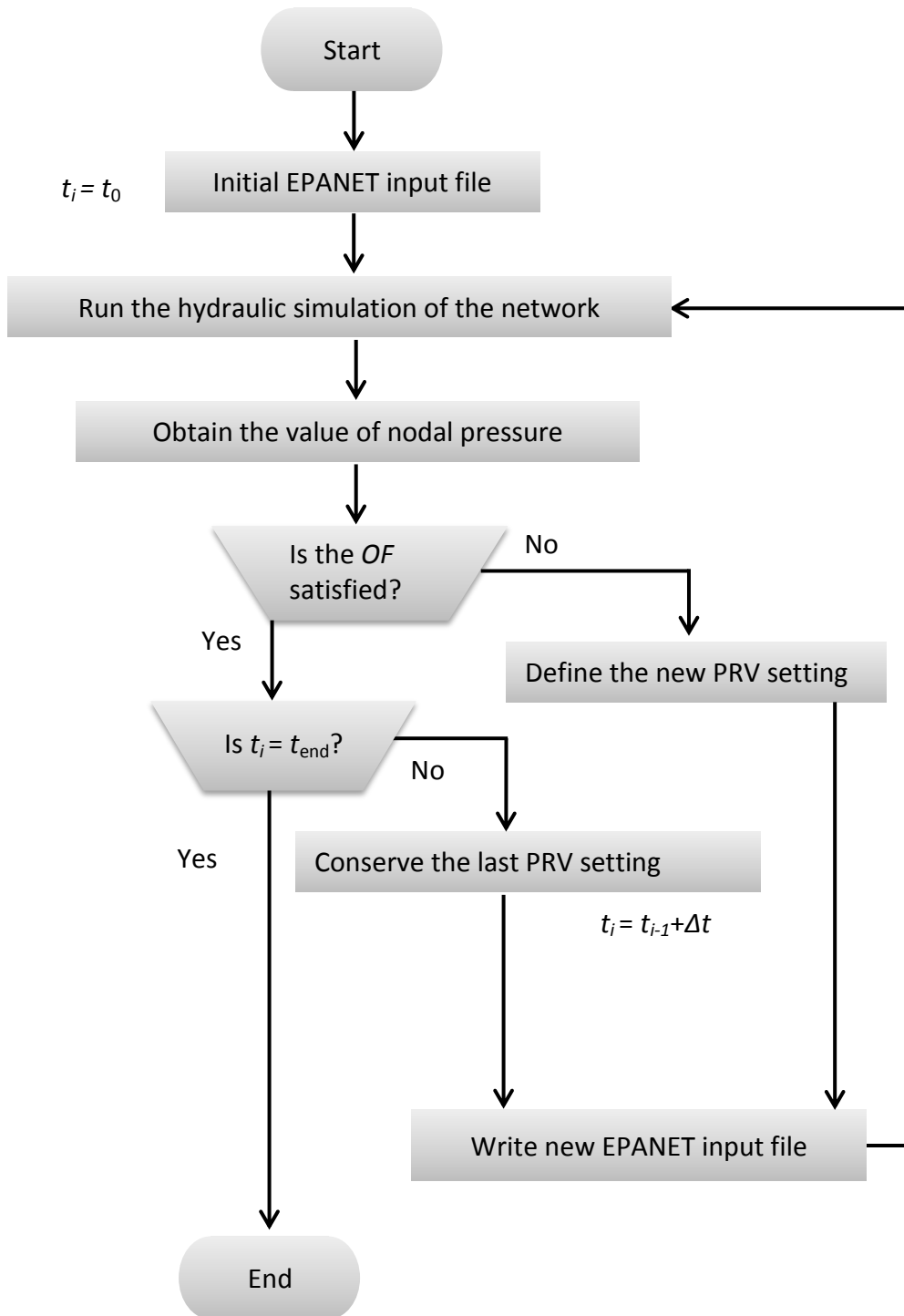


Fig 4 Process diagram for IC and RC pressure control modes

1.2.2.1. Formulation of the optimization problem

According to Puleo (2014), optimization procedures consist of "selecting the values of the decision variables making it possible to minimize / maximize an objective function in order to ensure an optimal level of service and to satisfy the constraints of the system".

Here the optimization problem consists in determining the PRV settings that minimize the pressure value at each node in the network, while fulfilling the pressure and system constraints (see below), i.e., minimizing the following *OF*:

$$OF(t) = \min \sum_{n=1}^N P_{n,t} \quad \text{Eq. 1}$$

where $P_{i,t}$ is the pressure at node n and time t , and N is the number of nodes. Constraints of the problem are:

1. the network hydraulic equations (flow continuity and head loss equations)
2. the minimum required pressure (P_{obj}):

$$P_{i,t} \geq P_{obj} \quad \text{Eq. 2}$$

3. the tolerated pressure range for the *CN* :

$$P_{obj} \leq P_{CN,t} \leq (1 + Er) * P_{obj} \quad \text{Eq. 3}$$

where $P_{CN,t}$ is the pressure at the critical node at time t and Er is a defined error term. This error is set to zero for IC, while values of 0.01 and 0.1 are tested for RC. Er represents the sensitivity of the pressure controller equipment. Indeed, it has been observed that some PRV actuators do not respond to variations in pressure that remain below a specific threshold. RC with $Er = 0.01$, called RC1 hereafter, represents the case of a more sensitive pressure controller equipment while RC with $Er = 0.1$, called RC2, is for less sensitive ones.

The principle for RC1 and RC2 is that PRVs will maintain constant settings as long as the pressure at the CN is included in the tolerated pressure range and will regulate pressure otherwise.

1.2.2.2. Optimization tool

For the applications presented in this paper, the hydraulic simulator EPANET 2.0 (Rossman, 2000b) was compiled in the MATLAB R2014a environment. MATLAB scripts were developed to define PRV settings minimizing the OF while fulfilling all the constraints for the four tested pressure CMs. For each case study, simulations were conducted during the period of available data with a 15 min time step. A constant fraction of total demand is allocated to each consumption node at each time step according to the characteristics of the database provided.

In the case of active controls (RC and IC), the optimization was performed at each time step to identify the new adjustment of PRVs. The algorithm first proposes potential solutions for PRV settings and then the hydraulics are simulated with EPANET. Depending on the gap found between P_{CN} and P_{obj} , the openings of the valves are adjusted until the Er satisfies the requirement of the simulated CM. In the case of multiple PRVs (City 1 and City 2), the same setting is firstly attributed to all PRVs and once the optimization problem is solved, valve settings are decreased separately while ensuring that P_{obj} at CN is still maintained. For passive controls (FC and TBC), the hydraulics of the system are simulated with EPANET using the predefined valve openings.

1.2.3. Performance indices

Three indices were considered to compare the four CMs: 1) leakage rate reduction (LRR), 2) nodal pressure fluctuation intensity (PFI), and 3) distribution of pressure fluctuations. The leakage rates were computed using the FAVAD concept (May, 1994), which states that the ratio of the leakage rate for two situations is proportional to the ratio of pressure for these situations raised to an exponent N_l . Hereafter, the concept is adapted to evaluate the reduction in leakage that could be ensured when controlling pressure with TBC, RC1, RC2 or IC, as opposed to FC (Eq. 4).

$$LRR_n = 1 - \frac{1}{T} \sum_{i=1}^T \frac{Q_{i,n}^x}{Q_{i,n}^{FC}} \quad \text{Eq. 4}$$

$$\text{with } \frac{Q_{i,n}^x}{Q_{i,n}^{FC}} = \left(\frac{P_{i,n}^x}{P_{i,n}^{FC}} \right)^{N_l}$$

where x is either IC, RC1, RC2 or TBC, T is the number of time steps in the simulation period, i and n are respectively time step and node indices, Q is the flow, P is the pressure and N_1 is equal to 1 (Fantozzi & Lambert, 2007).

As pressure fluctuations could cause pipe bursts (Xu *et al.*, 2015) and be as much harmful for WDSs as high pressure, it is important to take this aspect into consideration when making the choice about the control mode to adopt. Two indices were adopted to quantify pressure variations. Firstly, *PFI*, which is the standard deviation of pressure at each node over the simulation period, was determined as expressed in Eq. 5.

$$PFI_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^T (P_{i,n} - \overline{P}_n)^2}{T - 1}} \quad \text{Eq. 5}$$

where $P_{i,n}$ is the pressure at node n and time step i , and \overline{P}_n is the mean pressure at node n over the simulation period.

Secondly, pressure variations (ΔP) at each node and each time step were computed as expressed in Eq. 6.

$$\Delta P_{i,n} = P_{(i+1),n} - P_{i,n} \quad \text{Eq. 6}$$

1.3. Results and discussion

The following sections compare the performance of all CMs on each of the nine studied areas (three areas with three variants for each). A better performance is defined as a higher *LRR*, a lower *PFI*, and a higher percentage of ΔP in the lower class of ΔP .

In Fig 5, an example of inlet pressure settings and pressure delivered to CN obtained under the several CMs tested, in the case of original City 1, on July 12th, are illustrated.

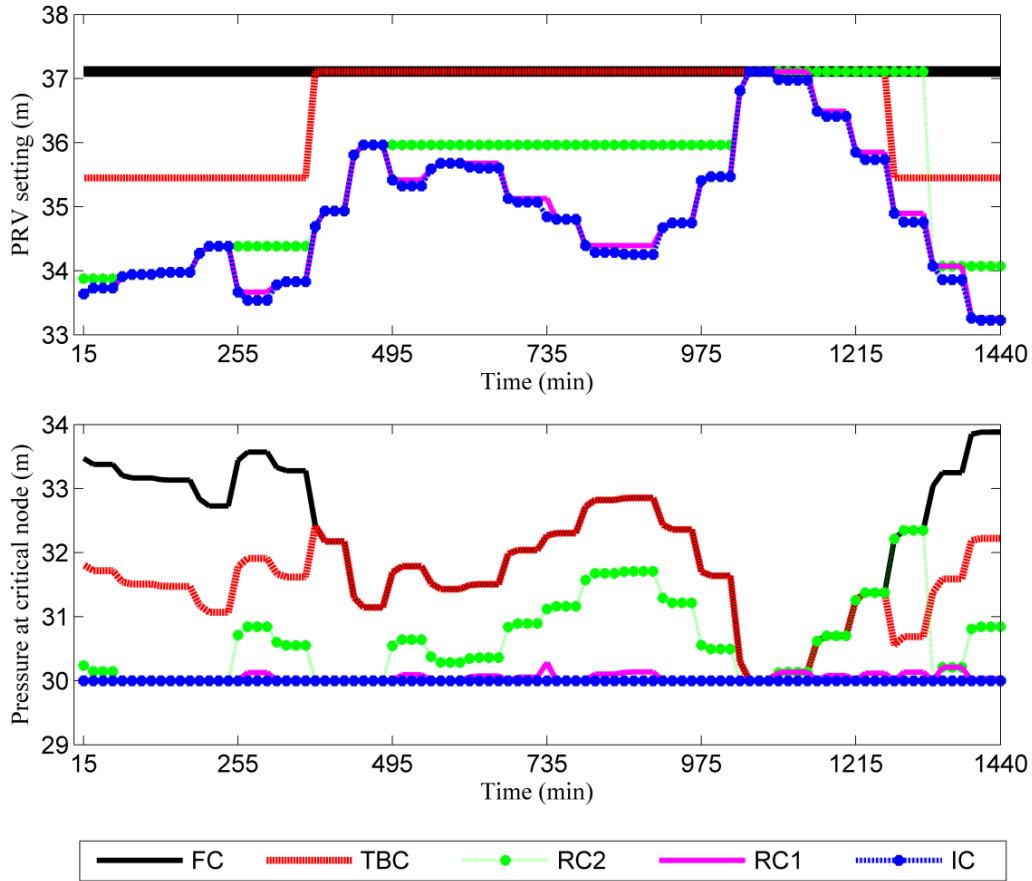


Fig 5 PRV1 settings and critical node pressure for Original City 1 (July, 12th)

1.3.1. Leakage rate reduction

Fig 6 presents the benefit of adopting TBC, RC1, RC2 or IC, instead of FC, in terms of *LRR*. For each case, the mean and standard deviations (Std) values of *LRR* across nodes are given. The mean *LRR*s are positive in all cases, which means that FC provides the highest node pressures, as expected, and consequently the highest amount of water losses. Moreover, the highest *LRR* is obtained with IC, closely followed by RC1, RC2, and TBC in decreasing order. The differences between *LRR* for IC and RC1 do not exceed 0.3% in all cases. However, IC and RC1 present greater benefits over RC2 and TBC.

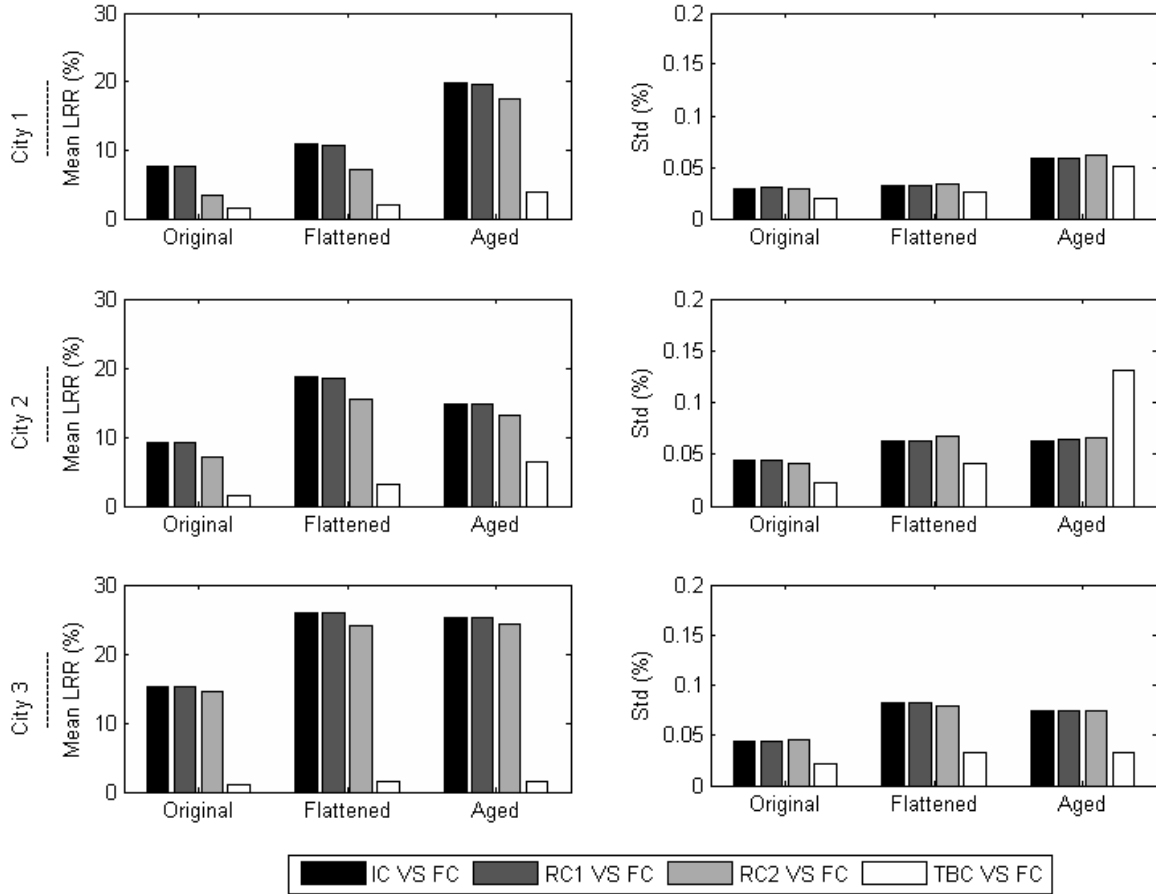


Fig 6 Leakage rate reduction (%)

For all tested CMs, City 1 (unmodified) has lower mean *LRR* values than the two other unmodified networks. This result can be explained by the lower daily variations in flow in City 1, which requires less adjustment of valve openings during the day and consequently similar performances for active CMs and FC.

The flattened networks show, in comparison with the original cases, that the difference in elevation could have a considerable effect on the relative effectiveness of active control modes in terms of *LRR*. Indeed, pressure differences between different locations in the network are then only driven by head losses due to friction in pipes and not by differences in elevation. As friction head losses depend on flow velocity, the pressure differences between the entrance of the networks and the CN show greater relative fluctuations during the day for the flattened networks than for the original ones; consequently, a dynamic adjustment of pressure (IC, RC1, or RC2) at the entrance of the network provides greater overall pressure reductions in the network than passive CMs (TB or FC). Indeed, the increase in mean *LRR*, when comparing flattened

networks to original ones, is positive and the average increase for the four considered CMs is around 1.6, 2.1, and 1.7 for City 1, City 2, and City 3, respectively.

Similarly, for the aged networks, increasing pipe roughness involves greater friction head losses than in the original networks. Consequently, the relative contribution of friction head losses to differences in pressure becomes more important than the contribution of the differences in elevation. Thus, the performance of dynamic CMs, in terms of *LRR*, becomes greater since friction head losses vary during the day. There is also an interest to define nighttime and daytime settings since *LRR* becomes higher in the cases of aged networks (increased pipes roughness) when adopting TBC instead of FC. Also, the comparison of mean *LRR* between flattened and aged networks shows once again the influence of pipe friction as compared with the impact of the differences in elevation. Indeed, the increase of pipe roughness has a lower impact on *LRR* than flattening networks for City 2 and City 3 than for City 1, which has the lowest maximum difference in elevation between nodes. *LRR* results show the interesting potential of adopting IC, RC, and TBC, rather than FC. The average increase in mean *LRR*, when comparing the four CMs for aged and original networks, is around 3.2, 2.4, and 1.7, respectively for City 1, City 2, and City 3.

To summarize, the highest mean *LRR* is obtained under IC, closely followed by RC1 and then by RC2 and TBC. Networks presenting contrasted demand patterns, lower differences in node elevation and higher pipe roughness disadvantage FC as compared with the other CMs considered in this study.

1.3.2. Pressure fluctuation intensity

Fig 7 presents *PFI*s obtained for all CMs considered at the CN (PFI_{CN}) and as a mean value for all nodes in the networks.

IC stabilizes pressure fluctuations mostly at the CN ($PFI_{CN} < 10^{-2}$ m) where the pressure is maintained constant ($P \approx P_{obj}$), whereas in the rest of the network, the mean pressure shows greater fluctuation intensity. This result was expected since IC adjusts the inlet pressures at each time step in order for the pressure at CN to be equal to P_{obj} . RC1 also shows good stabilization of pressure at CN ($PFI_{CN} < 0.1$ m) and mean *PFI*s similar to those obtained under IC. In the case of RC2, as the pressure regulation is less precise, PFI_{CN} is closer to mean *PFI* value except for City 3.

In this case, the network presents a steep slope from its single regulated entrance to its opposite side (see Fig 1c). PRV adjustment shows lower amplitude variations and this appears through the similarity in PFI values under all active CMs (IC, RC1, and RC2). The gap between PFI_{CN} and PFI becomes lower under TBC and FC. Mean PFI shows greater stabilization of pressure when moving from FC/TBC to RC2, RC1, and then IC.

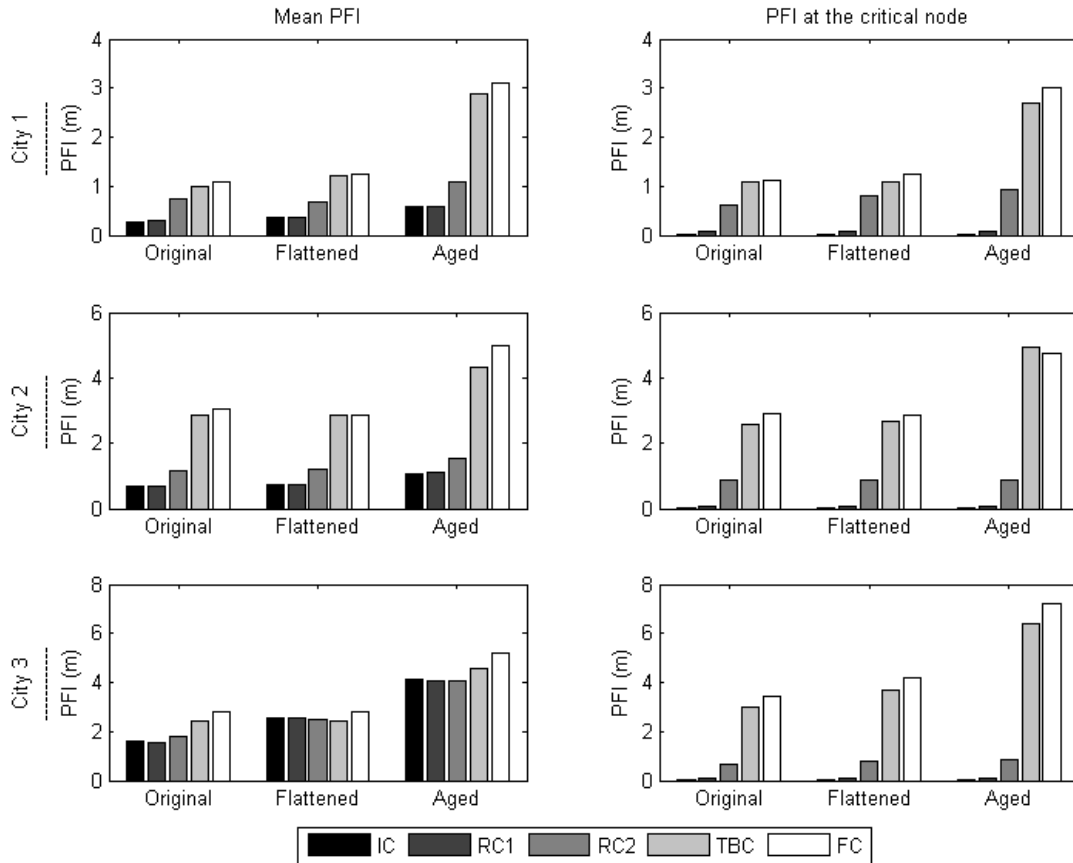


Fig 7 Pressure fluctuation intensity (m)

Active CMs present mean PFI reduction, in all tested networks, of about 2.19, 2.18, and 1.63 times those of TBC and 2.43, 2.42, and 1.80 times those of FC, respectively for IC, RC1, and RC2.

For all studied cases, the PFI values remain low even when removing the differences in elevation (mean PFI are on average 1.2, 1, and 1.3 times higher for the flattened networks than for the original ones, respectively for City 1, City 2, and City 3). However, when increasing pipes roughness, the variations with time of pipe friction losses are higher and thus pressure fluctuations are more important. The CMs generate higher PFI s in this case. Aging networks

contribute to increases of approximately 2.3, 1.5, and 2.2 times in the mean *PFI*s for all CMs considered, in comparison to original networks, respectively, for City 1, City 2, and City 3.

The comparison of active CMs with passive ones highlights the interest of IC/RC1 as compared with TBC/FC, and even to RC2. Indeed, networks with a higher proportion of pressure loss due to friction head loss than to differences in elevation (aged networks and City 1) see their pressure fluctuations decrease under IC and RC1, as compared with passive control.

1.3.3. Distributions of pressure fluctuation

Eight classes of pressure fluctuation were differentiated, as shown in Fig 8. The percentages of occurrence of the values in each class were computed for the nine networks variants. The 0 to 0.25 m class presents the highest percentage of occurrence. With a 15 min time step, it is more frequent to observe relatively similar successive flow, especially in the case of City 1 (large city with a higher water demand and a smoother daily consumption pattern). The percentage in the class of lower pressure variations increases when moving from FC/TBC to RC2/RC1/IC. As expected, active CMs (RC1, RC2 and IC) attenuate pressure fluctuations as compared with TBC and FC.

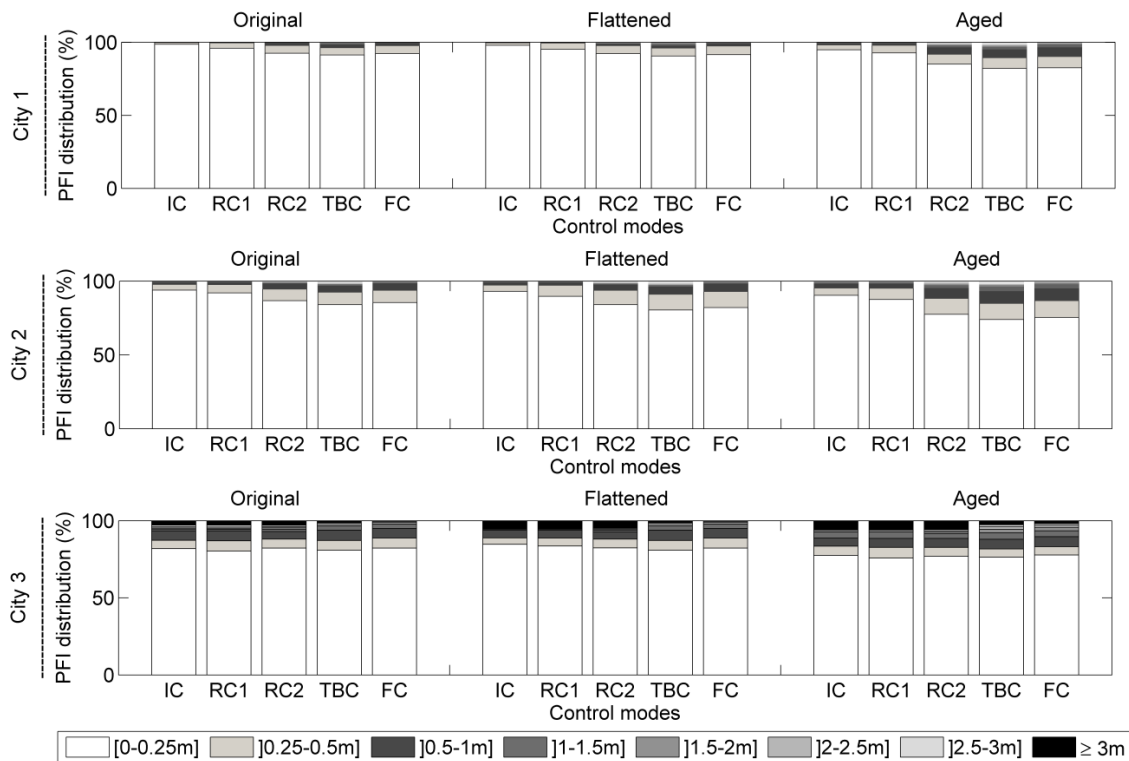


Fig 8 Pressure fluctuation intensity distributions (%)

In the case of City 1 and City 2, values of ΔP higher than 2 m represent less than 2% of all values. Moreover, the percentages in these classes do not exceed 0.1% for IC and RC1 in the case of City 1 and City 2. This is not the case for City 3, which presents non-zero percentages for ΔP classes higher than 2 m and even higher percentages in the case of active CMs. The objective of stabilizing pressure at CN by the continuous adjustment of the pressure at the entrance of the network, facing high fluctuations in water consumption, could be the reason for such a behavior (Table 1 shows that the standard deviation of 15 min total demand represents 55 % of the mean total daily consumption in this network and Fig 3 shows that the mean daily consumption pattern has greater peaks in this network than in the others).

Flattened networks present similar distributions as the originals cases. No difference exceeding 4% was noticed.

In the case of aged networks, the performance of pressure control methods has been deteriorated. In all cases, the percentage of lower fluctuations, averaged over the 3 networks, was decreased of about 3.8, 4.0, 7.3, 7.9, and 8.1% respectively for IC, RC1, RC2, TBC and FC. However, results reveal the benefits of operating networks under active CMs (as opposed to passive control) when the network state deteriorates. Indeed, the difference between IC/RC1/RC2 and the passive CMs (TBC and FC) is more prominent for the aged networks than for the original ones.

1.4. Conclusions

Different pressure control modes (CMs) were compared in terms of reduction of leakage rate and stabilization of pressure. The fixed control (FC) mode was considered as the reference. Among other existing CMs, the potential of an ideal predictive control (IC) mode was evaluated.

The comparison was performed for three real water distribution networks and six additional modified cases (flattened and aged networks). The percentage of leakage rate reduction (*LRR*), the pressure fluctuation index (*PFI*), and the distribution of pressure fluctuations are the performance indices that were studied.

The analysis showed that IC reduces leakage rate and mitigates pressure fluctuations. Reactive control (RC) is almost as beneficial as IC particularly for more sensitive PRVs. For the nine cases tested, the mean network *LRR*, as compared with FC, is about 15.5%, 15.4%, 13.2%, and 2.4%,

respectively for IC, RC1, RC2, and TBC, and the mean *PFI* reaches approximately 1.3, 1.3, 1.6, and 3.2 m, respectively for the same four CMs, against 3.5 m for FC.

Given that i) IC, in this case, presents an ideal CM with perfect prediction of the short-term demand, and ii) each prediction module will bring additional errors to the CM, RC is the most appropriate active pressure CM according to the results.

It was observed that the choice of the most appropriate CM depends on the characteristics of the network (configuration, difference in elevation between the nodes, pipes roughness, etc.) and the shape of the consumption pattern. The higher the difference in elevation is, the less important the pipe friction is in terms of pressure loss and the less beneficial active CMs (RC and IC) are in comparison to passive ones (TBC and FC). When pipe roughness increases, active CMs become more beneficial than the passive ones.

The comparisons that were made show the benefits of active pressure CMs in the case of North American water distribution networks that are designed to ensure fire protection. The benefits of active CMs are expected to be much higher in networks designed without the fire protection requirement, although this should be verified. Moreover, it remains to be determined how the comparison results are affected by stochastic demands with a non-constant fraction of the total demand at each node.

The results presented provide guidelines for the choice of the most appropriate pressure CM for a specific WDS. However, an economic study, such as the one proposed by Creaco and Walski (2017), should always guide the choice of the most beneficial CM to be adopted in the system.

ACKNOWLEDGMENTS

Data used were provided by three Canadian cities, which are not named here for confidentiality reasons but are gratefully acknowledged.

Financial support to Mouna Doghri was provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada.

REFERENCES

- Araujo LS, Ramos H, Coelho ST (2006) Pressure Control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management. *Water Resources Management* 20:133-149. doi:10.1007/s11269-006-4635-3
- AWWA (2008) *Water Audits and Loss Control Programs: M36 vol 36*. American Water Works Association
- Colombo AF, Lee P, Karney BW (2009) A selective literature review of transient-based leak detection methods. *Journal of Hydro-environment Research* 2:212-227. doi:10.1016/j.jher.2009.02.003
- Creaco E (2017) Exploring Numerically the Benefits of Water Discharge Prediction for the Remote RTC of WDNs. *Water* 9:961
- Creaco E, Campisano A, Modica C (2018) Testing behavior and effects of PRVs and RTC valves during hydrant activation scenarios. *Urban Water Journal* 15:218-226
- Creaco E, Walski T (2017) Economic Analysis of Pressure Control for Leakage and Pipe Burst Reduction. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143:04017074
- Fantozzi M, Lambert A (2007) Including the effects of pressure management in calculations of Short-Run Economic Leakage Levels. Paper presented at the Water Loss 2007, Bucharest
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G, Zollo R (2017) Real-Time Control of Pressure for Leakage Reduction in Water Distribution Network: Field Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144:04017096
- Jowitt PW, Xu C (1990) Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 116:455-472
- Kang D (2014) Real-time optimal control of water distribution systems. *Procedia Engineering* 70:917-923
- Laucelli D, Berardi L, Ugarelli R, Simone A, Giustolisi O (2016) Supporting Real-time Pressure Control in Oppegård Municipality with WDNNetXL. *Procedia Engineering* 154:71-79
- Martínez F, Hernández V, Alonso JM, Rao Z, Alvisi S (2007) Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics* 9:65. doi:10.2166/hydro.2006.018
- May J (1994) Pressure dependent leakage. *World Water & Environmental Engineer* 17:10
- Meniconi S, Brunone B, Mazzetti E, Laucelli DB, Borta G (2016) Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering* 162:455-462

- Nazif S, Karamouz M, Tabesh M, Moridi A (2009) Pressure Management Model for Urban Water Distribution Networks. *Water Resources Management* 24:437-458. doi:10.1007/s11269-009-9454-x
- Nicolini M, Zovatto L (2009) Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of water resources planning and management* 135:178-187
- Page PR, Abu-Mahfouz AM, Yoyo S (2017) Parameter-less remote real-time control for the adjustment of pressure in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143:04017050
- Puleo V (2014) Real-time optimal control of water distribution systems : Models and techniques, including intermittent supply conditions. University of Palermo
- Puust R, Kapelan Z, Savic DA, Koppel T (2010) A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal* 7:25-45. doi:10.1080/15730621003610878
- Reis L, Porto R, Chaudhry F (1997) Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management* 123:317-326
- Rossman LA (2000) EPANET 2: users manual
- Thornton J, Sturm R, Kunkel G (2008) *Water loss control*. 2nd ed.. edn. McGraw-Hill, New York
- Vicente DJ, Garrote L, Sánchez R, Santillán D (2016) Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142:04015061. doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000589
- Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M, Whitman BE (2006) Modeling leakage reduction through pressure control. *Journal American Water Works Association* 98:147-155
- Xu Q, Chen Q, Qi S, Cai D (2015) Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics* 26:111-116

2. DEUXIÈME ARTICLE : COMPARAISON DES PERFORMANCES DE MODÈLES UNIVARIÉS DE SÉRIES CHRONOLOGIQUES POUR LA PRÉDICTION À COURT TERME DE LA DEMANDE EN EAU URBAINE

Les travaux réalisés dans ce chapitre sont présentés sous forme d'article scientifique rédigé en anglais et dont le titre est :

Comparison of univariate time series models performance for short-term urban water demand forecasting

Mouna Doghri¹, Sophie Duchesne¹ & Annie Poulin²

^{1,2} INRS-ETE, 490 de la Couronne, Quebec City, Canada

³ École de technologie supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montreal, Canada

¹ mouna.doghri@ete.inrs.ca

Cet article présente une étude comparative de deux types de modèles univariés de séries chronologiques en termes de performance de la prédiction à court terme de la demande en eau. Le choix des modèles, la méthodologie suivie et les objectifs de cet article ont été discutés entre les différents auteurs. Il répond à l'objectif 2 de cette thèse. Les séries de données temporelles ont été fournies par des villes du Québec. Le développement des modèles a été effectué, sous Matlab 2014a, par l'auteure de cette thèse (première auteure de l'article). L'analyse des résultats et l'écriture de l'article a été réalisée par l'auteure principale et les coauteures, Sophie Duchesne et Annie Poulin, ont participé à la réflexion entourant la méthodologie, à l'analyse des résultats et à la révision du manuscrit.

On prévoit soumettre cet article au Journal of Hydroinformatics

Abstract

The performance of the Autoregressive Integrated Moving Average (ARIMA) and the Fully Adaptive Forecasting (FAF) models on making short-term predictions of water consumption, using a 15 min time step, was compared. The seasonal versions of ARIMA model (SARIMA) and a modified FAF model were also included in the study. The aim was to define the most relevant model to integrate into a control tool. The analyses were performed using datasets collected from two cities in Quebec (Canada), providing 15 minutes water consumption records over 5 years and 22 months respectively. The accuracies of the models were evaluated and the results showed that FAF model provided the best fitting for prediction lead times exceeding 45 min and that the seasonality in ARIMA models performed well only in the case of city with large consumption. Further, uncertainties linked to the predictions were estimated for the models and the comparison showed that the modified FAF model presented the narrowest confidence bands and showed a good stability of results with increasing lead times but presented the lowest coverage of observations.

2.1. Introduction

Forecasting the urban water demand (UWD) is an important issue to ensure a better management of water distribution systems (WDSs). In the most recent applications of real-time control (RTC), prior knowledge of the consumption fluctuations is required (Kang, 2014; Pascual *et al.*, 2013; Puig *et al.*, 2017; Puleo, 2014). As reported by Herrera *et al.* (2010) and Tiwari and Adamowski (2015b), a smart use of the predictions ensures an optimal management of WDSs (e.g. regulation of the pumps, identification of system anomalies such as leaks and broken pipes, etc.). The choice of the more appropriate prediction model depends on (i) management objectives, (ii) required prediction horizons, and (iii) the available data.

Over the years, various models have been developed. For instance, time series analysis tools (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2013; Zhang & Dong, 2001), artificial intelligence methods (Firat *et al.*, 2010; Ghiassi *et al.*, 2008; Jain *et al.*, 2001; Maier & Dandy, 2000; Romano & Kapelan, 2014) and hybrid models (Adamowski *et al.*, 2012; Alvisi *et al.*, 2007; Bai *et al.*, 2014; Bougadis *et al.*, 2005; Herrera *et al.*, 2010; Huang *et al.*, 2014; Misiti *et al.*, 1997; Odan & Reis, 2012; Pandey *et al.*, 2010; Zareipour *et al.*, 2006; Zhou *et al.*, 2002) were developed. Those

models were either adapted from existing models to be applied to UWD or developed particularly for UWD applications. All those approaches aim to cope with the stochastic behaviour of the water demand (Puleo, 2014). House-Peters and Chang (2011) and Donkor *et al.* (2014) presented an overview of the different existing models recently adapted to UWD forecasts.

According to Ghiassi *et al.* (2008) and Odan and Reis (2012), the variability of UWD is influenced by time, socio-economic factors, climatic and meteorological variables, and the cost of the supplied water. Most of the researchers integrated some of those factors as model variables to make predictions of UWD (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2014; Ghiassi *et al.*, 2008; Herrera *et al.*, 2010; Odan & Reis, 2012; Tian *et al.*, 2016; Tiwari & Adamowski, 2013; Zhou *et al.*, 2002); and in such case, the models are called multivariate. On the contrary, some other authors (Alvisi & Franchini, 2014; Alvisi *et al.*, 2007; Bakker *et al.*, 2013; Romano & Kapelan, 2014; Shvartser *et al.*, 1993) considered only the UWD records as inputs for the models, and in this case, the models are called as univariate models.

Different time scales of forecast can be defined: long, medium and short terms (Bougadis *et al.*, 2005; Donkor *et al.*, 2014; Ghiassi *et al.*, 2008; Jain *et al.*, 2001) and, the forecast horizon adopted for the model is defined depending on the purposes of the model application (Bakker *et al.*, 2013; Ghiassi *et al.*, 2008). There are no specific rules for defining scales or forecast horizons. The long-term forecast (and possibly medium term) is necessary for the planning, design and network expansion analyses, while the short-term and medium-term forecasting are useful in operational control and management of the WDSs (Alvisi *et al.*, 2007; Herrera *et al.*, 2010; House-Peters & Chang, 2011; Pascual *et al.*, 2013). As suggested by Zhou *et al.* (2002), it is necessary to make short-term forecasts to ensure better operational management. The short-term forecasts fit well with the RTC tools optimization objectives.

Several previous studies have compared the performances of prediction models on making long-term and short-term UWD forecasts (Adamowski *et al.*, 2012; Bai *et al.*, 2014; Ghiassi *et al.*, 2008; Herrera *et al.*, 2010; Tiwari & Adamowski, 2013). The latest comparison works mostly dealt with time steps greater than 1 h. Moreover, the comparison of the performances of different UWD prediction models for time steps lower than 1 h has never been undertaken.

In this study, comparison between two types of univariate prediction models that are available in the literature is made using urban water demand datasets. The considered prediction models

are univariate and adequate for operational control objectives of the networks as stated in Bakker *et al.* (2013) and Tian *et al.* (2016). The time step adopted is 15 min, which is the smallest one considered up to now for the purpose of RTC, to the authors' knowledge (Arandia *et al.*, 2015; Bakker *et al.*, 2013). The univariate criterion was important in this study as while selecting the models, authors were looking for appropriate forecasting model to be integrated into a RTC tool. Moreover, the model should only require data recorded in the WDS. Indeed, dependence on other data sources could slow down the optimization process. The Autoregressive Integrated Moving Average (ARIMA) model (Box & Jenkins, 1976) and the Fully Adaptive Forecasting (FAF) model (Bakker *et al.*, 2013) were the models selected. In addition to the evaluation of the performance of each model on making predictions several time steps ahead (from 15 min to 24 h), the impacts of the integration of the seasonality criteria and of the uncertainties linked to the models predictions were also evaluated. The Mann-Whitney test was adapted to this study and combined with classic performance indices to compare the performances of the forecasts. The confidence intervals, generated with the predictions made, were also compared with the indices commonly used in the literature (Tiwari & Adamowski, 2015a; Zhang *et al.*, 2009).

2.2. Methodology

The predictions were carried out with a 15 min time step for 8 different lead times varying from 15 min to 24 h. The models selected are: 1) ARIMA model and 2) FAF model proposed by Bakker *et al.* (2013). A few modifications to the selected models were proposed in order to: a) consider the seasonal component of the UWD patterns, and b) evaluate the uncertainties linked to the UWD forecast. Brief descriptions of the selected models and of the analyses that were performed to compare them are presented in the following. An overview of the datasets that were used for this comparison is also given.

In this study, the Matlab 2014a software was used to develop the different models and to perform the analyses.

2.2.1. Univariate prediction models

2.2.1.1. The Autoregressive Integrated Moving Average (ARIMA) model

ARIMA model (Box & Jenkins, 1976) is a commonly and widely used model to make forecasts for a large range of time steps (hours, days, weeks, etc.) and for different horizons. It showed

satisfactory results (Adamowski, 2008; Bougadis *et al.*, 2005; Caiado, 2010; Ghiassi *et al.*, 2008; Tan *et al.*, 2010; Tiwari & Adamowski, 2013; Yang *et al.*, 2013) and appears suitable for short-term forecasts (Tiwari & Adamowski, 2013). ARIMA models require the input data to have constant mean, variance, and autocorrelation through time (Box & Jenkins, 1976). They allow treating a non-stationary series by the elimination of the trend through successive differentiations of the time series data. In the case of water consumption records, one differentiation of the dataset is generally enough to satisfy this stationarity condition. The model is defined as follows:

$$C_t = C_{t-1} + \sum_{j=1}^{p_1} (\gamma_j W_{j-1}) - \sum_{j=1}^{p_2} (\theta_j \varepsilon_{t-j}) + \varepsilon_t; \quad (1)$$

where: C_t is the predicted value at time step t ; C_{t-1} is the observed value of the time series at time step $t-1$; the first sum-term represents an autoregressive model (AR) of order p_1 ; the second sum-term represents a moving average model (MA) of order p_2 ; W is the differentiated series of C ; γ_j and θ_j are the parameters of the AR and the MA models respectively, to be calibrated; and ε_t is a random perturbation or white noise. The model is referred to as an ARIMA(p_1, d, p_2), where d represents the order of the differentiation of the original dataset, and the values of the parameters p_1 and p_2 are estimated following the pre-analysis of the dataset.

- **Seasonality for ARIMA model**

When the time series presents a seasonal behaviour that repeats over a certain periods S , the use of seasonal ARIMA model is more accurate. Indeed, it showed good results in several previous studies (Arandia *et al.*, 2015; Yang *et al.*, 2013). The seasonal model is called SARIMA model and it is denoted as SARIMA(p_1, d, p_2)(P_1, D, P_2) $_s$, where p_1 and P_1 are the non-seasonal and seasonal AR orders respectively, d and D are the non-seasonal and seasonal differentiating orders respectively, p_2 and P_2 are the non-seasonal and seasonal MA orders respectively, and s is the time span of repeating seasonal pattern (Arandia *et al.*, 2015; Box & Jenkins, 1976; Shumway & Stoffer, 2006).

The preanalysis of the dataset was important to estimate the parameters of the ARIMA and SARIMA models. The autocorrelation function (ACF) and the partial autocorrelation function (PACF), as defined by Box and Jenkins (1976), were used to identify the most appropriate time series model for the dataset (Arandia *et al.*, 2015; Yang *et al.*, 2013).

2.2.1.2. The Fully Adaptive Forecasting (FAF) model

The heuristic model developed by Bakker *et al.* (2013) is a forecasting method that combines the daily average estimation of the UWD with the demand pattern to provide 15 min predictions over the following 24 h. The model analyses the historical data series to determine different factors ($f_{dotw,typ,i}$: typical day of the week factor and $f_{qtr,typ,i,j}$: typical 15 min time step factor – see equations 2 to 5). In fact, by exploring the available database, the method defines the specific factors for the seven ordinary days of the week and for each particular day of the year, and the 15 min demand pattern corresponding for each one of these days.

The model makes the prediction of the UWD for the next day with a 15 min time step. The main steps of the model are summarized in Equations 2 and 3. The method is as follows: i) the model computes the value of the mean demand for the next day (Q_i) based on the mean water demands of the previous two days (Q_{i-1} and Q_{i-2}), divided by the corresponding typical day of the week factors and making the more recent day four times more important than the older demand (corresponding weighing constants set at 0.8 and 0.2); then ii) the mean demand of day i is discretized in a set of 96 values, namely predictions for each 15 min time step over the next 24 h. The latter step was performed by the multiplication of the mean demand with the corresponding typical 15-min time step factors.

$$Q_i = f_{dotw,typ,i} \left(0.8 \frac{Q_{i-1}}{f_{dotw,typ,i-1}} + 0.2 \frac{Q_{i-2}}{f_{dotw,typ,i-2}} \right); \quad (2)$$

$$Q_{i,j} = Q_i * f_{qtr,typ,i,j}; \quad (3)$$

The required model's factors, at each time step, are determined as presented in Equations 4 and 5.

$$f_{qtr,typj,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{Q_{i,j}}{\frac{1}{96} \sum_{j=1}^{96} Q_{i,j}}; \quad (4)$$

$$f_{dotw,typj} = \frac{\frac{1}{m} \sum_{j=1}^m Q_i}{\frac{1}{7m} \sum_{j=1}^{7.m} Q_{allj}}; \quad (5)$$

where: n and m are equal, respectively to 5 and 10; Q_i is the average flow for the typical day i .

The model showed good results in different cases of water distribution systems: the values of the Nash-Sutcliffe Model Efficiency coefficient varied between 0.658 and 0.803 for cities consumption varying between $18 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$ and $7,540 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$.

The model was coded using Matlab 2014a software by considering as most as possible the steps described in Bakker *et al.* (2013) without any specific consideration of the sprinkle demand.

2.2.2. Evaluation of the models

The performance of the different models stated above was evaluated by running UWD predictions. Two different datasets were used for this study.

2.2.2.1. Description of the datasets

The datasets analyzed in this study were collected from two cities in the province of Quebec (Canada). The data consisted of 15 min time step records of drinking water demand. The datasets were divided into: i) a training-sample for model estimation (for ARIMA and SARIMA models); and ii) a post-sample for forecast evaluation. As FAF is fully adaptive, the coefficients determination is performed at each time step and all of the data that precede the prediction time step are considered.

For the dataset from City 1, the records present the total drinking water produced in the treatment plant for a period of five years (2009-2013). The first four years of observations were used as a training-sample and the remaining year (from January 2013 00:00 AM to December 2013 11:45 PM) was used as a post-sample to assess the accuracy of the prediction models. The average recorded consumption is about $14,560 \text{ m}^3 \text{ day}^{-1}$ with a standard deviation of about $3,090 \text{ m}^3 \text{ day}^{-1}$ for 15 min time steps.

The dataset from City 2 presents the total water provided to a district metered area and covers a period of 22 months. The first period of observations was used as a training-sample (from September 2012 to December 2013) and the remaining 7 months (from 1st January 2014 to 22 July 2014) were used as a post-sample to assess the accuracy of the prediction models. The average consumption, in this case, is about $887 \text{ m}^3 \text{ day}^{-1}$ with a standard deviation of about $311 \text{ m}^3 \text{ day}^{-1}$ for 15 min time steps. Since the training sample covers only 15 months, we focused only on the ordinary days of the year i) to estimate the values of the coefficients in the FAF model, and ii) to evaluate the performance of the whole set of models. Thus, the particular days of the

year were not considered, which are: New Year's holiday, Good Friday to Easter Monday, National Patriots Day (national holiday in the province of Quebec), Jean Baptiste Day (national holiday in the province of Quebec), Canada Day, Labour Day, Thanksgiving Day, and Christmas Day.

2.2.2.2. Performance indices

The accuracies of the different models were evaluated using the following three statistical indices, namely the Relative Root Mean Square Error (*RRMSE*), the Nash-Sutcliffe Model Efficiency coefficient (*E*) and the Mean Absolute Percentage Error (*MAPE*). The measures selected to compare the forecasted and measured values are the most commonly used by researchers addressing water demand forecasting (Adamowski *et al.*, 2012; Bakker *et al.*, 2013; Tan *et al.*, 2010) and they all generate dimensionless outputs. The equations used to compute the values of these indices are given in Table 1, where N is the total number of forecasted values, C_t is the measured value at time t , \hat{C}_t is the forecasted value at time t , and \bar{C} is the mean of the measured values.

Table 1. Performance indices used

Indicators	Mathematical formulation	Range of Values	Value of perfect agreement
Relative Root Mean Square Error (<i>RRMSE</i>)	$\frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N (C_t - \hat{C}_t)^2}}{\bar{C}} 100\%$	$[0, +\infty[$	0
Mean Absolute Percentage Error (<i>MAPE</i>)	$\frac{100}{N} \sum_{t=1}^N \left \frac{C_t - \hat{C}_t}{C_t} \right $	$[0, +\infty[$	0
Nash-Sutcliffe Efficiency (<i>E</i>)	$1 - \frac{\sum_{t=1}^N (C_t - \hat{C}_t)^2}{\sum_{t=1}^N (C_t - \bar{C})^2}$	$] -\infty, 1]$	1

The models were also compared by means of the Mann-Whitney U test for ensemble forecasts (Mann & Whitney, 1947) as described in Weigel and Mason (2011). The test quantifies whether a set of observed outcomes can be correctly discriminated by the corresponding forecasts and evaluates the difference in central tendencies of two ensemble forecasts (Weigel & Mason, 2011). In the context of this study, the test was adapted to evaluate the model that provided the lowest difference between the observed and forecasted values. The proposed method

compares homogeneous pairs of residuals $R = |C - \hat{C}|$. The comparison between the models was performed as follows:

- (i) For the total number of studied models (m_s) and considered lead times (l_t), all possible pairs of residuals ($R_{i,k}, R_{j,k}$) were taken into account, with i and $j \in [1, 2, \dots, m_s]$ and ($i \neq j$), and $k = 1$ to l_t .
- (ii) The test statistic $q_{p,k,t}$, with $p = 1$ to P (P is the number of pairs of models that are compared) and $t = 1$ to T (T is the total number of time steps in the post-sample), is determined for each pair of models as:
 - $q_{p,k,t} = 1$; if $R_{i,k,t} > R_{j,k,t}$
 - $q_{p,k,t} = 0.5$; if $R_{i,k,t} = R_{j,k,t}$ and
 - $q_{p,k,t} = 0$; if $R_{i,k,t} < R_{j,k,t}$
- (iii) The test U is obtained, for each pair of models (p) and each lead time (l_t), as follows :

$$U_{p,l_t} = \frac{\sum_{t=1}^T q_{p,l_t,t}}{T} ; \quad (4)$$

Three situations could be derived from this test:

- $R_i > R_j$, if $U > 0.5$,
- $R_i = R_j$, if $U = 0.5$, and
- $R_i < R_j$, if $U < 0.5$.

When U equals 0.5, it is not possible to discriminate between the two compared models. In this case, the same rank is assigned for both of them but it does not necessarily imply that they are identical (Weigel & Mason, 2011).

Moreover, the accuracy of the UWD forecasts for each model was investigated for eight prediction lead times, namely 15 min, 30 min, 45 min, 1h, 2h, 6h, 12h, and 24h, which could be considered as short term UWD forecasts.

2.2.3. Uncertainty assessment

Uncertainties associated with UWD forecasts mainly come from i) the analyzed data, as short-term UWD presents a significant stochastic appearance (Guhl & Brémond, 2000), ii) the models structure, and iii) the parameters of the models. Donkor *et al.* (2014) stated that the inclusion of uncertainties in UWD predictions allows better operational and investment decisions in the

network. Until now, very few studies have evaluated the uncertainties linked to forecasted UWD. Recent examples are Cutore *et al.* (2008), Tiwari and Adamowski (2013), Alvisi and Franchini (2014), Hutton and Kapelan (2015), and Tian *et al.* (2016).

The following sections describe the methodologies that were used to compute the confidence intervals.

2.2.3.1. ARIMA/SARIMA models

In addition to the forecasted values $\hat{C}_t(l)$, that represent the l steps ahead from origins t , the ARIMA and SARIMA models provide the probability limits of the forecasts at all lead times.

The $(1-\alpha)$ probability limits of demand C_{t+l} is given by (Box & Jenkins, 1976):

$$C_{t+l} = \hat{C}_t(l) \pm u_{\alpha/2} \left(1 + \sum_{j=1}^{l-1} \Psi_j^2 \right)^{1/2} s_a ; \quad (5)$$

where $u_{\alpha/2}$ is the deviate exceeded by a proportion $\alpha/2$ of the unit normal distribution; Ψ are weights detailed in Box and Jenkins (1976); and s_a is the estimate of σ_a^2 , the variance of the forecast error.

In the following, the uncertainty band will be presented for the 95% confidence interval, i.e. with $u_{\alpha/2} = 1.96$.

2.2.3.2. FAF model

The different factors defined for the FAF model were calculated from a defined number of previously registered UWDs: according to Bakker *et al.* (2013), observations over similar 10 days are needed for the factors used to compute the mean daily water demand and over similar 5 data (same day type and moment of the day) for the factors that allow the discretization of this mean demand in 15-min time step demands.

Instead of using directly these 10 and 5 last observed data, as suggested by Bakker *et al.* (2013), we propose here to calculate the different possible values of the factors by exploring the entire available database. We keep the idea of selecting the observations over similar 10 days and similar 5 consumption data (for the determination of the day type factors and the different 15 min factors, respectively) but instead of using the last observed data (as suggested by Bakker *et al.*, 2013), these data were selected randomly from the previously registered consumptions. To

estimate the uncertainty interval, this random selection was achieved 10^4 times. Thus, a range of potential values for each factor needed in the model will be obtained rather than a single possibility. Thereby, we evolve from a deterministic to a probabilistic model. For this model also, 95% confidence intervals were presented.

2.2.3.3. Predictions uncertainty evaluation

The confidence intervals of the ARIMA/SARIMA and FAF models predictions were compared using two indices indicated in Tiwari and Adamowski (2015a) and Zhang *et al.* (2009): the percentage of coverage (POC) of observations in the uncertainty interval and the average width (AW) of the uncertainty interval, as defined in Equations 6 and 7, respectively. The standard deviation of the confidence interval, defined in Equation 8, was also considered in the evaluation.

$$POC = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_i ; \quad (6)$$

with $\varepsilon_i = 1$ if the observation is included in the confidence interval and $\varepsilon_i = 0$ if not; and N is the total number of predicted values.

$$AW = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (U_{Bi} - L_{Bi}) ; \quad (7)$$

where U_{Bi} is the upper limit of the confidence interval at time step i ; and L_{Bi} is the lower limit of the confidence interval at time step i .

$$stdW = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (W - \bar{W})^2 \right)^{0.5} ; \quad (8)$$

where $W = U_{Bi} - L_{Bi}$ is the upper limit of the confidence interval at time step i ; and L_{Bi} is the lower limit of the confidence interval at time step i .

2.3. Results and discussion

2.3.1. Determination of the ARIMA model

For both studied cases, the ACFs decayed slowly with increasing time lags. The PACFs showed a large spike in the first lags and cutoff to 0 after lags 25 and 17 respectively for Cities 1 and 2. The above observations suggested a non-stationary process for the two datasets.

An example of the ACF for 672 lags (time step of data equal to 15 min) is presented in Figure 1 for the dataset from City 1. The periodic behaviour of the water consumption emerges from this analysis. With a cycle of positive, then negative, values every 96 lags, the observations show the correlation between the data and exhibit the daily seasonality of the water consumption data.

Through the differentiation process, the trend was removed from the autocorrelation functions and the datasets are no more correlated, and thus transformed into stationary series. ACFs of the differentiated series tend more quickly to a value near zero than those of the original series.

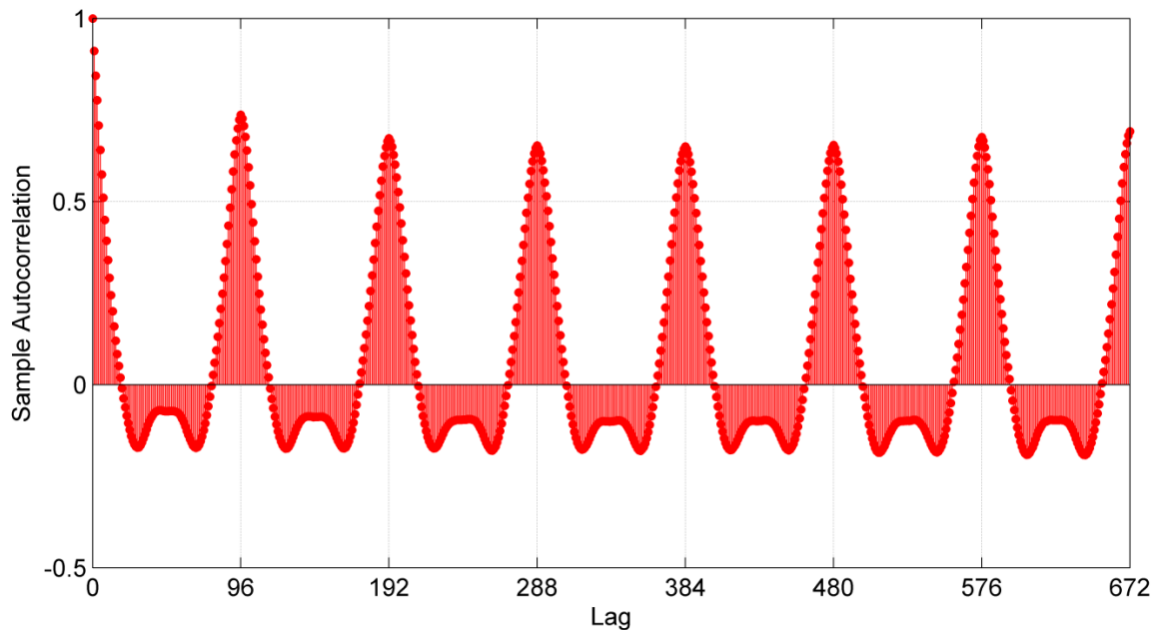


Fig. 1. ACF of the original 15 min water demand consumption from the training-sample of the dataset from City 1 for a typical week

Various orders of models have been tested for the AR and MA processes, however results are not presented herein for brevity. It was concluded that ARIMA(2,1,1) provides satisfying results for both case studies (City 1 and City 2) and this model was thus further adopted for the following studies.

The daily periodic behaviour of the water demand was also considered and the seasonality was added to the ARIMA models (lag multiples of 96). A seasonal second order autoregressive term SAR(2) and a seasonal first order moving average term SMA(1) were adopted to make the prediction. The SAR(2) would use data at $t-96$ and $t-192$ and SMA(1) would use data at $t-96$ as predictor.

2.3.2. Comparison of the models for different prediction lead times

The models were run using the post-samples from the two cities as input data, with a 15 min time step and for the eight considered lead times. A statistical comparison was performed to assess the performance of those models and to determine which of the studied models is more appropriate for short term UWD predictions.

The performance indices (*RRMSE*, *MAPE* and *E*) of the studied models are presented in Tables 2 and 3 for the eight considered prediction lead times. It is clear from these results that the performance of each model decreases when the prediction lead time increases.

Table 2. Performance of the models for different prediction lead times, City 1

Indicator	Model	Lead time							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
RRMSE	ARIMA	7.88	10.29	12.45	14.37	21.15	34.45	35.29	26.71
	SARIMA	9.37	11.53	13.11	14.30	16.87	17.90	17.96	22.23
	FAF	10.68	10.72	10.76	10.79	10.84	10.91	10.95	11.09
MAPE	ARIMA	5.16	7.11	8.96	10.70	17.27	32.21	32.09	18.69
	SARIMA	5.89	7.07	8.61	9.54	12.14	14.59	14.83	18.35
	FAF	7.80	7.83	7.85	7.87	7.90	7.95	7.98	8.07
E	ARIMA	0.862	0.765	0.656	0.541	0.006	-1.638	-1.766	-0.598
	SARIMA	0.805	0.705	0.618	0.546	0.367	0.288	0.283	-0.097
	FAF	0.747	0.745	0.743	0.742	0.739	0.736	0.733	0.727

For City 1, ARIMA and SARIMA present the most accurate models for short lead times and they exhibit slight differences between their performances. The consideration of the seasonality appears to be more adequate for lead times higher than 1 h (the seasonal terms allow to

reproduce the daily consumption pattern); indeed, SARIMA model rapidly overpasses the ARIMA model with increasing lead times (from 1 h). In the case of City 2, ARIMA presents the most accurate model until the 2 h lead time. SARIMA model, with respect to the second order AR term, was not able to perform well in this case particularly for the lowest lead times (under 1 h). The highly fluctuating demand, in this case, impacts considerably the performances of the model. However, both models are rapidly outpaced by the FAF model. FAF model performs better than ARIMA and SARIMA models over 30 min for both cases.

Table 3. Performance of the models for different prediction lead times, City 2

Indicator	Model	Lead time							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
RRMSE	ARIMA	18.47	19.05	20.76	22.93	31.07	53.96	56.96	27.50
	SARIMA	22.46	22.78	23.45	24.10	26.37	29.81	31.24	38.64
	FAF	19.42	19.42	19.45	19.49	19.57	19.76	19.96	20.32
MAPE	ARIMA	13.78	14.31	16.27	18.62	27.86	58.07	66.44	21.46
	SARIMA	16.32	17.31	17.62	18.12	19.34	20.87	16.56	26.15
	FAF	13.97	13.96	13.99	14.01	14.08	14.24	14.40	14.59
E	ARIMA	0.735	0.718	0.665	0.592	0.250	-1.263	-1.521	0.412
	SARIMA	0.608	0.597	0.573	0.549	0.460	0.310	0.242	-0.160
	FAF	0.707	0.707	0.706	0.705	0.702	0.697	0.690	0.679

ARIMA models exhibit weaknesses while trying to make several predictions ahead. However, there is an improvement of the statistical indices, for the two cases, for the 24 h lead time. It seems that the forecasted values $\hat{C}_t(l)$, as expressed in Equation 5 and with l varying from 15 min to 24 h, are quite similar at each time step t . The model presents the best predictions for lead times lower than 2 h and also for 24 h ahead. While taking into consideration the small time step adopted, the simulated demands remain similar for fewer consecutive lead times and also similar to the demand after 24 h (periodic behaviour of the urban demand). These observations are illustrated in Figure 2 for the case of City 1.

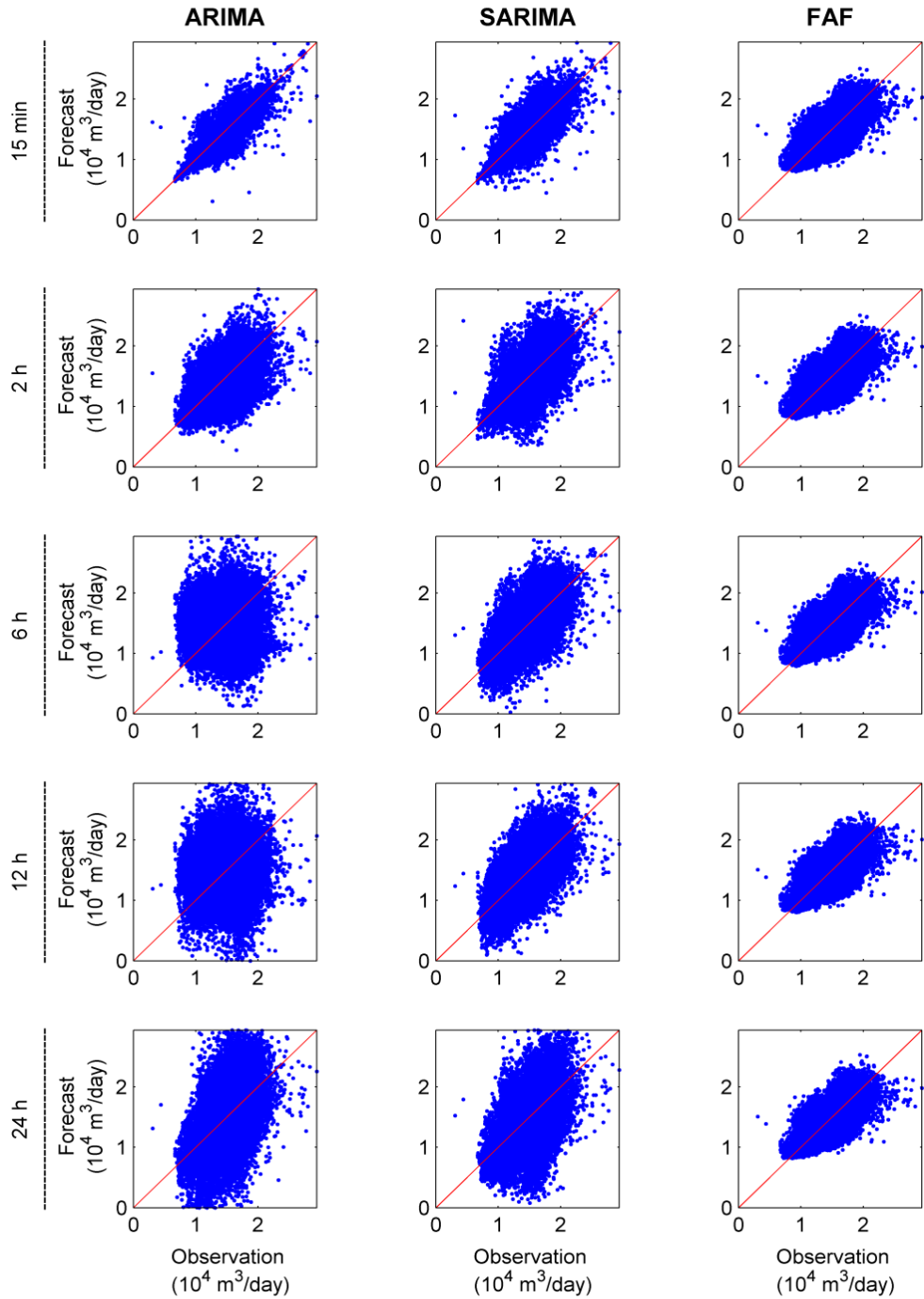


Fig. 2. Scatter plots of the observed and forecasted water demand in City 1 for a 15 min time step and for lead times varying from 15 min to 24 h using ARIMA, SARIMA and FAF models. Line 1:1 is also presented

The scatter plots of the models compared are presented in Figure 2. In each subplot, the total period simulated over the whole post-sample is presented and one particular lead time is

considered each time. Results for 30 min and 1 h lead times are not shown for conciseness but are similar to those for a 15 min lead time. In contrast to FAF model, that presents relatively the same scatter of points around the identity line, the increasing divergence of the ARIMA and SARIMA models when increasing the lead time causes a rising dispersion of points from the identity line. This is consistent with the results of the statistical indicators. To homogenize the scale for the comparison in the figure, the clouds of points were centered on the observed demands, meaning that some points are not visible on the graphics, especially for longer lead times.

It was also noticed that the statistical indicators were worst for City 2 than City 1. It can be thought, as suggested by Bakker *et al.* (2013), that the performance of UWD predictions vary depending on the size of the area; indeed, when the size of the area increases, the consumption increases as well, and its fluctuations are generally mitigated. Thus, the time series models will generally better perform for larger areas.

Results of the Mann-Whitney U test (Mann & Whitney, 1947) are presented in Table 4. The values under 0.5 mean that the first model of the pair better represents the observations than the second one. According to this test, SARIMA model performs better than ARIMA model in the case of City 1, for lead times greater than 15 min and it is less performant than the ARIMA model for the case of City 2 for lead times over 1 h. The performance of the FAF model on predicting UWD becomes better than the ARIMA and SARIMA models for prediction lead times greater than 45 min and 15 min, respectively, for City 1 and City 2.

Table 4. Results of the Mann–Whitney U test

City	Mann-Whitney test	Value of U for various lead times							
		15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
City 1									
	ARIMA vs SARIMA	0.48	0.52	0.55	0.57	0.64	0.74	0.76	0.50
	ARIMA vs FAF	0.35	0.44	0.51	0.57	0.70	0.83	0.85	0.67
	SARIMA vs FAF	0.37	0.43	0.46	0.50	0.57	0.63	0.63	0.66
City 2									
	ARIMA vs SARIMA	0.44	0.45	0.48	0.52	0.61	0.73	0.81	0.37
	ARIMA vs FAF	0.49	0.51	0.54	0.58	0.68	0.81	0.87	0.58

2.3.3. Evaluation of the uncertainty linked to the predictions

As shown in Tables 5 and 6, both SARIMA and ARIMA models provide good results in the case of City 1 and City 2, respectively. For City 1, high values of POC are obtained with both models compared. FAF and SARIMA models gave minimum values of POC of 83 and 92 % respectively. For City 2, the ARIMA model performs better than FAF model. Indeed, minimum values of POC of 84 % and of 63 % are obtained with ARIMA and FAF, respectively.

Table 5. Comparison of the 95% confidence intervals for the FAF and SARIMA models, City 1

Lead time	POC (%)		AW (m ³ /day)		stdW(m ³ /day)	
	SARIMA	FAF	SARIMA	FAF	SARIMA	FAF
15 min	92.97	83.17	5.28 10 ³	4.88 10 ³	1.00 10 ³	1.34 10 ³
30 min	92.06	83.39	6.53 10 ³	4.92 10 ³	1.21 10 ³	1.35 10 ³
45 min	91.74	83.56	7.44 10 ³	4.96 10 ³	1.48 10 ³	1.36 10 ³
1 h	92.24	83.88	8.27 10 ³	5.01 10 ³	1.72 10 ³	1.37 10 ³
2 h	95.15	84.91	1.10 10 ⁴	5.17 10 ³	2.54 10 ³	1.39 10 ³
6 h	99.05	88.98	1.81 10 ⁴	5.74 10 ³	4.76 10 ³	1.49 10 ³
12 h	99.57	92.31	2.52 10 ⁴	6.35 10 ³	6.99 10 ³	1.51 10 ³
24 h	99.63	92.75	3.54 10 ⁴	6.67 10 ³	1.02 10 ⁴	1.38 10 ³

Table 6. Comparison of the 95% confidence intervals for the FAF and ARIMA models, City 2

Lead time	POC (%)		AW (m ³ /day)		stdW (m ³ /day)	
	ARIMA	FAF	ARIMA	FAF	ARIMA	FAF
15 min	93.70	63.73	6.00 10 ²	2.63 10 ²	1.49 10 ²	0.93 10 ²
30 min	93.89	63.76	6.22 10 ²	2.63 10 ²	1.49 10 ²	0.93 10 ²
45 min	93.72	63.69	6.86 10 ²	2.63 10 ²	1.57 10 ²	0.93 10 ²
1 h	93.40	63.55	7.51 10 ²	2.63 10 ²	1.59 10 ²	0.93 10 ²
2 h	90.38	63.69	9.23 10 ²	2.64 10 ²	1.78 10 ²	0.94 10 ²
6 h	84.44	63.51	1.42 10 ³	2.66 10 ²	2.52 10 ²	0.94 10 ²
12 h	97.82	63.81	1.94 10 ³	2.69 10 ²	3.38 10 ²	0.95 10 ²
24 h	99.78	64.02	2.69 10 ³	2.70 10 ²	4.76 10 ²	0.94 10 ²

It thus seems that the SARIMA model could be preferred to the FAF model, in the case of City 1 and ARIMA model could be preferred to the FAF model, in the case of City 2, as they provide

uncertainty intervals with the highest values of POC for the eight considered lead times. However, the FAF model presents the narrowest and the most stable AW and stdW values. It is interesting to note that, for ARIMA/SARIMA models, the AW values increase with increasing lead times and become quite larger than the standard deviation of the two datasets. The high values of stdW indicate that the prediction is spread out over a wider range of values.

Figures 3 and 4 present confidence intervals for both models considered with the observations. For each figure, an example of a typical week is presented. It can be observed from both figures that the confidence intervals of the SARIMA and ARIMA models predictions increase with increasing lead times. Moreover, some negative values appear which is not consistent with UWD predictions. The simulations made with the FAF model generate thin confidence intervals which follow the dynamic of the UWD across all considered lead times, however, they are not always able to cover the observations. For more accurate confidence intervals, the methodology adopted should be improved. For FAF model, longer datasets could be required.

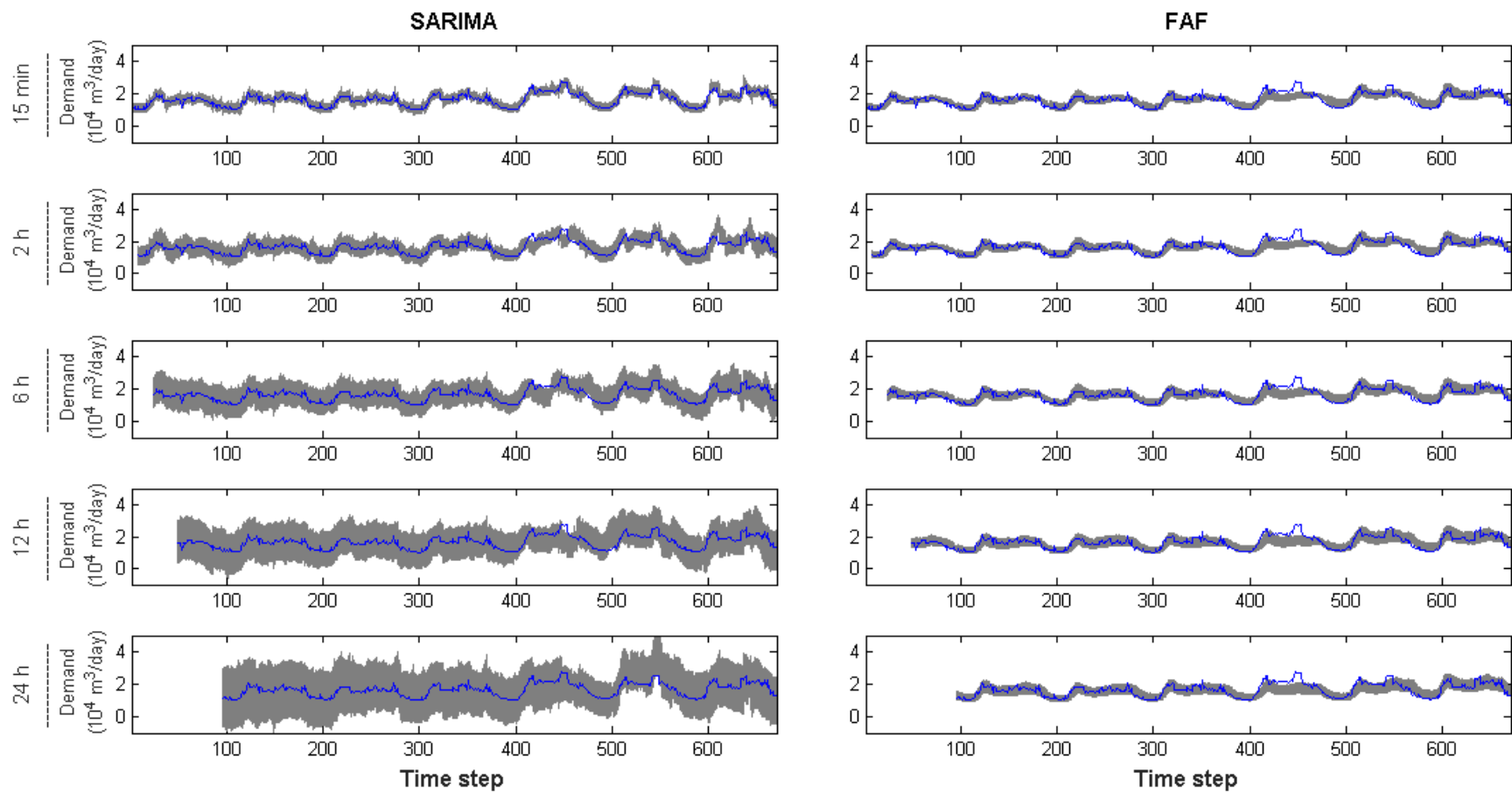


Fig. 3. Predicted 95% confidence intervals of UWD forecast for the 18th week of year 2013 for City 1, from 15 min to 24 h ahead with a 15 min time step using SARIMA and FAF models (blue curve: observations; grey band: 95% confidence intervals)

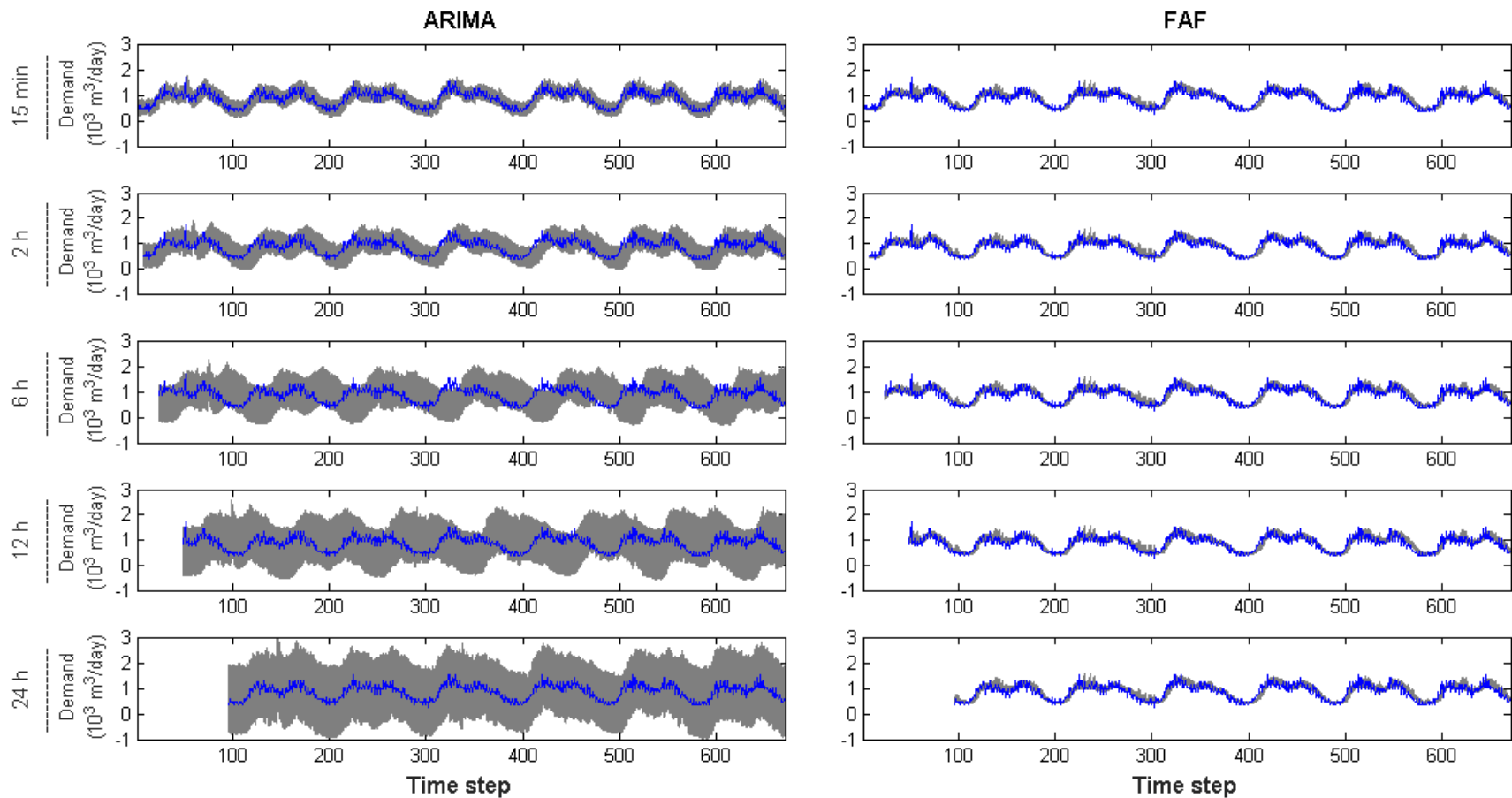


Fig. 4. Predicted 95% confidence intervals of UWD forecast for the 8th week of year 2014 for City 2, from 15 min to 24 h ahead with a 15 min time step using ARIMA and FAF models (blue curve: observations; grey band: 95% confidence intervals)

2.4. Conclusions

The urban water demand predictions obtained by different models were compared in this paper. Considering the intention of developing real-time control tools: i) the models that were compared are exclusively univariate time series models, using only the records of previous water demand as input data to predict the future customers demand, and ii) the comparison of the models was based on their ability to provide short-term forecasts of urban water demand. Predictions of the models were compared for eight different lead times, varying from 15 min to 24 h, using a 15 min time step. The models selected for the comparison are the ARIMA and the FAF models. The seasonal version of the ARIMA model was also considered in the comparison in order to evaluate the contribution of the seasonality on making short term prediction of UWD. The models were compared based on commonly used performance indices and on an adaptation of the Mann-Whitney test. Also, two of these models, FAF and ARIMA/SARIMA, were compared based on the percentage of coverage, on the average width of their 95% confidence intervals and standard deviation of the confidence interval. A modification on the FAF model was proposed in order to obtain the confidence interval.

The main original contributions of the work presented here are: i) the comparison of 15 min urban water demand forecasting provided by two different seasonal and non-seasonal time series models for lead times up to 24 h, and ii) the proposal of a method to compute the uncertainties related to the predictions of the FAF model, in order to compare the performance of the models.

It was shown that the performance of the FAF, ARIMA and SARIMA models differs according to lead time. The best ARIMA model was ARIMA(2,1,1) and it was accurate for lead times less than 45 min for City 1 and City 2. SARIMA provides mixed results. It showed better performances than the ARIMA in the case of the biggest city (high water demand records), and was less performant in the case of the small city. It could be possible that the water demand time series become smoother when the size of the WDS increases, and it then becomes easier and appropriate to look for a seasonal component into the records. FAF model provides the best fitting for prediction lead times exceeding 45 min for both cities. In terms of the confidence intervals, results of the SARIMA, in case of City 1, and ARIMA, in case of City 2, included the largest number of observations (higher values of POC), but the FAF model presented narrower bands and smallest standard deviation of the confidence interval for both cases, for all

considered lead times. FAF model also showed a good stability of its results with increasing lead times. It was also observed that the performances of FAF model depend on the length of the datasets, since the comparison between the two cases studied revealed noticeable differences. This shows the importance of collecting information for the longest possible time period to ensure a good calibration of those models.

Finally, ARIMA and FAF models are both judged to be suitable for short term UWD predictions. They can be implemented in RTC tools and make satisfactory short-term predictions. The ARIMA model is easier to implement and requires less calibration effort than the FAF model. Inclusion or exclusion of seasonality in the ARIMA model (SARIMA) should be determined from the analysis of the database. The model provides less efficient results for lead times over 30 min and tends to provide overconfident results, particularly for prediction with lead times over 45 min. Consequently, for real-time applications, we recommend the use an ARIMA or SARIMA model, depending on the particular behaviour on the records, when predictions for no longer than 30 min are required and the FAF model otherwise. Conclusions from this study should be verified using further consumption datasets, in order to validate the obtained results and to generalize the findings of the study.

ACKNOWLEDGMENTS

The data used in the paper were provided by two cities from the province of Quebec, Canada, which are not named here for confidentiality reasons but are gratefully acknowledged. Financial support to Mouna Doghri was provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada.

REFERENCES

- AbdelMeguid H, Skworcow P & Ulanicki B (2011) Mathematical modelling of a hydraulic controller for PRV flow modulation. *Journal of Hydroinformatics* 13(3):374-389.
- Adamowski J, Fung Chan H, Prasher SO, Ozga-Zielinski B & Sliusarieva A (2012) Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network, and wavelet artificial neural network methods for urban water demand forecasting in Montreal, Canada. *Water Resources Research* 48(1).
- Adamowski JF (2008) Development of a short-term river flood forecasting method for snowmelt driven floods based on wavelet and cross-wavelet analysis. *Journal of Hydrology* 353(3-4):247-266.
- Alder J, Chilton J, Gaddis E, Pietersen k & Zöckler C (2007) Chapter 4 : Water in Section B : STATE-AND-TRENDS OF THE ENVIRONMENT: 1987–2007 *Global Environment Outlook GEO 4 environment for development*, Ltd PP (Édit.) United Nations Environment Programme, VALLETTA, MALTA. p 115-156.
- Alvisi S & Franchini M (2014) Assessment of the Predictive Uncertainty within the Framework of Water Demand Forecasting by Using the Model Conditional Processor. *Procedia Engineering* 89:893-900.
- Alvisi S, Franchini M & Marinelli A (2007) A short-term, pattern-based model for water-demand forecasting. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):39.
- Ancil F & Pelletier G (2011) Analyse en ondelettes de fluctuations de débit en réseau de distribution d'eau potable *Revue des sciences de l'eau* 24(1):25-33.
- Arandia E, Ba A, Eck B & McKenna S (2015) Tailoring seasonal time series models to forecast short-term water demand. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(3):04015067.
- Araujo LS, Ramos H & Coelho ST (2006) Pressure Control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management. *Water Resources Management* 20(1):133-149.
- AWWA (2008a) *Water Audits and Loss Control Programs: M36*. American Water Works Association,
- AWWA (2008b) *Water Audits and Loss Control Programs: M36*. American Water Works Association, Denver, CO
- AWWA (2009) *Audits, bilans d'eau et programmes de réduction des pertes - Manuel M36*. American Water Works Association (AWWA), Réseau Environnement

- Bai Y, Wang P, Li C, Xie J & Wang Y (2014) A multi-scale relevance vector regression approach for daily urban water demand forecasting. *Journal of Hydrology* 517:236-245.
- Bakker M, van Duist H, van Schagen K, Vreeburg J & Rietveld L (2014) Improving the Performance of Water Demand Forecasting Models by Using Weather Input. *Procedia Engineering* 70:93-102.
- Bakker M, Vreeburg JHG, van Schagen KM & Rietveld LC (2013) A fully adaptive forecasting model for short-term drinking water demand. *Environ. Model. Softw.* 48:141-151.
- Berardi L, Laucelli D, Ugarelli R & Giustolisi O (2015) Leakage management: planning remote real time controlled pressure reduction in Oppegård municipality. *Procedia Engineering* 119:72-81.
- Bhattacharya B, Lobbrecht AH & Solomatine DP (2003) Neural Networks and Reinforcement Learning in Control of Water Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 129:458-465.
- Bougadis J, Adamowski K & Diduch R (2005) Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Processes* 19(1):137-148.
- Box GE & Jenkins GM (1976) *Time series analysis: forecasting and control, revised ed.*, San Francisco: Holden-Day.
- Caiado J (2010) Performance of Combined Double Seasonal Univariate Time Series Models for Forecasting Water Demand. *Journal of Hydrologic Engineering* 15:215-222.
- Campisano A, Creaco E & Modica C (2010) RTC of valves for leakage reduction in water supply networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(1):138-141.
- Campisano A, Modica C & Vetrano L (2012) Calibration of Proportional Controllers for the RTC of Pressures to Reduce Leakage in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(4):377-384.
- Cembrano G, Wells G, Quevedo J, Pérez R & Argelaguet R (2000) Optimal control of a water distribution network in a supervisory control system. *Control Eng. Pract.* 8(10):1177-1188.
- Chanson H (1999) *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Physical Modelling of Hydraulics.* Edward Arnold, London, 512 p.p.
- Colombo AF, Lee P & Karney BW (2009) A selective literature review of transient-based leak detection methods. *Journal of Hydro-environment Research* 2(4):212-227.

- Creaco E (2017) Exploring Numerically the Benefits of Water Discharge Prediction for the Remote RTC of WDNs. *Water* 9(12):961.
- Creaco E, Campisano A & Modica C (2018) Testing behavior and effects of PRVs and RTC valves during hydrant activation scenarios. *Urban Water Journal* 15(3):218-226.
- Creaco E & Franchini M (2013a) A new algorithm for real-time pressure control in water distribution networks. *Water Science and Technology: Water Supply* 13(4):875-882.
- Creaco E & Franchini M (2013b) A new algorithm for real-time pressure control in water distribution networks. *water science and Technology : water Supply* 13(4):875-882.
- Creaco E & Walski T (2017) Economic Analysis of Pressure Control for Leakage and Pipe Burst Reduction. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(12):04017074.
- Cutore P, Campisano A, Kapelan Z, Modica C & Savic D (2008) Probabilistic prediction of urban water consumption using the SCEM-UA algorithm. *Urban Water Journal* 5(2):125-132.
- Doghri M, Duchesne S, Poulin A & Ouellet M (2017) Comparative Study of Pressure Reduction Valve Controllers in Water Distribution Systems. *Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration*. Springer, p 1001-1003.
- Doghri M, Duchesne S, Poulin A & Villeneuve JP (2018) Comparative Study of Pressure Control Modes Impact on Water Distribution System Performance.
- Donkor EA, Mazzuchi TA, Soyer R & Alan Roberson J (2014) Urban Water Demand Forecasting: Review of Methods and Models. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(2):146-159.
- Duchesne S, Mailhot A & Villeneuve JP (2003) Predictive real time control of surcharged interceptors: impact of several control parameters 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 39(1):125-135.
- Fantozzi M & Lambert A (2007) Including the effects of pressure management in calculations of Short-Run Economic Leakage Levels. in *Water Loss 2007*, Édit Conference IS (International Water Association, Bucharest).
- Firat M, Erkan Turan M & Yurdusev MA (2010) Comparative analysis of neural network techniques for predicting water consumption time series. *Journal of Hydrology* 384:46–51.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017a) A lab prototype of pressure control in water distribution networks. *IFAC-PapersOnLine* 50(1):15373-15378.

- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017b) Real-Time Control of a PRV in Water Distribution Networks for Pressure Regulation: Theoretical Framework and Laboratory Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(1):04017075.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Zollo R (2017c) Real-Time Control of Pressure for Leakage Reduction in Water Distribution Network: Field Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(3):04017096.
- Ghiassi M, Zimbra D & Saidane H (2008) Urban Water Demand Forecasting with a Dynamic Artificial Neural Network Model. *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(2):138-146.
- Giustolisi O, Berardi L, Laucelli D, Savic D & Kapelan Z (2016) Operational and tactical management of water and energy resources in pressurized systems: Competition at WDSA 2014. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(5):C4015002.
- Guhl F & Brémond B (2000) Optimisation du fonctionnement des réseaux d'eau potable. Prise en compte de l'aspect stochastique de la demande. *Ingénieries-EAT* (23):15-23.
- Herrera M, Torgo L, Izquierdo J & Pérez-García R (2010) Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology* 387(1-2):141-150.
- House-Peters LA & Chang H (2011) Urban water demand modeling: Review of concepts, methods, and organizing principles. *Water Resources Research* 47(5).
- Huang L, Zhang C, Peng Y & Zhou H (2014) Application of a Combination Model Based on Wavelet Transform and KPLS-ARMA for Urban Annual Water Demand Forecasting. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(8):04014013.
- Hutton CJ & Kapelan Z (2015) A probabilistic methodology for quantifying, diagnosing and reducing model structural and predictive errors in short term water demand forecasting. *Environmental Modelling & Software* 66:87-97.
- Jain A, Varshney AK & Joshi UC (2001) Short-Term Water Demand Forecast Modelling at IIT Kanpur Using Artificial Neural Networks. *Water Resources Management* 15:299–321.
- Janelle S, Bissonnette S, Lamarre J & Caja M (2013) Suivi et optimisation du réseau de distribution (Rapport de conception détaillée du SCADA). (Ville de Montréal, Montréal), p 157.
- Jowitt PW & Xu C (1990) Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 116(4):455-472.

- Kang D (2014) Real-time optimal control of water distribution systems. *Procedia Engineering* 70:917-923.
- Kang D & Lansey K (2009) Real-Time Demand Estimation and Confidence Limit Analysis for Water Distribution Systems. *Journal of Hydraulic Engineering* 135(10):825-837.
- Kingdom B, Liemberger R & Marin P (2006) The Challenge of Reducing Non-Revenue Water (NRW) in Developing Countries. How the Private Sector Can Help: A Look at Performance-Based Service Contracting. in *WATER SUPPLY AND SANITATION SECTOR BOARD DISCUSSION PAPER SERIES*, Édit Development. TIBFRA (The World Bank, Washington, DC), p 52.
- Kumar MP, Kumar MM & Boranyak S (2009) Tuning of PID controllers for water networks-different approaches. *American Water Works Association. Journal* 101(7):95.
- Lalonde AM, Au C, Fanner P & Lei J (2008) City of Toronto water loss study & pressure management pilot. in *DMA's and Pressure Management*, Édit Miya (Veritec Consulting Inc., Mississauga, Ontario).
- Laucelli D, Berardi L, Ugarelli R, Simone A & Giustolisi O (2016) Supporting Real-time Pressure Control in Oppegård Municipality with WNetXL. *Procedia Engineering* 154:71-79.
- Maier HR & Dandy GC (2000) Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modelling issues and applications. . *Environmental modelling & software* 15(1):101-124.
- MAMROT (2013) L'Économie d'eau potable et les municipalités.).
- Mann HB & Whitney DR (1947) On a test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other. *The annals of mathematical statistics* :50-60.
- Martínez F, Hernández V, Alonso JM, Rao Z & Alvisi S (2007) Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):65.
- May J (1994) Pressure dependent leakage. *World Water & Environmental Engineer* 17(8):10.
- McKenzie RS & Wegelin W (2009) Implementation of pressure management in municipal water supply systems. *EYDAP Conference "Water: The Day After"*. (Greece).
- Meniconi S, Brunone B, Mazzetti E, Laucelli DB & Borta G (2016) Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering* 162:455-462.
- Misiti M, Misiti Y, Oppenheim G & Poggi JM (1997) *Wavelet Toolbox (for use with Matlab)*. The MathWorks Inc.

- Mutikanga HE, Sharma SK & Vairavamoorthy K (2013) Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 139(2):166-174.
- Nazif S, Karamouz M, Tabesh M & Moridi A (2009) Pressure Management Model for Urban Water Distribution Networks. *Water Resources Management* 24(3):437-458.
- Nicolini M, Giacomello C & Deb K (2010) Calibration and optimal leakage management for a real water distribution network. *Journal of Water Resources Planning and Management* 137(1):134-142.
- Nicolini M & Zovatto L (2009) Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of water resources planning and management* 135(3):178-187.
- Odan FK & Reis LFR (2012) Hybrid Water Demand Forecasting Model Associating Artificial Neural Network with Fourier Series. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(3):245-256.
- Page PR, Abu-Mahfouz AM & Yoyo S (2017) Parameter-less remote real-time control for the adjustment of pressure in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(9):04017050.
- Palau CV, Arregui FJ & Carlos M (2012) Burst Detection in Water Networks Using Principal Component Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(1):47-54.
- Pandey AS, Singh D & Sinha SK (2010a) Intelligent hybrid wavelet models for short-term load forecasting. *IEEE Transactions on Power Systems* 25(3):1266-1273.
- Pandey AS, Singh D & Sinha SK (2010b) Intelligent Hybrid Wavelet Models for Short-Term Load Forecasting. *IEEE TRANSACTIONS ON POWER SYSTEMS* 25(3):1266-1237.
- Pascual J, Romera J, Puig V, Cembrano G, Creus R & Minoves M (2013) Operational predictive optimal control of Barcelona water transport network. *Control Eng. Pract.* 21(8):1020-1034.
- Prescott SL & Ulanicki B (2008) Improved control of pressure reducing valves in water distribution networks. *J. Hydraul. Eng.* 134(1):56-65.
- Puig V, Ocampo-Martínez C, Pérez R, Cembrano G, Quevedo J & Escobet T (2017) Real-Time Monitoring and Operational Control of Drinking-Water Systems. Springer, Cham, 428 p.p.

- Puleo V (2014) *Real-time optimal control of water distribution systems : Models and techniques, including intermittent supply conditions*. Doctor of Philosophy (University of Palermo, Palermo). 189 p(Consulté le Janvier 2014)
- Puust R, Kapelan Z, Savic DA & Koppel T (2010) A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal* 7(1):25-45.
- Reis L, Porto R & Chaudhry F (1997) Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management* 123(6):317-326.
- Romano M & Kapelan Z (2014) Adaptive water demand forecasting for near real-time management of smart water distribution systems. *Environmental Modelling & Software* 60:265-276.
- Rossman LA (2000a) EPANET 2 USERS MANUAL. (National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati).
- Rossman LA (2000b) EPANET 2: users manual.
- Shumway RH & Stoffer DS (2006) *Time series analysis and its applications: with R examples*. Springer Science & Business Media,
- Shvartser L, Shamir U & Feldman M (1993) Forecasting hourly water demands by pattern recognition approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 119(6):611-627.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008a) Understanding the Types of Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 19-29.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008b) Water Loss Control : A Topic of the Twenty-First Century. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 5-17.
- Tan Z, Zhang J, Wang J & Xu J (2010) Day-ahead electricity price forecasting using wavelet transform combined with ARIMA and GARCH models. *Applied Energy* 87(11):3606-3610.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008a) Controlling Real Losses - Pressure Management. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco,

- Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 301-343.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008b) Modelling Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 121-154.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008c) *Water Loss Control*. The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. 632 p
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008d) *Water loss control*. McGraw-Hill, New York, 2nd ed.. xv, 632 p. p
- Tian D, Martinez CJ & Asefa T (2016) Improving Short-Term Urban Water Demand Forecasts with Reforecast Analog Ensembles. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(6):04016008.
- Tiwari MK & Adamowski J (2013) Urban water demand forecasting and uncertainty assessment using ensemble wavelet-bootstrap-neural network models. *Water Resources Research* 49(10):6486-6507.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015a) An ensemble wavelet bootstrap machine learning approach to water demand forecasting: a case study in the city of Calgary, Canada. *Urban Water Journal* :1-17.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015b) Medium-Term Urban Water Demand Forecasting with Limited Data Using an Ensemble Wavelet–Bootstrap Machine-Learning Approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 141(2):04014053.
- Ulanicki B, Bounds P, Rance J & Reynolds L (2000) Open and closed loop pressure control for leakage reduction. *Urban Water* 2(2):105-114.
- Vairavamoorthy K & Lumbers J (1998) Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control. *J. Hydraul. Eng.* 124(11):1146-1154.
- Vicente DJ, Garrote L, Sánchez R & Santillán D (2016) Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(2):04015061.
- Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M & Whitman BE (2006) Modeling leakage reduction through pressure control. *Journal (American Water Works Association)* 98(4):147-155.

- Weigel AP & Mason SJ (2011) The generalized discrimination score for ensemble forecasts. *Monthly Weather Review* 139(9):3069-3074.
- Wilson L (1987) *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. (Université du Québec). 233 p
- Xu Q, Chen Q, Qi S & Cai D (2015) Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics* 26:111-116.
- Yang Y, Wu J, Chen Y & Li C (2013) A New Strategy for Short-Term Load Forecasting. *Abstract and Applied Analysis* 2013:1-9.
- Zareipour H, Bhattacharya K & Canizares C (2006a) Forecasting the hourly Ontario energy price by multivariate adaptive regression splines. *2006 IEEE Power Engineering Society General Meeting*. IEEE, p 7 pp.
- Zareipour H, Bhattacharya K & Canizares C (2006b) Forecasting the hourly Ontario energy price by multivariate adaptive regression splines. *Power Engineering Society General Meeting, 2006. IEEE*. IEEE, p 7 pp.
- Zhang BL & Dong ZY (2001) An adaptive neural-wavelet model for short term load forecasting. *Electric Power Systems Research* 59(2):121-129.
- Zhang X, Liang F, Srinivasan R & Van Liew M (2009) Estimating uncertainty of streamflow simulation using Bayesian neural networks. *Water resources research* 45(2).
- Zhou SL, McMahon TA, Walton A & Lewis J (2002) Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology* 259(1-4):189-202.
- Ziegler JG & Nichols NB (1942) Optimum settings for automatic controllers. *trans. ASME* 64(11).

3. TROISIÈME ARTICLE : ESSAIS EN LABORATOIRE DE LA RÉPONSE D'UNE VANNE DE RÉGULATION DE PRESSION ET ÉVALUATION DE SON IMPACT SUR LA RÉGULATION DE LA PRESSION DANS LES RÉSEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE

Les travaux réalisés dans ce chapitre sont présentés sous forme d'un article scientifique rédigé en anglais et dont le titre est :

Laboratory testing of pressure reduction valves response and impacts on pressure regulation in water distribution systems

Mouna Doghri^{1}, Sophie Duchesne¹, Annie Poulin² & Jean Pierre Villeneuve¹*

¹ INRS-ETE, 490 Rue de la Couronne, Quebec City, Canada

² École de technologie supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montreal, Canada

* mouna.doghri@ete.inrs.ca / +1 418 654 4677 (office 1310)

Cet article présente une étude qui vise la validation opérationnelle des méthodes de contrôle de la pression dans les RDEP. Des essais en laboratoire ont été réalisés pour caractériser la réponse d'une VRP à différentes consignes de pression et l'impact de cette réponse sur la régulation de la pression dans des réseaux réels a été évalué. Le choix de la méthodologie suivie et les objectifs de cet article ont été discutés entre les différents auteurs. Il répond à l'objectif 3 de cette thèse. Les expérimentations au laboratoire, l'analyse des résultats et l'écriture de l'article ont été réalisées par l'auteure principale et les coauteures ont participé à la réflexion entourant la méthodologie, à l'analyse des résultats et la révision de l'article.

On prévoit soumettre cet article à la revue Control Engineering Practice.

Abstract

The effectiveness of pressure control modes by means of pressure reduction valves (PRVs) in water distribution systems inlets was evaluated. The response of one PRV to consecutive pressure settings was experimentally evaluated in a hydraulic simulation laboratory. These experiments revealed that the studied valve reacts only when the pressure setting variation is higher than 3.5 m. Thus the operational performance of the valve could be a limitation for the accuracy of active pressure control modes. A real case study from Quebec City, Canada, was simulated in order to evaluate the impact of the PRV response on three proposed pressure control modes : fixed control mode, time based control mode, and real time control mode. The results show that device limitations have to be taken into consideration when comparing the efficiency of different pressure control modes, and that real time control of pressure leads to leakage rate reduction on the studied network.

Keywords: Pressure reduction valve, laboratory test, pressure control mode

3.1. Introduction

In order to ensure efficient management of water distribution systems (WDSs), particularly for water loss reduction, energy saving, infrastructure maintenance, environmental protection, and sustainability of consumption, the WDS managers have adopted various strategies in recent years. WDS sectorization and pressure control are the most common interventions (AWWA, 2008; Creaco & Walski, 2017; Giustolisi *et al.*, 2016; Puust *et al.*, 2010; Thornton *et al.*, 2008c). Benefits from pressure control have been studied since the relationship between leakage rate and pressure in pressurized pipes has been highlighted (Campisano *et al.*, 2010; Fontana *et al.*, 2017c; Nazif *et al.*, 2009; Nicolini *et al.*, 2010).

Through optimum pressure control, sufficient and efficient supply is ensured to all consumers (Thornton *et al.*, 2008c). In the literature, many studies confirm that avoiding pressure excess is effective for leakage rate and pipes breaks reduction (Kang, 2014; Laucelli *et al.*, 2016; Thornton *et al.*, 2008c; Vicente *et al.*, 2016; Walski *et al.*, 2006; Xu *et al.*, 2015). Among other types of head loss components, pressure reducing valves (PRVs) are increasingly installed in the inlets of supplied areas in order to control pressure. The optimal placement and number of these devices have been the main subjects of many studies (Araujo *et al.*, 2006; Jowitt & Xu, 1990; Laucelli *et al.*, 2016; Nicolini & Zovatto, 2009; Puust *et al.*, 2010; Reis *et al.*, 1997; Ulanicki *et al.*, 2000;

Vairavamoorthy & Lumbers, 1998), along with the optimization of PRVs control (Campisano *et al.*, 2010; Creaco *et al.*, 2018; Meniconi *et al.*, 2016; Nicolini & Zovatto, 2009; Page *et al.*, 2017).

The PRV can deliver a constant or a variable pressure at the inlet of a WDS area, to operate the system under, respectively, passive or active controls. In both cases, the required minimum pressure should be satisfied at every node of the system and at every time of the day. An increasing interest related to real time control (RTC) of pressure was noticed in recent years (Berardi *et al.*, 2015; Campisano *et al.*, 2010; Creaco, 2017; Fontana *et al.*, 2017b; Kang, 2014; Page *et al.*, 2017; Puig *et al.*, 2017). Despite the remote control of several WDS components, active control of PRVs is still uncommon. Indeed, only a few studies concerning the characterization and modeling of their hydraulic behaviour and also the effectiveness of their remote control were published (Creaco *et al.*, 2018; Fontana *et al.*, 2017a; Fontana *et al.*, 2017c; Meniconi *et al.*, 2016). The Proportional–Integral–Derivative (PID) controller process of Ziegler and Nichols (1942) has been adopted for the control of PRVs by AbdelMeguid *et al.* (2011), Campisano *et al.* (2012), Kumar *et al.* (2009) and Prescott and Ulanicki (2008). Those studies showed the efficiency of the controller when adjusting valve settings. Most of them are based on hydraulic simulations and promote real time regulation of pressure. Doghri *et al.* (under review) showed that RTC of pressure could lead to reductions in water losses and pressure variations in different WDSs. However, this evaluation was performed using hydraulic simulation models and assuming that the PRVs would respond perfectly to the required setting at each time step.

Laboratory experiments were also performed on PRVs (Doghri *et al.*, 2017; Fontana *et al.*, 2017a) in order to characterize the PRV operation under controller algorithms (PID) or to develop a numerical model of the valves. However, to the authors' knowledge, the actual response of the PRVs to different dynamic sequences of settings was never taken into account into the evaluation of the performance of dynamic pressure regulation modes for real WDSs.

The objective of this paper is to verify the efficiency of various pressure control modes (CMs) that are ensured through PRV regulation, while taking into account the sensitivity of diaphragm-actuated PRVs to different settings. The capacity of a PRV to perform the requested pressure adjustments was first evaluated in the hydraulic simulation laboratory (HSL) of INRS. Results of these tests were then integrated in a hydraulic simulation tool aiming at evaluating the

performance of three different pressure control modes. Finally, this evaluation was performed, as a case study, on a real WDS located in Quebec City, Canada.

3.2. Available resources and materials

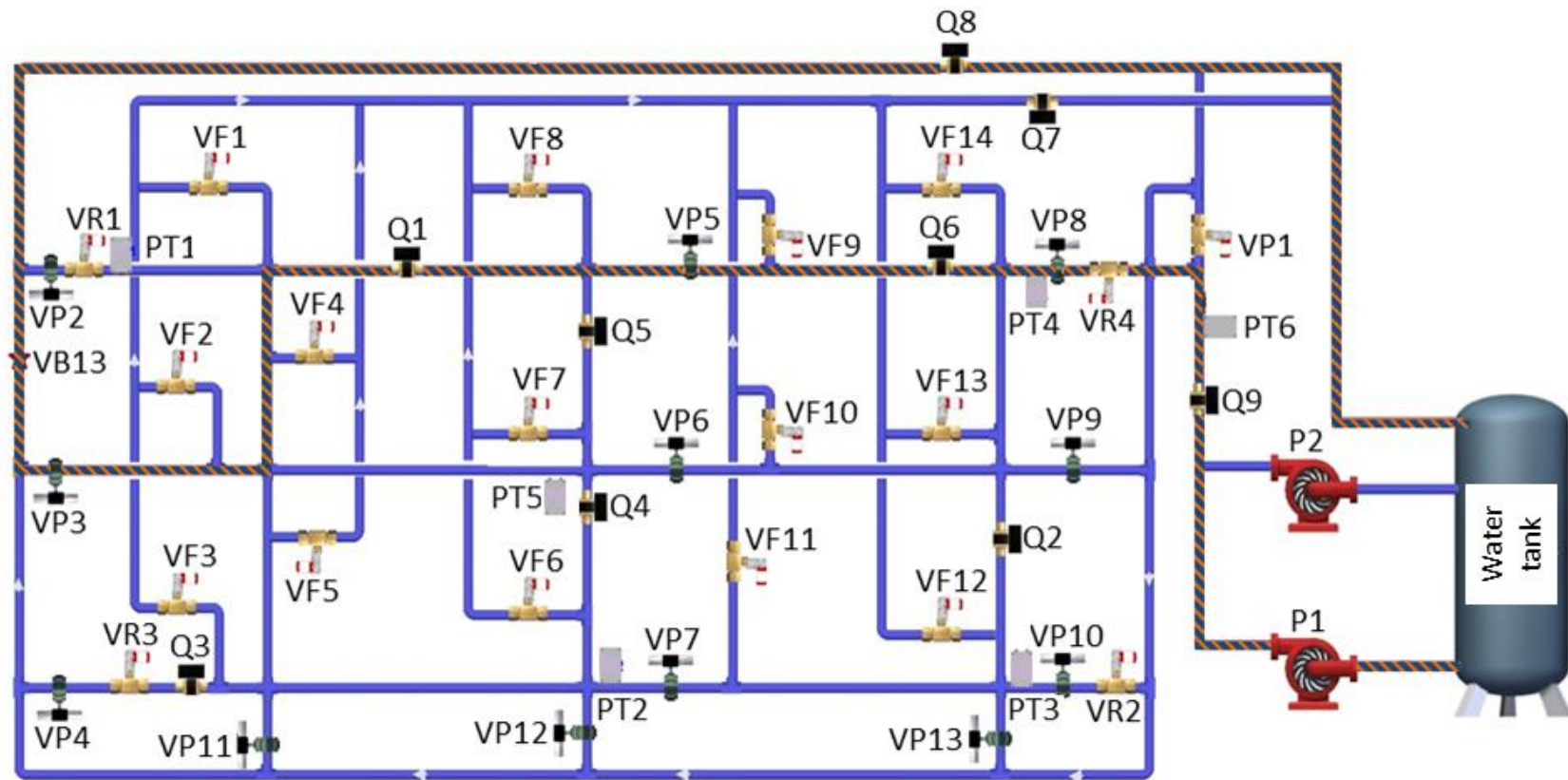
3.2.1. Laboratory setup

The HSL of INRS in Quebec City (Canada) is a water network that can replicate, at a smaller scale, a typical drinking water distribution system (Figure 1). The system is connected to a control panel. A computer receives the various probes signals and transmits instructions to control devices. The HSL is equipped to perform various types of tests, including pressure regulation tests.

The laboratory is equipped with a HC900 Hybrid Controller and the minimum data storage frequency is equal to 5 s. It is composed of Polyvinyl chloride (PVC) pipes with diameters of 152.5 mm, 101.6 mm and 50.8 mm and equipped with 9 electromagnetic flowmeters (Q; 0.6-210 L/s range), 6 pressure sensors (PT; 0-71 m range) and different types of valves. These valves, that can all be remotely controlled, are of the following types: i) 4 pressure regulation valves (VR) equipped with electric pilot actuators, that ensure a complete opening/closing of the valves in 6 turns, ii) 13 butterfly valves (VP) used as isolation valves to reproduce various network configurations and which have two possible status (open or closed), and iii) 14 ball valves (VF) used to reproduce either leaks or consumptions by controlling their opening percentage (from 0 to 100%).

The PRVs are diaphragm-actuated Singer Valve Model 106-PR, with a 100 mm nominal diameter, and operating in a downstream pressure range of 14 to 140 m water equivalent (137 to 1378 kPa). They are hydraulically controlled by an external pilot, which can be operated by means of a 420DC Motorized pilot actuator. The pilot modulates the pressure above the diaphragm when small changes occur. The actuator receives an electric signal ranging between 4 and 20 V. Each signal is transduced by the system control to a valve opening (varying from 0 to 100%).

Since the pipes are much shorter than in real networks (the length of the laboratory sections is of the order of 1 to 3 m), 20 manual ball valves (VB) are installed in various parts of the network. These valves create local pressure drops equivalent to the linear pressure losses that would take place in longer pipes. They do not figure in the laboratory scheme (Figure 1) as they are not remotely controlled.



P : pump Q : flowmeter PT : pressure sensor VR: pressure regulation valve VP:butterfly valves VF:ball valves

Fig. 1. Hydraulic simulation laboratory (HSL) of INRS (streaked line shows the layout of the experiment for the laboratory testing that was undertaken in the present study).

An 8 m³ tank supplies the system with water. The HSL operates in closed circuit. A variable speed pump (P1) feeds the network from the tank. The maximum operating pressure of the pump is 63.3 m and its maximum flow is 70 L/s.

3.2.2. Case study

A real consumption area from Quebec City, Canada, was considered for the application (Figure 2 and Table 1). In addition to the hydraulic model, a one year record of water flow at the inlet of the area, with a 15 minutes time step, was provided by the WDS managers.

Table 1. Characteristics of the case study

Area (km ²)	4.47
Pipes total length (km)	32.8
Median Hazen-Williams coefficient	100
Number of inlets	1
Maximal difference in elevation (m)	45
15 min mean consumption (l/s)	35.5
15 min maximum consumption (l/s)	166.7
Standard deviation of 15 min consumption (l/s)	19.8
Number of inhabitants	8,010

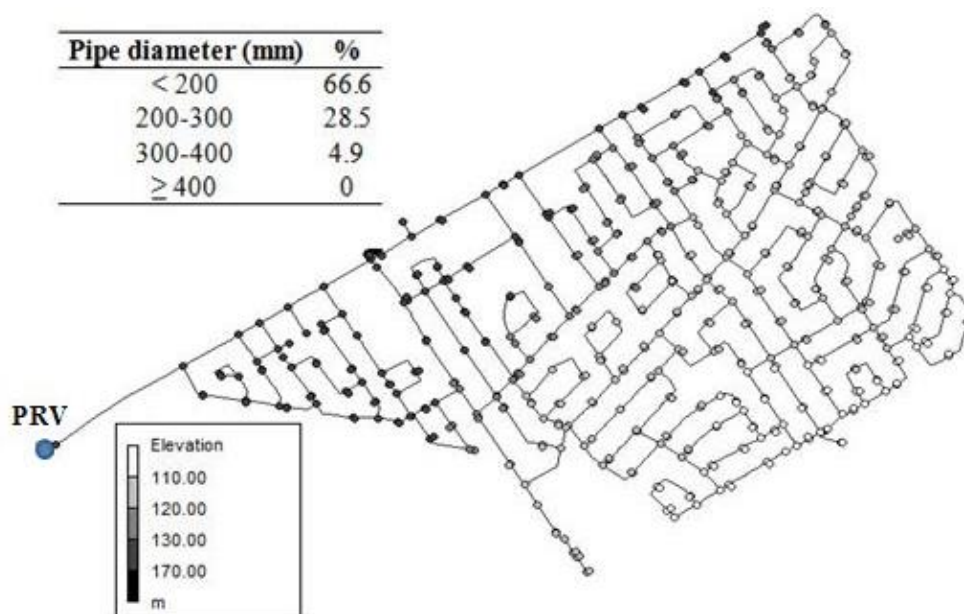


Fig. 2. Case study network layout (pressure regulation valve is identified as PRV)

In Doghri et al. (under review), three pressure CMs were defined for this case study, to control the inlet pressure: i) fixed control mode (FC), ii) time based control mode (TBC), and iii) real time control mode (RTC). FC maintains the same pressure all day, while TBC has two different pressure settings per day (nighttime and daytime) and RTC changes pressure settings each 15 min as a function of recorded flow at the inlet. For FC, TBC and RTC, the pressure settings were defined in order to achieve a minimal pressure of 30 m at all-time steps and network nodes. As the consumption level varies during the year, three major time periods were differentiated (January to April, May to September, and October to December) and for each period pressure settings were defined. The nighttime settings took place from 12 PM to 6 AM.

The real network and a modified version of this network were studied. The modified network has the same characteristics as the real one, except that the Hazen-Williams roughness coefficients of all pipes were decreased by 30 to simulate the aging of the network.

The EPANET hydraulic model of the area and the water flow record were added as inputs to a Matlab algorithm developed by Doghri et al. (under review) to obtain the pressure settings under each one of the CMs. A constant fraction of total demand was assigned to each consumption node in the hydraulic model according to the characteristics of the provided database, except for one particular consumer; for this one, a 15 min registration of water demand was available for the same year, (min = 0 L/s; max = 53.1 L/s; mean = 16.9 L/s; standard deviation = 13.97 L/s). Table 2 summarizes, for the case study network, the pressure settings for the three CMs for one year of regulation period with 15 min time step. Detailed results are presented in Doghri et al. (under review).

3.3. Methodology

Two main steps were followed to assess the performance of the three tested pressure CMs through PRV regulation: i) laboratory testing of the PRV response, to check its capacity to adjust its outlet pressure in response to varying settings, and ii) integration of the laboratory findings about the sensitivity of the PRV into the evaluation of the performance of the three considered CMs for the case study.

3.3.1. Laboratory testing

The streaked line in Figure 1 presents the layout of the experiment for the laboratory testing. A total of 48 tests were realized. These tests were characterized by different supplied flows (7, 10, 15 and 24 L/s), PRV opening ranges (from 1% to 26%), and PRV opening setting variations (± 0.5 , ± 1 , ± 2 , ± 5 , ± 12.5 and ± 25 %) for the PRV identified as VR4 in Figure 1. In all cases, the setting of the pump, determining the pressure upstream of the PRV, was set to 56 m. A pressure sensor (PT4 in Figure 1) was placed 77 cm downstream of the PRV. Pressure at the outlet of the PRV was estimated to be equal to the monitored pressure at this pressure sensor added to the head losses between the two devices. This one was estimated with a Hazen-Williams coefficient of 140 for the pipe (linear head loss) and with a valve loss coefficient of 3.8 for the butterfly valve located between the PRV and the pressure sensor (VP8 in Figure 1; singular head loss).

When varying the PRV opening, the downstream pressure (pressure setting) and the flow discharge vary. In order to maintain a constant flow discharge during each test, the operator was asked to modify the opening of a ball valve located downstream of the PRV (VB13 identified in Figure 1). During all tests, the operator varied the targeted opening with a constant path. The request was sent by the control system as an electric signal to the valve actuator. A feedback signal provided the real valve opening position.

The similarity between the laboratory tests and the real case study network was confirmed by verifying that the flows were all rough turbulent flows (Reynolds numbers higher than 4000) in both scales, as suggested by Chanson (1999) for fully enclosed flows.

Through the analysis of the laboratory tests results, the relation between the valve opening and its corresponding outlet pressure was verified, as well as the achievement, or not, of various prescribed valve settings.

3.3.2. Pressure control mode effectiveness

It is through the variation of the PRV settings that defined CMs can be realized. Given the sequences of required valve settings under the three CMs considered, the values of $\Delta\text{Setting}$ (which is equal to the difference between the pressure setting at any time step t and the pressure setting at time step preceding t) were analyzed. During each consumption period, $\Delta\text{Setting}$ is null under FC, is null or equal to $|\text{Setting}_{day} - \text{Setting}_{night}|$ under TBC, and varies at almost each time step under RTC. Moreover, $\Delta\text{Setting}$ marking the passage between

consumption periods, for the three CMs, are non-null. The achievement of $\Delta\text{Setting}$ governs the real performance of the different CMs when applied on a real WDS. The minimum $\Delta\text{Setting}$ required to ensure PRV response, which was characterized in the laboratory, is called here after “PRV limit value”. In the theoretical study of Doghri et al. (under review), it was equal to 0 m since the PRV was supposed to perfectly respond to the requested pressure settings. The maximum and standard deviation of theoretical $\Delta\text{Setting}$ under all considered CMs are presented in Table 2.

Table 2. Pressure control theoretical settings characteristics (January-December 2015)

Network	Control mode	Setting (m)			$\Delta\text{Setting}$ (m)		
		Min	Max	Median	Max	Std	
Real case	FC*	40.6	46.7	42.4	6.1	0.04	
	TBC**	Day	40.6	46.7	42.4	4.6	0.5
		Night	40.6	42.2	38.9		
	RTC	30	46.7	33	11.9	0.95	
Aged	FC*	52.8	64.3	56.3	11.5	0.07	
	TBC**	Day	52.8	64.3	56.3	8.38	0.93
		Night	52.8	55.9	49.5		
	RTC	30	64.3	37.2	24.3	2.44	

* The min, max and median values present the three settings defined for FC

** The 3 couples of settings are presented as min, max and median day and night settings

From the theoretical study of Doghri et al. (under review), leakage rate reduction (LRR) obtained when adopting CMs other than FC were estimated using Equation 1; this equation is based on the FAVAD concept (May, 1994), which states that the ratio of pressure raised to an exponent N_1 , for two situations, is proportional to the ratio of the leakage rate for these same situations.

$$LRR = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \left(1 - \frac{1}{T} \sum_{i=1}^T \left(\frac{P_{i,n}^x}{P_{i,n}^{FC}} \right)^{N_1} \right) \quad \text{Eq. 1}$$

where N is the number of nodes in the network, T is the number of time steps in the simulation period, i and n are respectively time step and node indices, P is the pressure, x is either RTC or TBC, and N_1 is equal to 1 (Fantozzi & Lambert, 2007).

To evaluate the expected performance of the three studied CMs on the two case study networks, *LRR* was computed with the PRV limit value equal to 0 (theoretical case) and with the PRV limit value equal to different values issued from the laboratory experiments. For all the evaluated situations, pressure values in the network, at each time step, were estimated using the hydraulic model of each case study.

3.4. Results and discussion

3.4.1. Laboratory results

The results of two experiments are illustrated in Figure 3 as examples. The graphs on the left panels present the observed results when the valve opening setting was varied from 26%, to 13.5% and then 1% (closing), while the graphs on the right panels present the results observed when the valve opening setting was varied from 1 to 26% with 0.5% intervals (opening). Varying the PRV opening modified not only the valve downstream pressure but also the flow, since the laboratory is a closed loop system. Consequently, the flow was manually adjusted as described in the methodology section in order to conserve a constant flow discharge; 7 and 10 L/s for the respective tests illustrated. The valve settings (downstream pressure) remained constant despite the variation of the flow. During the experiments, the pump continuously adjusted its speed level in order to provide the requested upstream pressure.

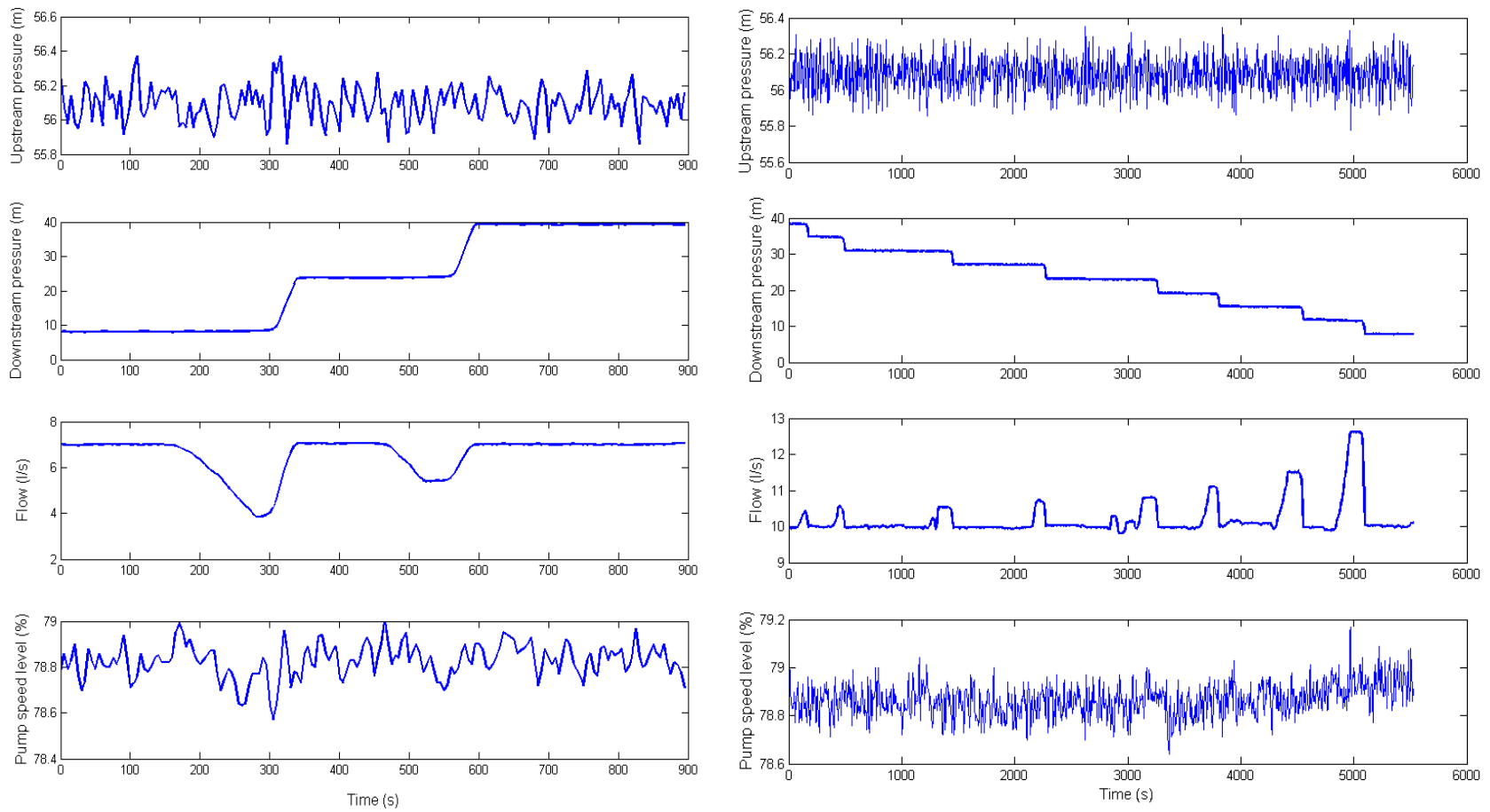


Fig. 3. Laboratory signals variations during a process of PRV closing (left side) and opening (right side)

The relation between the observed PRV openings (feedback of the valve) and the delivered pressure is presented in Figure 4. It is clear from this figure that the valve is able to maintain the requested pressure at its outlet for the different opening values regardless of the flow variation.

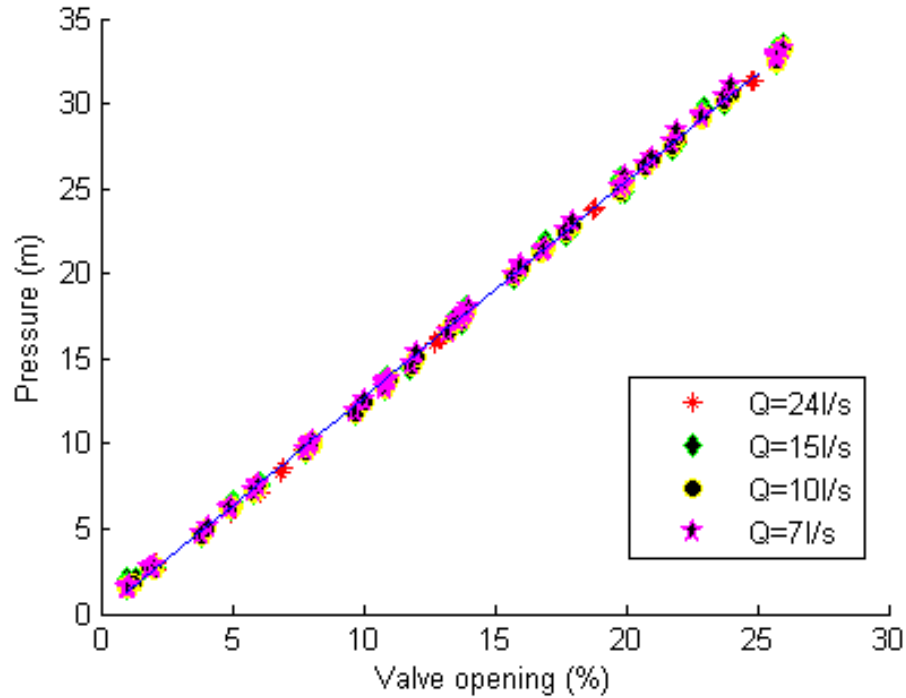


Fig. 4. Downstream PRV pressure according to the observed valve opening

Nevertheless, the prescribed valve setting was not always taken into consideration during the experiments. Relations between the observed (feedbacks) and prescribed valve openings are illustrated in Figure 5. As shown for cases with prescribed Δ Opening equal to 1 and 0.5%, the valve did not always follow the instructions. Indeed, observed valve opening remained constant until the difference between the observed and prescribed opening reached a certain level. This was observed either during the valve closing or opening process.

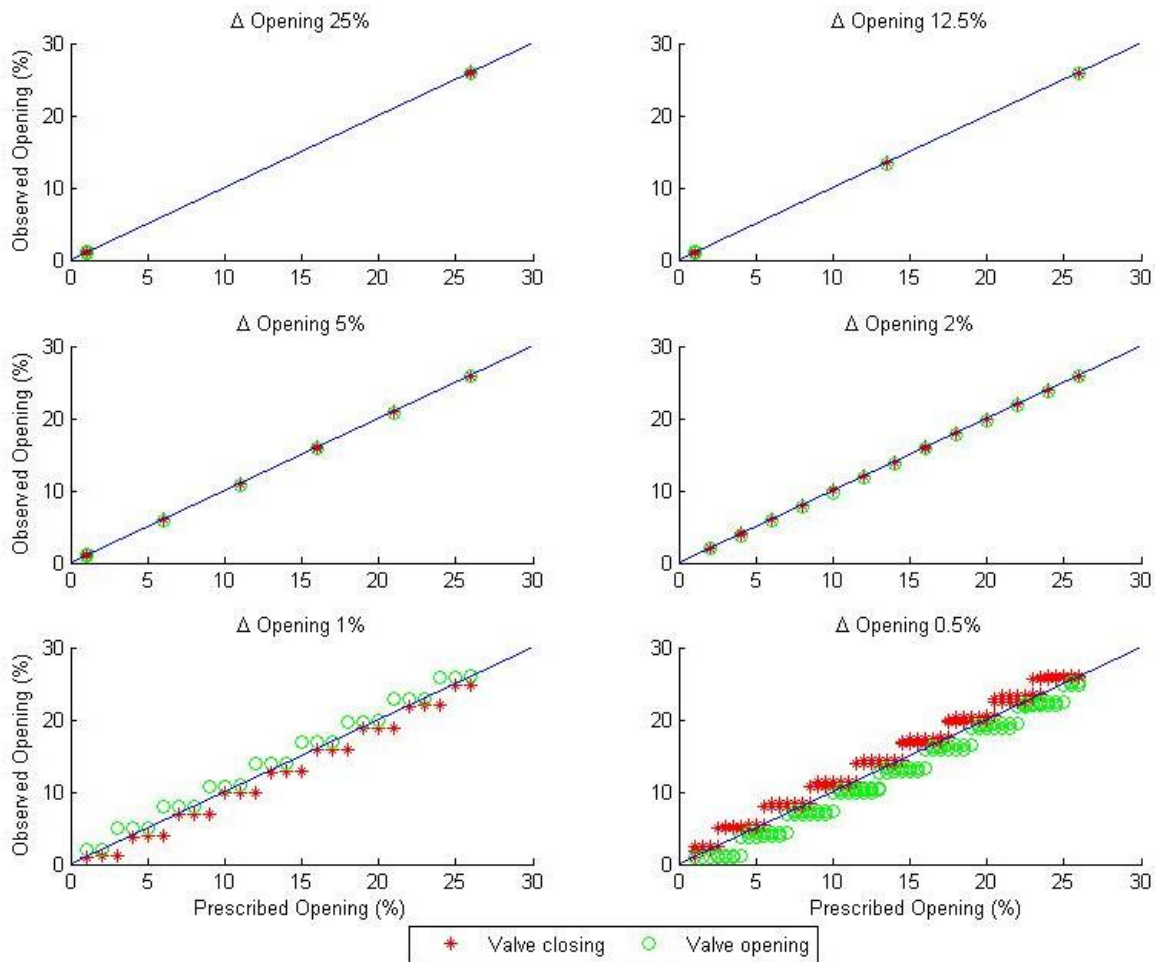
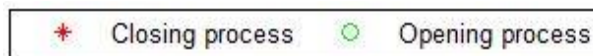


Fig. 5. Observed vs. prescribed valve opening



The relation between the required pressure variation and the achieved pressure variation by the PRV was studied. The required variation is defined as the difference between the prescribed valve setting and the last observed valve setting. The achieved variation was defined as the difference between the new observed and last observed valve settings. The response of the valve to the required pressure variation is illustrated in Figure 6. The points follow the identity curve (1:1) for required pressure variations (ΔP) higher than 3.5 m. However, for the low required pressure variations, the valve has more difficulty to reach the required variation. The greater the variation of valve opening (or setting) is, the greater the fitting between achieved and required ΔP is after the valve operation. Most of the points for $\Delta P < 3.5$ m are close to 0 m (cf. the zoom in Figure 6). The 3.5

m variation corresponds to 2.8% of valve opening adjustment which is equivalent to 1/6th pilot turn (as a reminder, complete opening/closing of the valve requires 6 turns). This means that the PRV in the HSL is insensitive to the fine regulation of pressure. The PRV limit value in this case is equal to 3.5 m.

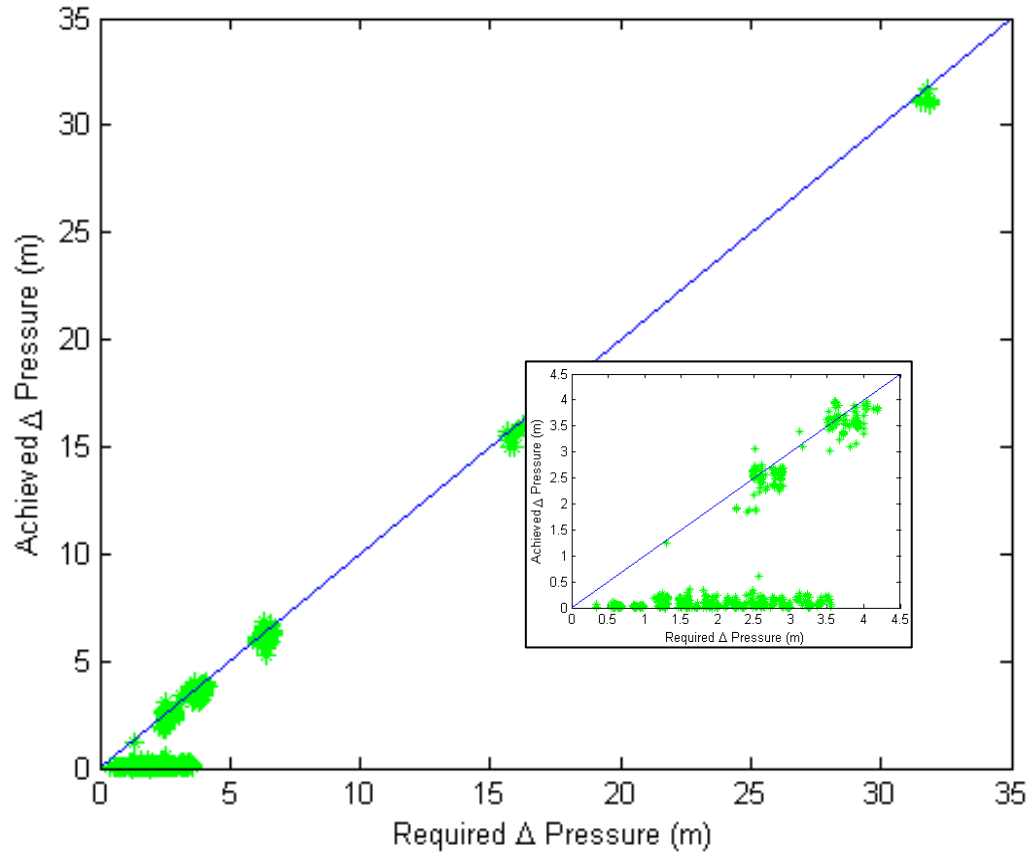


Fig. 6. Achieved vs. required pressure variation (with a zoom in the lower pressures range)

3.4.2. Real performance of the pressure control modes

In the first place, the percentages of minimum required pressure (P_{min}) satisfaction under theoretical CMs settings were evaluated taking into consideration the PRV limit value estimated in the laboratory. From the theoretical settings defined in Doghri et al. (under review), for the three studied CMs and considering the 3.5 m laboratory's PRV limit value, the percentage was equal to 100 % for FC in case of real and aged networks, meaning that the pressure control as defined was able to satisfy the constraint for the P_{min} during the simulated period. However, the P_{min} was satisfied at only 68 % and 57 % under TBC, 58.9 % and 61.1 % under RTC, respectively, for the real

case and aged networks. This means that in the case where the same PRV as in the laboratory would be used in the real case study, the TBC and RTC settings as defined through hydraulic simulations would not be executed as expected. In the case where the variation of the pressure setting would not be high enough to activate the pilot, the system could encounter lower pressures than required at some nodes, which is not recommended. To overcome this last situation, the pressure settings for the CMs applied to the system should be adjusted. In the following, the pressure settings, for the three CMs, were adjusted as follows: i) in the cases where the absolute value of $\Delta\text{Setting}$ exceeded the PRV limit value, the valve setting was modified by applying $\Delta\text{Setting}$; ii) in the cases where $\Delta\text{Setting}$ was positive, greater than zero and lower than the PRV limit value, the opening of the valve was provoked by increasing its setting by the PRV limit value, in order to avoid pressures lower than the minimal target pressure in the network; and iii) in the cases where $\Delta\text{Setting}$ was negative and its absolute value lower than the PRV limit value, the previous PRV setting value was maintained. In the last two cases, the delivered pressure exceeded the minimal required pressure.

In the second place, the expected performance of RTC and TC, in terms of leakage rate reduction when compared to FC, was evaluated with various PRV limit values. Indeed, depending on the type of PRV, the defined spring adjustment range and the automated pilot actuator specifications, several PRV limit values could be encountered in real WDSs. To define the PRV limit values taken into account, spring pressure ranges were selected from Springer devices catalogs, with a limit of $1/6^{\text{th}}$ pilot turn observed during the laboratory tests, which resulted in PRV limit values of 1.4, 3.9 and 5.0 m.

Table 3. LRR comparison (%)

Network	Control mode	PRV limit value (m)				
		0*	1.4	3.5**	3.9	5
Real case	TBC vs. FC	0.99	0.98	0.98	0.65	0
	RTC vs. FC	15.13	14.11	12.89	12.04	11.74
Aged	TBC vs. FC	1.86	1.54	1.54	1.51	1.53
	RTC vs. FC	24.48	24.14	23.14	22.62	22.35

* theoretical evaluation as in Doghri et al. (submitted)

** value for the PRV in the laboratory

Results of this evaluation are presented in Table 3. It can be noticed that the *LRRs* decrease with increasing PRV limit values. The comparison between the theoretical *LRRs* (with PRV value equal to 0 m) and *LRRs* under operational limitations shows that the benefits of RTC and TBC are overestimated in all cases when the practical limitations of PRV are not taken into account, and that the aged network always presents higher *LRR* values than the real network. The results in Table 3 show that RTC brings leakage rate reductions varying from 11.74 to 15.13 %, for the real case network, and from 22.35 to 24.48 %, for the aged network, when compared to FC. However, the *LRRs* for TBC are low (less than 2%) and even null for the less sensitive PRV (PRV limit value of 5 m), which means that this CM is not beneficial for the studied network.

The reduction of *LRR* under RTC, for the real case network, was equal to 6.7, 14.8, 20.4 and 22.4% in case with PRV limit value equal, respectively, to 1.4, 3.5, 3.9 and 5 m; and for the aged case, the reduction was lower as it was equal to 1.4, 5.5, 7.6 and 8.7% respectively for the same PRV limit values. These results reveal that the consideration of the device characteristics and limitation is crucial to choose the most appropriate and beneficial CM for a specific WDS.

3.5. Conclusions

The main objective of this work was to verify the efficiency of various pressure control modes (CMs), ensured through pressure reducing valves (PRV) regulation, while taking into account the sensitivity of diaphragm-actuated PRV to different pressure settings variations. First, the response of a diaphragm-actuated PRV was characterized in the hydraulic simulation laboratory of INRS. The minimum setting variation required to provoke the valve adjustment was estimated at 3.5 m from these experiments for the PRV in the laboratory, and, by extension, from 1.4 to 5 m for similar types of PRVs that could be used in real water distribution systems (WDSs).

Then a real WDS from Quebec City was used as a case study to evaluate the performance of three CMs, from hydraulic simulations, while taking into account these minimum setting variations. The three pressure CMs considered are fixed control (FC), time-based control (TBC) with two pressure settings per day, and real time control (RTC) with pressure settings varying every 15 minutes.

These evaluations first showed that the leakage rate reduction provided by TB and RTC, when compared to FC, are overestimated if the operational limitation of PRV is not taken into account. However, the leakage rate could still be reduced from 11 % to 24 % when applying pressure RTC instead of a fixed pressure control mode on the studied network, for PRV sensitivities varying from 1.4 to 5 m. The advantages, in terms of leakage rate reduction, are higher for a network with rougher pipes. These results reveal that the consideration of the device characteristics and limitation is crucial when choosing the most appropriate and beneficial CM for a specific WDS.

Conclusions from this study were based on the laboratory tests conducted in the HSL, with a specific type of PRV, and the simulation of CMs on one real case study. Results should be verified for the other types of PRVs in order to validate the observations and to confirm the device limit characteristics. Moreover, further cases of WDSs should be analyzed in order to generalize the findings of the study on different systems sizes, with other PRV settings variations and presenting single or multiple WDS controlled inlets.

ACKNOWLEDGMENTS

Data used were provided by Quebec City that is gratefully acknowledged. Financial support to Mouna Doghri was provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada.

ABBREVIATION LIST

CM	control mode
FAVAD	fixed and variable area discharge concept
FC	fixed control mode
HSL	hydraulic simulation laboratory of INRS
LRR	leakage rate reduction
PID	Proportional–Integral–Derivative controller process
PRV	pressure reduction valve
PT	pressure sensor
Q	flowmeter
RTC	real time control mode
TBC	time based control mode
VB	manual ball valve
VF	ball valve
VP	butterfly valve
VR	pressure regulation valve
WDS	water distribution system
ΔP	pressure variation
Δ Opening	PRV opening variation
Δ Setting	pressure setting variation

REFERENCES

- AbdelMeguid H, Skworcow P & Ulanicki B (2011) Mathematical modelling of a hydraulic controller for PRV flow modulation. *Journal of Hydroinformatics* 13(3):374-389.
- Adamowski J, Fung Chan H, Prasher SO, Ozga-Zielinski B & Sliusarieva A (2012) Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network, and wavelet artificial neural network methods for urban water demand forecasting in Montreal, Canada. *Water Resources Research* 48(1).
- Adamowski JF (2008) Development of a short-term river flood forecasting method for snowmelt driven floods based on wavelet and cross-wavelet analysis. *Journal of Hydrology* 353(3-4):247-266.
- Alder J, Chilton J, Gaddis E, Pietersen k & Zöckler C (2007) Chapter 4 : Water in Section B : STATE-AND-TRENDS OF THE ENVIRONMENT: 1987–2007 *Global Environment Outlook GEO 4 environment for development*, Ltd PP (Édit.) United Nations Environment Programme, VALLETTA, MALTA. p 115-156.
- Alvisi S & Franchini M (2014) Assessment of the Predictive Uncertainty within the Framework of Water Demand Forecasting by Using the Model Conditional Processor. *Procedia Engineering* 89:893-900.
- Alvisi S, Franchini M & Marinelli A (2007) A short-term, pattern-based model for water-demand forecasting. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):39.
- Ancil F & Pelletier G (2011) Analyse en ondelettes de fluctuations de débit en réseau de distribution d'eau potable *Revue des sciences de l'eau* 24(1):25-33.
- Arandia E, Ba A, Eck B & McKenna S (2015) Tailoring seasonal time series models to forecast short-term water demand. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(3):04015067.
- Araujo LS, Ramos H & Coelho ST (2006) Pressure Control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management. *Water Resources Management* 20(1):133-149.
- AWWA (2008) *Water Audits and Loss Control Programs: M36*. American Water Works Association,
- AWWA (2009) *Audits, bilans d'eau et programmes de réduction des pertes - Manuel M36*. American Water Works Association (AWWA), Réseau Environnement
- Bai Y, Wang P, Li C, Xie J & Wang Y (2014) A multi-scale relevance vector regression approach for daily urban water demand forecasting. *Journal of Hydrology* 517:236-245.

- Bakker M, van Duist H, van Schagen K, Vreeburg J & Rietveld L (2014) Improving the Performance of Water Demand Forecasting Models by Using Weather Input. *Procedia Engineering* 70:93-102.
- Bakker M, Vreeburg JHG, van Schagen KM & Rietveld LC (2013) A fully adaptive forecasting model for short-term drinking water demand. *Environ. Model. Softw.* 48:141-151.
- Berardi L, Laucelli D, Ugarelli R & Giustolisi O (2015) Leakage management: planning remote real time controlled pressure reduction in Opegård municipality. *Procedia Engineering* 119:72-81.
- Bhattacharya B, Lobbrecht AH & Solomatine DP (2003) Neural Networks and Reinforcement Learning in Control of Water Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 129:458-465.
- Bougadis J, Adamowski K & Diduch R (2005) Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Processes* 19(1):137-148.
- Box GE & Jenkins GM (1976) *Time series analysis: forecasting and control, revised ed.*, San Francisco: Holden-Day.
- Brémond B, Fabrie P, Jaumouillé E, Mortazavi I & Piller O (2009) Numerical simulation of a hydraulic Saint-Venant type model with pressure-dependent leakage. *Applied Mathematics Letters* 22(11):1694-1699.
- Caiado J (2010) Performance of Combined Double Seasonal Univariate Time Series Models for Forecasting Water Demand. *Journal of Hydrologic Engineering* 15:215-222.
- Campisano A, Creaco E & Modica C (2010) RTC of valves for leakage reduction in water supply networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(1):138-141.
- Campisano A, Modica C & Vetrano L (2012) Calibration of Proportional Controllers for the RTC of Pressures to Reduce Leakage in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(4):377-384.
- Cembrano G, Wells G, Quevedo J, Pérez R & Argelaguet R (2000) Optimal control of a water distribution network in a supervisory control system. *Control Eng. Pract.* 8(10):1177-1188.
- Chanson H (1999) *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Physical Modelling of Hydraulics.* Edward Arnold, London, 512 p.p.
- Colombo AF, Lee P & Karney BW (2009) A selective literature review of transient-based leak detection methods. *Journal of Hydro-environment Research* 2(4):212-227.

- Creaco E (2017) Exploring Numerically the Benefits of Water Discharge Prediction for the Remote RTC of WDNs. *Water* 9(12):961.
- Creaco E, Campisano A & Modica C (2018) Testing behavior and effects of PRVs and RTC valves during hydrant activation scenarios. *Urban Water Journal* 15(3):218-226.
- Creaco E & Franchini M (2013) A new algorithm for real-time pressure control in water distribution networks. *Water Science and Technology: Water Supply* 13(4):875-882.
- Creaco E & Walski T (2017) Economic Analysis of Pressure Control for Leakage and Pipe Burst Reduction. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(12):04017074.
- Cutore P, Campisano A, Kapelan Z, Modica C & Savic D (2008) Probabilistic prediction of urban water consumption using the SCEM-UA algorithm. *Urban Water Journal* 5(2):125-132.
- Doghri M, Duchesne S, Poulin A & Ouellet M (2017) Comparative Study of Pressure Reduction Valve Controllers in Water Distribution Systems. *Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration*. Springer, p 1001-1003.
- Doghri M, Duchesne S, Poulin A & Villeneuve JP (2018) Comparative Study of Pressure Control Modes Impact on Water Distribution System Performance.
- Donkor EA, Mazzuchi TA, Soyer R & Alan Roberson J (2014) Urban Water Demand Forecasting: Review of Methods and Models. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(2):146-159.
- Duchesne S, Mailhot A & Villeneuve JP (2003) Predictive real time control of surcharged interceptors: impact of several control parameters 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 39(1):125-135.
- Fantozzi M & Lambert A (2007) Including the effects of pressure management in calculations of Short-Run Economic Leakage Levels. in *Water Loss 2007*, Édité Conference IS (International Water Association, Bucharest).
- Firat M, Erkan Turan M & Yurdusev MA (2010) Comparative analysis of neural network techniques for predicting water consumption time series. *Journal of Hydrology* 384:46–51.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017a) A lab prototype of pressure control in water distribution networks. *IFAC-PapersOnLine* 50(1):15373-15378.
- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Verrilli F (2017b) Real-Time Control of a PRV in Water Distribution Networks for Pressure Regulation: Theoretical Framework and Laboratory Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(1):04017075.

- Fontana N, Giugni M, Glielmo L, Marini G & Zollo R (2017c) Real-Time Control of Pressure for Leakage Reduction in Water Distribution Network: Field Experiments. *Journal of Water Resources Planning and Management* 144(3):04017096.
- Ghiassi M, Zimbra D & Saidane H (2008) Urban Water Demand Forecasting with a Dynamic Artificial Neural Network Model. *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(2):138-146.
- Giustolisi O, Berardi L, Laucelli D, Savic D & Kapelan Z (2016) Operational and tactical management of water and energy resources in pressurized systems: Competition at WDSA 2014. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(5):C4015002.
- Guhl F & Brémond B (2000) Optimisation du fonctionnement des réseaux d'eau potable. Prise en compte de l'aspect stochastique de la demande. *Ingénieries-EAT* (23):15-23.
- Herrera M, Torgo L, Izquierdo J & Pérez-García R (2010) Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology* 387(1-2):141-150.
- House-Peters LA & Chang H (2011) Urban water demand modeling: Review of concepts, methods, and organizing principles. *Water Resources Research* 47(5).
- Huang L, Zhang C, Peng Y & Zhou H (2014) Application of a Combination Model Based on Wavelet Transform and KPLS-ARMA for Urban Annual Water Demand Forecasting. *Journal of Water Resources Planning and Management* 140(8):04014013.
- Hutton CJ & Kapelan Z (2015) A probabilistic methodology for quantifying, diagnosing and reducing model structural and predictive errors in short term water demand forecasting. *Environmental Modelling & Software* 66:87-97.
- Jain A, Varshney AK & Joshi UC (2001) Short-Term Water Demand Forecast Modelling at IIT Kanpur Using Artificial Neural Networks. *Water Resources Management* 15:299–321.
- Janelle S, Bissonnette S, Lamarre J & Caja M (2013) Suivi et optimisation du réseau de distribution (Rapport de conception détaillée du SCADA). (Ville de Montréal, Montréal), p 157.
- Jowitt PW & Xu C (1990) Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 116(4):455-472.
- Kang D (2014) Real-time Optimal Control of Water Distribution Systems. *Procedia Engineering* 70:917-923.
- Kang D & Lansey K (2009) Real-time demand estimation and confidence limit analysis for water distribution systems. *Journal of Hydraulic Engineering* 135(10):825-837.

- Khatavkar P & Mays LW (2017) Model for Optimal Operation of Water Distribution Pumps with Uncertain Demand Patterns. *Water Resources Management* 31(12):3867-3880.
- Kingdom B, Liemberger R & Marin P (2006) The Challenge of Reducing Non-Revenue Water (NRW) in Developing Countries. How the Private Sector Can Help: A Look at Performance-Based Service Contracting. in *WATER SUPPLY AND SANITATION SECTOR BOARD DISCUSSION PAPER SERIES*, Édit Development. TIBFRA (The World Bank, Washington, DC), p 52.
- Kumar MP & Kumar MM (2009) Comparative study of three types of controllers for water distribution networks. *American Water Works Association. Journal* 101(1):74.
- Kumar MP, Kumar MM & Boranyak S (2009) Tuning of PID controllers for water networks-different approaches. *American Water Works Association. Journal* 101(7):95.
- Laucelli D, Berardi L, Ugarelli R, Simone A & Giustolisi O (2016) Supporting Real-time Pressure Control in Oppegård Municipality with WNetXL. *Procedia Engineering* 154:71-79.
- Maier HR & Dandy GC (2000) Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modelling issues and applications. . *Environmental modelling & software* 15(1):101-124.
- MAMROT (2013) L'Économie d'eau potable et les municipalités.).
- Mann HB & Whitney DR (1947) On a test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other. *The annals of mathematical statistics* :50-60.
- Martínez F, Hernández V, Alonso JM, Rao Z & Alvisi S (2007) Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):65.
- May J (1994) Pressure dependent leakage. *World Water & Environmental Engineer* 17(8):10.
- McKenzie RS & Wegelin W (2009) Implementation of pressure management in municipal water supply systems. *EYDAP Conference "Water: The Day After"*. (Greece.
- MELCC (2002) Directive 001 : captage et distribution de l'eau (entrée en vigueur 20 février 1984). Édit Québec MDLED (Ministère de l'Environnement du Québec, Québec).
- Meniconi S, Brunone B, Mazzetti E, Laucelli DB & Borta G (2016) Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering* 162:455-462.
- Misiti M, Misiti Y, Oppenheim G & Poggi JM (1997) *Wavelet Toolbox (for use with Matlab)*. The MathWorks Inc.
- Mutikanga HE, Sharma SK & Vairavamoorthy K (2013) Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 139(2):166-174.

- Nazif S, Karamouz M, Tabesh M & Moridi A (2009) Pressure Management Model for Urban Water Distribution Networks. *Water Resources Management* 24(3):437-458.
- Nicolini M, Giacomello C & Deb K (2010) Calibration and optimal leakage management for a real water distribution network. *Journal of Water Resources Planning and Management* 137(1):134-142.
- Nicolini M & Zovatto L (2009) Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of water resources planning and management* 135(3):178-187.
- Odan FK & Reis LFR (2012) Hybrid Water Demand Forecasting Model Associating Artificial Neural Network with Fourier Series. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(3):245-256.
- Page PR, Abu-Mahfouz AM & Yoyo S (2017) Parameter-less remote real-time control for the adjustment of pressure in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 143(9):04017050.
- Palau CV, Arregui FJ & Carlos M (2012) Burst Detection in Water Networks Using Principal Component Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management* 138(1):47-54.
- Pandey AS, Singh D & Sinha SK (2010) Intelligent hybrid wavelet models for short-term load forecasting. *IEEE Transactions on Power Systems* 25(3):1266-1273.
- Pascual J, Romera J, Puig V, Cembrano G, Creus R & Minoves M (2013) Operational predictive optimal control of Barcelona water transport network. *Control Eng. Pract.* 21(8):1020-1034.
- Prescott SL & Ulanicki B (2008) Improved control of pressure reducing valves in water distribution networks. *J. Hydraul. Eng.* 134(1):56-65.
- Puig V, Ocampo-Martínez C, Pérez R, Cembrano G, Quevedo J & Escobet T (2017) Real-Time Monitoring and Operational Control of Drinking-Water Systems. Springer, Cham, 428 p.p.
- Puleo V (2014) *Real-time optimal control of water distribution systems : Models and techniques, including intermittent supply conditions*. Doctor of Philosophy (University of Palermo, Palermo). 189 p(Consulté le Janvier 2014)
- Puust R, Kapelan Z, Savic DA & Koppel T (2010) A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal* 7(1):25-45.
- Rao Z & Salomons E (2007) Development of a real-time, near-optimal control process for water-distribution networks. *Journal of Hydroinformatics* 9(1):25.
- Reis L, Porto R & Chaudhry F (1997) Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management* 123(6):317-326.

- Romano M & Kapelan Z (2014) Adaptive water demand forecasting for near real-time management of smart water distribution systems. *Environmental Modelling & Software* 60:265-276.
- Rossman LA (2000a) EPANET 2 USERS MANUAL. (National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati).
- Rossman LA (2000b) EPANET 2: users manual.
- Shamir U & Salomons E (2008) Optimal real-time operation of urban water distribution systems using reduced models. *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(2):181-185.
- Shumway RH & Stoffer DS (2006) *Time series analysis and its applications: with R examples*. Springer Science & Business Media,
- Shvartser L, Shamir U & Feldman M (1993) Forecasting hourly water demands by pattern recognition approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 119(6):611-627.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008a) Understanding the Types of Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 19-29.
- Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008b) Water Loss Control : A Topic of the Twenty-First Century. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 5-17.
- Tan Z, Zhang J, Wang J & Xu J (2010) Day-ahead electricity price forecasting using wavelet transform combined with ARIMA and GARCH models. *Applied Energy* 87(11):3606-3610.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008a) Controlling Real Losses - Pressure Management. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 301-343.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008b) Modelling Water Losses. *Water Loss Control*, The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 121-154.
- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008c) *Water loss control*. McGraw-Hill, New York, 2nd ed.. xv, 632 p. p

- Thornton J, Sturm R & Kunkel G (2008d) *Water Loss Control*. The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. 632 p
- Tian D, Martinez CJ & Asefa T (2016) Improving Short-Term Urban Water Demand Forecasts with Reforecast Analog Ensembles. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(6):04016008.
- Tiwari MK & Adamowski J (2013) Urban water demand forecasting and uncertainty assessment using ensemble wavelet-bootstrap-neural network models. *Water Resources Research* 49(10):6486-6507.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015a) An ensemble wavelet bootstrap machine learning approach to water demand forecasting: a case study in the city of Calgary, Canada. *Urban Water Journal* :1-17.
- Tiwari MK & Adamowski JF (2015b) Medium-Term Urban Water Demand Forecasting with Limited Data Using an Ensemble Wavelet-Bootstrap Machine-Learning Approach. *Journal of Water Resources Planning and Management* 141(2):04014053.
- Ulanicki B, Bounds P, Rance J & Reynolds L (2000) Open and closed loop pressure control for leakage reduction. *Urban Water* 2(2):105-114.
- Vairavamoorthy K & Lumbers J (1998) Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control. *J. Hydraul. Eng.* 124(11):1146-1154.
- Vicente DJ, Garrote L, Sánchez R & Santillán D (2016) Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends. *Journal of Water Resources Planning and Management* 142(2):04015061.
- Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M & Whitman BE (2006) Modeling leakage reduction through pressure control. *Journal (American Water Works Association)* 98(4):147-155.
- Weigel AP & Mason SJ (2011) The generalized discrimination score for ensemble forecasts. *Monthly Weather Review* 139(9):3069-3074.
- Wilson L (1987) *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. (Université du Québec). 233 p
- Xu Q, Chen Q, Qi S & Cai D (2015) Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics* 26:111-116.

- Yang Y, Wu J, Chen Y & Li C (2013) A New Strategy for Short-Term Load Forecasting. *Abstract and Applied Analysis* 2013:1-9.
- Zareipour H, Bhattacharya K & Canizares C (2006) Forecasting the hourly Ontario energy price by multivariate adaptive regression splines. *2006 IEEE Power Engineering Society General Meeting*. IEEE, p 7 pp.
- Zhang BL & Dong ZY (2001) An adaptive neural-wavelet model for short term load forecasting. *Electric Power Systems Research* 59(2):121-129.
- Zhang X, Liang F, Srinivasan R & Van Liew M (2009) Estimating uncertainty of streamflow simulation using Bayesian neural networks. *Water resources research* 45(2).
- Zhou SL, McMahon TA, Walton A & Lewis J (2002) Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology* 259(1-4):189-202.
- Ziegler JG & Nichols NB (1942) Optimum settings for automatic controllers. *trans. ASME* 64(11).

ANNEXE

ANNEXE I. Étude comparative des contrôleurs des vannes de régulation de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable

Ce travail est présenté sous forme d'un papier de conférence. Il a été présenté à la première édition de l'«Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration» en novembre 2017 et il est rédigé en anglais. Le titre est :

Comparative study of pressure reduction valve controllers in water distribution systems

Mouna Doghri¹, Sophie Duchesne², Annie Poulin³, Maxim Ouellet⁴

¹INRS-ETE, mouna.doghri@ete.inrs.ca

²INRS-ETE, sophie.duchesne@ete.inrs.ca

³ETS-Montreal, annie.poulin@etsmtl.ca

⁴INRS-ETE, maxim.ouellet@ete.inrs.ca

Highlights: Pressure control is effective to reduce water losses in water distribution systems. It can be achieved by installing pressure reduction valves controlled in real time. An experimental campaign was carried out to compare Proportional–Integral–Derivative (PID) controllers for these valves. The P controller presents the best results closely followed by the PI.

Keywords: PID controller; pressure reducing valves; water distribution systems; experimental study; real time control.

Introduction

Pressure control in the entrance of District Metered Areas (DMAs) is one of the four tools suggested by the International Water Association (IWA) for leakage reduction and mitigating the trend of water distribution systems (WDSs) deterioration. Indeed, it has been shown that higher pressures increase the frequency of breaks and the discharge rate of leakage (Thornton *et al.*, 2008c, Walski *et al.*, 2006). Given that water demands are highly dynamic and have a significant impact on the

hydraulic conditions in WDSs, it is recommended to continuously adjust the pressure valve settings (Meniconi *et al.*, 2016). The PID (Proportional–Integral–Derivative) controller process of Ziegler and Nichols (1942) is commonly used in the fields of hydraulic engineering. It ensures a continuous reduction of the difference between the actual pressure value and the desired pressure (Campisano *et al.*, 2012, Kumar *et al.*, 2009). Despite the current use of pressure reduction valves (PRVs) in WDSs and the important role that they play to ensure pressure control strategies, only a few studies are available in the literature concerning the characterization of the hydraulic behaviour of the tool (Meniconi *et al.*, 2016). PID controllers are commonly used for PRVs, but no study has experimentally demonstrated the difference between the effectiveness of the different types of control for these valves.

The main aims of this paper are: i) to characterize the response of PRVs to various setpoints in a reduced scale WDS, and ii) to find the ideal controller type (P, PI, or PID) for the valves in the INRS laboratory.

Material and Methods

The hydraulic laboratory at INRS, in Fig.A1.1, consists of a small-scale WDS and is a closed system. It comprises several apparatus: flow meters, pressure sensors, butterfly valves, ball valves, two pumps (Q1max = 70 l/s, P1max = 90 psi; Q2max = 3.5 l/s, P2max = 67 psi), a tank (8 m³), PVC pipes (nominal diameter 50, 110 and 160 mm) and four Singer PRVs (model 106/206-PR). The system is particular as the configuration can be modified by moving some elements from one place to another. The electronic components are related to a central computer system, allowing an automated system control, which mainly controls the settings of the different valves, and the state and velocity of the pumps. It is also possible to control the system through the Matlab software. Scripts can be written to realize various operating scenarios of the modeled WDS.

In this study, we tested the performance of different PID controllers for the adjustment of PRV opening, by tuning the three constants in the PID algorithm and comparing the impact of each controller type (P, PI and PID) on pressures in the system. The general expression is as follows:

$$u(t) = K_p e(t) + K_i \int_0^t e(t) dt + K_d \frac{de(t)}{dt} \quad (1)$$

where u is the control variable, e is the error term, K_p , K_i and K_d are the controller parameters, and t is the time.

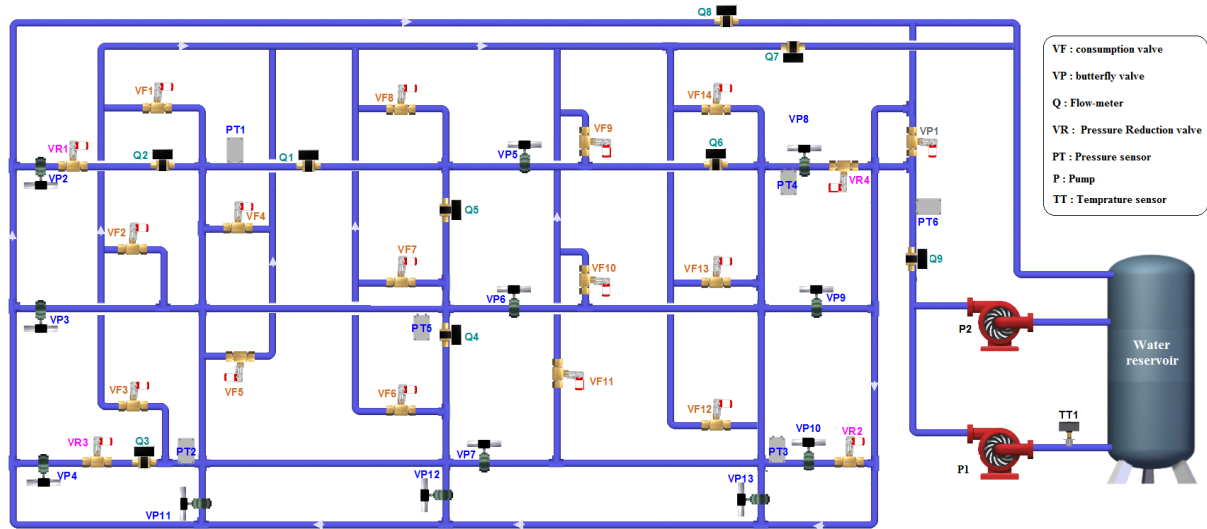


Figure AI.1. Laboratory Network Diagram

PID controller will be hereafter called PI or P controller in the absence of either the derivative or both the derivative and integral parameters respectively. The undesired control term is removed by setting the appropriate parameter to zero. The objective is to define the most appropriate controller type.

The response of the PRV can be described in terms of the presence or absence of oscillations, the ability to converge to the setpoint, the duration of the adjustment and the percentage of error between the final state of the valve and the desired setpoint. The trials were performed, each time, with the same system configuration, same initial valve setting, and same setpoint. The same Matlab script was run with a modification of the parameters to change the controller nature (PID, PI or P).

Results and Discussion

The PRVs react differently under the different types of controller. Moreover, the tests carried out revealed the importance of the controller calibration. This observation was also mentioned by Campisano *et al.* (2012) for the P controller. The three controllers were tested and the parameters were calibrated separately for each one under the same conditions.

When increasing the values of K_p in Eq.1, small and slow regulations of the valve settings are made in the beginning and thereafter, oscillations appear for the highest values of the parameter. The example of calibration is shown in Fig. 2. With K_p equal to 0.5ku and an objective pressure of 350 kPa. The test was carried starting with $ku=0.4$ and the coefficient was decreased by 0.1 until the oscillations disappear.

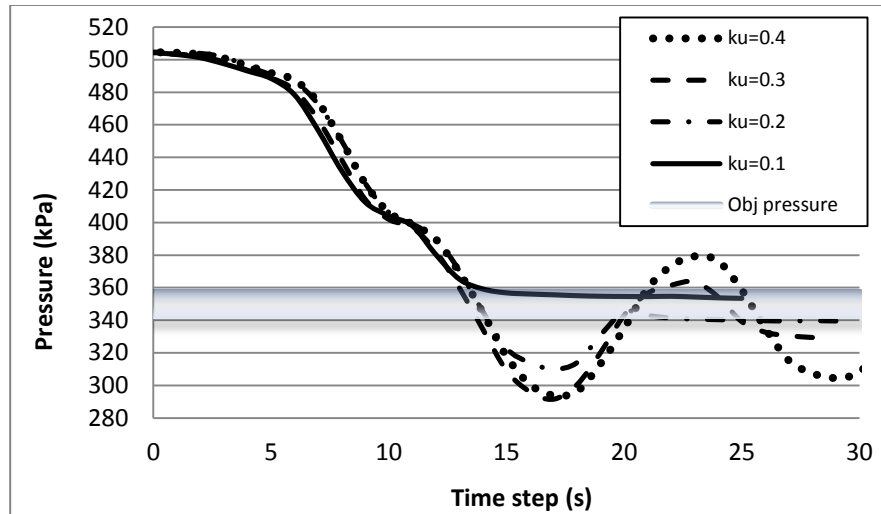


Figure AI.2. P controller calibration

As is shown in Fig. 3, the P and PI controllers are the more accurate ones with a better result for P. The pressure tends gradually from 445 kPa (with an initial opening of the valve of 35%) to the objective pressure (setpoint) ($380 \text{ kPa} \pm 10 \text{ kPa}$) after 35 s and 28 s respectively for P and PI. The PID takes more time to stabilize (50 s) and shows oscillations around the setpoint.

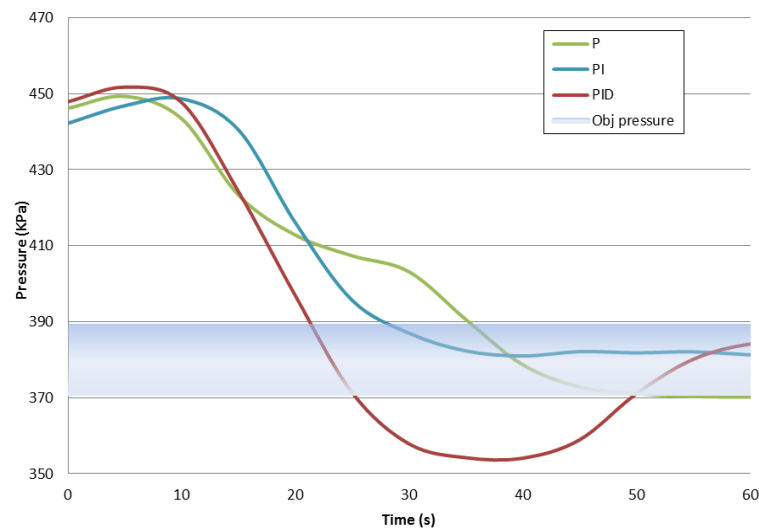


Figure AI.3. Variation in time of the pressure under P, PI and PID controllers

The same behaviours were observed for another valve (with an initial opening of the valve of 100% and an initial pressure of 495 kPa) and with an objective pressure of 310 kPa. For these conditions, it

took 120 s, 145 s and 155 s to converge under P, PI and PID controller respectively. The two last controllers showed small oscillations.

Conclusion

According to the equipment used, the system configuration and the management requirements, it is sometime more adequate to set to zero one or two terms of the PID controller. In the cases presented, the P controller seems to be the more accurate. On the opposite, the PID controller, which oscillates around the setpoint, is not recommended for PRVs in WDSs (it could generate water hammers).

Moreover, in real systems, continuous transients affect pressure signals and require the continuous adjustment of the valve setting. For the real time control of pressure in WDSs, experiments should be carried out to evaluate the performance of the controllers when moving from one intermediate situation of control to another. An ideal control time interval should be determined and adopted.

References

- Campisano A, Modica C, Vetrano L. Calibration of Proportional Controllers for the RTC of Pressures to Reduce Leakage in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management* 2012;138(4):377-384.
- Kumar MP, Kumar MM, Boranyak S. Tuning of PID controllers for water networks-different approaches. *Journal AWWA* 2009;101(7):95-107.
- Meniconi S, Brunone B, Mazzetti E, Laucelli DB, Borta G. Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering* 2016;162:455-462.
- Thornton J, Sturm R, Kunkel G. *Water loss control*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill; 2008.
- Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M & Whitman BE. Modeling leakage reduction through pressure control. *Journal AWWA* 2006;98(4):147-155.
- Ziegler JG, Nichols NB. Optimum settings for automatic controllers. *Trans. of ASME* 1942; 64(11): 759-765.

ANNEXE II. Matériels supplémentaires pour l'article 2

A.II.1. Processus d'identification du modèle ARIMA

On présente, à la Figure All.1, des exemples de profils de consommation pour trois jours. Les demandes ont été standardisées afin de présenter dans la même figure les deux jeux de données.

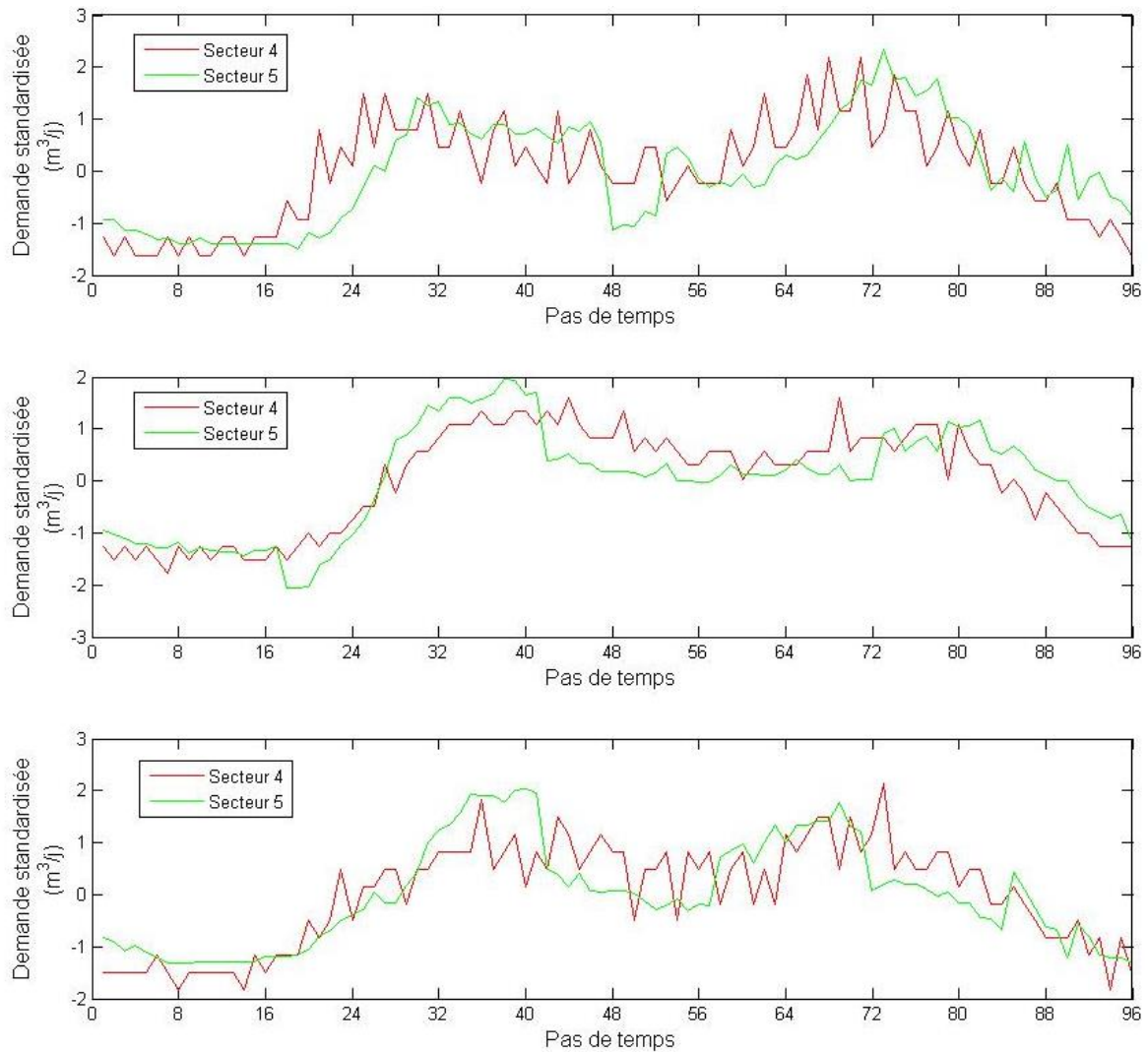


Figure All.1. Demandes en eau standardisées pour jours (a) 57, (b) 152 et (c) 188 pour les secteurs 4 et 5
(Demandes standardisées en soustrayant la moyenne et en divisant par l'écart-type)

Les deux secteurs présentent un comportement typique avec une demande faible la nuit et deux pics de consommation pendant la journée (le matin et le soir). Les demandes en eau du Secteur 5 présentent des courbes lisses. Le Secteur 4 présente un modèle de consommation avec de fortes fluctuations.

A.II.1.1. Traçage des ACF et PACF

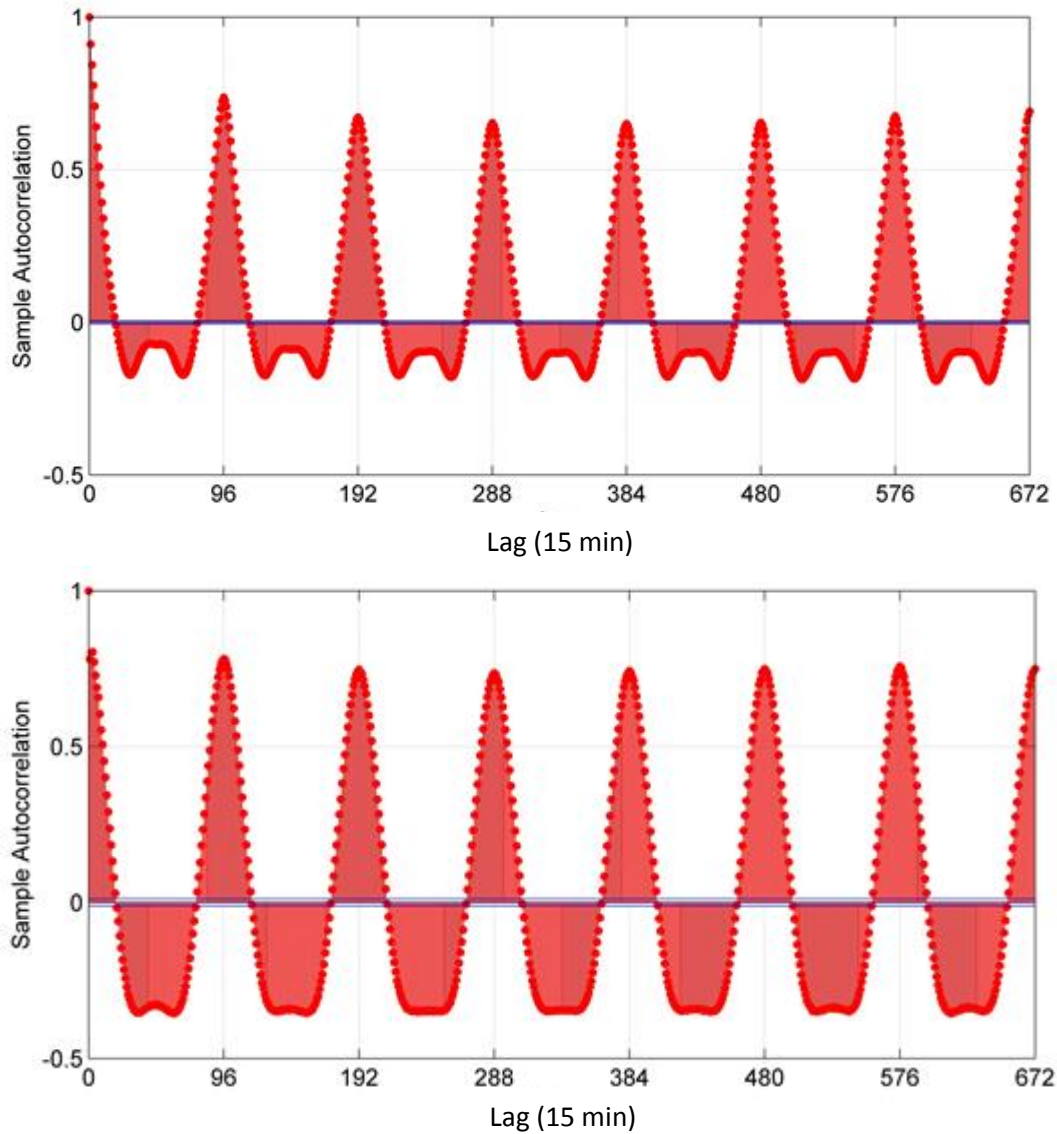


Figure AII.2. ACFs de la demande en eau du Secteur 4 (en haut) et du Secteur 5 (en bas) pour une semaine type

La Figure AII.2 suggère des processus non stationnaires. Le cycle observé présente le comportement périodique de la consommation d'eau. Une différenciation des jeux de données est à effectuer.

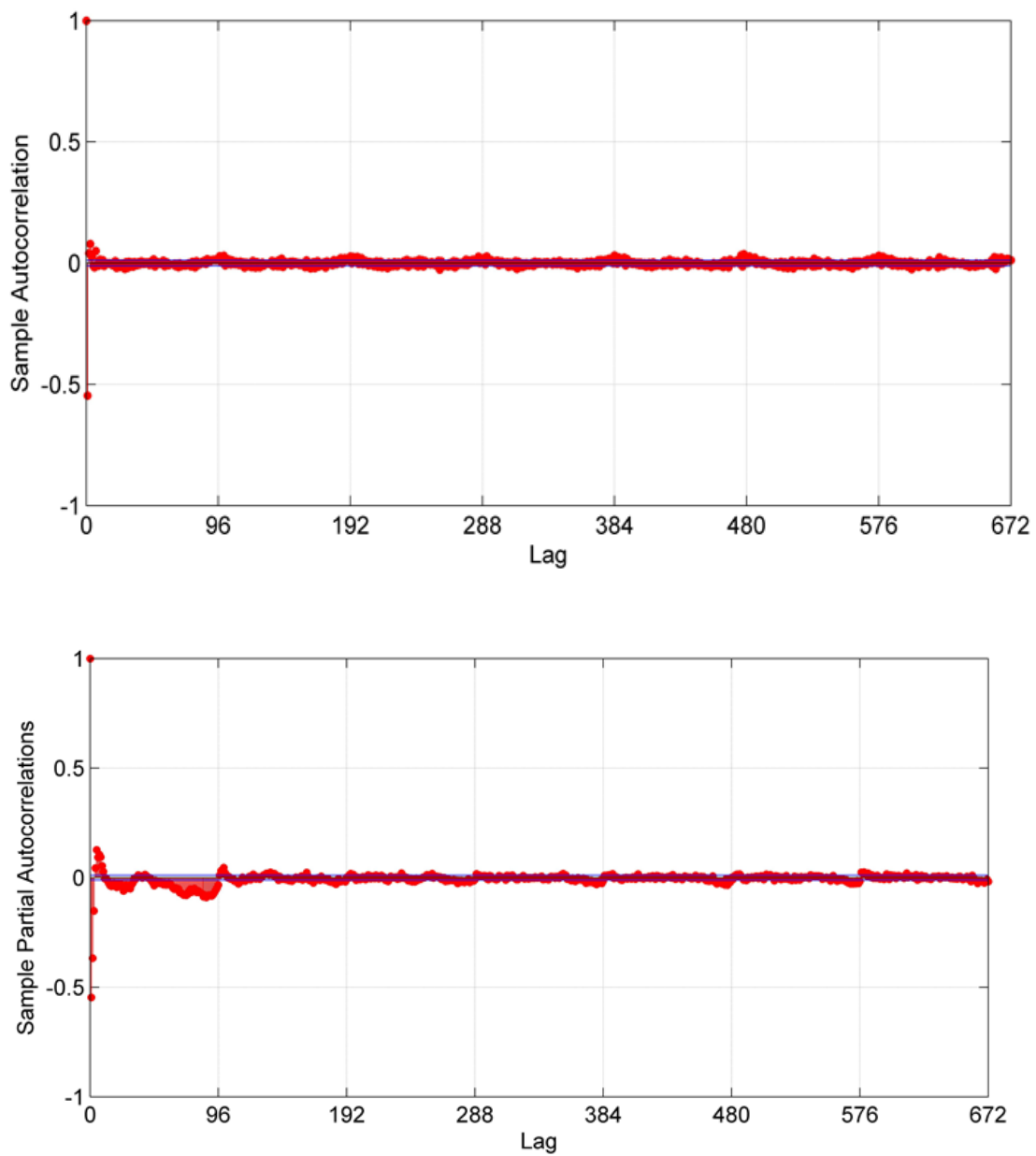


Figure AII.3. ACF et PACF de la série différenciée pour le Secteur 5 pour une semaine type

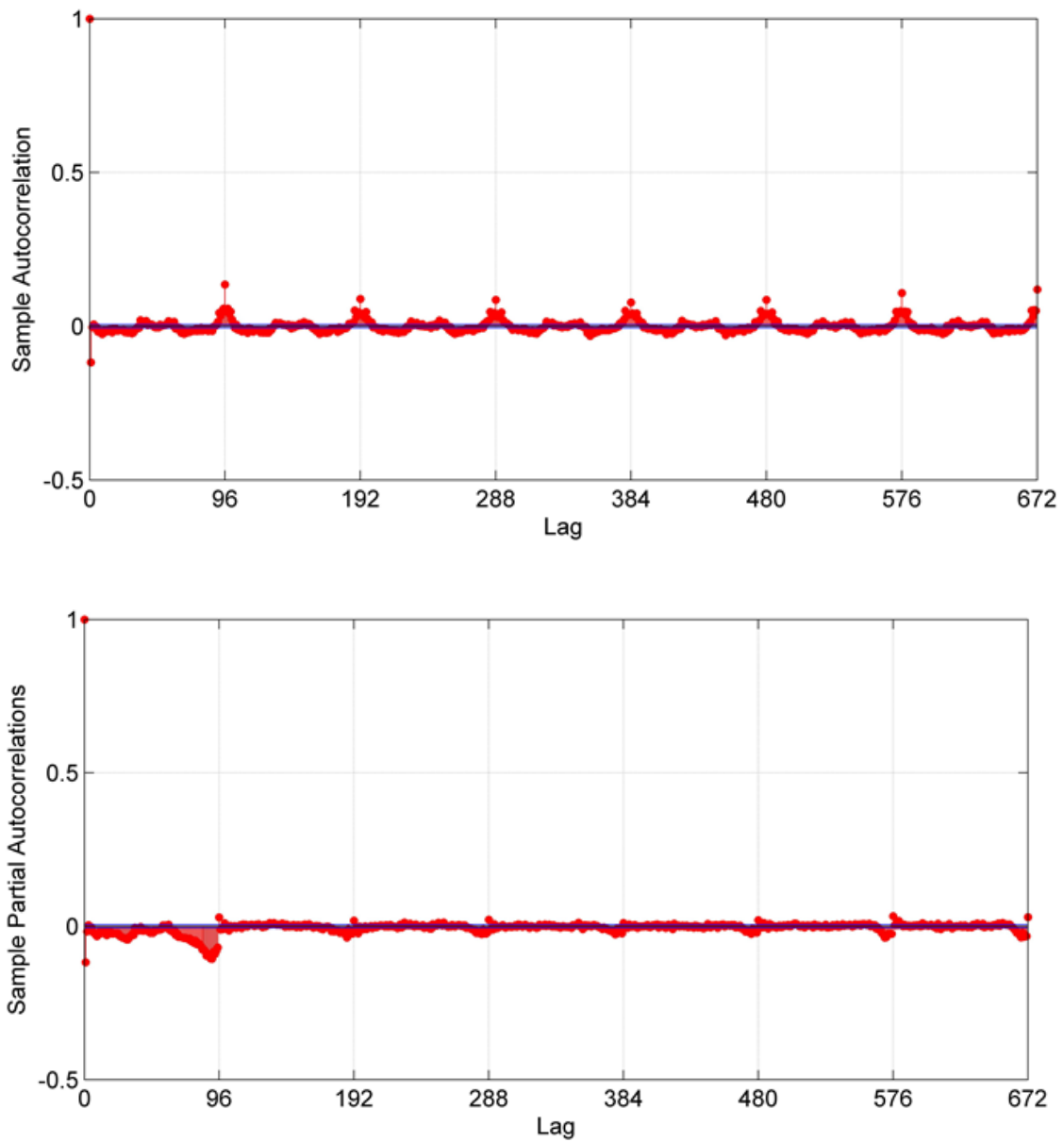


Figure AII.4. ACF et PACF de la série différenciée pour le Secteur 5 pour une semaine type

Le processus de différenciation a éliminé la tendance des ACF. Les jeux de données sont transformés en séries stationnaires. Les ACF s'annulent après le Lag 1 pour les deux cas, ce qui a suggéré un modèle ARIMA avec une MA d'ordre 1. Les ACF, en particulier dans le cas du Secteur 5, présentent des pics multiples supérieurs à 96. Il est intéressant d'adopter un modèle saisonnier (SARIMA).

Dans le cas du Secteur 4, il était difficile de choisir l'ordre puisque PACF présentait des fluctuations (**Figure AII.3**). Par la suite, divers ordres pour les modèles ARIMA ont été testés.

Le PACF, dans le cas du Secteur 5, diminue considérablement après le Lag 2. Ce comportement est cohérent avec un terme AR(2).

A.II.1.2. Comparaison des modèles ARIMA

Nous présentons dans le Tableau AII.1 l'exemple des indices *RRMSE* obtenus pour différents modèles ARIMA testés pour le Secteur 4. Le choix du modèle était basé sur l'erreur minimale et le nombre inférieur de paramètres (p_1+d+p_2).

Tab.AII.1. Valeurs de *RRMSE* pour différents modèles ARIMA, Secteur 4

ARIMA(p_1, d, p_2)	Horizons de prédiction							
	15 min	30 min	45 min	1 h	2 h	6 h	12 h	24 h
ARIMA(2,1,1)	18.5	19.0	20.8	22.9	31.1	54.0	57.0	27.5
ARIMA(2,1,2)	18.5	19.0	21.4	23.9	32.5	57.0	62.1	29.2
ARIMA(2,1,3)	18.7	19.1	21.2	23.9	32.5	57.9	63.3	41.4
ARIMA(2,1,4)	18.8	19.1	21.4	23.9	32.7	57.9	63.3	43.0
ARIMA(3,1,1)	18.6	19.1	21.3	24.2	33.4	59.2	62.5	38.2
ARIMA(3,1,2)	18.9	19.4	21.5	24.1	33.4	59.3	64.5	44.4
ARIMA(3,1,3)	18.9	19.4	21.6	24.2	33.5	60.2	65.6	45.1
ARIMA(3,1,4)	19.0	19.4	21.5	24.2	33.1	59.5	65.6	46.1
ARIMA(4,1,1)	18.7	19.2	21.6	24.6	34.5	63.2	67.5	44.7
ARIMA(4,1,2)	19.1	19.5	21.7	24.8	34.3	61.7	66.6	46.6
ARIMA(4,1,3)	19.1	19.6	21.8	24.5	34.1	61.9	66.5	48.1
ARIMA(4,1,4)	19.3	19.7	21.8	24.7	33.8	61.0	66.8	48.2
ARIMA(5,1,1)	18.7	19.2	21.3	24.3	34.2	64.0	69.2	45.6
ARIMA(5,1,2)	19.1	19.7	21.7	24.8	34.5	63.8	68.7	48.1
ARIMA(5,1,3)	19.4	19.9	22.0	24.9	35.1	64.2	69.1	49.3
ARIMA(5,1,4)	19.5	20.0	22.0	24.9	34.7	63.2	68.9	51.1