

Université du Québec
Institut National de la Recherche Scientifique
Centre Eau Terre Environnement

IMPACT HYDROLOGIQUE DU PAVAGE PERMÉABLE EN MILIEU URBAIN AU QUÉBEC

Par
Catherine Vaillancourt

Mémoire présenté pour l'obtention du grade de
Maître ès sciences (M.Sc.)
en sciences de l'eau

Jury d'évaluation

Président du jury et examineur interne	Alain N. Rousseau INRS ETE
Examinatrice externe	Sarah Dorner Polytechnique Montréal
Directrice de recherche	Sophie Duchesne INRS ETE
Codirectrice de recherche	Geneviève Pelletier Université Laval

REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier la compagnie Techo-Bloc sans qui le projet n'aurait pu être réalisé. Les membres du personnel se sont montrés très collaboratifs. Ces remerciements vont particulièrement à messieurs Lincoln Paiva, Martin Archambault, François Fonseca, Pierre Gras, François Le Blanc, et Luciano Santi. J'espère que cette étude pourra favoriser l'utilisation de pavage perméable dans le futur.

Le financement apporté par le CRSNG a permis de mettre en œuvre ce projet et favorise la mise en place de projets de recherche pour les étudiants. J'aimerais donc les remercier de fournir leur appui. J'aimerais aussi remercier les compagnies PCSWMM et AUTOCAD pour l'accès gratuit à leur logiciel; ceux-ci m'ont été d'une grande utilité. Un merci aussi à la Ville de Laval et à la Ville de Chambly pour leur collaboration et l'accès à leurs installations. Merci de favoriser l'implantation de pratiques de gestion optimales telles que le pavage perméable dans votre développement urbain.

Merci à mes collègues Kelly Proteau et Olivier Aubin avec qui j'ai eu grand plaisir à travailler. Merci à mon conjoint Maxence pour sa patience, ses bons conseils et son encouragement.

Merci à Geneviève Pelletier ma codirectrice pour ses commentaires honnêtes et pertinents. Finalement, un merci tout particulier à ma directrice Sophie Duchesne, qui m'a supporté tout au long de ce projet et qui m'a apporté une aide non seulement très professionnelle, mais aussi très humaine.

RÉSUMÉ

L'objectif du projet est d'évaluer les effets causés par l'implantation de sites de pavages perméables (PP) sur les bassins versants (BV) urbanisés. La méthodologie de cette étude se décline en cinq étapes, soit : (i) caractériser la capacité d'infiltration de cinq sites de PP de la grande région de Montréal; (ii) récolter des données de pluie et de débit au site de l'usine Stonedge à Chambly; (iii) modéliser le fonctionnement hydrologique de ce site à l'aide du *Storm Water Management Model* (SWMM), dont les paramètres sont calés à partir des données d'observations à Stonedge; (iv) créer un modèle amélioré d'unité de PP; et (v) évaluer, par modélisation SWMM, l'effet de l'implantation de sites de PP sur les dysfonctionnements hydrauliques et les rejets de réseaux de BV urbains réels.

Les tests de capacité d'infiltration ont démontré une très grande capacité d'infiltration des sites de PP, sans égard à la saison ni à l'usage du site. Les observations de pluie et de débits ont été récoltées à Chambly sur une période de 24 mois. Leur analyse a permis de constater, à l'échelle du site, une diminution du volume de ruissellement de 6 à 12 mm par événement de pluie et un décalage de la pointe du débit allant jusqu'à 3 h. Le bilan hydrologique réalisé sur le site indique une réduction du ruissellement, les fractions ruisselées varient de 2% à 75%. Le modèle de PP du site de Stonedge a servi de base pour l'évaluation de l'impact des sites de PP à l'échelle de quatre BV urbains, drainés par des réseaux séparés (2) et unitaires (2). Cet impact se traduit par des réductions, pour les réseaux unitaires : du nombre de surverses jusqu'à 100%, du volume de surverse de 19% à 100%, et de la durée de surverse de 16% à 100% annuellement. Une réduction moyenne de la durée d'inondation de 71% pour les secteurs industriels (réseaux séparés) et de 30% pour les secteurs en réseau unitaire a aussi été constatée. Finalement, une réduction de 30 % des volumes et de 7% à 34% des débits de pointe envoyés au cours d'eau pour les deux secteurs drainés par des réseaux séparés a été observée.

Mots clés :

Pavage perméable; milieu urbain; infiltration; surverses; PGO.

ABSTRACT

The objective of this project was to evaluate the effects of the installation of permeable pavement (PP) sites on urbanized watersheds. The methodology of this study included five work packages: (i) characterize the infiltration capacity of five PP sites in the greater Montreal area; (ii) collect rain and flow data at the Stonedged plant site in Chambly; (iii) model the hydrological behavior of this site using the Storm Water Management Model (SWMM), whose parameters were calibrated from observation data at Stonedged; (iv) create an improved model of PP unit; and (v) evaluate, using SWMM, the effect of developing a PP site on hydraulic malfunctions and discharges of actual urban watershed networks.

The infiltration capacity tests demonstrated a very high infiltration capacity of the PP sites, regardless of the season or land use. Rainfall and flow observations were collected at Chambly over a 24-month period. Their analysis found a site-wide decrease in runoff volume of 6 to 12 mm per rainfall event and a peak flow delay of up to 3 hours. The water balance for the site indicates a reduction in runoff, with fractions of the runoff ranging from 2% to 75%. The PP model of the Stonedged site served as a basis for evaluating the impact of PP sites at the scale of four urban watersheds, drained by separate (2) and combined (2) networks. This impact meant reductions of up to 100% in the number of combined sewer overflows, 19% to 100% of their volume, and 16% to 100% of their duration, annually. There was also an average reduction in surface flood duration of 71% for the industrial sectors (separate networks) and 30% for the combined sectors. Finally, there is also a 30% reduction in volumes and from 7% to 34% of the peak flows discharged to the watercourse for the two sectors drained by separate networks.

Keywords:

Permeable pavement; urban drainage; infiltration; overflow; LID; BMP.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION.....	14
2	REVUE DE LITTÉRATURE ET DES NOTIONS DE BASE EN GESTION DES EAUX PLUVIALES.....	16
2.1	IMPACT DE L'URBANISATION SUR LE CYCLE HYDROLOGIQUE NATUREL ET SUR LA PERFORMANCE DES RÉSEAUX.....	16
2.2	PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES DES EAUX PLUVIALES.....	18
2.2.1	<i>Bassin de rétention.....</i>	19
2.2.2	<i>Jardin de pluie ou biorétention.....</i>	19
2.2.3	<i>Noue.....</i>	20
2.2.4	<i>Bande filtrante.....</i>	20
2.2.5	<i>Toit vert.....</i>	20
2.2.6	<i>Débranchement de gouttières.....</i>	21
2.2.7	<i>Baril de pluie.....</i>	21
2.2.8	<i>Séparateur.....</i>	21
2.2.9	<i>Pavage perméable et autres surfaces infiltrantes.....</i>	21
2.3	RÉSULTATS D'ÉTUDES ANTÉRIEURES RÉALISÉES SUR LE PAVAGE PERMÉABLE.....	23
3	MÉTHODOLOGIE.....	27
3.1	CARACTÉRISATION DE LA CAPACITÉ D'INFILTRATION.....	27
3.1.1	<i>Caractéristiques des sites étudiés.....</i>	28
3.1.2	<i>Procédure du test d'infiltration.....</i>	35
3.2	BILAN HYDROLOGIQUE SUR UN SITE DE PAVAGE PERMÉABLE CONSTRUIT.....	36
3.2.1	<i>Collecte des données de pluie.....</i>	37
3.2.2	<i>Collecte des données de débit.....</i>	38
3.2.3	<i>Événements pluvieux.....</i>	38
3.3	MODÉLISATION DU SITE DE PAVAGE PERMÉABLE CONSTRUIT.....	38
3.3.1	<i>Calage et validation du modèle.....</i>	43
3.4	MODÈLE DE CONCEPTION AMÉLIORÉE.....	46
3.5	IMPLANTATION DANS DES SECTEURS URBAINS RÉELS.....	47
3.5.1	<i>Secteur à l'étude.....</i>	47
3.5.2	<i>Scénarios de pavage perméable.....</i>	52
3.5.3	<i>Scénarios de pluie.....</i>	53

4	RÉSULTATS ET DISCUSSION	55
4.1	CARACTÉRISATION DE LA CAPACITÉ D'INFILTRATION	55
4.2	BILAN HYDROLOGIQUE SUR UN SITE DE PAVAGE PERMÉABLE CONSTRUIT	59
4.2.1	<i>Données de pluie</i>	59
4.2.2	<i>Données de débit</i>	59
4.2.3	<i>Événements pluvieux</i>	62
4.3	MODÉLISATION DU SITE DE PAVAGE PERMÉABLE DE STONEDGE	67
4.3.1	<i>Calage du modèle</i>	68
4.3.2	<i>Validation du modèle</i>	77
4.4	MODÈLE DE CONCEPTION AMÉLIORÉE	79
4.5	IMPLANTATION DANS UN SECTEUR URBAIN.....	80
4.5.1	<i>Surverse des secteurs unitaires</i>	80
4.5.2	<i>Durée d'inondation de surface</i>	83
4.5.3	<i>Débit de pointe et volumes rejetés</i>	84
5	CONCLUSION.....	85
6	RÉFÉRENCES	89
7	ANNEXES.....	95

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 3.1	CARACTÉRISTIQUES DES SITES OÙ LA CAPACITÉ D'INFILTRATION A ÉTÉ MESURÉE.....	29
TABLEAU 3.2	CLASSEMENT DES PARAMÈTRES DU MODÈLE DE PAVAGE PERMÉABLE	44
TABLEAU 3.3	CARACTÉRISTIQUES DES SECTEURS OÙ DU PP A ÉTÉ IMPLANTÉ VIRTUELLEMENT	51
TABLEAU 3.4	CARACTÉRISTIQUES DES SCÉNARIOS DE PLUIE.....	54
TABLEAU 4.1	PÉRIODES DE DISPONIBILITÉ DES DONNÉES DE PLUIE	59
TABLEAU 4.2	PÉRIODES DE DISPONIBILITÉ DES DONNÉES DE DÉBIT	62
TABLEAU 4.3	ÉVÉNEMENTS PLUVIEUX RÉCOLTÉS AU SITE STONEDGE.....	64
TABLEAU 4.4	UTILISATION DES ÉVÉNEMENTS LORS DE LA CRÉATION DU MODÈLE ET TYPE D'ERREUR RENCONTRÉ	66
TABLEAU 4.5	ÉVÉNEMENTS PLUVIEUX AYANT SERVI AU CALAGE DU VOLUME	71
TABLEAU 4.6	RÉSULTATS DU CALAGE DU VOLUME	73
TABLEAU 4.7	ÉVÉNEMENTS PLUVIEUX AYANT SERVI AU CALAGE DE L'HYDROGRAMME	75
TABLEAU 4.8	RÉSULTATS DU CALAGE DE L'HYDROGRAMME.....	77
TABLEAU 4.9	RÉSULTATS DE LA VALIDATION DU MODÈLE	78
TABLEAU 4.10	RÉDUCTION DU NOMBRE DE JOURS AVEC SURVERSE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP, POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES.....	81
TABLEAU 4.13	RÉDUCTION DE LA DURÉE DE SURVERSE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP, POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES.....	81
TABLEAU 4.11	RÉDUCTION DU VOLUME DE SURVERSE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP, POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES.....	81
TABLEAU 4.14	RÉDUCTION DE LA DURÉE DE SURVERSE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP, POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	82
TABLEAU 4.13	RÉDUCTION DU VOLUME DE SURVERSE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP, POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	82
TABLEAU 4.15	RÉDUCTION DE LA DURÉE D'INONDATION DE SURFACE SUITE À L'IMPLANTATION DE PP	83
TABLEAU 4.16	RÉDUCTION DU VOLUME REJETÉ SUITE À L'IMPLANTATION DE PP	84
TABLEAU 4.17	RÉDUCTION DES DÉBITS DE POINTE REJETÉS SUITE À L'IMPLANTATION DE PP	84
TABLEAU 7.1	TAUX D'INFILTRATION EN MM/H MESURÉS AUX CINQ SITES D'ÉTUDE	113
TABLEAU 7.2	VALEUR DES PARAMÈTRES POUR L'ANALYSE DE SENSIBILITÉ.....	123
TABLEAU 7.3	AUGMENTATION DU TAUX D'INFILTRATION DE 0,01 MM/H À 0,12 MM/H	126
TABLEAU 7.4	AUGMENTATION DE LA HAUTEUR DU DRAIN DE 0 MM À 50 MM.....	126
TABLEAU 7.5	RÉDUCTION DU COEFFICIENT DE DRAIN DE 0,97 À 0,50.....	127
TABLEAU 7.6	COMBINAISON DES TROIS MODIFICATIONS	127

TABLEAU 7.7	NOMBRE DE JOURS AVEC SURVERSE AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES.....	130
TABLEAU 7.8	VOLUME DE SURVERSE (M ³) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES	130
TABLEAU 7.9	VOLUME DE SURVERSE(M ³) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	131
TABLEAU 7.10	DURÉE DES SURVERSES(H) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES	131
TABLEAU 7.11	DURÉE DES SURVERSES(H) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	132
TABLEAU 7.12	DURÉE D'INONDATION DE SURFACE(H) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES.....	132
TABLEAU 7.13	DURÉE D'INONDATION DE SURFACE(H) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	133
TABLEAU 7.14	VOLUMES REJETÉS (M ³) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES	133
TABLEAU 7.15	VOLUMES REJETÉS (M ³) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	134
TABLEAU 7.16	DÉBITS DE POINTE (L/S) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES ANNUELLES	134
TABLEAU 7.17	DÉBITS DE POINTE (L/S) AVANT ET APRÈS L'IMPLANTATION DE PP POUR LES SCÉNARIOS DE PLUIES SYNTHÉTIQUES ET ÉVÉNEMENTIELLES	135

LISTE DES FIGURES

FIGURE 2.1	SCHÉMA DE LA FONDATION GRANULAIRE DU PAVÉ PERMÉABLE INFLO (SOURCE : PAIVA, GRENIER 2016)	23
FIGURE 3.1	LOCALISATION DES SITES ÉTUDIÉS (SOURCE : GOOGLE EARTH)	28
FIGURE 3.2	ZONE PERMÉABLE ET LOCALISATION DES TESTS DU SITE STONEDGE (SOURCE DE L'IMAGE DU FOND : GOOGLE EARTH)	30
FIGURE 3.3	SITE STONEDGE À CHAMBLY – COUR D'ENTREPOSAGE	30
FIGURE 3.4	ZONE PERMÉABLE ET LOCALISATION DES TESTS DU PARC DES PATRIOTES À CHAMBLY (SOURCE DE L'IMAGE DU FOND : GOOGLE EARTH)	31
FIGURE 3.5	STATIONNEMENT DU PARC DES PATRIOTES À CHAMBLY	31
FIGURE 3.6	ZONE PERMÉABLE ET LOCALISATION DES TESTS DE LA PLACE SAINT-MARTIN OMHL (SOURCE DE L'IMAGE DU FOND : GOOGLE EARTH)	32
FIGURE 3.7	PLACE SAINT-MARTIN À LAVAL	32
FIGURE 3.8	ZONE PERMÉABLE ET LOCALISATION DES TESTS DE LA RÉSIDENCE VIMONT OMHL (SOURCE DE L'IMAGE DU FOND: GOOGLE EARTH)	33
FIGURE 3.9	STATIONNEMENT DE LA RÉSIDENCE VIMONT À LAVAL	33
FIGURE 3.10	ZONE PERMÉABLE ET LOCALISATION DES TESTS DE L'ÉCOLE ULRIC-DEBIEN (SOURCE : GOOGLE EARTH)	34
FIGURE 3.11	SITE DE L'ÉCOLE ULRIC-DEBIEN À LAVAL	34
FIGURE 3.12	PLAN DU RÉSEAU DE DRAINAGE DU SITE STONEDGE À CHAMBLY	37
FIGURE 3.13	COUCHES SERVANT À MODÉLISER UN LID DANS PCSWMM (ADAPTÉ DE EPA 2016)	39
FIGURE 3.14	PARAMÈTRES DU MODULE LID POUR LES PAVAGES PERMÉABLES	40
FIGURE 3.15	MODÈLE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE DU SECTEUR ÉTUDIÉ	48
FIGURE 3.16	MODÈLE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE DU SECTEUR ÉTUDIÉ, IMPERMÉABILITÉ DES SOUS-BASSINS ET DURÉE D'INONDATION DE SURFACE LORS D'UNE PLUIE CHICAGO MODIFIÉE DE RÉCURRENCE 2 ANS ET D'UNE DURÉE DE 3 H.	50
FIGURE 3.17	LOCALISATION DES SECTEURS ÉTUDIÉS	51
FIGURE 4.1	TAUX D'INFILTRATION MESURÉS AUX CINQ SITES D'ÉTUDES (NOTE : LES TAUX MESURÉS AU POINT ULRIC 3 EN AOÛT ET OCTOBRE 2015 SONT DE 23 121 MM/H ET 18 065 MM/H RESPECTIVEMENT).	56
FIGURE 4.2	SECTION DE PAVAGE PERMÉABLE PARTIELLEMENT COLMATÉE PAR LES APPORTS D'UNE SURFACE CONNEXE	57
FIGURE 4.3	EAU DE FONTE BIEN DRAINÉE SUR LE PAVAGE PERMÉABLE	58
FIGURE 4.4	ACCUMULATION DE L'EAU DE FONTE SUR LE PAVAGE TRADITIONNEL NON PERMÉABLE	58
FIGURE 4.5	EXEMPLE D'ERREUR DE LECTURE DE VITESSE	61
FIGURE 4.6	PÉRIODES DE DISPONIBILITÉ DES DONNÉES DE PLUIE ET DE DÉBIT	63

FIGURE 4.7	HYDROGRAMME ET HYÉTOGRAMME DE L'ÉVÉNEMENT NO 13 AVEC DONNÉES ABERRANTES (NON CORRIGÉES)	65
FIGURE 4.8	REPRÉSENTATION DU MODÈLE PCSWMM DU SITE STONEDGE	68
FIGURE 4.9	ERREUR RELATIVE SUR LE VOLUME DE PERTES SELON LA VARIATION DU TAUX D'INFILTRATION ET DE LA DIFFÉRENCE ENTRE LA CAPACITÉ CAPILLAIRE ET LE POINT DE FLÉTRISSEMENT	72
FIGURE 4.10	RÉSULTAT DU CALAGE, ÉVÉNEMENT DU 28 OCTOBRE 2015	76
FIGURE 4.11	RÉSULTAT DU CALAGE, ÉVÉNEMENT DU 16 AOÛT 2016.....	76
FIGURE 4.12	RÉSULTAT DE LA VALIDATION, ÉVÉNEMENT DU 23 JUILLET 2016.....	78
FIGURE 7.1	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2004.....	105
FIGURE 7.2	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2005.....	106
FIGURE 7.3	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2006.....	106
FIGURE 7.4	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2007.....	107
FIGURE 7.5	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2008.....	107
FIGURE 7.6	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2009.....	108
FIGURE 7.7	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2010.....	108
FIGURE 7.8	HYÉTOGRAMME DU 1 ^{ER} MAI AU 30 NOVEMBRE 2011.....	109
FIGURE 7.9	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE CHICAGO MODIFIÉE DE RÉCURRENCE 2 ANS D'UNE DURÉE DE 3 H..	109
FIGURE 7.10	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE CHICAGO MODIFIÉE DE RÉCURRENCE 10 ANS D'UNE DURÉE DE 3 H 110	
FIGURE 7.11	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE DU 2015-10-28	110
FIGURE 7.12	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE DU 2015-11-06	111
FIGURE 7.13	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE DU 2016-07-23	111
FIGURE 7.14	HYÉTOGRAMME DE LA PLUIE DU 2016-08-16.....	112
FIGURE 7.15	ÉVÉNEMENT NO 1 : 28 OCTOBRE 2015.....	114
FIGURE 7.16	ÉVÉNEMENT NO 2 : 1 NOVEMBRE 2015.....	115
FIGURE 7.17	ÉVÉNEMENT NO 3 : 6 NOVEMBRE 2015.....	115
FIGURE 7.18	ÉVÉNEMENT NO 4 : 12 NOVEMBRE 2015.....	116
FIGURE 7.19	ÉVÉNEMENT NO 5 : 27 NOVEMBRE 2015.....	116
FIGURE 7.20	ÉVÉNEMENT NO 6 : 21 DÉCEMBRE 2015.....	117
FIGURE 7.21	ÉVÉNEMENT NO 7 : 23 DÉCEMBRE 2015.....	117
FIGURE 7.22	ÉVÉNEMENT NO 8 : 2 JUILLET 2016	118
FIGURE 7.23	ÉVÉNEMENT NO 9 : 22 JUILLET 2016	118
FIGURE 7.24	ÉVÉNEMENT NO 10 : 23 JUILLET 2016	119
FIGURE 7.25	ÉVÉNEMENT NO 11 : 25 JUILLET 2016	119
FIGURE 7.26	ÉVÉNEMENT NO 12 : 28 JUILLET 2016	120
FIGURE 7.27	ÉVÉNEMENT NO 13 : 16 AOÛT 2016	120
FIGURE 7.28	ÉVÉNEMENT NO 14 : 31 AOÛT 2016	121

FIGURE 7.29	ÉVÉNEMENT NO 15 : 26 SEPTEMBRE 2016	121
FIGURE 7.30	ÉVÉNEMENT NO 16 : 2 JUIN 2017	122
FIGURE 7.31	ÉVÉNEMENT NO 17 : 18 AOÛT 2017	122
FIGURE 7.32	VARIATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE - ÉVÉNEMENT NO 1	124
FIGURE 7.33	VARIATION DE LA PENTE DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE - ÉVÉNEMENT NO 1	124
FIGURE 7.34	VARIATION DU COEFFICIENT DE DRAIN - ÉVÉNEMENT NO 1	125
FIGURE 7.35	MODIFICATION DES PARAMÈTRES DU PP POUR L'ÉVÉNEMENT NO 1	128
FIGURE 7.36	MODIFICATION DES PARAMÈTRES DU PP POUR L'ÉVÉNEMENT NO 3	128
FIGURE 7.37	MODIFICATION DES PARAMÈTRES DU PP POUR L'ÉVÉNEMENT NO 10	129
FIGURE 7.38	MODIFICATION DES PARAMÈTRES DU PP POUR L'ÉVÉNEMENT NO 13	129

1 INTRODUCTION

En milieu naturel, les surfaces sont généralement perméables et possèdent un bon couvert végétal. Une grande partie de l'eau est infiltrée dans le sol ou captée puis évaporée et/ou transpirée (Fléchais, 2011). Suite au développement urbain, une imperméabilisation des surfaces et une réduction du couvert végétal sont observées (DeFries et Eshleman 2004). Ce phénomène se traduit par une augmentation des volumes et vitesses de ruissellement ainsi qu'une augmentation des débits de pointe et une réduction des débits d'étiage (MDDEP 2011). Survient alors une augmentation de la fréquence des surcharges des réseaux, qui peut causer des refoulements et des inondations de surface (Ayombo Ndombet, 2015). De plus, les milieux récepteurs sont victimes d'un accroissement de la fréquence et du volume des surverses d'eau pluviale et sanitaire dans les cours d'eau récepteurs des réseaux unitaires, ou d'un accroissement des volumes et vitesses des rejets pour les réseaux séparés (Drake *et al.* 2013). Ces phénomènes causent une dégradation des milieux de vie humain et naturel.

Plusieurs méthodes existent afin de gérer ces risques, on retrouve parmi celles-ci les techniques regroupées sous le nom de pratiques de gestion optimales (PGO). Ces pratiques, de types variés, ont pour l'objectif commun de contribuer à réduire les conséquences liées à l'anthropisation des milieux. Cet objectif est atteint en minimisant l'impact de l'urbanisation sur les systèmes hydrologiques et hydrauliques (Drake *et al.*, 2012). Les PGO offrent un contrôle quantitatif et/ou qualitatif des eaux pluviales. Elles peuvent être conçues pour réduire les vitesses et volumes de ruissellement, réduire les débits de pointe ou même favoriser la recharge de la nappe phréatique (Fassman, Blackbourn 2010).

Le pavage perméable (PP) est un type de PGO qui permet de remplacer des surfaces imperméables par des surfaces perméables sans avoir à sacrifier l'utilisation (Pezzaniti *et al.*, 2009). Le PP concerné par cette étude est de type discontinu, soit en blocs de béton. La couche de surface est composée de blocs imperméables séparés par des joints perméables. Les précipitations s'infiltrent par ces joints et sont accumulées dans une couche de stockage sous-jacente. L'eau est ensuite évacuée à l'aide de drains perforés situés dans cette même couche, vers le réseau pluvial. Le PP est reconnu pour réduire

les volumes de ruissellement et les débits de pointe et retarder les pointes de débit (Collins *et al.*, 2008).

Ces caractéristiques permettent de présumer que l'implantation de PP en milieu urbain peut améliorer le comportement hydrologique des réseaux et réduire l'impact de l'urbanisation sur le milieu récepteur. Afin de valider cette hypothèse, certains indicateurs ont été sélectionnés. Concernant le dysfonctionnement des réseaux, les indicateurs évalués sont : la fréquence et la durée des inondations de surface. En ce qui concerne l'impact sur le milieu récepteur, les indicateurs évalués sont : les débits, vitesses et volumes rejetés pour les réseaux séparés, ainsi que la fréquence et le volume des surverses pour les réseaux unitaires.

Pour ce faire, les sous-objectifs suivants ont été poursuivis :

1. caractériser la capacité d'infiltration sur cinq sites de la grande région de Montréal où le PP a été mis en place;
2. réaliser un bilan hydrologique sur un site de pavage perméable construit;
3. modéliser ce site et caler le modèle grâce aux données récoltées;
4. améliorer la conception du modèle réalisé;
5. implanter virtuellement ce modèle amélioré de PP dans un modèle hydrologique/hydraulique représentant des secteurs urbains réels.

Ce mémoire présente, dans un premier temps, un chapitre couvrant la revue de littérature qui a précédé cette étude et qui en explique la pertinence, ainsi qu'un rappel des notions de bases en gestion des eaux pluviales (Chapitre 2). Le Chapitre 3 expose la méthodologie, qui décrit la récolte des données et les analyses réalisées. Les résultats de ces analyses sont présentés et discutés au Chapitre 4. Enfin, au Chapitre 5, une conclusion récapitule les éléments importants de l'étude et propose au lecteur une ouverture sur l'avenir du PP.

2 REVUE DE LITTÉRATURE ET DES NOTIONS DE BASE EN GESTION DES EAUX PLUVIALES

2.1 Impact de l'urbanisation sur le cycle hydrologique naturel et sur la performance des réseaux

En milieu naturel, lors d'une précipitation, l'eau est en partie interceptée par la végétation ou évaporée avant d'atteindre le sol. La portion qui atteint effectivement le sol s'infiltré en grande partie et une portion est captée par les racines des plantes. La portion infiltrée est absorbée par le sol et est ensuite acheminée par écoulement souterrain à un cours d'eau ou à la nappe phréatique. L'eau retourne ensuite dans l'atmosphère par évaporation à partir des surfaces et des plans d'eau ainsi que par transpiration de la végétation. En cas de pluie ou de fonte excédant la capacité d'infiltration, une fraction de l'eau ruisselle et s'écoule à la surface jusqu'à un cours d'eau ou un plan d'eau.

L'urbanisation entraîne le remplacement de surfaces naturellement perméables par des surfaces imperméables et, conséquemment, une diminution de la végétation. Le cycle hydrologique s'en trouve donc transformé. En ville, contrairement à ce qu'on observe en milieu naturel, une très grande partie de l'eau provenant des précipitations ruisselle sur des surfaces imperméables (rues, stationnement, toitures, etc.) puisqu'elle ne peut plus s'infiltrer en ces endroits. Cette eau ruisselle jusqu'à un réseau de drainage qui l'achemine jusqu'aux cours d'eau récepteurs ou, pour les réseaux unitaires, jusqu'à une station de traitement.

Il existe en effet plusieurs types de réseaux de drainage des eaux pluviales en milieu urbain, les deux principaux étant les réseaux séparatifs et les réseaux unitaires. Les réseaux séparatifs sont ceux qui acheminent les eaux domestiques et les eaux pluviales dans des conduites indépendantes; ils se composent d'un réseau d'égout sanitaire et d'un autre pluvial. Le réseau sanitaire transporte les eaux usées provenant des

résidences, des commerces, d'institutions et/ou d'industries vers des usines de traitement. Le réseau pluvial canalise, quant à lui, les eaux de ruissellement provenant des précipitations ou de la fonte des neiges. Ce réseau rejette généralement ses eaux directement dans les cours d'eau sans subir de traitement au préalable, bien que les nouvelles exigences du MDDELCC applicables depuis 2018 (MDDELCC 2014) exigent un traitement des eaux rejetées pour la plupart des nouveaux réseaux pluviaux. Les réseaux unitaires en revanche combinent les eaux usées et pluviales dans le même système. Lors de forts événements pluvieux ou lors de la fonte des neiges, la capacité de transport et de traitement des réseaux unitaires peut être dépassée, ce qui conduit au rejet d'un mélange d'eaux usées et d'eaux pluviales non traitées vers les cours d'eau récepteurs. Cette procédure permet d'éviter les inondations et surcharges et de respecter la capacité de traitement des eaux usées. La construction de nouveaux réseaux de ce type est maintenant interdite au Québec. S'ajoutent à ces deux types, les réseaux pseudo-domestiques (ou pseudo-séparatifs) qui combinent des caractéristiques des réseaux unitaires et séparés. En effet, le réseau pseudo-domestique achemine les eaux sanitaires auxquelles s'ajoutent les eaux de pluies provenant des bâtiments, comme les drains de fondation et de toit. Il est aussi maintenant interdit de construire ce type de réseau au Québec.

L'urbanisation peut entraîner diverses problématiques liées à la gestion des eaux pluviales. En effet, l'imperméabilisation des surfaces liée à l'urbanisation réduit considérablement la capacité du sol à laisser l'eau s'infiltrer. Ce phénomène se traduit par une augmentation des débits et volumes de ruissellement entraînant une panoplie de conséquences. Tout d'abord, la diminution de l'infiltration implique que moins d'eau est captée par le sol, ce qui entraîne une réduction des débits de base des cours d'eau et une réduction de la recharge de la nappe phréatique. Ceci a pour conséquence de réduire les débits d'étiage en temps sec. Une réduction du débit d'étiage peut entraîner une augmentation de la concentration de polluants dans les cours d'eau (Shueler, 1987); d'ailleurs, une relation a été établie indiquant qu'une augmentation de l'imperméabilisation entraîne une diminution de la qualité des milieux récepteurs (MDDEP, 2011). Ceci s'explique par le fait que, suite à l'imperméabilisation, la qualité de

l'eau rejetée dans les cours d'eau est diminuée; l'eau pluviale devient plus chargée en sédiments et sa température est augmentée. Les conséquences sur les cours d'eau comprennent la perte d'habitats et la diminution de la biodiversité (MDDEP, 2011). De plus, la diminution de l'infiltration entraîne une augmentation du ruissellement. Celui-ci devient non seulement plus volumineux, mais aussi plus rapide. Comme l'écoulement sur les surfaces pavées et en conduites lisses est plus rapide que l'écoulement sur des surfaces naturelles non pavées, le temps de réponse des bassins versants urbanisés devient plus court. Un temps de réponse plus court, pour un même événement pluvial, cause une augmentation des débits de pointe et donc accroît le potentiel d'inondations. Les rejets dans les cours d'eau ont aussi des débits, vitesses et volumes plus élevés, ce qui augmente notamment le potentiel d'érosion. L'augmentation des volumes ruisselés et des débits de pointe peut également accroître la fréquence et/ou le volume des débordements unitaires et causer des problèmes d'inondation et de refoulements plus fréquents (tant en réseaux séparatifs qu'en réseaux unitaires). Un refoulement survient lorsque le débit à transporter par le réseau dépasse la capacité à surface libre des conduites. La ligne piézométrique s'élève au-dessus de la couronne des conduites et le niveau d'eau augmente dans les regards. En cas de surcharges sévères, le niveau d'eau dans les regards peut dépasser le niveau du sol et créer une inondation en surface. De l'eau s'accumule en surface et y reste jusqu'à ce que le débit dans les conduites diminue à nouveau.

2.2 Pratiques de gestion optimales des eaux pluviales

Diverses solutions peuvent être mises en place afin de contribuer à minimiser les conséquences négatives de l'urbanisation sur le cycle de l'eau. Parmi ces méthodes, celles appelées « pratiques de gestion optimales » (PGO) visent à reproduire les conditions prédéveloppement en matière de rétention, d'infiltration et de ruissellement des eaux pluviales (on rencontre aussi fréquemment dans la littérature les termes *Low Impact Development*, LID, ou *Best Management Practices*, BMP). La mise en place des PGO a pour but de minimiser les conséquences de l'urbanisation tout en protégeant les

milieux naturel et bâti. Il existe plusieurs types de PGO qui sont utilisées au Québec et ailleurs dans le monde, chacune comportant des avantages et des inconvénients et chacune pouvant convenir à des situations particulières. Les sections 2.2.1 à 2.2.8 résument les principales, tandis que la section 2.2.9 explique plus en détail le pavage perméable.

2.2.1 Bassin de rétention

La PGO sans doute la plus connue au Québec est le bassin de rétention. Ce type de PGO se décline en plusieurs variétés, soit le bassin sec, le bassin à retenue prolongée, le bassin à retenue permanente (ou bassin humide) et le marais artificiel. Les trois premiers types retiennent les eaux de pluie pour les relâcher de façon contrôlée suite à l'événement. Le marais artificiel, quant à lui, est souvent peu profond et ne procure donc généralement qu'un traitement qualitatif (Schueler 2008). Les avantages reconnus des bassins de rétention comprennent : le décalage et la réduction de la pointe de débit et, par conséquent, la réduction des surcharges de réseaux et l'amélioration de la qualité des eaux rejetées grâce à la décantation. Si le bassin est conçu de façon à laisser l'eau s'infiltrer, celui-ci effectue aussi la réduction du volume d'eau rejeté au milieu naturel. Le bassin humide assure en général un meilleur contrôle qualitatif que le bassin sec, en plus de pouvoir agrémenter le paysage urbain. Par contre, le bassin sec peut être utilisé à d'autres fins (p.ex. parc) entre les événements pluvieux.

2.2.2 Jardin de pluie ou biorétention

Le jardin de pluie et la biorétention sont aussi des PGO assez répandues. Elles sont constituées d'une dépression dans le sol comprenant des plantes, des arbres et/ou des arbustes aménagés sur un sol amendé. Conçu pour recevoir les eaux pluviales d'une petite surface, le système racinaire maximise l'infiltration de l'eau dans le sol, où une filtration des eaux recueillies est réalisée et où les polluants restent captés (Schueler 2008). Le surplus d'eau qui n'a pas pu s'infiltrer peut être relâché lentement par des drains. Cette PGO peut facilement être utilisée sur les terrains privés et publics et servir d'élément d'aménagement paysager.

2.2.3 Noue

Une autre PGO assez répandue est la noue. Cette PGO est en fait un fossé aménagé de façon à ralentir l'écoulement : pente plus faible, végétation plus dense et largeur plus importante. Cet aménagement sert d'alternative au transport traditionnel par conduites et aux fossés dits traditionnels. En plus d'assurer le transport des eaux, la noue favorise la rétention temporaire de l'eau et l'infiltration de l'eau dans le sol. Ainsi, la noue est efficace pour contrôler les débits et les volumes ainsi que pour améliorer la qualité de l'eau (Bergman et al., 2011). Par contre, la noue demande plus d'entretien qu'un fossé traditionnel et sa conception doit être faite de façon à s'assurer qu'il n'y ait pas d'eau stagnante qui demeure dans la noue entre les événements pluvieux.

2.2.4 Bande filtrante

Les bandes filtrantes sont habituellement utilisées comme ouvrage de prétraitement à l'eau de ruissellement avant d'être acheminée à une autre PGO. Elles sont généralement situées en bordure d'une zone imperméable et constituées de pentes douces engazonnées, comprenant parfois des plantations. Elles servent principalement à réduire les concentrations en sédiments de l'eau ruisselée. Il s'agit d'une solution généralement peu coûteuse et facile d'installation (MDDEP 2011).

2.2.5 Toit vert

Les toits verts sont généralement constitués d'une couche de substrat sur un toit plat qui permet la croissance des plantes. Il existe deux types de toits verts, soit l'intensif et l'extensif. Afin de maximiser son effet bénéfique, le toit vert intensif est à privilégier. Cette installation est caractérisée par un sol profond et un système d'irrigation, qui permettent une grande diversité de plantes. Par contre, ce type de toit vert nécessite généralement que la structure du bâtiment soit prévue à cet effet. Une version plus légère, mais moins efficace, soit les toits verts extensifs, peut être installée sur presque tout type de toit plat. Ce type de toiture comprend un substrat plus mince et peu ou pas d'irrigation. Les toits verts permettent de retarder le débit de pointe, de réduire le ruissellement et d'améliorer la qualité de l'eau ruisselée, en plus de protéger la toiture et de procurer divers avantages

liés à la présence de végétaux : biohabitat, réduction des ilots de chaleur et captage du CO₂ (Peck et Kuhn, 2001).

2.2.6 Débranchement de gouttières

Le débranchement de gouttières consiste à rediriger l'eau provenant des gouttières de toits vers des surfaces perméables, plutôt que de l'envoyer sur une surface imperméable reliée à l'égout ou directement dans le réseau d'égout (pluvial ou unitaire). Cette PGO présente un des meilleurs rapports bénéfiques/coûts (Simard et al., 2008).

2.2.7 Baril de pluie

Cette PGO consiste à rediriger l'eau, provenant des gouttières de toit, afin de l'accumuler dans un baril de pluie. Une fois cette eau stockée, elle peut être réutilisée par la suite pour divers usages tels que l'arrosage de la pelouse, des plates-bandes ou d'un potager (MDDEP 2011). Pour être efficace, le baril de pluie doit être vidé entre les événements pluvieux.

2.2.8 Séparateur

Les séparateurs sont des unités de traitement qui retirent les flottants et une partie des particules en suspension de l'eau de ruissellement, en utilisant divers mécanismes tels que la décantation, les tourbillons et les filtres. Ils servent essentiellement à gérer la qualité de l'eau et n'ont pas d'impact sur les volumes et débits de ruissellement. Ils sont souvent utilisés comme unités de prétraitement et peuvent être combinés avec des bassins de rétention pour en augmenter l'efficacité (MDDEP 2011).

2.2.9 Pavage perméable et autres surfaces infiltrantes

Divers types de surfaces infiltrantes peuvent être intégrées à d'autres types de PGO ou aux surfaces urbaines. À titre d'exemple, citons les bassins, fossés, réservoirs et conduites d'infiltration de même que le pavage perméable (PP). Ces ouvrages sont conçus de façon à favoriser l'infiltration de l'eau de ruissellement dans le sol et, dans certains cas, sa rétention temporaire.

Il existe plusieurs types de pavage perméable classés selon leur surface. Le type continu comprend le béton perméable, l'asphalte poreux et les surfaces en matériaux recyclés. Le type discontinu comprend les pavés poreux, construits de manière à avoir un volume de vides continu laissant passer l'eau et les pavés autobloquants de béton (PPAB) décrits plus en détails au paragraphe suivant. Le type ouvert comprend les dalles ajourées, dalles constituées d'ouvertures parfois munies de végétation et laissant s'infiltrer l'eau, et les géogrilles. Enfin, le type en vrac comprend les graviers poreux et la pelouse infiltrante. Tous les types de PP permettent de remplacer des surfaces imperméables par des surfaces perméables sans sacrifier l'utilisation du terrain. (Drake et al. 2013). Plus de détails quant à leurs avantages sont donnés à la section suivante (section 2.3). Le PP est approprié pour les stationnements publics et résidentiels ainsi que pour les routes à trafic faible. Il est à favoriser lorsqu'une autre PGO plus verte ne peut être construite par manque d'espace. Il est très adapté pour les secteurs urbains à densité élevée. La conception d'un PP dépend du type d'usage prévu, du climat, de l'hydrologie et des caractéristiques du sol en place. Ce type de pavage n'est pas approprié là où la nappe phréatique pourrait être contaminée par l'eau infiltrée. Ainsi, l'installation près d'une source d'eau potable ou d'une source de contaminants est à éviter. De plus, l'entretien hivernal doit être adapté afin d'éviter la contamination du sol en place par les sels de déglacage et le colmatage de la surface du PP par le sable abrasif.

Le pavage perméable à pavés autobloquants de béton (PPAB) est un type particulier de PP constitué de blocs en béton imperméable qui sont conçus pour s'emboîter les uns aux autres. Ils sont séparés de matériel d'empli-joint ayant une porosité suffisamment élevée pour permettre l'infiltration rapide de l'eau à travers la surface (ICPI, 2007). Après avoir pénétré, l'eau se dirige ensuite dans une couche réservoir ayant un volume de vide élevé permettant une accumulation et une rétention de l'eau. Si le sol en place est trop imperméable pour permettre à toute l'eau de s'infiltrer, un drain perforé est ajouté dans la couche de stockage afin de permettre au surplus d'eau de s'évacuer vers le réseau pluvial (Eisenberg et al., 2015). La conception de ces pavés autobloquants rend ce système très durable. Ce type de pavage est moins susceptible au colmatage que les pavages composés de pavés poreux, de béton poreux ou d'enrobé bitumineux poreux.

La compagnie Techo-Bloc construit un pavage perméable de type PPAB nommé Inflo. C'est ce pavage en particulier qui sera caractérisé dans la présente étude. Le schéma présenté à la Figure 2.1 présente la conception de la fondation de ce pavage.

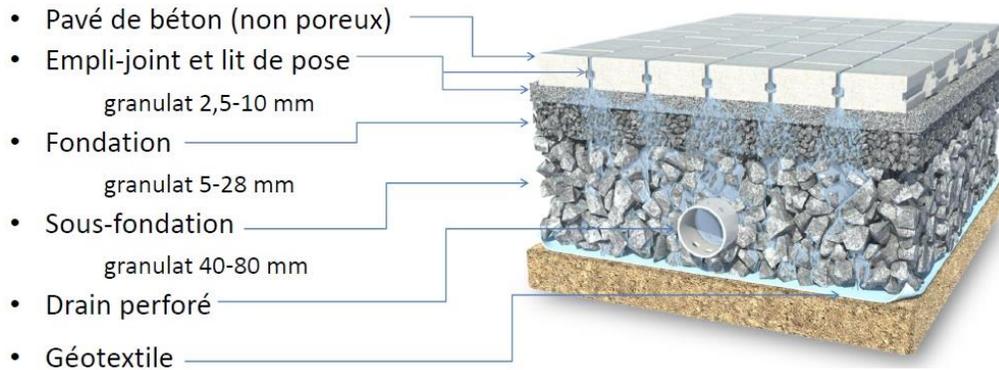


Figure 2.1 Schéma de la fondation granulaire du pavé perméable Inflo (Source : Paiva, Grenier 2016)

2.3 Résultats d'études antérieures réalisées sur le pavage perméable

Drake et al. (2013) ont fait une bonne revue sur tout ce qui s'est fait comme étude sur les performances du PP jusqu'en 2013. Ils ont notamment présenté un résumé des conclusions au sujet des performances hydrologiques, de l'impact sur la qualité de l'eau, de la longévité, de la fonctionnalité et des besoins d'entretien des systèmes de PP. En ce qui concerne l'impact sur la qualité de l'eau : le taux d'enlèvement des MES et des métaux à travers ce type d'ouvrage a été étudié par Fassman et Blackburn (2007; 2011), Pratt et al. (1989; 1995); Beecham et al. (2012), Drake et al. (2014a; 2014b) et Huang et al. (2012). Ceux-ci concluent à une amélioration de la qualité des eaux de rejet grâce au captage de polluants par le PP. En effet, ceux-ci ont dénoté que les eaux d'exfiltrations comportaient des concentrations en MES et en métaux lourds réduites d'au moins 50% lorsqu'elles transitaient par un PP. À propos de la performance hydrologique, Abbott et Comino-Mateos (2003), Collins et al. (2008), Fassman et Blackburn (2010), Pratt et al.

(1989; 1995), TRCA (2008), Huang et al. (2012) et Drake et al. (2012; 2014a; 2014b) ont tous démontré, pour différents cas d'application, que le PP permet une réduction des débits de pointe et des volumes d'eau acheminés au réseau de drainage lors d'événements pluvieux. Parmi ces auteurs, seuls Drake et al. (2014b), Drake et al. (2012) Huang et al. (2012) et TRCA (2008) ont démontré ces effets dans un climat soumis à des hivers rigoureux, avec redoux hivernaux, tels que ceux auxquels sont soumises les régions du sud du Canada. D'autres avantages du PP cités dans la littérature comprennent la réduction des îlots de chaleur (Eisenberg et al., 2015) et la diminution de la température de l'eau rejetée au milieu naturel (Wardynski et al., 2013).

Plus spécifiquement pour le PPAB, le fait que seulement les joints, et non les pavés, soient en matériel perméable accroît la résistance au froid (Thelen et al., 1978). De plus, la porosité très élevée de la fondation limite les déformations dues au gel, ce qui augmente la durabilité des blocs en surface. Le PPAB permet également de conserver les usages de la surface même lors d'événements pluvieux intenses, puisque l'eau s'infiltre rapidement et ne s'accumule pas en surface. Pour cette même raison, le PPAB réduit la formation de glace en surface en hiver, ce qui permet d'éviter l'application d'abrasifs et de sels de déglacage.

Quelques études visant à évaluer la performance hydrologique du PPAB ont été récemment publiées. Wardynski et al. (2013) ont mesuré la pluie tombant sur trois cellules de PPAB différentes, dans les régions montagneuses de la Caroline du Nord, ainsi que le débit s'échappant de celles-ci sur une période de 7 mois en 2011. Sur les 54 événements de pluie de plus de 2,5 mm enregistrés pendant cette période, ils ont observé des réductions moyennes du volume ruisselé de 78 à 100 %, selon les cellules, avec les plus grandes réductions pour les cellules dont le drain était surélevé par rapport au fond de la couche réservoir. Huang et al. (2016) ont quant à eux évalué la réduction du volume ruisselé, de la capacité d'infiltration et de l'amélioration de la qualité de l'eau de trois types de PP, dont le PPAB, à Calgary (Alberta, Canada). La réduction du volume ruisselé a été évaluée lors de tests au cours desquels 4 500 L d'eau ont été relâchés en

20 minutes sur les PP à partir de réservoirs, pour simuler une pluie de 80 mm/h. Les auteurs ont observé des réductions de débit de pointe allant de 19 à 64 % pour le PPAB et une réduction de 10 à 15 % du volume ruisselé pour tous les types de PP. Ils ont également observé une réduction significative de la capacité d'infiltration en hiver, en raison du sable étendu en surface, mais une récupération de cette capacité d'infiltration grâce au lavage à la pression. Winston et al. (2018), quant à eux, ont suivi la pluie et les débits de sortie pendant un an et demi pour quatre sites de PP, dont trois en PPAB, situés dans le nord de l'Ohio (États-Unis). Les quatre sites étaient construits sur des sols peu perméables. Sur les 87 événements de pluie enregistrés pendant la période de suivi, la réduction du volume de ruissellement a varié de 16 à 100 % pour les sites de PPAB. Aucun débit à la sortie du site n'a été enregistré pour 4 à 78 % des événements, pour une capacité de rétention variant de 3.0 à 25.2 mm, selon les sites. Braswell et al. (2018) ont évalué l'impact sur l'hydrologie et la qualité de l'eau d'un site de PPAB installé en série avec un caisson de biofiltration (Filterra® Bioretention), sur une période de 22 mois en Caroline du Nord (États-Unis). En raison du fort ratio de superficie imperméable drainée par rapport à la superficie du PPAB (2.6 :1), les auteurs ont observé dans cette étude un colmatage important de la surface du PP, ce qui a limité la capacité de réduction du volume ruisselé de l'ouvrage. Enfin, Hu et al. (2018) ont évalué la réduction du risque d'inondation que pouvaient procurer trois types de PP, dont le PPAB, sur un bassin versant urbain de 0,58 km² à 74 % imperméable. Pour ce faire, ils ont utilisé un modèle hydrologique / hydraulique non calé avec un seul événement pluvieux intense en entrée (113.8 mm en 12 h, dont 83 mm en 2 h). Pour le PPAB, ils ont simulé quatre scénarios différents, soit des combinaisons d'un pavage en bon ou mauvais état (en matière de taux d'infiltration et de taux de vide) et de deux niveaux de capacité de stockage, avec pour les quatre 0,13 km² de PPAB (soit 22 % de la superficie du bassin versant et environ 30 % des surfaces imperméables). Selon les simulations, ces quatre scénarios ont conduit à une réduction de 4 à 26 % du volume ruisselé et de 12 à 32 % du débit de pointe.

À ces études s'ajoutent celles, plus nombreuses, visant à évaluer l'impact spécifique du PPAB sur la qualité de l'eau. Plus particulièrement, les travaux de Winston et al. (2016),

Brown et Borst (2015) et Drake et al. (2014a et 2014 b) concernent les sites de PPAB en climat froid. Ces études concluent, elles aussi, à une amélioration significative de la qualité de l'eau par un captage des MES et une réduction des nutriments dans les eaux de rejet.

En résumé, les systèmes de PPAB fournissent une opportunité de limiter l'impact négatif de l'urbanisation sur les systèmes qui reçoivent l'eau de ruissellement, en fournissant un traitement à la source et la gestion des eaux pluviales. Néanmoins, ils sont encore peu utilisés au Canada et aux États-Unis potentiellement en raison d'un manque de guides, et de projets pilotes. Pourtant, de nombreuses études ont démontré que le PP atténue et retarde les débits de pointe tout en réduisant les volumes de ruissellement. Certains systèmes de pavage perméable ont également démontré une amélioration de la qualité de l'eau rejetée, que ce soit par une réduction de la température ou une réduction de la concentration en divers polluants. Le présent mémoire se distingue par le fait que peu d'études ont été menées en climat froid et seuls Hu et al. (2018) ont évalué l'impact du PPAB à l'échelle des sous-bassins versants urbains; par ailleurs, leur étude possède des limites importantes, dont l'utilisation d'un seul événement pluvieux et l'application d'un modèle hydrologique non calé.

3 MÉTHODOLOGIE

La méthodologie utilisée dans cette étude se décline de la manière décrite ci-après. Premièrement, la capacité d'infiltration a été caractérisée sur cinq sites dans la grande région de Montréal où la technologie de PP Inflo est installée (section 3.1). Ensuite, sur un de ces emplacements, le site Stonedge de la compagnie Techo-Bloc, les données de pluie et de débit ont aussi été récoltées afin d'effectuer un bilan hydrologique (section 3.2). Ces données d'infiltration, de pluie et de débit ont permis de construire et de caler un modèle numérique du site Stonedge (section 3.3). Le comportement du PP propre à ce site a été étudié grâce au modèle conçu. Ensuite, la conception du PP a été étudiée afin de vérifier comment elle pouvait être modifiée pour augmenter les performances d'une cellule virtuelle de PP (section 3.4). Cette évaluation a permis de concevoir une cellule de PP de conception améliorée par rapport à celle de Stonedge. Finalement, l'influence du PP sur le comportement du réseau de drainage en milieu urbain en matière de débits, volumes, surverses et inondations a été évaluée en implantant de façon virtuelle des cellules de PP de conception améliorée sur des réseaux urbains réels (section 3.5).

3.1 Caractérisation de la capacité d'infiltration

Afin de caractériser la capacité d'infiltration du PP, des tests ont été réalisés sur cinq sites dans la grande région de Montréal (Figure 3.1). Deux de ces sites sont situés à Chambly et les trois autres se trouvent à Laval. Chacun de ces cinq sites est doté de la technologie de pavage perméable Inflo décrite précédemment (chapitre 2). L'usage des sites est varié et inclut : stationnement, passage piétonnier, entreposage de matériaux de construction et passage de camions lourds. Une description des sites est présentée à la section 3.1.1. La procédure pour réaliser le test d'infiltration est détaillée à la section 3.1.2.

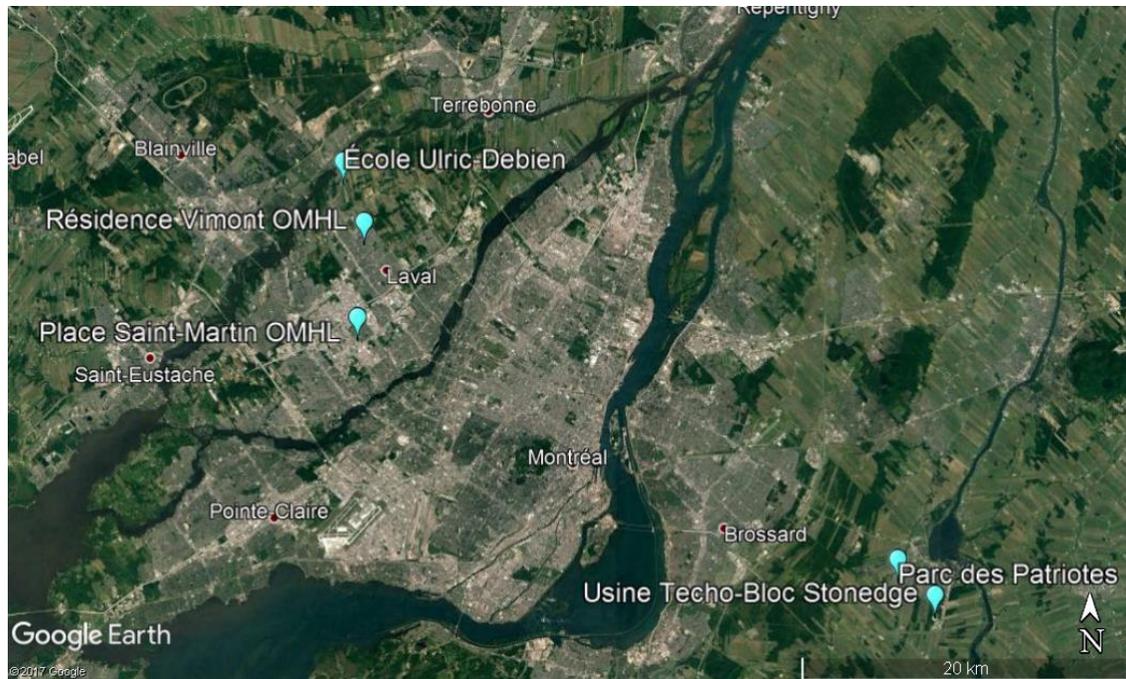


Figure 3.1 Localisation des sites étudiés (Source : Google Earth)

3.1.1 Caractéristiques des sites étudiés

Les caractéristiques des sites testés sont résumées au Tableau 3.1. L'usage ainsi que l'aire des sites sont très variés tandis que l'âge des sites est assez semblable, en effet, tous les sites ont été construits après 2010. Des photographies de ces sites sont présentées aux Figure 3.2 à Figure 3.11. Sur les photos aériennes, la partie en trame turquoise correspond à la portion du site construite en pavage perméable et les acronymes suivis d'un chiffre représentent une localisation de test d'infiltration. Chacune de ces photos aériennes est suivie d'une photo prise sur le site. Certains sites sont entièrement construits en pavage perméable tandis que d'autres comportent aussi des surfaces en pavage traditionnel.

Tableau 3.1 Caractéristiques des sites où la capacité d'infiltration a été mesurée

Site	Ville	Année de construction	Type d'utilisation	Surface drainée (m ²)	Présence de bordures	Sol sous la fondation	Drainage
Usine Stonedge Techo-Bloc	Chambly	2011	Industrielle : voie d'accès pour camions lourds et aire d'entreposage	≈ 28 200	Oui	Argile silteuse	Plusieurs drains perforés (voir Figure 3.12)
Parc des Patriotes	Chambly	2012	Stationnement du parc	≈ 2 000	Oui	Argile silteuse	Un drain perforé en bordure du site
Place Saint-Martin OMHL	Laval	2013	Chemin d'urgence, très peu utilisé, mais déneigé	≈ 800	Non, à la hauteur du sol	Non documenté	Non documenté
Résidence Vimont OMHL	Laval	2013-2014 *	Stationnement	≈ 400	Oui	Non documenté	Non documenté
École Ulric-Debien	Laval	2013	Voie vers stationnement de l'école	≈ 150	Oui	Argile et silt	Un drain sous chaque partie

* Aucune information concernant l'année de construction du site de la résidence Vimont n'a pu être retracée; cependant, selon les images d'archive disponibles dans Google Earth, ce site aurait été construit entre septembre 2013 et août 2014.

NOTE : OMHL = Office municipal d'habitation de Laval.

(Adapté de Duchesne et al., 2016)

Le site Stonedge à Chambly (Figure 3.2) sert d'entreposage pour des matériaux de construction et reçoit le passage de camions lourds. Il est entretenu par la compagnie Techo-Bloc. Les tests d'infiltration ont été effectués sur la voie d'accès et dans la zone d'entreposage. Les points TB1, TB2 et TB3 indiquent la localisation des trois tests d'infiltration effectués sur ce site. La section 3.2 discute du pluviomètre et de la « conduite suivie » qui sont identifiés sur la Figure 3.2.



Figure 3.2 Zone perméable et localisation des tests du site Stonedge (Source de l'image du fond : Google Earth)



Figure 3.3 Site Stonedge à Chambly – cour d'entreposage

Le site du parc des Patriotes (Figure 3.4) est situé à Chambly et consiste en un stationnement public d'un parc récréatif. Les tests ont été effectués en bordure ainsi qu'au centre du stationnement. Les points P1, P2 et P3 indiquent la localisation des trois tests d'infiltration effectués sur ce site.

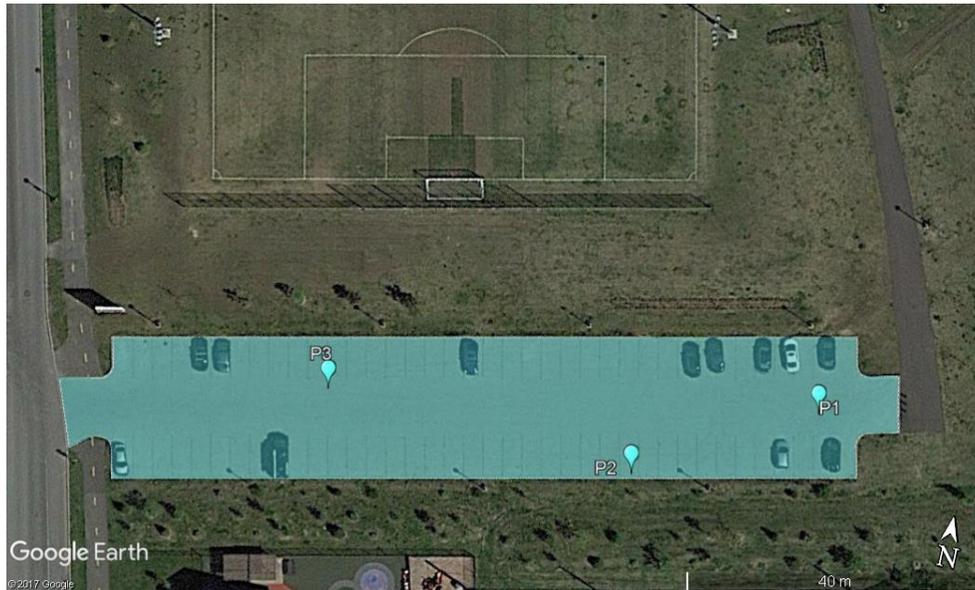


Figure 3.4 Zone perméable et localisation des tests du parc des Patriotes à Chambly (Source de l'image du fond : Google Earth)



Figure 3.5 Stationnement du parc des Patriotes à Chambly

La place Saint-Martin (Figure 3.6) est un complexe immobilier régi par l'Office municipal d'habitation de Laval. La portion en pavage perméable est une voie piétonnière qui sert d'accès aux véhicules de la ville ainsi qu'aux véhicules d'urgence. Les tests ont été effectués de façon répartie sur le chemin. Ce site a la particularité de recevoir les eaux de ruissellement des zones connexes non pavées. Les points OMH1, OMH2 et OMH3 indiquent la localisation des trois tests d'infiltration effectués sur ce site. Il sera discuté du test supplémentaire identifié sur la Figure 3.6 lors de la présentation des résultats à la section 4.1.

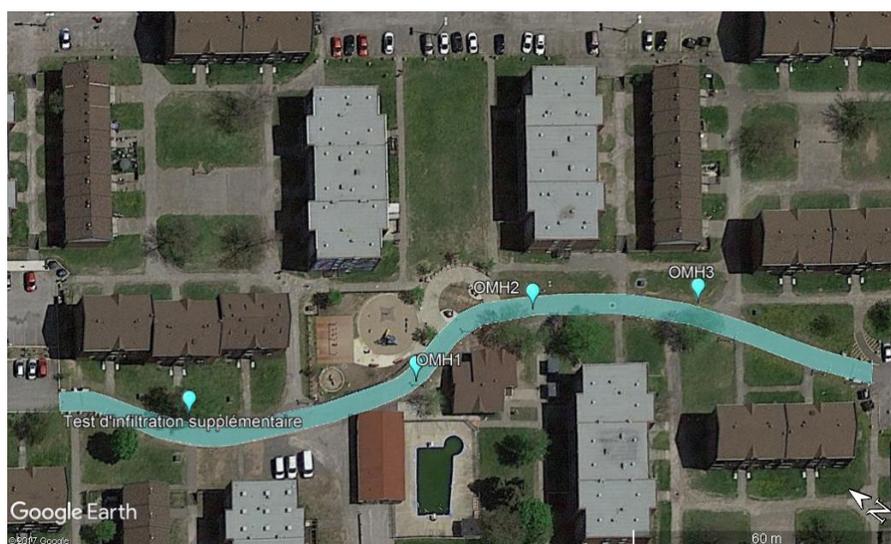


Figure 3.6 Zone perméable et localisation des tests de la place Saint-Martin OMHL (Source de l'image du fond : Google Earth)

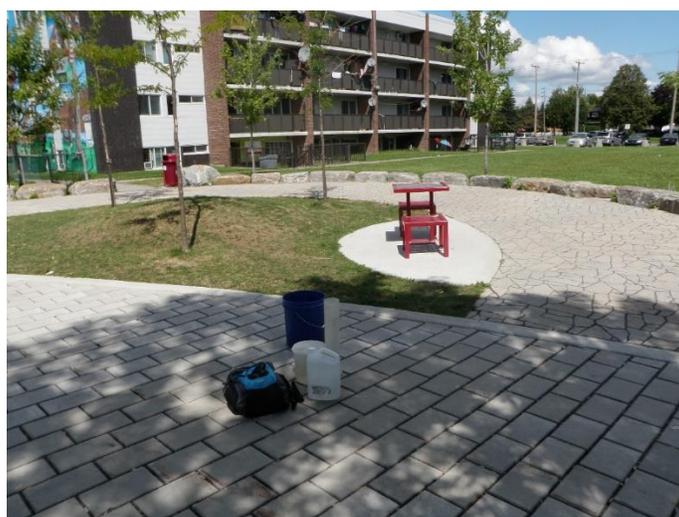


Figure 3.7 Place Saint-Martin à Laval

Le site de la résidence Vimont (Figure 3.8) est le stationnement privé de cette même résidence. Les points RV1, RV2 et RV3 indiquent la localisation des trois tests d'infiltration effectués sur ce site.

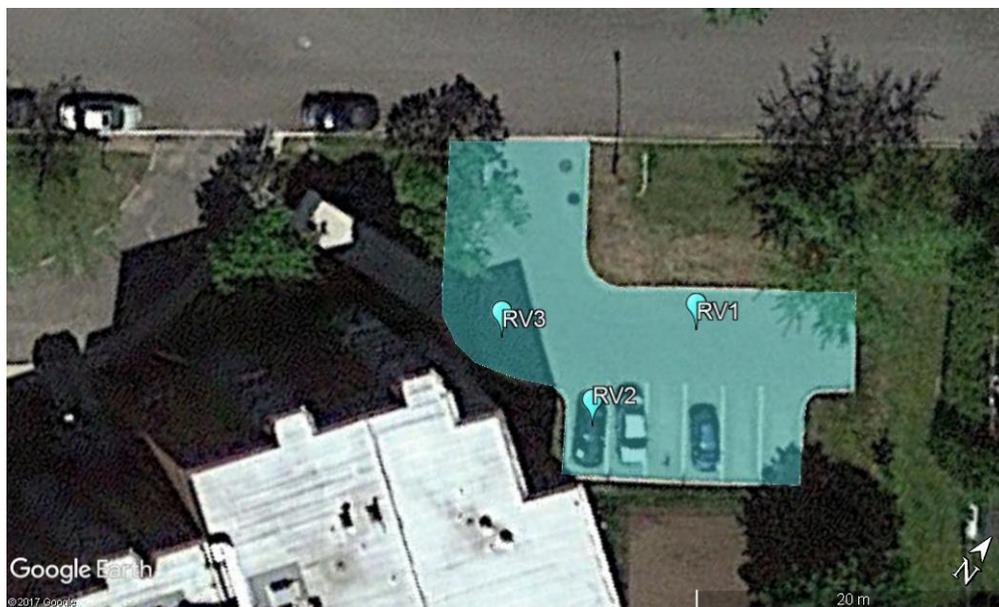


Figure 3.8 Zone perméable et localisation des tests de la résidence Vimont OMHL (Source de l'image du fond: Google Earth)

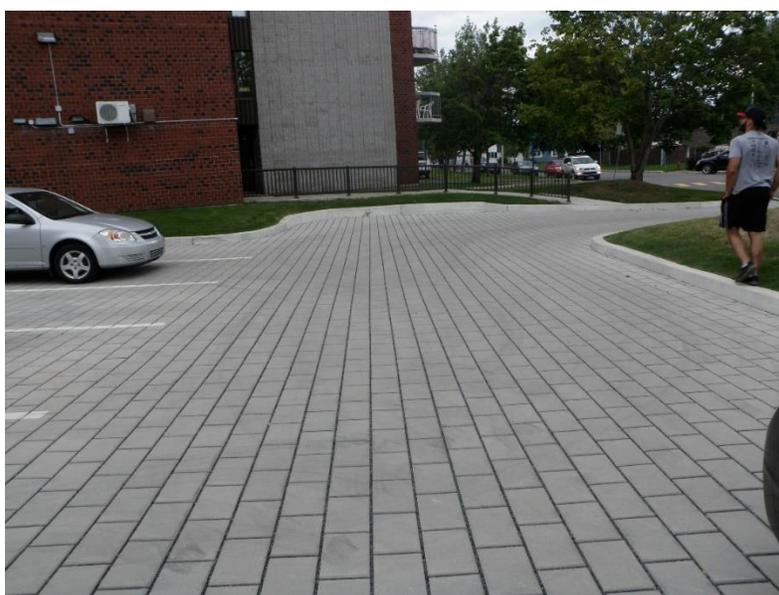


Figure 3.9 Stationnement de la résidence Vimont à Laval

Le site de l'école Ulric-Debien (Figure 3.10) consiste en un accès à l'agrandissement du stationnement de l'école. Il reçoit les eaux de ruissellement de cet agrandissement. Les points Ulric1, Ulric2 et Ulric3 indiquent la localisation des trois tests d'infiltration effectués sur ce site.

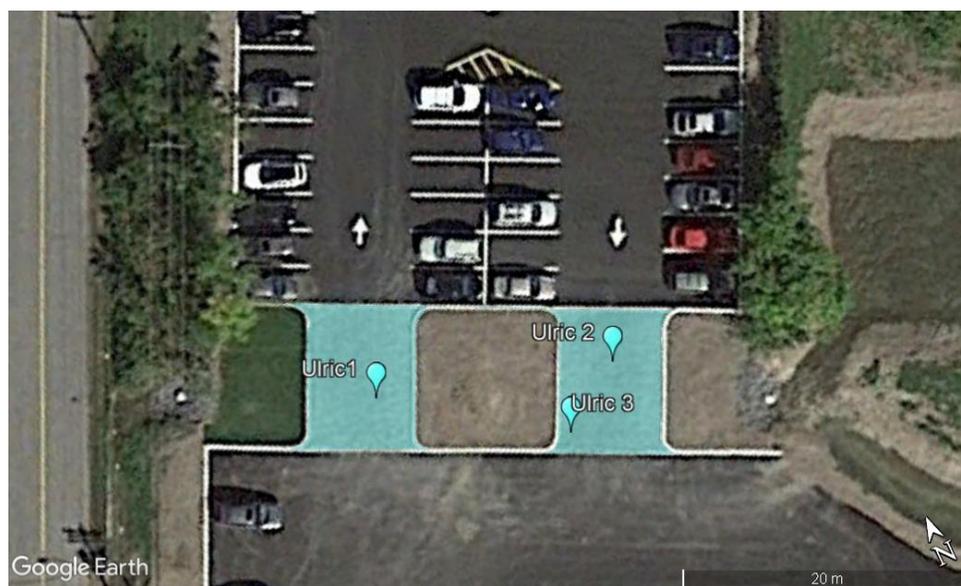


Figure 3.10 Zone perméable et localisation des tests de l'école Ulric-Debien (Source : Google Earth)



Figure 3.11 Site de l'école Ulric-Debien à Laval

3.1.2 Procédure du test d'infiltration

La capacité d'infiltration est déterminée à l'aide du test décrit dans la norme C1781/C1781M -14a de l'ASTM (ASTM 2015). Cette norme permet de déterminer *in situ* la capacité d'infiltration en surface d'un pavage perméable comportant des joints. La procédure à suivre est résumée aux paragraphes suivants.

Un cylindre rigide, ouvert aux extrémités, devant mesurer 300 ± 10 mm de diamètre et minimalement 50 mm de haut est nécessaire. Ce cylindre doit être scellé au sol de façon à créer un joint étanche à l'eau. Préalablement au test, un prémouillage est effectué, c'est-à-dire que 3,6 kg d'eau sont versés de façon à maintenir, dans le fond du cylindre, une hauteur d'eau située entre 10 mm et 15 mm. Le temps que prend cette eau à s'infiltrer dans le sol doit être chronométré. Le test est ensuite effectué de la même manière que le prémouillage, moins de deux minutes après. Par calcul, le taux d'infiltration en mm/h est obtenu:

$$I = K \frac{M}{D^2 t} \quad (1)$$

Où :

- I = taux d'infiltration (mm/h);
- M = masse de l'eau infiltrée (kg);
- D = diamètre interne du cylindre d'infiltration (mm);
- t = temps requis pour que la quantité mesurée d'eau s'infiltrer à travers la surface (s);
- K = 4 583 666 000 ((mm³.s) / (kg.h)).

Cette méthode de calcul est celle fournie dans la même norme C1781/C1781M -14a de l'ASTM. La constante K sert à convertir la masse d'eau en volume d'eau, le diamètre du cylindre en aire et le temps d'infiltration en heure, pour obtenir le taux d'infiltration en mm/h. Sa valeur peut être expliquée à l'aide des équations détaillées à l'ANNEXE I

La norme spécifie aussi que le test ne doit pas être réalisé dans les 24 h suivant une précipitation. Les tests ont été effectués en trois points sur chacun des cinq sites, identifiés sur les Figure 3.2 à Figure 3.10. Les tests d'infiltration ont été effectués en toute saison, donc même en hiver. Les résultats des tests d'infiltration sont présentés à la section 4.1.

3.2 Bilan hydrologique sur un site de pavage perméable construit

Un bilan hydrologique a été effectué sur un des sites étudiés pour les tests d'infiltration, soit le site de l'usine Stonedge de la compagnie Techo-Bloc (Figure 3.2). La cour arrière de ce site est entièrement pavée avec la technologie Inflo. La Figure 3.12 montre le réseau de collecte des eaux pluviales du site. Les traits pointillés représentent les conduites perforées se trouvant dans la couche de stockage et les traits pleins représentent les conduites traditionnelles. L'ensemble du site se draine dans la conduite identifiée « conduite suivie »; c'est donc cette conduite qui constitue l'exutoire du site étudié. Des données de pluie et de débit ont été récoltées durant deux ans de façon continue, sauf pendant la saison hivernale.

3.2.2 Collecte des données de débit

Une sonde niveau-vitesse a été installée dans la conduite à l'exutoire du site étudié afin de calculer les débits transités par l'ensemble du système de PP (Figure 3.2 et Figure 3.12). L'appareil utilisé est le Mantaray de la compagnie Greyline. Selon le fabricant, cet appareil a une précision de 0,25% sur le niveau et de 2% sur la vitesse. Couplé à une batterie externe, il possède une autonomie de 10 jours lorsqu'il est configuré pour prendre des mesures aux 30 s. La sonde fonctionne avec l'effet Doppler; les mesures peuvent donc être entravées par des perturbations, et en deçà de 25,4 mm, le niveau n'est pas ou mal détecté.

3.2.3 Événements pluvieux

Les données de pluie et de débit ont été séparées sous forme d'événements pluie-débit. Un événement consiste en une période où des valeurs de pluie sont enregistrées au même moment où des données de débit sont disponibles. La période choisie pour simuler les événements pluvieux commence à minuit avant le début de la pluie et se termine à minuit après la fin du débit engendré par cette même pluie. Cette période a été choisie afin d'uniformiser les événements et ainsi faciliter le lancement en série de simulations sur PCSWMM. L'ensemble des événements récoltés est présenté à la section 4.2.3.

3.3 Modélisation du site de pavage perméable construit

À l'aide des données de pluie, de débit et de capacité d'infiltration récoltées au site Stonedge, un modèle numérique représentant l'hydrologie et l'hydraulique du site a été réalisé. Le logiciel PCSWMM et son module LID (*Low Impact Development*) (EPA 2016) ont servi à simuler les écoulements. Le logiciel PCSWMM est un modèle hydrologique et hydraulique pour les milieux urbains. Il utilise comme intrants des données de précipitation et il calcule le ruissellement ainsi que l'écoulement en conduite. Le module LID fonctionne sous forme de couches. Une couche correspond à une partie de l'ouvrage dont les caractéristiques sont uniformes. Le transfert de l'eau d'une couche à l'autre est

régi par des équations qui sont paramétrées par l'ensemble des caractéristiques physiques de chacune des couches. La Figure 3.13 présente un schéma des couches utilisées par le logiciel. Les flèches bleues représentent un transfert d'eau d'une couche à l'autre, ou encore, entrant ou sortant du LID. La Figure 3.14 présente, sous forme de schéma, la liste des paramètres utilisés par le module LID pour caractériser une unité de pavage perméable. Une liste définissant chacun de ces paramètres est présentée à l'ANNEXE II.

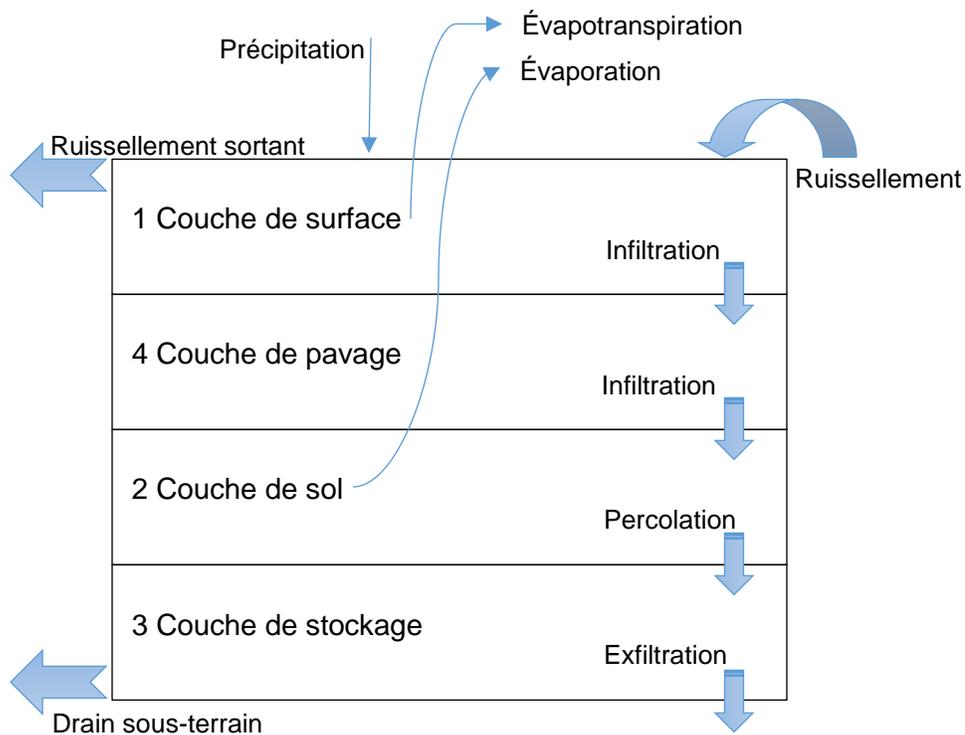


Figure 3.13 Couches servant à modéliser un LID dans PCSWMM (adapté de EPA 2016)

Le LID est représenté de façon conceptuelle par des couches horizontales. Dans PCSWMM, une cellule de biorétention typique sert de modèle générique sur lequel les calculs pour les autres types de LID sont basés. Le PP est constitué de quatre couches superposées. La couche de PP est ajoutée aux couches types d'une cellule de biorétention et c'est pourquoi elle porte le numéro 4 dans les calculs (voir Figure 3.13). La couche de surface (couche 1) reçoit à la fois les précipitations directes et les eaux de ruissellement provenant des surfaces connexes. Les pertes en eau de cette couche

comprennent l'infiltration dans la couche de pavage située au-dessous, l'évapotranspiration (ET) de l'eau captée en surface et le ruissellement sortant. La couche de pavage (couche 4) représente un PP typique en blocs ou continu. La couche de sol (couche 2) représente la couche de granulats fins servant de lit de pose aux blocs de pavés. Cette couche reçoit les eaux infiltrées par la couche de pavage et rejette de l'eau par évaporation et par percolation vers la couche de stockage située au-dessous. La couche de stockage (couche 3) est constituée de pierre grossière ou de gravier. Elle reçoit l'eau de percolation de la couche de sol située au-dessus et l'évacue par exfiltration au fond de l'ouvrage vers le sol en place et/ou en s'écoulant à travers un système de drains perforés, lorsque présent.

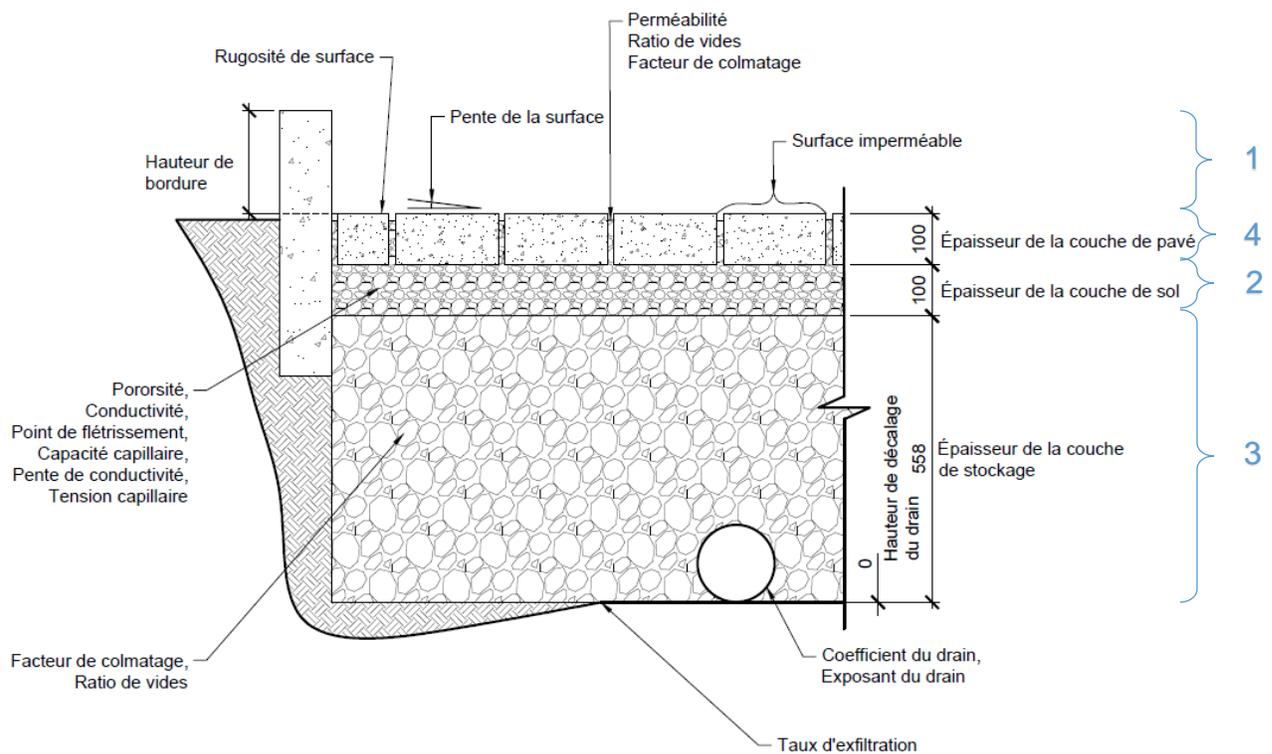


Figure 3.14 Paramètres du module LID pour les pavages perméables

Afin de modéliser les performances hydrologiques d'une cellule de PGO, les hypothèses simplificatrices suivantes sont faites par le module LID de SWMM :

- 1- L'aire de la cellule est constante sur toute la profondeur;
- 2- L'écoulement à travers la cellule est unidimensionnel et dirigé verticalement;
- 3- L'apport en eau est distribué uniformément sur toute la surface;
- 4- La teneur en eau est distribuée uniformément dans la couche de sol;
- 5- Les forces matricielles dans la couche de stockage sont négligeables de sorte que cette couche agit comme simple réservoir en entreposant l'eau de bas en haut.

Sur la base de ces hypothèses, l'unité de PGO peut être modélisée en résolvant de simples équations de continuité. Chacune des équations décrit l'évolution dans le temps du contenu en eau d'une couche de PGO en tant que différence entre les débits entrants et sortants de ladite couche, exprimée en volume par unité de surface par unité de temps. Ces équations sont les suivantes :

Couche de surface :

$$\frac{d(d_1)}{dt} = i + q_0 - e_1 - f_1 - q_1 \quad (2)$$

Couche de pavage :

$$D_4 (1 - F_4) \frac{d(\theta_4)}{dt} = f_1 - e_4 - f_4 \quad (3)$$

Couche de sol :

$$D_2 \frac{d(\theta_2)}{dt} = f_4 - e_2 - f_2 \quad (4)$$

Couche de stockage :

$$\phi_3 \frac{d(d_3)}{dt} = f_2 - e_3 - f_3 - q_3 \quad (5)$$

où :

d_1 = profondeur d'eau emmagasinée à la surface (mm);

θ_2 = teneur en eau de la couche de sol (volume d'eau / volume total de sol);

d_3 = profondeur d'eau dans la couche de stockage (mm);

θ_4 = teneur en eau du matériel d'empli-joint de la couche de PP (volume d'eau / volume total d'empli-joint);

i = intensité des précipitations directes sur la couche de surface (mm/h);

q_0 = ruissellement provenant des surfaces connexes (mm/h);

q_1 = ruissellement de la couche de surface (mm/h);

q_3 = débit sortant par le drain sous-terrain (mm/h);

f_1 = taux d'infiltration de l'eau de la couche de surface vers la couche de PP (mm/h);

f_2 = taux de percolation de l'eau de la couche de sol vers la couche de stockage (mm/h);

f_3 = taux d'exfiltration de l'eau de la couche de stockage vers le sol en place (mm/h);

f_4 = taux d'infiltration de l'eau de la couche de PP vers la couche de sol (mm/h);

e_1 = taux d'évapotranspiration de la couche de surface (mm/h);

e_2 = taux d'évapotranspiration de la couche de sol (mm/h);

e_3 = taux d'évapotranspiration de la couche de stockage (mm/h);

e_4 = taux d'évapotranspiration de la couche de PP (mm/h);

F_4 = fraction de la couche de PP occupée par des blocs de pavés imperméables (fraction);

ϕ_3 = indice de vide de la couche de stockage (volume de vide / volume total);

D_2 = épaisseur de la couche de sol (mm);

D_4 = épaisseur de la couche de PP (mm).

Le détail de chacune des fonctions utilisées pour résoudre ces équations est exposé à l'ANNEXE III.

3.3.1 Calage et validation du modèle

On cherche avec le calage du modèle à reproduire le comportement moyen d'une unité de PP pour avoir une représentation réaliste de la séquence des débits sortant du site suite à une pluie lors de l'implantation en milieu urbain. Les données récoltées lors d'événements de pluie (voir section 3.2) ont servi à caler le modèle PCSWMM-LID du site de Stonedge.

Afin de déterminer la valeur de départ pour les paramètres, ceux-ci ont été séparés en quatre catégories : les paramètres connus, inconnus, négligeables et inutilisés (Tableau 3.2). Les paramètres connus sont ceux dont la valeur peut soit être mesurée sur le site, soit faire partie des données des plans et devis, ou encore être trouvée par calcul. Le seul paramètre considéré négligeable est le facteur de colmatage. Le colmatage est un phénomène qui se produit progressivement dans le temps; ainsi, la durée des simulations d'un an au maximum n'est pas suffisante pour que ce paramètre ait une influence significative sur les résultats. Les paramètres inconnus sont ceux dont la valeur est estimée par calage. Une autre catégorie de paramètres correspond aux paramètres inutilisés. Lors de la création d'une unité LID dans PCSWMM, une valeur doit être entrée pour ces paramètres, par contre, dans le cas précis d'un PP ces paramètres sont considérés négligeables par le logiciel et ne sont donc pas utilisés dans les calculs.

Tableau 3.2 Classement des paramètres du modèle de pavage perméable

Paramètre	Symbole	Catégorie				Unité
		Connu	Négligeable	Inconnu	Inutilisé	
Surface						
Hauteur berme	D_1	x				mm
Volume de végétation	$1-\phi_1$				x	fraction
Rugosité de surface (n de Manning)	n	x				-
Pente de la surface	S_1	x				%
Revêtement						
Épaisseur	D_4	x				mm
Ratio de vides	$\phi_4/(1-\phi_4)$	x				vides/solides
Surface imperméable	F_4	x				fraction
Perméabilité	K_4	x				mm/h
Facteur de colmatage	FC_4		x			-
Sol						
Épaisseur	D_2	x				mm
Porosité	ϕ_2			x		fraction de volume
Capacité capillaire	θ_{cc}			x		fraction de volume
Point de flétrissement	θ_{pf}			x		fraction de volume
Conductivité	K_{2s}			x		mm/h
Pente de conductivité	HCO			x		-
Tension capillaire	ψ_2				x	mm
Stockage						
Épaisseur	D_3	x				mm
Ratio de vides	ϕ_3	x				vides/solides
Taux d'exfiltration	K_{3s}			x		mm/h
Facteur de colmatage	FC_3		x			-
Drain souterrain						
Coefficient du drain	C_{3D}			x		mm/h
Exposant pour drain	η_{3D}	x				-
Hauteur décalage du drain	D_{3D}	x				mm

Le calage a été effectué en deux étapes, la première étant d'ajuster la valeur de certains paramètres du modèle afin de bien reproduire les volumes à la sortie du site et la seconde étant d'ajuster d'autres paramètres de façon à ce que le modèle représente bien la

variation dans le temps du débit à la sortie du site. Pour la première étape, les paramètres choisis sont ceux qui ont la plus grande influence sur le volume mesuré à la sortie du site, soit : la capacité capillaire, le point de flétrissement, le taux d'exfiltration et le taux d'imperméabilité des zones en pavage traditionnel. L'identification de ces paramètres s'est fait selon l'examen des équations du modèle l'ANNEXE II et l'ANNEXE III donne une description de la façon dont chacun de ceux-ci entre dans les calculs du module LID. Pour la deuxième étape, une analyse de sensibilité a été réalisée afin d'identifier les paramètres les plus influents sur le débit à la sortie du site. Les indicateurs numériques utilisés pour le calage sont le carré de l'erreur relative sur le volume E^2 (à minimiser) et le coefficient de Nash NS (Nash et Sutcliffe, 1970) (à maximiser). Ceux-ci sont définis ainsi:

$$E^2 = \left(\frac{V_m - V_s}{V_m} \right)^2 \quad (6)$$

où V_m est le volume mesuré à la sortie du site pendant toute la durée de l'événement et V_s est le volume total simulé.

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - S_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O}_i)^2} \quad (7)$$

où O_i est la valeur de débit observée au pas de temps i , S_i est la valeur de débit simulée au pas de temps i , \bar{O}_i est la moyenne de toutes les valeurs observées durant l'événement et n est le nombre total de pas de temps durant l'événement. Le coefficient de Nash est un critère qui permet d'évaluer la cohérence entre les débits simulés et observés. Sa valeur varie entre $-\infty$ et 1. Une valeur de 1 correspond à une corrélation parfaite entre les valeurs simulées et observées, alors qu'une valeur inférieure à 0 indique que la moyenne des données observées est une meilleure prédiction que le modèle utilisé.

Le calage a été réalisé avec les événements récoltés qui ne comportent peu ou pas d'erreurs de lecture du débitmètre afin de s'assurer que le calage ne se base pas sur des mesures erronées. Le calage de l'hydrogramme a été réalisé avec des événements comportant des hydrogrammes complets. Une validation a ensuite été réalisée à l'aide d'événements pluvieux différents de ceux ayant servi au calage afin de déterminer si le

modèle représente adéquatement le comportement moyen du site de PP. La liste des événements utilisés pour chacune de ces étapes est présentée aux sections 4.3.1 et 4.3.2 respectivement.

3.4 Modèle de conception améliorée

Comme les données de pluie et de débit ont été récoltées sur un seul site de pavage perméable, il est intéressant de se demander si les performances mesurées pourraient être plus élevées dans une conception future.

Suite au calage, une recherche a été effectuée sur la manière d'améliorer les performances d'un pavage perméable. Les critères de performances choisis étaient l'augmentation du retard de pointe du débit ainsi que la réduction du débit de pointe et du volume total drainé. Les résultats du calage ont servi à évaluer quels paramètres étaient déterminants. L'effet de la variation de ces paramètres sur les performances du PP a été analysé pour les trois événements ayant servi au calage ainsi que pour l'événement ayant servi à la validation dite numérique (voir section 4.3.1).

Les résultats des sondages antérieurs au projet et ceux obtenus lors du calage ont démontré que le site de Stonedge comportait un sol en place particulièrement imperméable. Il était donc intéressant de vérifier si une réduction des volumes pouvait facilement être attendue dans une cellule de PP construite ailleurs, sur un sol plus perméable. Pour ce faire, le taux d'infiltration a été augmenté, virtuellement, jusqu'à obtenir une réduction des volumes de l'ordre de 15 à 20%. Enfin, le taux d'infiltration obtenu a été vérifié pour le comparer avec des valeurs typiques.

Les plans du site démontraient que le drain perforé situé dans la couche de stockage était appuyé au fond de l'ouvrage. Lors de la conception d'un ouvrage de rétention, la surélévation du drain permet d'augmenter la possibilité d'infiltrer de l'eau dans le sol (Collins et al. 2008). Afin de vérifier si le volume d'eau drainé pouvait être réduit, la distance entre le fond de l'ouvrage et la partie la plus basse du drain a été augmentée de 50 mm.

La troisième caractéristique qui semblait pouvoir facilement être améliorée était la quantité de drains perforés. En effet, comme il est possible de le remarquer sur le plan de drainage du site de Stonedge à la Figure 3.12, le réseau est composé d'un grand nombre de drains perforés laissant soupçonner que le site est surdrainé. Le coefficient de drain est un paramètre qui regroupe plusieurs caractéristiques des drains perforés et qui dicte la vitesse à laquelle l'eau est évacuée de la couche de stockage du PP. Le scénario testé a été de réduire le coefficient de drain de moitié; ce qui représente une réduction de la moitié de la quantité de drains.

3.5 Implantation dans des secteurs urbains réels

Afin de vérifier l'impact de l'implantation de pavages perméables en milieu urbain, un modèle représentant un réseau de drainage de secteurs réels d'une ville québécoise a été utilisé. Des cellules de PP, ayant les caractéristiques du modèle de conception améliorée, ont été implantées. Puis, l'impact de cette implantation sur le comportement hydraulique du réseau a été vérifié.

3.5.1 Secteur à l'étude

Le modèle utilisé représente un secteur urbain d'une superficie de 647 ha comportant environ 118 km de conduites. Ce secteur comporte principalement des zones industrielles, commerciales et résidentielles. Presque tout le secteur se draine vers le même exutoire pluvial situé au nord-est du site tel que présenté à la Figure 3.15.

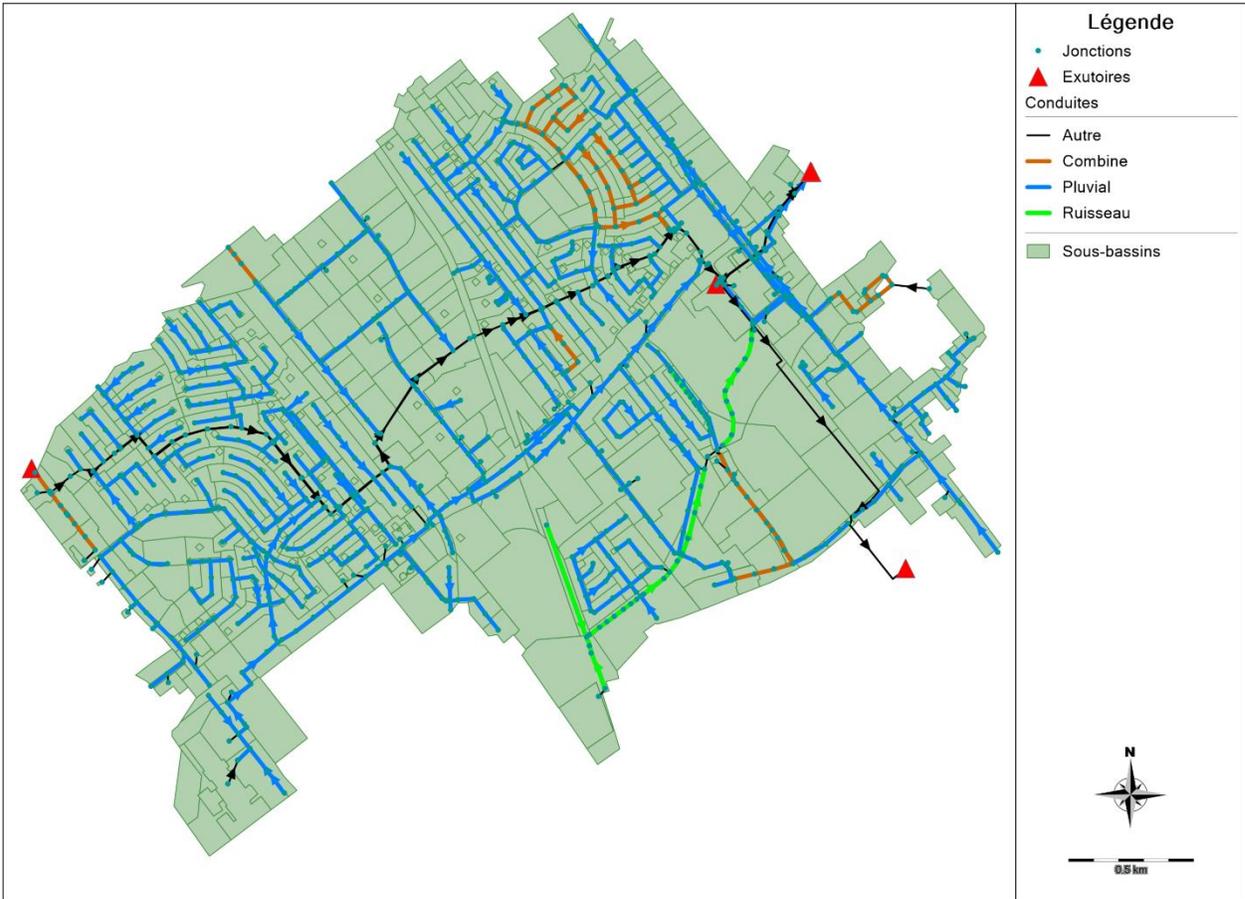


Figure 3.15 Modèle hydrologique et hydraulique du secteur étudié

Le secteur étudié est drainé par des réseaux unitaires et séparatifs. À la Figure 3.15, les conduites unitaires sont illustrées en orangé et les conduites pluviales en bleu alors que les traits verts représentent les fossés et les ruisseaux. Les conduites sanitaires ne sont pas affichées. Les secteurs qui ont été choisis aux fins de l'étude sont, dans un premier temps, des secteurs en réseau unitaire (conduites couleur orangé) comportant un ouvrage de surverse et, dans un second temps, des secteurs en réseau séparatif comportant des problématiques d'inondation de surface. Chacun de ces secteurs devant comporter des stationnements pouvant être remplacés virtuellement par des ouvrages de pavage perméable. Afin de déterminer les secteurs en réseau séparatif pour l'analyse, la technique suivante a été utilisée : le taux d'imperméabilité des sous-bassins a d'abord été vérifié; ceux comportant les taux les plus élevés ont été jugés comme plus

intéressants pour l'implantation virtuelle de PP. Le taux d'imperméabilité correspond à la surface imperméable divisé par la surface totale du sous-bassin et peut servir d'indice sur la quantité de surfaces bâties et donc sur la proportion du bassin qui ne laisse aucune infiltration (EPA 2016). Ce taux entre dans les calculs de la fraction ruisselée lors de la simulation d'un événement pluvial. Sur la Figure 3.16, plus la couleur du sous-bassin tend vers le rouge plus celui-ci est imperméable. Par la suite, une pluie Chicago modifiée de récurrence 2 ans et d'une durée de 3 h (présentée à l'ANNEXE IV) a été utilisée comme intrant au modèle afin d'identifier les nœuds (i.e. les regards pluviaux) enregistrant des inondations de surface pour cette pluie. Les pluies de type Chicago modifiée peuvent être recommandées pour évaluer une conception face à un niveau de protection souhaité. Le guide de gestion des eaux pluviales (MDDEP 2011) recommande une période de retour comprise entre 2 ans et 10 ans pour la conception de réseau pluvial. Encore une fois, les secteurs avec les valeurs les plus élevées ont été jugés comme les plus intéressants; ceux-ci sont représentés par des pois jaunes, orangés ou rouges sur la Figure 3.16.

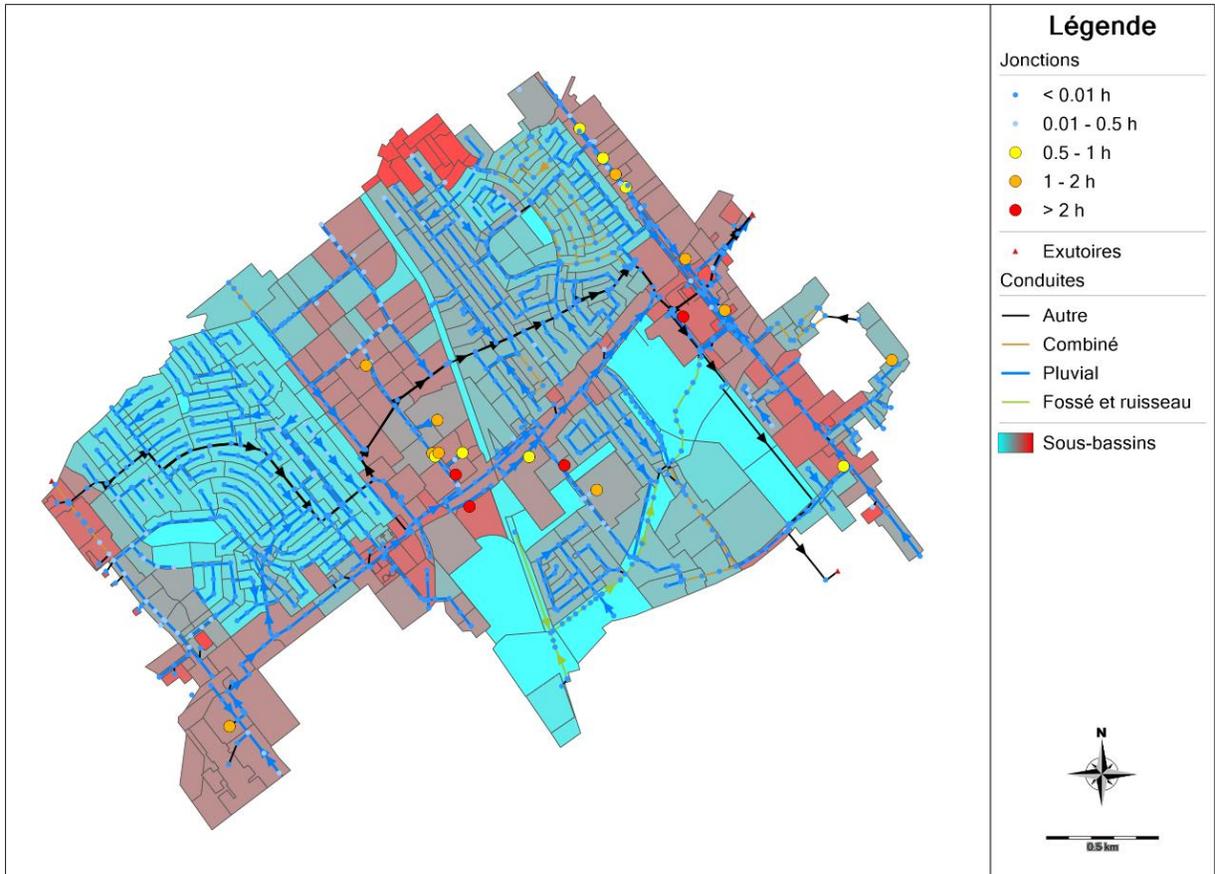


Figure 3.16 Modèle hydrologique et hydraulique du secteur étudié, imperméabilité des sous-bassins et durée d'inondation de surface lors d'une pluie Chicago modifiée de récurrence 2 ans et d'une durée de 3 h.

Suite à cette analyse préliminaire, quatre secteurs ont été retenus pour évaluer l'impact du PP en milieu urbain. Les secteurs choisis comportent une grande quantité de stationnements pouvant être remplacés par des unités de pavage perméable. Il y a deux secteurs en réseau séparatif, nommés Industriel 1 et Industriel 2, et deux secteurs en réseau unitaire. Leurs caractéristiques sont présentées au Tableau 3.3 et leur emplacement est localisé sur la Figure 3.17.

Tableau 3.3 Caractéristiques des secteurs où du PP a été implanté virtuellement

Secteur	Type de réseau	Superficie du sous-bassin (ha)	Superficie PP (ha)	Taux de PP (%)
Industriel 1	Séparatif	13,7	6,35	46
Industriel 2	Séparatif	14,4	6,46	45
Unitaire 1	Unitaire	5,8	1,52	26
Unitaire 2	Unitaire	9,7	1,74	18

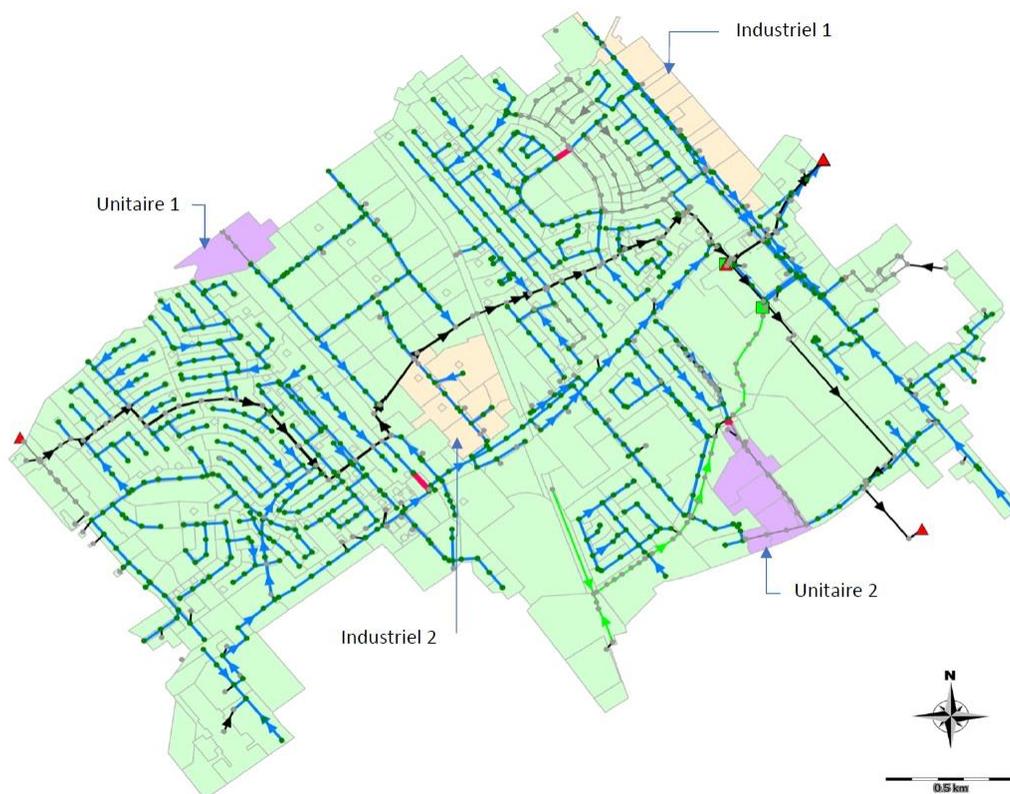


Figure 3.17 Localisation des secteurs étudiés

Les deux secteurs en réseau unitaire sont des secteurs à risque de surverses; ils comportent à leur exutoire un ouvrage de trop-plein. Les résultats sur les surverses ont été évalués par année allant du 1^{er} mai au 30 novembre pour concorder avec les dates d'évaluation des objectifs environnementaux de rejet (OER) (MDDEP 2007). Le nombre de surverses a été quantifié de la manière suivante : un événement de surverse correspondait à une période de 24 h durant laquelle un débit supérieur à une valeur seuil, établie à 0,001 L/s, était enregistré dans la conduite de surverse lors des simulations. Le volume de surverse correspond au total du volume transité par la conduite de surverse durant la période d'étude. La protection des cours d'eau récepteurs est aussi améliorée par une diminution du temps de contact avec les affluents pollués; il est donc intéressant de vérifier la durée des surverses (MDDEP 2007). Celle-ci correspond au temps total durant lequel le débit dans la conduite de surverse était supérieur à la valeur seuil de 0,001 L/s lors des simulations.

Concernant les ouvrages de trop-plein régulant ces secteurs, le plan directeur de la ville a exposé les commentaires qui suivent. Le trop-plein situé en aval du sous-bassin unitaire 1 a été conçu pour diriger les débits unitaires drainés en temps de *pluie intense* vers le réseau pluvial. Les OER sont fixés à UPFB3 soit trois débordements permis en temps de pluie ou de fonte, entre le 1^{er} mai et le 30 novembre de chaque année. Le trop-plein situé en aval du sous-bassin unitaire 2 a été conçu pour diriger la *grande majorité* des débits unitaires drainés en temps de pluie vers le cours d'eau. Le débit maximal collecté par le réseau sanitaire de ce secteur est de 57 L/s, régularisé à l'aide d'un orifice de 250 mm de diamètre. Les OER sont fixés à UPFB7 : sept débordements permis en temps de pluie ou de fonte, entre le 1^{er} mai et le 30 novembre de chaque année.

3.5.2 Scénarios de pavage perméable

Une fois les secteurs choisis, des scénarios d'implantation de pavage perméable ont été créés. La façon de procéder est la suivante : pour chacun des sous-bassins des secteurs choisis, la surface correspondant à des stationnements a été mesurée et une unité de pavage perméable correspondant à la même surface y a été implantée. Le coefficient de

ruissellement des sous-bassins n'a pas été réajusté suite à l'implantation du PP, ce qui est considéré comme conservateur.

Les scénarios de pavage perméable suivants ont été simulés :

- P0 : aucun pavage perméable;
- P1 : dans les secteurs choisis, les stationnements sont remplacés par des pavages perméables représentés par le modèle de conception améliorée.

Le modèle de conception améliorée a été choisi pour les simulations puisque dans une construction future, c'est ce type de conception qui serait à privilégier.

3.5.3 Scénarios de pluie

Plusieurs scénarios de pluie ont aussi été utilisés, soit en simulations continues ou événementielles. Trois types de scénarios de pluie ont été appliqués : les pluies annuelles, synthétiques et événementielles. La pluie annuelle consiste en une pluie mesurée en continu, à un pas de temps d'une minute, du 1^{er} mai au 30 novembre pour les années de 2004 à 2011. Le pluviomètre utilisé est situé à environ 5 km des secteurs modélisés. La pluie synthétique choisie est la pluie Chicago modifiée d'une durée de trois heures; les récurrences de 2 ans et de 10 ans ont été utilisées. Cette pluie a été simulée avec un pas de temps d'une minute. Les pluies événementielles sont représentées par quatre événements isolés qui sont variés en intensité et en durée. Ces événements proviennent des données récoltées à Chambly lors de la campagne de mesure et ont servi à faire le calage et la validation du modèle de pavage perméable. Ces pluies ont également été simulées à un pas de temps d'une minute. Le choix de ces types de scénarios repose sur le fait que le guide de gestion des eaux pluviales (MDDEP 2011) recommande une période de retour comprise entre 2 ans 10 ans pour la conception de réseau pluvial et que les pluies Chicago modifiées peuvent être recommandées pour évaluer une conception face à un niveau de protection souhaité. De plus, le guide spécifie que l'utilisation de pluies historiques, de durées et d'intensité variables, devrait être une bonne pratique pour valider les valeurs de débits et de volumes de ruissellement

obtenues avec les pluies synthétiques. Le Tableau 3.4 résume les caractéristiques de ces pluies tandis que l'ensemble de leurs hyétogrammes est présenté à l'ANNEXE IV.

Tableau 3.4 Caractéristiques des scénarios de pluie

Type de scénario	Nom du scénario	Précipitation totale	Intensité maximale sur 5 minutes
		(mm)	(mm/h)
Annuel	2004	436,3	106,4
	2005	758,0	70,0
	2006	939,4	140,6
	2007	518,6	92,8
	2008	570,1	75,8
	2009	566,9	68,3
	2010	769,1	112,1
	2011	646,8	104,2
Synthétique	2 ans	29,5	58,2
	10 ans	43,1	116,3
Événementiel	No 1 - 2015-10-28	30,6	9,6
	No 3 - 2015-11-06	3,2	7,2
	No 10 - 2016-07-23	14,2	62,4
	No 13 - 2016-08-16	65,2	45,6

Pour chacun de ces scénarios de pluie, les points suivants ont été vérifiés pour les secteurs unitaires : le nombre, la durée et le volume de surverse; pour les secteurs séparatifs : les débits et volumes rejetés; et pour tous les secteurs : la durée et la fréquence d'inondation de surface.

L'ensemble des combinaisons de ces scénarios de pluie et de PP permettra de déterminer l'impact de l'implantation de pavage perméable en milieu urbain.

4 RÉSULTATS ET DISCUSSION

Ce chapitre présente d'abord, à la section 4.1, le bilan sur les capacités d'infiltration obtenues suite aux tests effectués sur les cinq sites étudiés. Puis, il détaille le bilan hydrologique réalisé sur le site Stonedge à la section 4.2. S'ensuit, à la section 4.3, la modélisation de ce même site à l'aide du module LID du logiciel PCSWMM. Ensuite, la section 4.4 explique la manière dont les performances du modèle de PP ont pu être améliorées. Finalement, l'influence du PP sur le comportement hydrique a été évaluée pour un modèle urbain réel à la section 4.5.

4.1 Caractérisation de la capacité d'infiltration

Les taux d'infiltration obtenus suite aux tests effectués aux cinq sites à l'étude sont présentés à la Figure 4.1; les valeurs détaillées sont inscrites au Tableau 7.1 de l'ANNEXE V.

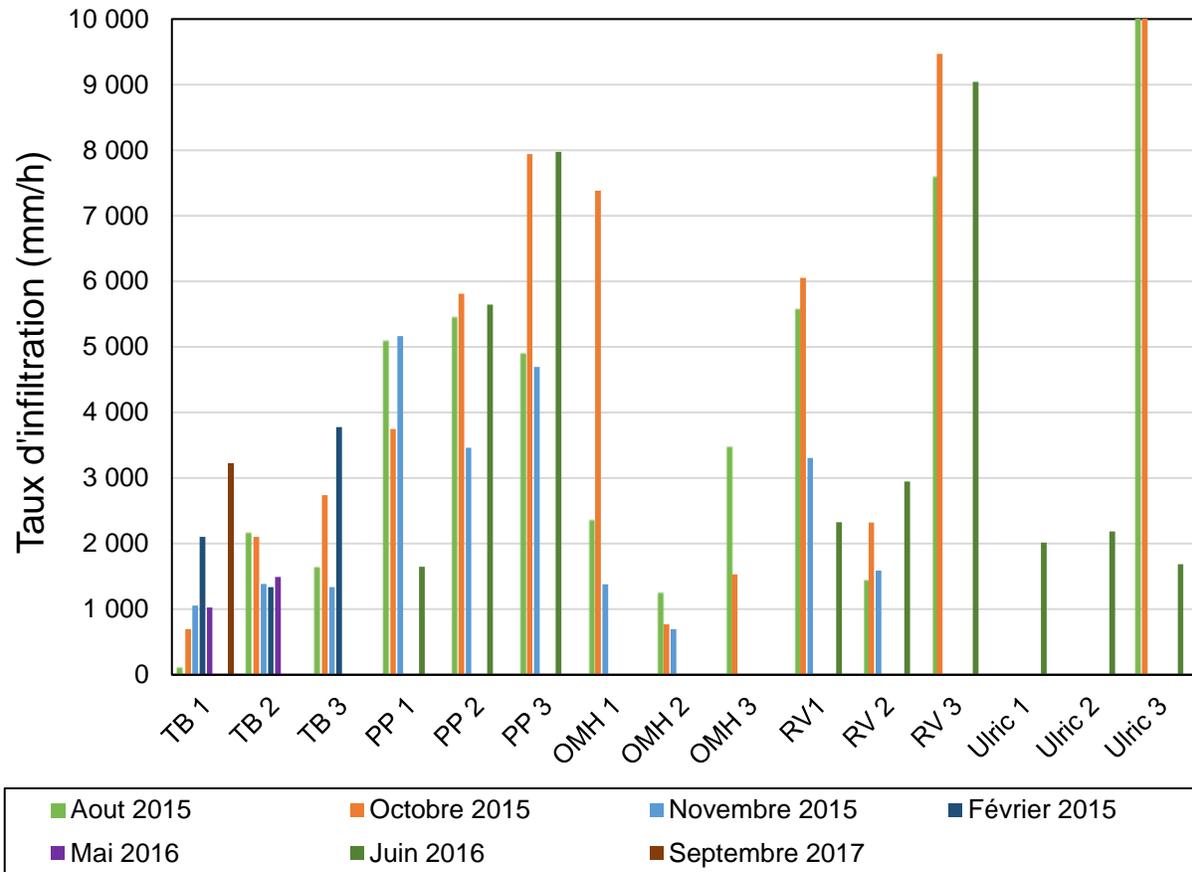


Figure 4.1 Taux d'infiltration mesurés aux cinq sites d'études (note : les taux mesurés au point Ulric 3 en août et octobre 2015 sont de 23 121 mm/h et 18 065 mm/h respectivement).

Trois tests ont été effectués à chacun des sites à différentes dates. Tous les sites n'ont pas été testés à la même fréquence, mais chaque site a été testé au moins trois fois. Les résultats des tests démontrent un taux d'infiltration variant entre 698 mm/h et 23 121 mm/h. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celles citées dans des études antérieures pour des sites de PPAB, p.ex. : une moyenne de 20 000 mm/h et jusqu'à 40 000 mm/h dans Bean et al. (2007); 4 000 mm/h dans CIRIA (2007; cité dans Hess et Ibe, 2011); et plus de 1 000 mm/h après 9 ans sans entretien dans Pratt et al. (1995). À titre de référence, l'intensité d'une pluie de récurrence 100 ans d'une durée de 15 min à Montréal est d'environ 130 mm/h (Mailhot *et al.*, 2014). Les capacités obtenues à Stonedge sont bien au-delà de cette valeur et sont donc considérées élevées. Une valeur plus faible a été mesurée au site TB1 et correspond à une localisation située très près d'une bordure, qui a pu se colmater plus facilement. En revanche, les endroits très

passants (p.ex : TB3) ont démontré un taux d'infiltration élevé. Aucune corrélation n'a pu être établie entre les valeurs obtenues et la saison. En effet, les taux d'infiltration sont restés très élevés même en hiver à des températures sous zéro.

Certaines observations ont aussi été prises en note lors des visites. L'absence de bordures surélevées entre le PP et la surface connexe favorisait la contamination par les particules fines et semblait contribuer à accélérer le colmatage des joints. À cet effet, la Figure 4.2 démontre bien que vis-à-vis d'une surface en particules fines, les joints du pavage perméable se colmatent plus rapidement. Cette situation est localisée et n'entrave pas les performances globales du site (Bogwardt 2006). Par contre, il est important de considérer ce phénomène lors de la conception.



Figure 4.2 Section de pavage perméable partiellement colmatée par les apports d'une surface connexe

Par ailleurs, la surface des sites de PP ne semble pas subir de déformations causées par les cycles de gel et de dégel. Ceci peut s'expliquer par le fait que la très grande porosité de la fondation n'est pas propice à la formation de lentilles de glace, qui est normalement source de déformation de surface (Huang *et al.*, 2012). Les visites réalisées en hiver confirment que le pavage reste perméable même en présence de gel. À cet effet, les Figure 4.3 et Figure 4.4 montrent bien que lors de la fonte, le PP draine efficacement

l'eau tandis que le pavage traditionnel affiche une accumulation d'eau qui, lors d'un refroidissement subséquent, peut se transformer en glace.

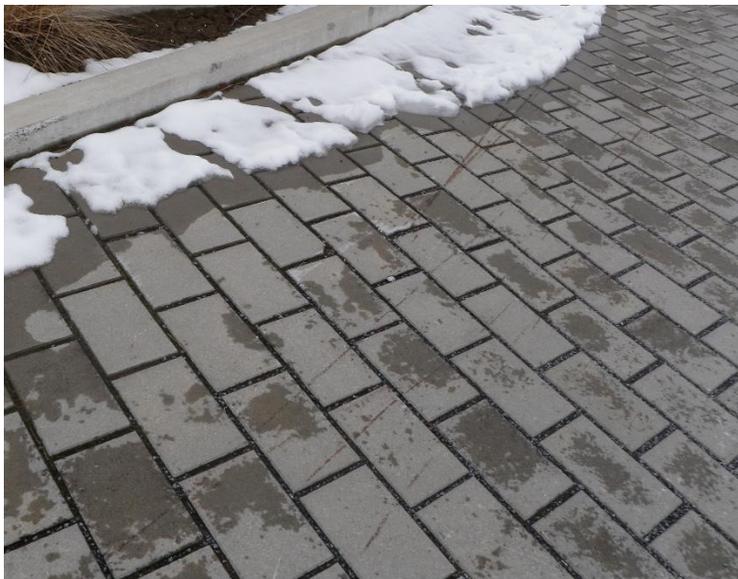


Figure 4.3 Eau de fonte bien drainée sur le pavage perméable



Figure 4.4 Accumulation de l'eau de fonte sur le pavage traditionnel non perméable

Finalement, en plus d'être environs du même âge, les sites sont tous relativement récents. Il a donc été impossible de vérifier l'évolution de leur état en fonction des années.

4.2 Bilan hydrologique sur un site de pavage perméable construit

Cette section présente le bilan des données de pluie et de débit récoltées sur le site Stonedge de la compagnie Techo-Bloc.

4.2.1 Données de pluie

Le pluviomètre installé au site d'étude a été en fonction du 24 septembre 2015 au 19 janvier 2016, du 8 avril 2016 au 22 décembre 2016 et du 24 avril 2017 au 29 septembre 2017. L'appareil était éteint lors de la saison hivernale. Ces périodes ont permis de récolter une grande variété d'événements. Par contre, dû à des problèmes techniques, il a parfois été impossible de communiquer avec l'enregistreur de données du pluviomètre, rendant difficiles la prise de données et le suivi de la charge de la batterie. Pour cette raison, les données de pluie manquent pour certaines périodes. Le Tableau 4.1 relate les périodes où des données de pluie sont disponibles.

Tableau 4.1 Périodes de disponibilité des données de pluie

Date de début	Date de fin	Durée (d)
2015-09-24	2016-01-19	117
2016-06-13	2016-10-19	128
2016-11-11	2016-12-22	41
2017-04-24	2017-09-29	158

Le bilan de chacun des événements pluvieux recueillis est présenté à la section 4.2.3.

4.2.2 Données de débit

Une sonde niveau-vitesse était installée à l'exutoire du site étudié. Cet appareil fonctionne avec l'effet Doppler; par conséquent, les mesures peuvent être entravées par des perturbations. D'autre part, selon les spécifications du fabricant, en raison des caractéristiques de la sonde, un niveau inférieur à 25,4 mm n'est pas détecté. Ces deux situations expliquent en partie les fréquentes pertes de signal rencontrées et les erreurs de mesure à faible niveau. À cet effet, le débitmètre a été testé dans une baignoire pour

valider si les limites de mesure des niveaux d'eau correspondaient aux limites indiquées par le fabricant. Il s'est avéré que la limite de détection de l'appareil était de 26 mm. L'appareil récoltait les données de niveau en mètre et les données de vitesse en m/s. Le logiciel Greyline Logger v.2.86, fourni avec l'appareil, a servi pour convertir ces données en débit (L/s).

Plusieurs types d'erreurs ont été remarqués lors de l'analyse des valeurs de débit. Certains événements comportaient des irrégularités au niveau de la vitesse mesurée. Ce phénomène se traduisait souvent par une alternance entre des valeurs attendues et des valeurs semblant être aberrantes. La Figure 4.5 montre un exemple de ce type d'erreur. Les valeurs considérées comme aberrantes sont celles qui, pour une même valeur de niveau, ont une vitesse deux fois plus élevée que la valeur précédente et la valeur suivante. Pour l'événement no 13, suivi d'un astérisque au Tableau 4.3 ci-après, les valeurs considérées aberrantes ont été éliminées. Ce phénomène s'est aussi traduit, pour d'autres événements, par une alternance entre des valeurs de vitesse de 0 m/s et des valeurs non nulles suivant une courbe régulière, tout en affichant des mesures de niveau stables. Pour ces événements, une estimation de l'hydrogramme réel a été réalisée en supprimant les valeurs nulles mesurées. Par souci de rigueur, les résultats obtenus avec les données non modifiées ont quand même été considérés et sont présentés dans ce qui suit comme étant les résultats « avec 0 », les résultats obtenus avec les débits modifiés étant présentés comme « sans 0 ».

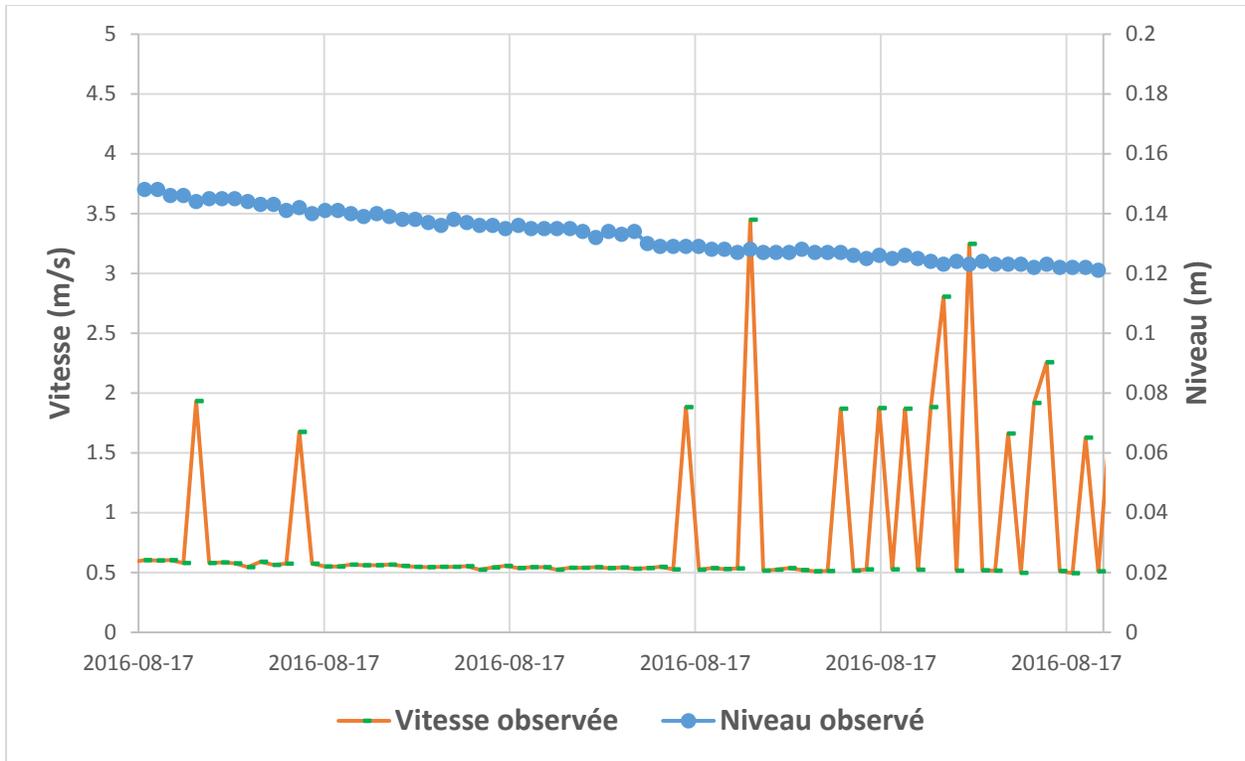


Figure 4.5 Exemple d'erreur de lecture de vitesse

Un autre type d'erreur remarquée s'est traduit par des erreurs dans le temps au niveau des dates; plusieurs mesures pour la même date-heure étaient enregistrées. Afin d'éviter toute erreur au sujet du moment réel de la prise de mesures, toutes les données avec plus d'une même date-heure n'ont pas été retenues. Le Tableau 4.2 relate les périodes où des données de débit pouvant être utilisées étaient disponibles.

Tableau 4.2 Périodes de disponibilité des données de débit

Date de début	Date de fin	Durée (d)
2015-10-09	2015-10-11	2
2015-10-16	2015-10-21	5
2015-10-22	2015-10-24	2
2015-10-27	2015-11-04	8
2015-11-05	2015-11-15	10
2015-11-23	2015-12-02	9
2015-12-18	2015-12-26	8
2016-04-08	2016-04-17	9
2016-04-25	2016-05-01	6
2016-05-10	2016-05-19	9
2016-05-25	2016-06-01	7
2016-06-06	2016-06-15	9
2016-06-29	2016-07-02	3
2016-07-04	2016-07-07	3
2016-07-20	2016-08-05	16
2016-08-12	2016-08-21	9
2016-08-30	2016-09-08	9
2016-09-12	2016-09-21	9
2016-09-27	2016-10-07	10
2016-10-19	2016-10-22	3
2016-11-11	2016-11-16	5
2016-11-28	2016-12-01	3
2017-06-08	2017-06-15	7
2017-07-26	2017-08-02	7
2017-08-17	2017-08-22	5

4.2.3 Événements pluvieux

Les données de pluie et les données de débit ont été analysées pour savoir quelles périodes comprenaient des données coïncidentes, valides, de pluie et de débit. Le graphique de la Figure 4.6 montre une ligne du temps représentant les périodes où les données de pluie et de débit étaient disponibles. Les données simultanées ont ensuite été combinées en événements pluvieux.

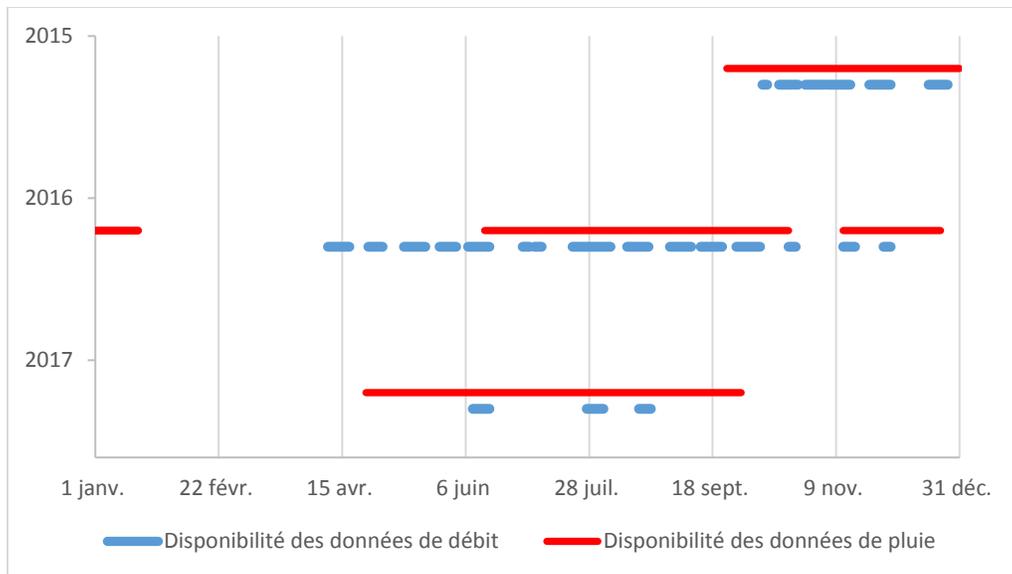


Figure 4.6 Périodes de disponibilité des données de pluie et de débit

Pour chacun de ces événements, diverses caractéristiques, présentées au Tableau 4.3, ont été calculées. Dans ce tableau, le volume ruisselé correspond au total du débit mesuré pendant l'événement, divisé par l'aire de la superficie drainée. Le pourcentage ruisselé est le rapport entre le volume ruisselé et le volume de pluie, tandis que le décalage des pointes est la période écoulée entre la valeur maximale du débit et la pointe de la pluie. Certains événements ne comportent pas de valeur de décalage de pointe parce que l'événement pluvieux était relativement constant et ne comportait pas de valeur spécifique de pointe. L'ensemble des graphiques comprenant l'hydrogramme et le hyétogramme de chacun des événements est présenté à l'ANNEXE VI.

Tableau 4.3 Événements pluvieux récoltés au site Stonedge

No	Début pluie	Fin débit	Durée pluie (h)	H tot. pluie (mm)	I _{moy} (mm/h)	I _{max 5 min} (mm/h)	V ruisselé (mm)		% ruisselé		Décalage pointe
							Avec 0	Sans 0	Avec 0	Sans 0	
1	2015-10-28 14 h 08	2015-10-30 01 h 13	23,7	28,0	1,2	9,6	20,8	22,0	74	78	2 h 45; 2 h 20
2	2015-11-01 08 h 10	2015-11-02 08 h 34	9,7	8,2	0,8	26,4	1,5	2,0	18	24	-
3	2015-11-06 12 h 35	2015-11-06 14 h 36	1,3	3,2	2,5	0,8	0,1	0,1	4,5	4,5	4 min
4	2015-11-12 13 h 10	2015-11-14 15 h 10	35,0	20,6	0,6	12,0	5,9	7,9	29	38	17 min
5	2015-11-27 10 h 10	2015-11-28 02 h 55	13,3	13,2	1,0	7,2	2,9	3,5	22	26	3 h
6	2015-12-21 12 h 17	2015-12-23 00 h 11	32,5	11,8	0,4	9,6	0,5	0,7	4	6	-
7	2015-12-23 21 h 13	2015-12-24 16 h 38	3,9	6,8	1,7	9,6	0,4	0,9	6	14	-
8	2016-07-02 01 h 41	2016-07-03 08 h 15	1,0	4,6	4,6	9,6	0,5	0,6	10	13	13 min
9	2016-07-22 01 h 14	2016-07-22 17 h 05	0,5	5,0	10,1	19,2	0,4	0,5	8	10	25 min
10	2016-07-23 12 h 09	2016-07-24 09 h 24	3,0	14,2	4,8	62,4	9,2	9,7	65	68	36 min
11	2016-07-25 09 h 59	2016-07-25 18 h 15	7,1	3,0	0,4	12,0	0,1	0,1	3	3	21 min
12	2016-07-28 01 h 20	2016-07-28 02 h 20	0,1	1,0	10,3	9,6	0,05	0,05	5	5	24 min
13*	2016-08-16 12 h 51	2016-08-17 07 h 46	12,1	65,2	5,4	3,8	66,0	70,6	101	108	4 h 42
14	2016-08-31 03 h 48	2016-08-31 04 h 46	0,4	1,4	3,2	4,8	1,05	1,09	75	78	27 min
15	2016-09-26 23 h 59	2016-09-27 22 h 53	22,5	4,6	0,2	0,6	0,07	0,07	2	2	29 min
16	2017-06-12 05 h 36	2017-06-12 07 h 46	0,2	2,2	13,2	14,4	0,08	0,08	4	4	4 min
17	2017-08-18 06 h 07	2017-08-18 22 h 14	5,9	25,8	4,4	13,0	15,9	18,0	62	70	51 min

Les résultats présentés au Tableau 4.3 révèlent les faits suivants : les événements retenus varient de 1 à 65,2 mm, de 0,1 à 35 h, le décalage des pointes, de 4 min à 4h 42 et la fraction ruisselée, de 2 à 74 %. Un temps de réponse plus long et une fraction ruisselée plus faible contribue à réduire les risques de surcharge et de surverse. La valeur irréaliste de la fraction ruisselée de l'événement no 13 est expliquée par le fait que les données de débit pour cet événement comportent plusieurs erreurs de lecture (qui ont été corrigées), tel qu'expliqué à la section 4.2.2. Par contre, la partie centrale de l'hydrogramme de cet événement semblait ne comporter pratiquement pas d'erreurs; c'est pourquoi cet événement a été conservé (voir Figure 4.7).

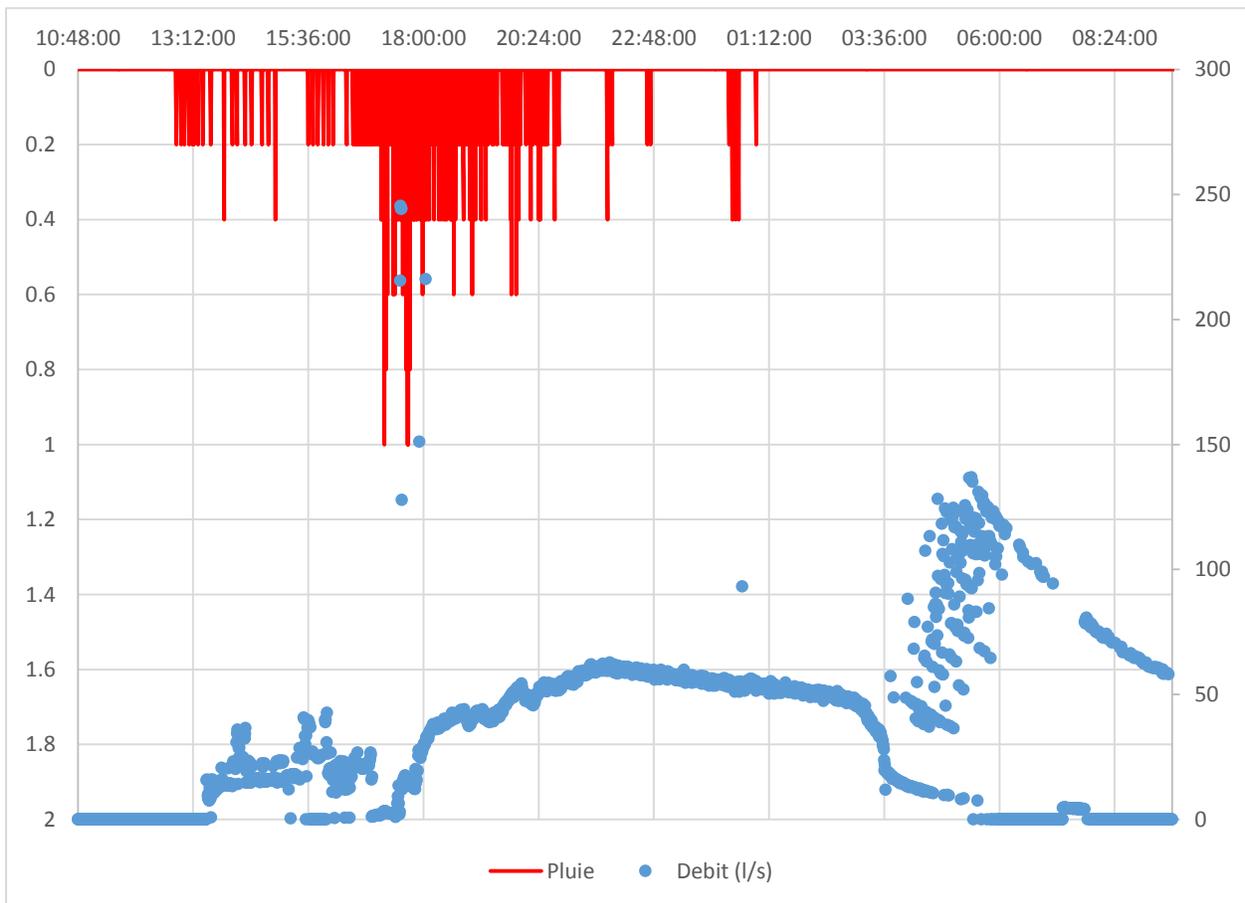


Figure 4.7 Hydrogramme et hyétogramme de l'événement no 13 avec données aberrantes (non corrigées)

Suite à la validation des données et à la correction des erreurs, lorsque nécessaire, le choix des événements à conserver pour chaque étape de l'analyse a été fait. Le Tableau 4.4 montre quels événements ont servi pour chacune des étapes. De plus, il indique quel type d'erreur a été rencontré, le cas échéant, pour chacun des événements. La période de retour de chacun de ces événements a été déterminée à l'aide des courbes IDF de la station de l'aéroport de Montréal (Mailhot 2014). La récurrence trouvée pour l'ensemble des événements est de moins de 1 :2 ans, à l'exception de l'événement no. 13 qui est de 1 :25 ans.

Tableau 4.4 Utilisation des événements lors de la création du modèle et type d'erreur rencontré

No	Date événement	H tot. pluie (mm)	Calage volume	Calage de l'hydrogramme	Validation numérique	Validation visuelle	Type d'erreur
1	2015-10-28	28,0	x	x			2
2	2015-11-01	8,2	x				2; 3
3	2015-11-06	3,2	x	x			
4	2015-11-12	20,6					2; 4
5	2015-11-27	13,2				x	2; 4
6	2015-12-21	11,8					2; 4
7	2015-12-23	6,8					2; 4
8	2016-07-02	4,6					2; 4
9	2016-07-22	5,0				x	2
10	2016-07-23	14,2			x		2
11	2016-07-25	3,0				x	
12	2016-07-28	1,0	x				
13*	2016-08-16	65,2		x			1, 2
14	2016-08-31	1,4	x				2
15	2016-09-26	4,6					4
16	2017-06-12	2,2					
17	2017-08-18	25,8					2; 4

Type d'erreur

- 1 Données aberrantes corrigées
- 2 Valeurs nulles corrigées
- 3 Anachronisme
- 4 Événement incomplet

4.3 Modélisation du site de pavage perméable de Stonedge

Le modèle construit pour simuler l'écoulement dans le PP à Stonedge comprend trois sous-bassins, un nœud, une conduite et un exutoire. Le schéma de ce modèle est présenté à la Figure 4.8. Les dimensions (26 575 m²) et la géométrie du sous-bassin principal ont été prises sur les plans de construction du site. Les deux sous-bassins plus petits (1 585 m² au total) sont construits en pavage traditionnel et leurs dimensions et leur géométrie ont été transmises par la compagnie Techo-Bloc. Les conduites secondaires n'ont pas été modélisées pour simplifier l'implantation d'unités de pavage perméable dans le modèle en milieu urbain. Par souci de rigueur, un modèle contenant des drains secondaires a été utilisé afin de vérifier si l'omission d'intégrer ces conduites au modèle influençait les résultats du modèle. Les résultats du modèle avec conduites secondaires différaient de 0,2% sur les débits de pointe et de 0,1% du volume total, en moyenne, par rapport au modèle sans conduites secondaires, sur une simulation de 11 événements différents. Les conduites perforées n'ont pas, non plus, été modélisées puisque leur effet est considéré dans les paramètres du drain du module LID. En effet, le coefficient de drain est déterminé selon le nombre de drains, l'espacement entre les drains et le taux de perforation (voir ANNEXE II).

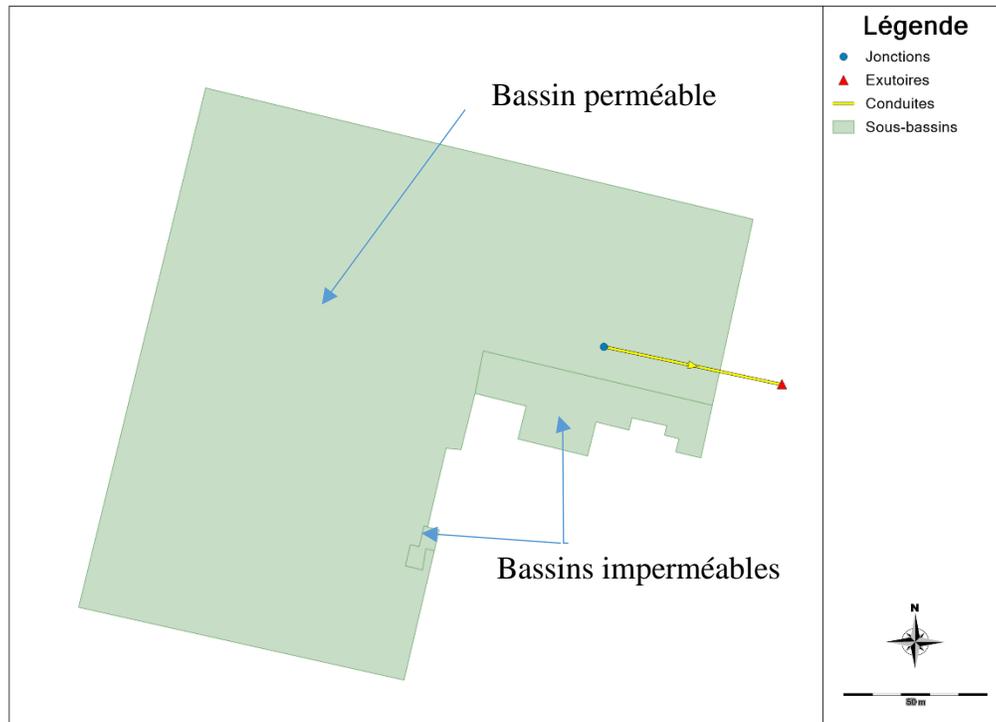


Figure 4.8 Représentation du modèle PCSWMM du site Stonedge

4.3.1 Calage du modèle

Comme décrit à la section 3.3.1, le calage des paramètres inconnus s’est déroulé en deux étapes. La première étant de caler les paramètres influençant le volume, la seconde étant de caler ceux ayant une incidence sur la variation du débit dans le temps. Avant de procéder à la deuxième étape, une analyse de sensibilité a été réalisée avec les paramètres concernés; la méthode de cette analyse est décrite ci-après et les résultats sont présentés à l’ANNEXE VII.

Calage du volume

La première étape du calage du volume s'est déroulée uniquement par calculs sur classeur Excel. Les volumes de pertes (voir définition ci-après) simulés et observés ont été comparés entre eux. La comparaison des volumes de pertes a été choisie plutôt que celle des volumes rejetés pour minimiser les calculs requis pour le calage. Pour ce faire, le carré de l'erreur relative a été minimisé.

Le volume de pertes simulé est obtenu en additionnant les volumes correspondants à i) l'exfiltration par le sol, ii) celui capté par la couche de sol en zone perméable et iii) celui infiltré par les zones en pavage traditionnel. Le volume de pertes mesuré correspond au volume de pluie soustrait du volume rejeté. Les équations suivantes sont obtenues:

$$Vp_s = (V_{ex} + V_{sol} + V_{trad}) \quad (8)$$

$$Vp_m = (V_p - V_r) \quad (9)$$

$$V_{ex} = \begin{cases} Dq \cdot K_{3s} \cdot A_{pp}, & Hp > ((\theta_{cc} - \theta_{pf}) \cdot H_{sol}); \\ 0, & Hp \leq ((\theta_{cc} - \theta_{pf}) \cdot H_{sol}); \end{cases} \quad (10)$$

$$V_{sol} = A_{pp} \cdot \min(H_p, H_{sol} \cdot (\theta_{cc} - \theta_{pf})) \quad (11)$$

$$V_{trad} = 1 - (Cr \cdot H_p \cdot A_{trad}) \quad (12)$$

où :

A_{trad} = aire de la zone en pavage traditionnel (mm²);

A_{pp} = aire de la zone en pavage perméable (mm²);

Cr = coefficient de ruissellement;

Dp = durée de l'événement de pluie (h);

Dq = durée de l'événement de débit (h);

H_p = hauteur totale de pluie (mm);

H_{sol}	=	épaisseur de la couche de sol (mm);
K_{3s}	=	taux d'exfiltration du fond de l'ouvrage du PP (mm/h);
θ_{cc}	=	capacité capillaire;
θ_{pf}	=	point de flétrissement;
V_{ex}	=	volume d'eau perdu par exfiltration par le fond de l'ouvrage du PP (mm ³);
V_{trad}	=	volume d'eau infiltré capté par les zones en pavage traditionnel (mm ³);
V_p	=	volume de pluie tombée (mm ³);
V_r	=	volume rejeté à l'exutoire du site (mm ³);
V_{sol}	=	volume d'eau capté par la couche de sol (mm ³);
V_{p_m}	=	volume de pertes mesurées (mm ³);
V_{p_s}	=	volume de pertes simulé (mm ³).

Selon ces équations, les paramètres à faire varier sont les quatre paramètres suivants : le taux d'exfiltration, la capacité capillaire, le point de flétrissement et le coefficient de ruissellement des zones en pavage traditionnel (voir ANNEXE II et ANNEXE III). Par définition, la capacité capillaire doit être égale ou supérieure au point de flétrissement et ces deux valeurs doivent être inférieures à celle de la porosité. Également, pour chacun de ces paramètres, les résultats devront être compris entre les valeurs qui suivent :

- taux d'exfiltration : 0,0 – 1,3 mm/h;
- capacité capillaire : 0,1 -0,25;
- point de flétrissement : 0,01 – 0,1;
- coefficient de ruissellement d'un pavage en brique : 0,8 - 1.

Ces plages de valeurs correspondent à celles retrouvées dans la littérature (MDDEP 2011, MDDELCC 2014 et EPA 2016).

Les cinq événements du Tableau 4.5 ont servi au calage du volume. Ils ont été choisis puisque ce sont les événements qui contenaient le moins d'erreurs de lecture du débitmètre.

Tableau 4.5 Événements pluvieux ayant servi au calage du volume

No de l'événement	Début pluie	Fin débit	H tot. pluie (mm)	Durée pluie (h)	V ruisselé (mm)	
					Avec 0	Sans 0
1	2015-10-28 14 h 8	2015-10-30 1 h 13	28,0	23,7	20,8	22,0
2	2015-11-01 8 h 10	2015-11-02 8 h 34	8,2	9,7	1,5	2,0
3	2015-11-06 12 h 35	2015-11-06 14 h 36	3,2	1,3	0,1	0,1
12	2016-07-28 1 h 20	2016-07-28 2 h 20	1,0	0,1	0,0	0,0
14	2016-08-31 3 h 48	2016-08-31 4 h 46	1,4	0,4	1,05	1,09

Les paramètres ont tout d'abord été calés manuellement. Afin de déterminer la direction à prendre pour les faire varier, un graphique 3D a été réalisé (Figure 4.9). Celui-ci présente la somme de l'erreur relative sur le volume de pertes, au total pour les cinq événements choisis, en fonction de la variation des paramètres. Pour simplifier le processus et faciliter l'affichage, la différence entre la capacité capillaire et le point de flétrissement a été utilisée comme variable, plutôt que de considérer ces deux variables séparément.

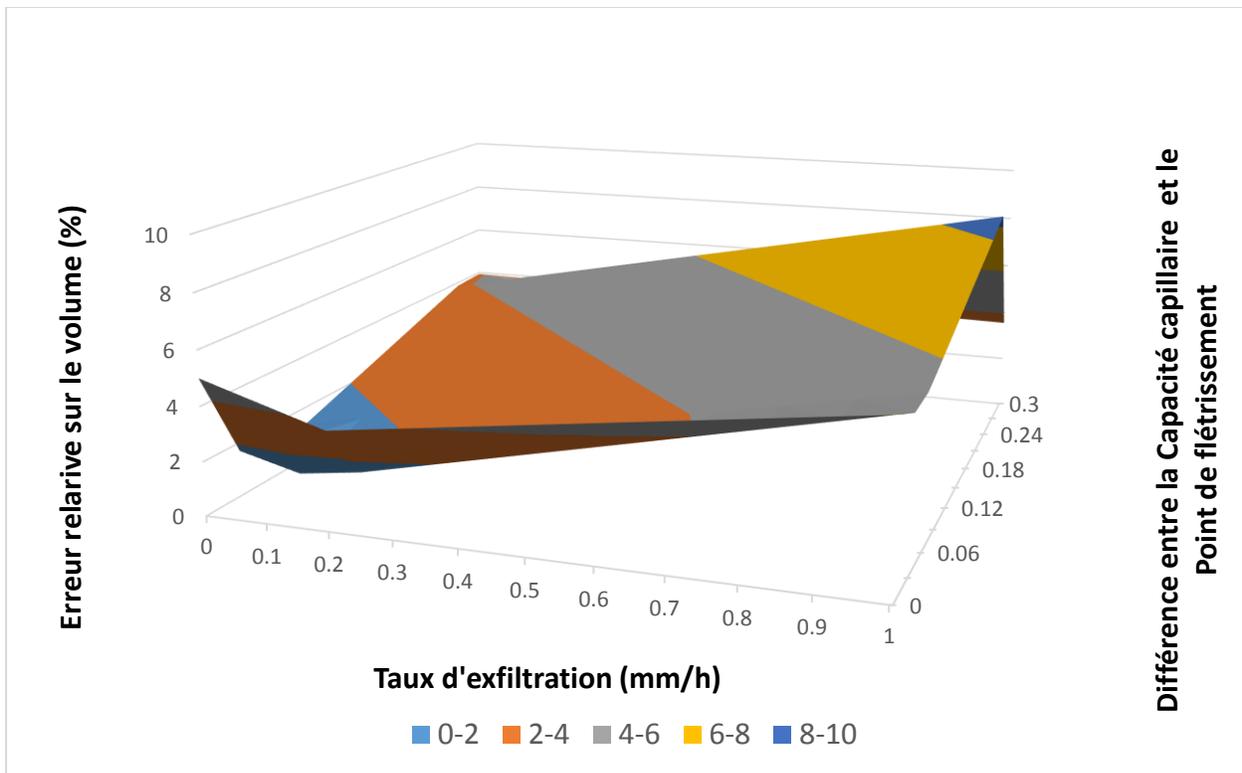


Figure 4.9 Erreur relative sur le volume de pertes selon la variation du taux d'infiltration et de la différence entre la capacité capillaire et le point de flétrissement

Il est donc plus facile de choisir les valeurs de départ des paramètres à caler en trouvant le point le plus bas de la surface. Ce même graphique a été produit pour plusieurs valeurs de coefficient de ruissellement des zones en pavage traditionnel. Ensuite, un calage plus fin a été réalisé avec l'outil valeur cible du logiciel Excel, où l'on tentait de minimiser la somme, pour les cinq événements, des carrés de l'erreur relative entre les volumes de pertes simulées et observées, en faisant varier les paramètres présentés. À la fin de ces deux étapes, les valeurs obtenues étaient les suivantes :

- taux d'exfiltration : 0,05 mm/h;
- capacité capillaire : 0,1535;
- point de flétrissement : 0,1;
- coefficient de ruissellement des zones en pavage traditionnel : 0,97.

Ces valeurs ont permis d'obtenir les résultats présentés au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Résultats du calage du volume

No de l'événement	Volume pluie (m ³)	Volume débit (m ³)	Volume de pertes observées (m ³)	Volume de pertes simulées (m ³)	Carré de l'erreur relative (%)
1	779,5	606,5	173,0	188,5	0,80
2	231,6	72,7	158,8	145,8	0,68
3	90,4	2,03	88,4	85,3	0,12
12	28,2	2,02	26,2	26,7	0,03
14	39,6	0,89	38,7	37,3	0,12

Les résultats obtenus à la fin de cette première étape de calage ont servi de valeurs de départ pour l'étape suivante.

Calage du synchronisme de l'hydrogramme

La seconde étape du calage était de faire correspondre les hydrogrammes simulés avec les hydrogrammes mesurés. Les paramètres à faire varier étaient les suivants : la conductivité hydraulique de la couche de sol, la pente de conductivité ainsi que le coefficient de drain (voir ANNEXE II et ANNEXE III). L'indicateur utilisé pour optimiser les résultats était l'indice Nash (voir section 3.3.1). La première tâche à réaliser avant d'entreprendre le calage était l'analyse de sensibilité. Cette analyse a été réalisée à l'aide de 125 simulations faisant varier les paramètres choisis. Les paramètres ont été modifiés un à la fois, de façon indépendante et leur effet sur les hydrogrammes a été observé. L'ANNEXE VII montre un aperçu des résultats de cette analyse. Les principales conclusions sont les suivantes : i) lorsque la pente de la conductivité est faible (< 18,75), la conductivité hydraulique et le coefficient de drain n'ont pratiquement pas d'effet; ii) le coefficient de drain est le paramètre ayant un plus grand effet sur la forme de l'hydrogramme; et iii) plusieurs combinaisons différentes de valeurs donnent

pratiquement le même hydrogramme. Ce phénomène peut être expliqué par le concept d'équifinalité qui dicte que plusieurs jeux de paramètres peuvent produire les mêmes résultats et donc qu'il n'existe pas une solution optimale unique.

Pour commencer le calage, l'outil de calage de PCSWMM a été testé et s'est avéré inefficace. En effet, la solution proposée ne correspondait pas à la solution optimale. Les paramètres ont donc d'abord été calés manuellement, sur la base des résultats de l'analyse de sensibilité. Les valeurs des paramètres obtenues à cette étape ont ensuite servi de départ pour réaliser un calage plus fin. Celui-ci a été fait à partir d'un script Batch appelant le logiciel SWMM5, et d'un court programme C++ pour compiler automatiquement les résultats. Tout d'abord, une plage de valeurs était choisie devant normalement contenir la solution optimale finale. Ensuite, une simulation était réalisée pour chacune des valeurs prédéterminées dans la plage choisie. Les valeurs donnant les meilleurs résultats du Nash et de l'erreur relative sur le volume servaient de nouvelles bornes pour les plages de valeurs à tester à l'étape suivante. La procédure était recommencée jusqu'à la convergence des réponses. De plus, comme la modification du coefficient de drain a une influence importante sur la durée de l'hydrogramme simulé (Dq), les paramètres trouvés à la première étape ont dû être réajustés en conséquence. Encore une fois, les valeurs trouvées devaient se trouver dans les limites indiquées par la littérature (MDDEP 2011, MDDELCC 2014 et EPA 2016) :

- conductivité de la couche de sol : 0 - 800 mm/h;
- pente de conductivité : 5-60;
- coefficient de drain : > 0.

Les événements utilisés pour faire le calage de l'hydrogramme sont présentés au Tableau 4.7. Ces événements ont été choisis puisqu'ils comportent peu d'erreurs de données et ont une durée suffisante pour présenter une courbe d'hydrogramme intéressante pour le calage. Ces trois événements sont variés en intensité, durée et volume total.

Tableau 4.7 Événements pluvieux ayant servi au calage de l'hydrogramme

No de l'événement	Début pluie	Fin débit	Durée pluie (h)	H tot. pluie (mm)	V ruisselé (mm)	
					Avec 0	Sans 0
1	2015-10-28 14 h 8	2015-10-30 1 h 13	23,7	28,0	20,8	22,0
3	2015-11-06 12 h 35	2015-11-06 14 h 36	1,3	3,2	0,1	0,1
13	2016-08-16 12 h 51	2016-08-17 7 h 46	12,1	65,2	66,0	70,6

Suite à la deuxième étape du calage, les valeurs des paramètres obtenues étaient les suivantes :

- taux d'exfiltration : 0,01 mm/h;
- capacité capillaire : 0,11;
- point de flétrissement : 0,1;
- coefficient de ruissellement des zones en pavage traditionnel : 1;
- conductivité de la couche de sol : 9 mm/h;
- pente de conductivité : 19;
- coefficient de drain : 0,97.

Les résultats des débits simulés sont présentés aux Figure 4.10 et Figure 4.11 ainsi qu'au Tableau 4.8.

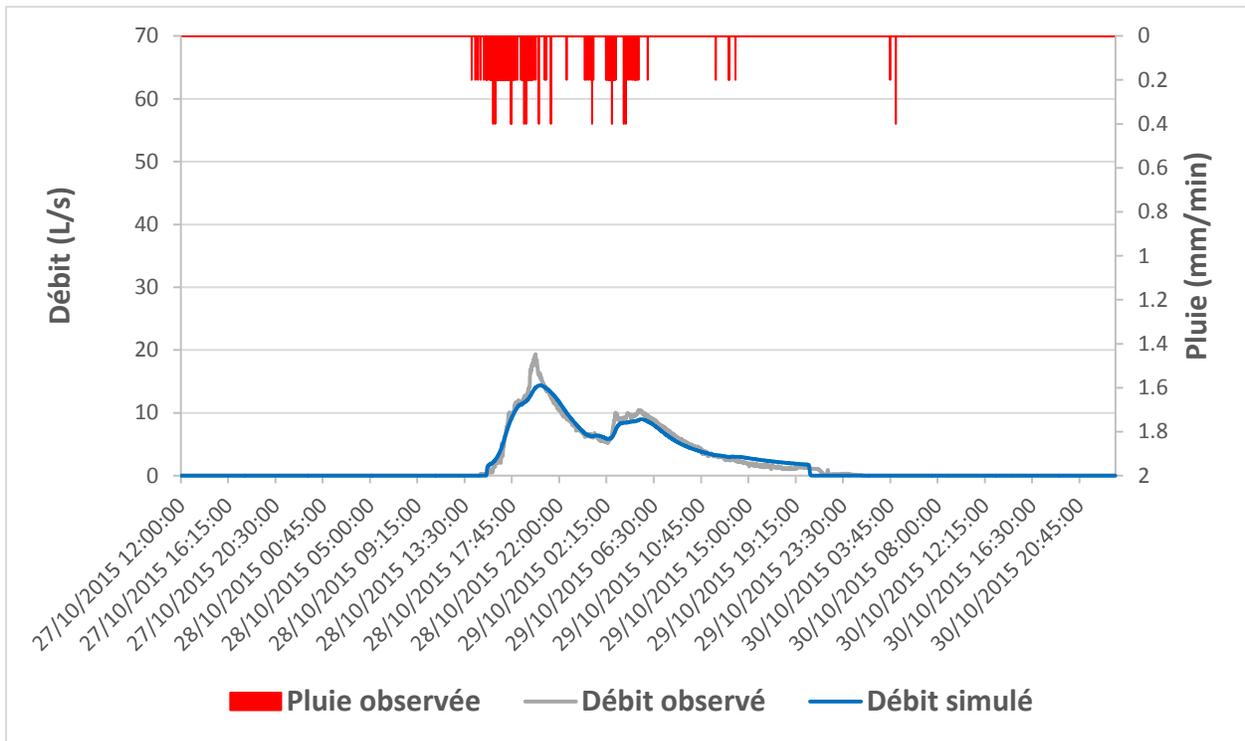


Figure 4.10 Résultat du calage, événement du 28 octobre 2015

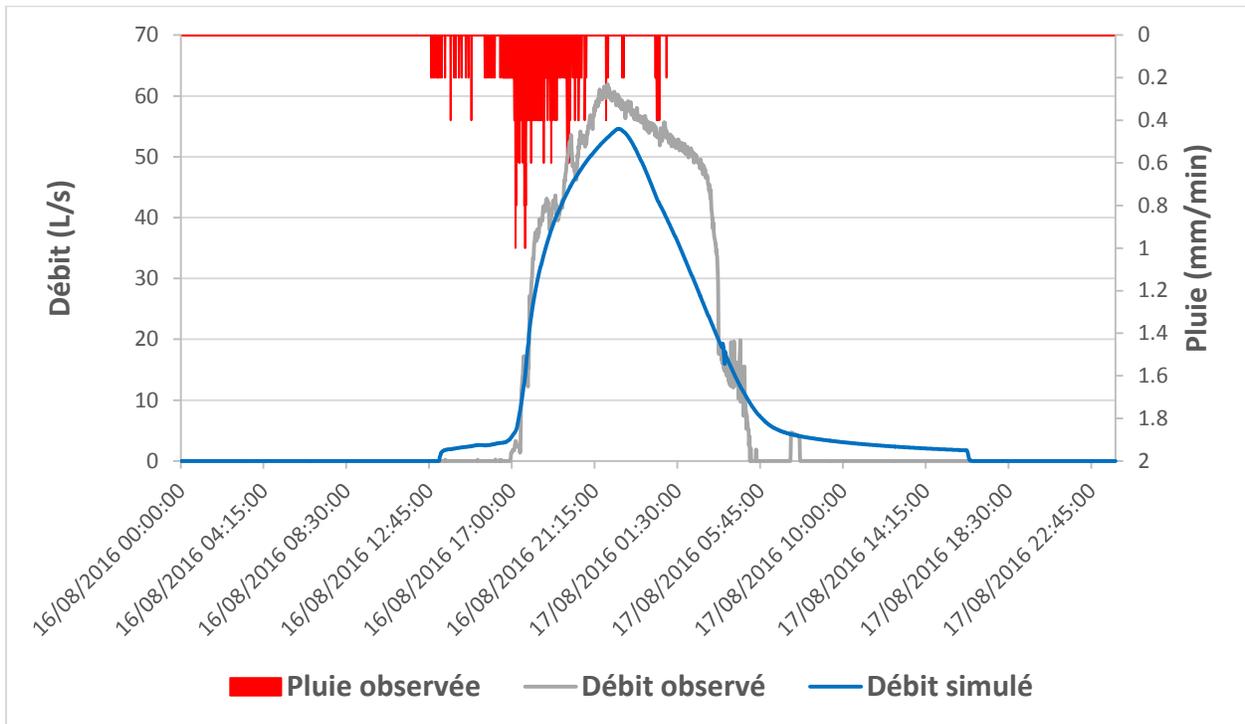


Figure 4.11 Résultat du calage, événement du 16 août 2016

Tableau 4.8 Résultats du calage de l'hydrogramme

No de l'événement	Hauteur pluie (mm)	Volume débit (L)		Nash	Erreur relative sur le volume (%)
		Observé	Simulé		
1	28,0	662 200	648 900	0,97	-2,0
13	65,2	1 880 000	1 727 000	0,93	-8,1

Les résultats du calage sont satisfaisants pour les événements no. 1 et no. 13. Il était impossible de caler le modèle pour représenter à la fois les très petits événements et les autres. L'événement no. 3 n'a donc pas servi au calage du modèle et laisse supposer que le modèle calé représente moins bien les plus petits événements. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le débitmètre arrive difficilement à lire les petits débits.

4.3.2 Validation du modèle

Suite au calage du modèle, une validation a été réalisée avec le seul autre événement comportant suffisamment de données pour permettre le calcul d'indicateurs numériques (Figure 4.12). Les résultats des calculs de cette validation numérique sont présentés au Tableau 4.9. Une validation supplémentaire dite visuelle a aussi été réalisée sur les événements pour lesquels les absences de données ne permettaient pas de faire des calculs d'indicateurs numériques. Ces hydrogrammes sont présentés dans leur intégralité à l'ANNEXE VI.

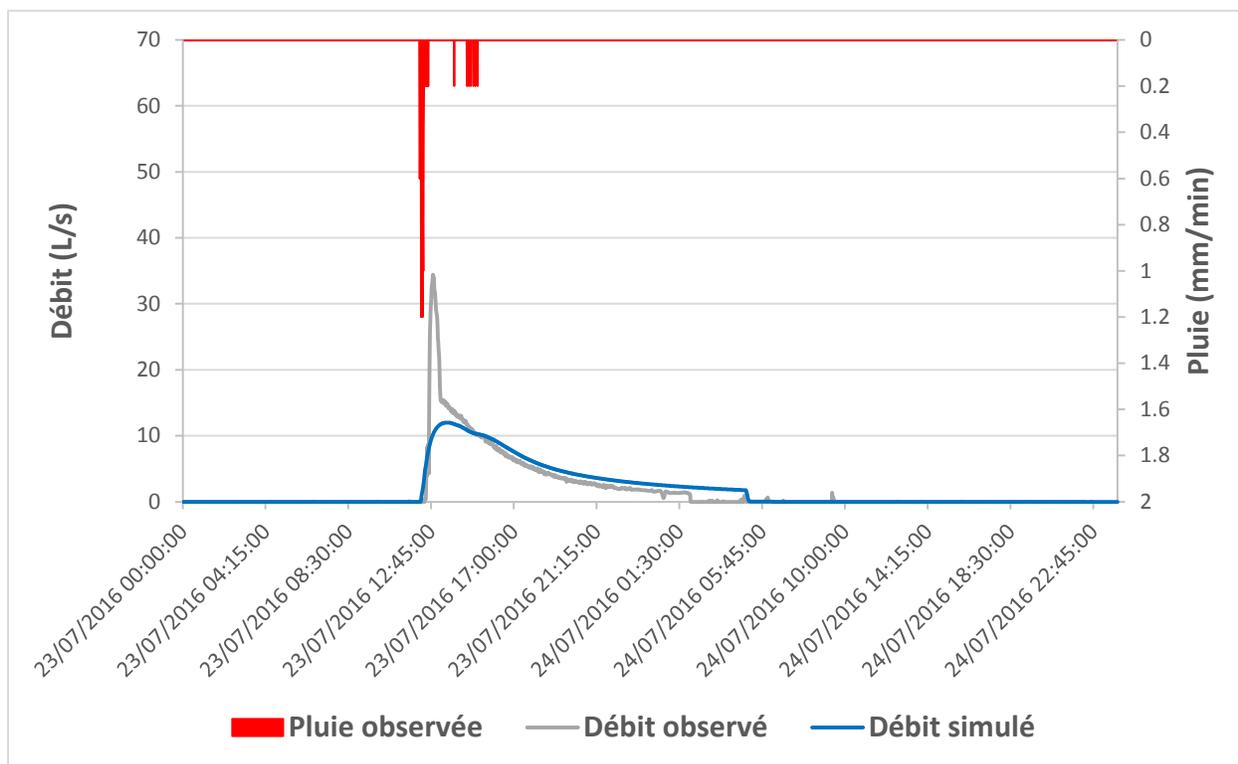


Figure 4.12 Résultat de la validation, événement du 23 juillet 2016

Tableau 4.9 Résultats de la validation du modèle

No de l'événement	Hauteur pluie (mm)	Volume débit (L)		Nash	Erreur relative sur le volume
		Observé	Simulé		
10	14,2	301 000	315 200	0,65	4,7 %

La valeur de NASH indique que le modèle représente bien les débits observés et la faible erreur relative sur le volume indique que les volumes sont reproduits adéquatement. La courbe simulée suit bien la montée et la décrue de l'hydrogramme observé à l'exception de la pointe du débit qui est moins bien représenté. Ce phénomène peut être dû au fait que cette pluie affiche une intensité maximale aux 5 min élevée (62,4 mm/h) et pourrait

avoir causé une crue soudaine. Comme l'objectif du calage du modèle était de reproduire le comportement moyen d'une unité de PP afin d'avoir une représentation réaliste du débit à la sortie d'une unité de PP, les résultats sont jugés adéquats. Le modèle pourrait donc s'appliquer pour une variété d'événements différents, par exemple : des événements longs ou courts ou encore des conditions préalables sèches ou humides.

4.4 Modèle de conception améliorée

Afin de vérifier si une amélioration de la performance du PP pourrait être attendue d'une construction future, certains paramètres ont été choisis pour être modifiés. Pour obtenir une réduction des volumes, la valeur du taux d'exfiltration a été augmentée jusqu'à obtenir une réduction des volumes de l'ordre de 15 à 20%. Le taux d'exfiltration obtenu était de 0,12 mm/h, ce qui est encore en deçà de la valeur la plus faible recommandée pour les calculs de conception, qui est de 0,3 mm/h pour un sol argileux (MDDEFP 2011). La capacité d'infiltration, des sols contenant de l'argile, à utiliser pour la conception de PGO avec infiltration varie de 2,2 à 0,3 mm/h (MDDEP 2011). Donc, malgré une augmentation de dix fois (de 0,01 mm/h à 0,12mm/h), la valeur obtenue est tout de même faible considérant les sols contenant de l'argile et encore plus faible considérant les sols n'en contenant pas qui sont plus drainants. Il serait donc facile de retrouver un sol avec un taux d'infiltration permettant d'augmenter significativement le volume d'eau infiltré dans le sol en place. Ensuite, suite à une augmentation de 50 mm entre la distance entre le fond de l'ouvrage et la partie la plus basse du drain, les résultats obtenus démontrent que le volume de ruissellement était réduit de 20% jusqu'à 100% pour les plus petits événements. Enfin, la réduction de moitié de la quantité de drains a permis de réduire les débits de pointe de 5 à 35 % et d'augmenter le retard de pointe de 30 minutes à 2 h.

Les Tableau 7.3 à Tableau 7.6 et les Figure 7.35 à Figure 7.38, à l'ANNEXE VIII, présentent les résultats détaillés des améliorations obtenues suite à la modification des paramètres. Ces résultats sont présentés pour les trois événements retenus pour le calage ainsi que pour celui ayant servi à la validation dite numérique. Chacun des scénarios d'amélioration a été comparé au scénario original obtenu suite au calage.

4.5 Implantation dans un secteur urbain

Comme détaillé à la section 3.5, dans quatre secteurs d'un modèle de réseau urbain, des cellules de PP ont été implantées en remplacement de stationnements en pavage traditionnel. Deux de ces secteurs sont en réseau séparatifs (secteurs industriels 1 et 2) et les deux autres sont en réseau unitaire. Le taux de surface remplacé par du PP par rapport à la surface totale des secteurs est de 46% et 45% pour les secteurs industriels 1 et 2 et de 26% et 18% pour les secteurs unitaires 1 et 2. Pour toutes les simulations, les conditions préalables sont considérées en temps sec. Bien sûr, cette condition ne représente pas les conditions rencontrées en tout temps en bassin réel, par contre, le calage du modèle basé sur les conditions moyennes a pris en compte ce phénomène. L'impact de l'implantation a été vérifié sur les surverses, les débits et volumes rejetés et la durée d'inondation de surface. Les résultats des simulations sont présentés sous forme de pourcentage de réduction suite à l'implantation du PP. L'ANNEXE IX présente les résultats détaillés pour chacune des simulations.

4.5.1 Surverse des secteurs unitaires

L'évaluation de l'effet du PP sur les surverses a été réalisée sur les deux secteurs unitaires choisis, et ce pour tous les scénarios de pluie. Il faut se rappeler que l'ouvrage de surverse du secteur unitaire 1 a été conçu de façon à produire des surverses lors de pluies intenses seulement alors que celui du secteur unitaire 2 a été conçu pour envoyer une majorité des débits unitaires vers le cours d'eau lors d'événement pluvial. Les Tableau 4.10 à Tableau 4.14 présentent les réductions du nombre de jours avec surverse, du volume de surverse et de la durée de surverse. Pour les scénarios de pluies annuelles, la dernière colonne de chacun des tableaux présente la réduction moyenne pour les années 2004 à 2011. Les résultats du nombre de jours avec surverse ne sont pas présentés pour les scénarios de pluies synthétiques et de pluies événementielles puisque ces événements sont trop courts pour totaliser plusieurs jours avec surverse. Dans tous les tableaux de résultats, la présence d'un tiret «-» indique qu'aucune surverse ne s'est produit même avant l'implantation de PP.

Tableau 4.10 Réduction du nombre de jours avec surverse suite à l'implantation de PP, pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	100%	0%	0%	100%	50%	100%	0%	-	40%
Unitaire 2	22%	7%	10%	31%	18%	8%	12%	3%	13%

Tableau 4.11 Réduction de la durée de surverse suite à l'implantation de PP, pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	100%	87%	34%	100%	57%	100%	36%	-	48%
Unitaire 2	16%	17%	19%	45%	23%	22%	18%	18%	21%

Tableau 4.12 Réduction du volume de surverse suite à l'implantation de PP, pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	100%	97%	62%	100%	91%	100%	52%	-	65%
Unitaire 2	29%	24%	19%	51%	23%	30%	25%	20%	26%

Tableau 4.13 Réduction de la durée de surverse suite à l'implantation de PP, pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Pluie 1:2 ans	Pluie 1 h 10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Unitaire 1	100%	9%	-	-	-	89%
Unitaire 2	6%	0%	6%	-	3%	-6%

Tableau 4.14 Réduction du volume de surverse suite à l'implantation de PP, pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Pluie 1:2 ans	Pluie 1 h 10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Unitaire 1	100%	44%	-	-	-	97%
Unitaire 2	10%	8%	21%	-	10%	6%

Pour les scénarios de pluie annuelle, une réduction a été constatée pour les trois aspects vérifiés. Pour le secteur unitaire 1 particulièrement, comme le nombre de jours avec surverse avant implantation est déjà plutôt faible, on remarque une amélioration seulement sur quatre des huit années simulées. Le fait d'arrondir les résultats de durées de surverses à des périodes de 24h pourrait ajouter un biais aux résultats. Cette hypothèse est renforcée par l'observation des résultats des durées de surverses (Tableau 4.11). En effet, on y remarque une amélioration à toutes les années où il y a eu surverse. De plus, il est possible de constater que la réduction des durées est toujours égale ou inférieure à la réduction du volume. Ce phénomène est facilement explicable par le fait que l'implantation de PP peut causer un étalement de l'hydrogramme du débit exutoire, donc, en plus de réduire les débits, celui-ci s'étale sur une plus longue période. Pour le secteur unitaire 2 le nombre de surverses étant plus élevé, avant implantation de PP, les résultats sont plus semblables d'une année à l'autre mais les mêmes conclusions

s'appliquent. Globalement, il est possible de conclure que l'implantation de pavage perméable peut contribuer à réduire la problématique des surverses en réseaux unitaires.

4.5.2 Durée d'inondation de surface

Les quatre secteurs choisis ont été soumis à l'évaluation de la durée d'inondation de surface. Cette durée correspond au total du temps d'inondation de chacun des nœuds présents dans le secteur évalué, et ce pour toute la durée de la simulation. Le Tableau 4.15 expose les réductions suite à l'implantation de pavage perméable dans les quatre secteurs étudiés.

Tableau 4.15 Réduction de la durée d'inondation de surface suite à l'implantation de PP

Secteur	Nombre de nœuds dans le secteur	Pluie										
		2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011	2 ans	10 ans
Industriel 1	23	83%	84%	74%	97%	77%	95%	79%	80%	81%	82%	65%
Industriel 2	15	60%	64%	51%	78%	62%	78%	55%	62%	61%	62%	42%
Unitaire 1	5	67%	20%	8%	100%	0%	100%	32%	0%	24%	-	43%
Unitaire 2	13	0%	20%	42%	100%	0%	100%	29%	0%	35%	-	-

La réduction du temps d'inondation de surface suite à l'implantation de pavage perméable semble globalement plus profitable dans les secteurs séparatifs étudiés que dans les secteurs unitaires. En effet, les deux secteurs industriels arborent une réduction de la durée d'inondation pour toutes les années, tandis que les secteurs unitaires arborent une amélioration irrégulière. Néanmoins, les quatre secteurs étudiés affichent une réduction de la durée totale d'inondation de 24% à 81% sur les huit années compilées. De plus, les simulations de pluies synthétiques affichent une amélioration intéressante allant de 82% à 42% de réduction.

4.5.3 Débit de pointe et volumes rejetés

Pour les scénarios de pluie annuelle, le volume rejeté au cours d'eau a été totalisé pour les deux secteurs industriels. Tandis que pour les événements ponctuels, c'est la réduction des débits de pointe avant et après l'implantation de PP qui sont exposés. Les Tableau 4.16 et Tableau 4.17 présentent les résultats compilés sous forme de pourcentage de réduction.

Tableau 4.16 Réduction du volume rejeté suite à l'implantation de PP

Secteur	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Industriel 1	35%	25%	23%	48%	33%	41%	29%	32%	32%
Industriel 2	34%	24%	20%	47%	31%	40%	27%	30%	30%

Tableau 4.17 Réduction des débits de pointe rejetés suite à l'implantation de PP

Secteur	Pluie 1:2 ans	Pluie 1 h 10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Industriel 1	21%	17%	45%	42%	30%	34%
Industriel 2	8%	8%	42%	39%	6%	7%

Les réductions du volume sont assez constantes au cours des huit années étudiées et se situent autour de 30% pour les deux secteurs. La réduction des débits de pointe, quant à elle, est plus variable et se situe entre 6% et 49%. Ces résultats démontrent que l'ajout de pavage perméable en milieu urbain permet de réduire significativement les volumes rejetés aux cours d'eau et de réduire substantiellement les débits de pointe.

5 CONCLUSION

L'objectif principal de cette étude était d'évaluer l'impact de l'implantation de pavage perméable (PP) en milieu urbain, sur les durées d'inondation de surface, les débits, vitesses et volumes rejetés et la fréquence des surverses. Le modèle hydrologique utilisé pour vérifier ces impacts a été calé à partir de mesures prises à même le site représenté par ce modèle.

Pour ce faire, la capacité d'infiltration a été testée sur cinq sites de la grande région de Montréal où du pavage perméable de type Inflo était installé. Sur l'un de ces sites, un pluviomètre et une sonde niveau-vitesse ont été installés afin de réaliser le bilan hydrologique d'un stationnement en PP. Grâce aux données récoltées, un modèle numérique du comportement hydrologique du même site a pu être réalisé à l'aide du module LID du logiciel PCSWMM. À partir de ce modèle, une conception améliorée de PP a été réalisée. C'est ce modèle amélioré qui, une fois implanté dans un modèle représentant un secteur urbain réel, a servi à valider l'hypothèse de départ que l'implantation de PP en milieu urbain pouvait améliorer le comportement hydrologique des réseaux et réduire l'impact de l'urbanisation sur le milieu récepteur.

Les cinq sites testés ont démontré un taux d'infiltration élevé du pavage variant généralement entre 698 mm/h et 23 121 mm/h. Les sites sont tous relativement récents, il a donc été impossible de vérifier l'évolution de leur état en fonction de leur âge. L'usage du site ou la saison n'influencent pas les résultats obtenus. Le pavage conserve une infiltration élevée en hiver et ne démontre pas de signes de déformation. La contamination par les surfaces connexes, causée par l'absence de bordure, semble être la cause principale de colmatage. Les événements pluvieux récoltés au site Stonedge varient entre 1 mm et 65,2 mm et entre 0,1 et 35 h. Le bilan hydrologique effectué au même site révèle une réduction du ruissellement, affichant une fraction ruisselée située entre 2% et 75%. Le retard de la pointe du débit quant à lui atteint jusqu'à 3 h. Un temps de réponse plus long et une fraction ruisselée plus faible contribue à réduire les risques de surcharge et de surverse. Le calage du modèle affiche des résultats satisfaisants avec des valeurs du coefficient de Nash de plus de 0,92 et moins de 9% d'erreur relative sur le volume pour les deux événements utilisés. Le modèle de conception améliorée a

permis de remarquer qu'un taux d'exfiltration passant de 0,01 mm/h à 0,12 mm/h peut réduire les volumes de rejet de 15 à 20%. En surélevant le drain de 50 mm, les volumes de ruissellement étaient réduits de 20% à 100%. La réduction de la quantité de drains de moitié permettait de réduire les débits de pointe de 5% à 35% et d'augmenter le retard de pointe de 30 min à 2 h.

Le pavage perméable de conception améliorée a été implanté virtuellement dans un bassin versant représentant un secteur urbain réel. La surface remplacée correspond aux stationnements et varie entre 18% et 46 % de la surface totale des quatre secteurs choisis. L'aire des PP totalise, pour les secteurs séparatifs 1 et 2 et les secteurs unitaires 1 et 2, respectivement, 6,4 ha, 6,5 ha, 1,5 ha et 1,7 ha. Les scénarios de pluie étudiés comprennent des pluies annuelles, des pluies événementielles et des pluies synthétiques de récurrence choisie. Les résultats comparent les valeurs obtenues des modèles sans et avec PP. L'implantation virtuelle du PP, amène une réduction de la durée d'inondation de surface, des volumes envoyés au cours d'eau, des débits de pointe et des volumes, nombre, et durée de surverse. En effet, les simulations réalisées permettent d'observer une réduction des volumes de surverse d'en moyenne 65% et 26% pour les deux secteurs unitaires modélisés. Pour ces mêmes secteurs, les durées des surverses étaient réduites en moyenne de 48% et de 21% respectivement, tandis que le nombre de jours avec surverses était plus faible d'en moyenne 40% et 13%. Les simulations de pluie Chicago modifiée de récurrence 2 ans et 10 ans ont démontré une amélioration de la durée d'inondation de surface pour les quatre secteurs étudiés, avec des réductions de 42% à 82%. Pour les deux secteurs drainés par un réseau séparé, la réduction des volumes rejetés au cours des huit années étudiées se situe autour de 30% pour les deux secteurs. Alors que la réduction des débits de pointe se situe entre 6% et 49%. Ces résultats démontrent bien les avantages de l'implantation de PP en milieu urbain.

Dans une optique future, il serait intéressant de valider les conclusions de la présente étude, obtenues avec un modèle hydrologique / hydraulique, en étudiant le même type d'impact sur un bassin versant urbain réel. De plus, l'implantation virtuelle de PP pourrait être testée dans d'autres modèles urbains afin de comparer les résultats obtenus. Il serait intéressant de réaliser des bilans hydrologiques sur plusieurs sites afin d'avoir plus de données sur le comportement du PP et ainsi observer les avantages apportés par des

configurations différentes. Il serait aussi avantageux de continuer les tests d'infiltration pour suivre l'évolution du comportement du PP dans le temps et de recueillir des observations permettant de faire des bilans hydrologiques lors de redoux hivernaux afin de parfaire les connaissances de ce phénomène sur le PP. Bien sûr, un meilleur calage du modèle aurait pu être réalisé si plus de données avaient été disponibles. De manière plus générale, il pourrait être intéressant d'étudier comment le PP peut s'intégrer dans une stratégie globale de réduction des impacts de l'urbanisation sur la gestion des eaux pluviales.

En somme, même si son utilisation est de plus en plus fréquente (Brown *et al.*, 2009), le PP est encore peu utilisé au Québec. Pourtant, cette étude se joint à plusieurs autres afin de faire la preuve de son efficacité pour la gestion durable des eaux pluviales.

6 RÉFÉRENCES

- [1] Abott CL, Comino-Mateos L (2003) In-situ Hydraulic Performance on a Permeable Pavement Sustainable Urban Drainage System. *Water and Environment Journal*, 7(13):187-190
- [2] ASTM (2015) *Standard Test Method for Surface Infiltration Rate of Permeable Unit Pavement Systems*. ASTM International, États-Unis, 6 p.
- [3] Ayombo Ndombet J (2015). *Gestion des eaux pluviales en zones côtières dans un contexte de changements climatiques*. Mémoire de maîtrise en Génie Civil (École Polytechnique de Montréal). 118 p.
- [4] Bean, E.Z., Hunt, W.F. et Bidelspach, D.A. (2007). Field survey of permeable pavement surface infiltration rates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering - ASCE*, 133(3): 249-255
- [5] Beecham S, Pezzaniti D, Kandasamy J (2012) Stormwater treatment using permeable pavements. *ICE Proceedings, Water Management*, p.165-170
- [6] Bergman M, Hedegaard MR, Petersen MF, Binning P, Mark O, Mikkelsen PS (2011) Evaluation of two stormwater infiltration trenches in central Copenhagen after 15 years of operation. *Water Science and Technology*, 63(10): 2279-2286.
- [7] Bogwardt S (2006) USA Long-Term In-Situ Infiltration Performance of Permeable Concrete Block Pavement. *8th International Conference on Concrete Block Paving* (San Francisco, Californie, 6-8 Novembre 2006), Article No. D-22846.
- [8] Braswell AS, Anderson AR, Hunt WF (2018) Hydrologic and Water Quality Evaluation of a Permeable Pavement and Biofiltration Device in Series. *Water* 10(1):.33.
- [9] Brown C, Chu A, VanDuin B, Valeo C (2009) Characteristics of Sediment Removal in Two Types of Permeable Pavement. *Water Quality Research Journal of Canada*. 44(1):59-70.
- [10] Brown R, Borst M (2015) Nutrient infiltrate concentrations from three permeable pavement types. *Journal of Environmental Management*. 164(1):74-85.

- [11] CIRIA (2007). *The SUDS Manual*. Construction Industry Research and Information Association, Londres, R.-U.
- [12] Collins K, Hunt W, Hataway J (2008) Hydrologic Comparison of Four Types of Permeable Pavement and Standard Asphalt in Eastern North Carolina. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 13(12):1146-1157
- [13] DeFries R, Eshleman K (2004) Land-use change and hydrologic processes: a major focus for the future. *Hydrological Processes*. 18(11):2183-2186.
- [14] Drake J, Bradford A, Marsalek J (2013) Review of environmental performance of permeable pavement systems: state of the knowledge. *Water Quality Research Journal of Canada*. 48(3):203-222.
- [15] Drake J, Bradford A, Van Seters T, MacMillan G (2012), *Evaluation of Permeable Pavements in Cold Climates*. Toronto and Region Conservation Authority (TRCA), Toronto, 92 p.
- [16] Drake J, Bradford A, Van Seters T (2014). Hydrologic performance of three partial-infiltration permeable pavements in a cold climate over low permeability soil. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 19(9): 04014016.
- [17] Drake J, Bradford A, Van Seters T (2014) Stormwater quality of spring-summer-fall effluent from three partial-infiltration permeable pavement systems and conventional asphalt pavement. *Journal of Environmental Management*, 139:69-79
- [18] Duchesne S, Vaillancourt C, Pelletier G (2016). *Capacité d'infiltration des pavés perméables de béton à mortaises et tenons dans un contexte de gestion durable des eaux pluviales*. Québec, Institut national de la recherche scientifique, 46 p. (INRS - Centre Eau Terre Environnement, rapport de recherche; 1656).
- [19] Eisenberg B, Collins K, Smith D (2015) *Permeable Pavements*. ASCE, États-Unis, 262 p.
- [20] EPA (2016) *Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division, États-Unis, 233 p.

- [21] EPA (2016) *Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division, États-Unis, 161 p.
- [22] Fassman AE, Blackbourne S (2007) Permeable Pavement Performance for use in active roadways in Auckland, New Zealand. *2nd Low Impact Development Conference*, Wilmington, États-Unis, p. 290-306.
- [23] Fassman E, Blackbourn S (2010) Urban Runoff Mitigation by a Permeable Pavement System over Impermeable Soils. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 15(6):475-485.
- [24] Fassman E, Blackbourn S (2011) *Road Runoff Water-Quality Mitigation by Permeable Modular Concrete Pavers*. ASCE, États-Unis, p. 720-729
- [25] Fléchais S (2011) *Modélisation des effets de la végétalisation en milieu urbain sur les eaux de ruissellement dirigées à l'égout*. ÉTS, Montréal, 136 p.
- [26] Google Earth Pro V 7.3.1.4505 (17 janvier 2018) Montréal et environs, Québec. 45°32'05.01"N, 73°32'06.82"O. élév. 0m Alt. 53.12km Google inc. 2018.
- [27] Hess, T.M. et Ibe, C. (2011). *Evaluation of the Performance of Permeable Pavement at Lamb Drove - Final*. Department of Environmental Science and Technology, Cranfield University, R.-U.
- [28] Hu M, Zhang X, Siu Y, Li Y, Tanaka K, Yang H, Xu Y (2018) Flood Mitigation by Permeable Pavement in Chinese Sponge City Construction. *Water*. 10(2) :172
- [29] Huang J, Valeo C, He J, Chu A (2012) Winter Performance of Inter-Locking Pavers- Stormwater Quantity and Quality. *Water*. 4(4): 995-1008.
- [30] Huang J, Valeo C, He J, Chu A (2016) Three Types of Permeable Pavements in Cold Climates: Hydraulic and Environmental Performance. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 142(6): 04016025
- [31] ICPI (2007) The Role of Joint Filling Materials in Permeable Interlocking Concrete Pavements. *Interlocking Concrete Pavement Magazine*. (May 2007): 16-18

- [32] Mailhot A, Talbot G, Panthou G (2014). *Mise à jour de certains paramètres du Manuel de conception des ponceaux et des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)*. Québec, Institut national de la recherche scientifique. 102 pp (INRS - Centre Eau Terre Environnement, rapport de recherche; 1505).
- [33] MDDEP (2007). *Calcul et interprétation des objectifs environnementaux de rejet pour les contaminants du milieu aquatique 2e édition*. Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement, 56 p.
- [34] MDDEP et MAMROT (2011) *Guide de gestion des eaux pluviales*. Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire, 386 p.
- [35] MDDELCC (2014) *Guide d'interprétation du Règlement sur les ouvrages municipaux d'assainissement des eaux usées*. Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la lutte contre les changements climatiques, Direction générale des politiques de l'eau, 63 p.
- [36] Nash J E, Sutcliffe J V (1970) River flow forecasting through conceptual models Part I- A discussion of principles. *Journal of Hydrology*. 10(3):282-290
- [37] Paiva L, Grenier J (2015). Le pavé perméable et la qualité des eaux pluviales. *Congrès Infra 2015* (Québec, 30 novembre - 2 décembre 2015).
- [38] Peck S, Kuhn M (2001) *Lignes directrices de conception de toits verts*. Ottawa, Ontario Association of Architects, Société canadienne d'hypothèque et de logement, 22 p.
- [39] Pezzaniti D, Beecham S, Kandasamy J (2009) A laboratory and field investigation into the effective life of permeable pavements. *Journal of Water Management*. 162(3):211-220.
- [40] Pratt CJ, Mantle DG, Schofield PA (1989). Urban stormwater reduction and quality improvement through the use of permeable pavements. *Water Science and Technology*. 21(8-9):769-778.

- [41] Pratt CJ, Mantle DG, Schofield PA (1995). Research into the performance of permeable pavement, reservoir structures in controlling stormwater discharge quantity and quality. *Water Science and Technology*. 32(1):63-69.
- [42] Schueler T (1987). *Controlling Urban Runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs*. Washington, DC, Metropolitan Washington Councils of Governments. 275 p.
- [43] Schueler T (2008). *Technical support for the Bay-wide runoff reduction method*. Baltimore, MD, Chesapeake Stormwater Network. 49 p.
- [44] Simard M, Dion Y, Charron A (2008) *Évaluation des coûts unitaires des mesures d'adaptation aux changements climatiques en drainage urbain*. Rapport final, CSOB828 (60ET). Ville de Montréal, 68 p.
- [45] Thelen E, Howe LF (1978) *Porous Pavement*. Philadelphie, États-Unis, The Franklin Institute Press. 98 p.
- [46] TRCA (2008) *Performance Evaluation of Permeable Pavement and a Bioretention Swale*. Toronto and Region Conservation Authority, 120 p.
- [47] Wardynski B, Winston R, Hunt W (2013) Internal Water Storage Enhances Exfiltration and Thermal Load Reduction from Permeable Pavement in the North Carolina Mountains. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 139(2):187-195.
- [48] Winston R, Dorsey J D, Hunt W (2016) Quantifying volume reduction and peak flow mitigation for three bioretention cells in clay soils in northeast Ohio. *Science of the Total Environment*. 553:83-95.
- [49] Winston R, Dorsey J, Smolek A, Hunt W (2018). Hydrologic Performance of four Permeable Pavement Systems Constructed over Low-Permeability Soils in Northeast Ohio. *Journal of Hydrologic Engineering – ASCE*. 23(4): 04018007

7 ANNEXES

ANNEXE I. Calcul du coefficient K pour les calculs de la capacité d'infiltration

Le calcul du taux d'infiltration :

$$I = \frac{H}{t} = \frac{V}{\frac{A}{t}} = \frac{V}{\pi \frac{D^2}{4}} = \frac{4V}{t \pi D^2} = \frac{4M \rho}{t \pi D^2} = \frac{4}{\pi} \rho \frac{M}{D^2 t} \quad (13)$$

La valeur de K est donc la suivante :

$$K = \frac{4}{\pi} \rho \quad (14)$$

Sachant que :

$$I \left[\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right] = \frac{M \left[\text{kg} \right]}{\rho \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]} \cdot \left(\frac{1000 \left[\text{mm} \right]}{\left[\text{m} \right]} \right)^3 \frac{1}{(D \left[\text{mm} \right])^2 \cdot \frac{\pi}{4}} \cdot \frac{1}{t \left[\text{s} \right] \cdot \frac{1 \left[\text{h} \right]}{3600 \left[\text{s} \right]}} \quad (15)$$

La valeur exacte de K est donc :

$$K = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{1}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \cdot \left(\frac{1000 \text{ mm}}{\text{m}} \right)^3 \cdot \frac{3600 \text{ s}}{\text{h}} \quad (16)$$

Où :

- I = taux d'infiltration (mm/h);
 M = masse d'eau infiltrée (kg);

- D = diamètre interne du cylindre d'infiltration (mm);
- t = temps requis pour que la quantité mesurée d'eau s'infiltré à travers la surface (s);
- K = 4 583 666 000 ((mm³.s)/ (kg.h));
- H = Hauteur d'eau infiltrée (mm)
- V = Volume d'eau infiltrée (m³)
- A = Aire de section interne du cylindre d'infiltration (mm)
- ρ = masse volumique de l'eau (kg/m³)

ANNEXE II. Définition des paramètres du module LID de SWMM pour un pavage perméable modulaire (adapté de EPA 2016)

Couche de surface

Hauteur de berme (mm ou po)	Quand des murs ou bordures confinent l'accumulation en surface, cette valeur représente la hauteur maximale à laquelle l'eau peut être accumulée avant qu'un débordement advienne. Pour les PGOs qui subissent un écoulement de surface, c'est la profondeur d'emmagasinement de surface.
Volume de végétation (fraction)	La fraction de volume à l'intérieur de l'épaisseur d'accumulation occupée par la végétation. Cette valeur correspond au volume occupé par les tiges et les feuilles et non leur aire de couverture. Normalement, ce volume peut être ignoré, mais il peut être aussi élevé que 0,1 ou 0,2 pour une végétation très dense.
Rugosité de surface (n de Manning)	Coefficient de Manning pour l'écoulement de surface à la surface du PP.
Pente de la surface (pourcentage)	Pente de la surface du PP.

Couche de pavage

Épaisseur (mm ou po)	Épaisseur de la couche de pavage. Les valeurs typiques sont de 4 à 6 po (100 à 150 mm).
Taux de vides (vides/solides)	Le volume d'espace vide relativement au volume de solides pour le matériau d'empli-joint. Les valeurs usuelles sont 0,12 à 0,21. Noter que porosité = taux de vides / (1 + taux de vides).
Surface imperméable (fraction)	Aire de surface du matériel imperméable (blocs) sur l'aire totale.
Perméabilité (mm/h ou po/h)	Conductivité hydraulique du matériel d'empli-joint.
Facteur de colmatage	Ratio entre i) le volume d'eau total traité par la couche de pavage avant le colmatage complet de cette couche et ii) le volume de vides de cette même couche. Utiliser une valeur de 0 pour ignorer le colmatage.

Couche de sol

Épaisseur (mm ou po)	Épaisseur de la couche de sol.
Porosité (fraction de volume)	Le volume de pores relativement au volume total de sol.
Capacité capillaire (fraction de volume)	Volume d'eau interstitielle par rapport au volume total après que le sol a été complètement drainé. Sous ce niveau, le drainage vertical de l'eau à travers la couche de sol ne se produit pas.
Point de flétrissement (fraction de volume)	Volume de l'eau interstitielle par rapport au volume total pour un sol bien séché où il ne reste que de l'eau liée. La teneur en eau du sol ne peut pas tomber en dessous de cette limite.
Conductivité (mm/h ou po/h)	La valeur de conductivité hydraulique saturée pour le type de sol qui est utilisé dans la couche de sol.
Pente de conductivité	Pente de la courbe du logarithme de la conductivité par rapport à la teneur en humidité du sol (adimensionnel). Les valeurs typiques vont de 5 pour les sables à 15 pour l'argile limoneuse.
Tension capillaire (mm ou po)	Valeur moyenne de la tension capillaire du sol le long de la ligne de mouillage. Ce paramètre est le même que celui utilisé dans le modèle d'infiltration de Green-Ampt.

Couche de stockage

La couche de stockage décrit les propriétés de la couche de pierre concassée ou de gravier utilisée dans les systèmes de revêtement poreux comme couche de stockage / drainage de fond.

Épaisseur (po ou mm)	L'épaisseur de la couche de gravier. Les couches de pierre concassée et de gravier sont normalement de 150 à 450 mm d'épaisseur.
Taux de vides	Le volume d'espace vide par rapport au volume de solides dans la couche. Les valeurs usuelles vont de 0,5 à 0,75 pour les lits de gravier. Notez que la porosité = taux de vide / (1 + taux de vide).
Taux d'exfiltration (po/h ou mm/h).	La vitesse maximale permise à laquelle l'eau s'infiltré dans le sol sous la couche de stockage. C'est normalement la conductivité hydraulique saturée du sous-bassin environnant si le modèle d'infiltration de Green-Ampt est utilisé ou le taux minimum d'infiltration pour le modèle de Horton. S'il y a un plancher ou un revêtement imperméable sous la couche, utilisez une valeur de 0.
Facteur de colmatage	Volume total de ruissellement traité nécessaire pour colmater complètement le fond de la couche, divisé par le volume de vide de la couche. Utilisez une valeur de 0 pour ignorer le colmatage. Le colmatage réduit progressivement le taux d'infiltration en proportion directe du volume cumulé de ruissellement traité et peut ne concerner que les tranchées d'infiltration à fond perméable et sans drain.

Drain souterrain

Les couches de stockage peuvent contenir un système de drainage souterrain facultatif qui recueille l'eau stockée à partir du bas de la couche et la transporte vers un égout pluvial conventionnel.

Coefficient et exposant de drain	<p>Coefficient C et exposant n qui déterminent le débit à travers le drain en fonction de la hauteur de l'eau stockée au-dessus du drain. L'équation suivante est utilisée pour calculer ce débit (par unité de surface de l'unité LID) :</p> $q = C(h-H_d)^n$ <p>où</p> <p>q = débit sortant (po / h ou mm / h) h = hauteur de l'eau stockée (po ou mm) H_d = hauteur du drain.</p> <p>Si la couche n'a pas de drain, alors attribuez à C la valeur de 0. Une valeur typique de n serait 0,5 (faisant en sorte que le drain agisse comme un orifice). Une estimation approximative pour C peut être basée sur le temps T requis pour drainer une profondeur D d'eau stockée. Pour n = 0,5, $C = 2D^{1/2} / T$. (Plus de détails pour ces calculs sont présentés à l'ANNEXE III)</p>
Hauteur de décalage du drain (po ou mm)	Hauteur de toute tuyauterie de drainage au-dessus du fond de la couche de stockage. Si le drain est posé au fond de l'unité, cette hauteur est égale à 0.

ANNEXE III. Méthode de calcul du module LID de PCSWMM

Cette section donne le détail du calcul de certains paramètres qui apparaissent dans les équations du module LID de SWMM, qui ont été présentées à la section 4.3. Plus de détails sont donnés dans EPA (2016).

$$f_1 = i + q_0 + d_1/\Delta t \quad (17)$$

$$f_2 = \begin{cases} K_{2s} \exp(-HCO(\phi_2 - \theta_2)), & \theta_2 > \theta_{cc} \\ 0, & \theta_2 \leq \theta_{cc} \end{cases} \quad (18)$$

$$f_3 = K_{3s} \quad (19)$$

$$f_4 = K_4 \quad (20)$$

$$e_1 = \min[E_0(t), d_1/\Delta t] \quad (21)$$

$$e_2 = \min[E_0(t) - e_1, (\theta_2 - \theta_{pf})D_2/\Delta t] \quad (22)$$

$$e_3 = \begin{cases} \min[E_0(t), -e_1 - e_2, \phi_3 d_3/\Delta t], & \theta_2 < \phi_2 \\ 0, & \theta_2 > \phi_2 \end{cases} \quad (23)$$

$$e_4 = \min[E_0(t) - e_1, \theta_4 D_4 (1 - F_4)/\Delta t] \quad (24)$$

$$q_1 = \max[(d_1 - D_1)/\Delta t, 0] \quad (25)$$

$$q_3 = C_{3D}(h_3)^{\eta_{3D}} \quad (26)$$

$$h_3 = 0 \quad \text{lorsque } d_3 \leq D_{3D} \quad (27)$$

$$h_3 = d_3 - D_{3D} \quad \text{lorsque } D_{3D} < d_3 < D_3 \quad (28)$$

$$h_3 = (D_3 - D_{3D}) + (\theta_2 - \theta_{cc})/(\phi_2 - \theta_{cc})D_2 \quad \text{lorsque } d_3 = D_3 \text{ et } \theta_{cc} < \theta_2 < \phi_2 \quad (29)$$

$$h_3 = (D_3 - D_{3D}) + D_2 + \theta_4 D_4 / \phi_4 \quad \text{lorsque } d_3 = D_3 \text{ et } \theta_2 = \phi_2 \quad (30)$$

Où :

d_1 = profondeur d'eau emmagasinée à la surface (mm);

θ_2 = teneur en eau de la couche de sol (volume d'eau / volume total de sol);

d_3 = profondeur d'eau dans la couche de stockage (mm);

θ_4 = teneur en eau du matériel d'empli-joint de la couche de PP (volume d'eau / volume total d'empli-joint);

i = intensité des précipitations directes sur la couche de surface (mm/h);

q_0 = ruissellement provenant des surfaces connexes (mm/h);

q_1 = ruissellement de la couche de surface (mm/h);

q_3 = débit sortant par le drain sous-terrain (mm/h);

f_1 = taux d'infiltration de l'eau de la couche de surface vers la couche de PP (mm/h);

f_2 = taux de percolation de l'eau de la couche de sol vers la couche de stockage (mm/h);

f_3 = taux d'exfiltration de l'eau de la couche de stockage vers le sol en place (mm/h);

f_4 = taux d'infiltration de l'eau de la couche de PP vers la couche de sol (mm/h);

e_1 = taux d'évapotranspiration de la couche de surface (mm/h);

e_2 = taux d'évapotranspiration de la couche de sol (mm/h);

e_3 = taux d'évapotranspiration de la couche de stockage (mm/h);

e_4 = taux d'évapotranspiration de la couche de PP (mm/h);

$E_0(t)$ = taux d'évapotranspiration potentiel applicable au temps t ;

ϕ_2 = porosité de la couche de sol (volume de vide / volume total);

ϕ_3 = indice de vide de la couche de stockage (volume de vide / volume total);

ϕ_4 = Porosité de la couche de PP (fraction);

F_4 = fraction de la couche de PP occupée par des blocs de pavés imperméables (fraction);

D_1 = hauteur de berme (mm);

D_2 = épaisseur de la couche de sol (mm);

D_3 = épaisseur de la couche de stockage (mm);

D_{3D} = hauteur des ouvertures du drain au-dessus du fond de la couche de stockage (mm);

D_4 = épaisseur de la couche de PP (mm);

K_{2s} = conductivité hydraulique du sol saturé (mm/h);

K_{3s} = taux d'infiltration du sol en place (mm/h);

K_4 = Perméabilité de la couche de PP (mm/h);

θ_{cc} = capacité capillaire;

θ_{pf} = point de flétrissement;

HCO = pente de la conductivité hydraulique;

C_{3D} = coefficient de drain;

h_3 = charge hydraulique à la hauteur du drain;

η_{3D} = exposant du drain.

ANNEXE IV. Hyétoqramme des pluies utilisées lors de la modélisation

Cette section présente les pluies décrites à la section 3.5.3, qui ont été utilisées pour les simulations.

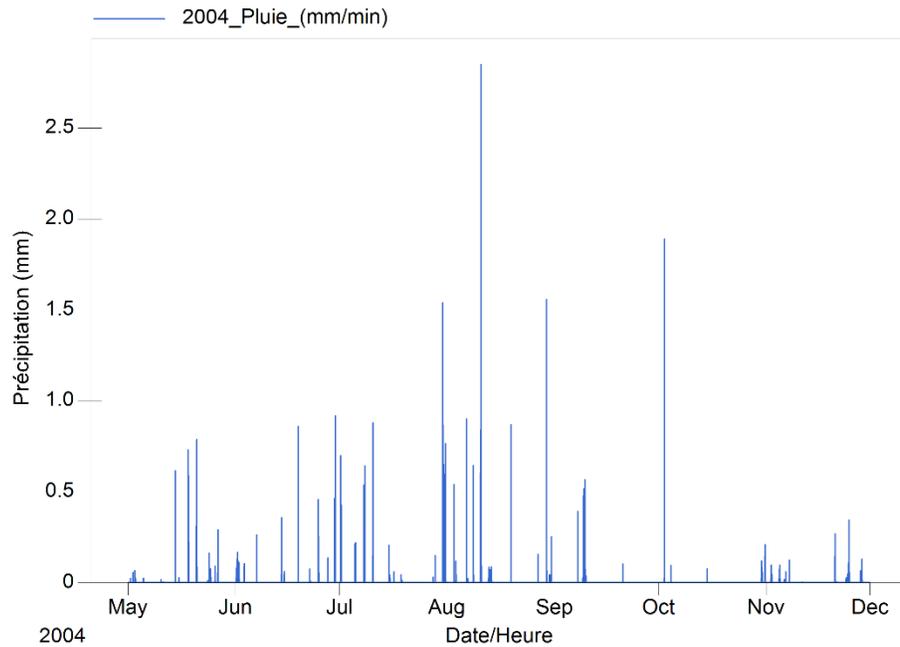


Figure 7.1 Hyétoqramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2004

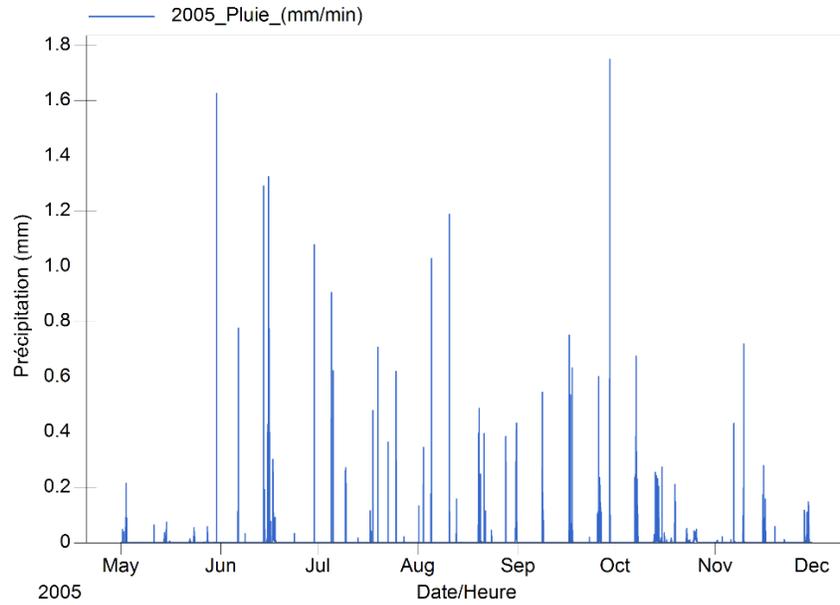


Figure 7.2 Hyetogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2005

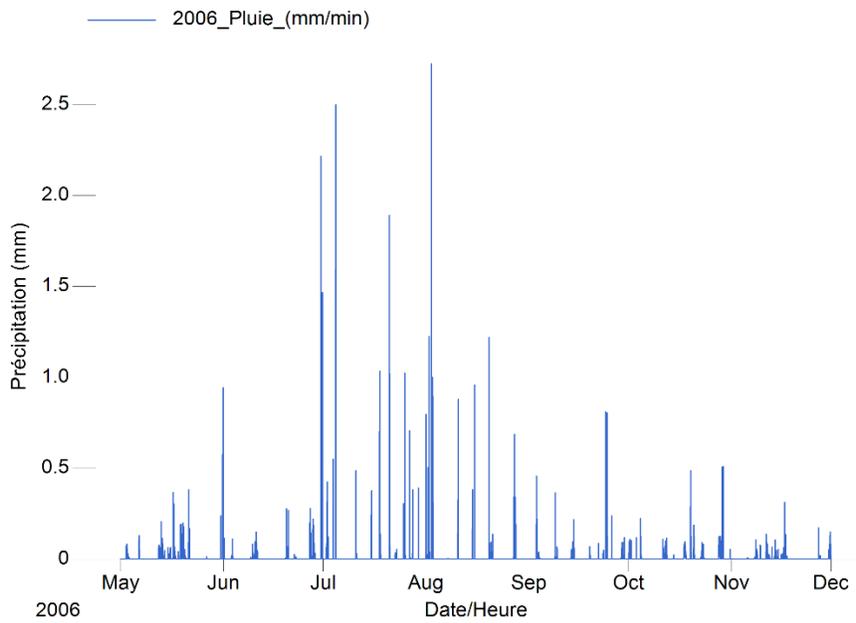


Figure 7.3 Hyetogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2006

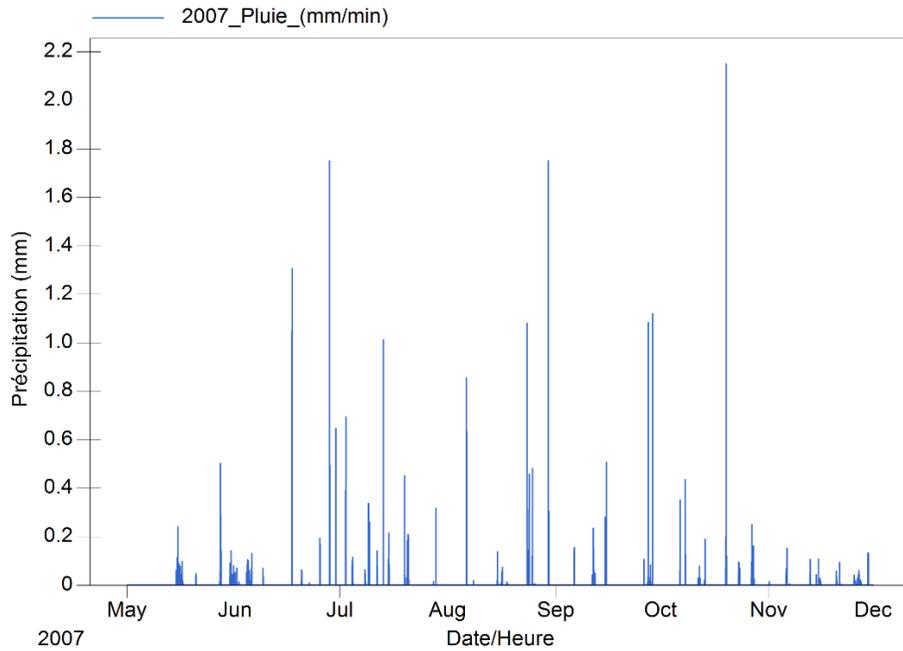


Figure 7.4 Hyétogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2007

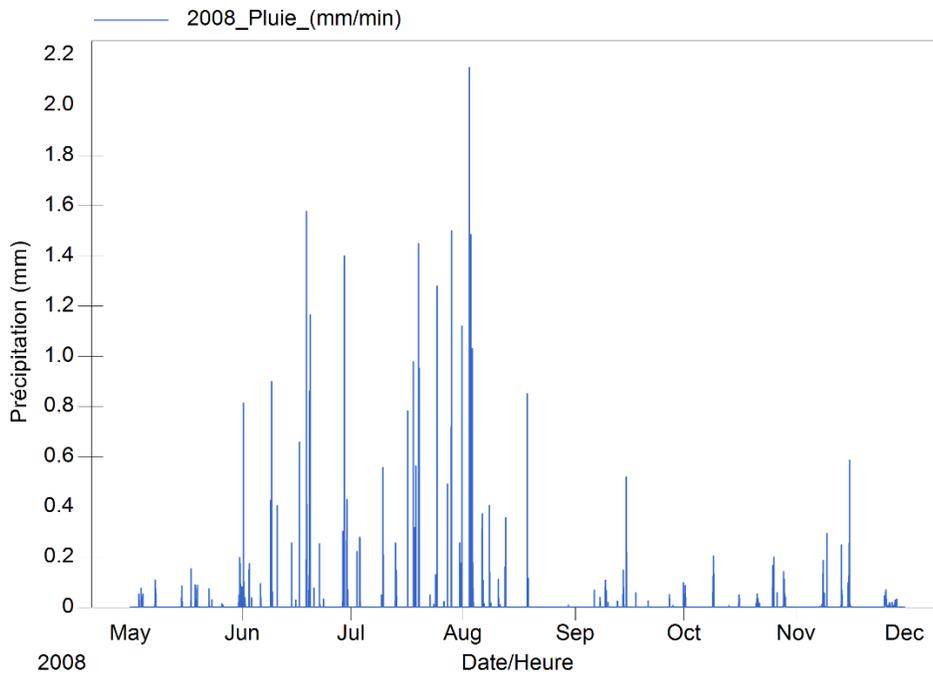


Figure 7.5 Hyétogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2008

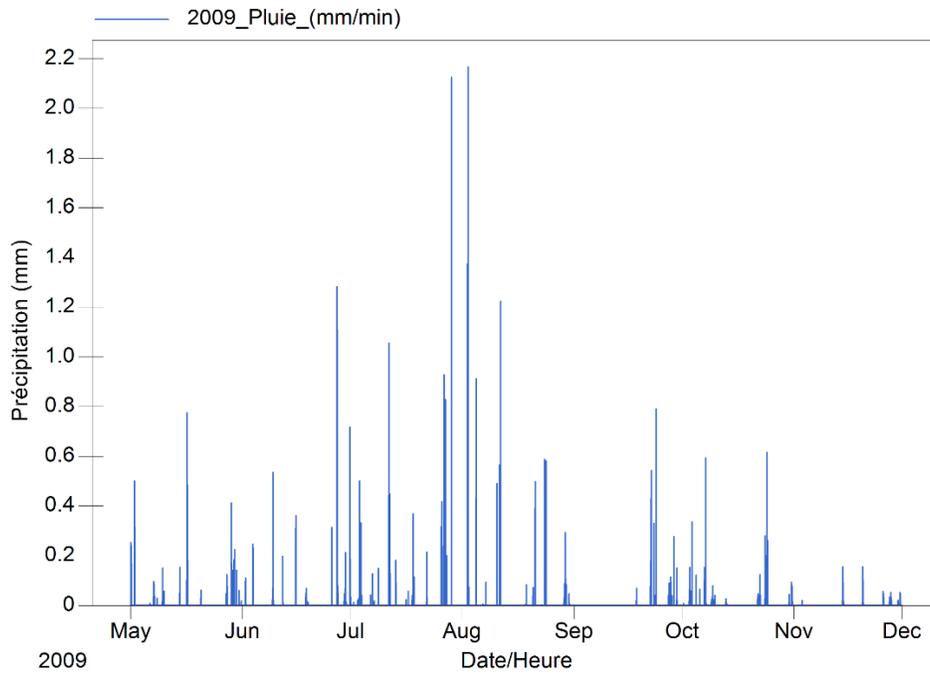


Figure 7.6 Hyetogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2009

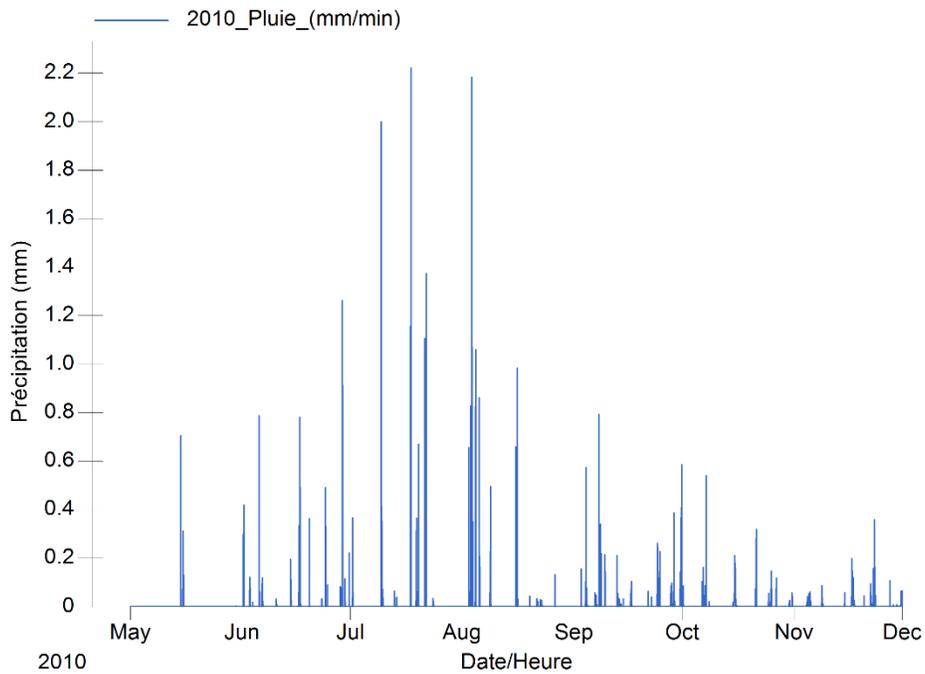


Figure 7.7 Hyetogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2010

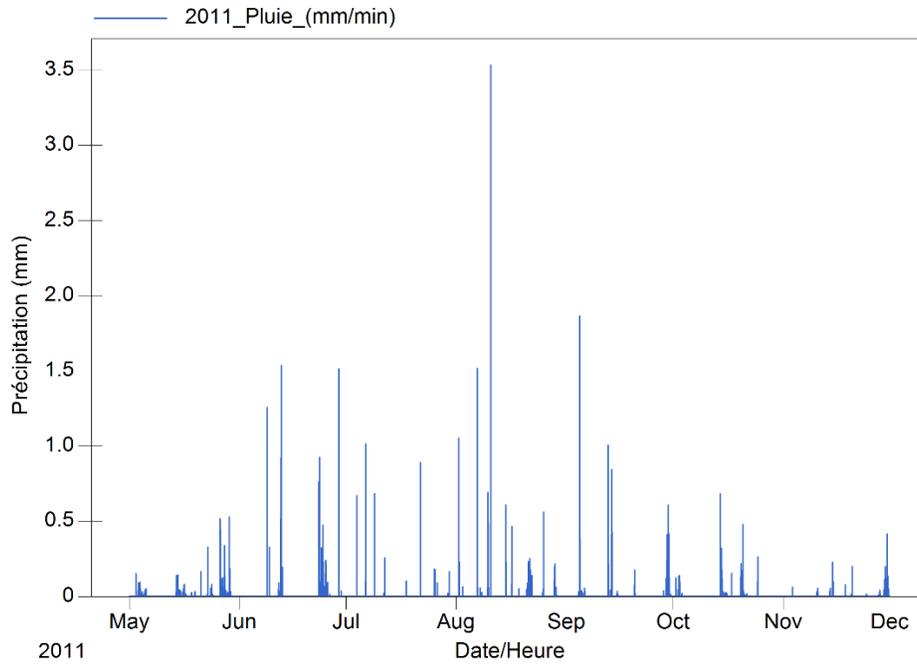


Figure 7.8 Hyetogramme du 1^{er} mai au 30 novembre 2011

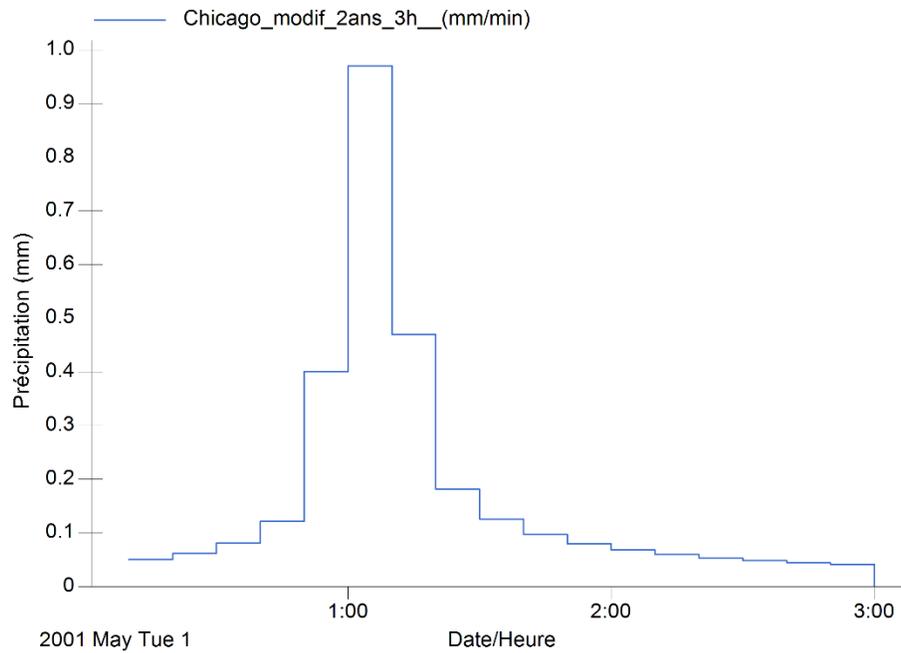


Figure 7.9 Hyetogramme de la pluie Chicago modifiée de récurrence 2 ans d'une durée de 3 h

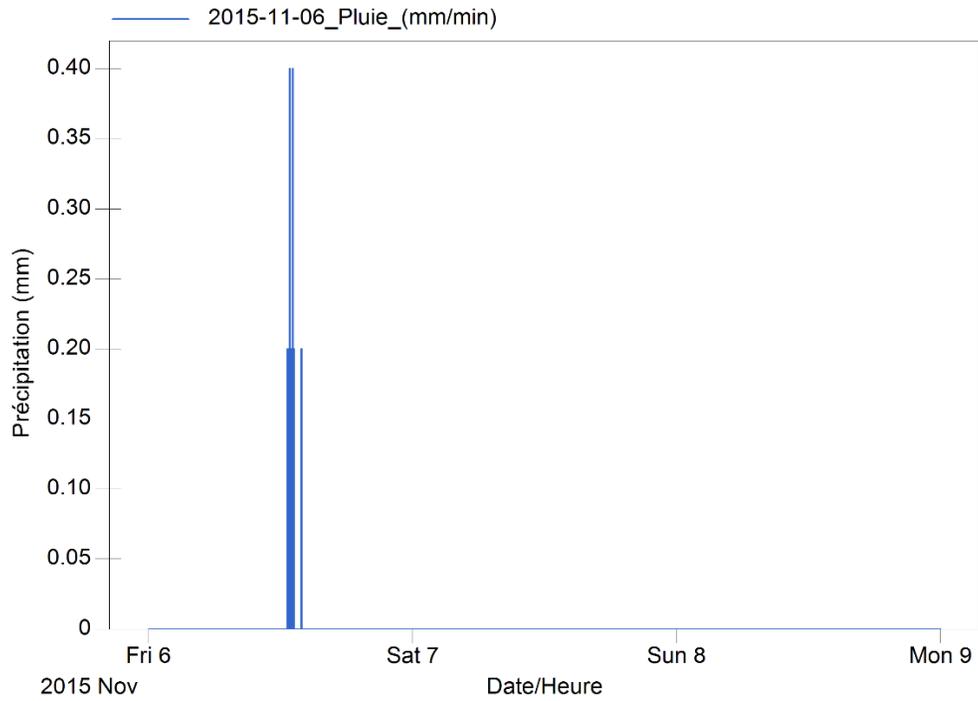


Figure 7.12 Hyetogramme de la pluie du 2015-11-06

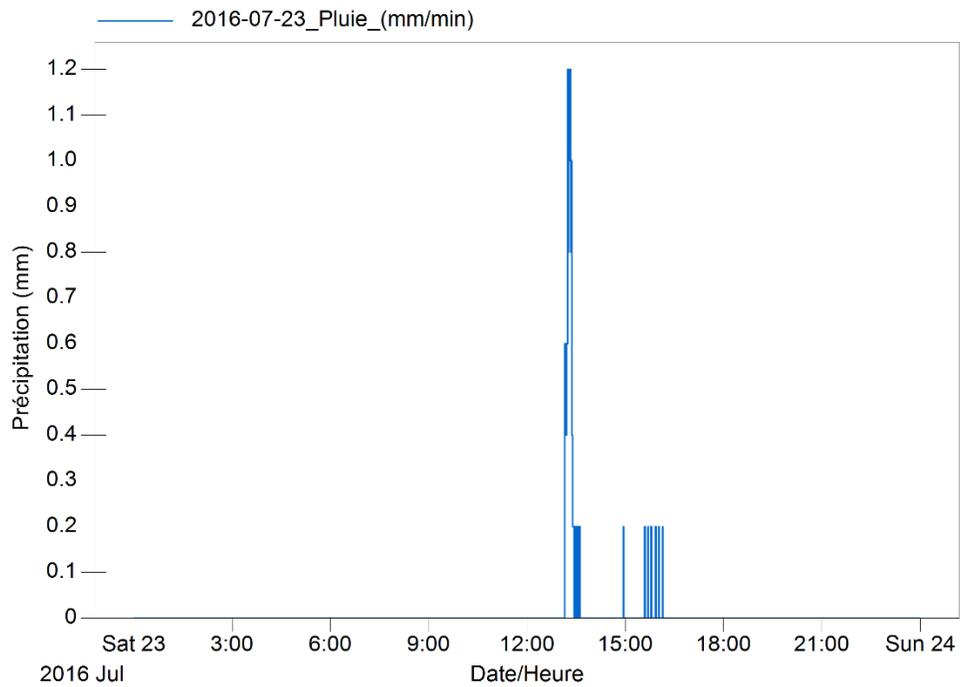


Figure 7.13 Hyetogramme de la pluie du 2016-07-23

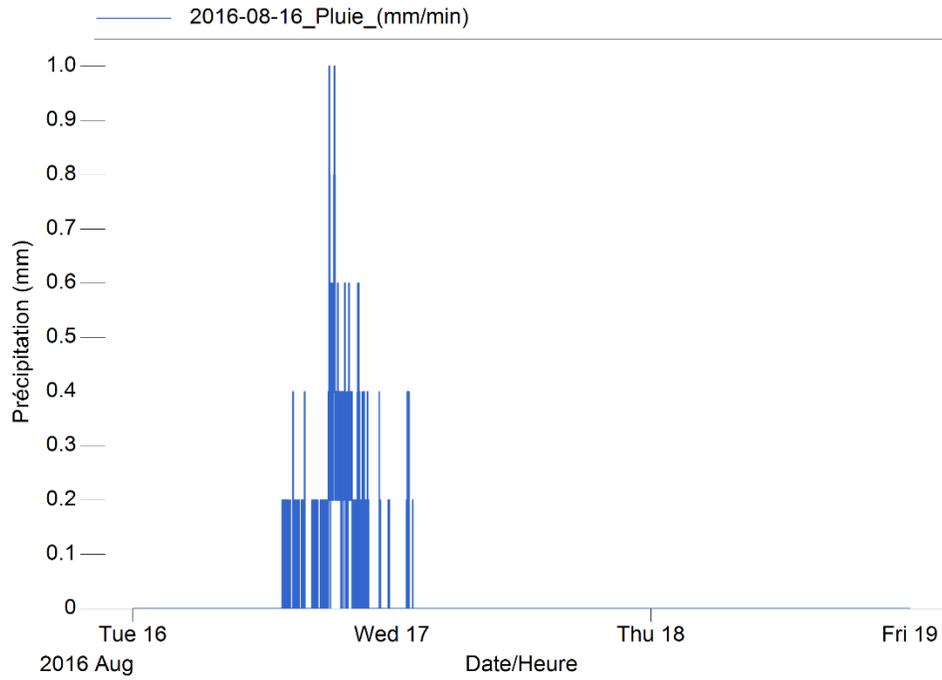


Figure 7.14 Hyétogramme de la pluie du 2016-08-16

ANNEXE V. Résultats des tests d'infiltration

Tableau 7.1 Taux d'infiltration en mm/h mesurés aux cinq sites d'étude

Site	Échantillon	Date du test						
		Août 2015	Octobre 2015	Novembre 2015	Février 2016	Mai 2016	Juin 2016	Septembre 2017
Stonedge	TB 1	121	698	1056	2101	1027		3222
	TB 2	2176	2104	1385	1335	1490		
	TB 3	1654	2739	1338	3775			
Parc des Patriotes	PP 1	5098	3746	5166			1648	
	PP 2	5460	5808	3460			5645	
	PP 3	4907	7939	4695			7974	
OMHL Place Saint-Martin	OMH 1	2369	7383	1382				
	OMH 2	1258	770	697				
	OMH 3	3485	1532					
OMHL Résidence Vimont	RV 1	5586	6052	3308			2327	
	RV 2	1454	2324	1591			2950	
	RV 3	7603	9471				9043	
École Ulric-Debien	Ulric 1						2014	
	Ulric 2						2184	
	Ulric 3	23121	18065				1687	

	: Surface enneigée
	: Impossible de garantir l'étanchéité
	: Test non effectué
	: Test réalisé très près de la bordure

ANNEXE VI. Graphique pluie-débit des événements récoltés au site Stonedge

Il est important de remarquer que les graphiques présentés dans cette annexe ne sont pas tous à la même échelle verticale. En effet, certains sont présentés avec une valeur maximale de débit de 70 L/s tandis que les plus faibles événements sont présentés avec une valeur maximale de débit de 10 L/s sur l'axe vertical.

Pour tous les graphiques de cette section, la courbe en bleu représente le débit simulé lors de la calibration ou lors de la validation du modèle créé. L'absence de courbe bleue signifie que le débit n'a pas été simulé pour cet événement.

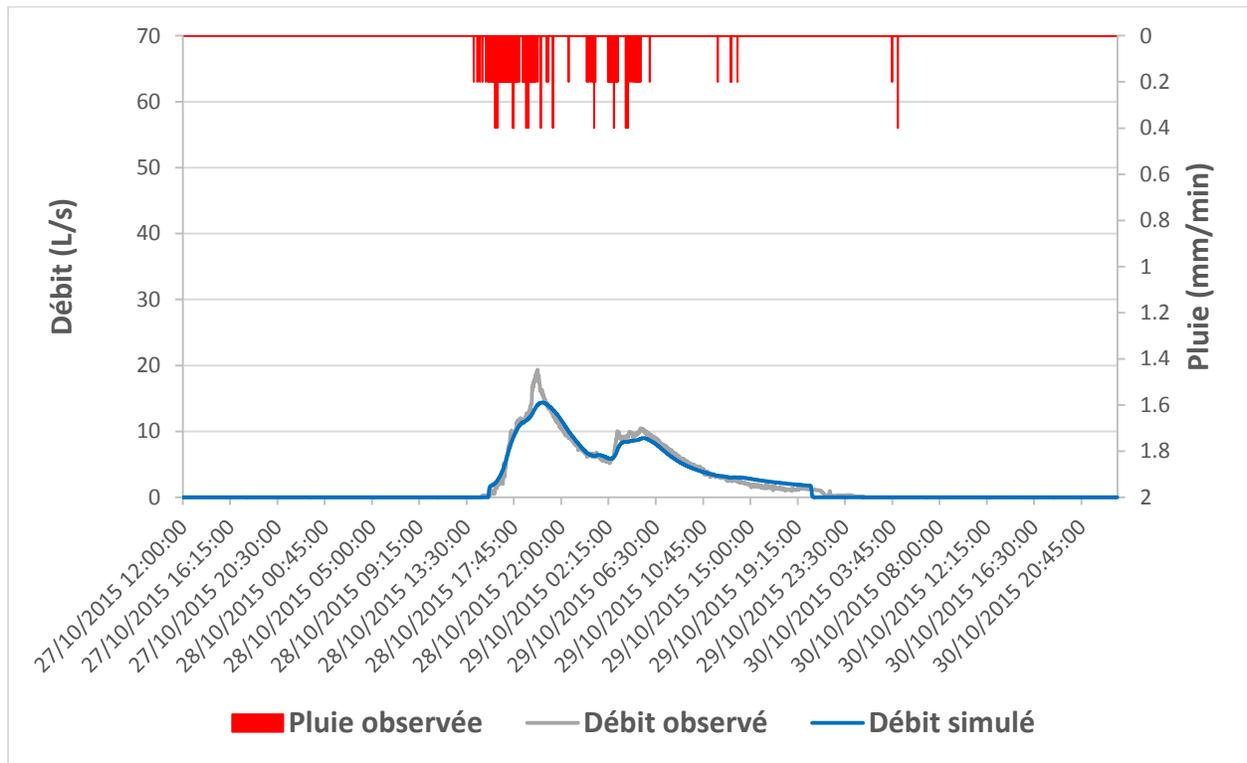


Figure 7.15 Événement no 1 : 28 octobre 2015

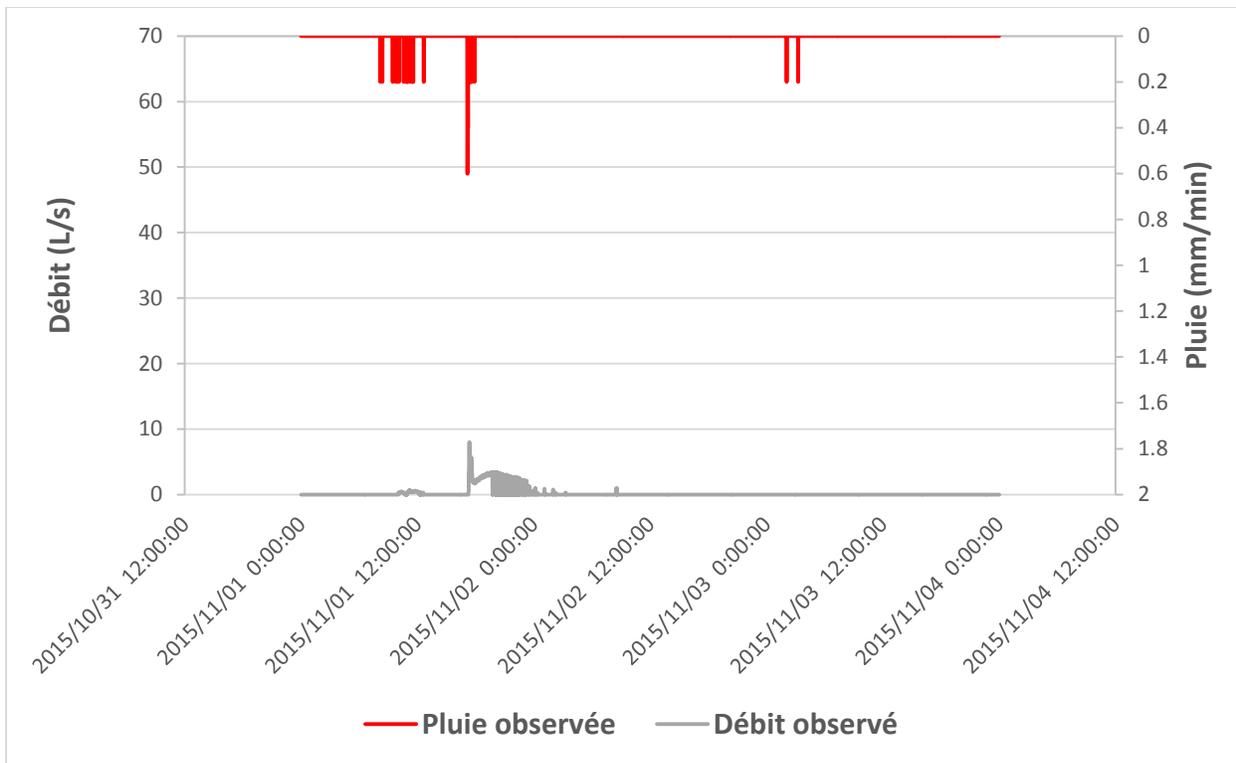


Figure 7.16 Événement no 2 : 1 novembre 2015

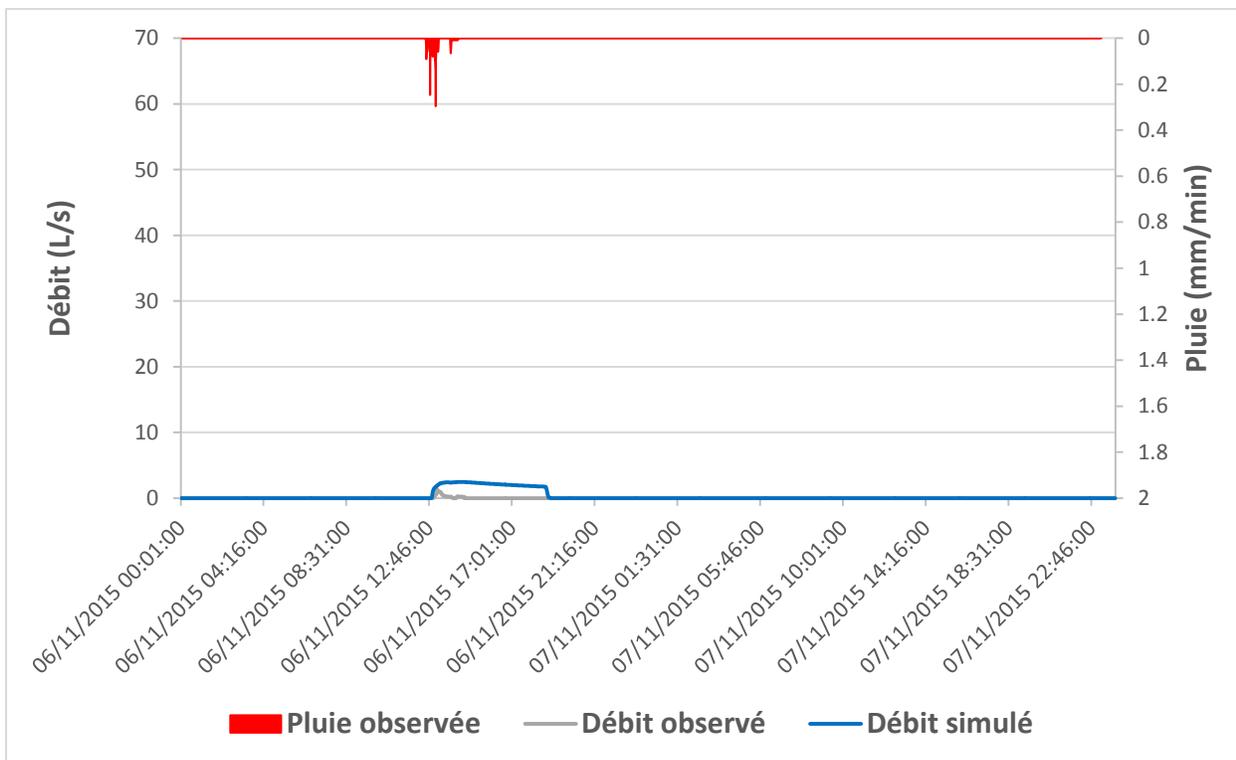


Figure 7.17 Événement no 3 : 6 novembre 2015

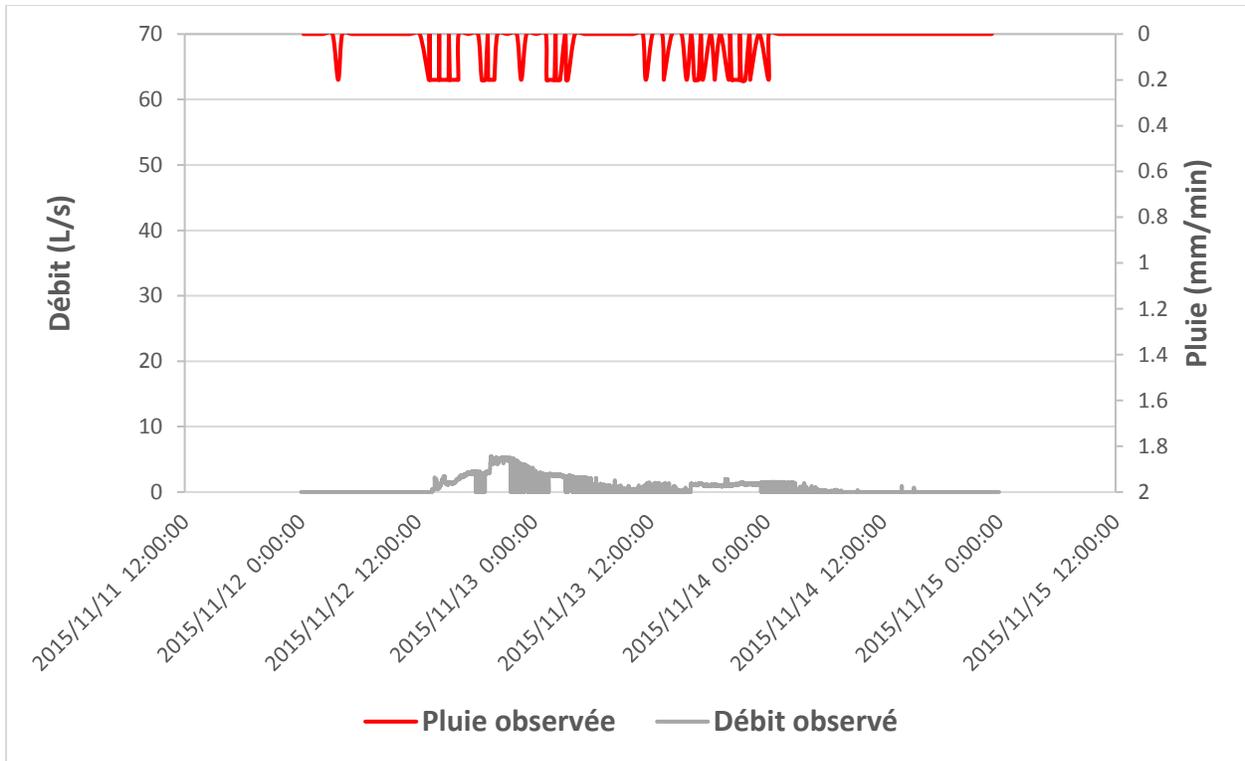


Figure 7.18 Événement no 4 : 12 novembre 2015

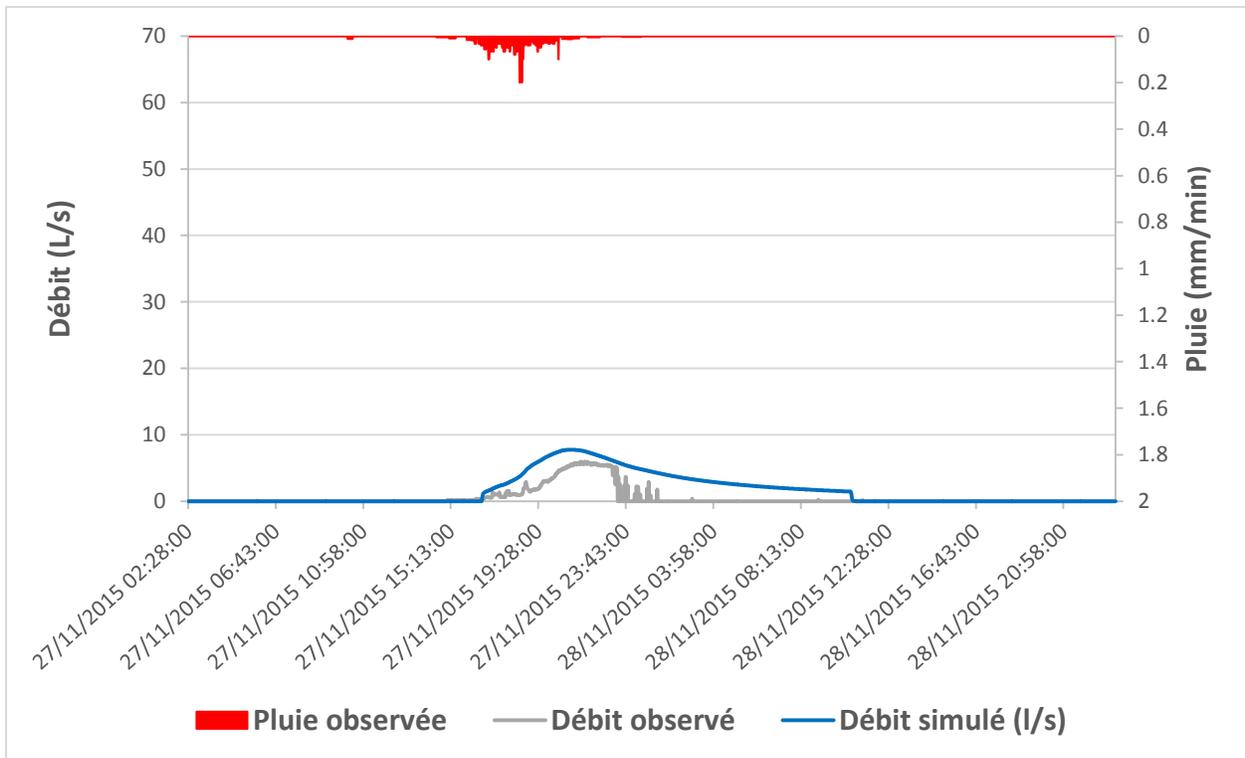


Figure 7.19 Événement no 5 : 27 novembre 2015

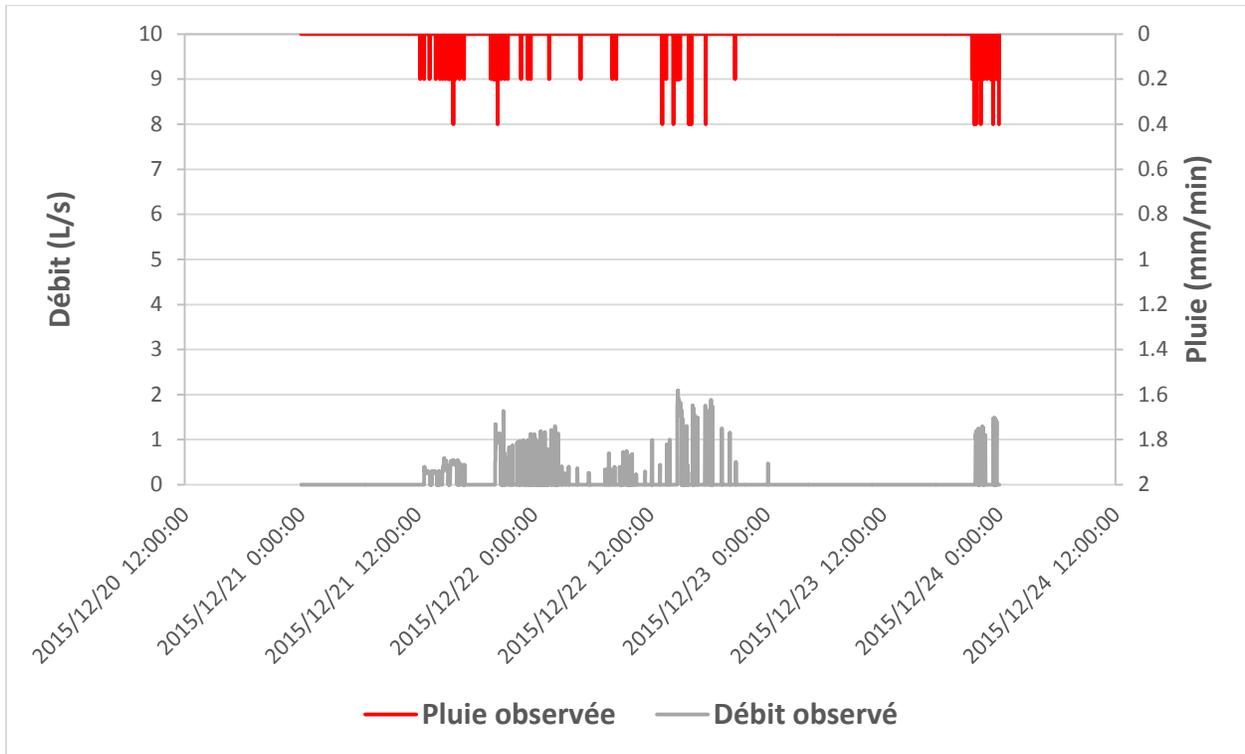


Figure 7.20 Événement no 6 : 21 décembre 2015

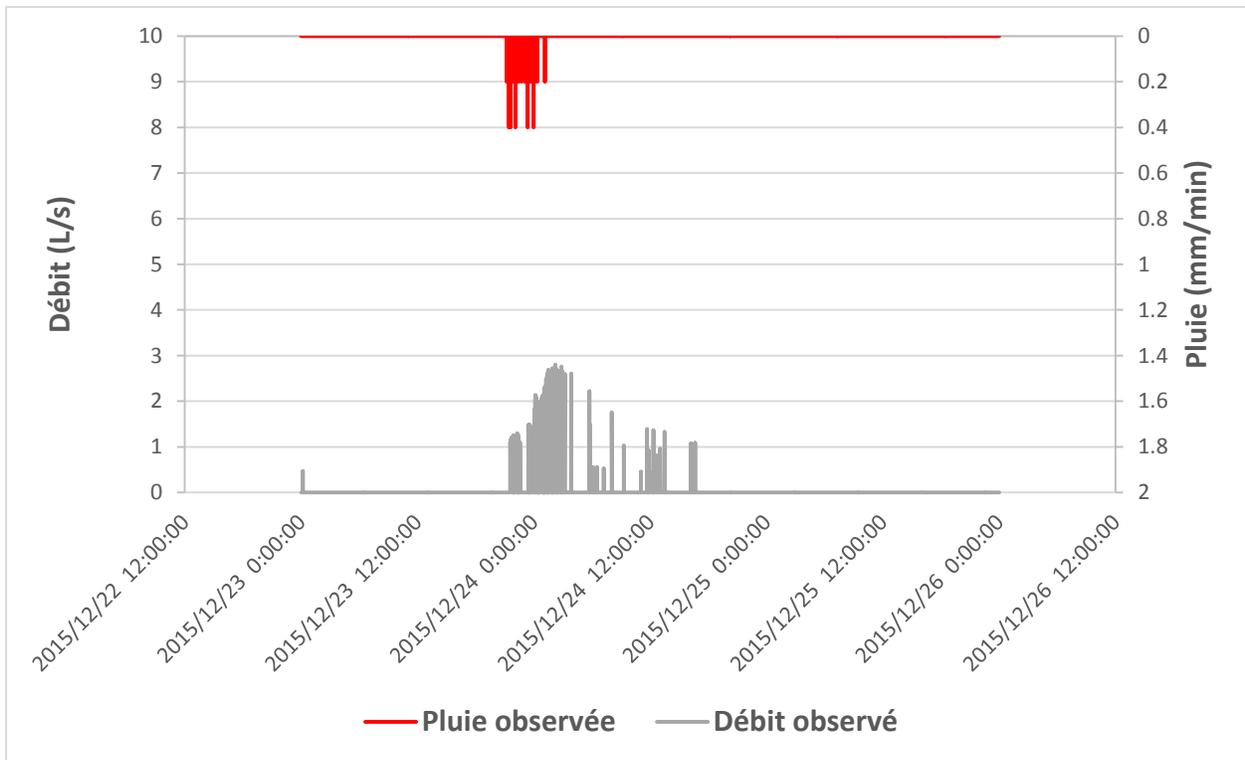


Figure 7.21 Événement no 7 : 23 décembre 2015

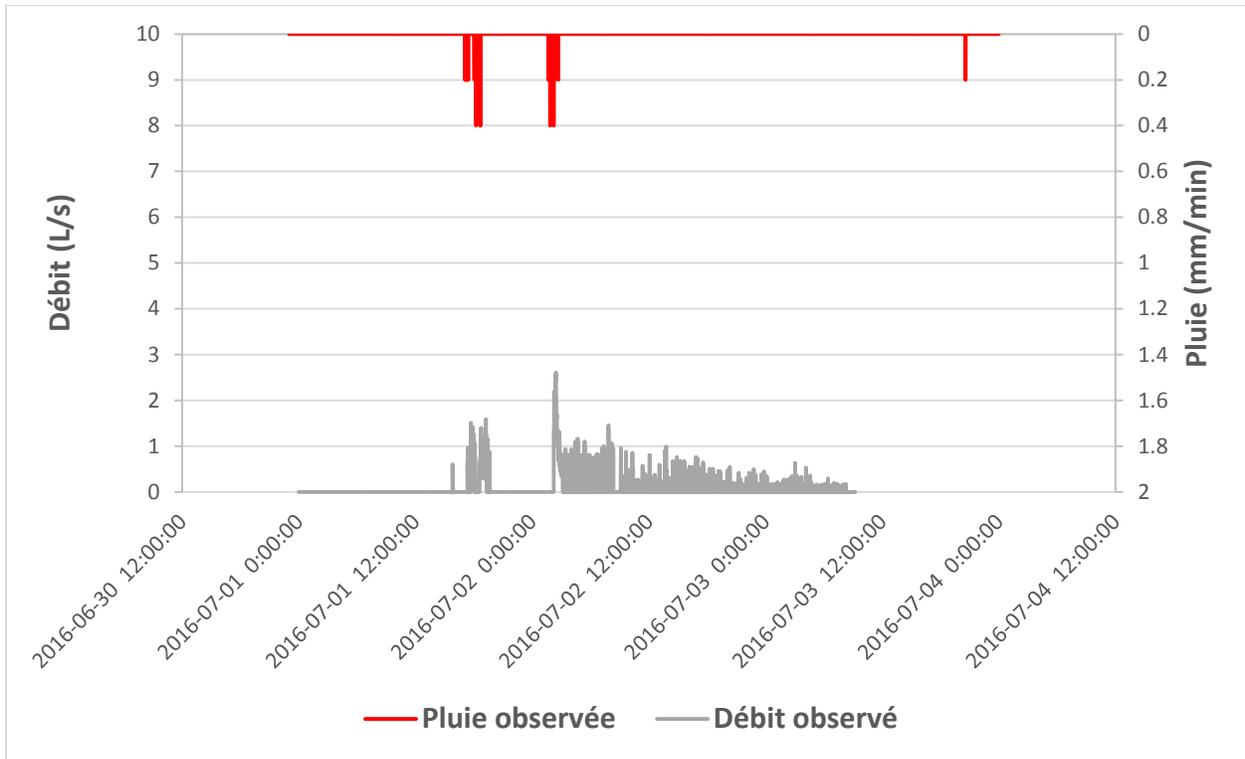


Figure 7.22 Événement no 8 : 2 juillet 2016

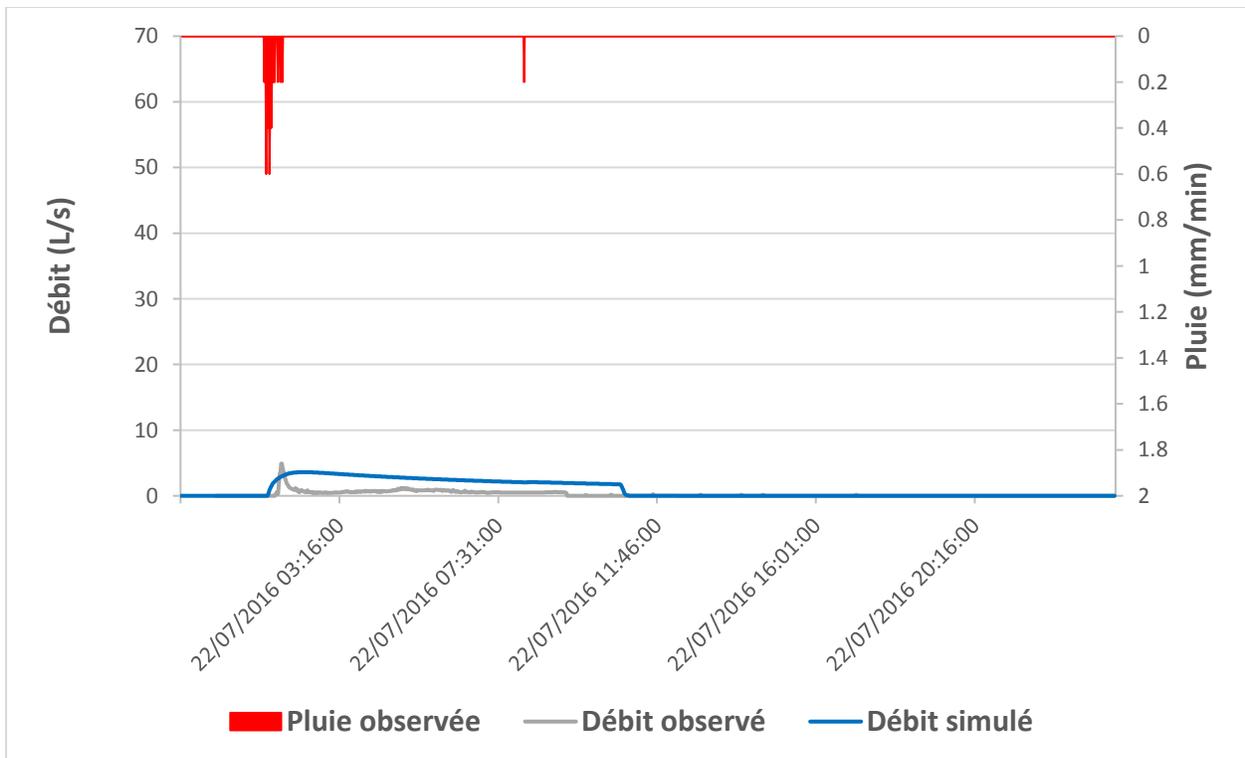


Figure 7.23 Événement no 9 : 22 juillet 2016

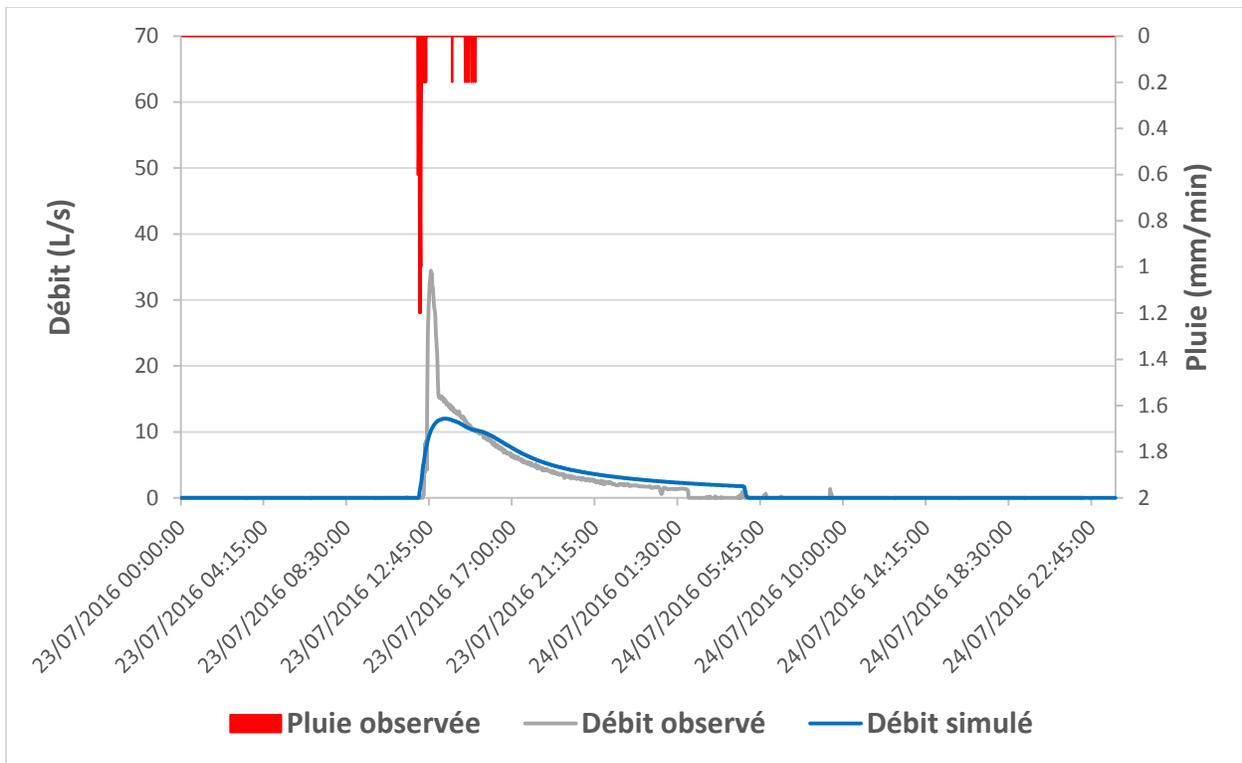


Figure 7.24 Événement no 10 : 23 juillet 2016

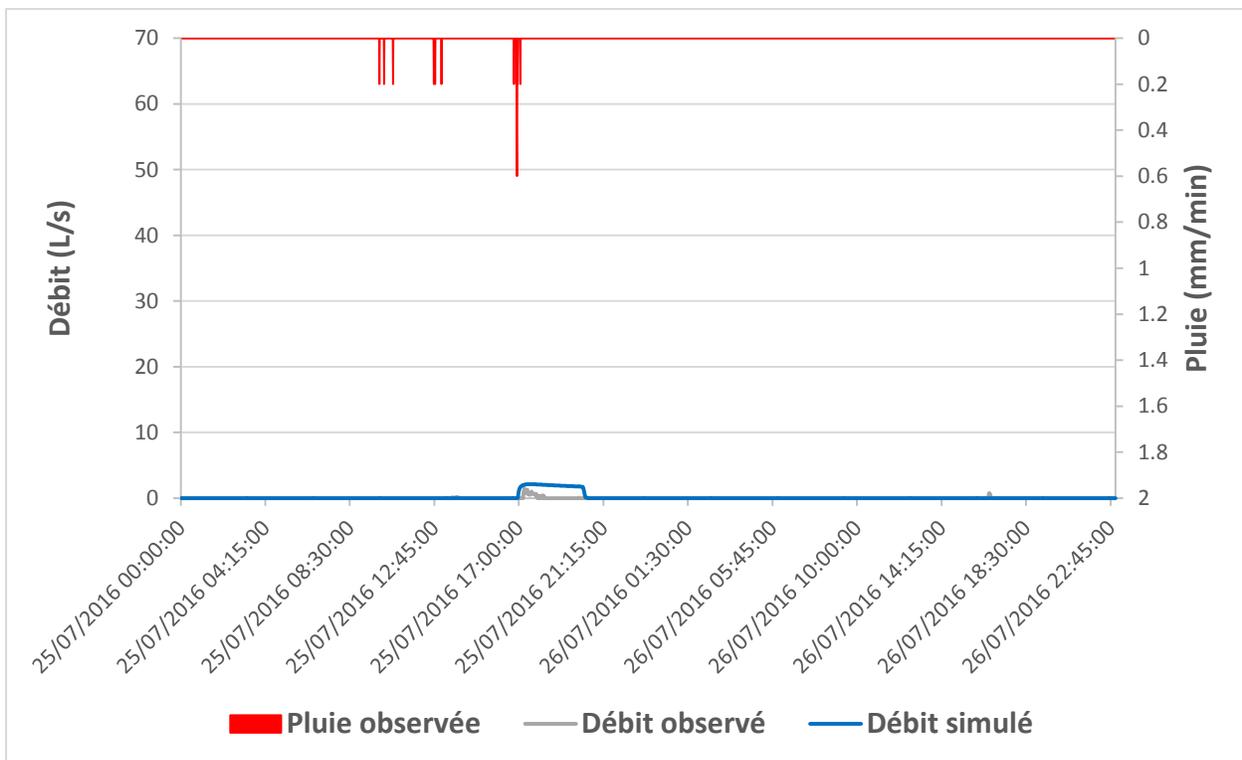


Figure 7.25 Événement no 11 : 25 juillet 2016

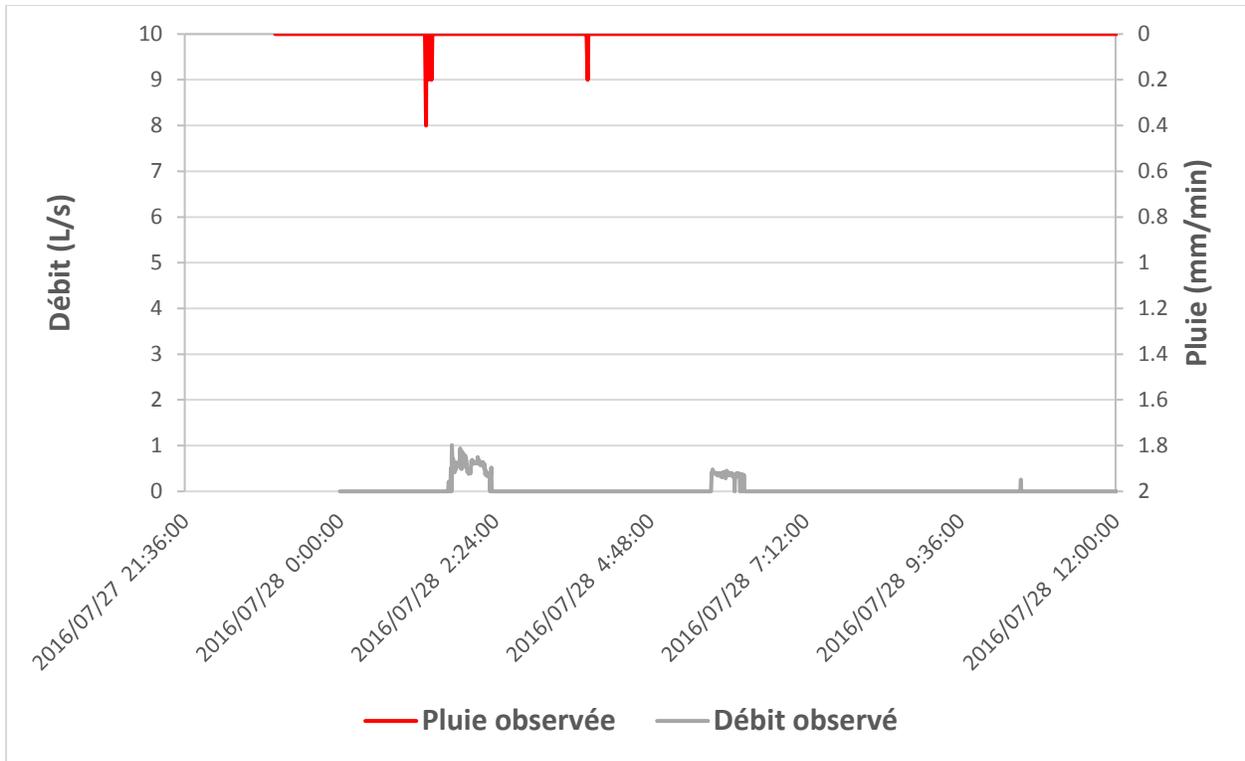


Figure 7.26 Événement no 12 : 28 juillet 2016

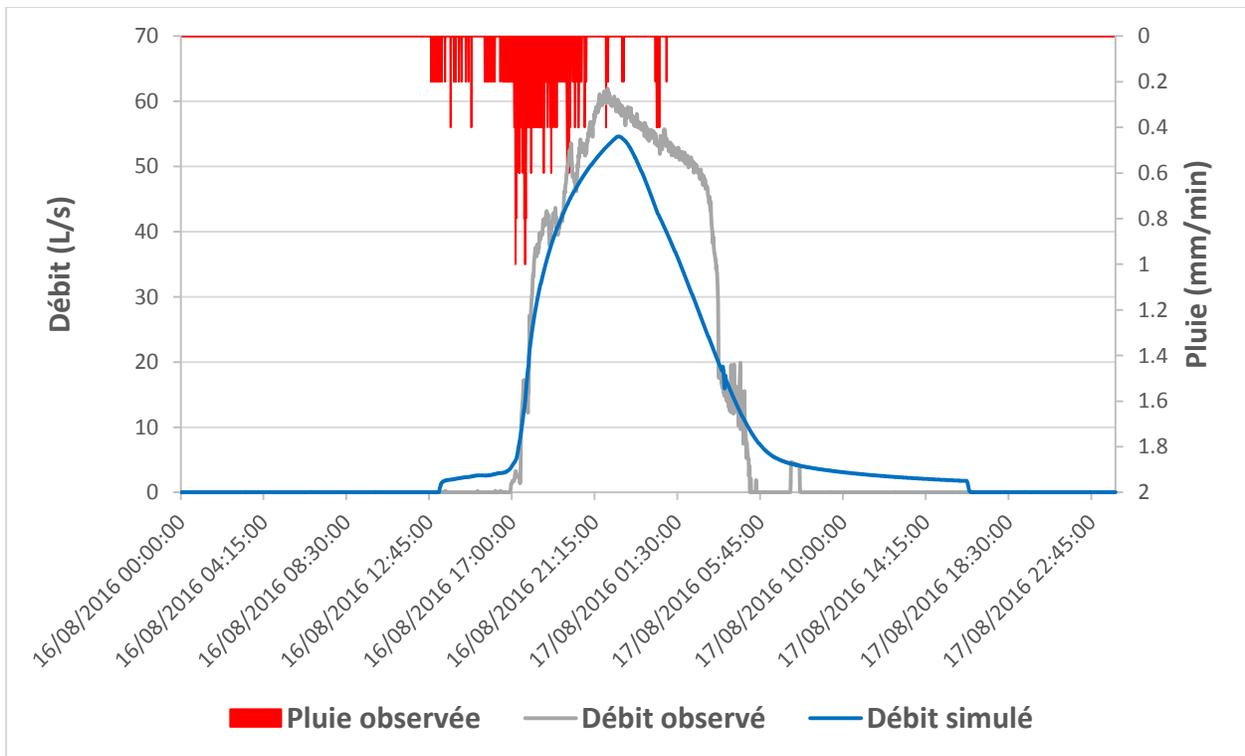


Figure 7.27 Événement no 13 : 16 août 2016

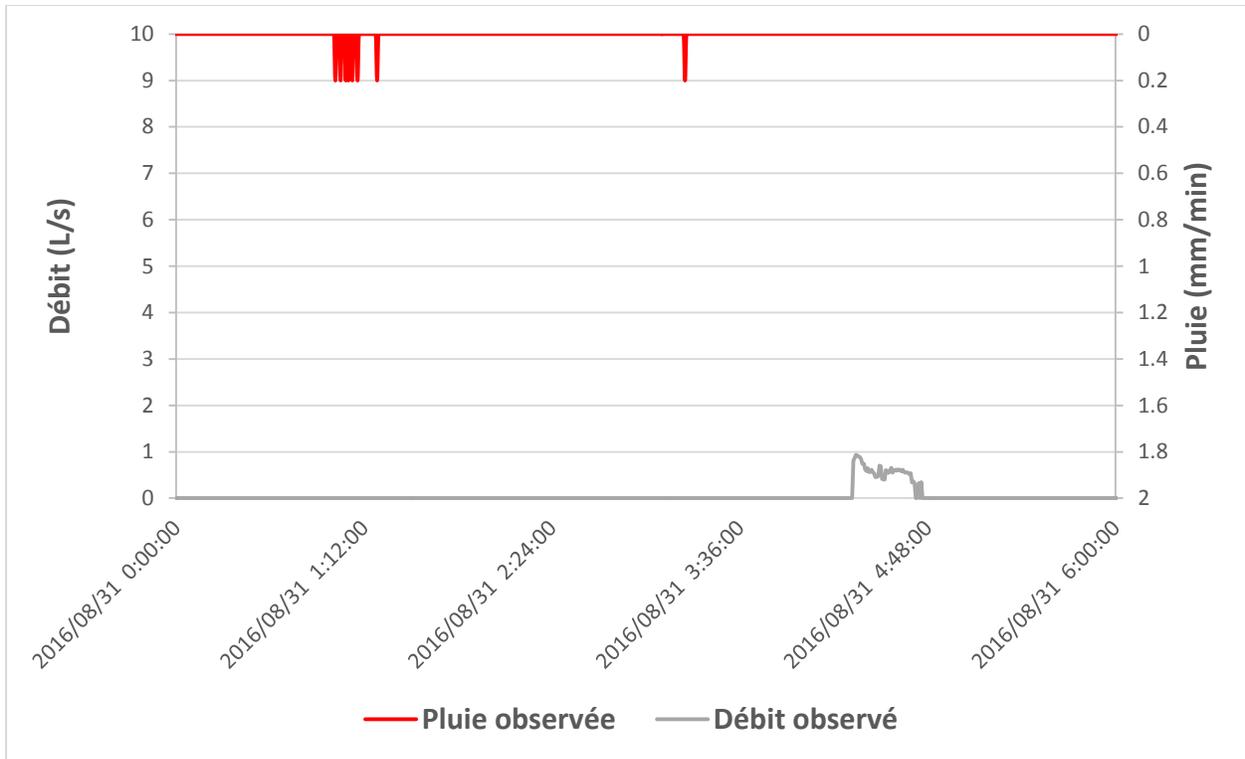


Figure 7.28 Événement no 14 : 31 août 2016

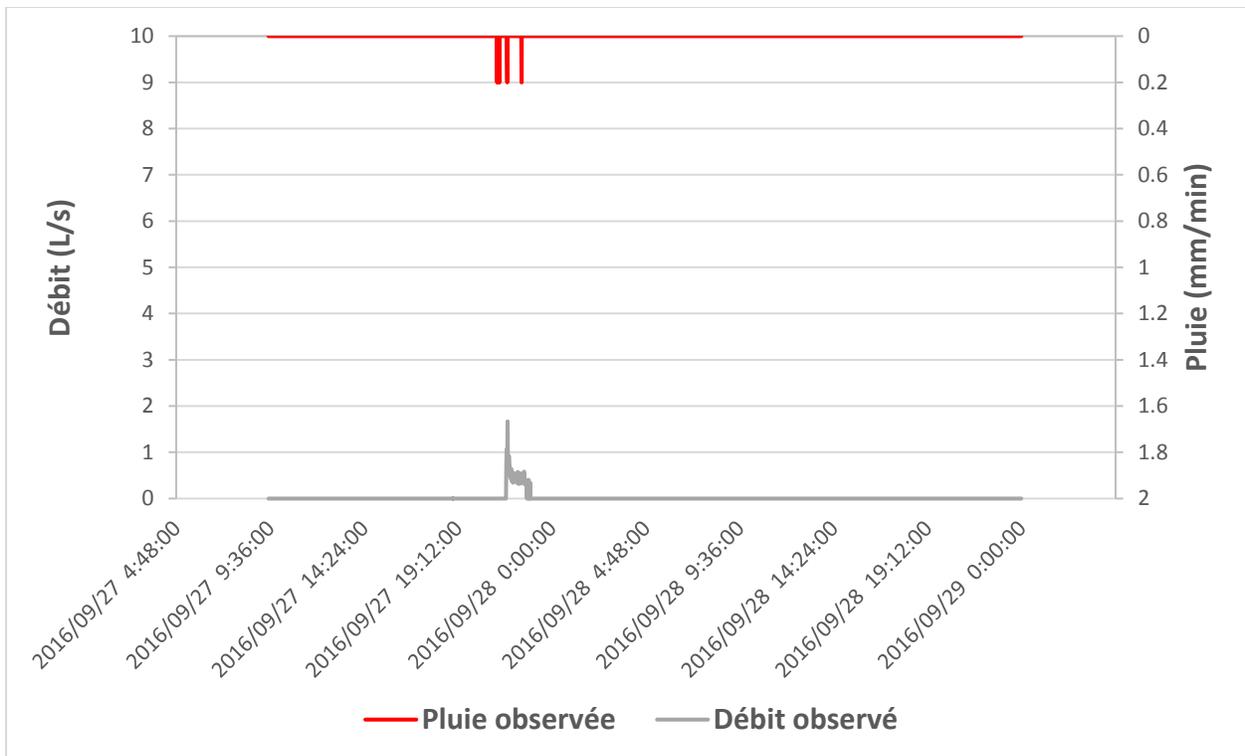


Figure 7.29 Événement no 15 : 26 septembre 2016

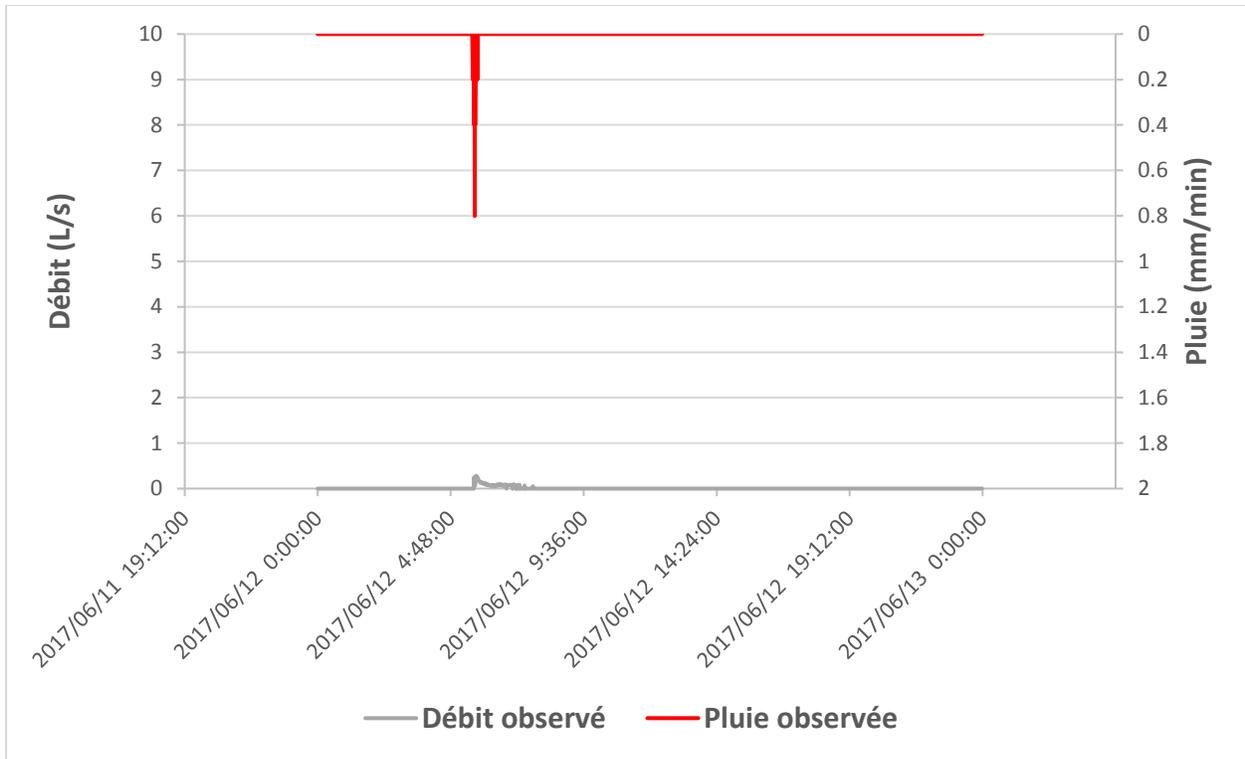


Figure 7.30 Événement no 16 : 2 juin 2017

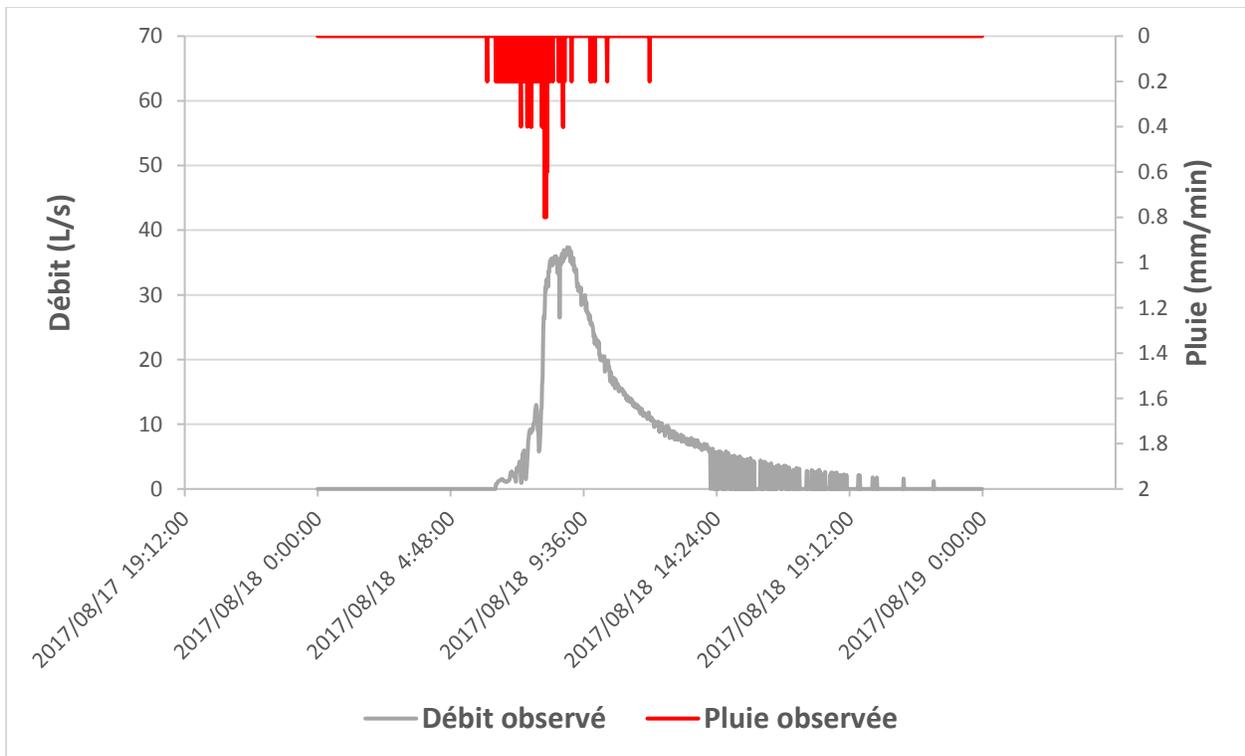


Figure 7.31 Événement no 17 : 18 août 2017

ANNEXE VII. Analyse de sensibilité

Les graphiques de cette annexe montrent la variation de l'hydrogramme simulé de l'événement no 1 du 29 octobre 2015 suite à la variation des paramètres suivants : conductivité hydraulique, pente de la conductivité et coefficient de drain. Les valeurs utilisées pour chacun des essais sont détaillées dans le Tableau 7.2.

Tableau 7.2 Valeur des paramètres pour l'analyse de sensibilité

No. Essai	Conductivité hydraulique	Pente de la conductivité	Coefficient de drain
41	127	46,25	0,4405
42	285,75	46,25	0,4405
43	444,5	46,25	0,4405
44	603,25	46,25	0,4405
45	762	46,25	0,4405
53	444,5	5	0,627
58	444,5	18,75	0,627
63	444,5	32,5	0,627
68	444,5	46,25	0,627
73	444,5	60	0,627
13	444,5	32,5	0,254
38	444,5	32,5	0,4405
63	444,5	32,5	0,627
88	444,5	32,5	0,8135
113	444,5	32,5	1

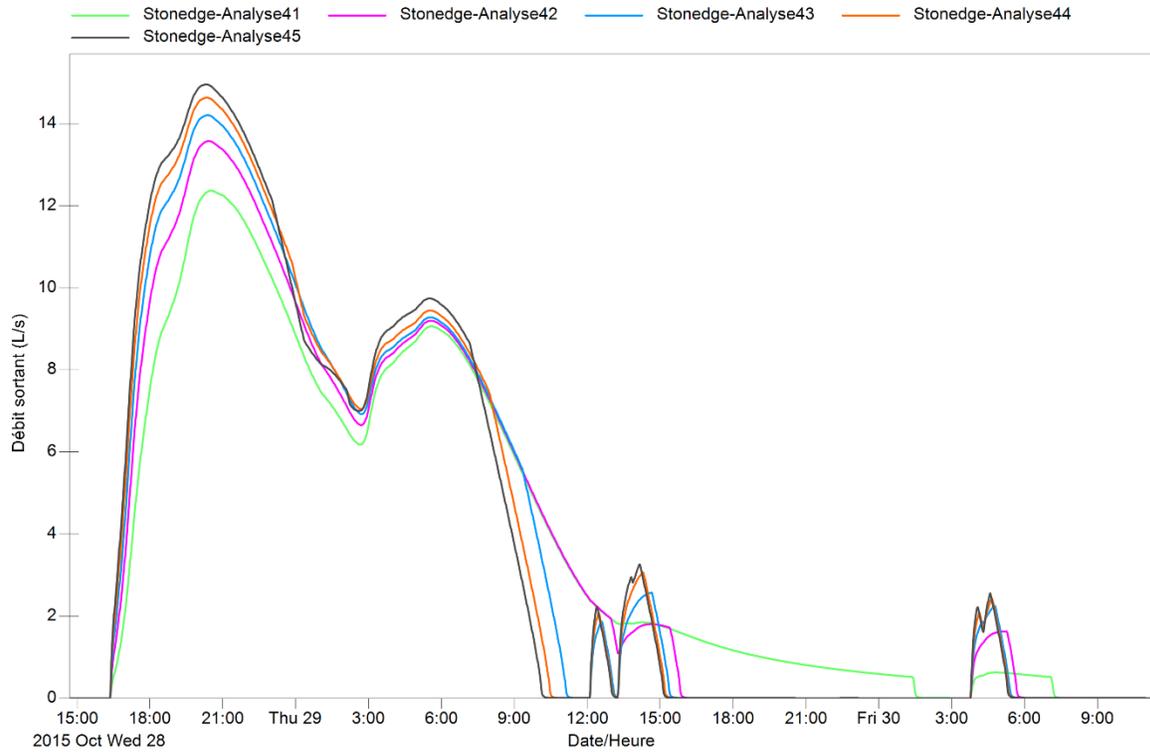


Figure 7.32 Variation de la conductivité hydraulique - Événement no 1

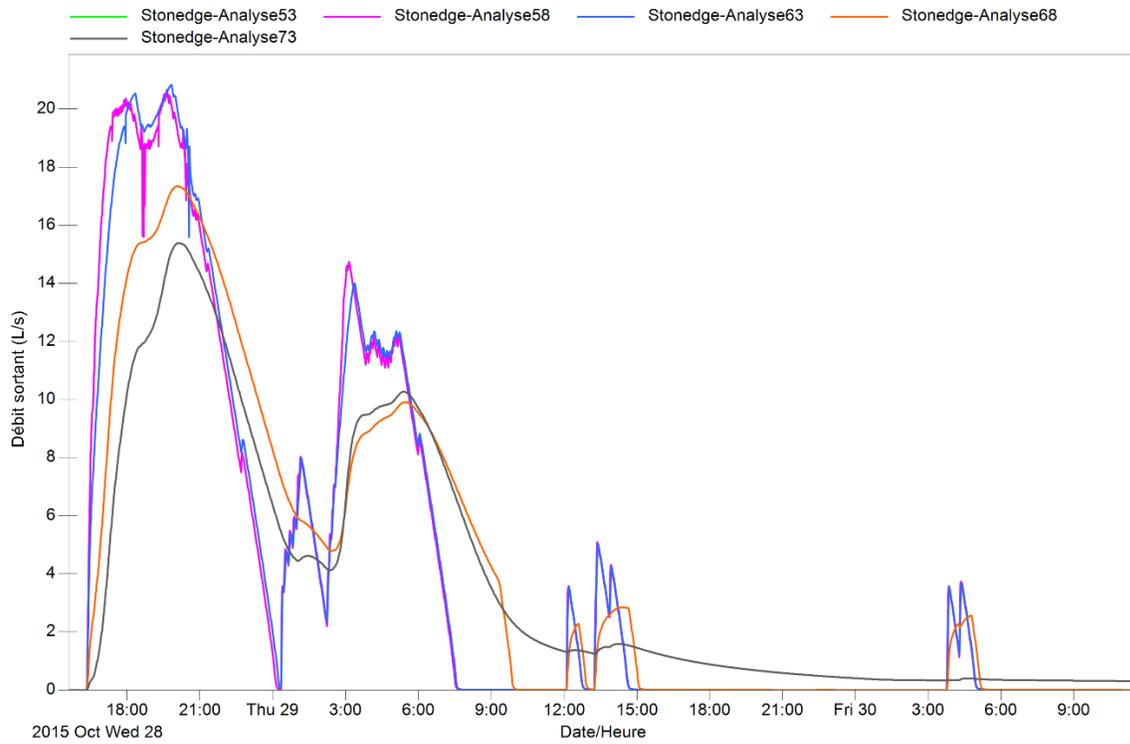


Figure 7.33 Variation de la pente de conductivité hydraulique - Événement no 1

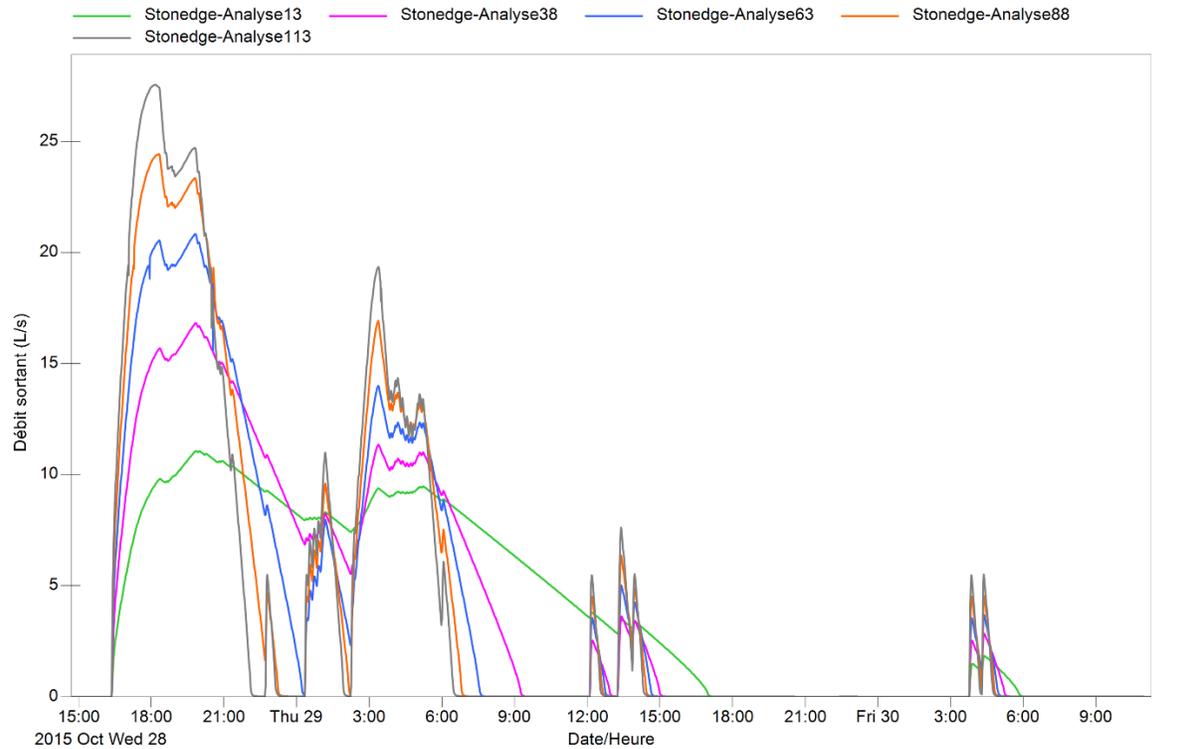


Figure 7.34 Variation du coefficient de drain - Événement no 1

ANNEXE VIII. Amélioration de la conception du pavage perméable

Tableau 7.3 Augmentation du taux d'infiltration de 0,01 mm/h à 0,12 mm/h

Numéro de l'événement	1	3	10	13	Moyenne des 4 événements
Réduction du volume (%)	13%	38%	5%	16%	18%
Réduction du débit de pointe (%)	5%	33%	1%	5%	11%
Augmentation du retard pointe	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00

Tableau 7.4 Augmentation de la hauteur du drain de 0 mm à 50 mm

Numéro de l'événement	1	3	10	13	Moyenne des 4 événements
Réduction du volume (%)	59%	100%	22%	100%	70%
Réduction du débit de pointe (%)	38%	100%	8%	100%	62%
Augmentation du retard pointe	09:09:00	-	00:06:00	-	-

Tableau 7.5 Réduction du coefficient de drain de 0,97 à 0,50

Numéro de l'événement	1	3	10	13	Moyenne des 4 événements
Réduction du volume (%)	0%	0%	0%	0%	0%
Réduction du débit de pointe (%)	20%	5%	33%	24%	20%
Augmentation du retard pointe	00:52:00	00:29:00	00:27:00	01:58:00	-

Tableau 7.6 Combinaison des trois modifications

Numéro de l'événement	1	3	10	13	Moyenne des 4 événements
Réduction du volume (%)	72%	100%	27%	100%	75%
Réduction du débit de pointe (%)	57%	100%	42%	100%	75%
Augmentation du retard pointe	10:24:00	-	00:35:00	-	-

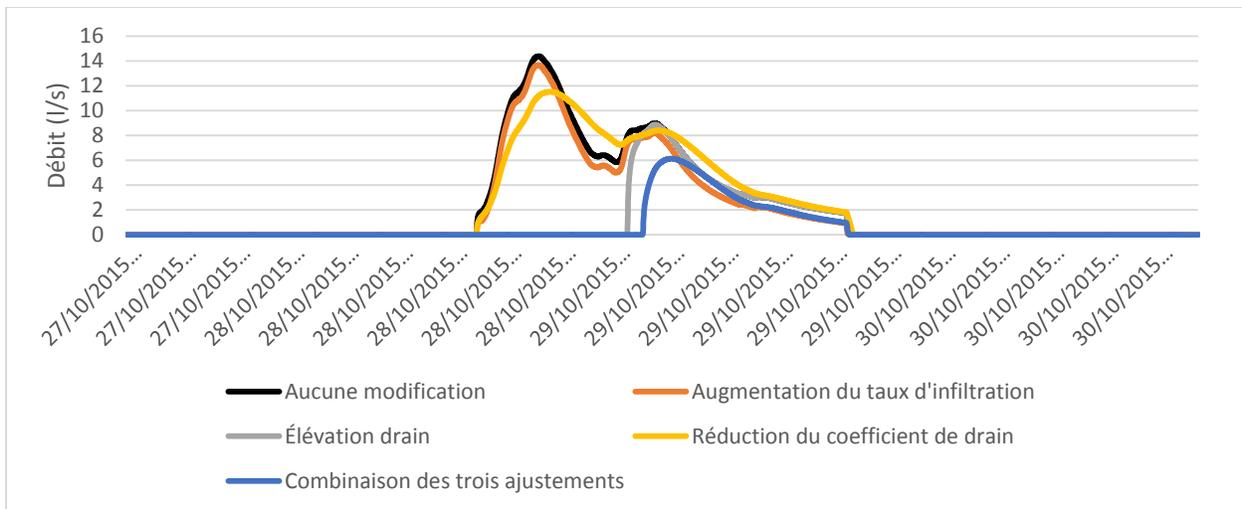


Figure 7.35 Modification des paramètres du PP pour l'événement no 1

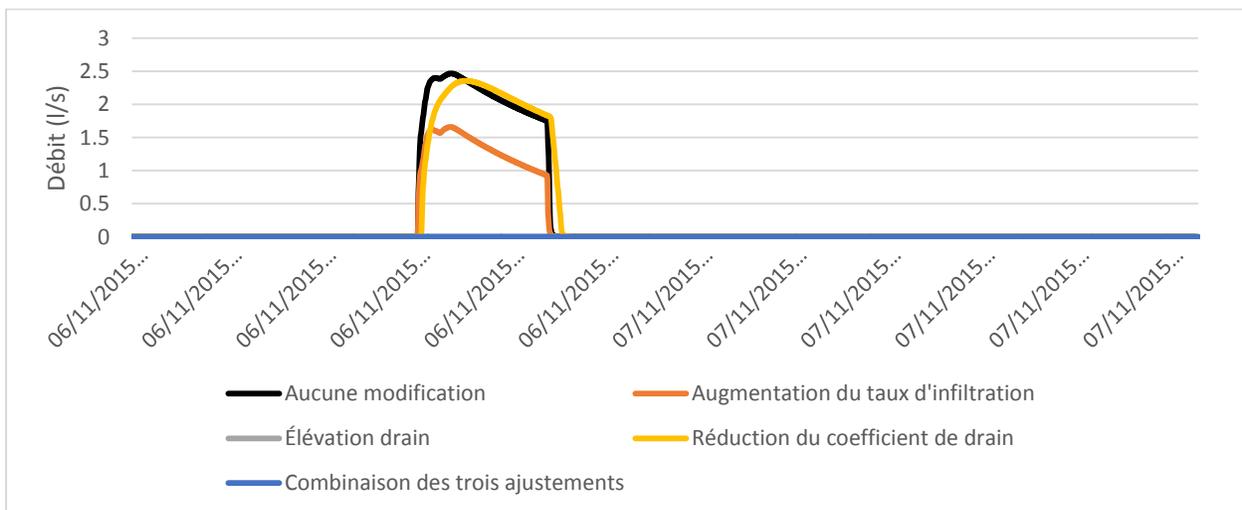


Figure 7.36 Modification des paramètres du PP pour l'événement no 3

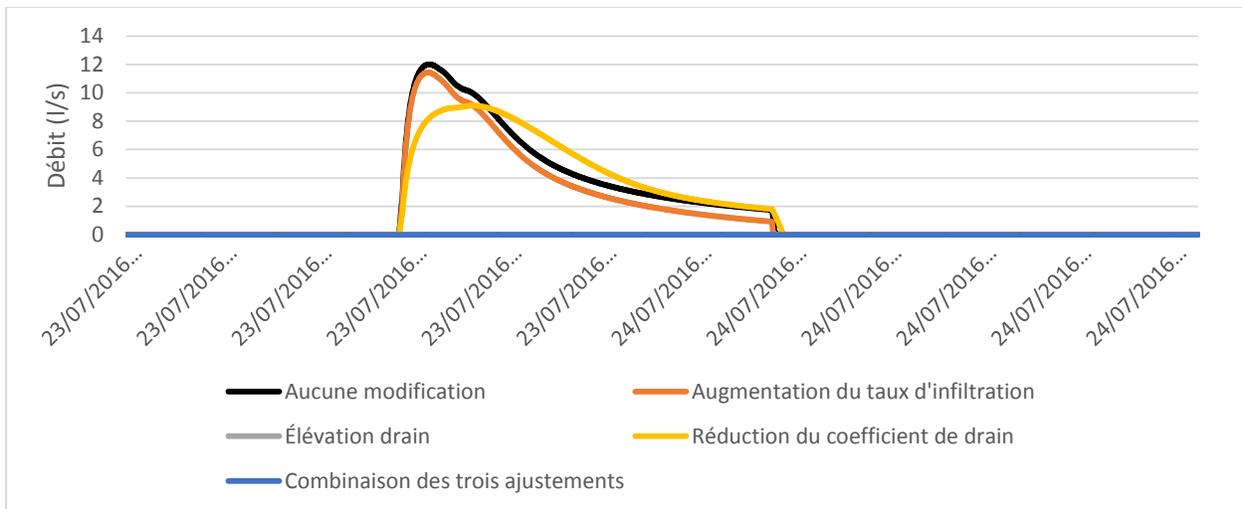


Figure 7.37 Modification des paramètres du PP pour l'événement no 10

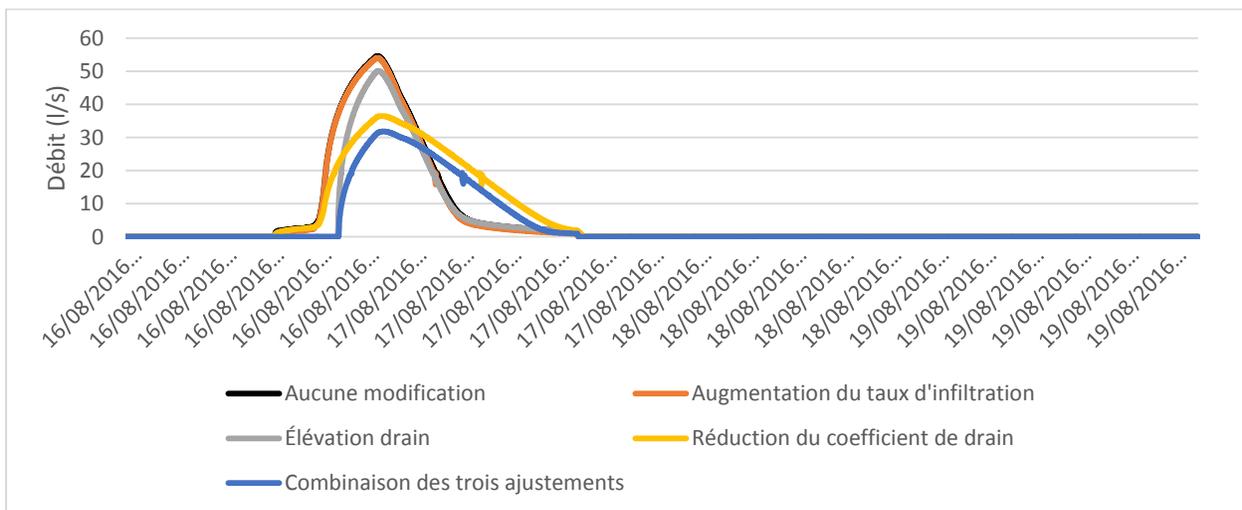


Figure 7.38 Modification des paramètres du PP pour l'événement no 13

ANNEXE IX. Résultats détaillés des simulations

Les détails des résultats de simulations sont présentés dans cette section. Dans chaque tableau, le scénario P0 indique les résultats avant l'ajout de cellules de PP au modèle alors que le scénario P1 présente les résultats suite à l'implantation virtuelle de PP.

Surverse des secteurs unitaires

Tableau 7.7 Nombre de jours avec surverse avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	P0	2	1	3	2	2	1	4	0	9
	P1	0	1	3	0	1	0	4	0	4
Unitaire 2	P0	32	30	48	29	33	39	33	34	278
	P1	25	28	43	20	27	36	29	33	241

Tableau 7.8 Volume de surverse (m³) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	P0	13,9	14,1	1186,0	52,9	51,4	277,3	856,4	0,0	2452,1
	P1	0,0	0,4	449,6	0,0	4,4	0,0	411,0	0,0	865,4
Unitaire 2	P0	20220,0	37330,0	35650,0	18330,0	19820,0	16860,0	41840,0	21900,0	211930,
	P1	14320,0	28520,0	29020,0	89900,0	15310,0	11780,0	31390,0	17550,0	156880,

Tableau 7.9 Volume de surverse (m³) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Scénario	Pluie 1:2 ans	Pluie 1:10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Unitaire 1	P0	1,14	335,50	0,00	0,00	0,00	67,88
	P1	0,00	189,20	0,00	0,00	0,00	2,224
Unitaire 2	P0	1547,00	2680,00	453,20	0,00	565,70	4844,00
	P1	1386,00	2466,00	358,30	0,00	506,80	4576,00

Tableau 7.10 Durée des surverses (h) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Unitaire 1	P0	0,16	0,07	3,29	0,45	0,18	0,91	3,38	0,00	8,44
	P1	0,00	0,01	2,16	0,00	0,08	0,00	2,16	0,00	4,40
Unitaire 2	P0	46,64	108,2	95,81	39,32	53,97	55,09	78,21	60,94	538,18
	P1	39,20	90,0	77,54	21,82	41,81	43,05	64,09	50,13	427,64

Tableau 7.11 Durée des surverses(h) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Scénario	Pluie 1:2 ans	Pluie 1:10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Unitaire 1	P0	0,07	1,01	0,00	0,00	0,00	0,77
	P1	0,00	0,92	0,00	0,00	0,00	0,09
Unitaire 2	P0	1,98	2,28	3,17	0,00	0,60	5,90
	P1	1,87	2,28	2,97	0,00	0,58	6,27

Durée d'inondation de surface

Tableau 7.12 Durée d'inondation de surface(h) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Industriel 1	P0	18,85	20,51	56,15	23,67	23,34	17,97	54,1	16,22	230,81
	P1	3,21	3,23	14,82	0,79	5,26	0,92	11,22	3,31	42,76
Industriel 2	P0	79,69	125,99	154,29	79,99	87,65	68,06	181,24	87,48	864,39
	P1	31,71	45,33	75,3	17,44	33,19	15,14	81,47	33,42	333
Unitaire 1	P0	0,03	0,05	0,36	0,01	0,04	0,05	0,28	0,01	0,83
	P1	0,01	0,04	0,33	0,00	0,05	0,00	0,19	0,01	0,63
Unitaire 2	P0	0,11	0,05	0,55	0,09	0,05	0,02	0,17	0,09	1,13
	P1	0,11	0,04	0,32	0,00	0,05	0,00	0,12	0,09	0,73

Tableau 7.13 Durée d'inondation de surface(h) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Scénario	Pluie 1:2 ans	Pluie 1:10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Industriel 1	P0	4,8	12,02	0,00	0,00	1,61	5,28
	P1	0,85	4,19	0,00	0,00	0,26	0,18
Industriel 2	P0	12,58	21,54	0,57	0,00	4,57	27,19
	P1	5,77	12,49	0,00	0,00	1,87	12,63
Unitaire 1	P0	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00
	P1	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
Unitaire 2	P0	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
	P1	0,00	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00

Volumes rejetés

Tableau 7.14 Volumes rejetés (m³) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2004-2011
Industriel 1	P0	44830	81000	95950	52080	57380	55850	81610	64610	533310
	P1	29090	60360	73670	27320	38570	32960	58110	43790	363870
Industriel 2	P0	42940	78160	90960	49380	54280	54420	78690	61080	507910
	P1	28390	59500	72400	26130	37480	31650	57390	42580	355520

Tableau 7.15 Volumes rejetés (m³) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Scénario	Pluie 1:2 ans	Pluie 1:10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Industriel 1	P0	2501	3747	2346	8811	1075	6285
	P1	1998	3553	1782	5043	5887	6235
Industriel 2	P0	2345	3502	2147	8052	1007	6115
	P1	1947	3469	1697	4685	562	6168

Débits de pointe

Tableau 7.16 Débits de pointe (l/s) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies annuelles

Secteur	Scénario	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Industriel 1	P0	940	889	1132	811	893	846	1042	807
	P1	726	672	974	505	709	486	830	667
Industriel 2	P0	447	411	470	422	423	387	451	430
	P1	426	376	443	379	393	368	421	402

Tableau 7.17 Débits de pointe (l/s) avant et après l'implantation de PP pour les scénarios de pluies synthétiques et événementielles

Secteur	Scénario	Pluie 1:2 ans	Pluie 1:10 ans	Événement no 1	Événement no 3	Événement no 10	Événement no 13
Industriel 1	P0	743	1083	1090	28	686	666
	P1	586	902	105	16	481	437
Industriel 2	P0	398	460	169	26	386	371
	P1	368	423	98	16	364	346