

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M.Ing.

PAR
Riadh AYADI

PRATIQUES DE GESTION OPTIMALE (PGO) DANS
LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

MONTREAL, LE 01 FÉVRIER 2010

© Ayadi Riadh, 2010

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE OU THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Saad BENNIS, ing., Ph.D., directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Robert LECONTE, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Musandji FUAMBA, examinateur externe
École polytechnique de Montréal

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 18 NOVEMBRE 2009

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué sous la direction du professeur Saad Bennis, qui malgré ses engagements, a suivi ce travail avec grand intérêt, l'a guidé tout au long de ses conseils et ses remarques avisées et l'a éclairé de son vaste champ de connaissance en hydraulique et hydrologie. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour son soutien moral et financier.

Je dédie ce travail à ma mère « Meriem », mon père « Achour », mes frères, mes sœurs, mes nièces et mes neveux pour le soutien exceptionnel qu'ils m'ont procuré malgré la distance qui nous sépare.

Pour finir, c'est à ma femme, Mouna, que je pense. Sa patience a été mise à rude épreuve aux heures où le travail m'a rendu très peu disponible. Et pour notre petit enfant adorable « YASSINE » qui est venu au monde au moment où je dois déposer ce travail.

PRATIQUES DE GESTION OPTIMALE (PGO) DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES AU QUÉBEC

Riadh AYADI

RÉSUMÉ

Le présent document offre un bref aperçu de la raison d'être des programmes de gestion des eaux pluviales et explique les raisons de l'importance de mettre en application des mesures de maîtrise des eaux de ruissellement dans un contexte de développement durable.

Le but du présent document est d'évaluer les bénéfices hydrauliques et environnementaux de l'implantation des Pratiques de Gestion Optimales à travers une étude de cas représentée par le réseau du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun. Les performances hydraulique et environnementale ont été analysées et comparées pour trois scénarios de configuration du réseau. Le premier scénario de base consiste à analyser le réseau dans son état actuel de fonctionnement sans aucune intervention. L'objectif du deuxième scénario est d'analyser les bénéfices apportés par la séparation des réseaux en construisant un réseau de sub-surface dédié aux eaux pluviales. Le troisième scénario permet de mettre en évidence l'apport des PGO combiné à la séparation des réseaux dans l'amélioration des performances hydraulique et environnementale du réseau.

La prévision des quantités des eaux ruisselées s'est basée sur le modèle du réservoir non linéaire utilisé dans le modèle SWMM. La méthodologie de prévision des charges polluantes s'est basée sur le modèle de « Rating Curve modifié » pour les matières en suspension (MES) et sur l'équation de mélange pour les demandes biologiques en oxygène (DBO).

Plusieurs analyses ont été menées pour les trois scénarios et pour différentes périodes de retour. On peut observer en particulier que l'application des PGO a un impact sur l'amélioration de la qualité de l'eau et la minimisation des masses polluantes nuisibles dans le milieu récepteur. Le niveau de débordement et de déversement des masses polluantes décroît au fur et à mesure qu'on applique une pratique de gestion adéquate. Enfin on peut dire que l'application des PGO s'avère la bonne solution pour la gestion des eaux pluviales dans le milieu urbain.

Mots clés : programmes de gestion des eaux pluviales, pratiques de gestion optimale, SWMM, rating curve.

PRATIQUES DE GESTION OPTIMALE <PGO> DANS LA GESTION DES EAUX PLUVIALES AU QUÉBEC

Riadh AYADI

ABSTRACT

This document offers a short outline of the raison of the control programs of stormwater and explains the reasons of the importance to put measurements of surface waters control in a context of sustainable development.

The goal of this document is to evaluate the hydraulic and environmental benefits of the establishment Best Management Practices (BMP) through a case study represented by the network of sector I of the district of Verdun. The hydraulics and environmental performances of the network were analyzed and compared for three scenarios of configuration. The base case scenario consists of analyzing the network in its actual position of operation without any intervention. The objective of the second scenario is to analyze the benefit brought by the separation of the networks by building a sub-surface network dedicated to stormwater. The third scenario makes it possible to highlight the contribution of the BMP combined with the separation of the networks in the improvement of the hydraulic and environmental performance of the network.

Runoff forecast was based on the model of the nonlinear tank used in model SWMM. The methodology for forecasting the pollutant loads was based on the model of “Modified Rating Curve” for suspended sediments (SS) and on the equation of mixture for the biological oxygen demand (BDO).

Several analyses were carried out for the three scenarios with different return periods. One can observe, in particular, that the application of BMP has an impact on the improvement of water quality and the minimization of the harmful polluting masses in the receiving waters. The level of overflow and discharge of the polluting masses decreases as BMP is applied. Finally the application of the BMP proves to be a good solution for the management of rain water in urban environment.

Keywords : control programs of stormwater, Best Management practices (BMP), SWMM, rating curve.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 Problématiques des réseaux d'eau usée.....	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Problématiques des effluents urbains.....	5
1.3 Impacts des effluents urbains.....	6
1.4 Pollution des eaux pluviales.....	9
1.4.1 Origine et formation de la pollution.....	9
1.4.2 Phénomène de premier flot.....	10
CHAPITRE 2 Modélisation des réseaux en milieu urbain	14
2.1 Modélisation du ruissellement en milieu urbain.....	14
2.1.1 Méthode rationnelle traditionnelle.....	15
2.1.2 Généralisation de la méthode rationnelle.....	18
2.1.3 Modèle du réservoir non linéaire	21
2.1.4 Critères de validité du modèle	23
2.1.5 Procédure d'étalonnage.....	25
2.2 Modélisation de la qualité des eaux de ruissellement.....	28
2.2.1 Première étape : Accumulation des polluants.....	29
2.2.2 Deuxième étape : Lessivage des polluants.....	31
2.2.3 Choix d'un modèle d'accumulation des polluants.....	32
2.2.4 Choix d'un modèle de lessivage des polluants	33
2.2.5 Équation de mélange des DBO.....	36
CHAPITRE 3 Pratiques de gestion optimale (PGO) dans la gestion des réseaux d'eau pluviale.....	37
3.1 Introduction.....	37
3.2 Description des PGO.....	37
3.2.1 PGO du contrôle au niveau de l'adduction	38
3.2.2 PGO du contrôle à la sortie de l'émissaire.....	47
3.3 Choix des PGO	55
3.3.1 Processus de sélection.....	55
3.4 Domaines et limites d'application des PGO	56
3.4.1 Exigences et limites d'utilisation	56
3.4.2 Niveau d'efficacité des PGO	56
3.4.3 Coût des PGO	56
CHAPITRE 4 Mise en œuvre des PGO.....	58
4.1 Site de l'étude	58
4.2 Données hydrauliques et hydrologiques	58
4.3 Calibration et validation des modèles	61

4.4	Mise en œuvre des PGO	63
4.4.1	Sélection des PGO : Étude de cas	63
4.4.2	Méthodologie adoptée.....	64
4.5	Résultats obtenus	64
4.5.1	Scénario 1 : Modélisation du réseau dans son état de fonctionnement actuel	64
4.5.2	Scénario 2 : Résultats avec séparation des réseaux	94
4.5.3	Scénario 3 : Séparation des réseaux et rétention.....	121
	CONCLUSION.....	148
	ANNEXE I Fonctionnement du système station Réhaume et intercepteur sud.....	150
	ANNEXE II Résultats de l'étalonnage du modèle Rating Curve	151
	ANNEXE III Choix des PGO	154
	ANNEXE IV Schémas du réseau pour différents scénarios	157
	LISTE DE RÉFÉRENCES	161
	INDEX	166

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1 Effets écologiques et socio-économiques des effluents urbains Tiré de État des effluents urbains au Canada (2001, p. 22-25)	7
Tableau 1.2 Effets écologiques et socio-économiques des effluents urbains (suite) Tiré de État des effluents urbains au Canada (2001, p. 22-25).....	8
Tableau 4.1 Données qualitatives et quantitatives des évènements utilisés	61
Tableau 4.2 Résultats du scénario 1 : état actuel	65
Tableau 4.3 Résultats du scénario 2 : séparation des réseaux.....	95
Tableau 4.4 Résultats du scénario 3 : séparation des réseaux + rétention	122

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Schématisation de l'effet du premier flot.....11
Figure 1.2	La distribution de la charge polluante en fonction du volume de ruissellement. 13
Figure 2.1	Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie.....17
Figure 2.2	Hyétogramme de pluie.....18
Figure 2.3	Schéma du réservoir non linéaire.....21
Figure 2.4	Schématisation du bassin de drainage.....23
Figure 3.1	Exemple de protection des berges par perré. Tirée de Jean-Yves GOUPIL (1998). Protection des rives, du littoral et des plaines inondables.....41
Figure 3.2	Exemple de systèmes de fossés de drainage. Tirée de Schueler (2000)42
Figure 3.3	Réseaux d'exfiltration de conduites perméables. Tirée de Infraguide (2005, p. 49).....45
Figure 3.4	Puisard perméable. Tirée de Infraguide (2005, p. 49)46
Figure 3.5	Bassin d'infiltration type. Tirée de Infraguide (2005, p. 52).....51
Figure 3.6	Filtre à sable inséré. Tirée de Infraguide (2005, p. 52).....52
Figure 3.7	Séparateurs des huiles et de sables. Tirée de : Manuel de Référence Technique - Stormceptor Canada Ltée (Mars 2009).....55
Figure 3.8	Processus de sélection des pratiques de gestion optimales. Tirée de Infraguide (2005, p. 31)57
Figure 4.1	Plan du secteur I de l'arrondissement de Verdun (Québec).59
Figure 4.2	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 12/1 an.67
Figure 4.3	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.68

Figure 4.4	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.	69
Figure 4.5	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.	70
Figure 4.6	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.	71
Figure 4.7	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.	72
Figure 4.8	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.	73
Figure 4.9	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 12/1 an.	74
Figure 4.10	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.	75
Figure 4.11	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.	76
Figure 4.12	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.	77
Figure 4.13	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.	78
Figure 4.14	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.	79
Figure 4.15	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.	80
Figure 4.16	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 1.5 m ³ /s.	81
Figure 4.17	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 2 m ³ /s.	82
Figure 4.18	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 2.5 m ³ /s.	83

Figure 4.19	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figure 4.20	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Figure 4.21	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$	86
Figure 4.22	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.	88
Figure 4.23	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.	89
Figure 4.24	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.....	90
Figure 4.25	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.	91
Figure 4.26	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.	92
Figure 4.27	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.	93
Figure 4.28	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.	97
Figure 4.29	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.	98
Figure 4.30	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.	99
Figure 4.31	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.....	100
Figure 4.32	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.....	101
Figure 4.33	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.....	102

Figure 4.34	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.....	103
Figure 4.35	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.....	104
Figure 4.36	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.....	105
Figure 4.37	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.	106
Figure 4.38	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.	107
Figure 4.39	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.	108
Figure 4.40	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 1.5 m ³ /s.....	109
Figure 4.41	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 2 m ³ /s.....	110
Figure 4.42	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 2.5 m ³ /s.....	111
Figure 4.43	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 3 m ³ /s.....	112
Figure 4.44	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 3.5 m ³ /s.....	113
Figure 4.45	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 4.25 m ³ /s.....	114
Figure 4.46	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.	115
Figure 4.47	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.	116
Figure 4.48	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.....	117

Figure 4.49	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.	118
Figure 4.50	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.	119
Figure 4.51	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.	120
Figure 4.52	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.....	123
Figure 4.53	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.....	124
Figure 4.54	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.....	125
Figure 4.55	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.	126
Figure 4.56	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.	127
Figure 4.57	Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.	128
Figure 4.58	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.....	129
Figure 4.59	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.....	130
Figure 4.60	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.....	131
Figure 4.61	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.	132
Figure 4.62	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.	133
Figure 4.63	Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.	134

Figure 4.64	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$	135
Figure 4.65	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2 \text{ m}^3/\text{s}$	136
Figure 4.66	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$	137
Figure 4.67	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$	138
Figure 4.68	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$	139
Figure 4.69	La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$	140
Figure 4.70	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.	142
Figure 4.71	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.	143
Figure 4.72	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.....	144
Figure 4.73	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.	145
Figure 4.74	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.	146
Figure 4.75	Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.	147

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

A	Surface (ha)
a	Coefficient de lessivage
ACCU	Taux d'accumulation journalier (kg/j)
A_{imp}	Surface imperméable (ha)
A_{per}	Surface perméable (ha)
ASCE	American Society of civil Engineers
b	Coefficient d'ajustement
BMP	Best Management Practices
C	Coefficient de ruissellement
C_i	Concentration du polluant pendant l'intervalle ($i\Delta t$)
C_{imp}	Coefficient de ruissellement pour les surfaces imperméables
C_{per}	Coefficient de ruissellement pour les surfaces perméables
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
CWP	Center for Watershed Protection
DBO	Demande biologique en oxygène
DISP	Coefficient de disparition des particules (j^{-1})
DTS	Durée du temps sec (jour)
D_p	Pertes initiales (mm)
D_p	Intensité des pertes initiales (mm/h)
EWRI	Environmental and Water Resources Institute

f	Intensité d'infiltration (mm/h)
f_0	Intensité d'infiltration initiale (mm/h)
f_∞	Intensité d'infiltration asymptotique (mm/h)
IMP	Taux de surface directement drainée
I	Intensité des précipitations (mm/h) ou (m/s)
I_{\max}	Intensité maximale des précipitations (mm/h) ou (m/s)
K	Coefficient de conversion égal à 0.0028 pour le système métrique et 1 pour le système impérial
K_s, k	Coefficients de lessivage (mm^{-1})
$M(i\Delta t)$	Masse d'un polluant véhiculé pendant l'intervalle ($i\Delta t$)
M_a	Masse de particules solides accumulées (kg)
MEO	Ministère de l'Environnement de l'Ontario
MES	Matière en suspension
N	Taille de l'échantillon
n	Coefficient de Manning
Nash	Coefficient de Nash
P	Hauteur cumulée des précipitations, mm
P_0	Masse initiale de polluants, kg
PGO	Pratiques de Gestion Optimale
Q	Débit (m^3/s)
Q_i	Débit pendant l'intervalle ($i\Delta t$) (m^3/s)
Q_{mes}	Débit mesuré (m^3/s)

Q_{cal}	Débit calculé (m^3/s)
Q_p	Débit en temps de pluie (m^3/s)
Q_s	Débit en temps sec (m^3/s)
Q_s	Débit en temps sec (m^3/s)
r	Intensité de ruissellement (mm/h)
R_M	Rapport des masses
R_p	Rapport des pointes
SWMM	Strom Water Management Model
t_c	Temps de concentration (min)
T_0	Temps nécessaire pour l'accumulation de la moitié de la quantité maximale (min)
TRCA	Office de la Conservation de la nature de Toronto et de ses environs
US EPA	United States Environmental Protection Agency
W	Largeur du bassin versant (m)
$x(j\Delta t)$	Fraction du volume total véhiculé à l'instant (j)
$y(j\Delta t)$	Fraction de la masse totale d'un polluant à l'instant (j)
Δ_p	Pas de temps (min)
Δ_t	Pas de temps d'échantillonnage (min)

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉ DE BASE

m mètre (unité de longueur)
kg kilogramme (unité de masse)
s seconde (unité de temps)

Aire

m² mètre carré
ha hectare (=10 000 m²)

Volume

m³ mètre cube
L litre

UNITÉ GÉOMÉTRIQUE

Longueur

km kilomètre
m mètre
mm millimètre

UNITÉ DE MASSE

Masse

kg kilogramme
g gramme
mg milligramme

Masse volumique

kg/m³ kilogramme par mètre cube

UNITÉ MÉCANIQUE

Concentration

mg/l milligramme par litre

Vitesse

m/s mètre par seconde
kg/s kilogramme par seconde

UNITÉ DE TEMPS

h heure
min minute
s seconde
j jour

INTRODUCTION

Tant que les populations riveraines ont été en petit nombre, le problème de la pollution aquatique ne s'est pas posé, le milieu naturel s'adaptant bien à cette faible pollution qui pouvait même lui être bénéfique et la digérait sans problème (Bonnin, 1986). Les premiers problèmes sérieux de pollution sont apparus dans les pays développés à la fin de la seconde guerre mondiale (Chocat, 1997). L'urbanisation accélérée et l'accroissement de la consommation en eau dû au développement de l'équipement sanitaire et la qualité de vie provoquent une augmentation importante des rejets d'eaux usées et une dégradation de la qualité des milieux récepteurs. Il est donc apparu nécessaire de traiter les eaux usées avant de les restituer au milieu récepteur. D'où la construction des stations d'épuration (STEP). Mais compte tenu des contraintes physiques et économiques, il était impensable d'acheminer la totalité du volume des eaux unitaires en temps de pluie à la STEP. Ainsi cette dernière fût généralement conçue pour traiter de 2 à 3 fois le débit de temps sec, alors que le débit de ruissellement pluvial peut atteindre cent fois ce débit. Ainsi, en temps de pluie le surplus des eaux unitaires est déversé sans traitement vers le milieu récepteur via les déversoirs d'orage. Selon la pluviométrie de l'endroit et les contraintes hydrauliques de conception, cette fréquence annuelle de déversement peut varier entre 10 et 100. L'impact de ces déversements d'eaux brutes sur le milieu naturel est vécu au quotidien par le public. Les contaminants déversés peuvent atteindre des concentrations suffisantes pour nuire directement aux organismes aquatiques ou encore s'accumuler dans ces organismes et nuire à la faune ailée et terrestre ainsi qu'à l'humain qui les consomme (Guay, 1999). La pollution bactériologique peut affecter aussi les prises d'eau pour empoisonner la consommation domestique et priver le public d'usage récréatif des plans d'eau.

La séparation des réseaux commence alors à paraître comme la solution miracle pour régler le problème de pollution du milieu récepteur. De cette façon, les eaux sanitaires dont le débit quotidien est constant et très chargé en matières organiques et organismes pathogènes sont acheminées vers la station d'épuration pour un traitement secondaire ou tertiaire. Les eaux

pluviales dont le débit est très variable et peu chargé en pollution sont dirigées vers un point de déversement sans traitement.

Malheureusement cette réglementation dans la conception des réseaux n'a pas apporté tous les bénéfices escomptés. D'une part, la plupart des municipalités au Québec sont déjà desservies par des réseaux unitaires et échappent donc par le fait même à cette nouvelle loi. L'analyse coût-bénéfice des extensions et prolongements de ces réseaux en système séparatif conduit souvent à des dérogations pour permettre aux municipalités de les réaliser en système unitaire. D'autre part, les eaux pluviales qu'on pensait relativement propres et ne constituant aucun danger pour l'environnement, s'avèrent beaucoup plus chargées en matières en suspension et en déchets solides de toutes sortes que les eaux sanitaires (STORM, 2004). Les infiltrations excessives et les branchements illicites ou croisés dans l'égout sanitaire provoquent une surcharge de ce dernier augmentant par le fait même les coûts de pompage et de traitement et diminuant le rendement épuratoire des STEP.

Devant cette impasse il s'avéra nécessaire de revoir en profondeur notre façon de penser et de faire pour mieux contrôler les risques de pollution et d'inondation. Ainsi au début des années 90, simultanément en Amérique et en Europe, on commença à remplacer le principe du tout à l'égout le plus vite et le plus loin possible par le principe de la rétention le plus en amont et le plus longtemps possible (Burian, 2002). Ce fût la naissance des 'Best Management practices (BMP)' chez les anglo-saxons, et des techniques alternatives ou pratiques de gestion optimale (PGO) chez les francophones (InfraGuide, 2005). Les objectifs associés à ces pratiques sont d'écrêter les débits de pointe pour réduire la fréquence des inondations des débordements; retenir la pollution afin de pouvoir la traiter; diminuer l'érosion des cours d'eau récepteurs par le contrôle des vitesses d'écoulement; permettre la recharge de la nappe d'eau souterraine en favorisant les infiltrations et diminuer le coût du traitement des eaux usées en réduisant les infiltrations et le captage (InfraGuide, 2003).

La mise en œuvre des PGO peut s'opérer à la source par des mesures incitatives et des pratiques visant à minimiser la production des débits et des charges polluantes (InfraGuide, 2005); sur le terrain par des mesures et pratiques au niveau des lots pour réduire et éventuellement traiter les eaux de ruissellement qui entrent dans les réseaux (InfraGuide, 2005); ou dans le réseau par le stockage et l'aiguillage des flux en temps réel pendant leur transport (InfraGuide, 2005).

Afin de répondre aux objectifs de diminution des charges polluantes dans le milieu récepteur attendues du public en matière de pollution des cours d'eau, le présent travail propose une méthodologie qui repose sur plusieurs étapes décrites comme suit :

- Revue de la littérature pour l'établissement des principes de la modélisation du ruissellement et de la qualité des eaux en milieu urbain ;
- Quantifier les apports d'eaux pluviales. La modélisation hydrologique est effectuée à l'aide du logiciel SWMM (Storm Water Management Model) ;
- Intégrer le ruissellement dans le modèle « Rating Curve » qui permet de relier les deux aspects quantitatif et qualitatif de ruissellement. Ce modèle sert à quantifier les masses lessivées de matières en suspension (MES) ;
- Quantifier les masses de DBO dans le secteur I par application des équations de mélange ;
- Application des PGO les plus adaptées au secteur de l'étude et aux attentes des citoyens à travers un processus de sélection ;
- Estimation des charges polluantes au niveau du point de rejet et définition des impacts des PGO ;
- Analyse, discussion et interprétation des résultats.

Des conclusions sont enfin tirées sur les performances des PGO en matière de gestion des eaux en milieu urbain et ses impacts sur la pollution du milieu récepteur.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUES DES RÉSEAUX D'EAU USÉE

1.1 Introduction

Le ruissellement urbain peut être considéré comme un processus de lessivage des surfaces perméables et imperméables, mobilisant de nombreux polluants. Dans les réseaux unitaires, ces eaux de ruissellement se mélangent avec les eaux usées et sont souvent rejetées par les déversoirs d'orage. La pollution liée aux déversoirs d'orages et aux eaux de ruissellement peut causer des impacts importants au niveau du milieu récepteur, surtout si ces rejets aboutissent dans des petits cours d'eau.

Trois principaux objectifs ressortent de l'étude de la pollution véhiculée par les eaux de ruissellement pluvial, à savoir :

- Détermination de la charge polluante moyenne sur une longue durée (un jour en moyenne);
- Caractérisation en termes d'effet choc des évènements pluviométriques;
- Suivi de l'évolution de la charge polluante dans le temps et dans l'espace pour pouvoir détecter les points du réseau nécessitant une intervention.

La problématique de la contamination des effluents urbains et son impact feront l'objet de ce chapitre.

1.2 Problématiques des effluents urbains

Les effluents urbains sont les déchets liquides issus des égouts et des stations d'épuration. Ils sont de deux types : *les eaux domestiques*, provenant des habitations, des entreprises, des établissements et des industries, et qui sont généralement traitées avant rejet dans le milieu récepteur, et *les eaux pluviales* provenant directement de la pluie ou de la fonte de neige, ou indirectement par ruissellement (toiture, pelouses, chaussées, etc ...). Elles sont généralement rejetées sans traitement, bien qu'au cours de la dernière décennie la capacité de traitement de ces eaux se soit améliorée dans bon nombre de collectivités (Les effluents urbains, 2001).

En général, les anciens réseaux d'égout sont de type unitaire où les eaux domestiques et les eaux pluviales sont transportées par un même égout pour être traitées en extrémité dans la station d'épuration. Le Canada est un pays nordique connu pour ses orages violents (Les effluents urbains, 2001), ce qui peut surcharger les installations de traitement et provoquer des débordements et des rejets d'excédents dans le milieu récepteur (cours d'eau, rivière, ..), rendant la situation préoccupante à cause de la quantité de polluants déversés.

Ces effluents urbains peuvent contenir (Les effluents urbains, 2001) :

- du sable, des débris et des matières en suspension, qui peuvent atténuer la couleur d'eau, la rendre inutilisable pour des fins domestiques et industrielles, et mêmes étouffer, contaminer et nuire à la faune et à la flore existantes dans le milieu récepteur;
- des pathogènes (bactéries, virus, ...), qui peuvent rendre l'eau impropre à la consommation, à la baignade et peuvent contaminer entre autres les crustacés et les mollusques;
- des déchets organiques en décomposition, qui épuisent l'oxygène dissous dans l'eau menaçant ainsi la survie des espèces animales et végétales;
- des éléments nutritifs, qui favorisent la croissance des algues et d'autres végétaux aquatiques, ainsi la production des odeurs désagréables et l'apparition des problèmes

d'esthétiques et entraîne une contamination toxique des espèces vivants dans le milieu récepteur;

- des produits chimiques, qui peuvent poser un risque sur la santé des humains et des effets à moyen et à long terme sur l'environnement vu que leur décomposition est lente.

Les quantités de ces contaminants peuvent être élevées dans les eaux d'égout, les eaux pluviales et les trop-pleins d'égout unitaire non traités, mais même les eaux d'égout traitées peuvent encore contenir des substances nocives, bien qu'en quantités plus faibles que dans les eaux brutes (Les effluents urbains, 2001).

1.3 Impacts des effluents urbains

Les effluents urbains, y compris le rejet d'eaux usées traitées et non traitées, les refoulements d'égouts (séparatifs, unitaire ou eaux de ruissellement) ont un effet néfaste sur la santé des êtres humains et des écosystèmes. Ils présentent des impacts qui peuvent nuire à la valeur de l'environnement et à la qualité de vie, tels que :

- Changements et perturbation des habitats aquatiques,
- Réduction de la biodiversité,
- Contamination de l'eau (potable, irrigation, ..).

Les composantes d'un effluent urbain peuvent être chimiques, physiques ou biologiques. Les impacts sur l'environnement, l'économie et la qualité de vie sont représentés dans les tableaux 1.1 et 1.2 selon la composition de l'effluent.

Les tableaux 1.1 et 1.2 suivants montrent les effets écologiques et socio-économiques des composantes physiques des effluents urbains, à savoir l'augmentation des débits de ruissellement, les matières en suspension et les demandes biologiques en oxygène. Ces trois composantes feront l'objet de ce présent travail.

Tableau 1.1 Effets écologiques et socio-économiques des effluents urbains
Tiré de État des effluents urbains au Canada (2001, p. 22-25)

Composante de l'effluent	Effets observés				Effets socio-économiques
	Effets écologiques			Animaux	
	Qualité de l'eau, habitat	Végétaux			
Augmentation du débit d'eau (égout pluvial)	* érosion du lit du cours d'eau ou des rivières entraînant une augmentation des concentrations des solides en suspension dans l'eau			* perte d'habitat * affouillement * dérive vers l'aval des invertébrés vivant au fond des cours d'eau	* pertes économique et récréatives résultant de la réduction de l'abondance des poissons
	* érosion des berges entraînant une augmentation des concentrations des solides en suspension * inondations * habitats emportés par les eaux				
Solides en suspension (MES)	* réduction de la transparence de l'eau	* réduction de la photosynthèse et de la croissance des végétaux due à la réduction de la transparence de l'eau		* étouffement des frayères	* pertes économiques et récréatives résultant de la réduction de la quantité de poissons
	* transport de contaminants adsorbés * changements des débits liés aux sédiments			* réduction de la croissance ou de la survie des espèces * blocage des voies de migration ou d'évacuation par les sédiments accumulés	

Tableau 1.2 Effets écologiques et socio-économiques des effluents urbains (suite)
Tiré de État des effluents urbains au Canada (2001, p. 22-25)

Composante de l'effluent	Effets observés			
	Effets écologiques			Effets socio-économiques
	Qualité de l'eau, habitat	Végétaux	Animaux	
DBO	* réduction de l'oxygène dissous dans la colonne d'eau et les sédiments par l'accumulation de matières consommatrices d'oxygène	* remplacement d'espèces algales d'eaux froides par des espèces d'eaux chaudes	* mortalité massive de poissons, pertes d'espèces, réduction de la biodiversité	* pertes économiques et récréatives résultant de la réduction de l'abondance des poissons
	* élévation de la température de l'eau ambiante		* remplacement de poissons d'eaux froides par des poissons d'eaux chaudes	* pertes économiques et récréatives résultant des changements dans les pêches
	* dégradation de l'esthétique		* famine, épuisement et infection de blessures chez les animaux pris dans les débris	* danger pour la santé causé par les déchets sur les plages (p. ex., déchets médicaux)
			* obstruction du tube digestif par ingestion de débris	* perte de recettes touristiques par suite de la dégradation de l'esthétique
				* augmentation des dépenses liée à l'entretien des plages et des parcs

1.4 Pollution des eaux pluviales

1.4.1 Origine et formation de la pollution

Pollution de l'eau dans l'atmosphère

L'eau capte les éléments polluants contenus dans l'atmosphère et notamment, les cendres, les poussières, les gaz de combustion provenant des usines, du chauffage et des véhicules. Il est à noter que cette pollution peut se produire à une distance très éloignée du lieu de leur entraînement et peut prendre plusieurs semaines, et dépend aussi des zones, de la saison et des conditions météorologiques des lieux. Cette pollution est remarquée par le fait qu'on trouve des eaux de pluie acides parfois.

Pollution des eaux de ruissellement

La pollution des eaux de ruissellement englobe celle de l'atmosphère, du lessivage des sols et des terrains aménagés.

Sols naturels :

Le ruissellement sur des sols naturels ne contribue pas au beaucoup au débit de pointe dans les zones urbaines en raison des infiltrations. En outre la pollution provoquée reste considérable, en raison des éléments suivants :

- les engrais entraînés par les eaux de ruissellement constituent une pollution azotée et phosphorée,
- les résidus de végétation (feuilles, bois morts, ...),
- l'érosion des surfaces non consolidées entraîne la perte des limons (M.E.S).

Sols aménagés :

Dans les zones urbanisées (villes), la pollution provient essentiellement de :

- Véhicules (lubrifiants, perte d'essence, gaz de combustion, usure des pneumatiques, ...),
- Activités industrielles (usines, ...),
- Activités de déneigement (chlorure de sodium, sable, ...),

- Déchets jetés par l'homme (Activités commerciales, touristiques, sacs de plastique, ...),
- Déchets des animaux,
- État des chaussées (usure et entraînement des particules),
- Chute des feuilles des arbres.

Les dépôts dans les canalisations et les ouvrages hydrauliques

En temps sec, une masse importante de polluants se dépose dans les canalisations et les ouvrages des réseaux d'assainissement. Les sédiments qui se déposent reflètent généralement la composition des revêtements des chaussées et la géologie locale (érosion). Transportés par les eaux ruisselées, ces sédiments se présentent sous trois états différents : en suspension, en dépôt ou dans une zone intermédiaire entre les deux. Cet état est déterminé par les conditions d'écoulement et les caractéristiques des sédiments (leurs poids et leurs tailles).

La distinction entre les réseaux unitaires et séparatifs est primordiale dans l'analyse de la contribution de cette source dans la qualité des eaux de ruissellement. En effet, dans le cas des réseaux unitaires les eaux pluviales vont se mélanger aux eaux usées. Les eaux usées vont contribuer dans le mélange essentiellement par leurs concentrations en matières organiques relativement élevées par rapport à celles existantes dans les eaux pluviales et ce à l'échelle d'un évènement pluvieux. Pour les réseaux séparatifs, seules les eaux de ruissellement rejoindront le milieu récepteur.

Les eaux de captage des branchements défectueux

Cette pollution est provoquée par la défektivité dans les réseaux d'égouts et l'infiltration de ces eaux dans le réseau d'eau pluviale dans le cas d'un réseau séparatif.

1.4.2 Phénomène de premier flot

Le phénomène du premier flot caractérise toutes les fortes concentrations des matières en suspension ou d'autres polluants rencontrées dans la première partie d'un évènement pluvieux suite au lessivage des bassins de drainage et des conduites.

Il est souvent affirmé que les premières eaux sont particulièrement chargées en polluants, parce qu'elles drainent les polluants accumulés par temps sec. Le premier flot serait plus pollué au début de l'événement pluvieux que dans la suite de son déroulement. Ce supplément serait dû aux concentrations de polluants dans l'eau météorite, au lavage des surfaces urbaines et surtout à la remise en suspension des matériaux à l'intérieur du réseau d'évacuation.

Présentation schématique de l'effet de premier flot

Schématiquement, le phénomène se présente par un déphasage entre le pollutogramme et l'hydrogramme et engendre une pointe de concentration précédant la pointe de débit.

Kothandaraman (1972) a expliqué ce phénomène par un lavage des dépôts en surface et une remise en suspension des dépôts dans les conduites. D'autre part, le phénomène s'explique par un effet du « premier flot », c'est-à-dire des concentrations maxima de polluant dans les premières minutes de la pluie. Schématiquement le phénomène se présente par un déphasage entre le pollutogramme et l'hydrogramme et engendre une pointe de concentration précédant la pointe de débit (voir figure 1.1).

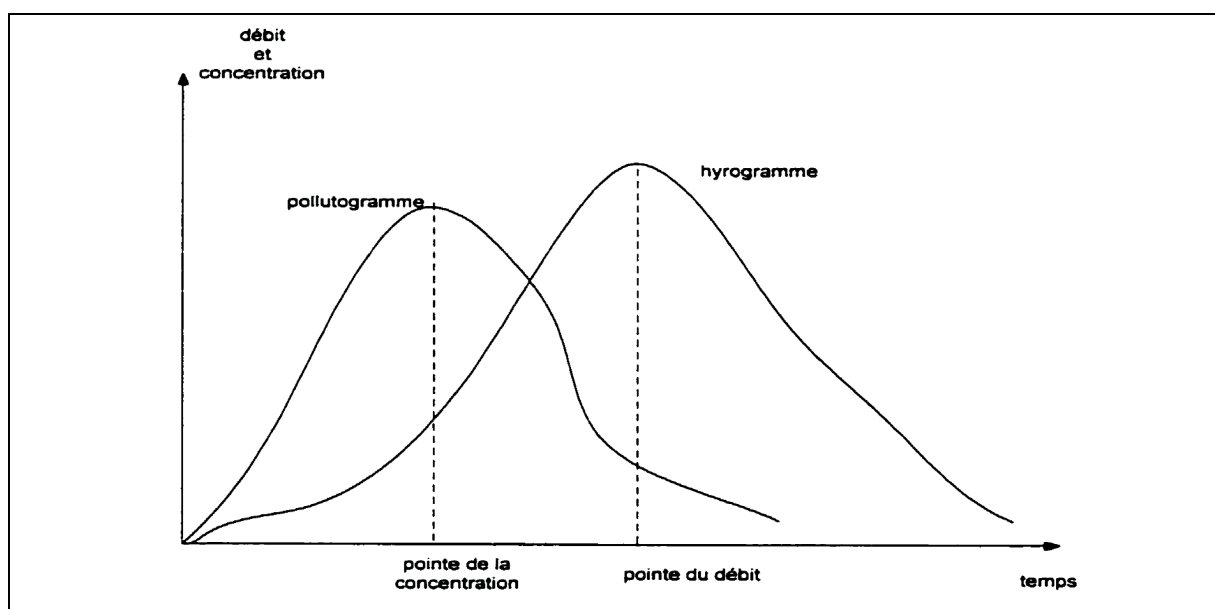


Figure 1.1 Schématisation de l'effet du premier flot.

Formulation mathématique du premier flot

Dans la littérature, on trouve que les premiers flots d'orages sont les plus pollués, mais plusieurs études expérimentales menées en France ont permis de conclure que ces premiers flots ne véhiculent une pollution importante que s'ils correspondent à des débits élevés.

Afin d'analyser facilement le phénomène du premier flot, Geiger (1987) propose de représenter graphiquement la distribution de la charge polluante en fonction du volume de ruissellement. Cette courbe $M(V)$ représente à un endroit et à un instant «j» la fraction de la pollution totale véhiculée durant cet évènement en fonction de la fraction du volume total de ruissellement, (figure 1.2). Mathématiquement, cette fonction s'écrit :

$$y(j\Delta t) = \frac{\sum_{i=1}^j M(i\Delta t)}{M_{totale}} = \frac{\sum_{i=1}^j C_i Q_i \Delta t}{\sum_{i=1}^N C_i Q_i \Delta t} = f \left[\frac{\sum_{i=1}^j Q_i \Delta t}{\sum_{i=1}^N Q_i \Delta t} \right] = f \left[\frac{\sum_{i=1}^j V_i \Delta t}{V_{totale}} \right] = f(x(j\Delta t)) \quad (1.1)$$

où :

- $y(j\Delta t)$: représente à l'instant j, la fraction de la masse totale d'un polluant;
- $x(j\Delta t)$: représente à l'instant j, la fraction du volume total véhiculé;
- $M(i\Delta t)$: masse d'un polluant donné véhiculé pendant l'intervalle du temps $i\Delta t$;
- C_i : la concentration du polluant pendant l'intervalle $i\Delta t$;
- Q_i : le débit pendant l'intervalle $i\Delta t$;
- N : le nombre de points d'échantillonnage dans le temps;
- Δt : le pas de temps d'échantillonnage;

Bennis et al. (1999) ont mis en évidence l'existence du phénomène du premier flot par l'analyse de l'écart par rapport à la bissectrice de la courbe de distribution de la charge polluante en fonction du volume de ruissellement (Voir Figure 1.2).

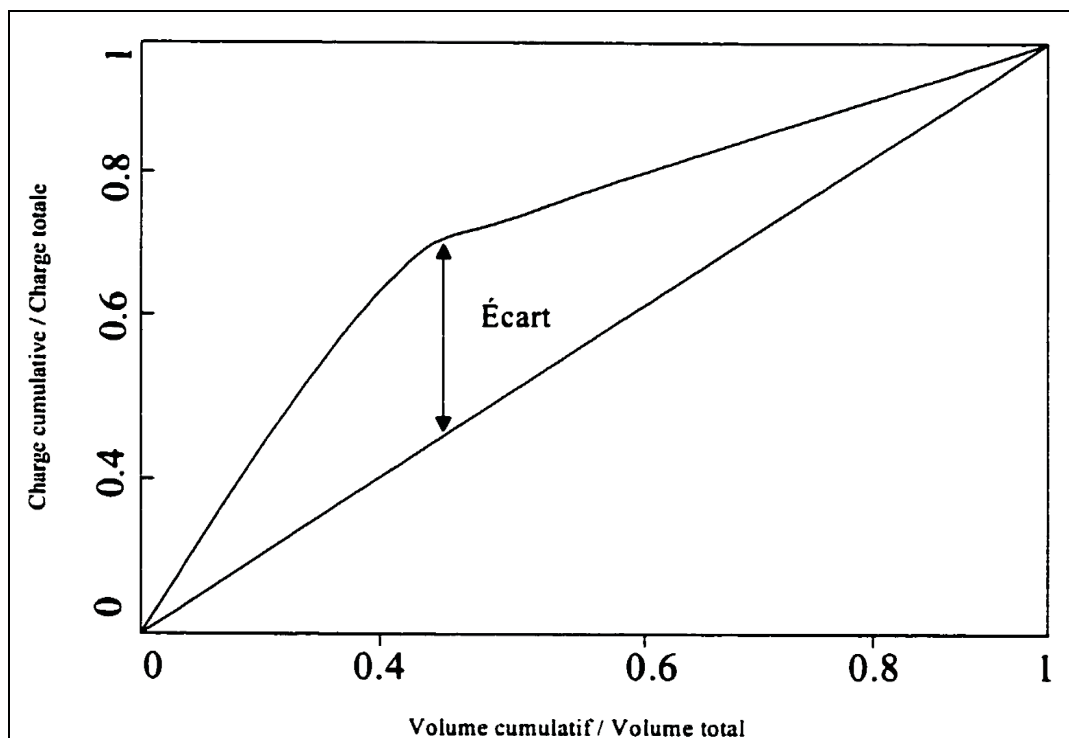


Figure 1.2 La distribution de la charge polluante en fonction du volume de ruissellement.

La représentation graphique de l'équation (1.1) dans la Figure (1.2) montre que :

- si la charge polluante est constante pendant l'évènement alors la courbe sera confondue avec la bissectrice,
- si la charge polluante est supérieure au début de pluie alors la courbe sera au dessus de la bissectrice,
- si la charge polluante est supérieure à la fin de l'évènement, alors la courbe sera au dessous de la bissectrice,

CHAPITRE 2

MODÉLISATION DES RÉSEAUX EN MILIEU URBAIN

2.1 Modélisation du ruissellement en milieu urbain

Afin d'évaluer les performances hydraulique et environnementale d'un système de drainage et de cibler la solution optimale la plus appropriée, il est essentiel de quantifier et de qualifier les rejets en temps de pluie pour différents scénarios d'intervention. Il est devenu par conséquent nécessaire de faire appel à des modèles mathématiques pour simuler les phénomènes hydrauliques et hydrologiques en jeu. Ces modèles permettent de simuler les trois importantes phases du cycle de l'eau en milieu urbain :

- la variation spatio-temporelle de la pluie;
- la transformation pluie-débit sur la surface du bassin;
- la propagation des ondes de crue dans les conduites et les réservoirs.

Selon la nature et les besoins du projet, les modèles de simulation des trois phases sont appliqués d'une manière sélective ou séquentielle pour obtenir les débits et les niveaux piézométriques dans différents nœuds du réseau. La transformation pluie-débit s'opère à son tour par sous-bassin en deux étapes successives :

- le calcul des pertes par rétention initiale et infiltration qu'on doit soustraire de la pluie brute pour déduire la pluie nette;
- la transformation par une fonction de transfert de cette pluie nette en débit à l'exutoire du bassin de drainage.

Malgré sa simplicité, la méthode rationnelle a été utilisée pour concevoir la quasi-totalité des réseaux de drainage en milieu urbain en Amérique du Nord (Brière, 2000). Elle jouit encore d'une grande faveur auprès des ingénieurs car elle renferme peu de paramètres, qui sont tous physiques et faciles à obtenir à partir de relevés sur le terrain. L'étalonnage de ces paramètres est souhaitable et peut aider à l'amélioration des résultats de simulation mais n'est pas absolument nécessaire. Compte tenu des hypothèses simplificatrices inhérentes à cette méthode on valide de plus en plus souvent le choix des paramètres de conception en utilisant des modèles plus sophistiqués comme le réservoir non linéaire incorporé dans le logiciel SWMM (Huber et al. 1988).

2.1.1 Méthode rationnelle traditionnelle

Les hypothèses de la méthode rationnelle traditionnelle

La méthode rationnelle traditionnelle est basée sur les hypothèses suivantes :

- l'intensité de la pluie I est constante dans le temps et dans l'espace;
- toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont ramenées à un coefficient de ruissellement C constant dans le temps;
- la surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin A au temps $t =$ temps de concentration (t_c).

Formulation de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est basée sur l'hypothèse qu'une pluie de période de récurrence choisie (T) et uniforme sur un bassin versant, produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin contribuent à l'écoulement, soit après une durée de pluie égal au temps de concentration. Dans ce cas, le débit de pointe Q_p (m^3/s) à l'exutoire du bassin de drainage est donné par la formule :

$$Q_p = K C I A \quad (2.1)$$

Où

- Q_p (m³/s) : débit de pointe du bassin versant;
- K (0,0028 en SI) : coefficient de conversion (facteur représentant la proportion de l'eau totale précipitée qui ruisselle);
- C : coefficient de ruissellement;
- I (mm/h) : intensité de la pluie pour une durée de précipitation égale au temps de concentration;
- A (hectares) : superficie du bassin versant.

L'intensité de la pluie I est tirée des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de la région d'étude. Cette courbe peut avoir la forme suivante :

$$I(t, T) = \frac{a(T)}{t^{b(T)} + c(T)} \quad (2.2)$$

Les constantes a , b et c dépendent de la période de retour T et de la région sous étude.

En supposant qu'il y a une relation linéaire entre le temps écoulé depuis le début de la pluie et la surface contributive cumulative du bassin, l'hydrogramme correspondant à une pluie de durée t_c est donné par la forme (2) de la Figure (2.1). Lorsque la durée de la pluie est inférieure ou supérieure au temps de concentration t_c l'hydrogramme de débit correspondant est donné respectivement par la forme (1) ou (3).

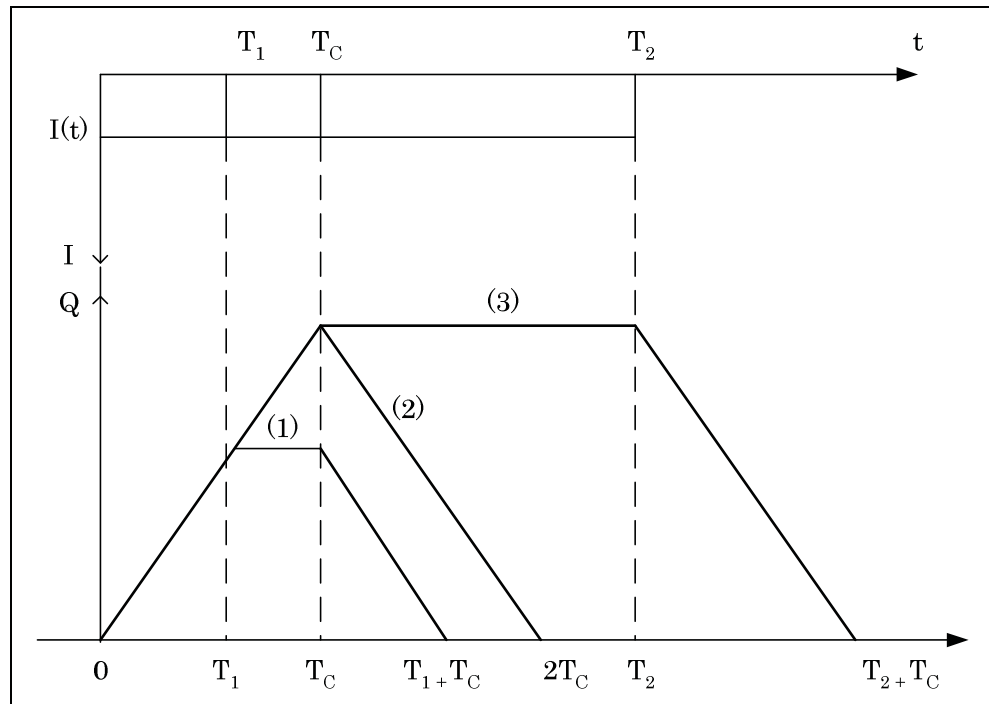


Figure 2.1 Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie.

Tirée de Vecteur environnement (2005, p. 44)

La durée critique de la pluie qu'on choisit lors de la conception doit égaler le temps de concentration du bassin (Voir Figure 2.1). Pour des durées supérieures au temps de concentration, l'intensité de la pluie diminue comme l'indique l'équation (2.2) mais la surface contributive ne peut pas excéder la surface totale du bassin. Pour des durées de pluie inférieures au temps de concentration, l'intensité augmente mais ne peut pas compenser la diminution de la surface contributive (Smith et al., 1984). Soulignons au passage que les cas (2) et (3) pour lesquels les durées de la pluie T_2 et T_3 sont respectivement égales et supérieures au temps de concentration sont utilisés adéquatement en pratique. Le cas (1) pour lequel la durée de la pluie T_1 est inférieure au temps de concentration est souvent mal utilisé. C'est le cas par exemple, dans la dernière version du logiciel XP-SWMM2000 où on oublie la présence d'un plateau dans l'hydrogramme entre les instants T_1 et T_c (Bennis et al. 2007).

2.1.2 Généralisation de la méthode rationnelle

Prise en compte de la variation temporelle de l'intensité

L'idée de généraliser la méthode rationnelle à une pluie d'intensité variable provient de l'allure (1) de l'hydrogramme représenté à la Figure (2.1). En effet, soit un hyétogramme de pluie représenté par les intensités successives $I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_N$ (Figure 2.2).

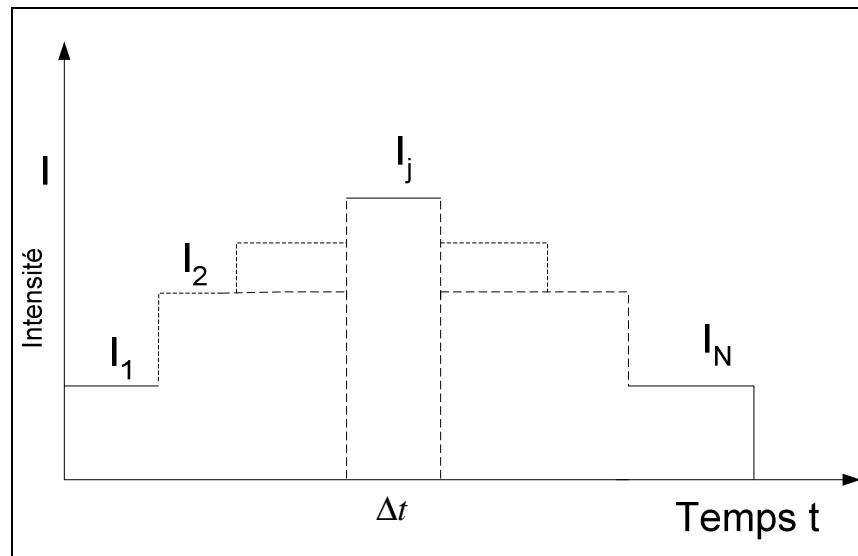


Figure 2.2 Hyétogramme de pluie.
Tirée de Vecteur environnement (2005, p. 44)

En posant la durée de la pluie t_1 égale au pas d'échantillonnage Δt de l'hyétogramme de pluie, le débit de pointe correspondant à chacune des intensités, $I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_N$ est donné par :

$$Q_p(t_o + j\Delta t) = K \frac{\Delta t}{T_c} I_j A \quad (2.3)$$

En appliquant le principe de superposition, on peut additionner pour chaque pas de temps les ordonnées des hydrogrammes correspondant à chacune des intensités et obtenir par convolution l'hydrogramme résultant.

Prise en compte explicite des surfaces perméables

Une des limitations de la méthode rationnelle provient du fait que le coefficient de ruissellement C n'est en réalité pas constant en fonction du temps. Il dépend entre autres de l'état d'humidité du bassin, c'est-à-dire de l'historique des précipitations antérieures (Chocat, 1997). Pour une pluie donnée, le coefficient de ruissellement qui est initialement faible, augmente au fur et à mesure que le sol devient saturé (Schaake, 1970). Ainsi, Fair et al., (1971) proposent de prendre en considération un coefficient C dépendant du temps sous la forme suivante :

$$C = \frac{dt}{et + f} \quad (2.4)$$

où d , e et f sont des constantes à déterminer.

Bien que la relation (2.4) ait donné satisfaction dans certaines applications (Fair et al., 1971) les constantes d , e et f varient toutefois sensiblement d'un événement à l'autre (Smith et al., 1984).

L'approche préconisée consiste à considérer le débit de pointe Q_p comme la somme de deux composantes :

$$Q_p = KCIA + K(1-C)[I-f]A \quad (2.5)$$

où en plus des notations précédentes f représente l'infiltration dans le sol;

Le premier terme de l'équation (2.5) représente la contribution des surfaces imperméables directement drainées. Il s'agit principalement de la chaussée et des toitures reliées directement au réseau d'égout. Le paramètre C représente donc la fraction du bassin occupée par les surfaces imperméables directement drainées plutôt que le coefficient de ruissellement

utilisée dans la méthode rationnelle traditionnelle. Il est par conséquent constant et indépendant des conditions d'humidité du bassin. Le second terme de l'équation (2.5) représente la contribution des surfaces perméables et des surfaces imperméables indirectement drainées. Il s'agit dans le premier cas de terrains vagues et de surfaces gazonnées et dans le second cas de toitures drainées vers les surfaces perméables.

Pour chaque surface du bassin versant (perméable ou imperméable), il y a seulement une partie de la pluie tombée sur le bassin qui engendre un ruissellement. Pour les surfaces perméables, ces pertes peuvent se produire par deux mécanismes distincts :

- 1- la rétention en surface dans les irrégularités du sol;
- 2- l'infiltration dans les couches profondes;

L'intensité d'infiltration f peut être calculée à l'aide de la méthode de Horton (Bennis, 2003).

$$f(t) = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty})e^{-kt} \quad (2.6)$$

où f_0 et f_{∞} sont les intensités d'infiltration initiale et asymptotique et k une constante homogène au temps.

Prise en compte des pertes par dépression

Un autre inconvénient de la méthode rationnelle est la non prise en compte explicite des pertes par dépression dp . Ce sont les seules pertes qui surviennent sur les surfaces imperméables. Pour les surfaces perméables, ces pertes, qui sont beaucoup plus modestes que les pertes par infiltration, s'ajoutent à ces dernières. Ainsi, l'équation (2.5) devient :

$$Q_p = KC(I - dp_1)A + K(1 - C)(I - f - dp_2)A \quad (2.7)$$

La valeur typique de la perte cumulative par dépression dp_1 est 2 mm alors que dp_2 varie entre 5 et 12 mm (Bennis, 2003). On montrera au moment de l'étalonnage des modèles que la valeur de dp_1 contrôle directement le début du ruissellement. Soulignons que la perte par dépression doit être exprimée sous forme d'intensité pour assurer l'homogénéité de l'équation (2.7).

2.1.3 Modèle du réservoir non linéaire

Le modèle du réservoir non linéaire est très utilisé lorsqu'on fait appel à l'informatique pour simuler le ruissellement en milieu urbain. Le modèle du réservoir non linéaire a été incorporé dans le modèle SWMM (Huber et al., 1988). Le ruissellement sur un bassin est modélisé par un réservoir schématisé à la Figure (2.3).

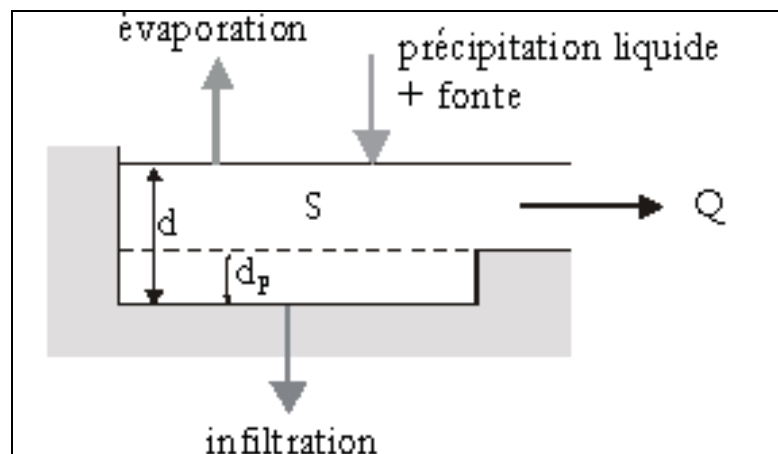


Figure 2.3 Schéma du réservoir non linéaire.

Tirée de Vecteur environnement (2005, p. 45)

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning. L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{dS}{dt} = A \frac{dd}{dt} = Ai^* - Q \quad (2.8)$$

Où :

d (m) : la profondeur de l'eau du bassin;

A (m²) : la surface du bassin;

$S = Ad$ (m³) : le volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant t ;

t (s) : le temps instantané;

i^* (m/s) : l'intensité des précipitations nettes (pluie brute+fonte-infiltration-évaporation);

Le débit de sortie Q (Figure 2.2) est donné par l'équation de Manning écrite sous la forme suivante :

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S_o^{1/2} \quad (2.9)$$

Où :

W (m) : la largeur du bassin (paramètre à étalonner);

n : le coefficient de Manning;

d_p (m) : la profondeur de stockage dans les dépressions;

S_0 (m/m) : la pente du terrain;

Si le bassin est réellement rectangulaire, la largeur W représente effectivement la vraie grandeur de cette largeur (Voir Figure 2.4). Autrement, W devient un paramètre d'étalonnage pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées.

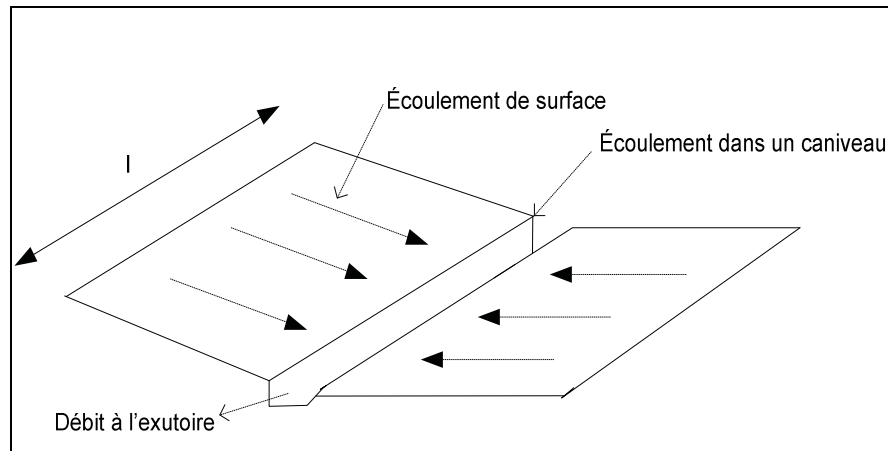


Figure 2.4 Schématisation du bassin de drainage.

Tirée de Vecteur environnement (2005, p. 46)

En utilisant l'équation de Manning (2.9) dans l'équation de continuité (2.8), on obtient l'équation à résoudre suivante :

$$\frac{dd}{dt} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} (d - d_p)^{5/3} \quad (2.10)$$

Sous forme de différences finies, l'équation (2.10) devient :

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} \left[d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3} \quad (2.11)$$

À chaque intervalle de temps, la valeur de d_2 est trouvée par la méthode itérative de Raphson-Newton. Les différentes valeurs successives des profondeurs d permettent ensuite de calculer les débits correspondants à l'exutoire du bassin en utilisant l'équation (2.9).

2.1.4 Critères de validité du modèle

Aucun modèle mathématique ne réussit à prédire exactement les débits observés. Afin de juger l'adéquation d'un modèle donné à reproduire les débits observés, on utilise certains

critères de performance. Dans ce qui suit nous avons considéré quatre critères de performance mesurant l'écart entre les variables calculées et les variables mesurées.

Le coefficient de Nash est le critère le plus utilisé en hydrologie pour apprécier la concordance entre les débits mesurés et ceux simulés.

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{i=N} [Q_{mes}(i) - Q_{cal}(i)]^2}{\sum_{i=1}^{i=N} [Q_{mes}(i) - \bar{Q}_{mes}]^2} \quad (2.12)$$

Où :

$Q_{mes}(i)$ (m^3/s) : le débit mesuré à l'instant i ;

$Q_{cal}(i)$ (m^3/s) : le débit calculé à l'instant i ;

\bar{Q}_{mes} (m^3/s) : le débit moyen mesuré;

Le rapprochement du coefficient de Nash de l'unité est un indicateur de la concordance entre les valeurs simulées et mesurées.

Pour faire la conception d'une conduite ou analyser les problèmes de débordement, il est primordial de connaître le rapport $Q_{max} / Q_{admissible}$. On peut alors définir un critère de performance RQ_p en rapport avec le débit de pointe par la relation suivante :

$$RQ_p = Q_{pcal} / Q_{pmes} \quad (2.13)$$

Comme pour le coefficient de Nash, le rapprochement de RQ_p de l'unité mesure la concordance entre les débits de pointe mesurés et ceux simulés par l'approche préconisée.

Pour concevoir et gérer les ouvrages de stockage il est important de bien simuler les volumes de ruissellement. Le rapport des volumes simulé et mesuré R_v est donné par :

$$R_v = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{Cal(i)} \Delta t}{\sum_{i=1}^N Q_{Mes(i)} \Delta t} \quad (2.14)$$

Le rapprochement de ce rapport de l'unité est particulièrement souhaité lors de la conception d'une structure de stockage.

Enfin, pour la gestion en temps réel, le synchronisme entre les débits simulés et les débits réels est d'une très grande importance. Toutes les stratégies de dérivation des flux reposent sur les temps de propagation des différents flux sur les bassins versants et dans le réseau de drainage. On peut donc aussi définir un critère de performance en relation avec le temps d'occurrence des débits de pointe, soit :

$$\Delta T = TQ_{psimulé} - TQ_{pobservé} \quad (2.15)$$

$\Delta T = 0$, indique un synchronisme parfait.

2.1.5 Procédure d'étalonnage

La méthodologie d'étalonnage est présentée selon trois étapes séquentielles. Chaque étape vise l'étalonnage de certains paramètres spécifiques à l'aide d'événements pluviométriques appropriés. Cette procédure est commune à la méthode rationnelle généralisée et la méthode du réservoir non linéaire. Il faut signaler que le nouveau coefficient C utilisé dans la méthode rationnelle généralisée est utilisé directement pour calculer le pourcentage de la surface imperméable pour le modèle du réservoir non linéaire.

Étalonnage de C, Imp et dp₁

L'étalonnage du coefficient C, Imp et de la rétention initiale sur les surfaces imperméables se fait en premier à l'aide d'un événement pluviométrique de faible intensité. Idéalement, cet événement pluviométrique survient après une période de plus de sept jours consécutifs de temps sec. Tant que l'intensité de la pluie demeure inférieure à l'intensité d'infiltration dans le sol, seules les surfaces imperméables directement drainées contribuent au ruissellement.

La valeur initiale du coefficient de ruissellement C peut être prise égale à la fraction des surfaces imperméables du bassin. Normalement, cette valeur sera révisée à la baisse au cours de l'étalonnage pour ne tenir compte que des surfaces imperméables directement raccordées au réseau. En absence de données sur ce paramètre, on peut supposer une valeur initiale C = 0,5 (Imp = 50%) dans le processus d'étalonnage. La valeur de la rétention dp₁ en mm peut être estimée dans un premier temps (Mosini et al. 2003) à l'aide de :

$$\begin{aligned} dp_1 &= 2 \text{ mm} && \text{si } S < 1,5\% \\ dp_1 &= 0,5 + (3 - S) && \text{si } 1,5\% < S < 3\% \\ dp_1 &= 0,5 \text{ mm} && \text{si } S > 3\% \end{aligned}$$

où

S est la pente moyenne du bassin, Imp est le taux d'imperméabilisation.

En absence de données sur la pente, on peut considérer une valeur initiale par défaut dp₁ = 2 mm lors du processus d'étalonnage.

Après la première simulation du ruissellement à l'aide de l'équation (2.7) on doit réajuster la valeur du coefficient C en utilisant le critère de performance. (Voir équation 2.14) :

$$C_1 = \frac{C}{R_v} \quad (2.16)$$

En opérant ce réajustement, on ramène systématiquement le rapport des volumes simulés et mesurés à l'unité (1).

Le second paramètre à réajuster est la valeur de la rétention initiale sur les surfaces imperméables dp_1 . Hormis l'évaporation, ce paramètre constitue la seule perte sur les surfaces imperméables et n'influence pas beaucoup le volume de ruissellement. La valeur dp_1 contrôle plutôt l'instant du début de ruissellement. La valeur $dp_1 = 2$ mm, supposée initialement, sera ajustée pour assurer un démarrage du ruissellement en accord avec l'hydrogramme mesuré. Comme la modification de la valeur de dp_1 va débalancer le rapport des volumes simulé et mesuré obtenu dans l'étape précédente, on doit réajuster le coefficient C_1 à l'aide de l'équation suivante (Sangal et Benema, 1994).

$$C_2 = C_1 \frac{P - dp_1}{P - dp_2} \quad (2.17)$$

où P est la lame cumulative de la pluie.

Étalonnage de t_c et W

Plusieurs paramètres contrôlent l'amplitude du débit de pointe et le temps de montée de l'hydrogramme simulé par la méthode du réservoir non linéaire. Ces paramètres sont, les coefficients de Manning des surfaces perméables et imperméables, les pentes du terrain et des conduites et la largeur du bassin. En pratique, pour réduire l'écart entre les débits simulés et mesurés, on modifie seulement la largeur W du bassin en considérant que les valeurs supposées pour les autres paramètres sont proches de leur valeur physique réelle. L'augmentation de la largeur W du bassin amplifie l'amplitude du débit de pointe et fait diminuer le temps de transit sur la surface du bassin en réduisant par le fait même le temps de montée de l'hydrogramme simulé. La diminution de W produit l'effet inverse.

Pour la méthode rationnelle généralisée, le temps de concentration du bassin synthétise tous les paramètres qui influencent le temps de montée et le débit de pointe de l'hydrogramme. La diminution du temps de concentration t_c fait augmenter l'amplitude du débit de pointe simulé et le rend hâtif. L'augmentation de t_c produit l'effet inverse.

La valeur initiale du temps de concentration peut être estimée à l'aide des multiples formules proposées dans la littérature (Rivard, 1998). Le même événement pluviométrique que celui utilisé dans l'étape précédente peut être retenu pour étalonner t_c et W .

Étalonnage de f_0 , f_∞ , K et dp_2

L'étalonnage des paramètres de la fonction de production se fait à l'aide d'une pluie dont l'intensité dépasse l'intensité d'infiltration sur les surfaces perméables. En partant des valeurs initiales de f_0 , f_∞ et dp_2 affichées dans la littérature pour le type de sol en présence, ces valeurs seront révisées en fonction des rapports de volumes simulé et mesuré.

Validation

Lorsqu'on fait l'étalonnage de modèles, il faut toujours séparer les événements pluviométriques disponibles en deux blocs distincts : le premier sert à étalonner les paramètres du modèle. Le second sert exclusivement à valider le modèle étalonné. Il est fortement recommandé de faire en sorte que les deux blocs contiennent des événements de fortes et de faibles intensités.

2.2 Modélisation de la qualité des eaux de ruissellement

Le phénomène de pollution en milieu urbain s'opère en deux étapes successives : l'accumulation des polluants sur la surface du bassin versant et dans les canalisations en période de temps sec, et le lessivage par les eaux de ruissellement en temps de pluie des polluants accumulés précédemment. Ainsi, les modèles mathématiques de simulation de la qualité tentent de reproduire la masse des polluants accumulés sur la surface du bassin en

temps sec, puis de calculer la variation de la concentration de divers polluants en fonction du temps durant un épisode pluvieux.

2.2.1 Première étape : Accumulation des polluants

La variation de l'accumulation des polluants sur la surface d'un bassin versant est souvent supposée comme linéaire ou exponentielle. Sartor et Boyd (1972) ont observé une accumulation rapide des polluants pendant les deux premiers jours, suivie d'une évolution beaucoup plus lente. Alley et Smith (1981) ont proposé une équation d'accumulation qui conduit à une formulation exponentielle, soit :

$$\frac{dM_a}{dt} = ACCU - DISP * M_a \quad (2.18)$$

Où :

- M_a (kg) : la masse de polluants accumulée jusqu'à l'instant t;
- t (jour) : le temps d'accumulation;
- ACCU (kg/jour) : le taux d'accumulation journalier;
- DISP (jour⁻¹) : le coefficient d'élimination des polluants accumulés à cause du balayage des rues, du vent, trafic, etc

Ce modèle présente un accroissement rapide de la masse de polluants accumulée, suivie d'une évolution plus lente jusqu'à l'atteinte d'une valeur maximale généralement après une durée de dix jours (Sartor et Boyd, 1972). Cette valeur est sujette à plusieurs variations et dépend des caractéristiques du site et ses conditions climatiques.

D'un autre côté, Servat (1984) propose une formulation linéaire pour modéliser l'accumulation des polluants, soit :

$$M_a = ACCU * DTS \quad (2.19)$$

Où :

M_a (kg/ha) : la masse de polluants accumulée par unité de surface;

DTS (jour) : durée du temps sec;

ACCU (kg/ha/jour) : le taux d'accumulation;

Cette formule se base essentiellement sur la détermination du taux d'accumulation journalier. La simplicité est son avantage principal. Cependant, elle ne présente pas une valeur limite maximale, en supposant que l'accumulation peut être infinie pour des durées de temps sec trop longues.

Huber et Dickinson (1988) ont considéré, en plus des deux modèles, linéaire et exponentiel, un modèle asymptotique de Michaelis-Menton qui s'écrit sous la forme suivante :

$$M_a = \frac{M_{a\max} t}{T_0 + t} \quad (2.20)$$

Où :

T_0 : le temps nécessaire pour l'accumulation de la moitié de la quantité maximale M_{\max} ;

M_a : la masse accumulée jusqu'à l'instant t ;

Cette fonction présente une croissance linéaire au cours des premiers jours de l'épisode sec, pour tendre rapidement vers une asymptote.

Plusieurs approches sont donc proposées dans la littérature (modèle linéaire, asymptotique, exponentiel, etc ...), mais les résultats expérimentaux ne permettent pas de favoriser définitivement l'un de ces modèles par rapport aux autres.

2.2.2 Deuxième étape : Lessivage des polluants

Trois classes principales de modèles ont été distinguées dans les travaux de recherches (Bertrand-Krajewski et al., 1993, Irish et al., 1998). Premièrement, les modèles déterministes (Zhang, W et al., 1987, Ranchet, J. et al., 1982, Bubenzer et al., 1971), malgré leur succès à simuler le phénomène de l'érosion en milieu rural, leur utilisation dans l'hydrologie urbaine demeure difficile. En deuxième lieu, les modèles statistiques et de régression (Driver et al., 1989, Gary et al., 1988, Irish et al., 1998) permettent de rattacher le flux de la pollution aux différents facteurs mis en jeu. Ces modèles présentent l'avantage d'être assez flexibles pour tenir compte de plusieurs facteurs de qualité. En revanche, ils sont tributaires des sites où ils ont été développés.

L'approche la plus adoptée est celle des modèles de type empirique. Selon cette approche, le phénomène de lessivage, de nature assez complexe, a été modélisé par des formules globales et relativement simples.

Dans cette perspective, Servat (1984) a proposé une formule empirique qui fait appel à des paramètres pluviométriques et qui s'écrit comme suit :

$$M_e = K_s \cdot M_a^a \cdot I_{\max 5}^b \cdot V_r^c \quad (2.21)$$

Où :

- M_e (kg) : la masse des polluants lessivée;
- K_s : coefficient de lessivage;
- M_a (kg) : la masse de polluant accumulée;
- $I_{\max 5}$ (mm/h) : l'intensité de pluie maximale sur une durée de 5 minutes;
- V_r (m³) : le volume de ruissellement;
- a, b et c : des paramètres du modèle;

Afin de tenir compte d'un maximum des facteurs pertinents pour l'estimation des quantités des polluants lessivées, le modèle de Servat (1984) se trouve dépendant de plusieurs paramètres. Ceci a affecté sa fiabilité et a rendu laborieuse l'étape de sa calibration.

Dans le même contexte, le modèle de Sartor et Boyd (1972) est probablement le plus populaire. Selon ce modèle, la charge de polluants lessivée est proportionnelle à la masse de polluants disponible au début du pas de temps, soit :

$$\frac{dP}{dt} = -K.r.P \quad (2.22)$$

Où :

- r (mm/h) : l'intensité du ruissellement;
- P (kg) : la masse de polluants restante eu temps t;
- k (mm⁻¹) : le coefficient de lessivage;

La masse totale lessivée est donc :

$$P_0 - P = P_0.(1 - e^{-krt}) \quad (2.23)$$

Où P₀ est la masse initiale de polluants;

Dans un contexte de contrôle intégré en temps réel, Party et Marino (1984) ont noté que ce modèle possède l'inconvénient de nécessiter la prévision de l'intensité de ruissellement. De plus, ce modèle requiert l'estimation du coefficient de lessivage ainsi que la charge initiale de polluants P₀.

2.2.3 Choix d'un modèle d'accumulation des polluants

Le choix d'un modèle d'accumulation est toujours délicat puisqu'il consiste à déterminer l'approche existante la mieux adaptée pour décrire le processus d'accumulation. Afin de

faciliter ce choix, il est possible de partir du simple constat qui consiste à voir le bassin urbain comme une juxtaposition de surfaces imperméables et perméables (Crobeddu et Bennis, 2007). Les surfaces perméables, constituées de sol granuleux naturel ou aménagé, peuvent être vues comme des surfaces où la réserve de particules solides est infinie. Cette hypothèse se justifie parfaitement puisque les particules solides sont la matière constituante de ces surfaces. Les surfaces perméables peuvent donc se décrire à l'aide d'un modèle à accumulation infinie. L'accumulation sur les surfaces imperméables s'avère beaucoup plus difficile à appréhender. Parmi les modèles d'accumulation existant, les modèles d'accumulation variables dans le temps sont les plus souvent utilisés. Ces modèles représentent le bassin comme un réservoir qui se remplit de particules en période de temps sec puis se vide en temps de pluie (Grommaire 1998) a montré l'existence du lessivage sur les chaussées urbaines et (Sartor, Boyd et al. 1974) a enregistré l'existence d'une accumulation durant la période de temps sec.

2.2.4 Choix d'un modèle de lessivage des polluants

Le modèle de rating curve relie la charge lessivée au débit de ruissellement par l'intermédiaire d'une courbe de tarage « rating curve » ayant pour expression (Huber et Dickinson 1988) :

$$C(t) = a.Q^b(t) \quad (2.24)$$

Où :

- C (mg/l) : charge de pollution au temps t;
- a : coefficient de débit varie largement d'une étude à une autre, selon les unités utilisés et l'ordre de grandeur des débits en jeu;
- b : coefficient d'ajustement. Dans le cas d'un polluant de nature particulière, ce paramètre varie entre 1.5 et 3, pour les polluants dissous dans l'eau, il diminue jusqu'à atteindre des valeurs inférieures à 1.

Ces paramètres a et b doivent idéalement être calibrés à l'aide de mesures simultanées des débits et des concentrations correspondantes.

Le débit de ruissellement est considéré comme la principale variable explicative du lessivage dans le modèle de rating curve. Cette hypothèse a une base physique. En effet, l'augmentation du débit de ruissellement se traduit par une augmentation de la contrainte hydraulique de cisaillement à la surface du bassin versant. Or, la contrainte hydraulique de cisaillement intervient dans l'arrachement des particules solides sur le bassin.

Compte tenu de sa simplicité, Le modèle de rating curve est souvent utilisé comme une alternative à des modèles plus complexes lorsque les mesures de charges sont peu nombreuses. Malheureusement ce modèle ne permet pas dans sa formulation actuelle (2.24) de tenir compte du déphasage observé en pratique entre les pointes des hydrogrammes et des pollutogrammes (Figure 1-1).

Nous avons donc modifié le modèle classique (2.24) par l'introduction d'un terme de déphasage d de la manière suivante :

$$C(t) = a.Q^b(t + d.\Delta t) \quad (2.25)$$

Où :

- Δt : pas de temps;
- t : instant de prévision;
- d : terme de déphasage (positif, négatif ou nul).

Une façon simple d'estimer ce déphasage d est de le relever directement sur la Figure (1.1). Comme l'allure des courbes peut être irrégulière et comporter éventuellement plusieurs pointes, il est recommandé de calculer la fonction de corrélation croisée de différents retards entre l'hydrogramme et le pollutogramme. Le retard qui fournit la valeur maximale de cette fonction de corrélation croisée est égal au déphasage d. Dans le cas du secteur 1 de

l'arrondissement de Verdun le déphasage d calculé des deux façons est égal à $2\Delta t$ c'est-à-dire 10 minutes.

Calage du modèle de lessivage « Rating Curve »

La performance du modèle de simulation peut être évaluée à l'aide des trois indicateurs suivants :

1. Le coefficient de Nash :

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{i=N} [C_{\text{mesurée}}(i) - C_{\text{calculée}}(i)]^2}{\sum_{i=1}^{i=N} [C_{\text{mesurée}}(i) - \bar{C}_{\text{moyenne}}]^2} \quad (2.26)$$

La précision de la charge lessivée simulée est d'autant plus grande que le Nash est proche de l'unité. En hydrologie urbaine, une simulation précise du débit ruisselé conduit à un Nash supérieur à 0.8. Pour la simulation de la qualité des eaux de ruissellement, Ce seuil peut être abaissé à 0.6 en raison des nombreuses incertitudes entourant la mesure des polluants (Bertrand-Krajewski et al., 2000) et de la complexité des mécanismes physiques à modéliser.

2. Le rapport des masses :

$$R_M = \frac{\text{Masse totale lessivée simulée}}{\text{Masse totale lessivée mesurée}} \quad (2.27)$$

3. Le rapport entre les charges de pointe simulées et mesurées :

$$R_p = \frac{C_{\text{simulée}}^{\text{max}}}{C_{\text{mesurée}}^{\text{max}}} \quad (2.28)$$

Le rapprochement de ce rapport de l'unité est une indication de la performance du modèle de simulation.

2.2.5 Équation de mélange des DBO

La charge maximale de DBO accumulée est déterminée par application d'une équation de mélange qui s'écrit comme suit :

$$C_p^{DBO} = \frac{C_T^{DBO} Q_T - C_s^{DBO} Q_s}{Q_p} \quad (2.29)$$

- C_{DBO} : Concentration en DBO en fonction du débit (m^3/s);
- C_S : Concentration du DBO par temps sec (eaux usées);
- Q_S : débit par temps sec (eaux usées);
- C_P : Concentration du DBO par temps de pluie;
- Q_P : débit ruisselé, résultats du logiciel SWMM;
- Q_T : débit total ($Q_P + Q_S$);

L'évaluation de la concordance entre les charges mesurées et les charges calculées a été faite moyennant le rapport entre les charges de pointe (2.28). En pratique le débit de temps sec Q_S qui est relativement constant peut être estimé à partir de la mesure du débit total Q_T ou des campagnes de mesure antérieures en temps sec. Le débit de ruissellement Q_P peut lui aussi être estimé à partir de la mesure du débit total Q_T ou à partir d'un modèle de simulation du ruissellement. L'équation 2.29 montre comment il est possible de déduire la concentration d'un contaminant dans les eaux pluviales à partir de la mesure de la concentration mesurée dans les eaux unitaires (C_T^{DBO}).

CHAPITRE 3

PRATIQUES DE GESTION OPTIMALE (PGO) DANS LA GESTION DES RÉSEAUX D'EAU PLUVIALE

3.1 Introduction

Les pratiques de gestion optimales « Best Management Practices (BMP) », sont des plans intégrés visant à contrôler et à réduire, dans la mesure du possible, le rejet de substances interdites ou assujetties à des limites dans le réseau d'égouts, par diverses méthodes, notamment des obstacles physiques, des processus de prétraitement et des procédures opérationnelles. Ce sont des approches et des lignes directrices fondées sur une science reconnue qui, si elles sont respectées, devraient permettre d'atteindre où de dépasser les objectifs environnementaux fixés, quelles que soient les conditions particulières de l'emplacement. Les PGO sont partie intégrante des activités de planification des projets, de préparation du terrain, de construction, de remise en état des lieux et d'exploitation des ouvrages.

Le choix d'une ou de plusieurs pratiques de gestion optimale (PGO) passe par un processus de sélection pour guider la prise de décision. Ce choix est influencé par la nature du plan d'eau en aval et des objectifs de mise en application. Pour chaque pratique on doit tenir compte des exigences et des limites d'applicabilité, telles que la disponibilité de terrain (espace réservé), la charge hydraulique, le niveau de la nappe, les caractéristiques des sols (perméabilité), l'état des réseaux d'égout existants, etc. Le niveau d'efficacité des PGO est fonction de l'attente des objectifs du projet. Elle dépend de la conception et de la méthode de construction pratiquée.

3.2 Description des PGO

Il est possible de réduire de façon efficace les effets de l'urbanisation sur les bassins versants au moyen de contrôles au niveau de l'adduction ou à la sortie de l'émissaire. La plupart des

pratiques permettent de contrôler la qualité et le volume des eaux (ASCE/EWRI, 2001; ASCE/WEF, 1998).

Les installations de contrôle ont pour principale fonction d'atténuer l'effet de l'urbanisation, tels que l'augmentation du volume des eaux ruisselées et la baisse du réapprovisionnement du sol en humidité et de l'alimentation de la nappe souterraine. Certaines des pratiques de gestion optimales permettent également de réduire le volume d'eau grâce à l'infiltration. L'infiltration d'eaux pluviales de mauvaise qualité peut toutefois endommager une nappe souterraine en bon état. Il est donc approprié de les utiliser dans les cas d'infiltration d'eaux pluviales de qualité relativement élevée, comme celles provenant des toits ou des drains de fondation (CIRIA, 1996). On devra effectuer un prétraitement si le niveau de qualité des eaux pluviales est tel qu'il risque de causer l'obstruction du réseau ou la détérioration de la nappe souterraine (ASCE, 2000; CWP, 2000; US FHWA, 2004).

L'atténuation du débit, l'adduction des débits élevés et l'amélioration de la qualité des eaux pluviales avant rejet au milieu récepteur représentent les principaux objectifs des pratiques de gestion optimales et du contrôle à la sortie de l'émissaire. L'exploitation et la surveillance des meilleures pratiques de gestion du contrôle à la sortie de l'émissaire ont révélé que la rétention prolongée offrait certains avantages au niveau de la qualité de l'eau, de la protection contre l'érosion et de la prévention des inondations (TRCA et MEO, 2001; US EPA, 1993). Les pratiques les plus couramment utilisées au Canada sont présentées et détaillées dans ce qui suit.

3.2.1 PGO du contrôle au niveau de l'adduction

Protection et amélioration du couloir du cours d'eau

La protection et l'amélioration du couloir du cours d'eau est une pratique utilisée surtout comme mesure d'atténuation du débit et d'amélioration de la qualité de l'eau. Elle est pratiquée surtout en milieu agricole, forêts-parcs et au niveau des zones d'aménagement et de réaménagement. Ces pratiques ont pour principaux objectifs : la limitation de la quantité

d'éléments nutritifs et de sédiments; fournir de l'ombre au cours d'eau; atténuer le débit et contribuer à la diversité biologique de l'habitat.

Un couloir sain qui possède un écran de végétation naturel fournit de l'ombre au cours d'eau, contrôle le mouvement de surface de l'eau et des sédiments, des éléments nutritifs et des contaminants connexes, déverse des éléments nutritifs (débris de feuilles) et des débris de bois dans le cours d'eau, fournissant ainsi de la nourriture et un habitat et contribue à la stabilisation des berges (Infraguide, 2005).

L'efficacité de cette pratique dépend des caractéristiques du couloir du cours d'eau. Ainsi, il est difficile de la mesurer directement. Son coût d'investissement est peu élevé et elle présente des coûts d'exploitation et d'entretien peu élevés.

Modification du canal

Cette pratique de gestion vise la modification du comportement d'une rivière en apportant des modifications dans la forme de la vallée ou du canal afin de réduire ou d'éliminer tout dérangement qui tend à rendre le cours d'eau instable. À titre d'exemple, on peut changer le cours d'une rivière (forme en plan), les dimensions du canal (coupe transversale du canal ou de la vallée) ou le caractère de celui-ci (rugosité ou talweg).

La modification de la forme en plan peut améliorer la stabilité du canal lorsque celui-ci a été redressé ou que les entrées en amont ont été altérées. La modification à la coupe transversale du canal permet d'accroître la stabilité du cours d'eau. Le changement des caractères du canal (rugosité) peut accélérer ou ralentir le débit et en gérer les caractéristiques. La modification de la rugosité est généralement réalisée par l'ajout de roches et perrés dans le cours d'eau. Également, il est possible de créer des périmètres d'inondations de manière à réduire la pression causée par les débits de crue sur les canaux qui ont pénétré leur périmètre d'inondation.

Cette pratique nécessite un terrain disponible, une modélisation détaillée, une évaluation géomorphologique et également une évaluation des répercussions en aval et en amont. Elle présente un coût d'investissement peu élevé en ce qui concerne les projets de restauration, et élevé pour les projets de création. Les coûts d'exploitation et d'entretien de cette pratique sont élevés.

Protection des berges

L'objectif principal de cette protection est de modifier le comportement d'une rivière en apportant des modifications aux berges. L'aménagement de berges est l'ensemble des moyens destinés à adapter les berges des rivières et des plans d'eau naturels ou artificiels aux différentes fonctions que l'on attend d'eux. Les aménagements de berges concernent ainsi les éléments aussi différents les uns des autres, à savoir :

- La protection contre les inondations,
- La lutte contre l'érosion et la stabilisation du lit,
- Le traitement paysager,
- Le traitement de l'accessibilité à l'eau, etc ...

Les techniques de protection les plus utilisées sont : l'enrochement, le clayonnage, le fascinage, les gabions, le perré (Voir Figure 3.1), le tunage, etc .. Afin de réussir une meilleure protection, il est nécessaire d'étudier le terrain et d'analyser le mécanisme de défaillance des berges, de même que les conditions du sol et du débit, pour déterminer la méthode de protection des berges à adopter.

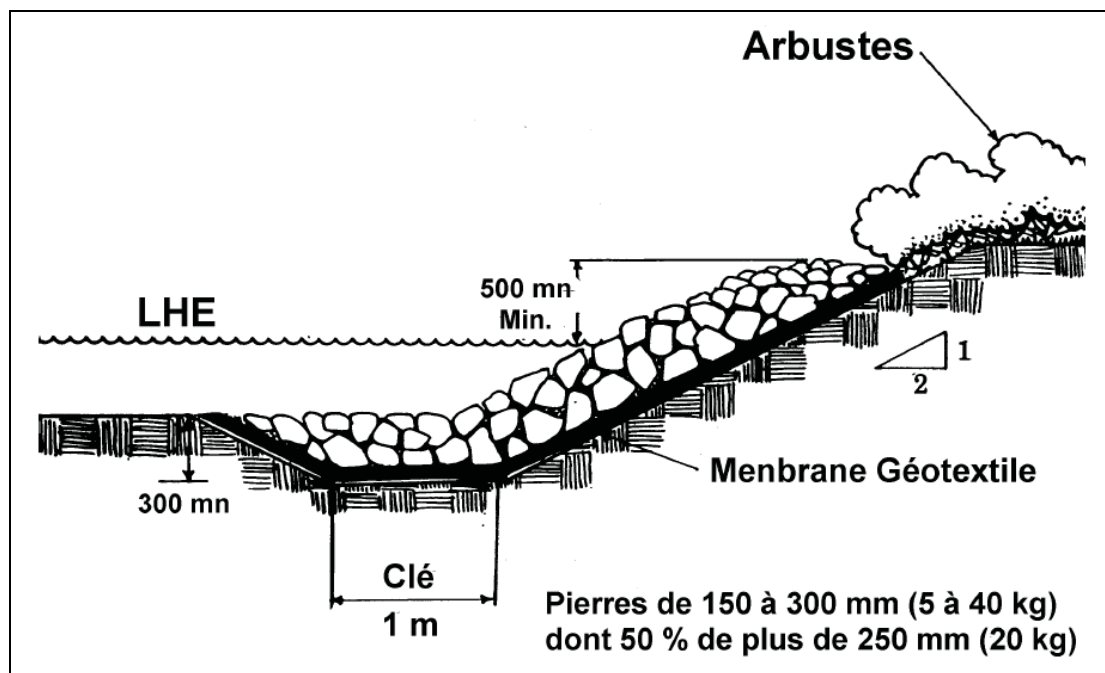


Figure 3.1 Exemple de protection des berges par perré.

Tirée de Jean-Yves Goupil (1998)

Fossés aux bordures des routes

Les fossés en bordure des routes ont pour principaux objectifs, d'acheminer et de réduire les débits de pointe et, dans certains cas, utiliser l'infiltration. Ce sont des canaux habituellement situés des deux côtés d'une chaussée, conçus pour acheminer les eaux de ruissellement des surfaces imperméables et des pentes adjacentes, et ensuite les évacuer sans causer de dommages dus à l'érosion, à l'apparition de dépôts ou aux inondations (Voir Figure 3.2).

Ces fossés sont plus efficaces là où les sols ne sont pas sujets à l'érosion. Idéalement, les pentes sont supérieures à 2 %, l'écoulement est constant ou prolongé et il y a assez d'espace pour la coupe transversale du canal (Infraguide, 2005). L'opportunité de son utilisation est déterminée en fonction de l'utilisation du terrain, du sol, de la topographie du sol et de l'espace disponible. Il sera bien économique d'envisager la construction de ces fossés en même temps que la route.

Le coût de construction est tributaire de la valeur et de type de surfaces mises en jeu. De plus, l'entretien de ces fossés demande une attention particulière et peut être comparé à celui d'espace vert.

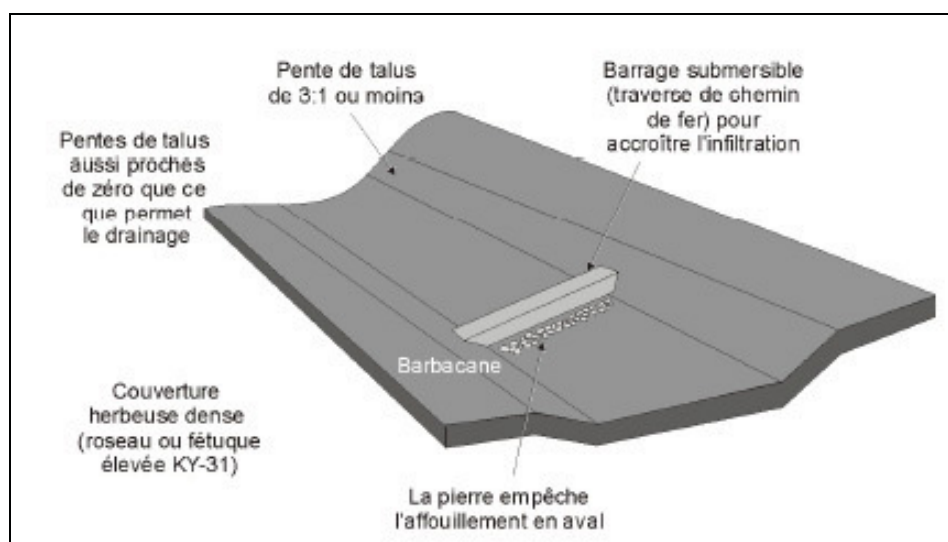


Figure 3.2 Exemple de systèmes de fossés de drainage.
Tirée de Schueler (2000)

Contrôle ou gestion en temps réel

La gestion en temps réel désigne la gestion des écoulements fondée sur l'automatisation du système d'eau potable ou d'assainissement, et sur le traitement informatisé des données hydrauliques et hydrologiques. Il est ainsi possible de suivre, d'analyser et de contrôler avec un très faible décalage de temps, le fonctionnement de tout ou partie de ce système, pour, éventuellement, intervenir sur son fonctionnement (Chocat, 1997).

Le contrôle en temps réel assure une meilleure utilisation des installations de collecte des eaux pluviales afin de diminuer l'inondation et faire un captage maximum. Il prévoit une optimisation de l'emmagasinement en conduite. Ainsi, des structures de contrôle sont mises en place et, durant les périodes pluvieuses, certains débits sont emmagasinés dans, ou détournés vers, les tronçons du réseau d'égout qui offrent de la capacité.

Les objectifs de gestion cités le plus souvent par les exploitants sont (ENPC, 1983) :

- Télésurveillance de niveaux d'eau, de débits,
- Télésurveillance du fonctionnement d'organes (pompes, vannes, dégrilleurs, etc ...),
- Programmation du fonctionnement d'organes (pompes pour maîtrise d'énergie, vannes pour tests, bassins, etc ...),
- Contrôle de délestage en réseau,
- Contrôle de stockage en bassin,
- Contrôle des déversements en rivières,
- Visualisation du fonctionnement hydraulique de réseau,
- Télédétection des apports météoriques,
- Contrôle de la qualité des effluents,
- Régulation des apports en station d'épuration,
- Analyse et hiérarchisation des risques,
- Aide à la décision temps réel,
- Déclenchement et gestion d'alerte,
- Déclenchement et gestion d'interventions vers les usagers, le public.
- Etc...

Le contrôle en temps réel a été utilisé avec succès dans de nombreux réseaux de drainage en milieu urbain, en Europe et en Amérique du Nord. Il présente un coût d'investissement moyen et des coûts d'exploitation et d'entretien élevés.

Rigoles gazonnées ou enherbées

Les rigoles gazonnées ou enherbées sont des larges canaux peu profonds menés de végétations denses couvrant à la fois le fond et les talus, conçues généralement pour maximiser l'infiltration, atténuer la vitesse d'écoulement des eaux et bloquer les particules polluantes. Dans les sols imperméable ou perméable, les rigoles agissent seulement comme filtre. Ainsi, il sera bénéfique d'appliquer cette pratique dans les régions ayant des sols perméables, avec un taux d'infiltration supérieur à 15 mm/h, un substrat rocheux et une nappe phréatique à plus qu'un mètre au-dessous de la rigole et une pente en direction de l'écoulement qui se situe entre 0.5 et 5 %. Les rigoles sont utilisées pour les bassins d'alimentation ayant une superficie de moins de 15 ha et présentant un bon état de routes et conduites d'égouts (Infraguide, 2005).

Réseaux de conduites perméables

Les réseaux de conduites perméables sont conçues pour exfiltrer les eaux pluviales dans le sol avoisinant pendant qu'elles sont acheminées en aval, ce qui réduit le volume de ruissellement et contribue à éliminer les polluants (Infraguide, 2005). L'efficacité de cette pratique dépend à la fois des caractéristiques du sol, du niveau de la nappe souterraine et de la concentration des matières en suspension dans les eaux pluviales ainsi que du système de gestion appliqué dans le réseau.

Le débit de drainage acheminé par les puisards est déversé dans un réseau de conduites perforées placées dans une tranchée remplie d'éléments grossier (gravier) afin d'assurer une bonne filtration des eaux collectées le long de la tranchée. Ces eaux seront recueillies dans une seconde conduite perforée implantée dans la même tranchée afin d'être acheminées au prochain regard, puis dans le réseau d'égout traditionnel. Si le volume entrant excède le volume de la tranchée ou du puisard, une seconde sortie située plus haut sur le puisard permettra d'acheminer l'eau jusqu'au réseau d'égout traditionnel (Voir figure 3.3).

Vue sa vulnérabilité au colmatage à long terme, cette pratique est applicable à des superficies de drainage réduites (<6 ha) dont les sols sont perméables (taux d'infiltration minimum de 15 mm/h), avec un substrat rocheux et une nappe phréatique située à une profondeur supérieure à 1 m et une pente en direction de l'écoulement qui varie de 0.5 à 5 %. Cette pratique ne convient pas aux endroits où la charge de sédimentation reçue est élevée, ainsi, il sera primordial d'appliquer un prétraitement des eaux ruisselées des routes. Elle présente un coût d'investissement élevé et des coûts d'exploitation et d'entretien moyens.

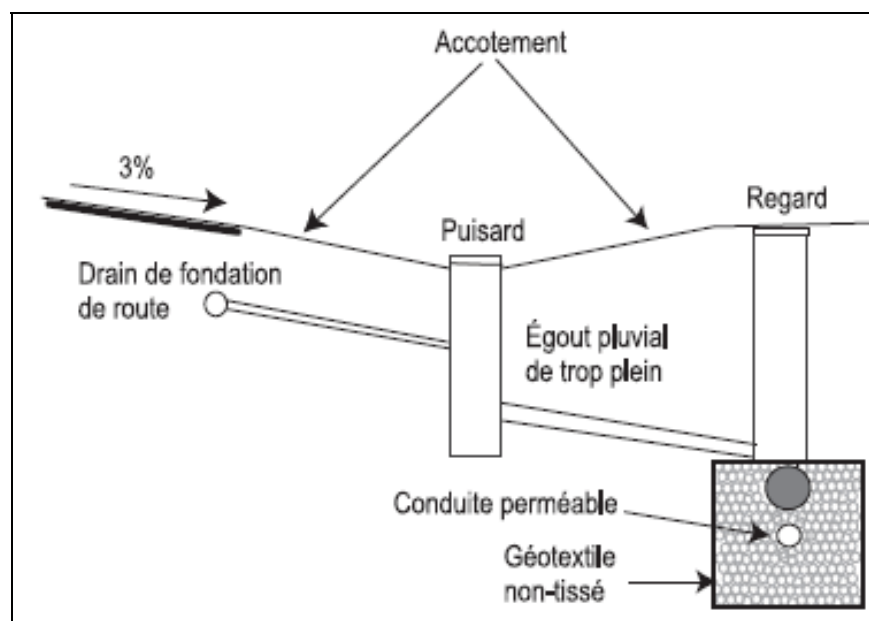


Figure 3.3 Réseaux d'exfiltration de conduites perméables.
Tirée de Infraguide (2005, p. 49)

Puisards perméables

Les puisards perméables sont des ouvrages équipés de fosses d'assèchement de grandes dimensions raccordés à un milieu d'emmagasinement des eaux assurant l'évacuation directe des eaux pluviales dans le sol. On distingue habituellement deux types de puisards perméables. Dans le premier cas, le milieu d'emmagasinement se situe directement sous le puisard et l'eau s'infiltré à travers le fond de l'ouvrage. Dans le deuxième cas, la fosse d'assèchement assure le prétraitement des débits et les débits faibles sont évacués vers le

milieu d'emmagasinement d'eau situé à côté de l'ouvrage à travers les parois des puisards (Voir figure 3.4).

Cet ouvrage présente un inconvénient majeur du fait que le milieu d'emmagasinement se colmate à long terme suite au taux élevé de polluants dans les eaux de ruissellement des routes. Ainsi, et afin d'assurer la réussite de cette pratique, la superficie de drainage doit être inférieure à 6 ha et ne présente pas une importante charge de sédiment et les puisards doivent être installés dans des sols perméables présentant un taux d'infiltration minimum de 15 mm/h avec la présence d'une nappe phréatique à > 1 m au-dessous du milieu de drainage (Infraguide, 2005). Cette pratique présente un coût d'investissement élevé et des coûts d'exploitation et d'entretien moyens.

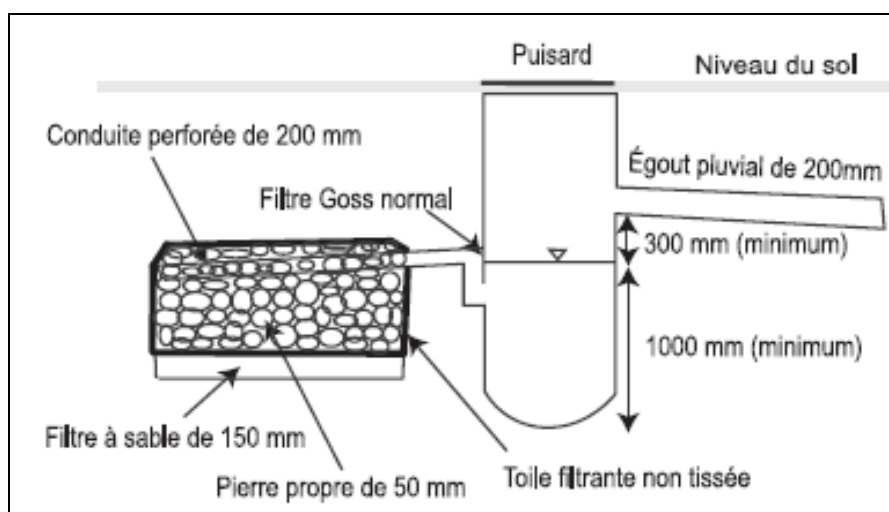


Figure 3.4 Puisard perméable.

Tirée de Infraguide (2005, p. 49)

Emmagasinement en conduite ou en réservoir

L'objectif principal de cette pratique est la création d'un espace d'emmagasinement afin de soulager le réseau de drainage aval, et c'est par la mise en place des installations de rétention en conduite ou en réservoir pour assurer une régulation et ralentir le débit de pointe lorsque la capacité de l'égout est insuffisante durant les périodes de forts débits. Ces installations sont

utilisées comme alternative pour ne pas procéder à l'amélioration ou le remplacement du réseau d'égout. Elles sont munies d'un régulateur de débit et d'un espace d'emménagement important pour permettre d'optimiser l'utilisation des conduites en aval.

La super conduite d'emménagement est posée dans un réseau d'égout existant, elle intercepte la totalité du débit par l'extrémité amont et la fait couler vers le régulateur situé en aval. Après une période de pointe, les débits ainsi emmagasinés commencent à être évacués pour permettre au réseau d'égout de revenir à son état normal d'écoulement.

Le principe d'emménagement en réservoir est de détourner les débits excédentaires vers un réservoir situé à l'extérieur du réseau d'égout et qui offre une rétention jusqu'à ce que les débits de pointe dans le réseau soient inférieurs à la capacité en aval. Le volume retenu sera lentement évacué dans le réseau pour ne pas provoquer des refoulements ou des débordements.

Ces installations d'emménagement présentent un coût d'investissement élevé et des coûts d'exploitation et d'entretien moyens.

3.2.2 PGO du contrôle à la sortie de l'émissaire

Étangs humides

Les étangs humides sont des installations qui permettent l'emménagement, la diminution du débit de pointe, la diminution de la sédimentation et la biomobilisation. Ce sont des installations de contrôle à la sortie de l'émissaire installées habituellement à l'extérieur du périmètre d'inondation et mis en place souvent dans les nouveaux aménagements ou les grands projets de réaménagement. Les étangs doivent être conçus de manière à permettre l'élimination d'au moins 60 % des matières en suspension et peuvent être entre autre conçus en vue de contrôler la qualité, le volume et l'érosion, ce qui réduit le besoin de recours à plusieurs installations ou pratiques à la sortie de l'émissaire.

Cette pratique de gestion des eaux peut avoir des répercussions négatives sur la température des cours d'eau, encourage la reproduction des moustiques et ne permet normalement pas l'infiltration. Elle offre un avantage limité du point de vue d'un bilan hydrique (Infraguide, 2005).

L'une des principales exigences relatives à l'installation de cette pratique est la superficie de drainage qui doit être d'au moins 5 ha pour assurer la sustentation d'un bassin permanent avec un taux de renversement adéquat.

Cette pratique présente un coût d'investissement moyen si on ne tient pas compte des coûts d'expropriation et des coûts d'exploitation et d'entretien moyens.

Étangs secs

Les étangs secs sont des installations de gestion des eaux pluviales ayant pour objectifs, l'emmagasinement, la diminution du débit de pointe et de la sédimentation. Installés normalement à l'extérieur du périmètre d'inondation, les étangs secs ne possèdent pas un bassin permanent et sont efficaces pour le contrôle de l'érosion et la qualité de l'eau lorsque la température du cours d'eau est une préoccupation importante. Les occasions d'implantation des étangs secs sont déterminés en fonction du contrôle de la qualité des zones d'aménagement ou de réaménagement dans les quelles il sera impossible ou déconseillé d'installer des étangs humides. Quand aux projets de modernisation ou de remise en état, on doit choisir les emplacements appropriés selon la disponibilité du terrain, l'aire tributaire et l'emplacement de l'émissaire.

Le taux moyen annuel d'élimination des solides en suspension est de l'ordre de 60 %. Les coûts d'investissement, d'exploitation et d'entretien des étangs secs sont moyens (Infraguide, 2005).

Milieux humides construits

Les principaux buts de l'utilisation des milieux humides construits comme pratique de gestion des eaux pluviales est l'emménagement, la diminution du débit de pointe, le contrôle de la sédimentation, la filtration, la biomobilisation et l'adsorption. Ils sont recommandés comme installations de contrôle à la sortie de l'émissaire dans le but d'améliorer la qualité de l'eau ou pour obtenir un volume d'emménagement nécessaire au contrôle de l'érosion en aval. En raison de sa profondeur d'emménagement restreinte, le milieu humide contrôlé joue un rôle limité dans le contrôle de la qualité, il ne permet pas normalement l'infiltration et offre donc un avantage limité du point de vue d'un bilan hydrique. Il peut entre autre encourager la reproduction des moustiques et augmenter la température de l'eau en aval.

Les milieux humides sont habituellement situés à l'extérieur du périmètre d'inondation, et conçus de façon à permettre une élimination des solides en suspension d'au moins 60 %. La superficie nécessaire à ces installations est propre au site et dépend de la conception (affluent, niveau de contrôle de la qualité de l'eau, contrôle de l'érosion et des inondations et préoccupations en matière de sécurité). Les coûts d'investissement, d'exploitation et d'entretien de ces installations sont moyens.

Réservoirs et tunnels

Les réservoirs et les tunnels sont utilisés dans la gestion des eaux pluviales pour des fins d'emménagement et de contrôle de la qualité de l'eau. Ils peuvent être aussi utilisés comme installations de contrôle au niveau de l'adduction. Ils permettent aussi d'emménager le débit de pointe, ainsi empêcher les débits excédentaires d'atteindre les trop-pleins où les déversoirs d'orage et éliminer par conséquence tout risque de débordement dans le milieu récepteur. Étant donné qu'ils sont enfouis, les réservoirs et les tunnels se prêtent bien aux zones urbaines et ont un minimum de répercussions sociales et environnementales, à l'exception des impacts qui peuvent survenir durant l'étape de construction.

Les occasions d'installations de ces ouvrages sont déterminées en fonction du terrain disponible, de l'aire tributaire et de l'emplacement de l'émissaire. Le coût d'investissement de ces ouvrages est élevé, tandis que, ses coûts d'exploitation et d'entretien sont moyens.

Bassins d'infiltration

Le bassin d'infiltration est un type particulier de bassin de rétention qui permet le stockage temporaire des eaux de toute nature et qui assure la fonction d'infiltration dans le sol tout en permettant de restituer au milieu naturel un débit compatible avec sa capacité d'absorption (Voir Figure 3.5). Il est généralement placé à l'exutoire du réseau d'assainissement ou disposé en parallèle au réseau où il sera alimenté par des surverses et pour des évènements de fréquence faible produisant des débits trop importants pour être évacués par le réseau (Chocat, 1997).

Les bassins d'infiltration sont généralement conçus pour des superficies de drainage de moins de 5 ha, ils sont utilisés seulement dans les zones résidentielles, et pour les sols ayant un potentiel d'infiltration élevé où un niveau de nappe souterraine moins de 1 m. Ces ouvrages consomment de l'espace foncier et nécessitent une conception soignée et un entretien régulier afin d'éviter les risques et nuisances pour les riverains et ne pas participer à la contamination de la nappe phréatique.

Les bassins d'infiltration permettent entre autre de conserver des zones vertes à l'intérieur des villes, de créer des zones humides qui favorisent l'apparition de faune et de flore pouvant contribuer à la diversification sur le plan écologique. Ce type d'ouvrage ne nécessite pas de collecteurs à l'aval ce qui le rend opportuniste pour les zones dépourvues d'exutoire naturel. Le coût d'investissement de ces ouvrages, ainsi que les coûts d'exploitation et d'entretien sont peu élevés.

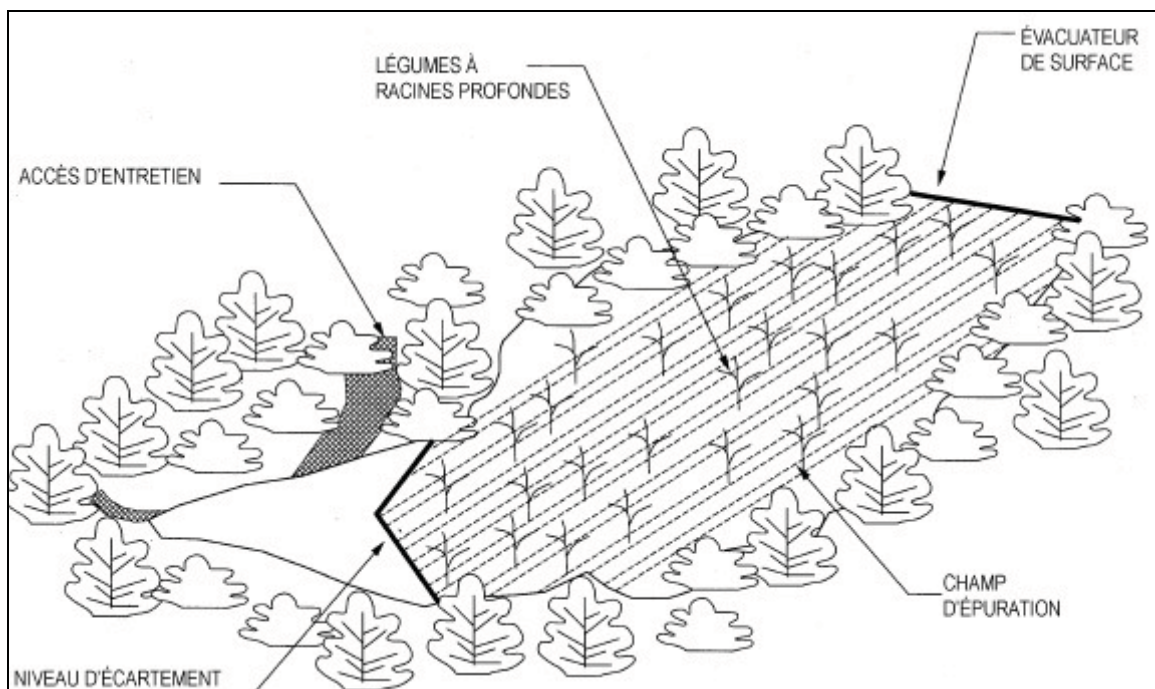


Figure 3.5 Bassin d'infiltration type.

Tirée de Infraguide (2005, p. 52)

Filtres à sable

Les filtres à sable sont dispositifs de traitement à la sortie de l'émissaire qui peuvent être situés sous terre ou en surface. La filtration consiste à éliminer les produits indésirables contenus dans un liquide (ou à éliminer le liquide présent dans les boues) en le faisant passer à travers un milieu poreux ou perméable (Chocat, 1997).

Habituellement, les filtres à sable sont utilisés dans une chaîne de traitement et construits avec un revêtement intérieur imperméable pour éviter que des matières indigènes viennent obstruer les espaces poreux et que l'eau filtrée pénètre dans la nappe souterraine. L'eau infiltrée est collectée dans un réseau de conduites perméables et acheminée jusqu'à un point de sortie en aval (Voir figure 3.6). Selon le sens de circulation de l'eau, on distingue deux types de filtres, à savoir les filtres à sables verticaux et horizontaux. Les filtres à sable ne sont pas couramment utilisés au Canada et leur mise en place doit généralement être précédée

d'une étude de faisabilité détaillée. Ils présentent un coût d'investissement, d'exploitation et d'entretien peu élevé.

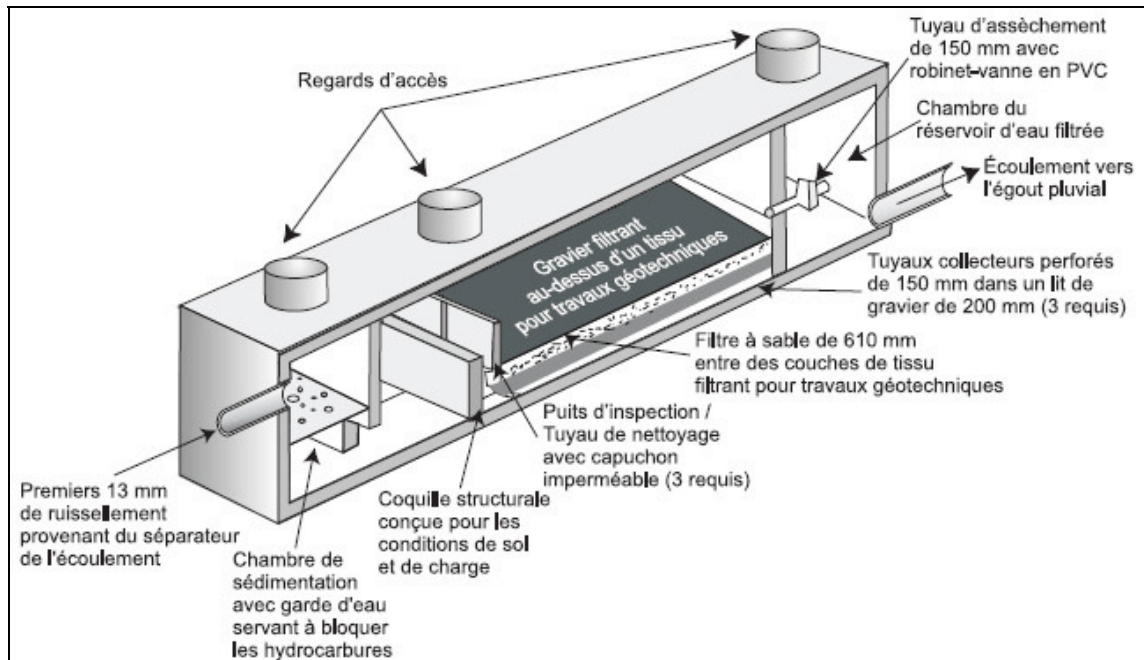


Figure 3.6 Filtre à sable inséré.
Tirée de Infraguide (2005, p. 52)

Dispositifs de traitement à débit élevé

Ces dispositifs ont pour principale fonction la régulation de la qualité et la le volume des eaux pluviales aux endroits de trop-plein. Ils servent à déposer les solides en suspension dans les réseaux d'égouts durant les débits élevés par transformation des débits en mouvement tourbillonnaire, ainsi, les solides et les matières flottantes se déposent des la conduite de sortie. Dans le cas où le débit excède la capacité de traitement, les eaux débordent par-dessus le déflecteur de trop-plein et se déversent dans le milieu récepteur.

Le taux d'élimination des polluants des dispositifs de traitement à débit élevé en fonction d'un taux de charge hydraulique donné dépend de la décantabilité relative du flux en cours de traitement. L'efficacité de séparation des solides est fonction de la grosseur de particules

charriées. Ainsi, ces dispositifs ont montré de l'efficacité dans les zones à faible turbulence dans le réseau d'égout. Ces dispositifs présentent un coût d'investissement moyen et des coûts d'exploitation et d'entretien élevés.

Emmagasinement par déplacement dans le milieu récepteur

Cette pratique de gestion est utilisée pour emmagasiner les eaux de ruissellement et diriger les débits emmagasinés vers la station d'épuration afin de permettre une décantation naturelle. Le système de régulation du débit Dankers (SRDD), est un exemple de cette pratique, utilisé généralement dans un plan d'eau libre abrité sur au moins deux côtés (y compris le rivage), dont la superficie équivaut à 2 ou 3 % de la superficie de drainage et dont la profondeur varie entre 0 et 10 m.

Cette pratique présente des coûts d'investissement, d'exploitation et d'entretien élevés (infraguide, 2005).

Dégrillage

Le dégrillage est la séparation des solides charriés dans l'eau ruisselée moyennant un dégrilleur. Le dégrilleur est un ouvrage spécial constitué par un ou plusieurs niveaux de grilles à barreaux de plus en plus serrés ou de tamis à mailles de plus en plus fines, destiné à arrêter et éliminer les matières flottantes et les éléments grossiers transportés par l'eau avant d'atteindre le milieu récepteur. Certains dispositifs possèdent des systèmes de manutention des poissons afin de minimiser les effets néfastes sur la vie aquatique qui entre en contact avec les grilles ou les tamis.

Les dégrilleurs sont systématiquement utilisés à l'entrée des stations d'épuration. Leur utilisation se développe également à l'amont immédiat des déversoirs d'orage de façon à limiter le rejet d'objets flottants, responsables d'une pollution visuelle des milieux récepteurs. Ils peuvent être utilisés également à l'amont des ouvrages comportant des pièces mobiles où susceptibles de s'obturer : siphons, station de pompage (crépine), etc ... (Chocat,

1997). Le taux moyen d'élimination des solides varie entre 30 % et 50 % (Infraguide, 2005). Le dégrillage entraîne un coût d'entretien relativement élevé vu sa sensibilité au colmatage.

Séparateurs d'huile et de sables

Le séparateur d'huile et de sables est ouvrage souterrain implanté à la place du regard traditionnel, il permet et favorise la décantation des sédiments et la rétention et l'élimination des hydrocarbures contenus dans les eaux de ruissellement avant d'atteindre le milieu récepteur. Il est très utilisé dans les zones à couverture très imperméable et présentant un potentiel élevé de déversement d'hydrocarbures et de décharge de sédiments pollués, aussi, pour prétraiter les débits qui entrent dans les étangs ou les milieux humides ou dans le cadre d'une chaîne de traitement.

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage est fondé sur le fait que les huiles sont plus légères que l'eau. En tranquillisant l'écoulement dans l'ouvrage (faible vitesse d'écoulement pour limiter la turbulence), les sédiments (sables, etc ..) qui sont plus lourds que l'eau décantent tandis que les huiles ont tendance à remonter à la surface pour être prélever, soit manuellement, soit par écumage utilisant l'écoulement naturel comme force motrice, soit par un racleur motorisé (voir figure 3.7).

Le coût d'investissement de ce type d'ouvrage est élevé, tandis que les coûts d'exploitation et d'entretien sont moyens.

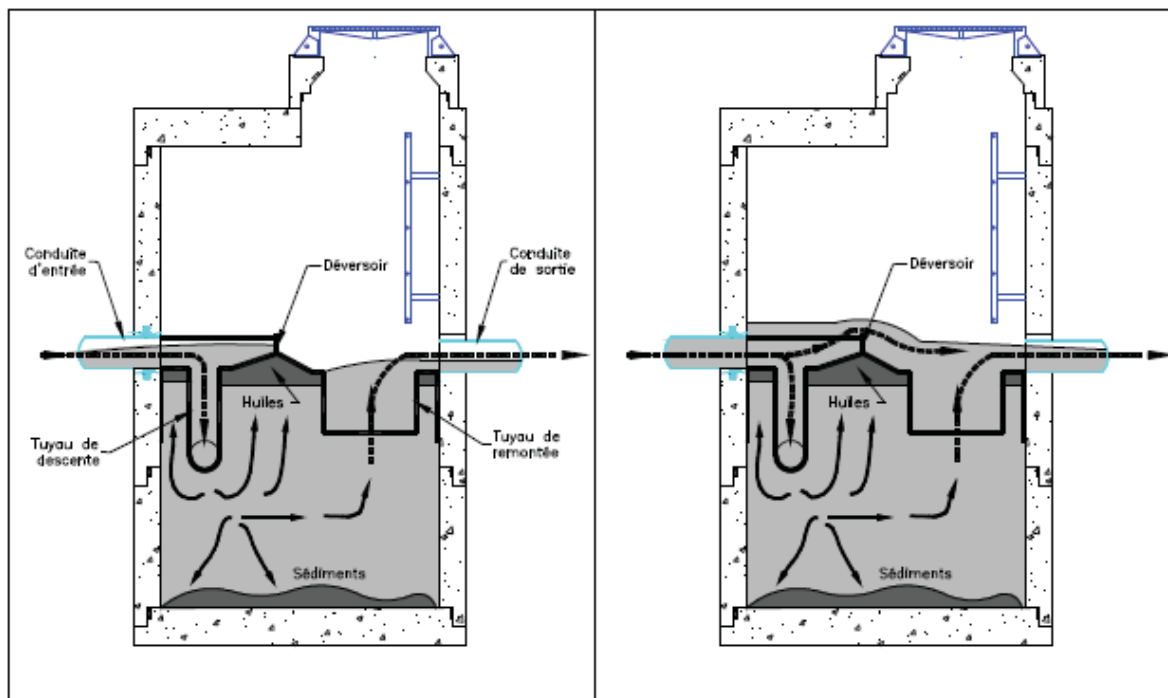


Figure 3.7 Séparateurs des huiles et de sables.

Tirée de : Manuel de Référence Technique -
Stormceptor Canada Ltée (Mars 2009)

3.3 Choix des PGO

Le choix des PGO est toujours influencé par la nature du plan d'eau en aval et des objectifs de mise en application (augmenter le taux d'élimination des polluants, diminuer le débit en aval, ...). Le premier critère de choix pour chaque pratique proposée dépend toujours de son efficacité à minimiser les répercussions en aval et sur les milieux récepteurs en assurant le contrôle des volumes d'eau ainsi que les concentrations des pollutions en amont.

3.3.1 Processus de sélection

Le choix d'une ou plusieurs pratiques de gestion optimale (PGO) passe par tout un processus de sélection pour aider à la prise de décision. L'organigramme suivant (Voir figure 3.8) illustre le processus de sélection des meilleures pratiques de gestion.

3.4 Domaines et limites d'application des PGO

3.4.1 Exigences et limites d'utilisation

Pour chaque pratique on doit tenir compte des exigences et des limites d'applicabilité, telles que la disponibilité du terrain (espace réservée), la charge hydraulique, le niveau de la nappe, les caractéristiques des sols (perméabilité), l'état des réseaux d'égout existants, etc.

3.4.2 Niveau d'efficacité des PGO

Le niveau d'efficacité des PGO est fonction de l'attente des objectifs du projet, elle dépend de la conception et de la méthode de construction pratiquée. Ainsi, pour avoir une PGO fiable, il faut tenir compte des caractéristiques du terrain et aussi des conditions physiques (nature du sol, nappe phréatique, profondeur du substrat rocheux).

3.4.3 Coût des PGO

Le coût est une exigence forte, ainsi, il faut tenir compte des coûts d'immobilisation (main d'œuvre, matériaux de construction, ...), d'exploitation (gestion, planification, expropriation des terres, ...) et d'entretien (main d'œuvre, matériaux, ...).

Ainsi, il s'avère difficile de généraliser des coûts liés à ces pratiques puisque ces coûts varient et dépendent des exigences propres au terrain, les critères de qualité des eaux pluviales, les objectifs attendus et les considérations environnementales. Ces coûts varient aussi en fonction de l'économie locale.

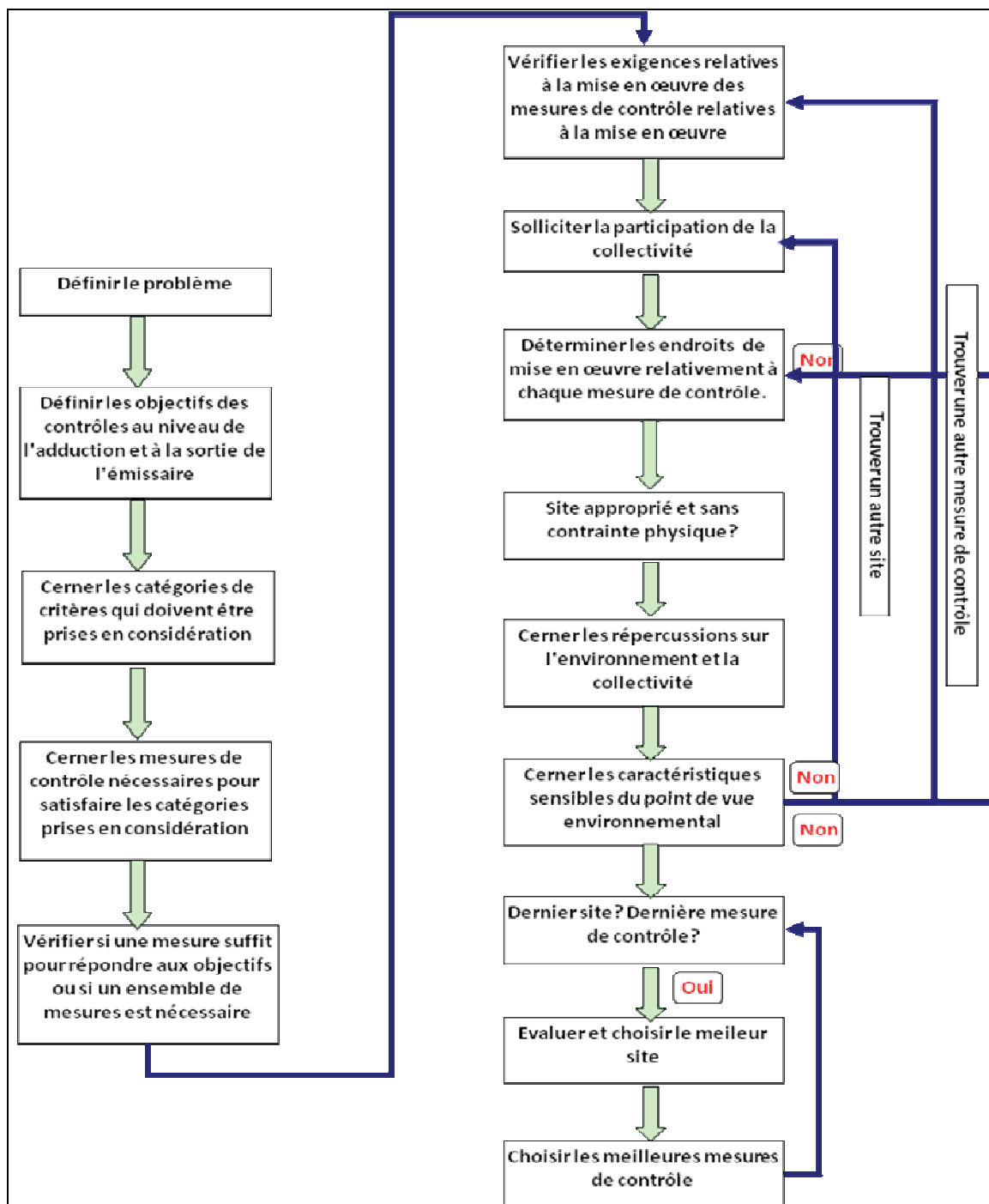


Figure 3.8 Processus de sélection des pratiques de gestion optimales.
Tirée de Infraguide (2005, p. 31)

CHAPITRE 4

MISE EN ŒUVRE DES PGO

4.1 Site de l'étude

Notre étude de cas porte sur le système d'assainissement de la ville de Verdun, nouvel arrondissement de la grande ville de Montréal. Le réseau d'égout combiné de cet arrondissement draine trois bassins hydrographiques. Ces bassins sont tous tributaires actuellement du fleuve Saint-Laurent et de l'intercepteur Sud de la Ville de Montréal. Le bassin N0 1 faisant l'objet de notre étude, est limité à l'est par l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville de Montréal. Au nord, ce secteur est délimité par le territoire de la ville de Montréal, à l'ouest par la 1^{ère} avenue et au sud par le fleuve Saint-Laurent. Le réseau drainant ce bassin totalise une longueur d'environ 10 900 m (Voir Figure 4.1).

4.2 Données hydrauliques et hydrologiques

À l'exutoire, ce bassin versant totalise une superficie de 177 hectares, dont des surfaces perméables et des surfaces imperméables directement ou indirectement drainées. Globalement le bassin comprend 41,4 hectares de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135,7 hectares de surfaces dont le pourcentage d'imperméabilité est de 38,5%.

Dans l'état actuel des choses toutes les eaux sanitaires et de ruissellement provenant du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun aboutissent à l'entrée de la station de pompage Rhéaume dont le puits est situé juste en amont de la jonction avec l'intercepteur sud de la Ville de Montréal. En temps sec toutes les eaux usées sont interceptées par deux vannes rectangulaires ouvertes sur une chute dans l'intercepteur. En temps de pluie, cette structure de régulation peut intercepter un débit potentiel maximal de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$. Mais cette valeur n'est que théorique car la Ville de Montréal commence à fermer les vannes dès que le niveau dans l'intercepteur dépasse un certain seuil. Comme ce niveau est tributaire des apports provenant de tous les bassins amont, nous faisons l'hypothèse conservatrice que les débordements commencent quand le débit atteint trois fois le débit de temps sec ($0.54 \text{ m}^3/\text{s}$). Quand la Ville de Montréal amorce la fermeture des vannes les six pompes situées dans la station de pompage Rhéaume entrent successivement en fonction à différents seuils de niveau dans le puits de pompage pour refouler vers le fleuve un débit potentiel de $5.66 \text{ m}^3/\text{s}$ (voir Annexe I). Cette valeur de débit correspond approximativement au débit de ruissellement généré par une pluie de période de retour de 1/année. Donc, à cette époque si l'on écarte les problèmes ponctuels dans le réseau (points bas, étranglement,...) les citoyens pouvaient s'attendre en moyenne à une inondation par année.

Soulignons au passage que les eaux piégées pour inonder les citoyens ne sont pas forcément interceptées ultérieurement pour être traitées. Elles sont en grande partie pompées sur une plus longue durée pour être refoulées vers le fleuve Saint-Laurent. La fréquence des inondations est de 1/année ce qui est largement supérieure à la fréquence minimale de 1/5 années qu'on doit garantir aux citoyens, d'où la nécessité de restructuration du réseau par la mise en œuvre des PGO.

4.3 Calibration et validation des modèles

Pour utiliser avec confiance les modèles qualitatifs et quantitatifs des eaux de ruissellement il faut préalablement les calibrer puis les valider. Pour arriver à cette fin, cinq événements pluviométriques, (Tableau 4.1) tirés de la campagne de mesure réalisée par Bennis (1999), ont été considérés, à savoir :

- l'événement du 30 septembre 1999;
- l'événement du 13 octobre 1999;
- l'événement du 16 août 2000;
- l'événement du 23 août 2000;
- l'événement du 22 juin 2001.

Tableau 4.1 Données qualitatives et quantitatives des événements utilisés

Événement	Pluie cumulée (mm)	Durée Heures : min	C _{max} (mg/l)	I _{max} sur 5 min mm/h	Période de retour	Q _{max} m ³ /s
30-09-99	18,8	9 :30	480	19,2	6/an	1,85
13-10-99	23,2	8 :00	560	21,6	5/an	1,88
16-08-00	27,6	3 :00	1500	60	1/an	6,63
23-08-00	9,4	2 :30	370	14,4	6/an	1,81
22-06-01	21	5 :00	390	26,4	2/an	2,51

Les hydrogrammes et les pollutogrammes mesurés à l'exutoire du réseau lors des cinq événements ont été départagés en deux blocs : les deux événements du 30 septembre 1999 et du 16 août 2000 ont servi pour l'étalonnage des modèles. Les trois événements restants ont servi pour la validation des modèles (voir Annexe II). Les paramètres hydrologiques tels que

la surface du bassin (A), les paramètres d'infiltration f_0 et f_∞ du modèle de Horton ainsi que le temps de concentration (t_c) sont théoriquement connus. Ces paramètres ont été préalablement calés ou estimés lors de l'utilisation d'un modèle de simulation hydrologique (BENNIS and CROBEDDU 2005). Il reste à caler le coefficient de ruissellement C et la largeur du bassin W pour le modèle hydrologique et les paramètres a , b et d pour le modèle de rating curve modifié (2.25). Il faut souligner que les concentrations des MES de pointe en temps de pluie sont largement supérieures à la concentration des eaux sanitaires mesurée en temps sec. À l'inverse, les concentrations en DBO_5 mesurées en temps sec sont systématiquement supérieures à toutes les concentrations mesurées en temps de pluie. Dans le réseau de subsurface, (Parc Grenier et Wellington), les eaux de ruissellement pluvial ont une concentration moyenne en DBO_5 de 11.5 mg/l.

Selon les données de l'ÉPA (1993), cette concentration est largement inférieure à celle d'un effluent traité d'un système de traitement primaire (40 à 120 mg/l) et légèrement inférieure à celle d'un effluent traité d'un système de traitement secondaire (10 à 30 mg/l). Cette valeur est largement inférieure à l'effluent traité à la station d'épuration de la Ville de Montréal qui est approximativement de 35 mg/l.

Dans la station Rhéaume où aboutissent toutes les eaux, sanitaire et pluviale du secteur I, la situation est très similaire. Il y a manifestement une dilution des eaux usées par les eaux de ruissellement pluvial pour la DBO_5 . Les concentrations mesurées en temps sec, juste avant que le ruissellement ne commence, sont les plus fortes. On observe ensuite une diminution de la concentration au fur et à mesure que le volume de dilution augmente (équations du mélange 2.29). La valeur moyenne de la DBO_5 , 33 mg/l, des eaux pluviales mesurée à cet endroit, se situe dans la fourchette de concentrations d'un effluent traité de manière secondaire (EPA, 1993).

On conclut donc que les charges polluantes véhiculées par le réseau du secteur I en temps de pluie sont principalement inorganiques.

4.4 Mise en œuvre des PGO

La source principale des problèmes hydrauliques et environnementaux est la concentration rapide des flux massiques et volumétriques à l'exutoire des bassins de drainage. Comme remède à cette situation les PGO s'appuient principalement sur le principe de la rétention par infiltration et par stockage pour réduire les débits de pointe et les volumes de ruissellement à l'exutoire. Parmi ces techniques, on peut citer : les bassins secs et humides, les noues et fossés, les toits verts et les toits stockant, les chaussées poreuses et/ou à structure réservoir,...

4.4.1 Sélection des PGO : Étude de cas

Le choix des PGO les plus adaptées pour le cas de Verdun a été tiré du processus de sélection des bonnes pratiques (Figure 3.8). La démarche suivie est présentée en annexe III. Deux pratiques ont été retenue afin d'être utilisées dans le cas de Verdun, à savoir :

- l'emmagasinement en conduite ou en réservoir;
- les installations de rétention sub-superficielles.

Les performances hydraulique et environnementale seront analysées et comparées pour trois scénarios de configuration du réseau. Le premier scénario de base consiste à analyser le réseau dans son état actuel de fonctionnement tel que décrit dans le paragraphe 4.2 sans aucune intervention. L'objectif du deuxième scénario est d'analyser les bénéfices apportés par la séparation des réseaux en construisant un réseau de sub-surface dédié aux eaux pluviales. Dans ce deuxième scénario un nouveau réseau pluvial de sub-surface sera construit pour acheminer les eaux pluviales brutes vers le fleuve St Laurent. Le réseau unitaire existant continuera à collecter les eaux sanitaires ainsi que les eaux des toits plats et des drains de fondation. Dans le troisième scénario, en plus de la séparation des réseaux, on envisage des bassins de rétentions pour les eaux de ruissellement. Pour chacun des trois scénarios, on calcule les débits de pointe ainsi que les volumes et les masses déversés dans le fleuve St-Laurent. Les schémas expliquant les trois scénarios sont présentés en annexe IV.

4.4.2 Méthodologie adoptée

La méthodologie adoptée repose sur plusieurs étapes identifiées et décrites dans ce qui suit. Ces étapes sont nécessaires et permettent d'atteindre les objectifs fixés par le présent travail, ils consistent à :

- Quantifier les apports d'eaux pluviales dans le secteur I. La modélisation hydrologique est effectuée à l'aide du logiciel SWMM;
- Intégrer le ruissellement dans le modèle « Rating Curve » qui permet de relier les deux aspects quantitatif et qualitatif de ruissellement. Ce modèle sert à quantifier les masses lessivées de MES;
- Quantifier les masses de DBO dans le secteur I par application des équations de mélange;
- Application des PGOs les plus adaptées au secteur de l'étude et aux attentes des citoyens à travers un processus de sélection;
- Estimation des charges polluantes au niveau du point de rejet et définition des impacts des PGOs.

4.5 Résultats obtenus

4.5.1 Scénario 1 : Modélisation du réseau dans son état de fonctionnement actuel

Le premier scénario aidera d'une part à comprendre le comportement quantitatif et qualitatif du réseau de Verdun à son état actuel et servira d'autre part comme référence pour apprécier l'amélioration apportée par l'application des PGO. Les résultats des simulations sont donnés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 Résultats du scénario 1 : état actuel

		Désignation	Période de retour des pluies						
			12/1 an	4/1 an	2/1 an	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Quantité		Q max (m³/s)	1.43	3.67	4.87	7.08	8.48	9.27	12.16
		Volume total généré (m³)	11 016	17 664	20 718	25 992	29 394	32 364	38 136
		Volume traité (m³)	11 016	14 080	14 693	15 324	15 624	15 826	16 054
		Volume débordé (m³)	0	3 584	6 025	10 668	13 770	16 538	22 082
		Volume débordé (%)	0%	20%	29%	41%	47%	51%	58%
Qualité	MES	Masse totale mobilisée (kg)	228	955	1 361	2 169	2 715	4 250	5 520
		Masse traitée (kg)	228	679	752	831	902	961	1 316
		Masse déversée (kg)	0	276	610	1 337	1 813	3 288	4 204
		Masse déversée (%)	0%	29%	45%	62%	67%	77%	76%
	DBO	Masse totale mobilisée (kg)	398	573	653	791	881	1 110	1 331
		Masse traitée (kg)	398	469	482	494	499	506	562
		Masse déversée (kg)	0	104	171	297	382	605	769
		Masse déversée (%)	0%	18%	26%	38%	43%	54%	58%

L'examen de la variation des débits de pointe en fonction de la pluie du projet montre que les débordements surviennent pour des périodes de retour situées entre 4/1 an et 2/1 an. En effet, il faut se rappeler que le débit maximal potentiel d'interception au-delà commence les débordements est égal 4.25 m³/s. Ce résultat est conforme à la directive 004 qui prescrit un débordement par mois pour les eaux courantes et un débordement par deux mois pour les

eaux stagnantes durant la période estivale du 1 mai au 31 octobre. Mais en se basant sur un débit d'interception plus réaliste égal à trois fois le débit du temps sec la fréquence des déversements atteint 12/1 an. Cette fréquence se confirme d'ailleurs par les nombres de débordements compilés pour les années 1997, 1998 et 1999 qui ont été respectivement 14, 10 et 14 au niveau du point de régulation Rhéaume. La fréquence moyenne réelle des déversements dans le fleuve est approximativement de 12.7/année. Ce qui est largement supérieur à la limite permise.

L'analyse des débits de pointe exposés dans la première ligne indique que les inondations dont le débit seuil est $5.66 \text{ m}^3/\text{s}$ surviennent à une fréquence située entre 2/1an et 1/1 an, ce qui est encore largement supérieur à la fréquence minimale de 1/5 années qu'on doit garantir aux citoyens. Il faut souligner au passage que les eaux piégées pour inonder les citoyens ne seront pas forcément interceptées ultérieurement pour être traitées. Elles seront en grande partie pompées sur une plus longue durée pour être refoulées vers le fleuve (Dion, 2005).

L'examen de la variation des masses polluantes en fonction de la pluie de projet montre que ces dernières sont contrôlées pour la période de retour de 12/1 an. Pour les MES, les masses déversées varient entre 29 % et 77 % de la masse totale mobilisée. Les masses déversées de DBO, varient entre 18 % à 54 % de la masse mobilisée totale de DBO. Ceci est expliqué par la variation du volume débordé en fonction du période de retour de pluie (Voir Figures 4.16 à 4.21).

Les masses traitées de DBO sont de plus en plus faibles à cause du phénomène de dilution avec les grands débits de ruissellement qui peut atteindre 100 fois le débit en temps sec (Bennis et al., 2001).

Les figures (4.2 à 4.8) représentent la variation des masses de MES mobilisées par les eaux de ruissellement et déversées sans traitement dans le milieu récepteur pour différentes périodes de retour.

La figure 4.2 illustre la variation dans le temps des débits massiques mobilisés et déversés de MES pour une période de retour de 12/1 an. Il ressort de cette courbe que les eaux usées peuvent mobiliser un maximum de 35 kg de MES pour un volume total généré de 11 016 m³. Le réseau au scénario 1 ne provoque pas de débordements, ainsi, la masse déversée de MES demeurera nulle durant toute la période d'observation. La masse totale mobilisée de MES est de 228 kg.

Sur la base de ces résultats, on peut conclure que le réseau ne permet pas des déversements de MES dans le milieu récepteur, où la totalité de polluants sera traitée dans la station d'épuration.

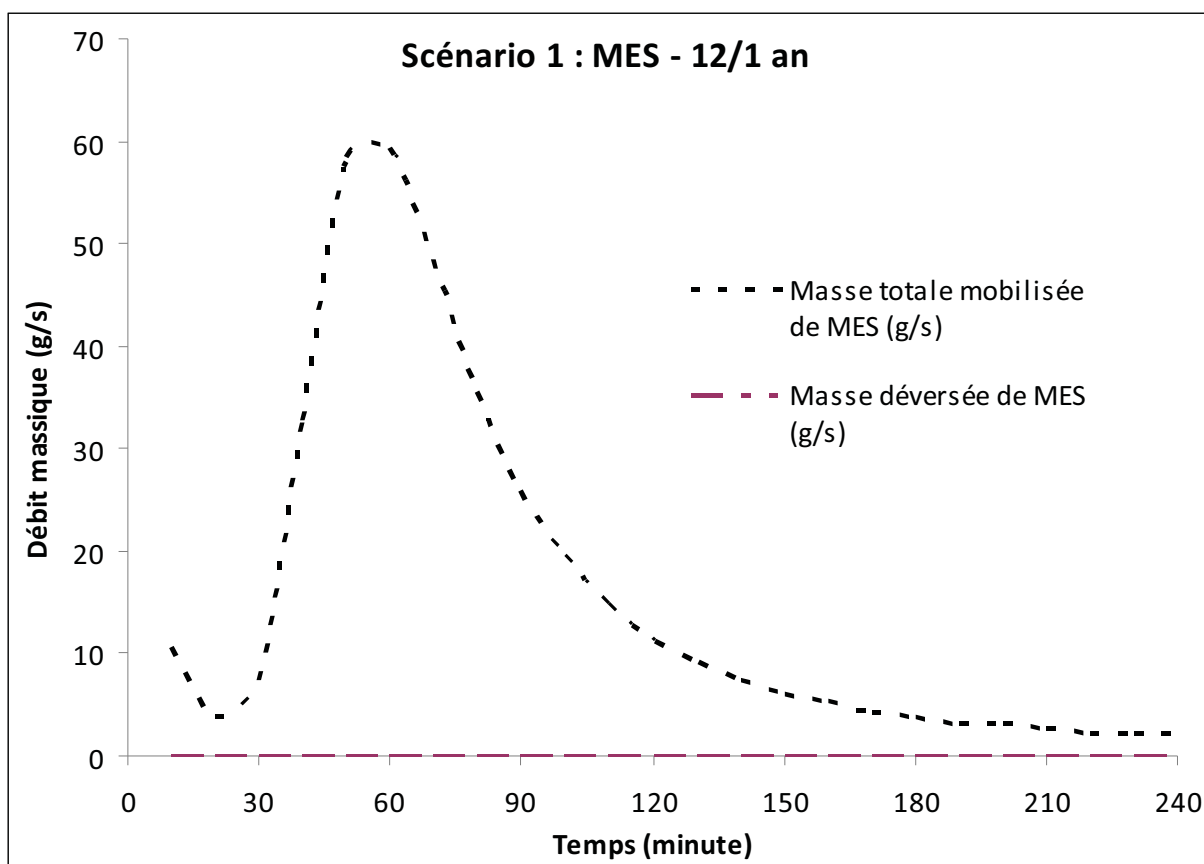


Figure 4.2 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 12/1 an.

La figure 4.3 représente la variation des masses mobilisées et déversées des matières en suspension (MES) pour une période de retour de 4/1 an. Le réseau à son état initial provoque des débordements d'environ 20 % du volume total généré ($17\,664\text{ m}^3$), ce qui entraîne des déversements des polluants dans le milieu récepteur. Le débit massique mobilisé de MES peut atteindre une valeur maximale de 380 g/s pour une masse totale de 955 kg en fin d'évènement. Contrairement à la période de retour 12/1 an, la forme de la courbe des masses déversées épouse la forme de celle de la masse totale mobilisée, atteignant une valeur maximale de 140 kg , ce qui prouve la déficience de ce réseau à contrôler le niveau de pollution dans le milieu récepteur.

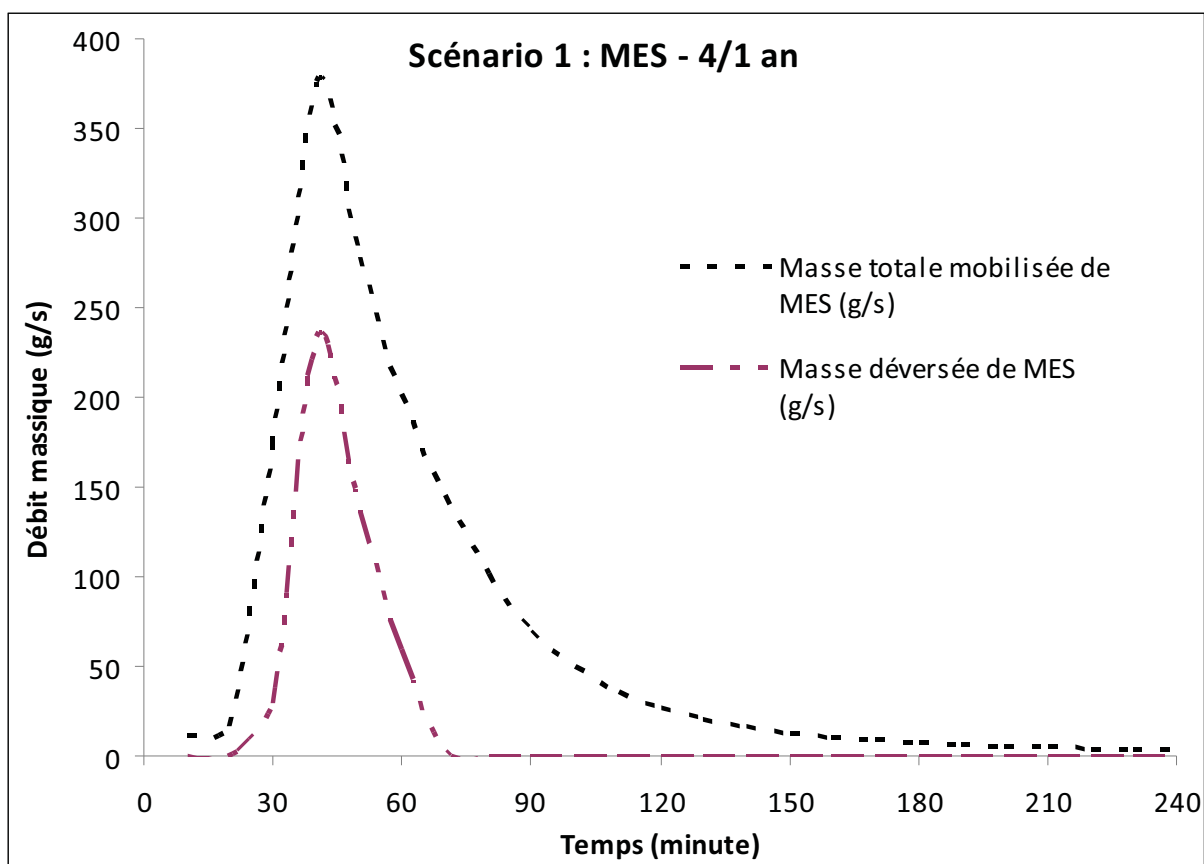


Figure 4.3 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.4 illustre la variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an. Dans le scénario 1, le réseau du secteur I de Verdun provoque le débordement de 29 % du volume total généré, soit 6 025 m³ et la mobilisation de 1 361 kg de MES dont 610 kg seront déversées dans le milieu récepteur sans traitement, soit environ 45 %. Le débit massique déversé atteint une valeur maximale de 580 g/s, celui de la masse déversée est de 430 g/s (74 %). Malgré l'absence des normes et directives concernant le niveau de pollution dans le milieu récepteur, on peut avancer que le niveau de rejet est élevé.

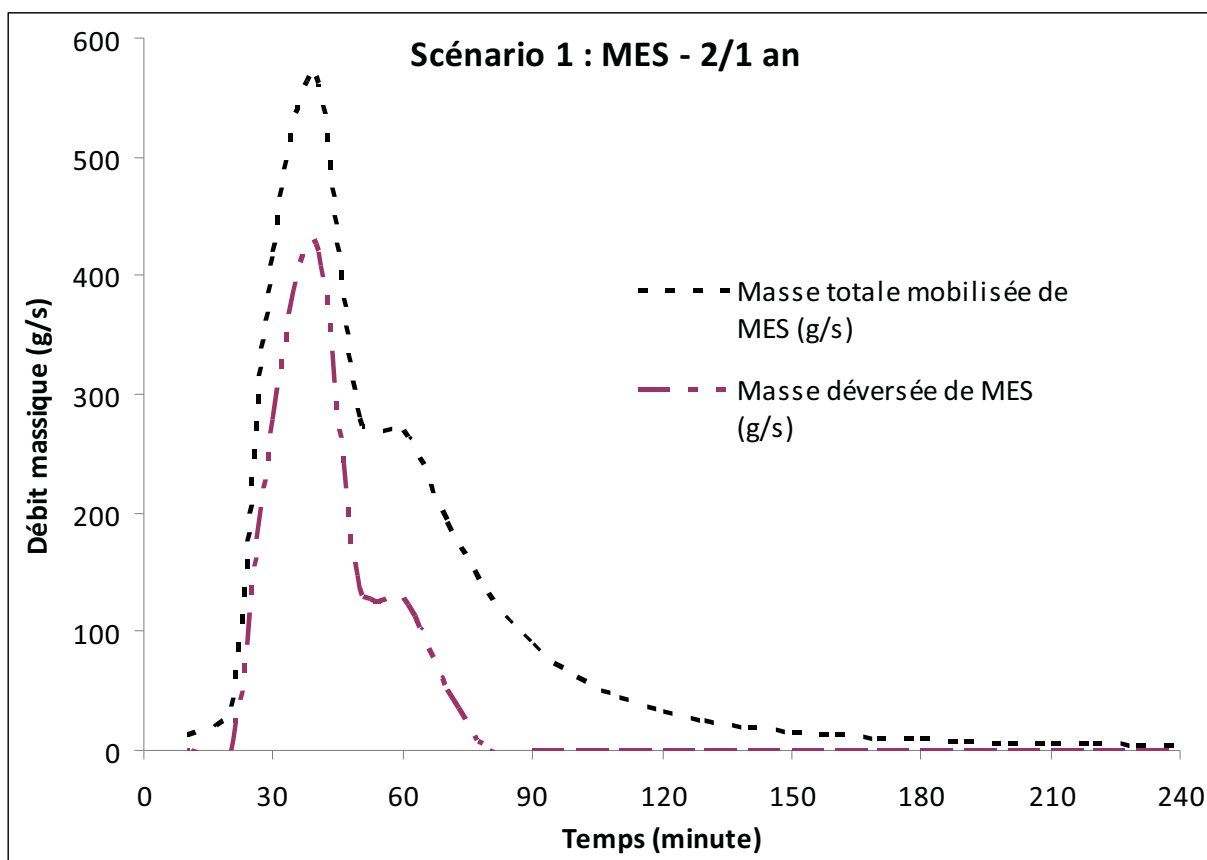


Figure 4.4 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.

Pour des pluies de période de retour de 1 an, le débit maximal généré des eaux étant de 7.08 m³/s, ceci a permis de charrier d'avantage les MES comparé aux précédents cas. L'insuffisance du réseau en terme hydraulique (capacité) se traduit par une augmentation de la quantité des masses déversées qui est d'environ 1 337 kg soit environ 62 % de la masse totale mobilisée. Tel qu'illustré dans la figure 4.5, les deux courbes sont pratiquement identiques, la pointe des débits massiques est atteinte en même temps, et il est de 1 000 g/s pour la masse totale mobilisée et 840 g/s pour les masses déversées.

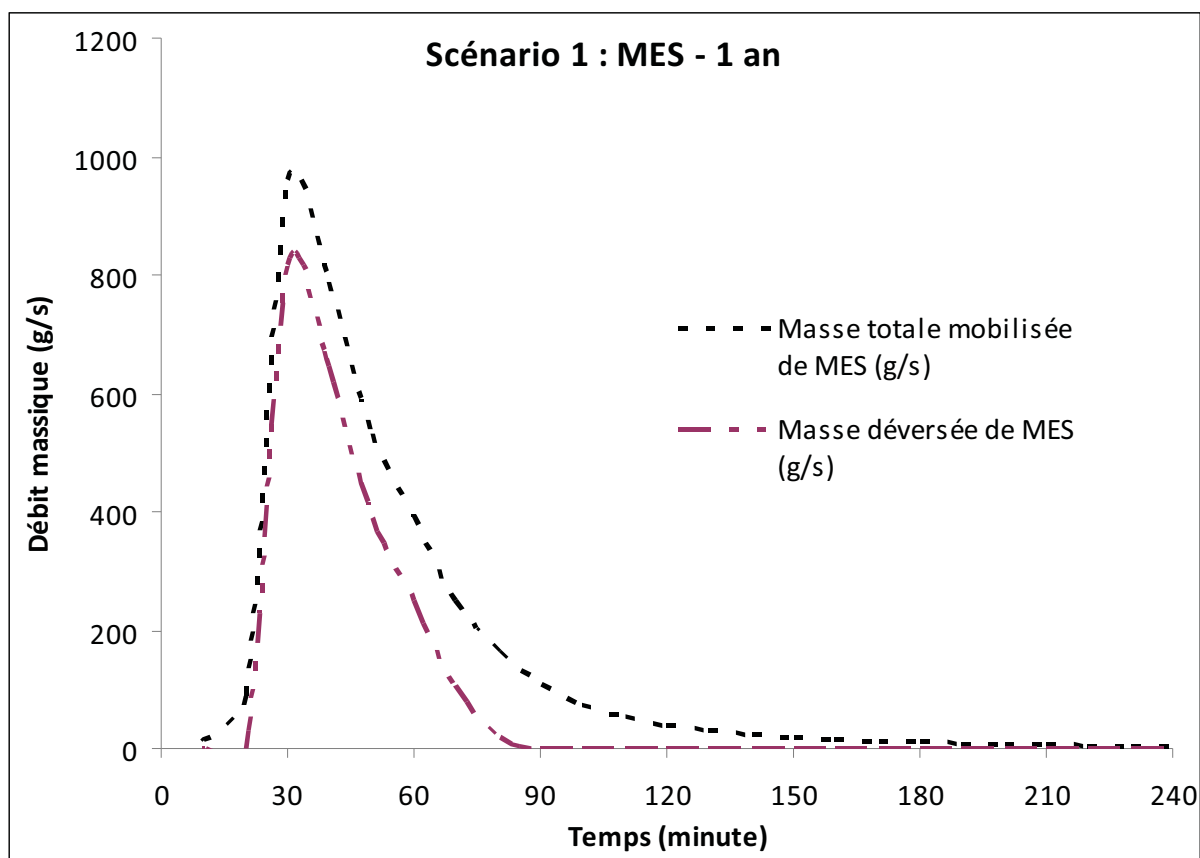


Figure 4.5 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.

La figure 4.6 montre que la courbe de la masse déversée dans le milieu récepteur épouse celle de la masse totale de MES mobilisée par les eaux de ruissellement. Le secteur I de la ville de Verdun permet de mobiliser pour une pluie de période de retour de 2 ans un total de 2 715 kg dont 1 813 kg seront déversés dans le fleuve St-Laurent sans traitement, soit environ 67 %. Ainsi, on peut conclure que le réseau initial présente des désordres et des dysfonctionnements même pour une pluie de récurrence de 2 ans.

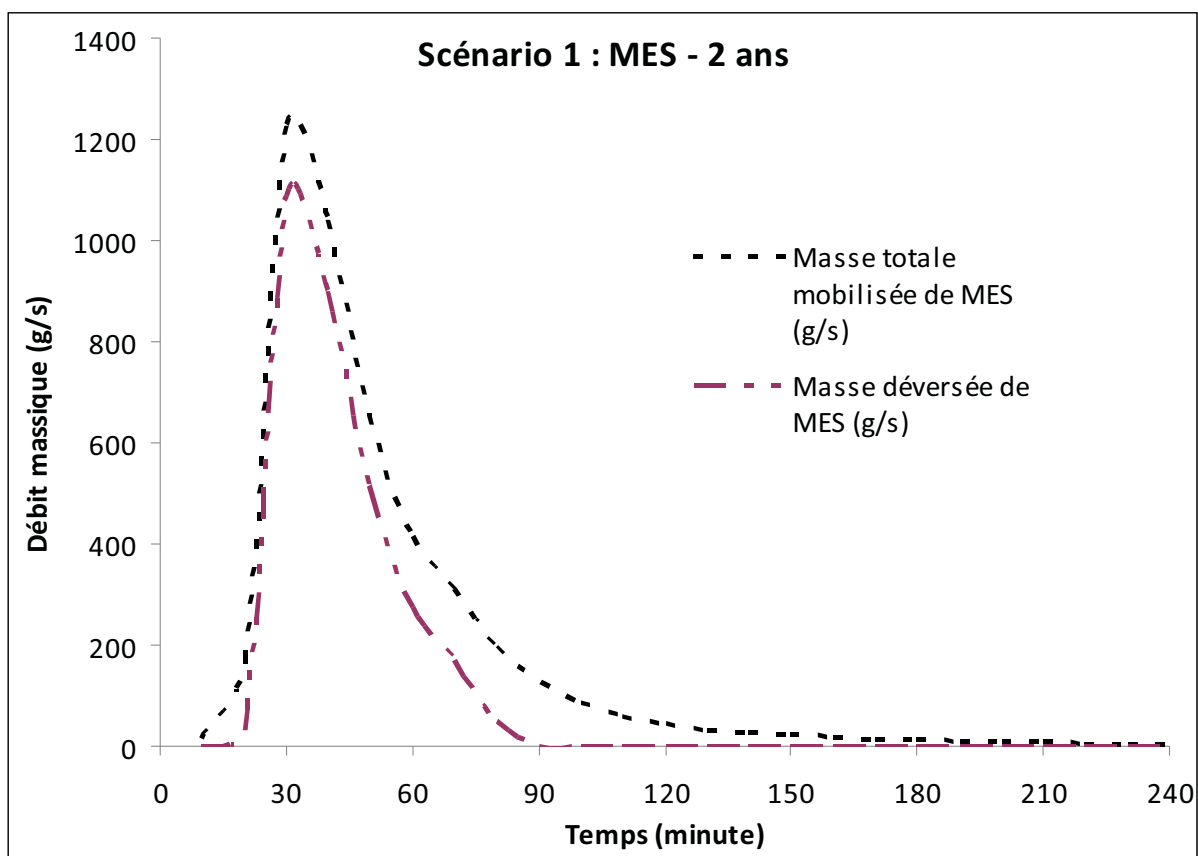


Figure 4.6 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.7 représente la variation en fonction du temps des deux masses simulées par le modèle de « Rating curve modifié » pour une période de retour de 5 ans. En comparaison avec une pluie de récurrence de 2 ans, la masse de MES mobilisée est pratiquement doublée pour atteindre 4 250 kg. Suite à cette situation, 77 % de ces masses mobilisées seront directement déversées sans traitement dans le milieu récepteur. Le débit massique mobilisé atteint une pointe de 1 400 g/s, celui déversé atteint une pointe de 1 300 g/s.

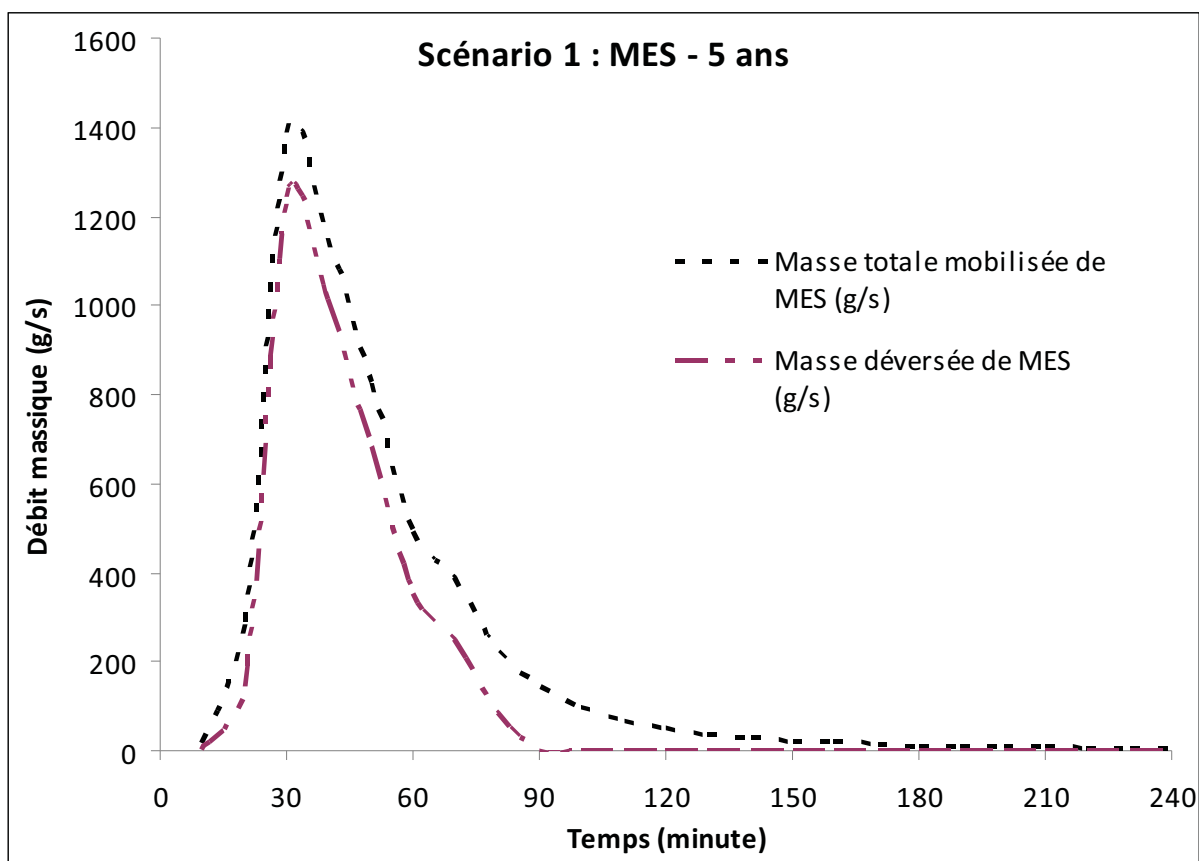


Figure 4.7 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.

Pour des pluies de récurrence de 10 an, le débit maximal généré des eaux étant de $12.16 \text{ m}^3/\text{s}$, ceci a permis de charrier d'avantages les MES comparé aux précédents cas. L'insuffisance du réseau en terme hydraulique (capacité) se traduit par une augmentation de la quantité des masses déversées qui est d'environ $4\,204 \text{ kg}$ soit environ 76% de la masse totale mobilisée. L'augmentation des masses polluantes est expliquée par l'augmentation des débits ruisselés qui provoque une contrainte hydraulique de cisaillement qui intervient dans l'arrachement des particules solides sur le bassin versant et au niveau des conduites. Tel qu'illustré dans la figure 4.8, les deux courbes sont pratiquement identiques, la pointe des deux débits massiques est atteinte en même temps (30 minutes), et elle est d'environ $2\,050 \text{ g/s}$ pour la masse totale mobilisée et $1\,900 \text{ g/s}$ pour les masses déversées.

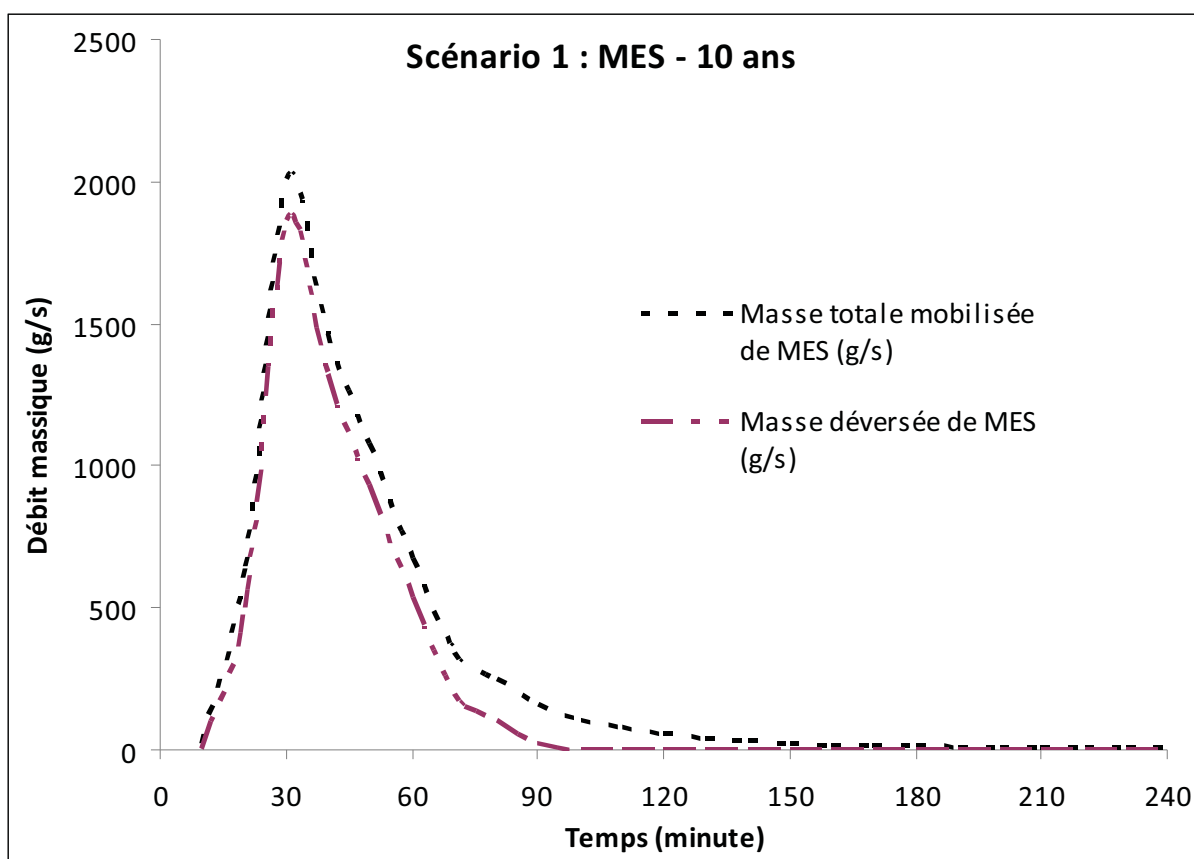


Figure 4.8 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.

Les figures 4.9 à 4.15 représentent la variation des masses de DBO mobilisées par les eaux de ruissellement et déversées dans le milieu récepteur pour différentes périodes de retour. La figure 4.9 suivante illustre la variation des masses mobilisées et déversées de DBO en fonction du temps pour une période de retour de 12/1 an. La masse totale mobilisée est de 398 kg et présentant une pointe de 27 kg pour un volume total généré de 11 016 m³. Le réseau à son état initial achemine sans débordements les débits ruisselés provoqués par des pluies de 12/1 an, ainsi, la masse déversée de DBO sera nulle pour toute la période d'observation. Le débit massique mobilisé présente une pique de 45 g/s au début de l'évènement et qui provient plutôt du débit en temps sec.

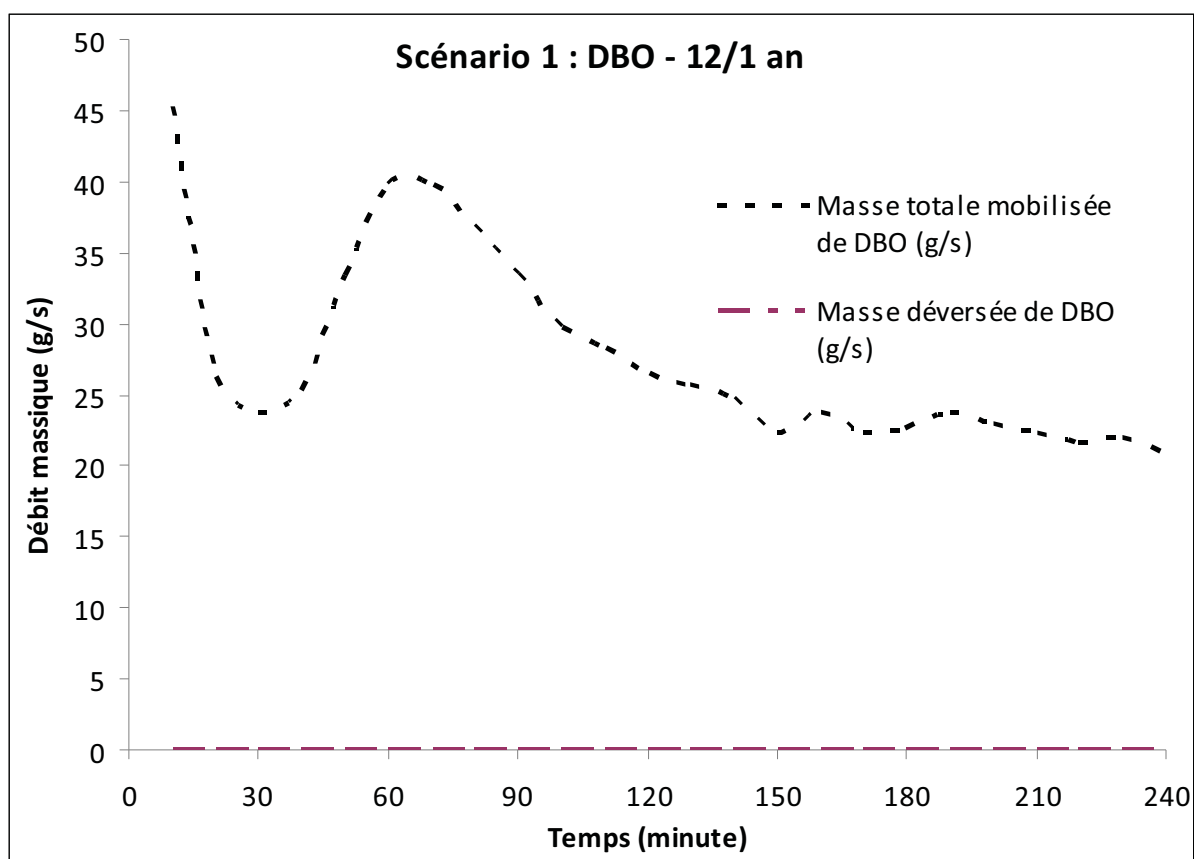


Figure 4.9 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 12/1 an.

Pour une période de retour de 4/1 an, on enregistre un déversement de 18 % de la masse totale mobilisée (573 kg). La figure 4.10 montre un synchronisme entre les courbes de la masse totale mobilisée et déversée. Par conséquent, on peut conclure que contrairement à la période de retour de 12/1 an, le réseau ne permet pas d'acheminer tous les polluants vers la station d'épuration. La pointe des débits massiques mobilisés est de 105 g/s, tandis que celle des débits massiques déversés de DBO est d'environ 60 g/s.

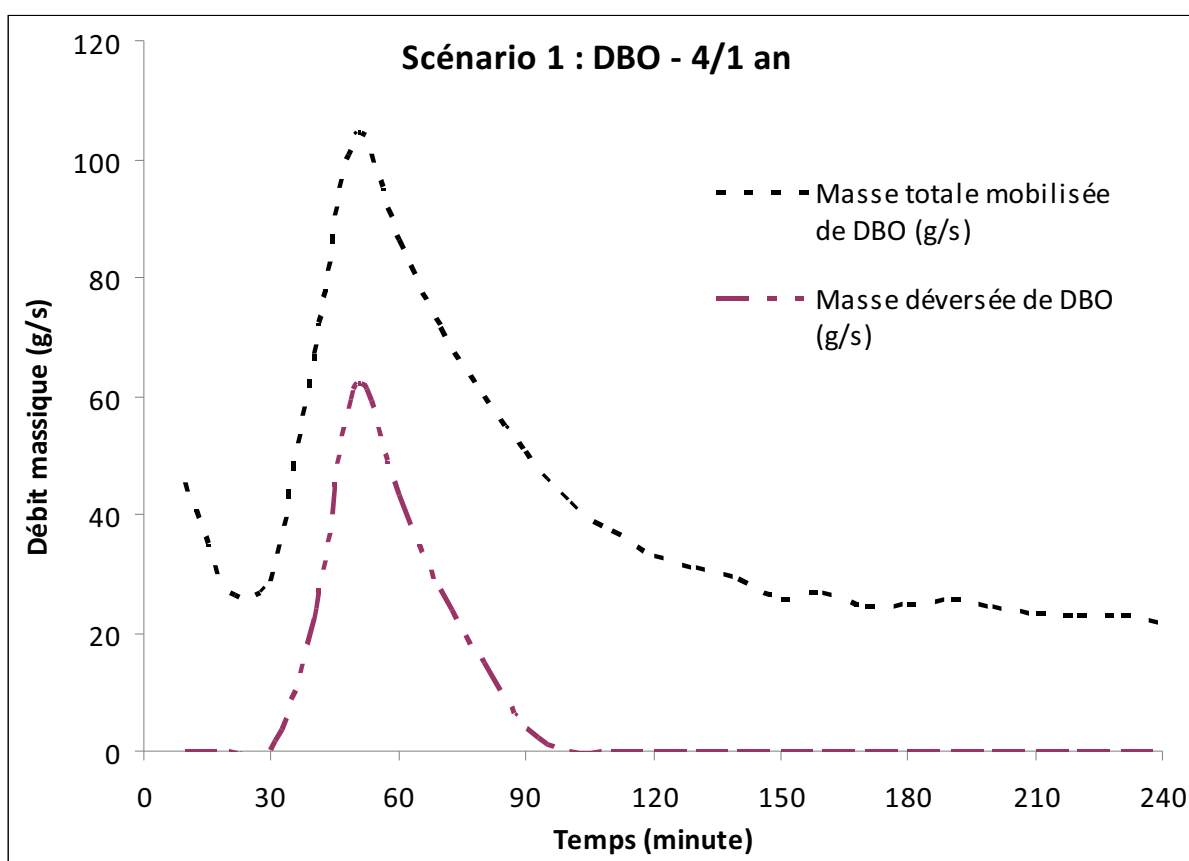


Figure 4.10 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.11 représente la variation dans le temps des débits massiques mobilisés et déversés de DBO pour une période de retour de 2/1 an. Le réseau provoque des débordements ce qui induit des déversements de DBO dans le milieu récepteur. La masse totale mobilisée étant de 653 kg, tandis que la masse déversée est de 171 kg (26 %). La valeur maximale du débit massique mobilisé est d'environ 140 g/s, celle du débit massique déversé est de 95 g/s, ces deux valeurs sont atteintes après 45 minutes du début de la pluie, elles sont provoquées par le mélange des eaux pluviales et sanitaires dans le réseau unitaire.

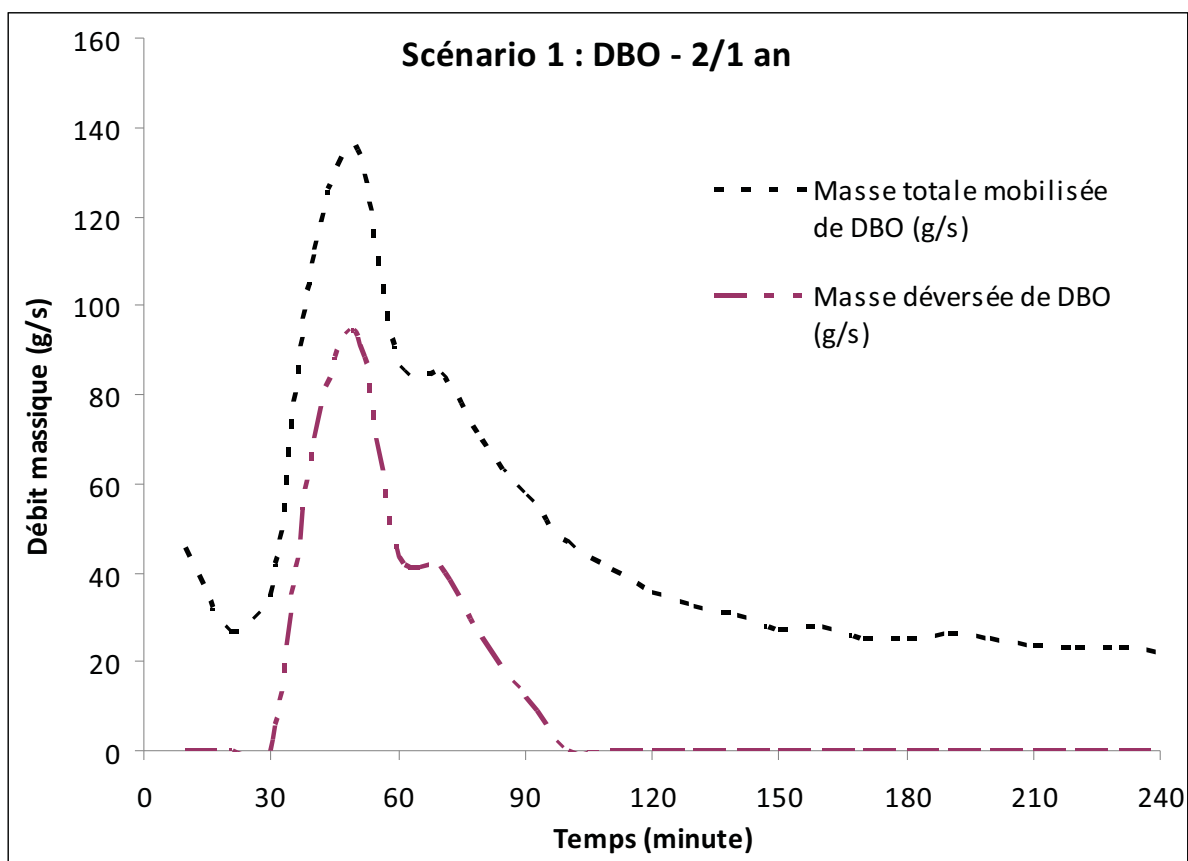


Figure 4.11 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.12 illustre la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an. La courbe du débit massique déversé commence à épouser parfaitement celle de la masse totale mobilisée, ce qui prouve que le réseau initial ne peut pas assurer l'acheminement des particules polluantes vers la station d'épuration et cause des déversements dans le milieu récepteur. La masse totale déversée dans le milieu représente 38 % de la masse totale mobilisée. Ainsi, on peut conclure que le réseau initial présente des désordres et des dysfonctionnements même pour une pluie de 1 an.

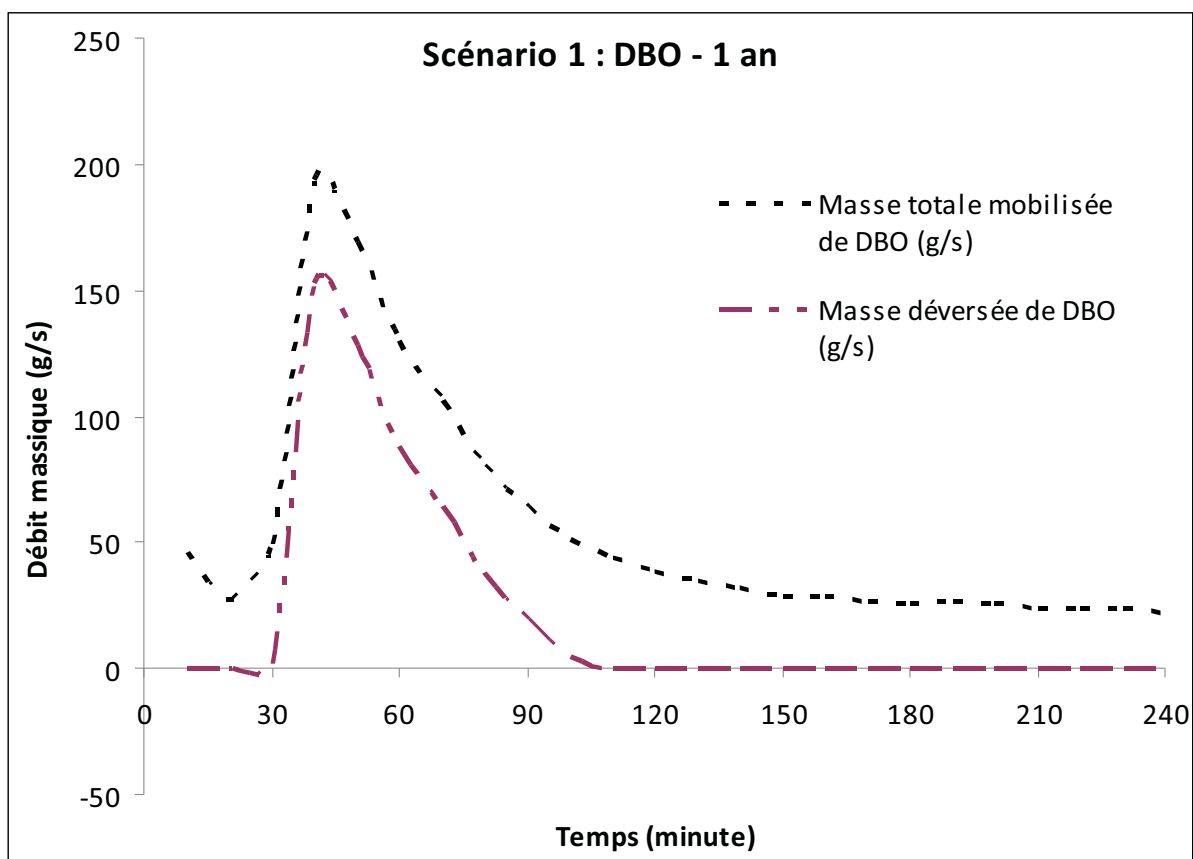


Figure 4.12 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.

Pour une période de retour de 2 ans, les masses totales mobilisées de DBO dans le secteur I de l'arrondissement de Verdun est de 881 kg (figure 4.13). Étant donné l'état du réseau, la masse déversée atteint 382 kg, soit environ un taux de déversement de 43 %. La pointe des ces masses est atteinte après 40 minutes du début de l'évènement, tandis qu'elle était de 55 minutes pour une pluie de 4/1 an, ceci est expliqué par la vitesse de charriage des polluants qui augmente avec le débit généré dans le bassin versant. La masse maximale mobilisée est de 140 kg, pour la masse déversée le maximum est de 115 kg. Le débit massique maximum mobilisé est de 240 g/s, celui de la masse déversée est de 200 g/s.

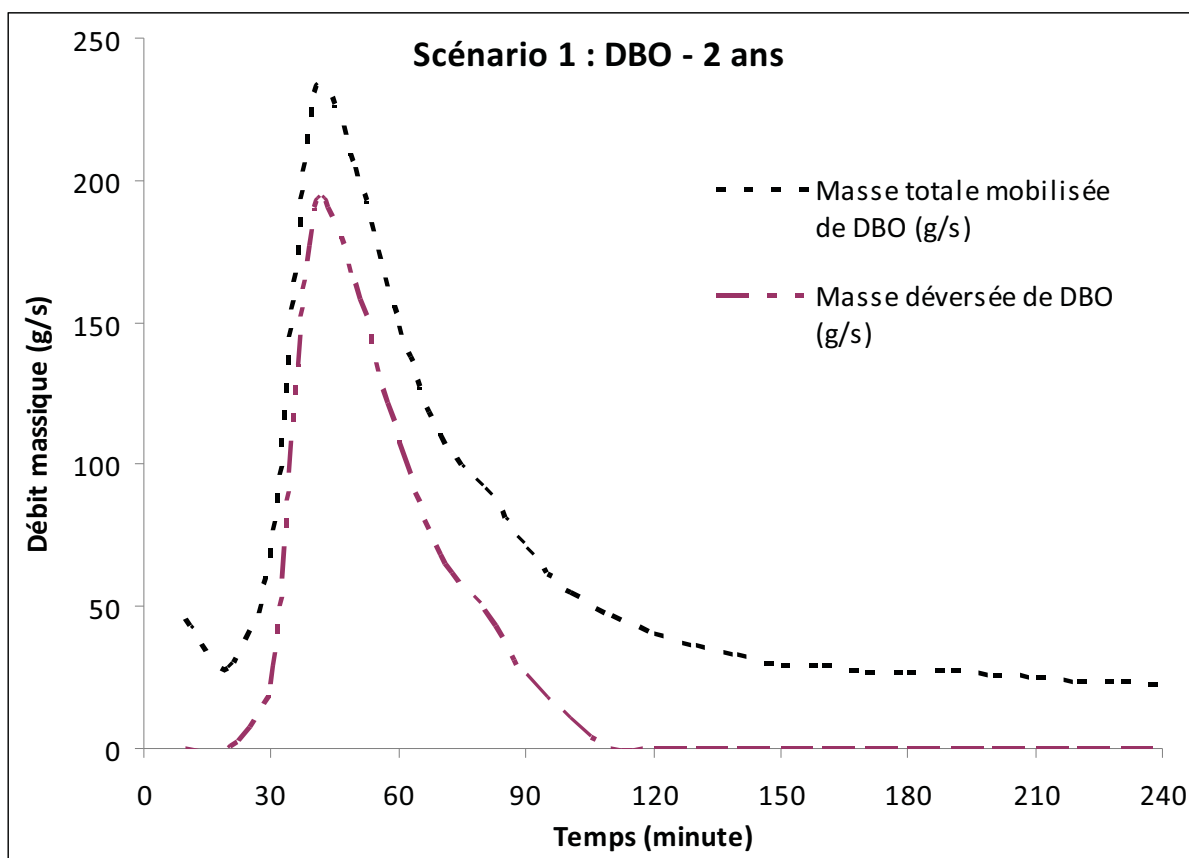


Figure 4.13 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.14 représente la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans. La masse totale mobilisée est de 1 110 kg soit environ 25 % pour une période de retour de 2 ans et 100 % de plus que pour une période de retour de 4/1 an. Le réseau à son état initial provoque le déversement de 54 % des masses mobilisées dans le milieu récepteur. La pointe du débit massique mobilisé est d'environ 260 g/s, celle du débit massique déversé est de 220 g/s.

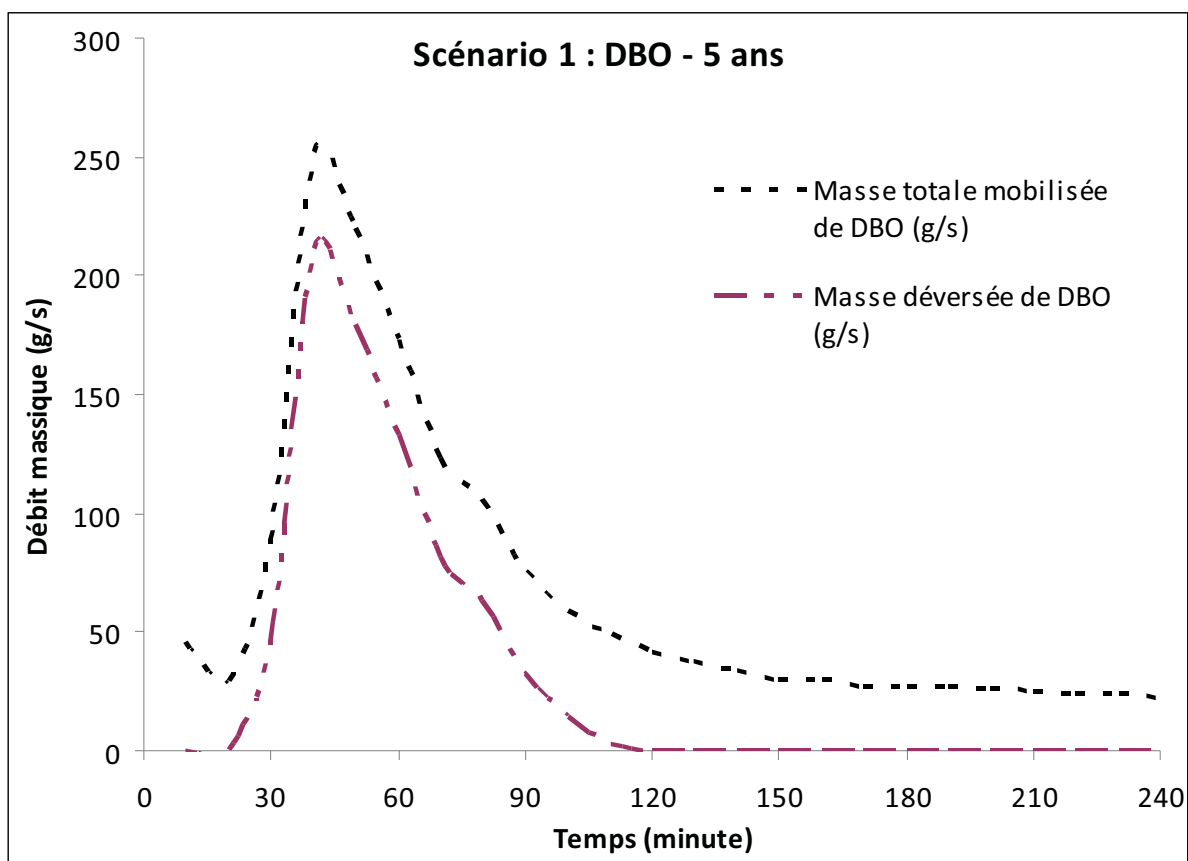


Figure 4.14 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.

Il ressort de la figure 4.15 ci-après que les deux courbes se resserrent de plus en plus comparé avec les cas précédents, puisque la masse totale déversée représente 58 % de la masse totale mobilisée. Les pointes des deux débits massiques sont atteintes à environ 35 minutes du début de l'événement, ainsi, la variation du débit massique mobilisé en fonction du temps présente un maximum de 340 g/s, celui du débit massique déversé est de 300 g/s.

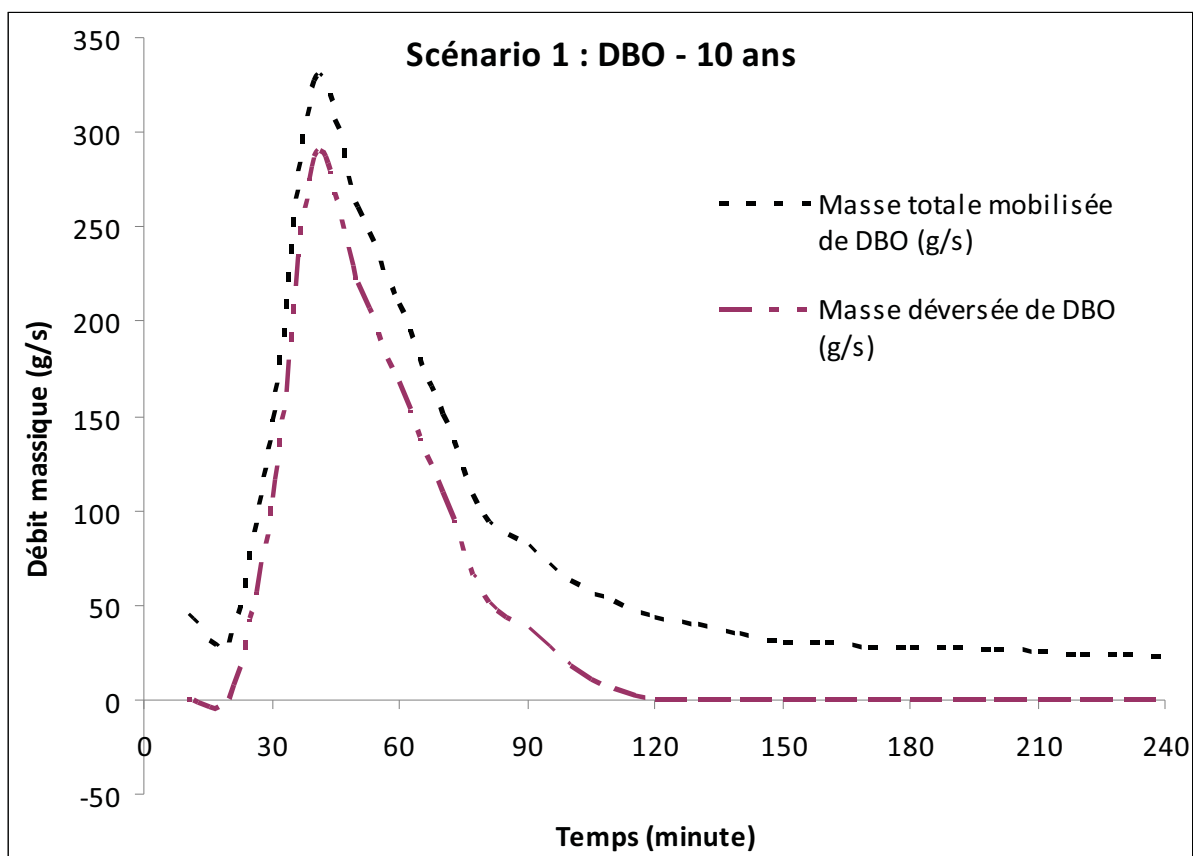


Figure 4.15 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.

Dans le souci de présenter une modélisation réelle du réseau, on a procédé à la variation des rapports des volumes débordés et des pourcentages des masses déversées des polluants pour différentes périodes de retour et en fonction du débit maximal potentiel d'interception. Ce débit varie entre $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (ce qui représente trois fois le débit en temps sec) et $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit maximum permis).

La figure 4.16 illustre la variation de la distribution des charges polluantes et des volumes déversés de polluants en fonction des périodes de retour et pour un débit potentiel d'interception de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. En adoptant ce débit potentiel, le volume débordé variera entre 0% pour une période de retour de 12/1 an à 60 % pour une période de retour de 10 ans. L'évolution des différentes courbes présentées est similaires, à titre d'exemple, la masse déversée de MES varie entre 0 % pour 12/1 an et 80 % pour une période de 10 ans.

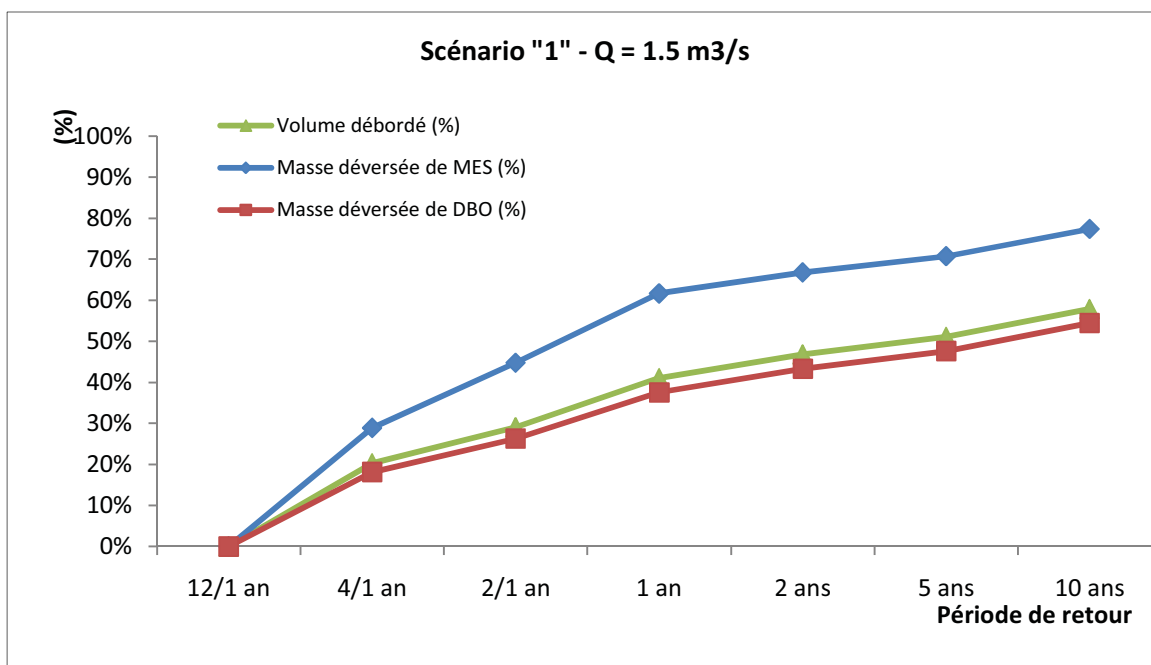


Figure 4.16 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le pourcentage du volume débordé pour un débit potentiel de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ varie de 0 % pour une période de retour de 12/1 an à 40 % pour une période de retour de 10 ans. Malgré l'amélioration que connaît le réseau avec ce débit potentiel par rapport au précédent, il continue de provoquer des débordements et par conséquence des déversements des deux polluants. À titre d'exemple, pour une période de retour de 10 ans, le pourcentage des masses déversées de DBO est de 40 %, celui de MES est de 70 %.

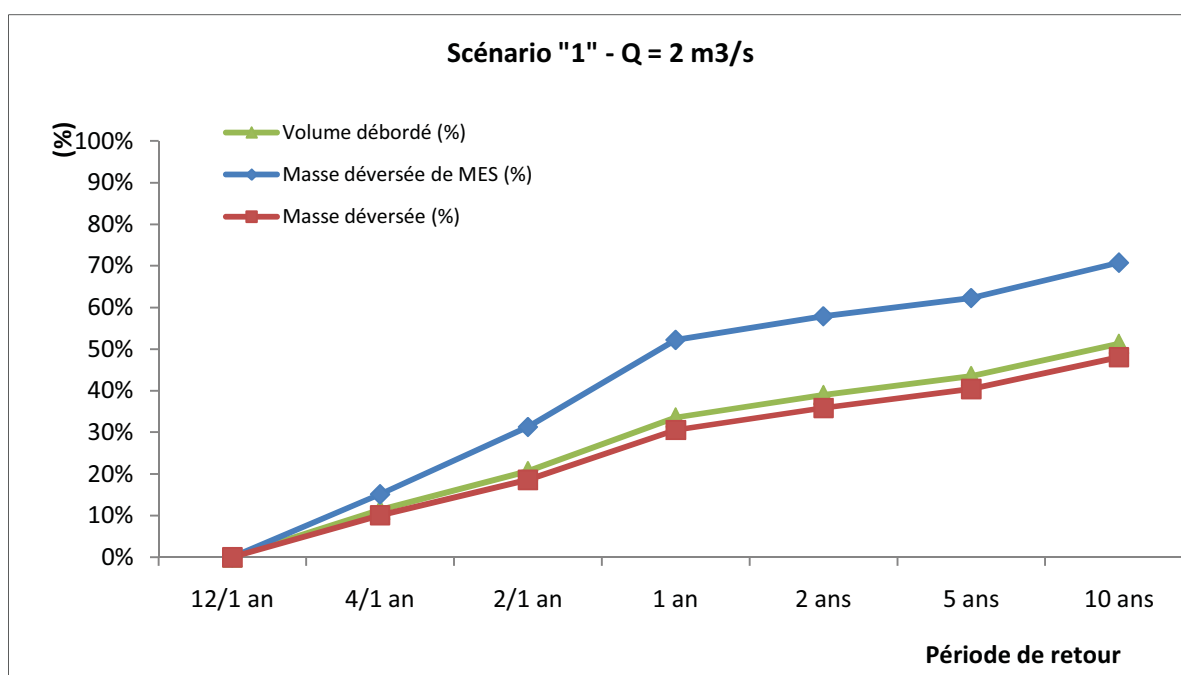


Figure 4.17 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour un débit potentiel d'interception de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 4.18), les pourcentages de volume débordé et des masses déversées de polluants continuent à diminuer par rapport aux autres cas de débits potentiels. Les pourcentages du volume débordé et de la masse déversée varie entre 0 et 35 % respectivement pour des périodes de retour de 12/1 an et 10 ans, celles de la masse déversée de MES varie entre 0 et 60 %. On remarque que ces rapports diminuent en fonction du débit potentiel, à titre d'exemple, chaque portion de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ de débit permet une diminution continue de 10 % des masses déversées de MES.

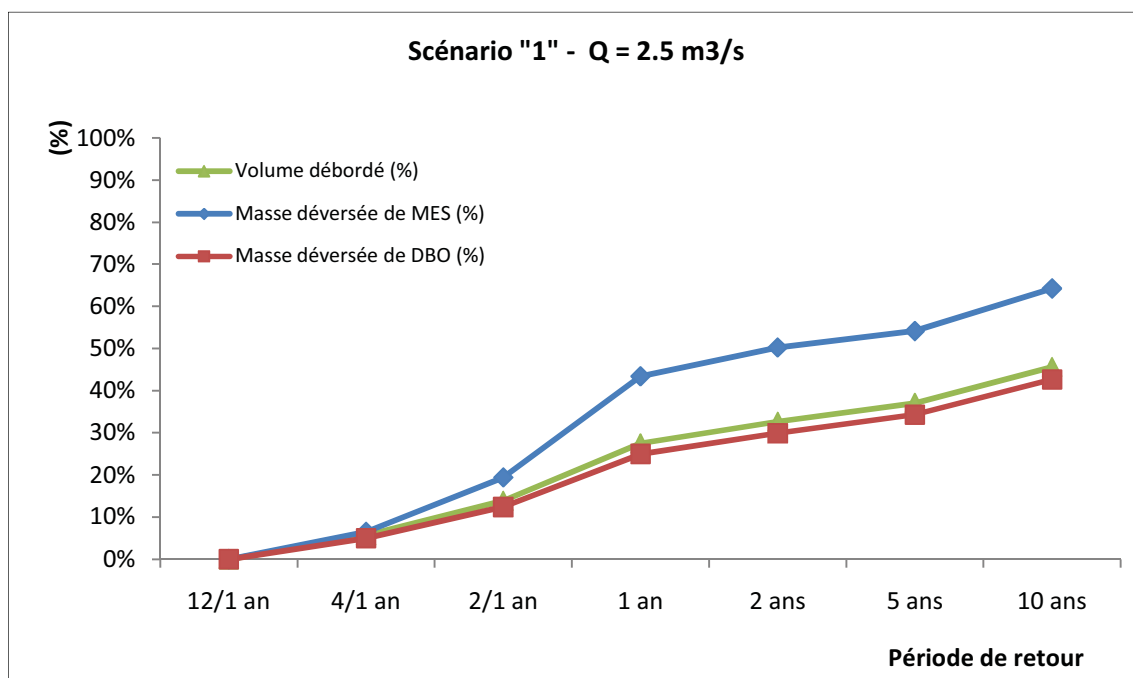


Figure 4.18 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.19 illustre la distribution des charges polluantes (MES et DBO) déversées ainsi que des volumes débordés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Les pourcentages du volume débordé ainsi que les masses polluantes déversées continue à diminuer avec l'augmentation du débit potentiel permis. Ces taux atteignent presque le 0% pour la pluie de 4/1 an.

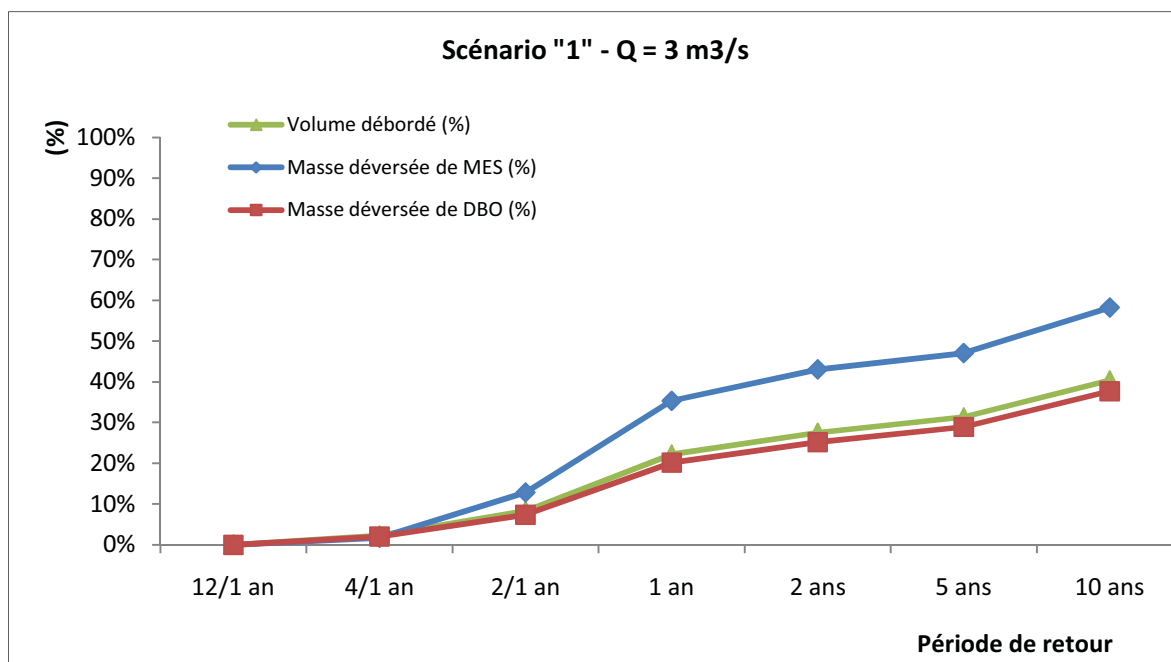


Figure 4.19 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'analyse des résultats de la distribution des charges polluantes et des volumes débordés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 4.20) a permis de conclure que le volume débordé varie entre 0 et 25 % en fonction des périodes de retour. Le réseau à son état initial cause des débordements au-delà des pluies de 4/1 an. Quant aux charges polluantes de MES et DBO, les masses déversées évoluent en fonction de la période de retour des pluies du projet, à titre d'exemple, la masse déversée de MES évolue de 0 et 50 % pour des périodes de retour allant de 4/1 an et 10 ans.

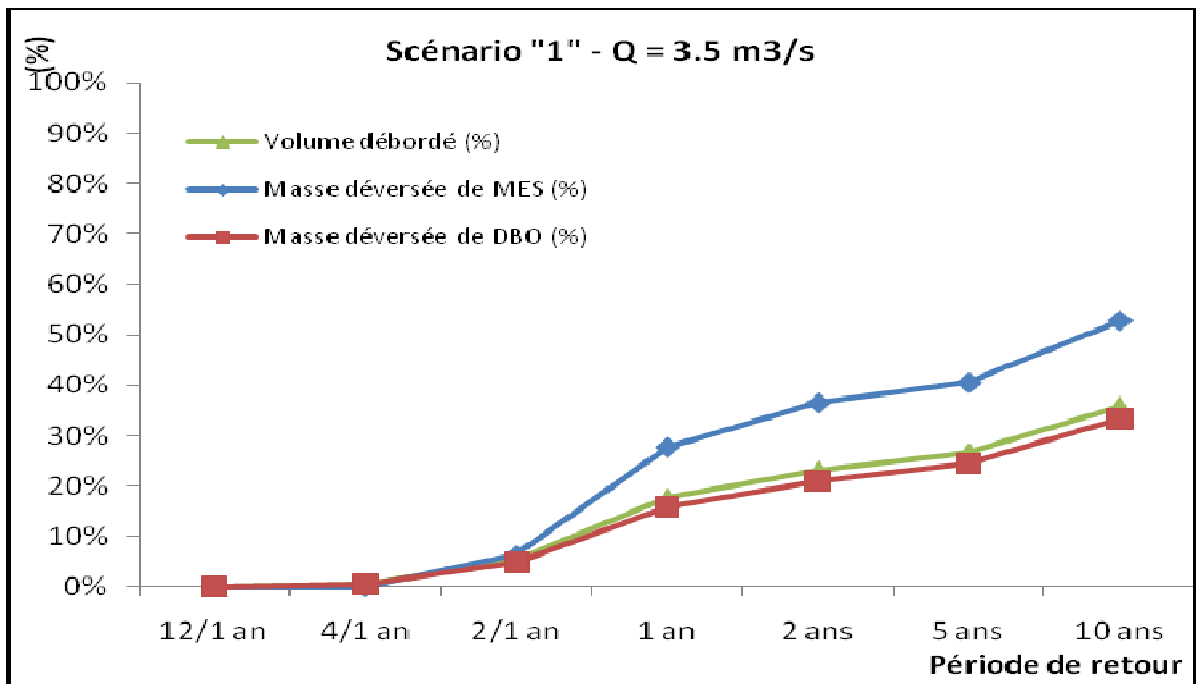


Figure 4.20 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.21 montre que pour un débit maximum potentiel d'interception de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$, on enregistre des débordements au-delà des pluies de période de retour de 2/1 an, ce qui implique ainsi des déversements de polluants dans le milieu récepteur. En comparaison avec les autres résultats présentés ci-dessus, et à titre d'exemple pour une pluie de conception de 10 ans, le volume débordé varie entre 60 % et 25 % en fonction des débits potentiels interceptés. Pour les masses déversées de MES, elles varient entre 80 % et 40 %. Ceci explique l'importance et l'impact du débit potentiel intercepté sur le niveau de débordement et la quantité de polluants déversés dans le milieu récepteur.

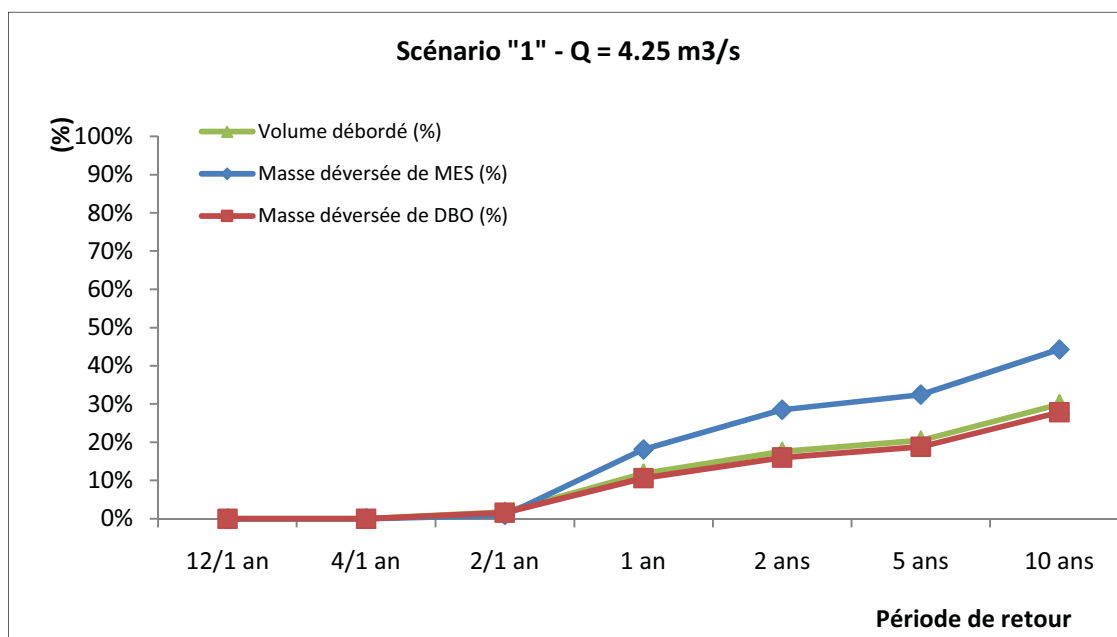


Figure 4.21 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'analyse des résultats et des figures ci-dessus nous permet de conclure que les pourcentages des masses polluantes et des volumes déversés diminuent en fonction du débit potentiel maximal intercepté par la structure de régulation. À titre d'exemple, la ville de Montréal doit régler sa structure de régulation afin d'intercepter au moins $3 \text{ m}^3/\text{s}$ afin d'avoir une fréquence de débordement de 4/1 an. Ces analyses aident à la prise de décision au sein de la ville de Montréal en ce qui concerne l'impact de la régulation du débit potentiel sur le niveau de déversement des polluants dans le milieu récepteur.

Afin d'analyser l'importance du phénomène du premier flot, le pollutogramme et l'hydrogramme pour chaque période de retour ont été traduits dans les figures (4.22 à 4.27) en terme de charges transitées de MES en fonction des volumes écoulés selon l'équation (1.1).

La figure 4.22 illustre la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an. La courbe est légèrement au-dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. Les premiers 7 % des volumes ne présentent pas de charges polluantes, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer et augmenter la contrainte hydraulique de cisaillement qui intervient dans l'arrachement des particules solides sur le bassin versant et dans les conduites. Dans les premiers 15 % du volume de ruissellement, il y'a 35 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

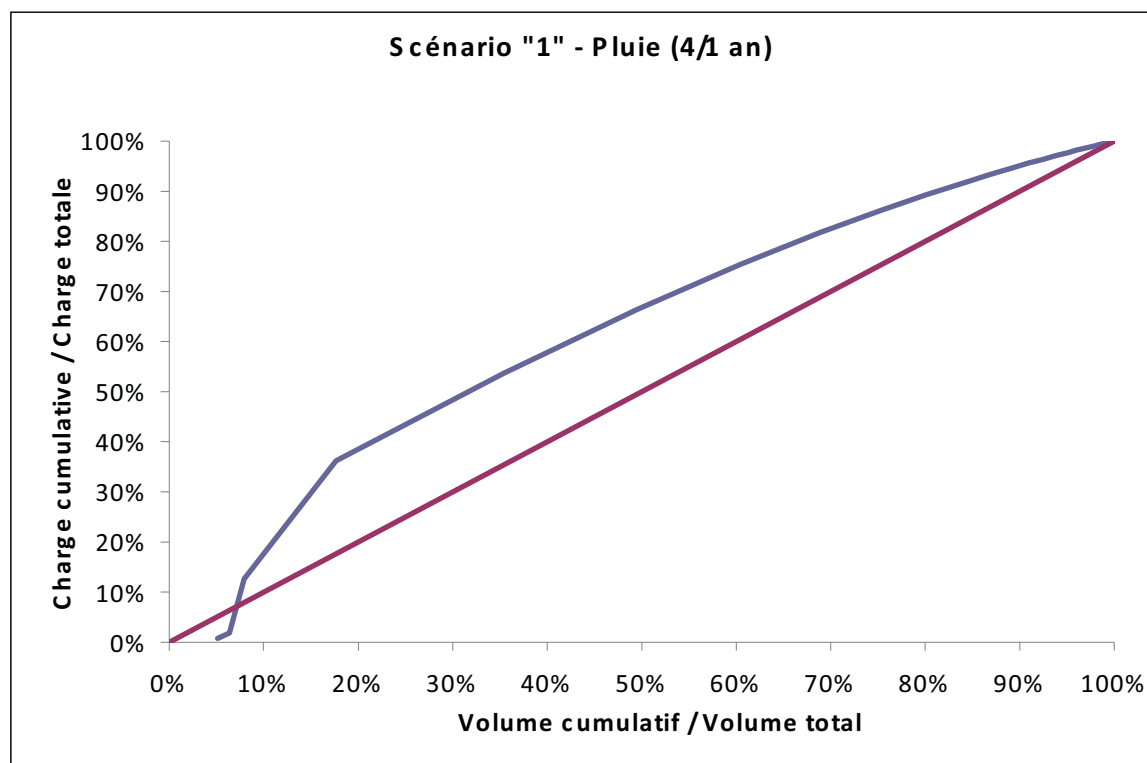


Figure 4.22 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.

Pour les pluies de projet de 2/1 an, la courbe illustrant la variation des rapports des charges en fonction des rapports des volumes est au dessus de la diagonale, ce qui fait que la charge de pollution est supérieure au débit généré par cette pluie (figure 4.23). Ainsi, pour ce cas, 50 % de la charge totale de la pollution est contenue dans les premiers 25 % du volume de ruissellement. On peut donc conclure qu'il y a un phénomène du premier flot.

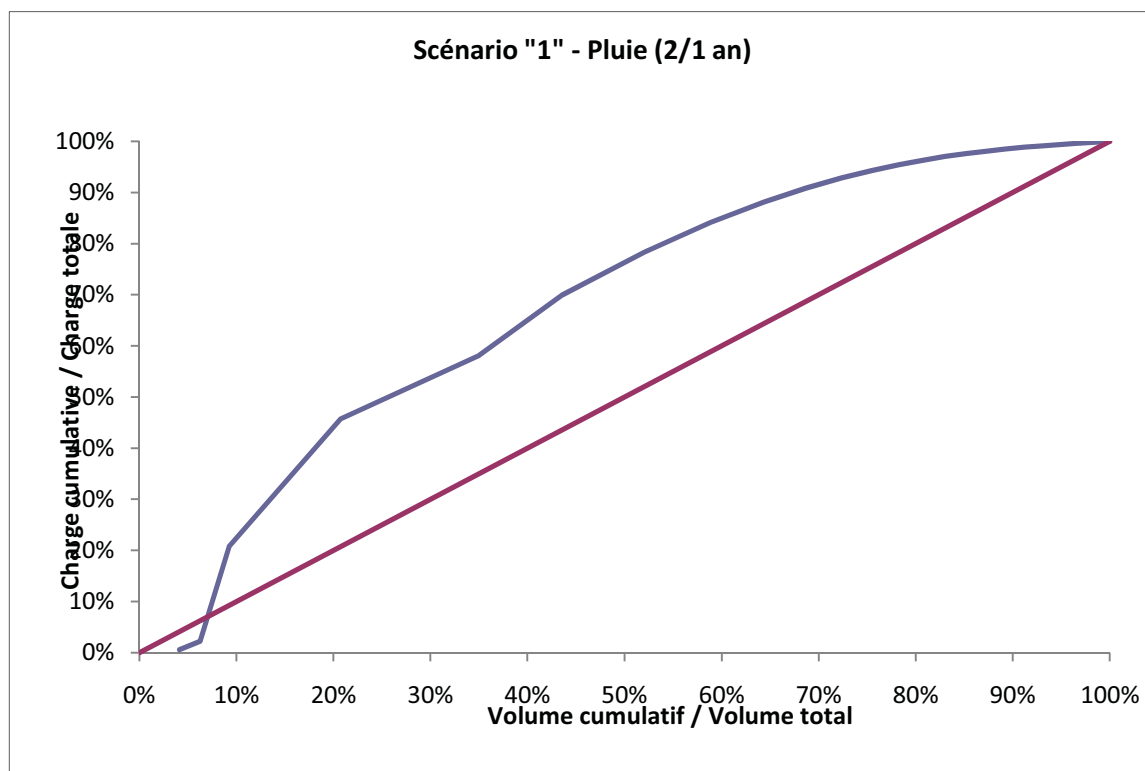


Figure 4.23 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.24 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an. Dans la première partie de la courbe (les premiers 5 % des volumes), la courbe est en dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant et dans les conduites. Dans la deuxième partie, la courbe est largement en dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 45 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

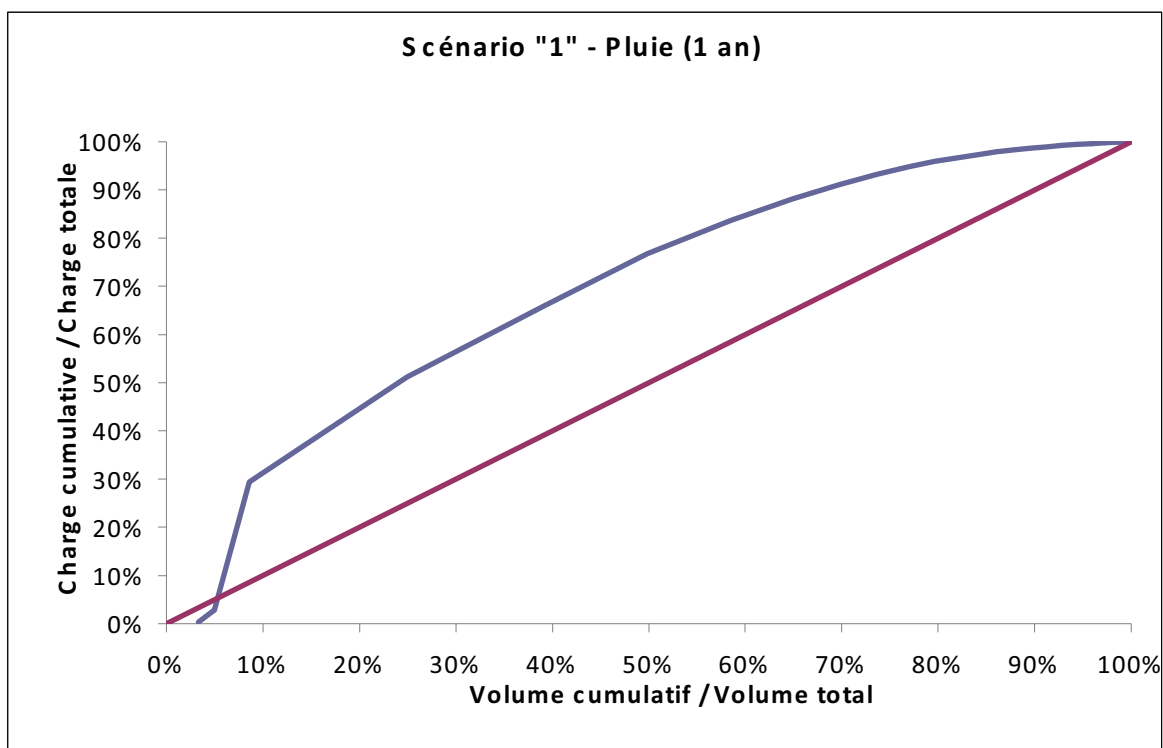


Figure 4.24 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.

Pour une pluie de 2 ans, la courbe illustrant la variation des rapports des charges en fonction des rapports des volumes est au dessus de la diagonale, ce qui donne que la charge de pollution est supérieure au débit généré par cette pluie (figure 4.25). Ainsi, pour ce cas, 45 % de la charge totale de la pollution est contenue dans les premiers 20 % du volume de ruissellement. On peut donc conclure qu'il y a un phénomène de premier flot.

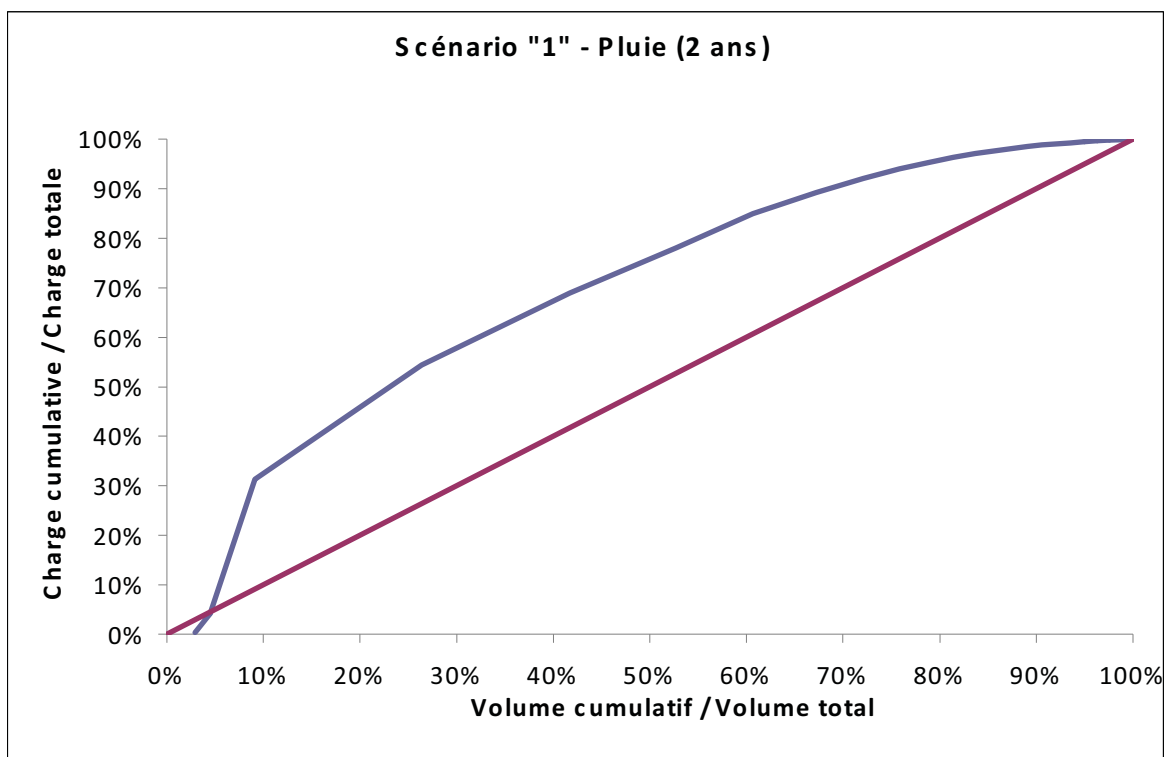


Figure 4.25 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.26 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans. Dans la première partie de la courbe (les premiers 2 % des volumes), la courbe est au dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant. Dans la deuxième partie, la courbe est largement en dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premier 20 % du volume de ruissellement, il y'a 45 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

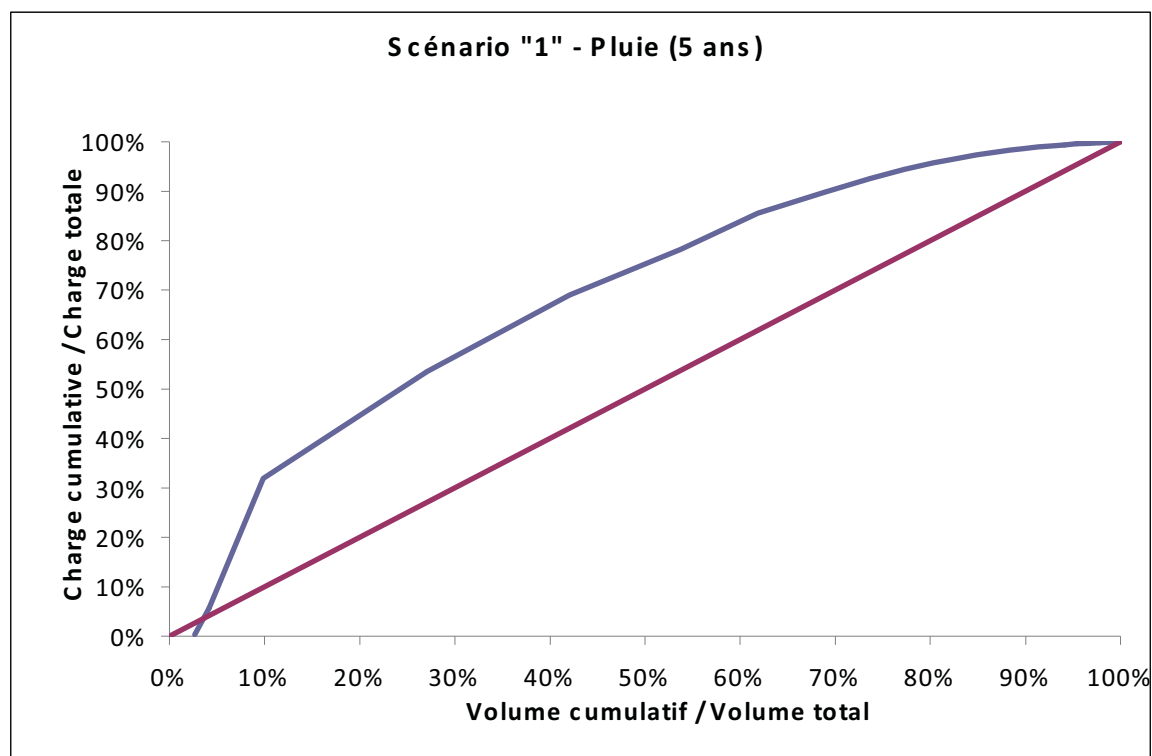


Figure 4.26 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.

Pour une pluie de 10 ans, la courbe est au dessus de la diagonale, ce qui donne que la charge de pollution est supérieure au débit généré par cette pluie (figure 4.27). Ainsi, pour ce cas, 40 % de la charge totale de la pollution est contenue dans les premiers 20 % du volume de ruissellement. On peut donc conclure qu'il y a un phénomène de premier flot.

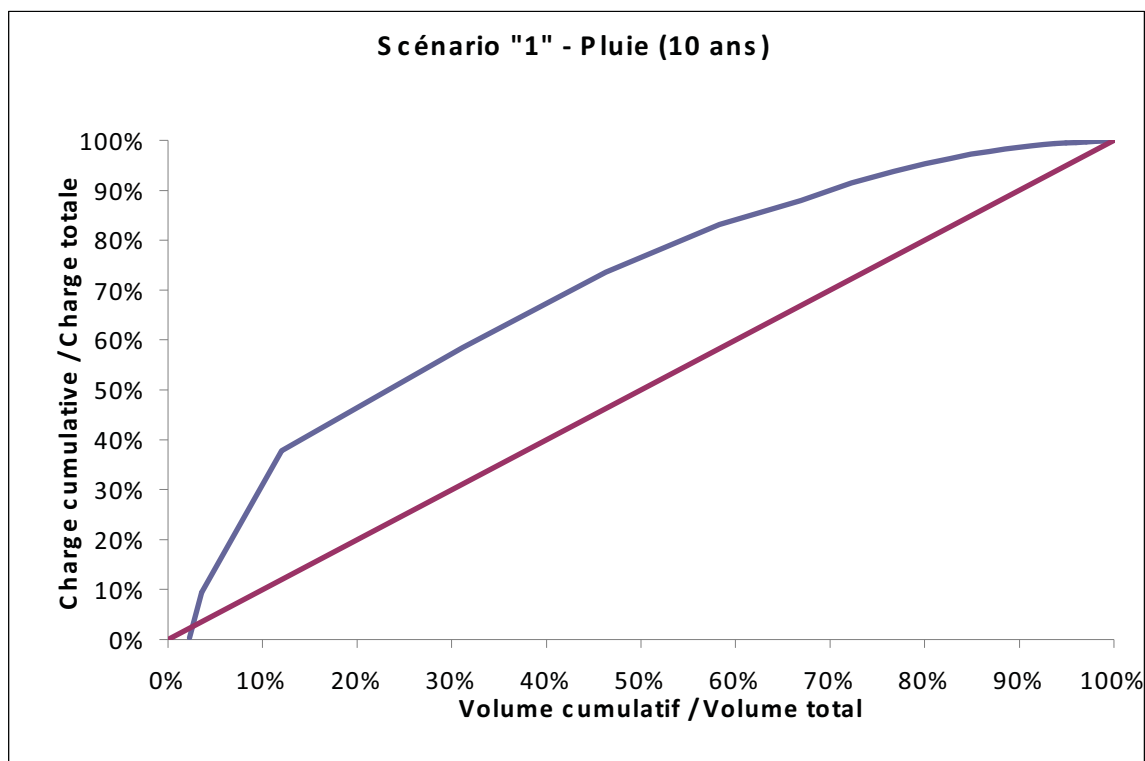


Figure 4.27 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.

En conclusion, on peut affirmer que le réseau à son état actuel de fonctionnement peut se conformer en terme de débordement aux directives 004 à condition que la ville de Montréal permette en tout temps d'intercepter un débit maximum potentiel de 4.25 m³/s. en terme de masses polluantes, le réseau génère des masses importantes de polluants (MES et DBO) pouvant atteindre 76 % de la masses totale interceptée (soit environ 4 204 kg de MES déversés). D'où la raison d'être des pratiques de gestion des réseaux usées qui auront pour rôle d'atténuer le niveau de pollution dans les milieux récepteurs.

4.5.2 Scénario 2 : Résultats avec séparation des réseaux

Le deuxième scénario (Scénario 2) consiste à analyser le comportement du réseau sur les plans hydraulique et environnemental suite à l'implantation d'un nouveau réseau de sub-surface pour drainer toutes les eaux pluviales. Pour des raisons pratiques et économiques, les eaux de ruissellement provenant des toits plats et des drains de fondation continueront cependant à être acheminées vers le réseau existant pour être drainées avec les eaux sanitaires. Suite à cette séparation partielle des réseaux, nous faisons l'hypothèse que la Ville de Montréal captera en priorité ces eaux relativement concentrées jusqu'à concurrence du débit maximal d'interception ($4.25 \text{ m}^3/\text{s}$). Le tableau 4.3 indique qu'en captant seulement un débit de $2.93 \text{ m}^3/\text{s}$ on peut ramener la fréquence des débordements à 4/1 an. Ce qui est conforme aux exigences de la directive 004. Mieux encore en captant le débit maximum potentiel ($4.25 \text{ m}^3/\text{s}$) cette fréquence des débordements chute à une valeur qui se situe entre 2/1 an et 1/1 an.

Pour ce qui est de la fréquence des inondations, elles surviennent maintenant à une fréquence maximale de 2/1ans si la Ville de Montréal ferme les vannes vers l'intercepteur et leur fréquence peut chuter à moins de 1/10 ans si l'on intercepte un débit de $1.72 \text{ m}^3/\text{s}$.

Réellement, le réseau de sub-surface est connecté au réseau existant au niveau de l'intercepteur sud de la ville de Montréal moyennant des ouvrages de régulation. Ces ouvrages auront pour rôle de ramener le débit à l'intercepteur au débit potentiel maximal choisi par la ville de Montréal de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$ par l'ajout de la quantité nécessaire au débit collecté par l'ancien réseau si ce dernier est inférieur au débit potentiel. L'excédant de débit collecté par le réseau de sub-surface sera déversé directement dans le fleuve St-Laurent. À titre d'exemple le débit drainé par le réseau existant pour une pluie de 4/1 an est de $2.93 \text{ m}^3/\text{s}$, étant donné que ce débit est inférieur au débit maximum potentiel ($4.25 \text{ m}^3/\text{s}$), l'ouvrage de régulation qui connecte le réseau existant au réseau de sub-surface acheminera un débit de

1.32 m³/s vers l'intercepteur afin de diminuer le volume débordé et par conséquent le débit déversé.

Tableau 4.3 Résultats du scénario 2 : séparation des réseaux

		Désignation	Période de retour des pluies					
			4/1 an	2/1 an	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Quantité		Q max (m³/s)	4.25 (2.93)	4.25 (3.49)	5.36	5.66	5.95	7.48
		Volume total généré (m3)	20 196	23 640	27 288	30 468	33 414	39 888
		Volume traité (m3)	20 196	22 451	24 222	25 302	26 783	28 475
		Volume débordé (m3)	0	1 189	3 066	5 166	6 631	11 413
		Volume débordé (%)	0%	5%	11%	17%	20%	29%
Qualité	MES	Masse totale mobilisée (kg)	1 221	1 722	2 298	2 826	4 455	5 661
		Masse totale traitée (kg)	1 221	1 623	1 906	2 052	2 574	3 091
		Masse totale déversée (kg)	0	99	393	773	1 882	2 570
		Masse déversée (%)	0%	6%	17%	27%	42%	45%
	DBO	Masse totale mobilisée (kg)	639	730	825	909	1 156	1 376
		Masse totale traitée (kg)	639	697	741	768	847	976
		Masse totale déversée (kg)	0	33	84	141	309	400
		Masse déversée (%)	0%	5%	10%	16%	27%	29%

L'examen de la variation des masses polluantes en fonction de la pluie de projet montre que ces dernières sont contrôlées pour la période de retour de 4/1 an (pour un débit potentiel maximal de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$). Pour les MES, les masses déversées varient entre 0 % et 45 % de la masse totale mobilisée. Les masses déversées de DBO, varient entre 0 % et 29 % de la masse mobilisée totale de DBO. Ceci est expliqué par la variation du volume débordé en fonction du période de retour de pluie.

Il est à remarquer que la séparation des réseaux a permis la diminution des eaux ruisselées dans l'ancien réseau ce qui a causé une diminution des charges polluantes déversées dans le milieu récepteur. À titre d'exemple, pour une pluie de 10 ans, les masses déversées de MES passent de 4 204 kg de MES pour le scénario (1) à 2 570 kg pour le scénario (2). Ainsi, on peut dire que cette pratique de gestion a permis de traiter d'avantage ces polluants qui peuvent nuire à l'environnement et de contribuer entre autres à la diminution des débordements et a rendu le réseau de Verdun conforme aux directives de la ville de Montréal (directive 004).

Bien que l'implantation d'un réseau de sub-surface ait contribué à l'atténuation des charges polluantes au milieu récepteur et la fréquence de débordement, reste que le niveau de déversement est encore élevé pour une ville comme la ville de Montréal, d'où la nécessité d'implanter une autre pratique de gestion. Ainsi, l'application de cette nouvelle pratique sera détaillée plus loin (scénario 3).

Les figures 4.28 à 4.33 représentent la variation des masses de MES mobilisées et déversées dans le temps. À titre d'exemple, la masse de MES déversée commence à atteindre un pourcentage important de la masse mobilisée à partir d'une pluie de 2 ans, pouvant atteindre un pique de 450 kg. En comparaison avec le premier scénario, on remarque bien que le niveau de pollution est atténué considérablement.

La figure 4.28 illustre la variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an en fonction du temps. L'implantation du réseau de sub-surface a permis d'éliminer les débordements dans le réseau enregistrés à la même période de retour pour le scénario 1, par conséquent, le débit massique déversé de MES demeure nul tout le long de la période d'observation. La masse totale mobilisée est de 1 221 kg présentant une pique de débit massique de 380 g/s. Ainsi, toute la masse polluante sera acheminée vers la station d'épuration.

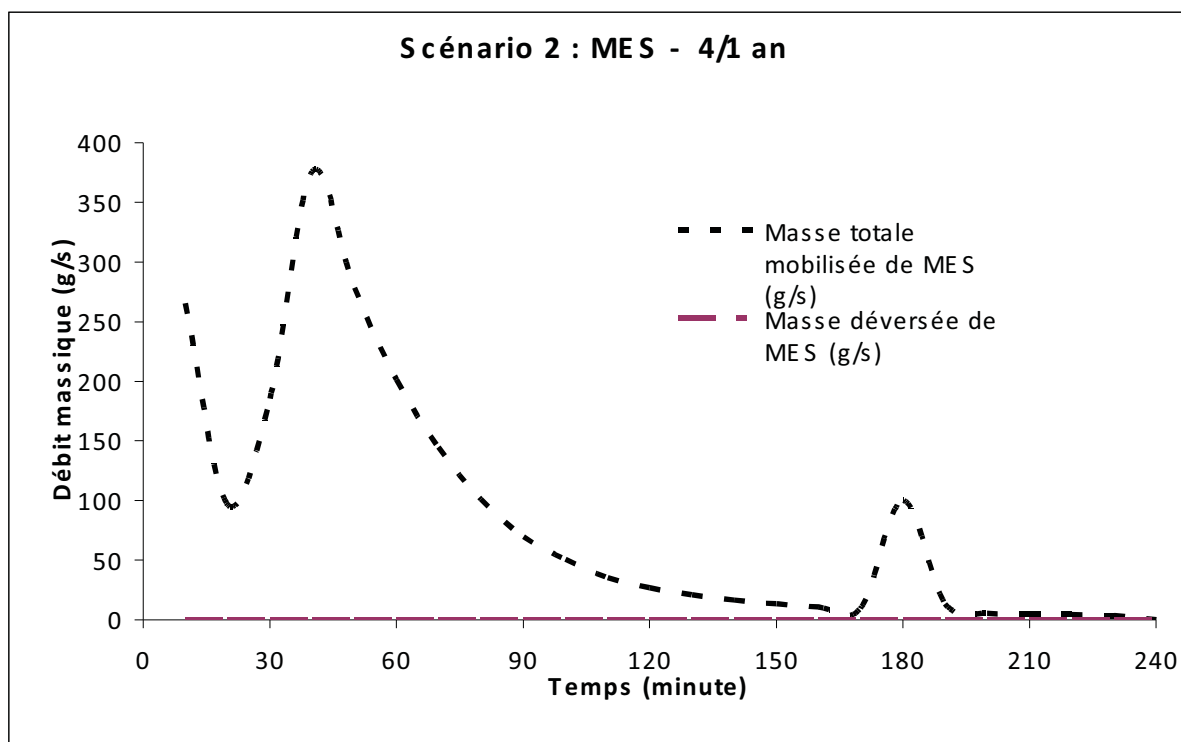


Figure 4.28 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.29 représente la variation des masses mobilisées et déversées des MES pour une période de retour de 2/1 an. La masse déversée représente 6% de la masse totale mobilisée, elle représentait 45 % pour le scénario 1. L'implantation du réseau de sub-surface a atténué le niveau de pollution au niveau du milieu récepteur.

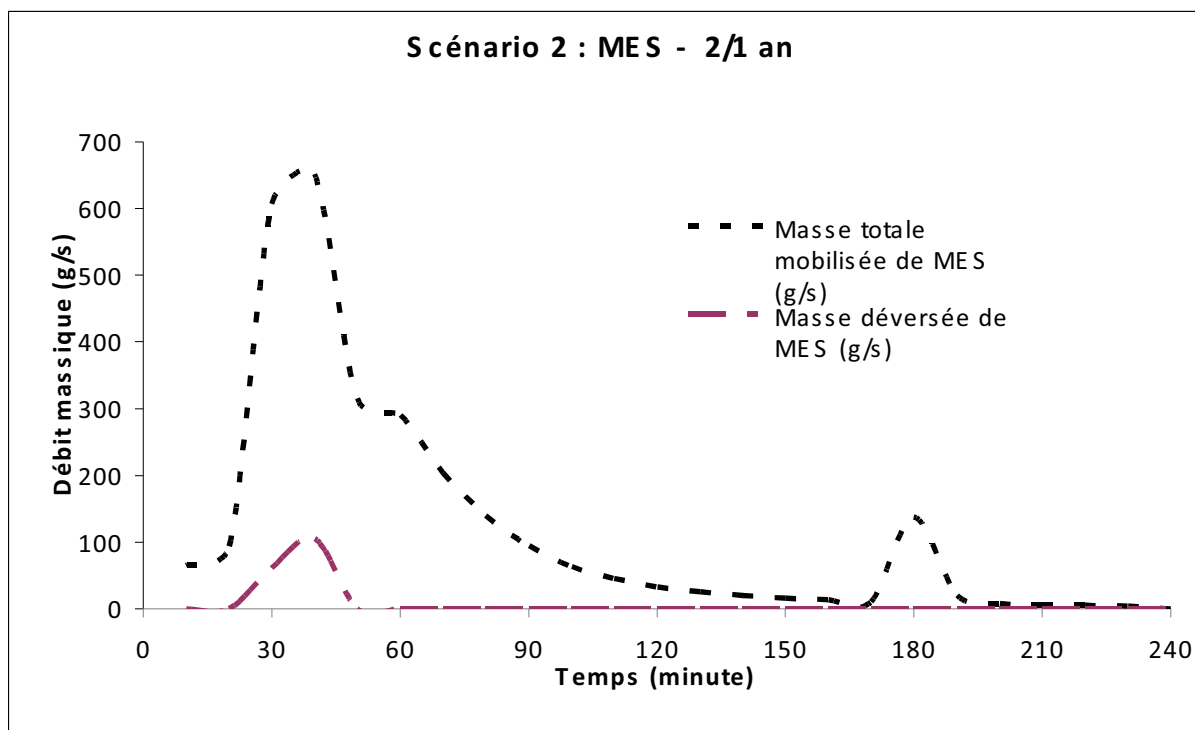


Figure 4.29 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.

Pour une période de retour de 1 an, les eaux drainées permettent de mobiliser 2 298 kg de matière en suspension. La masse déversée de MES représente 17 % de la masse totale mobilisée, ce taux était de 62 % pour le scénario 1 ce qui reflète l'impact positif de cette pratique de gestion optimale. La variation des débits massiques mobilisés et déversés dans le temps présentée par la figure 4.30 ci-après montre que la pointe du débit massique mobilisé atteint 1 000 g/s, tandis que celle des débits massiques déversés est de 420 g/s.

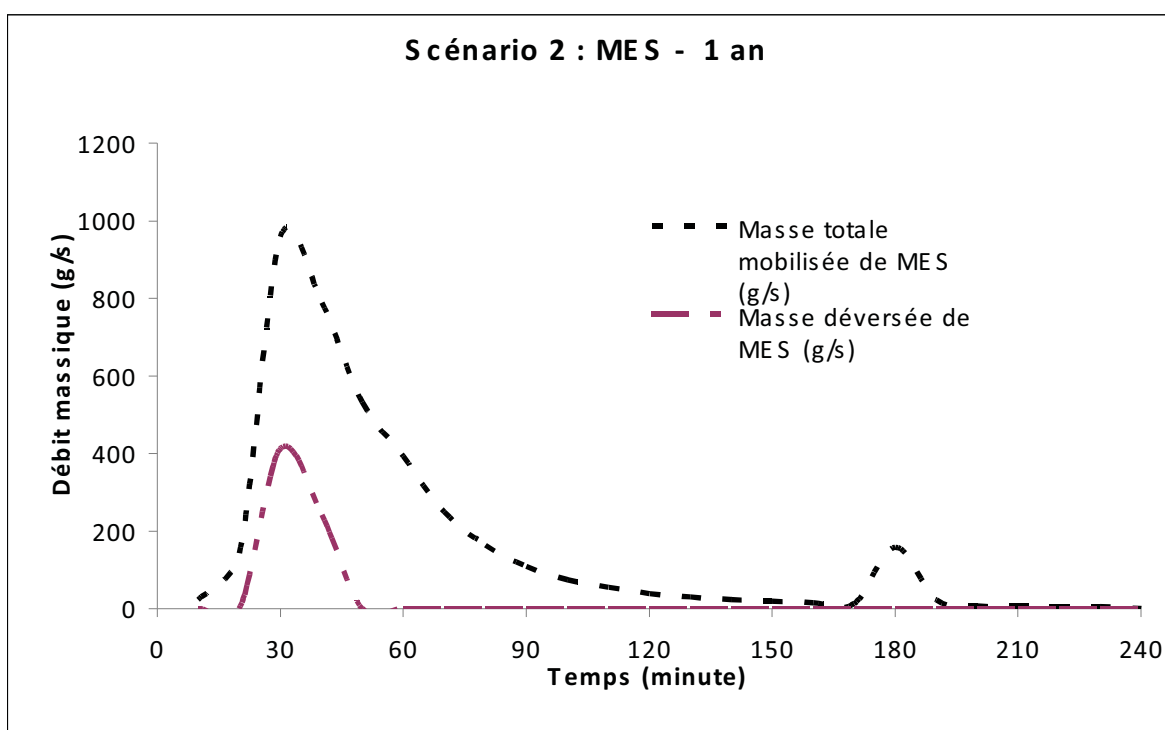


Figure 4.30 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.

Pour la période de récurrence de 2 ans, la courbe des débits massiques déversés en fonction du temps (figure 4.31) commence à épouser la forme de celle du débit massique mobilisé, contrairement au scénario 1, ce phénomène est enregistré pour une pluie de 2/1 an. Le taux de déversement des MES est de 27 %, pour le scénario 1, ce taux était de 77 % soit environ deux fois de polluants déversés dans le fleuve St-Laurent.

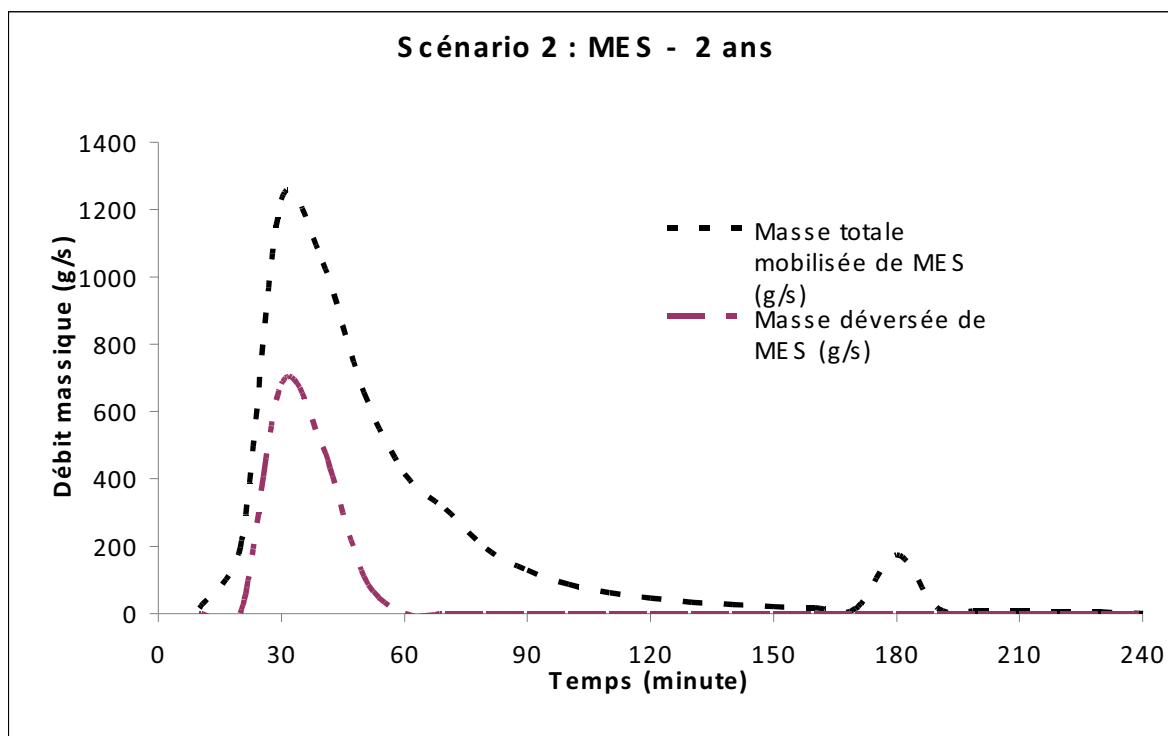


Figure 4.31 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.32 illustre la variation dans le temps du débits massiques mobilisés et déversés de MES pour une pluie de récurrence de 5 ans. La courbe des masses déversées commence à épouser la forme de celle des masses totales mobilisées. Le taux de déversement des MES dans le milieu récepteur passe de 77 % pour le réseau à son état initial (scénario 1) à 42 % après l'installation du réseau de sub-surface (scénario 2), ainsi, la masse déversée passe de 3 288 kg à seulement 1 882 kg.

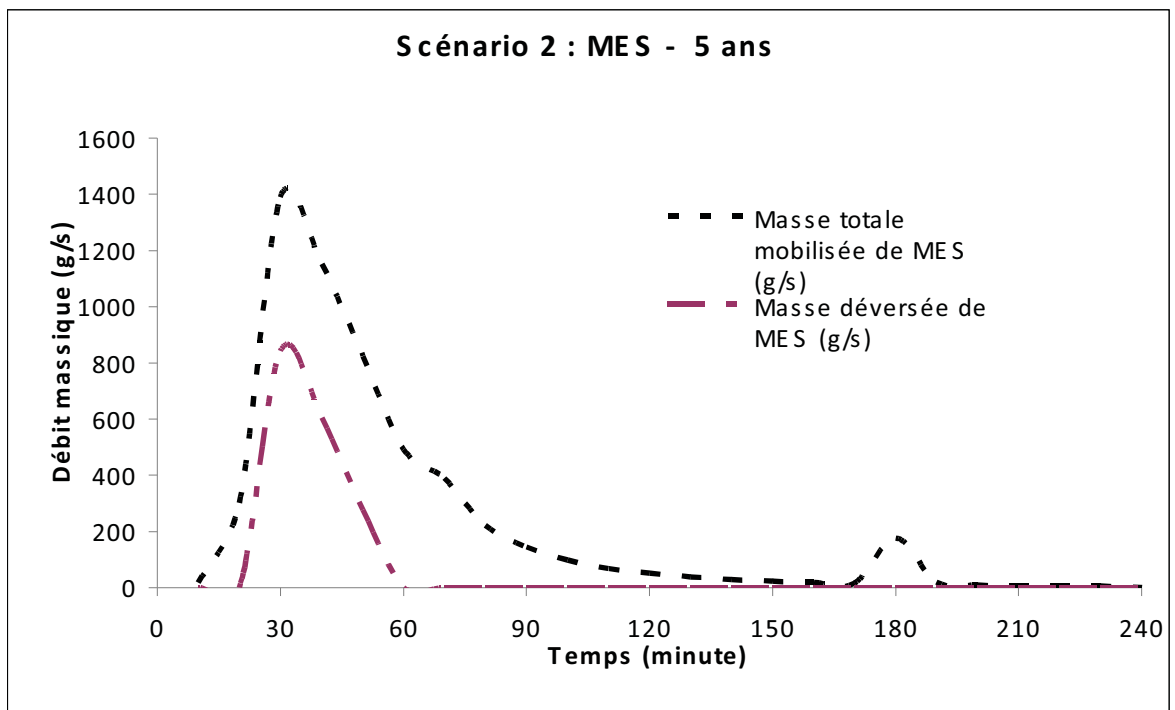


Figure 4.32 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.

Pour une période de retour de 10 ans, on enregistre un déversement de 45 % de la masse totale mobilisée de MES, soit 2 570 kg. La figure 4.33 montre un synchronisme entre les deux courbes. En comparaison avec le scénario 1, le réseau à son état actuel déverse 76 % de polluants MES dans le milieu récepteur, ce qui prouve l'amélioration du fonctionnement du réseau (hydraulique et qualité) avec l'ajout du réseau de sub-surface.

Ainsi, on peut conclure que même avec l'amélioration sensible de la qualité de rejet suite à l'implantation du réseau de sub-surface, le système ne permet pas d'acheminer tous les polluants vers la station d'épuration.

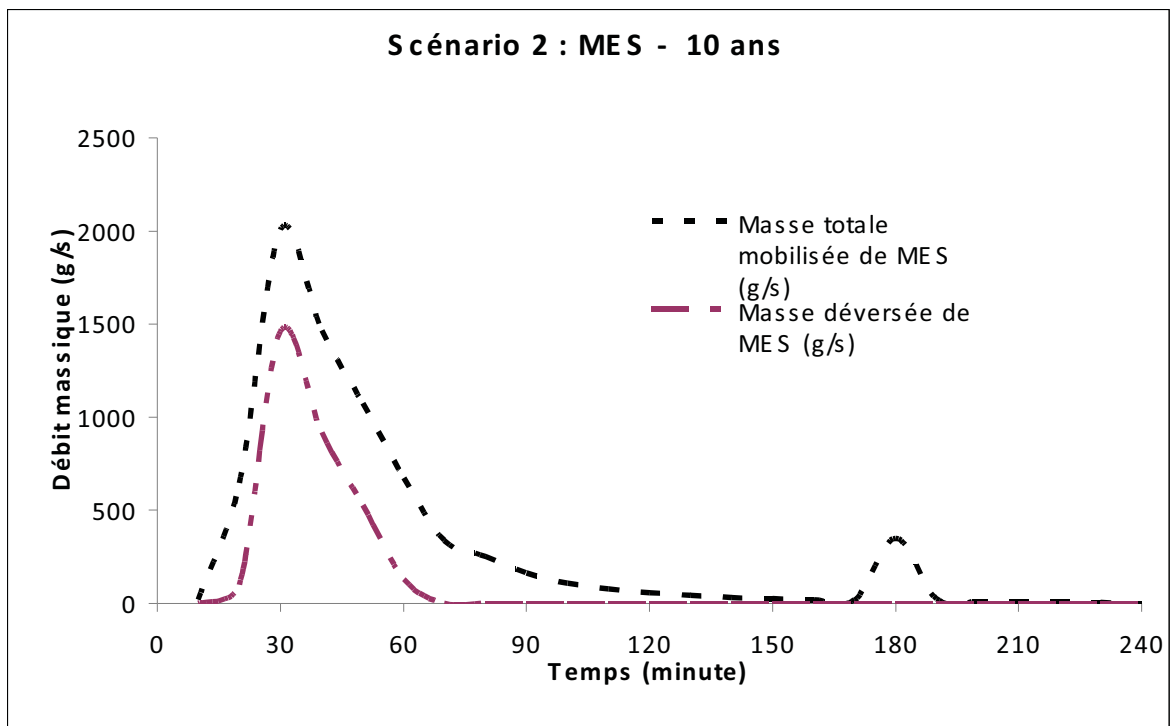


Figure 4.33 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.

Les figures 4.34 à 4.39 représentent la variation des masses de DBO mobilisées et déversées pour différentes périodes de retour.

La figure 4.34 illustre ainsi la variation des masses de DBO pour une période de retour de 4/1 an. Pour cette fréquence de pluie et après implantation du réseau de sub-surface on n'enregistre pas de débordements, ainsi, pas de déversements de polluants dans le milieu récepteur. Toute la masse mobilisée sera acheminée vers la station d'épuration pour être traitée, contrairement au scénario 1 où 18 % de la masse mobilisée sera déversée dans le milieu récepteur.

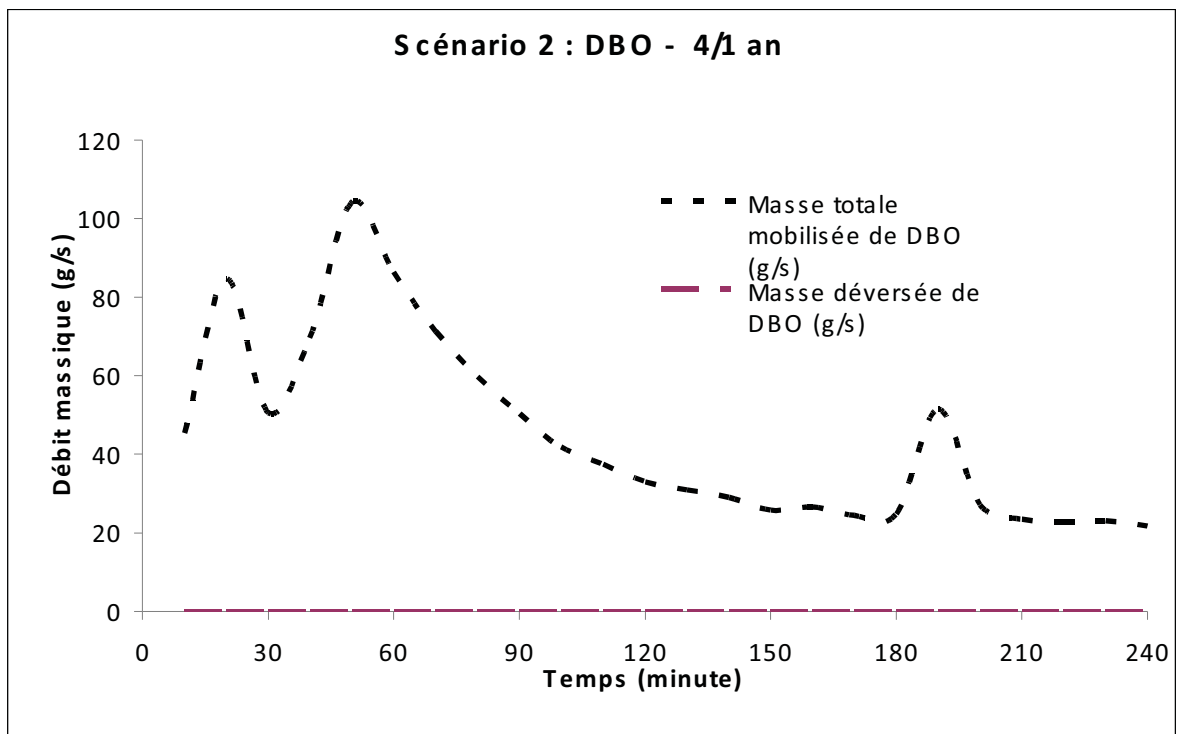


Figure 4.34 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.35 représente la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an. Le réseau commence à provoquer des déversements de DBO dans le milieu récepteur de 5 %, ce taux était de 26 % pour le scénario 1. Ainsi, pour les 730 kg de DBO mobilisées, seulement 33 kg seront déversées sans traitement dans le milieu récepteur.

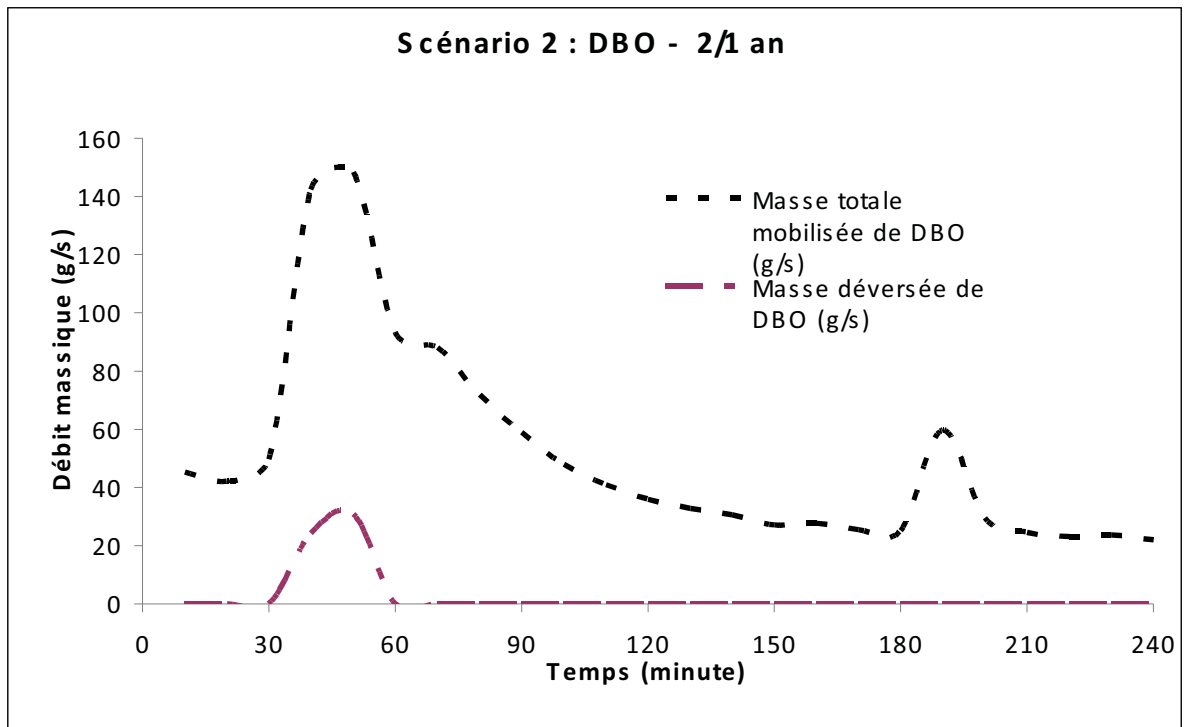


Figure 4.35 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.36 illustre la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an après implantation du réseau de sub-surface. Le taux de déversement de DBO dans le milieu récepteur passe de 38 % (scénario 1), soit 297 kg à 10 % soit seulement 84 kg. La pointe des deux courbes est atteinte après 40 minutes du début de l'évènement, celle de la masse mobilisée est de 120 kg, tandis que celle de la masse éversée est de 50 kg.

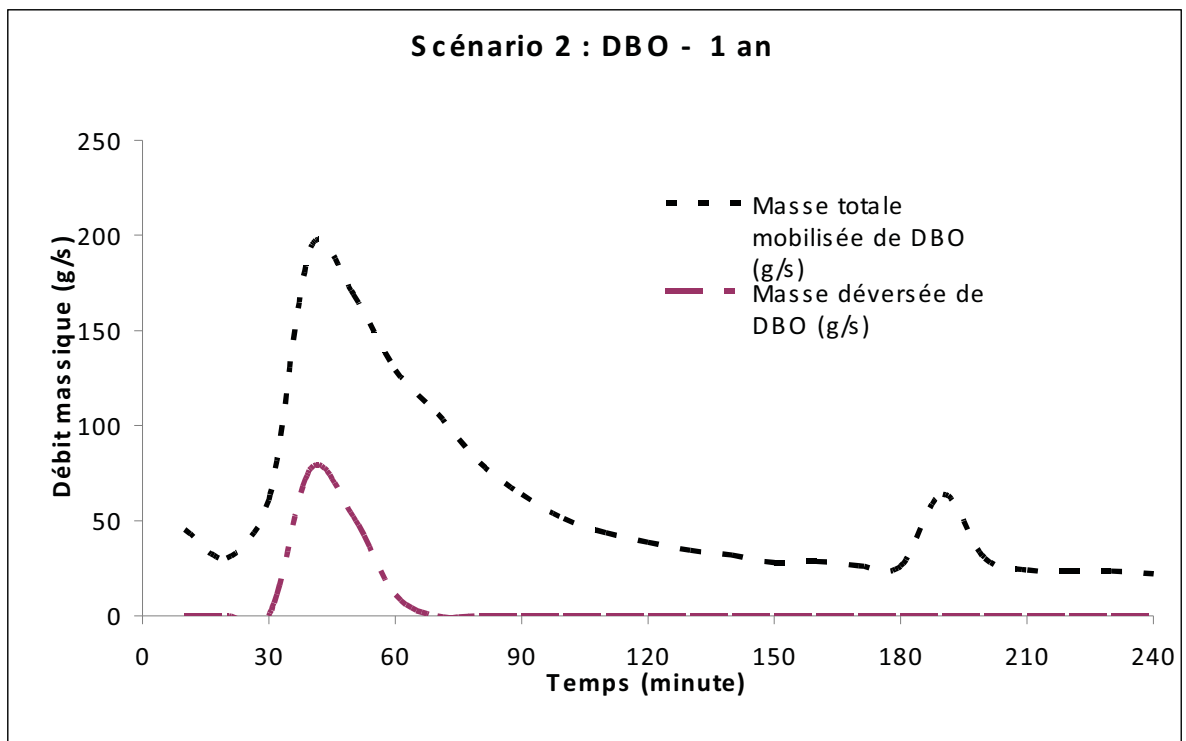


Figure 4.36 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.

Pour une période de retour de 2 ans, les masses totales mobilisées de DBO dans le secteur I de l'arrondissement de Verdun est de 909 kg, suite à l'amélioration du réseau existant par implantation du réseau de sub-surface, la masse déversée atteint 141 kg, soit environ 16 %, ce taux était de 43 % pour le scénario 1. La masse maximale mobilisée est atteinte après 40 mn du début de l'évènement et elle est de 140 kg, celle de la masse déversée est de 70 kg.

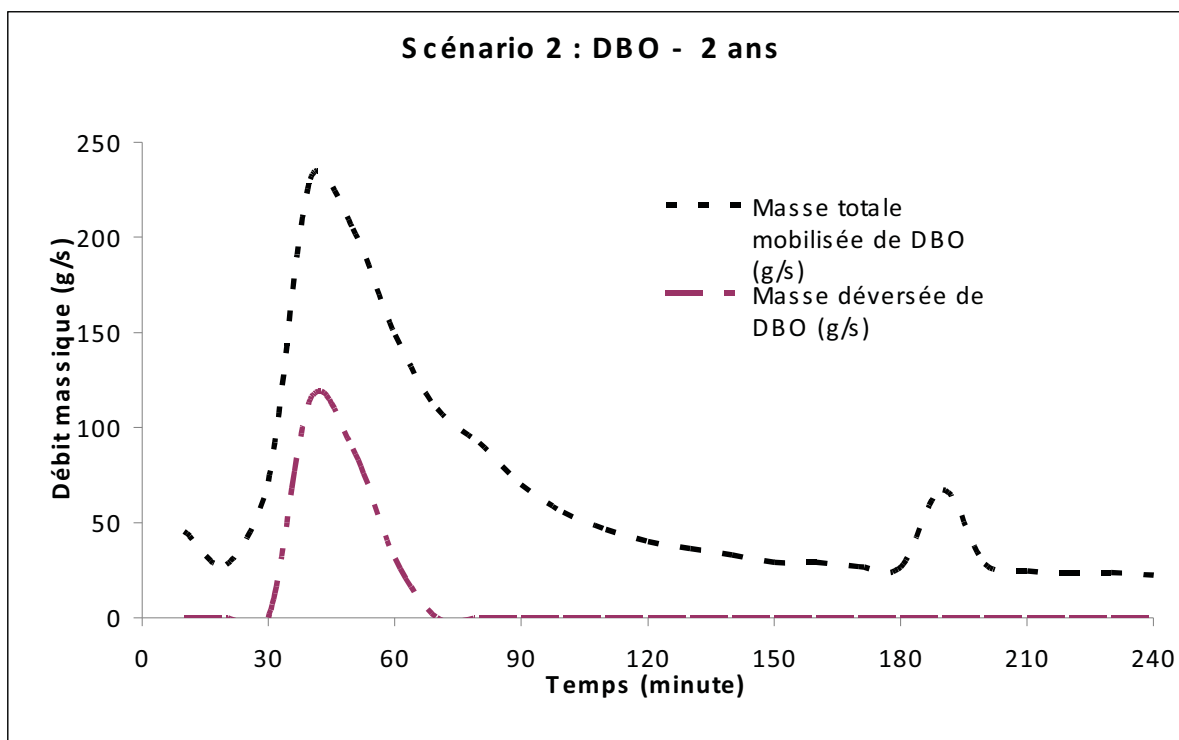


Figure 4.37 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.38 représente la variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans. La courbe des masses déversées commence à prendre l'allure de celle des masses totales mobilisées. La masse totale mobilisée est de 1 156 kg, de cette masse, on enregistre le déversement de 309 kg, soit environ 27 %. En comparaison avec le scénario 1, le taux de déversement de DBO était de 54 %, soit environ deux fois le taux de déversement après l'implantation du réseau de sub-surface (scénario 2).

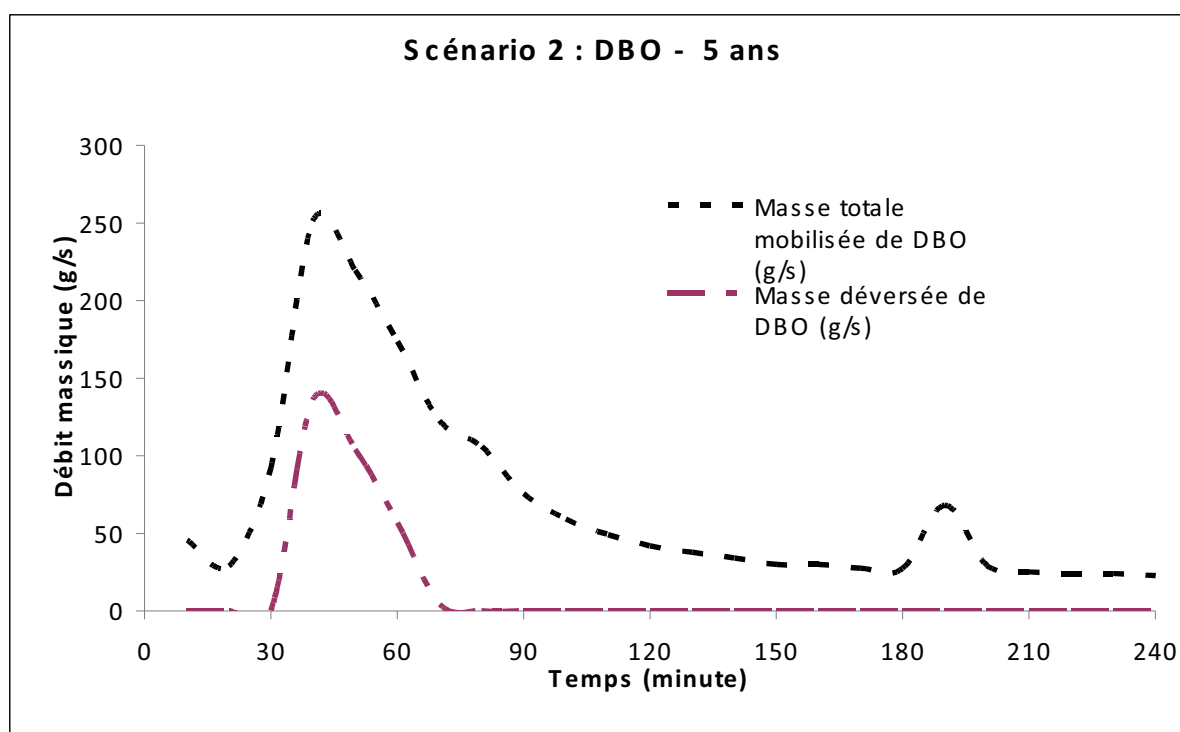


Figure 4.38 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.

Il ressort de la figure 4.39 ci-après que les deux courbes se resserrent de plus en plus en comparaison avec les cas précédents puisque la masse totale déversée représente le pourcentage le plus élevé de déversement du polluant, soit 29 %. Ce taux de déversement est équivalent à une période de retour de 2/1 an (26 %) pour le scénario 1. De ce fait, ressort l'impact positif de cette pratique de gestion des eaux pluviales sur le niveau de pollution du milieu naturel. Les pointes des deux masses sont atteintes à environ 35 minutes du début de l'évènement, ainsi, la variation de la masse totale mobilisée en fonction du temps présente un maximum de 200 kg, celle de la masse déversée est de 130 kg.

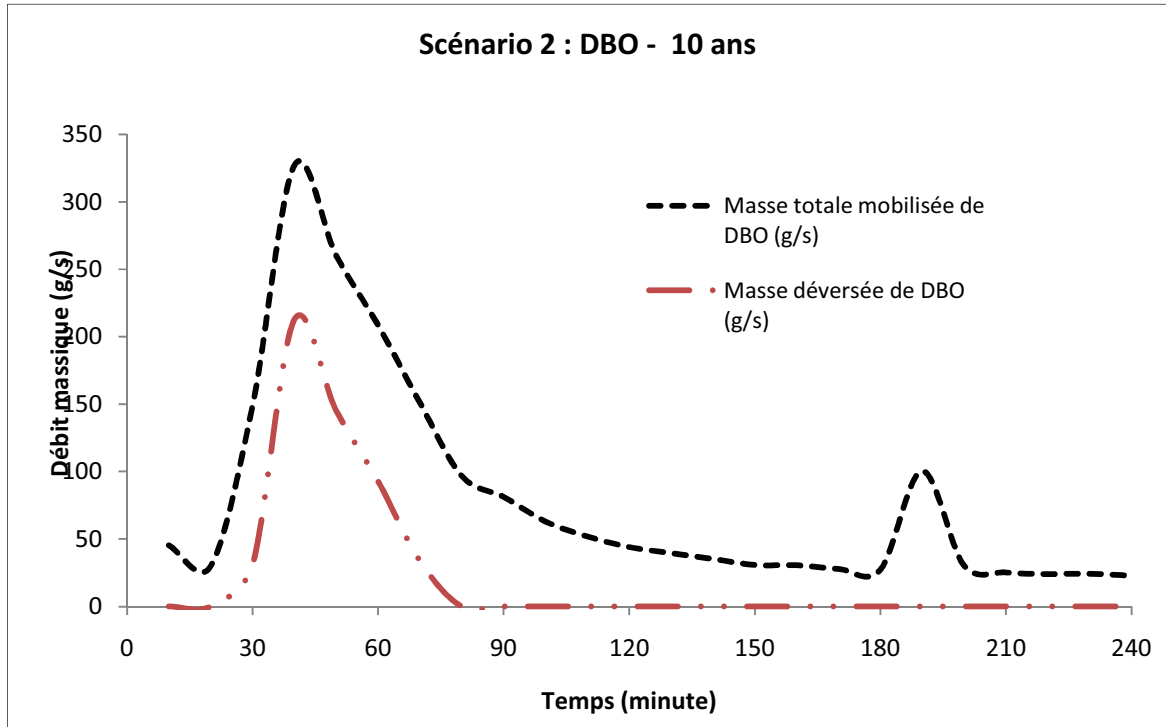


Figure 4.39 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.

Dans le souci de présenter une modélisation réelle de notre réseau, les figures (4.40 à 4.45) suivantes présentent la variation des charges polluantes et les volumes déversés pour chaque période de retour. Cette variation est présentée aussi en fonction du débit potentiel pouvant être intercepté par la structure de régulation à l'entrée de la station Rhéaume.

La figure 4.40 suivante illustre la variation des charges polluantes et du volume débordé en fonction des différentes périodes de retour et pour un débit potentiel d'interception de 1.5 m³/s. En adoptant ce débit potentiel, le volume débordé varie entre 25 % et 50 % successivement pour des périodes de retour de 4/1 an et 10 ans. La masse déversée de MES varie entre 30 % et 75 %.

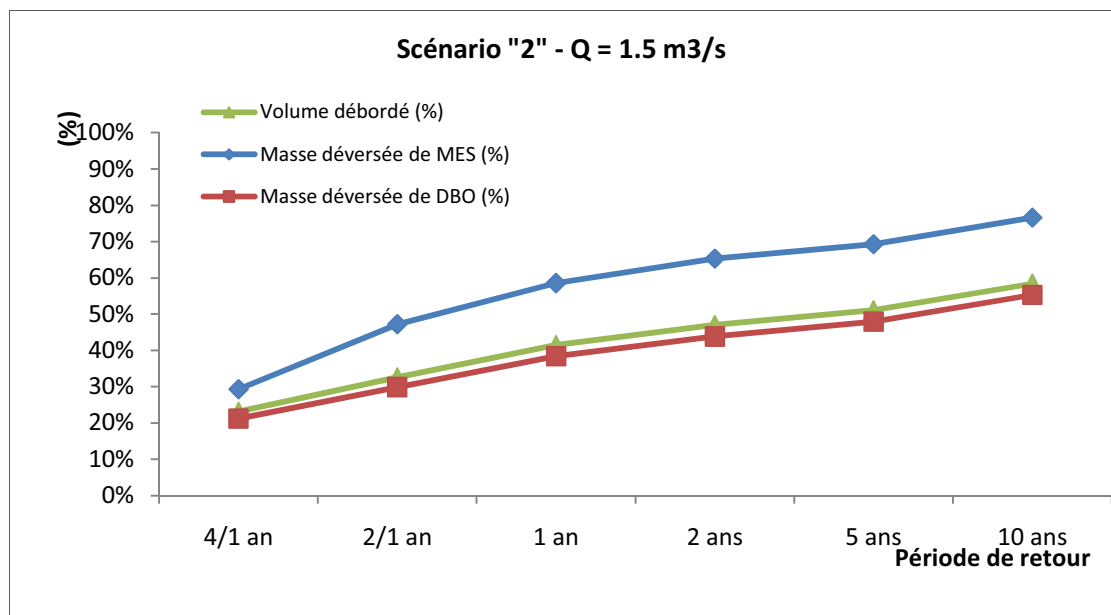


Figure 4.40 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de 1.5 m³/s.

Le pourcentage du volume débordé pour un débit potentiel de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, varie de 10 % à 40 % pour une période de retour allant de 4/1 an et 10 ans (figure 4.41). Malgré l'implantation du réseau de sub-surface, le réseau de drainage provoque des déversements des deux polluants objets de l'étude. À titre d'exemple, pour une période de retour de 10 ans, le pourcentage des masses déversées de DBO est de 40 %, celui de MES est de 65 %.

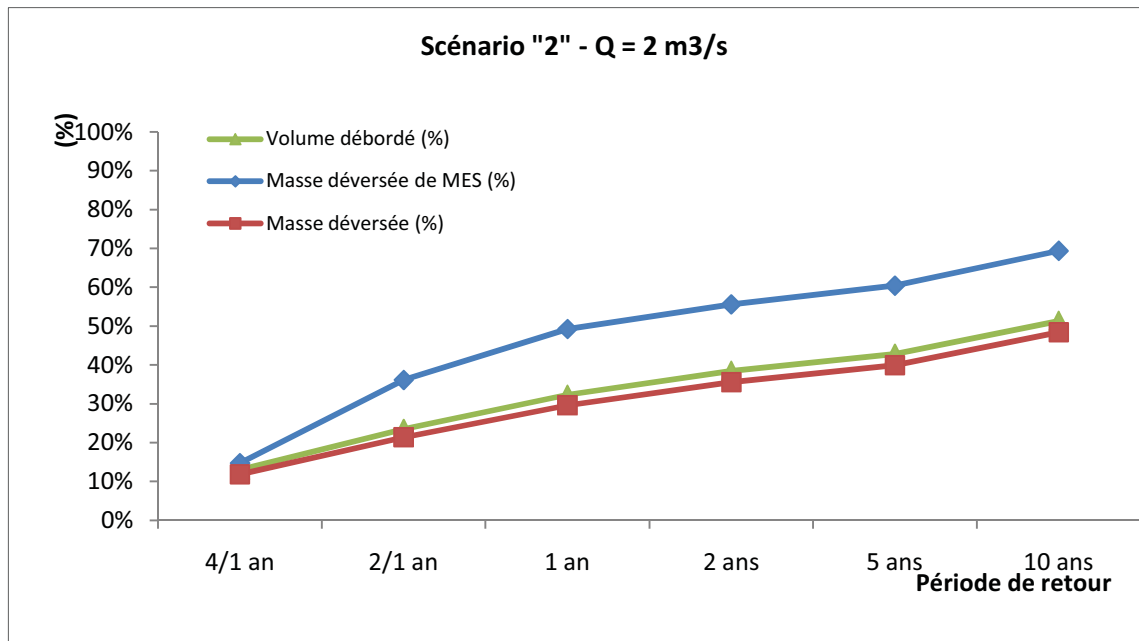


Figure 4.41 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.42 suivante montre que pour un débit potentiel de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$, les pourcentages de volume débordé et des masses déversées de polluants continuent à diminuer par rapport aux cas précédents. Le pourcentage de volume débordé varie entre 5 % et 30 % respectivement pour des périodes de retour allant de 4/1 an et 10 ans. En comparaison avec le scénario 1, on enregistre une amélioration sur le plan hydraulique et par conséquent sur le plan qualité.

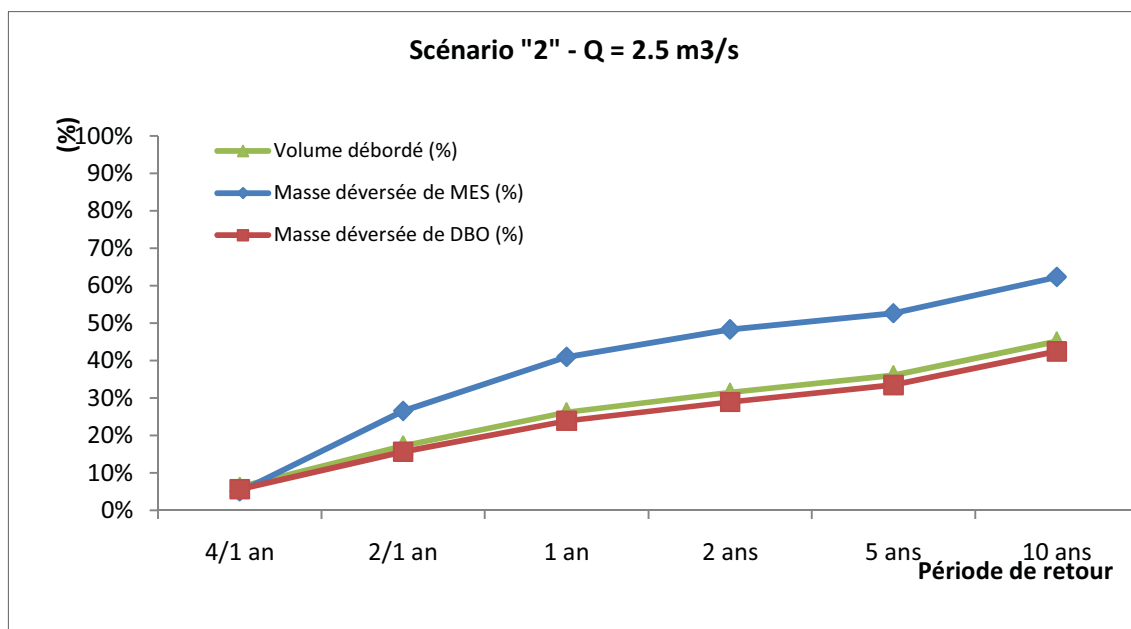


Figure 4.42 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.43 illustre la distribution des charges polluantes (MES et DBO) et du volume débordé pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Les pourcentages du volume débordé ainsi que les masses polluantes déversées continuent à diminuer avec l'augmentation du débit potentiel. En interceptant $3 \text{ m}^3/\text{s}$, ces taux sont nuls pour une période de retour de 4/1 an, pour atteindre successivement pour une période de retour de 10 ans, 30 % pour le volume débordé et la masse déversée de DBO et 50 % pour la masse déversée de MES.

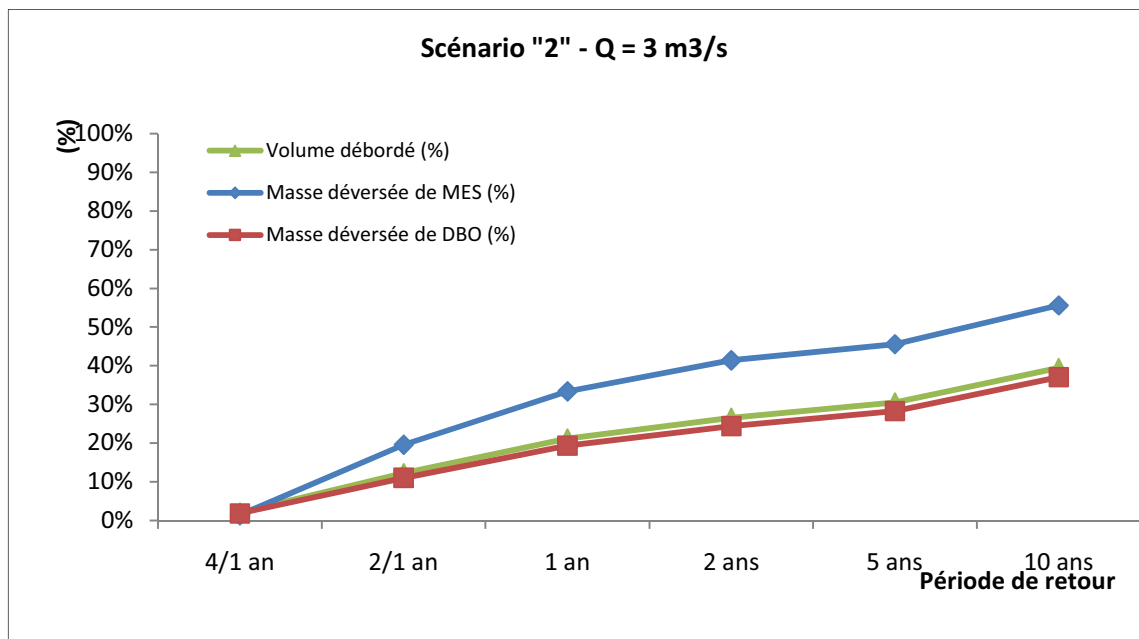


Figure 4.43 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'analyse des résultats de la distribution des charges polluantes et du volume débordé pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (voir figure 4.44) a permis de conclure que le volume débordé varie entre 0 et 25 % en fonction des périodes de retour. Le réseau permet des débordements et par conséquent des déversements de polluants à compter de la période de retour de 2/1 an.

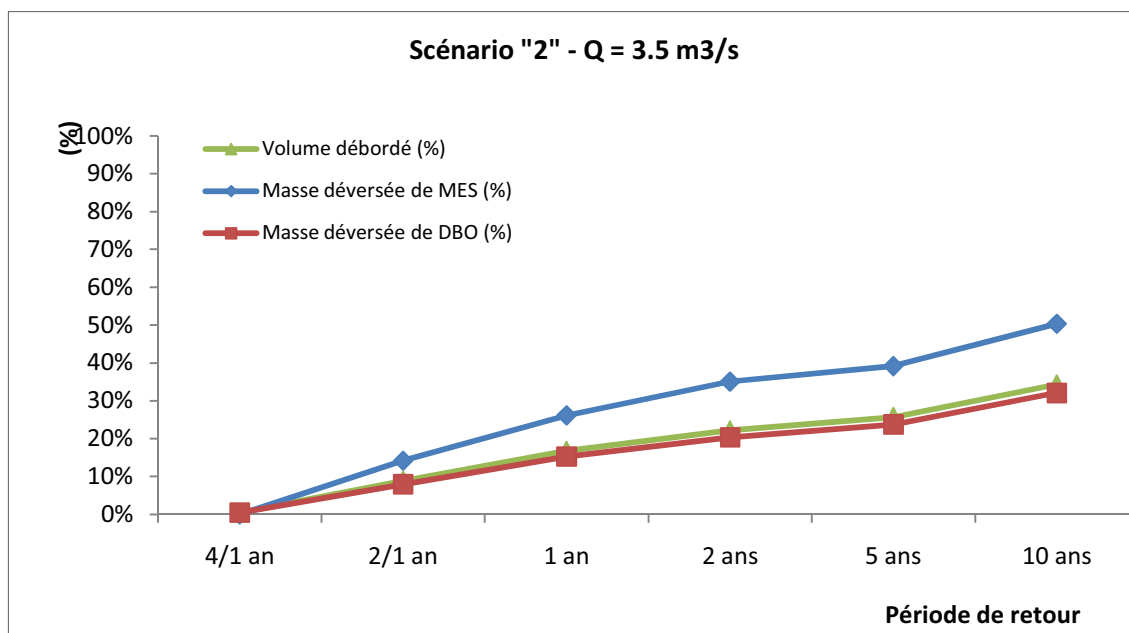


Figure 4.44 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.45 montre que pour un débit maximal potentiel d'interception de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$ on enregistre des débordements au-delà des pluies de période de retour de 2/1 an, ce qui implique par conséquent des déversements de polluants dans le milieu récepteur. En comparaison avec les cas précédents, et à titre d'exemple pour une pluie de 10 ans, le volume débordé varie entre 60 % et 25 %, ce qui implique l'importance qui joue le débit potentiel intercepté dans la gestion des eaux dans les réseaux de drainage urbain.

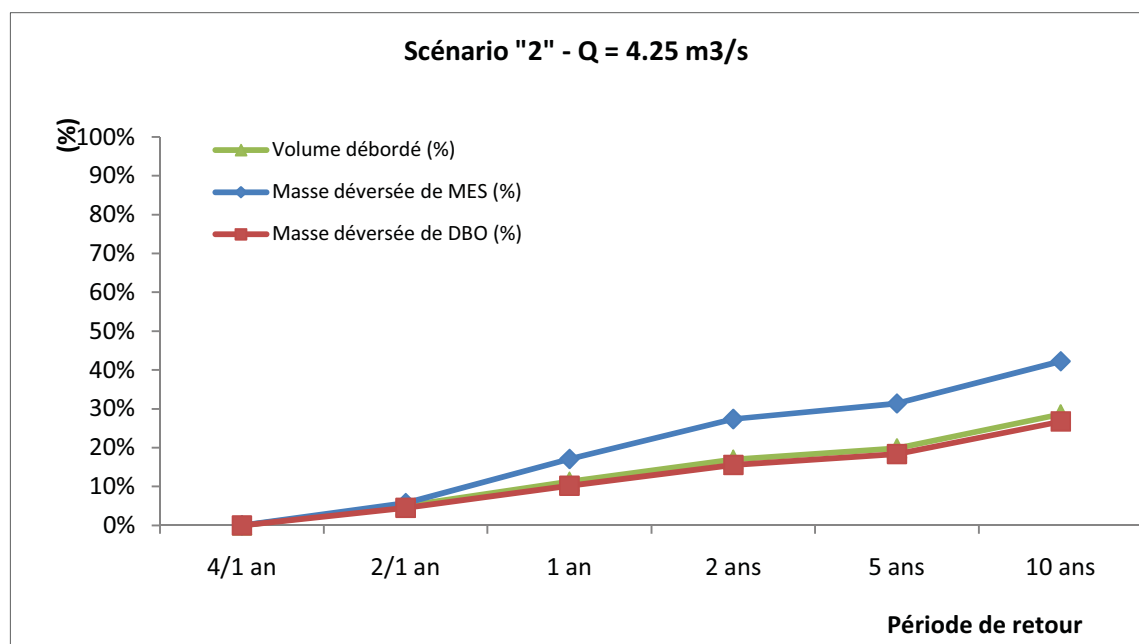


Figure 4.45 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Suite à l'analyse des résultats et de ces figures nous concluons que les pourcentages des masses polluantes et des volumes déversés diminuent en fonction du débit potentiel maximal intercepté par la structure de régulation. À titre d'exemple, et pour se conformer aux exigences de la directive 004 et avoir une fréquence de débordement de 4/1 an, la ville de Montréal doit régler sa structure de régulation afin d'intercepter au moins $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Afin d'analyser l'importance du phénomène du premier flot, le pollutogramme et l'hydrogramme pour chaque période de retour ont été traduits dans les figures (4.46 à 4.51) en terme de charges transitées de MES en fonction des volumes écoulés selon l'équation (1.1). Les courbes sont très similaires et largement au dessus de la diagonale, ainsi on peut affirmer l'existence du phénomène du premier flot.

La figure 4.46 illustre la variation des rapports de MES en fonction du rapport des volumes pour une période de retour de 4/1 an. La courbe est au-dessus de la diagonale, mais on n'enregistre pas le phénomène du premier flot puisque les premiers 20 % des volumes ruisselés, il y a 25 % de la charge polluante.

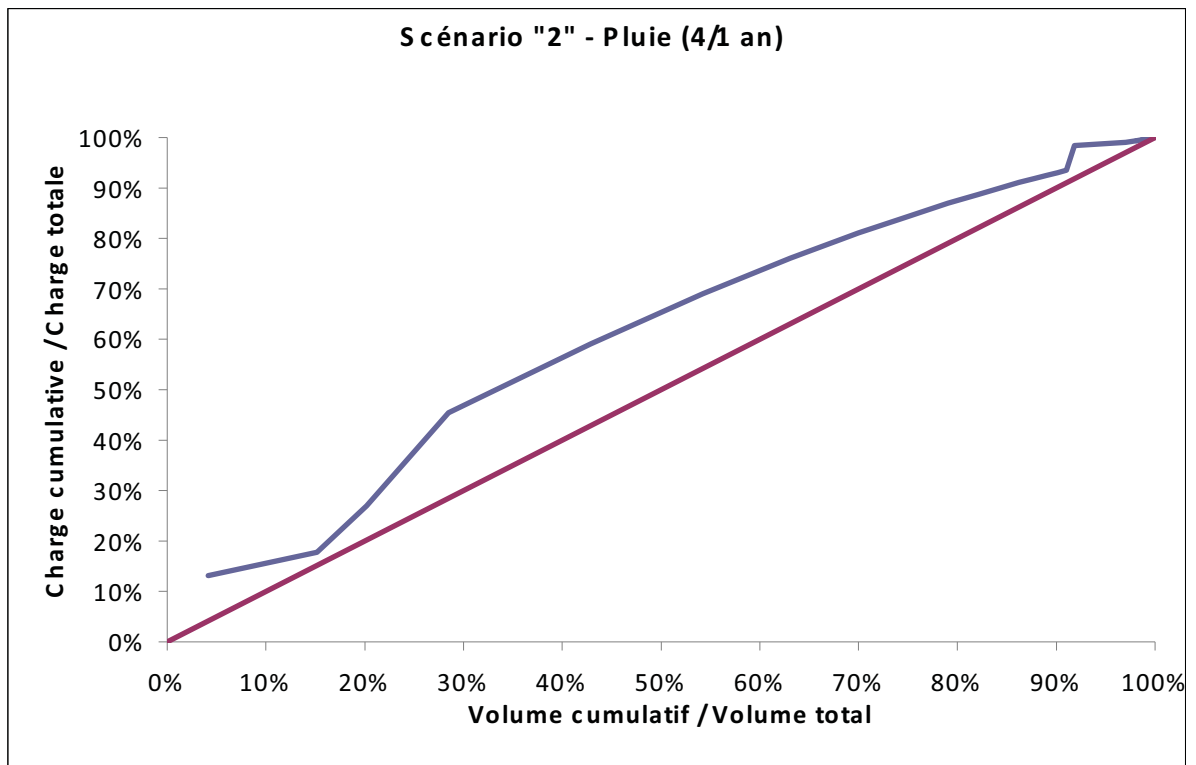


Figure 4.46 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.

Pour la pluie de projet de 2/1 an, les courbes (figure 4.47) montrant la variation des rapports de charge en fonction des rapports des volumes est au-dessus de la diagonale, les premiers 20 % du volume ruisselé, on a 40 % de la charge polluante. On peut ainsi conclure l'existence du phénomène du premier flot.

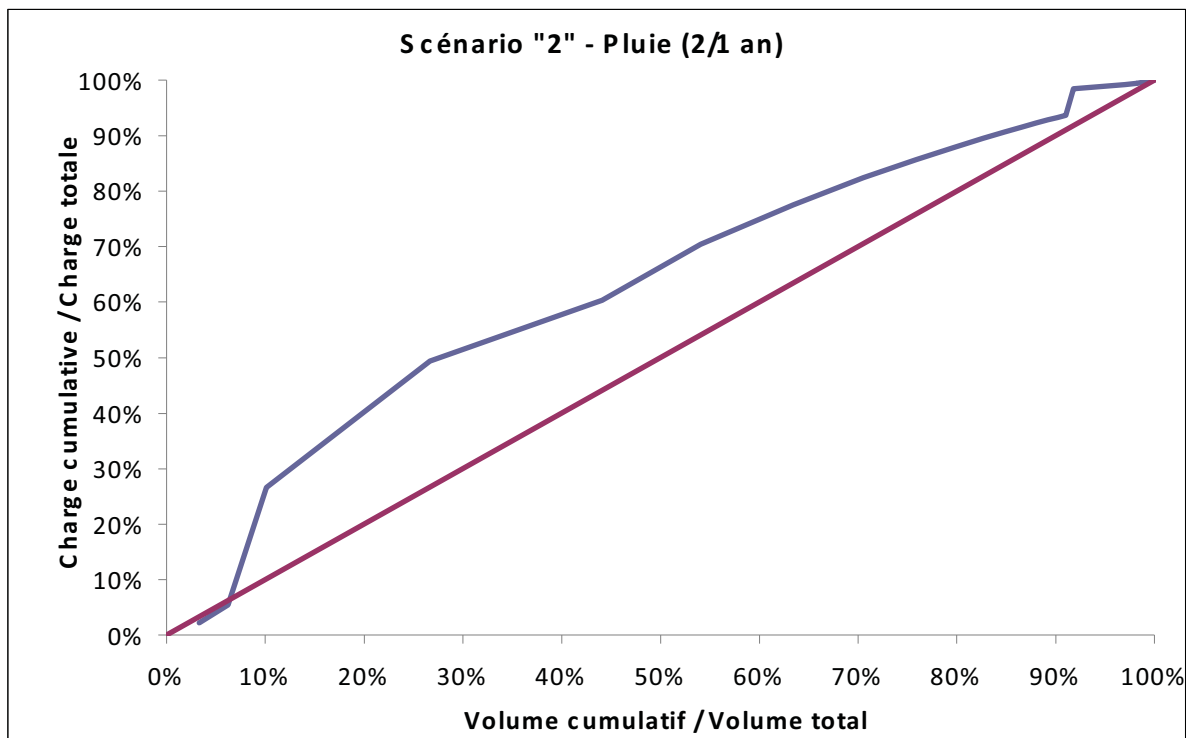


Figure 4.47 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.48 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an. Dans la première partie de la courbe (les premiers 2 % des volumes), la courbe est au dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant et dans les conduites. Dans la deuxième partie, la courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 40 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

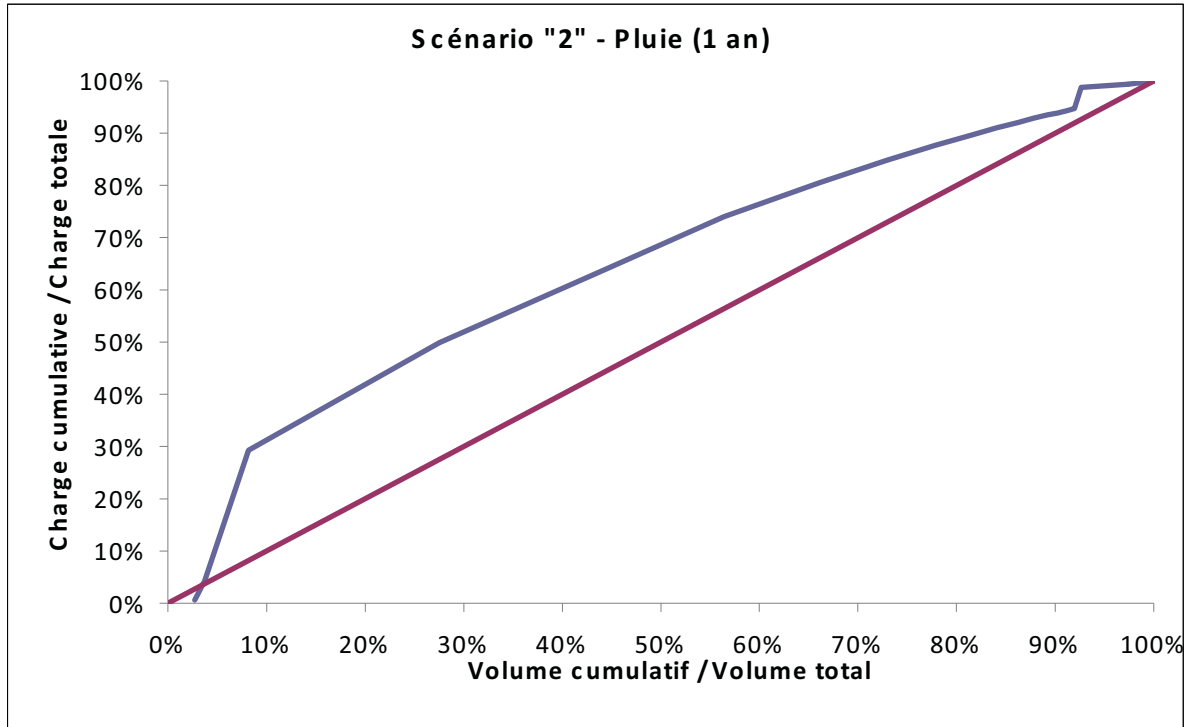


Figure 4.48 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.

La figure 4.49 illustre la variation des rapports de MES en fonction du rapport des volumes pour une période de retour de 2 ans après l'implantation du réseau de sub-surface. La courbe est au-dessus de la diagonale, mais on n'enregistre pas le phénomène du premier flot puisque les premiers 20 % des volumes ruisselés, il y a 40 % de la charge polluante, elle était de 20 % pour le scénario 1. Cette augmentation de charge provient de l'augmentation du débit au niveau de la station Rhéaume, puisque le réseau de sub-surface sera connecté au réseau existant.

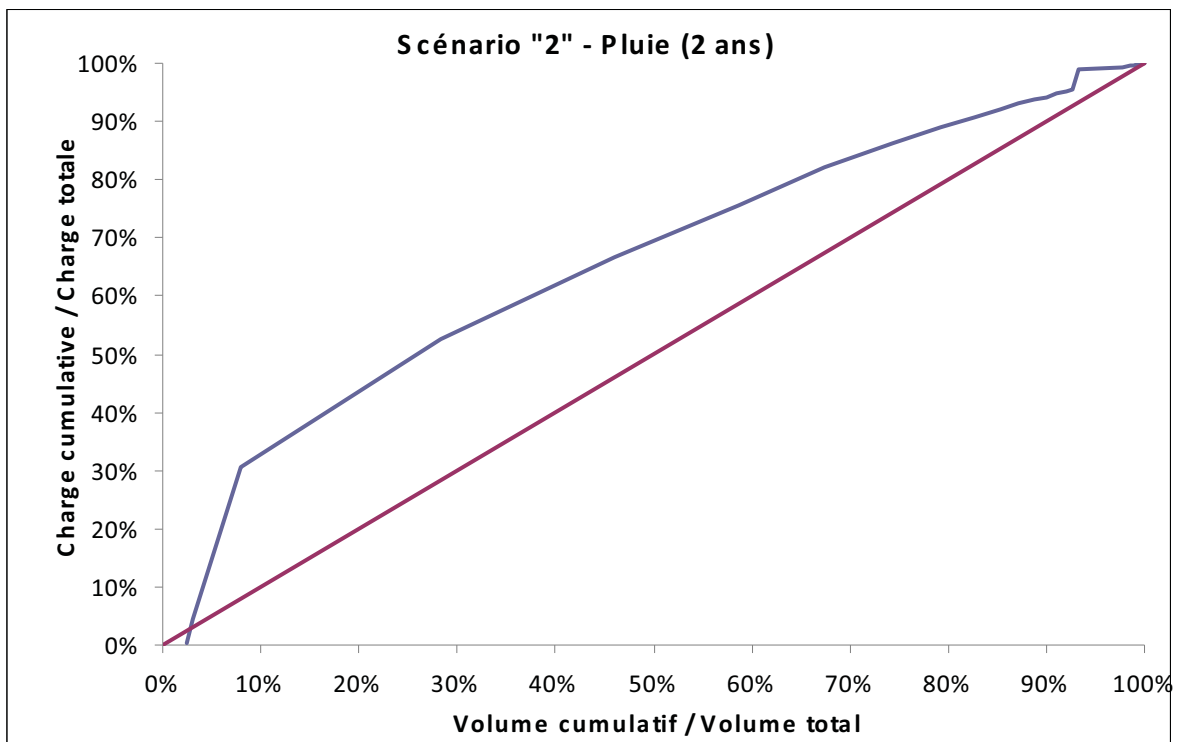


Figure 4.49 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.50 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans. Dans la première partie de la courbe (les premiers 2 % des volumes), la courbe est au dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant. Dans la deuxième partie, la courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 45 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

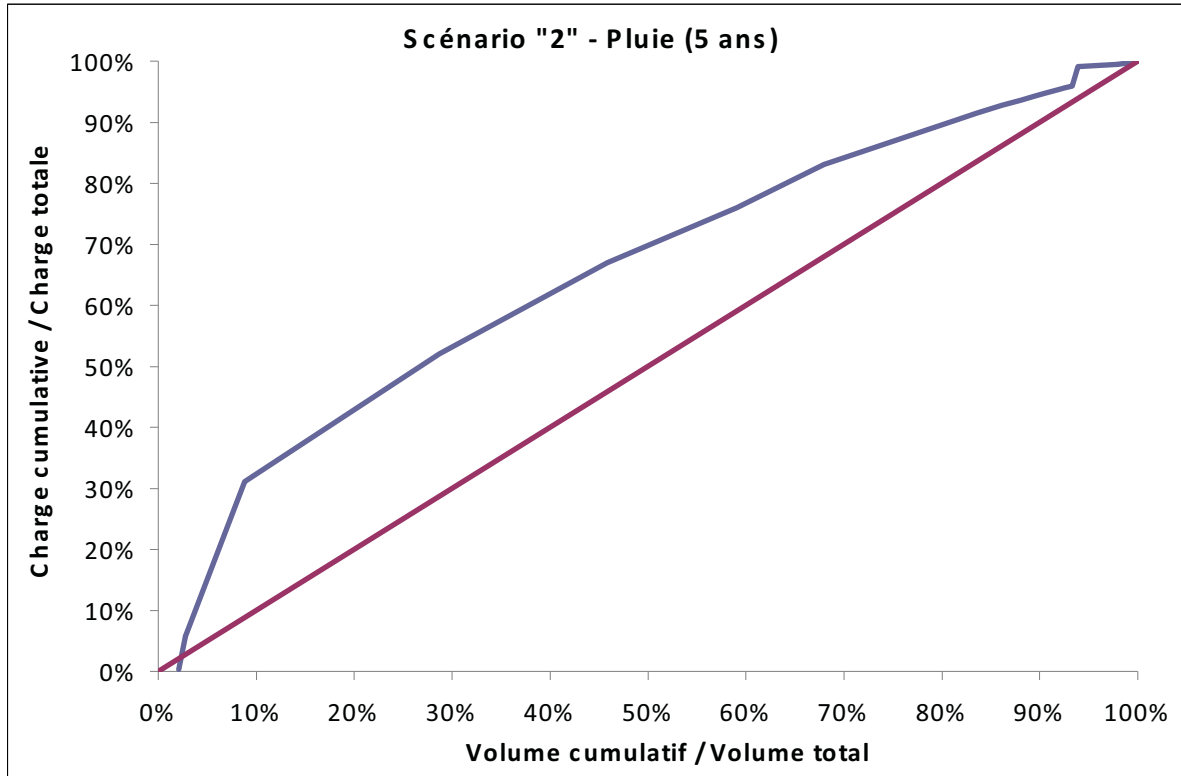


Figure 4.50 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.

La figure 4.51 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans. La courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 45 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

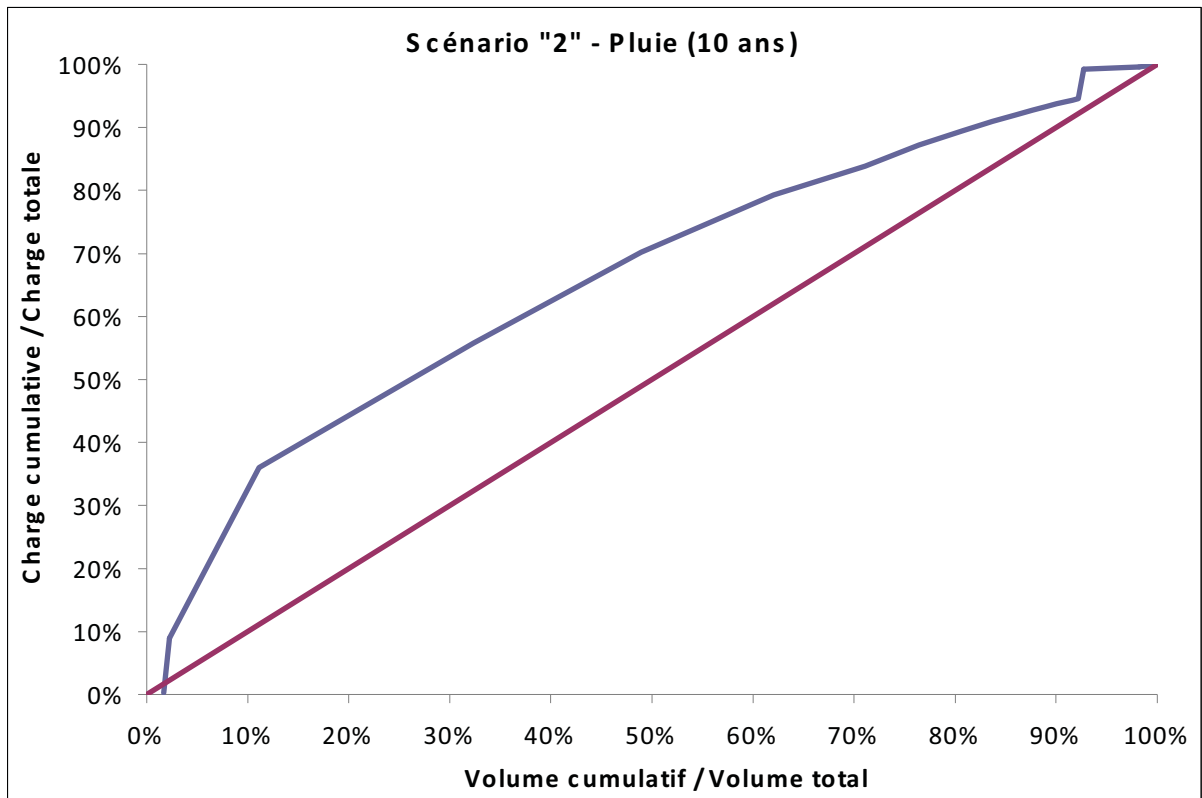


Figure 4.51 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.

L'allure des courbes change en fonction de la période de retour, ainsi le phénomène du premier flot est plus prononcé au-delà de 4/1 an. Ceci confirme l'hypothèse que l'augmentation du débit de ruissellement se traduit par une augmentation de la contrainte hydraulique de cisaillement à la surface du bassin versant qui intervient dans l'arrachement des particules solides sur le bassin.

D'après l'analyse du scénario 2, on peut conclure que l'application du réseau de sub-surface a permis de maîtriser d'avantage les eaux ruisselées et a eu un impact positif sur l'atténuation des masses polluantes déversées dans le milieu récepteur. Reste que les débits ruisselés demeurent supérieurs au débit maximum potentiel ($4.25 \text{ m}^3/\text{s}$) ce qui cause les débordements. Ceci implique que le recours à une autre pratique de gestion des eaux ruisselées s'avère essentiel, d'où l'idée et la raison d'être du scénario 3 qui propose la rétention des eaux comme alternative afin de solutionner les problèmes d'excès de débit.

4.5.3 Scénario 3 : Séparation des réseaux et rétention

Le troisième scénario (scénario 3) consiste à analyser les performances hydraulique et environnementale du système suite à l'application des PGO à travers la rétention des volumes de ruissellement en plus de la séparation des réseaux comme dans le scénario 2. Dans ce scénario, le volume maximal de rétention (400 m^3) est calculé de manière à limiter le débit de sortie à la valeur maximale potentiel d'interception, soit $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour un débit maximum potentiel de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$, ce volume de rétention sera de 100 m^3 . En conclusion, on peut dire que dépendamment de la décision de la ville de Montréal concernant le débit maximum potentiel, la rétention sera comprise entre 400 et 100 m^3 . Dans ce qui suit, on va s'intéresser aux résultats donnés avec un débit maximum potentiel de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$ et une rétention de 100 m^3 .

Tableau 4.4 Résultats du scénario 3 : séparation des réseaux + rétention

		Désignation	Période de retour des pluies					
			4/1 an	2/1 an	1 an	2 ans	5 ans	10 ans
Quantité		Q max (m3/s)	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25
		Volume total généré (m3)	17 898	20 742	25 992	29 394	32 364	39 648
		Volume traité (m3)	17 898	20 368	22 926	24 228	25 733	28 235
		Volume débordé (m3)	0	374	3 066	5 166	6 631	11 413
		Volume débordé (%)	0%	2%	12%	18%	20%	29%
Qualité	MES	Masse totale mobilisée (kg)	972	1 361	2 166	2 711	3 188	4 348
		Masse traitée (kg)	972	1 348	1 773	1 938	2 153	2 467
		Masse déversée (kg)	0	13	393	773	1 035	1 882
		Masse déversée (%)	0%	1%	18%	29%	32%	43%
	DBO	Masse totale mobilisée (kg)	579	654	791	881	959	1 150
		Masse traitée (kg)	579	643	707	740	778	841
		Masse déversée (kg)	0	10	84	141	181	309
		Masse déversée (%)	0%	2%	11%	16%	19%	27%

Réellement, l'application des deux PGO élimine toute possibilité de débordement ou de déversement de polluants au niveau du milieu récepteur. Les volumes débordés ainsi que les

masses déversées viennent des eaux drainées par le réseau de sub-surface où une bonne partie déverse directement dans le fleuve Saint-Laurent.

La variation des masses de MES et DBO mobilisées et déversées en fonction des différentes périodes de retour est présentée par les figures 4.52 à 4.63 suivantes.

La figure 4.52 illustre la variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de 4/1 an en fonction du temps. L'implantation des deux pratiques de gestion optimale (réseau de sub-surface et rétention) élimine les débordements dans le réseau et par conséquent le déversement des MES dans le milieu récepteur.

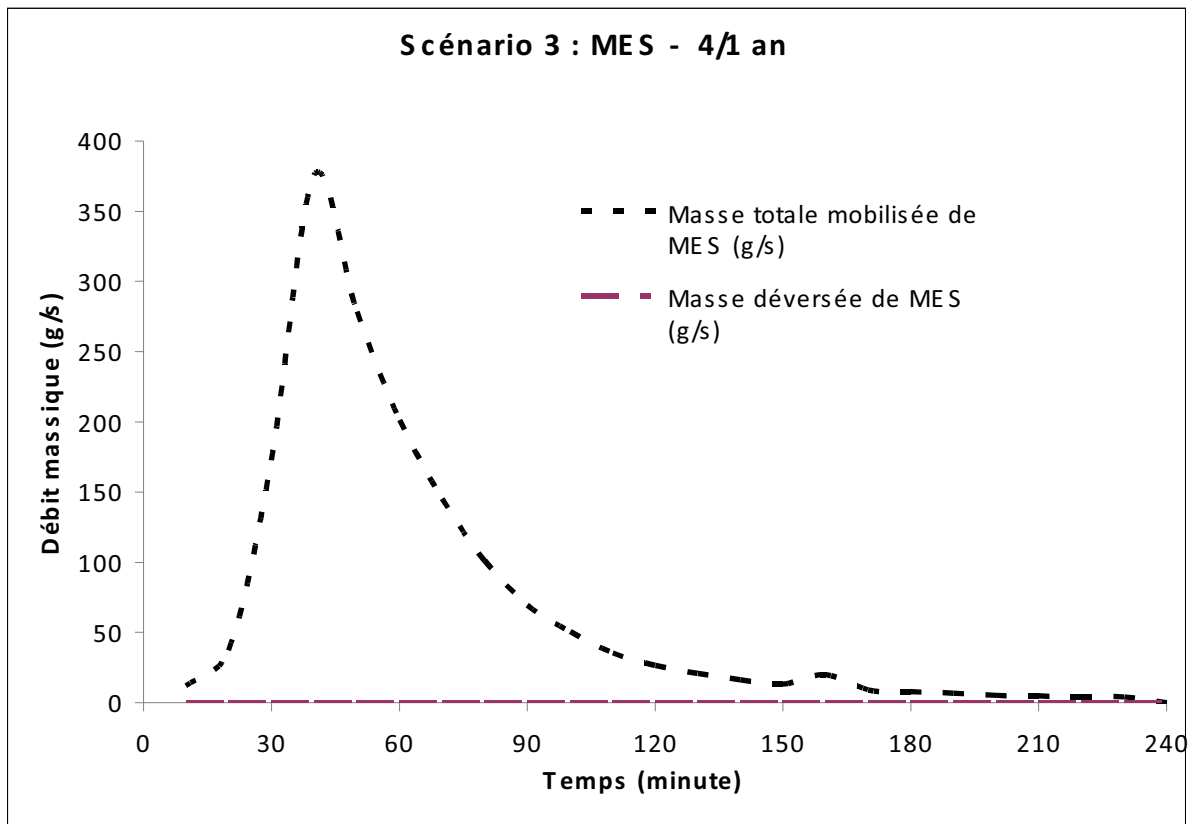


Figure 4.52 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.53 représente la variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an. La masse déversée représente 1 % de la masse totale mobilisée, elle était de 6 % pour le scénario 2 et de 45 % pour le scénario 1. L'ajout d'un ouvrage de rétention dans le réseau a permis une réduction des taux de débordement dans le milieu récepteur.

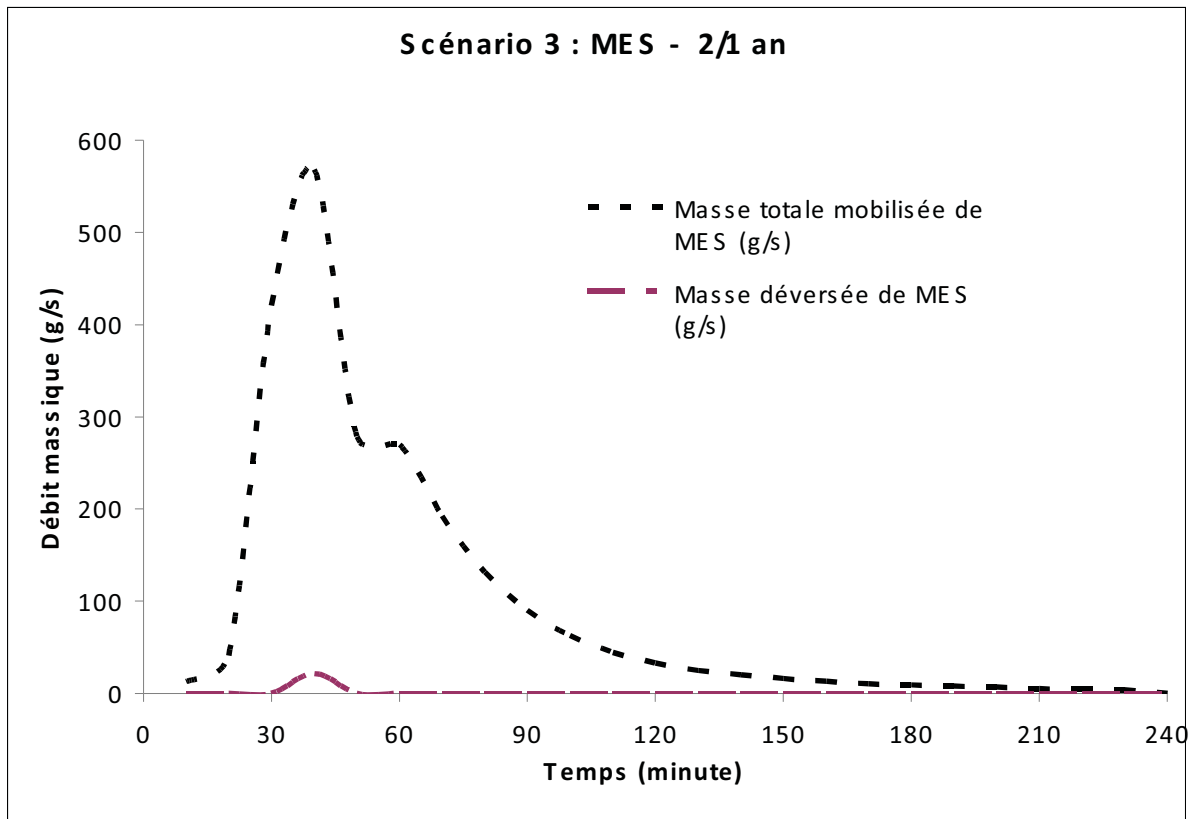


Figure 4.53 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2/1 an.

Pour une période de retour de 1 an, les eaux ruisselées permettent la mobilisation de 2 166 kg de MES, la masse déversée de MES représente 18 % de la masse totale, ce taux est réellement inférieur, en effet, au cours de cette étude on n'a pas tenu compte de l'effet de réduction du transport des matières en suspension pour un bassin de rétention, évalué d'après les théories entre 20 % et 50 % (Infraguide, 2005). La variation des masses totales mobilisées et déversées dans le temps est présentée par la figure 4.54, la pointe de la masse totale est de 580 kg, tandis que celle des masses déversées est de 230 kg.

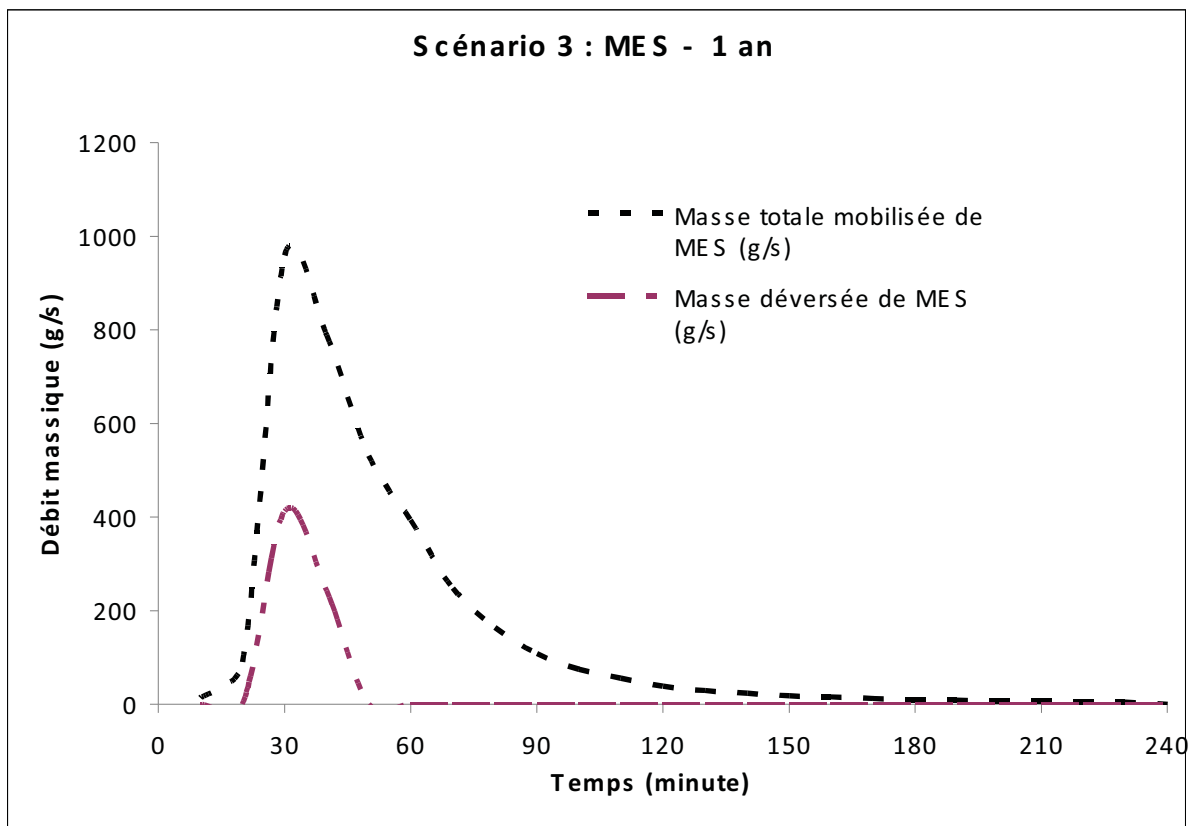


Figure 4.54 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 1 an.

La courbe des masses déversées (figure 4.55) commence à épouser la forme de la courbe de la masse totale mobilisée pour une période de récurrence de 2 ans. Le taux de déversement de MES est de 29 %, pour le scénario 2 ce taux était de 27 % et il était de 77 % pour le scénario 1. L'augmentation de ce taux de déversement par rapport au scénario 2 vient du fait que la masse totale est diminuée suite à l'installation de l'ouvrage de rétention, en effet la masse totale mobilisée passe de 2 826 kg pour le scénario 2 à 2 711 kg pour le scénario 3.

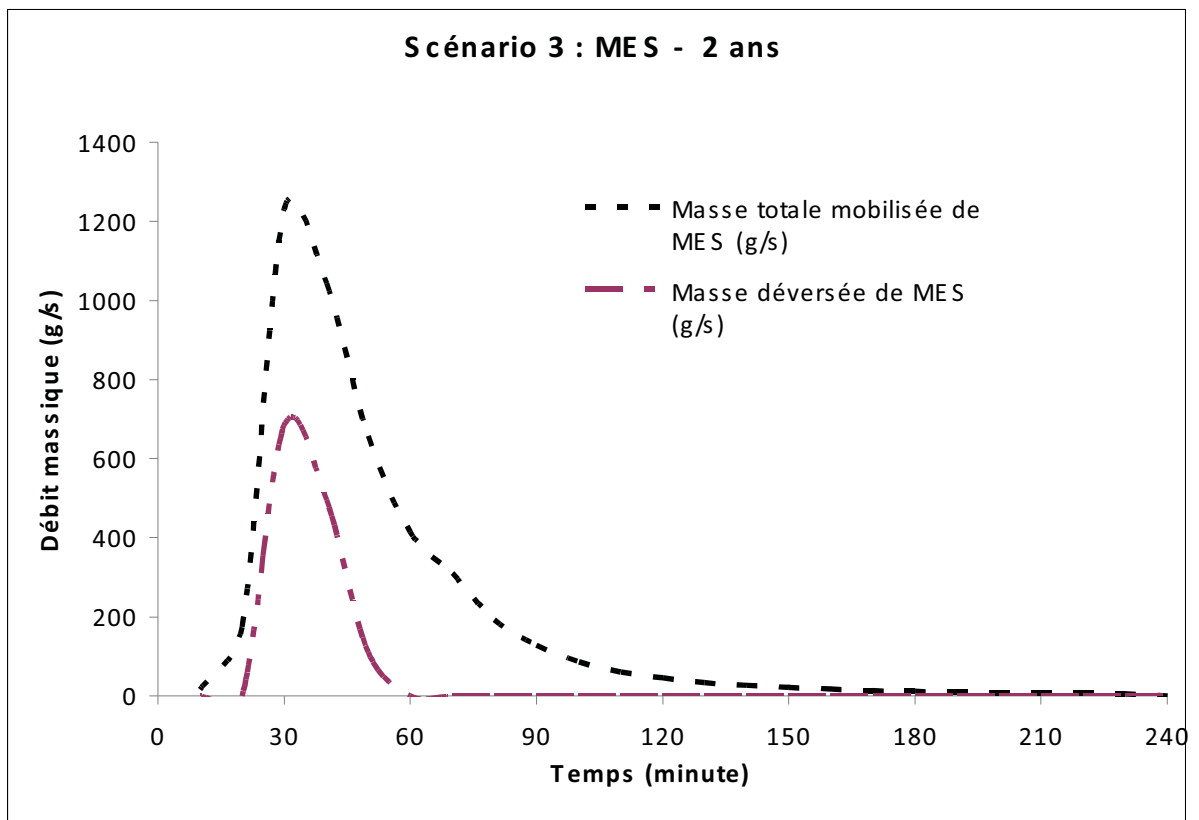


Figure 4.55 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.56 illustre la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de récurrence de 5 ans. La courbe des masses déversées prend de plus en plus la forme de celle des masses totales mobilisées. Il est à remarquer que l'implantation d'un bassin de rétention a permis l'élimination de la deuxième pique des masses mobilisées pour les autres scénarios, suite au laminage des crues. Le taux de déversement des MES dans le milieu récepteur passe de 77 % pour le réseau à son état initial (scénario 1), à 42 % pour le scénario 2 pour atteindre 32 % pour le scénario 3.

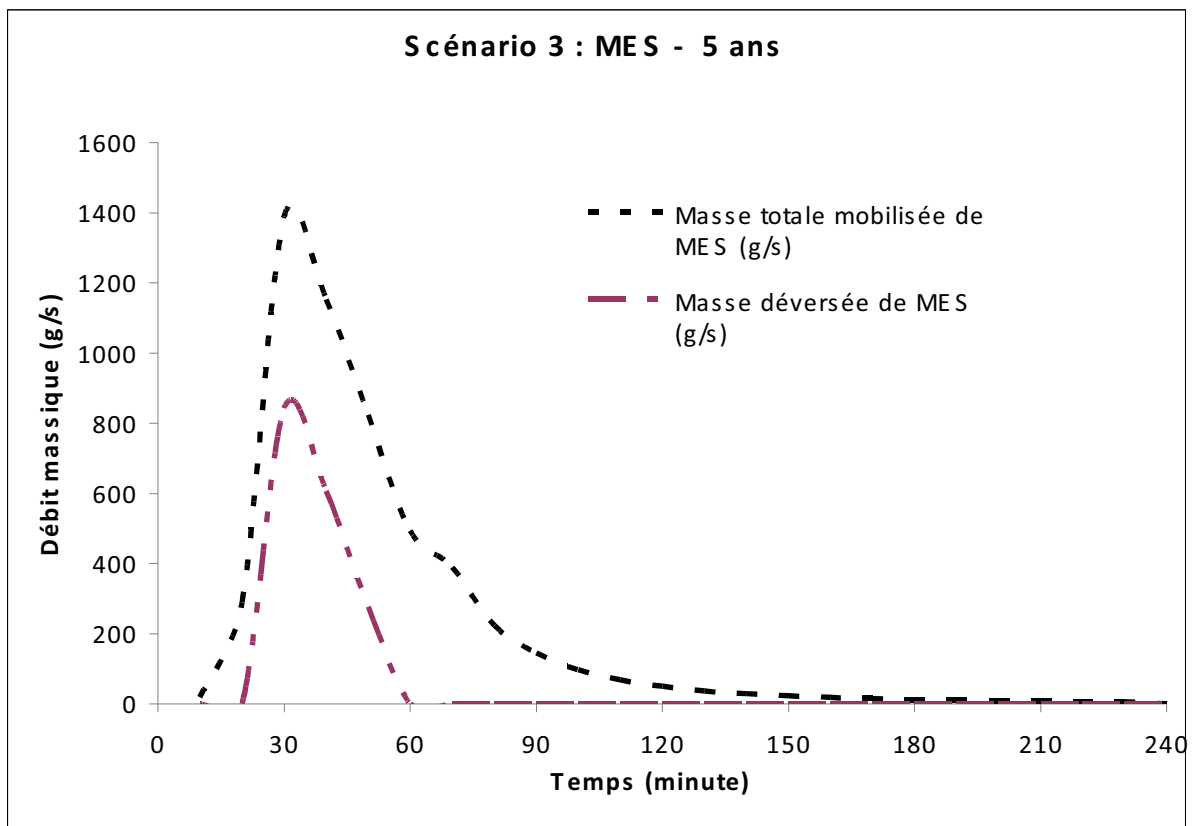


Figure 4.56 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 5 ans.

Pour une période de retour de 10 ans, on enregistre un déversement de 43 % de la masse totale mobilisée, soit 1 882 kg qui était de 2 570 kg pour le scénario 2. La figure 4.57 montre le synchronisme parfait entre les deux courbes, ainsi, on peut conclure que même l'application des deux pratiques de gestion optimales proposées n'a pas résolu le problème de la pollution et du rejet dans le milieu récepteur. Ainsi, le modèle « Rating Curve modifié » et malgré ses performances ne reflète pas la réalité puisqu'il continue à produire des polluants dans le temps même avec des fortes pluies. Or, réellement, les matières en suspension seront transportées rapidement par les fortes pluies, ainsi, on peut dire que la durée d'arrachement des particules est en fonction aussi de l'intensité de la pluie et des paramètres physiques du bassin versant (pente, imperméabilisation, ..).

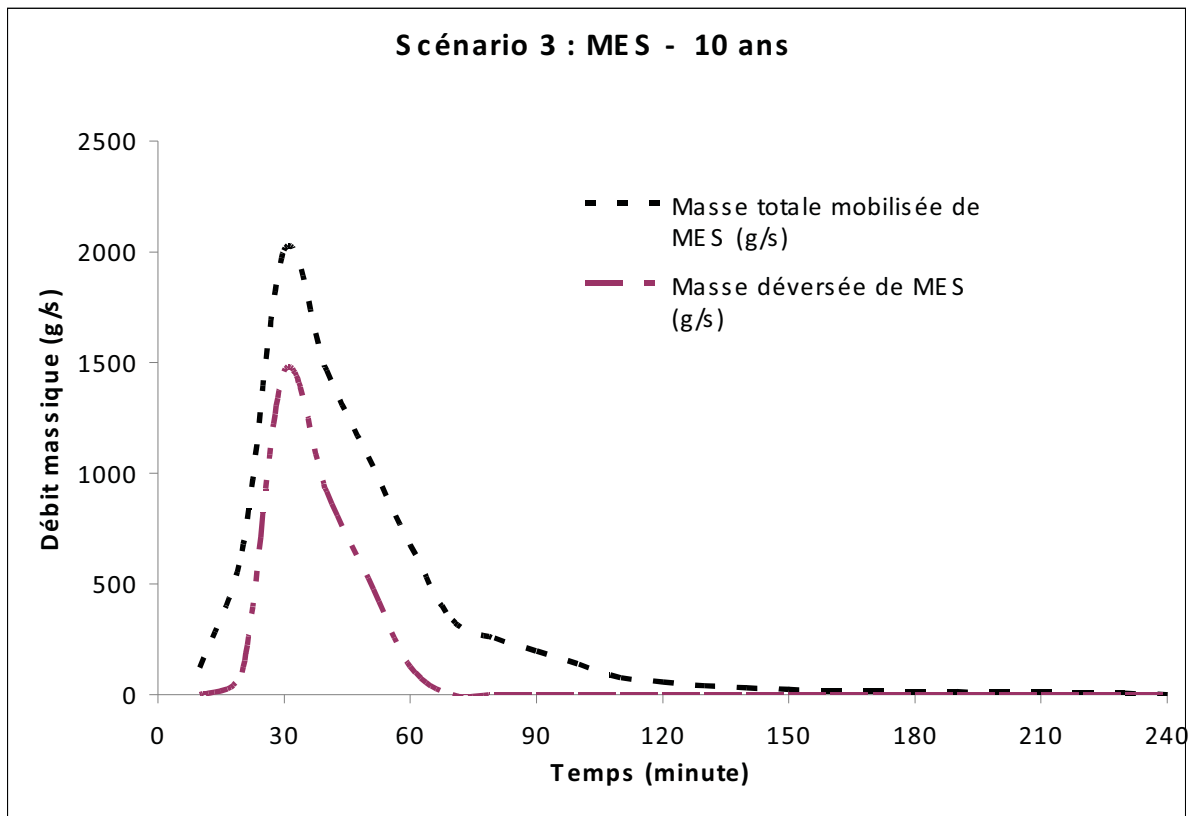


Figure 4.57 Variation des masses mobilisées et déversées de MES pour une période de retour de 10 ans.

Les figures 4.58 à 4.63 représentent la variation des masses de DBO mobilisées et déversées en fonction du temps pour différentes période de retour.

La figure 4.58 illustre la variation des masses de DBO pour une période de retour de 4/1 an, pour cette fréquence de pluie et après implantation des deux pratiques de gestion optimale (réseau de sub-surface et rétention) on n'enregistre pas de déversement de DBO dans le milieu récepteur, ainsi, toute la masse mobilisée sera acheminée vers la station d'épuration. La rétention prévue a permis un laminage des crues dans le réseau, ainsi, les trois pointes enregistrées pour la même période de retour dans le scénario 2, ont été absorbées et on enregistre pour le scénario 3 une seule pique.

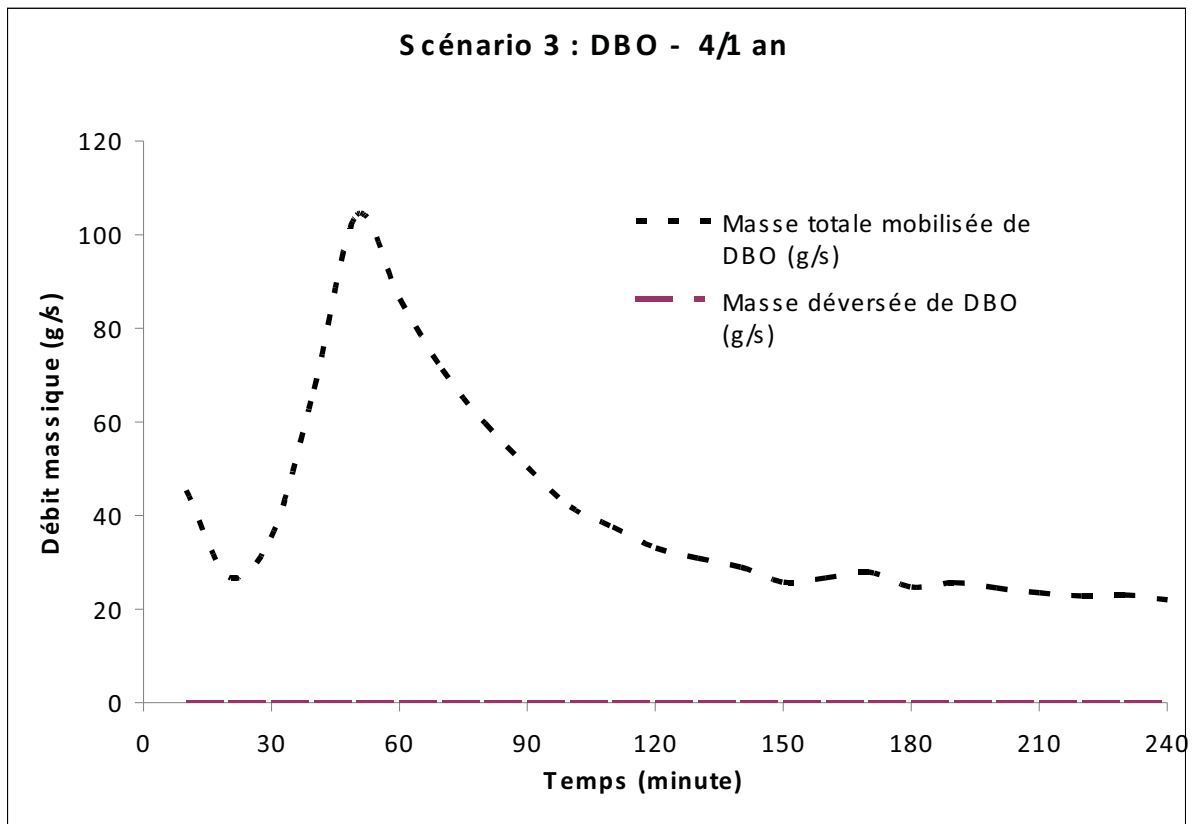


Figure 4.58 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 4/1 an.

La figure 4.59 représente la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an. Le réseau commence à provoquer des déversements de DBO dans le milieu récepteur. Le taux de déversement enregistré pour ce cas est de 2 %, il était de 5 % pour le scénario 2 et de 26 % pour le scénario 1. Ainsi, pour les 643 kg de DBO mobilisées, seulement 10 kg seront déversées. Suite à l'implantation des ouvrages de rétention, la deuxième pointe de la courbe (figure 4.35) du scénario 1 a disparu suite au phénomène de laminage des crues.

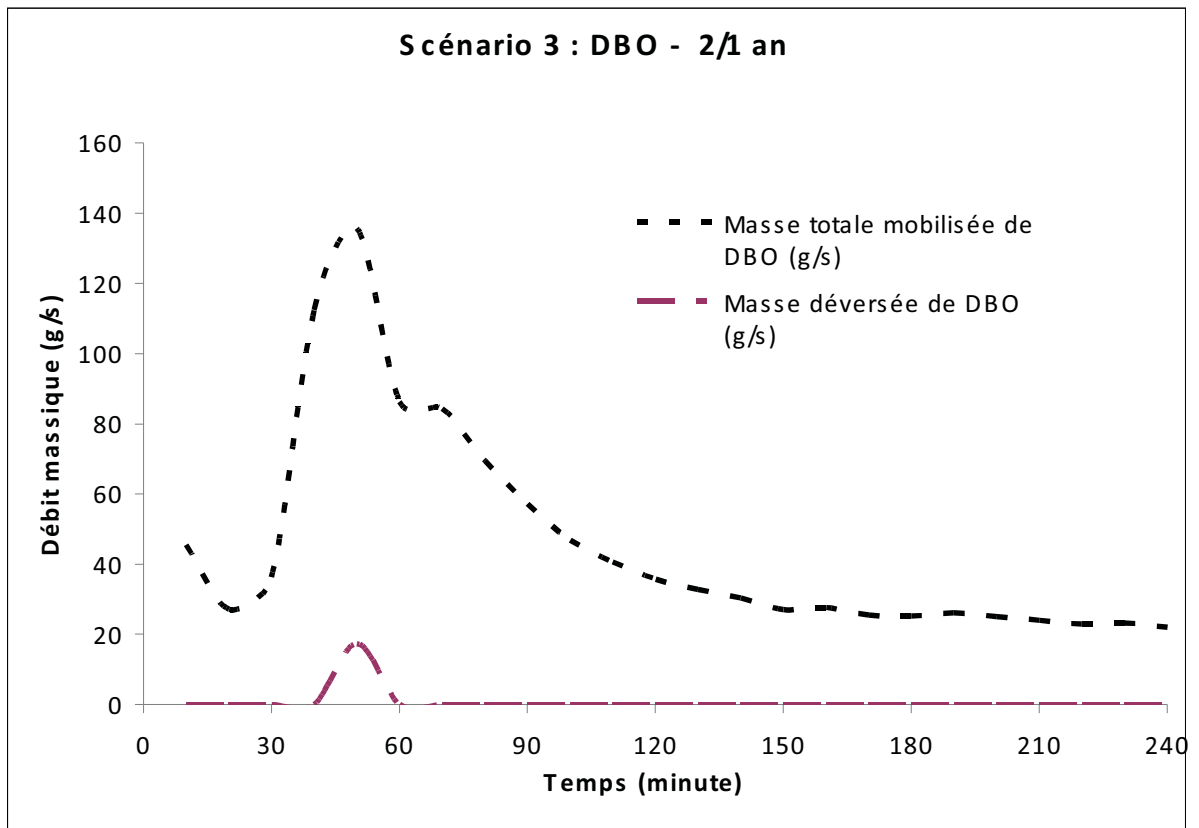


Figure 4.59 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.60 illustre la variation dans le temps des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an. Après application des deux pratiques de gestion optimale, le taux de déversement de DBO dans le milieu récepteur passe de 38 % (soit 297 kg) pour le scénario 1, à 10 % (84 kg) pour le scénario 2 pour atteindre 3, 11 % pour le scénario soit seulement 84 kg. La pointe des deux courbes est atteinte après 40 minutes du début de l'évènement, celle de la masse mobilisée est de 120 kg, tandis que celle de la masse déversée est de 50 kg. La deuxième pointe du pollutogramme de la masse totale mobilisée (scénario 2) est éliminée dans le scénario 3 suite au laminage de crue assuré par la rétention proposée.

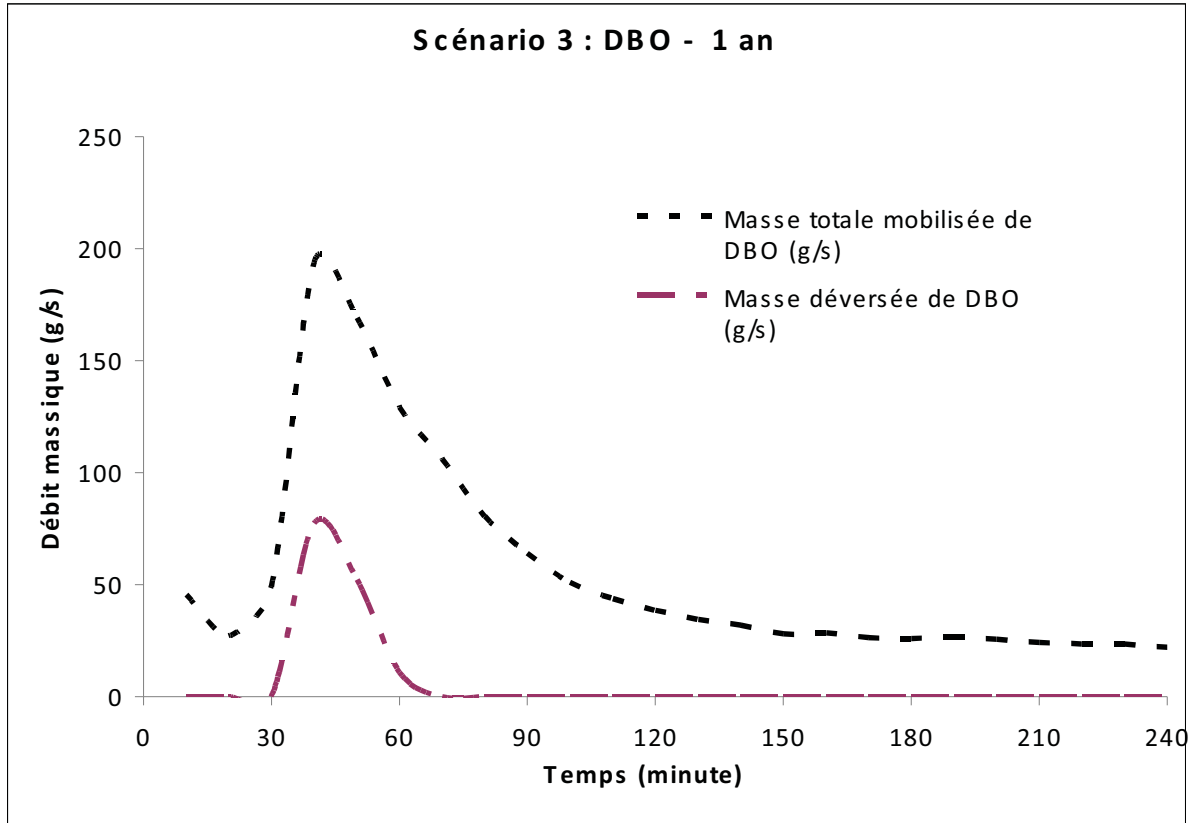


Figure 4.60 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 1 an.

Pour une période de retour de 2 ans, les masses totales mobilisées de DBO dans le secteur I de l'arrondissement de Verdun est de 881 kg. Suite à l'application des pratiques de gestion optimales, la masse déversée présente un taux de 16 % soit 141 kg, ce taux était de 43 % pour le scénario 1. La pointe de la masse totale mobilisée est à environ 140 kg, celle de la masse déversée est de 70 kg (figure 4.61).

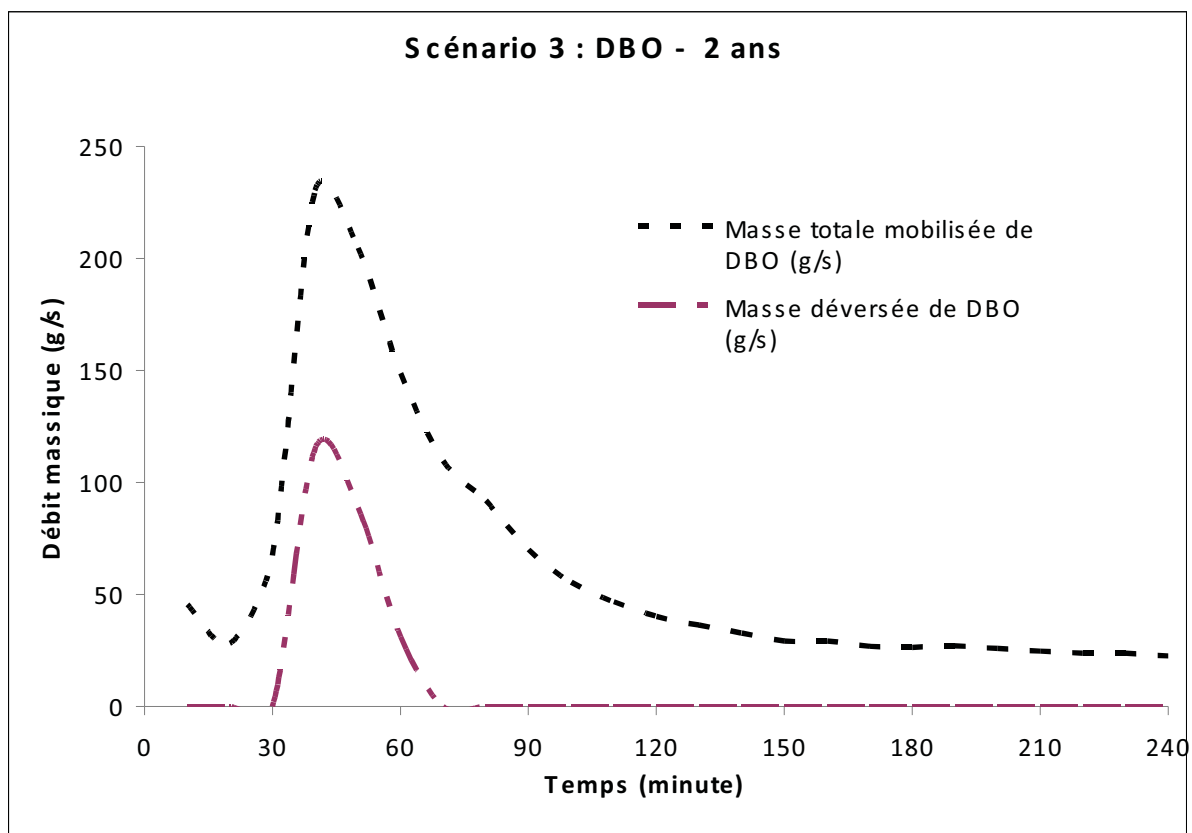


Figure 4.61 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.62 représente la variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans. La courbe des masses déversées commence à prendre l'allure de celle des masses totales mobilisées, ainsi, la masse totale mobilisée est de 959 kg, de cette masse, on enregistre le déversement de 181 kg, soit environ 19 %. En comparaison avec les deux autres scénarios, le taux de déversement de DBO était successivement de 54 % et 27 % pour les scénarios 1 et 2, ce qui représente une réduction de déversement d'environ 50 % par rapport au scénario 2 et 200 % par rapport au scénario 1. Ceci reflète l'importance des PGO dans la gestion des eaux pluviales.

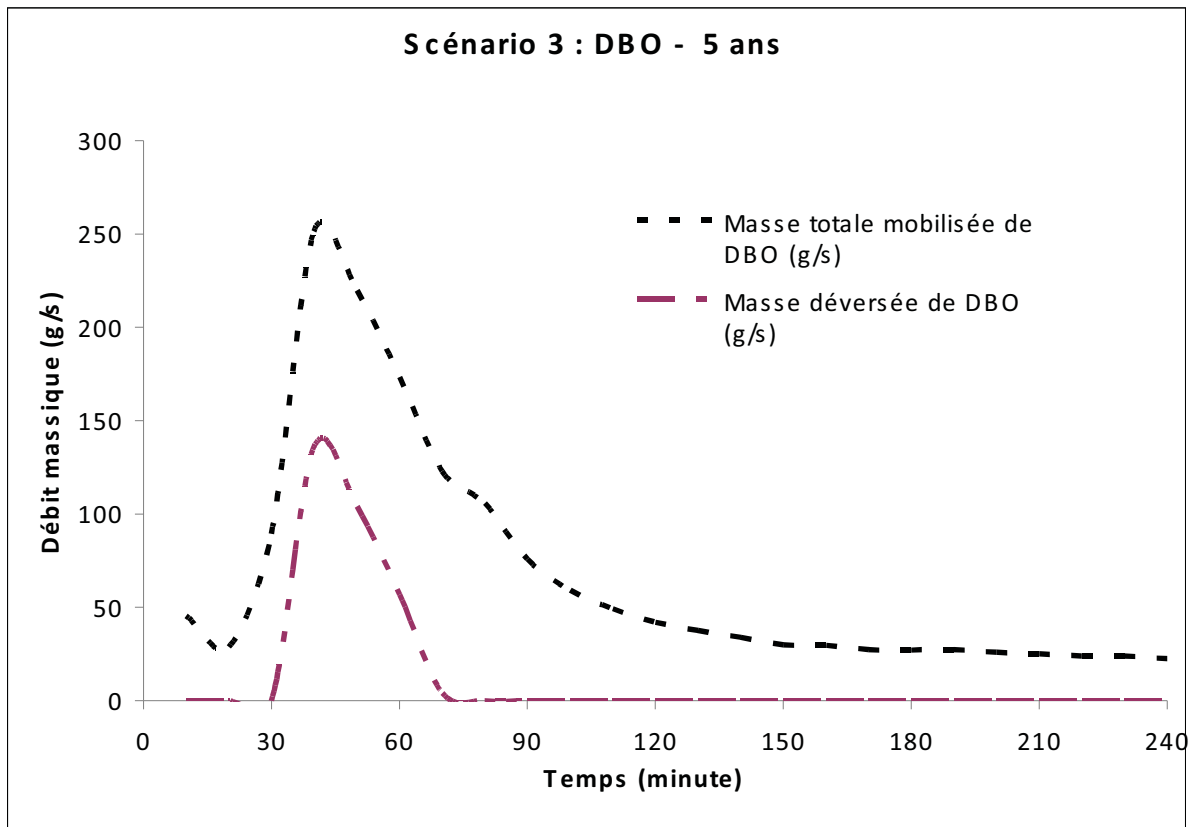


Figure 4.62 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 5 ans.

Il ressort de la figure 4.63 ci-après que les deux courbes se resserrent de plus en plus comparés avec les cas précédents puisqu'elles présentent le taux de déversement le plus élevé soit 27 %. Ce taux est équivalent à celui du scénario 1 pour une période de retour de 2/1 an, ce qui implique l'importance de l'application des PGO dans les réseaux d'eaux pluviales. La variation de la masse totale mobilisée en fonction du temps présente un maximum de 200 kg, celle de la masse déversée est de 130 kg.

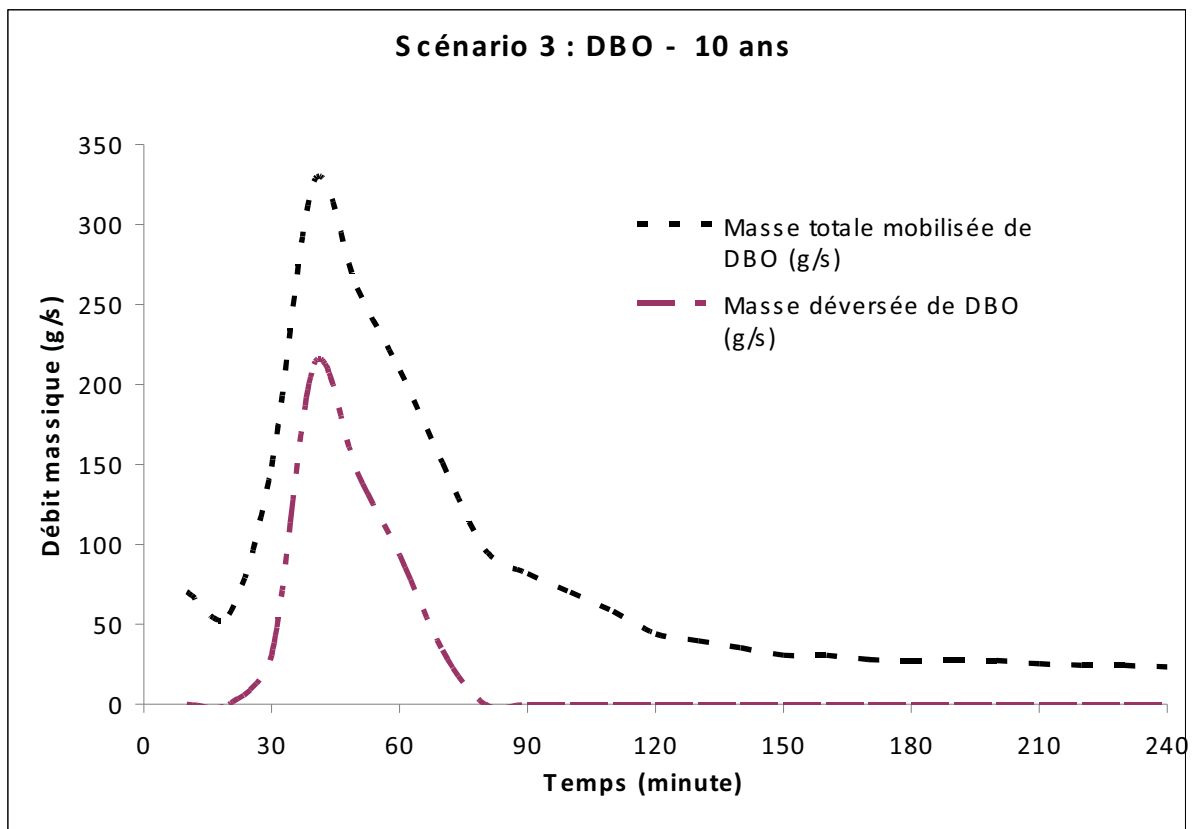


Figure 4.63 Variation des masses mobilisées et déversées de DBO pour une période de retour de 10 ans.

Dans le souci de présenter une modélisation réelle de notre réseau, les figures (4.64 à 4.69) suivantes présentent la variation des charges polluantes et les volumes déversés pour chaque période de retour. Cette variation est présentée aussi en fonction du débit potentiel pouvant être intercepté par la structure de régulation à l'entrée de la station Rhéaume.

La figure 4.64 illustre la variation des charges polluantes et du volume débordé en fonction des différentes périodes de retour et pour un débit potentiel intercepté de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$. En adoptant ce débit potentiel, le volume débordé varie entre 20 % et 50 % entre les périodes de retour de 4/1 an et 10 ans, la variation des masses déversées est identique à celle du volume débordé. La masse déversée de MES varie entre 30 % et 75 %.

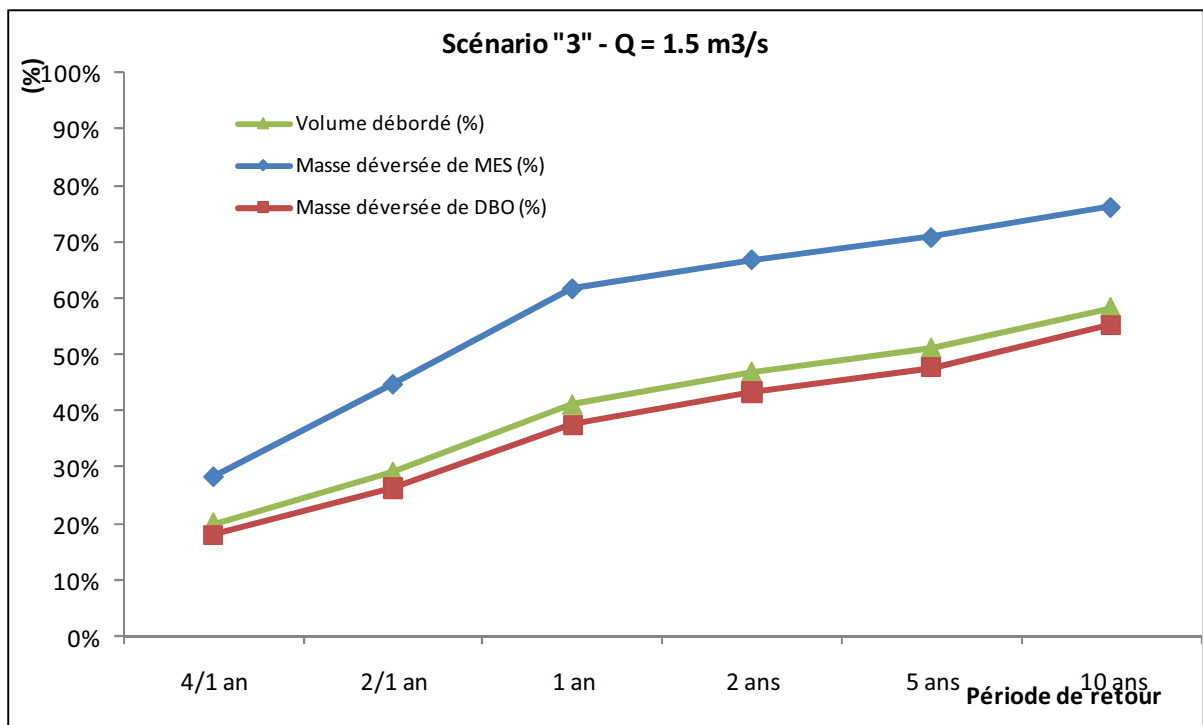


Figure 4.64 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le pourcentage du volume débordé pour un débit potentiel de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, varie de 10 % et 40 % pour une période de retour allant de 4/1 an à 10 ans (figure 4.65). Malgré l'implantation des pratiques de gestion optimale (réseau de sub-surface et ouvrage de rétention), le réseau de drainage urbain du secteur I de l'arrondissement de Verdun provoque des déversements des deux polluants (MES et DBO), à titre d'exemple, pour une période de retour de 10 ans, le pourcentage des masses déversées de DBO est de 40 %, celui de MES déversées est de 65 %.

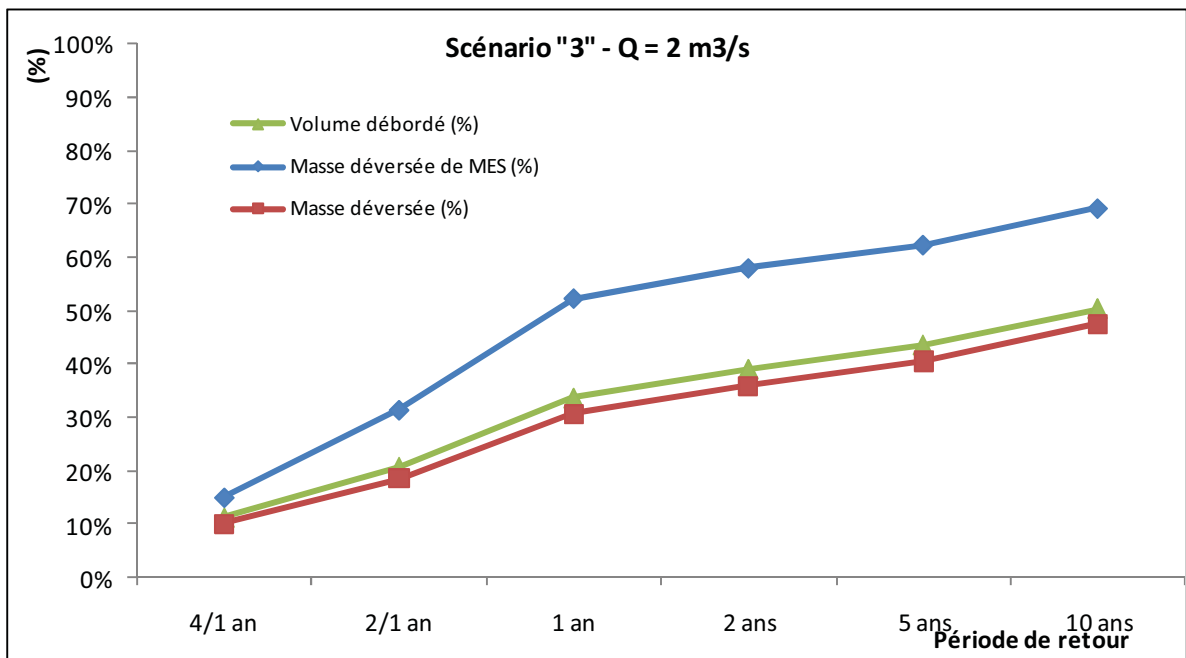


Figure 4.65 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour un débit potentiel de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$, les pourcentages de volume débordé et des masses déversées de polluants continuent à diminuer par rapport aux autres cas de débits potentiels. Le pourcentage de volume débordé varie entre 5 % et 30 % (figure 4.42) respectivement pour des périodes de retour allant de 4/1 an et 10 ans. En comparaison avec les scénarios 1 et 2, on enregistre une amélioration sur le plan hydraulique et par conséquent sur le plan qualité.

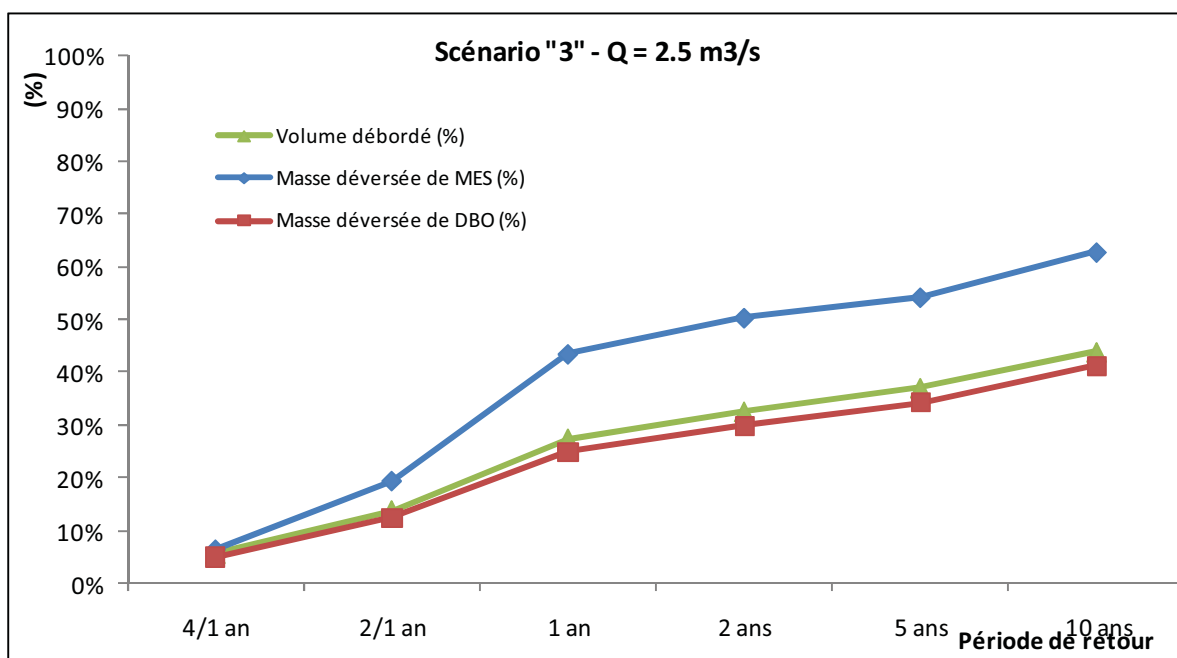


Figure 4.66 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.67 illustre la distribution des charges polluantes (MES et DBO) et du volume débordé pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Les pourcentages du volume débordé ainsi que les masses polluantes déversées continuent à diminuer avec l'augmentation du débit potentiel. En interceptant $3 \text{ m}^3/\text{s}$, ces taux sont presque nuls pour une période de retour de 4/1 an, pour atteindre successivement pour une période de retour de 10 ans, 30 % pour le volume débordé et la masse déversée de DBO et 50 % pour la masse déversée de MES.

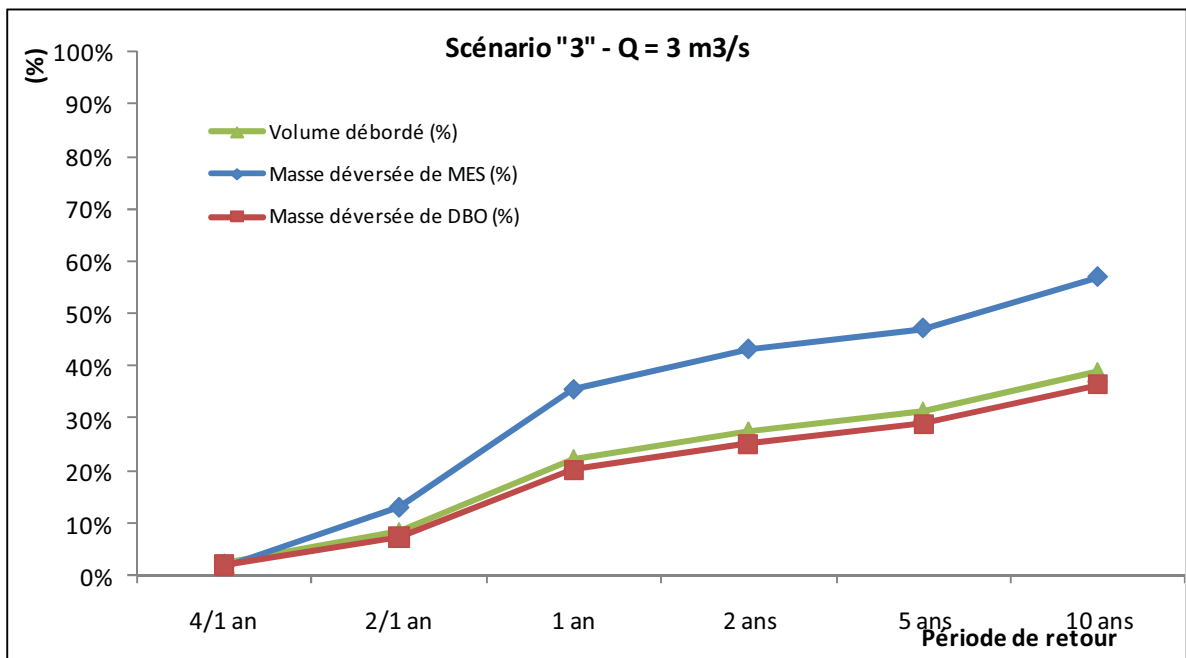


Figure 4.67 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'analyse des résultats de la distribution des charges polluantes et du volume débordé pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 4.68) a permis de conclure que le volume débordé varie entre 0 et 25 % en fonction des périodes de retour. Le réseau permet des débordements et par conséquent des déversements de polluants à compter de la période de retour de 2/1 an.

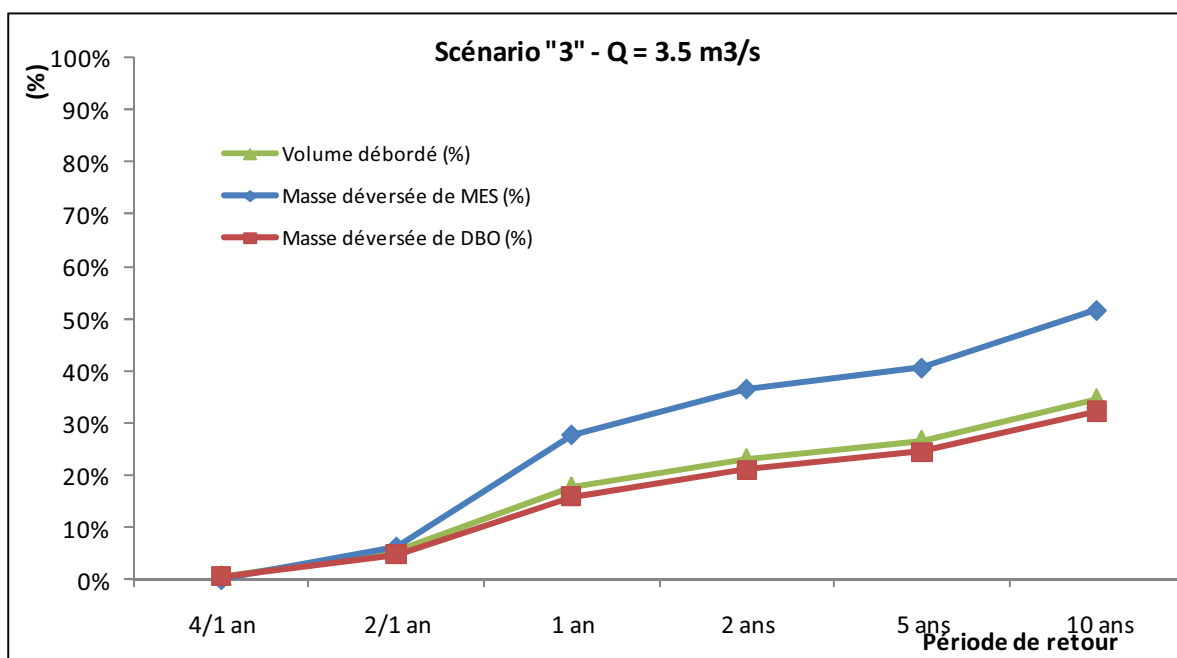


Figure 4.68 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure 4.69 montre que pour un débit maximal potentiel d'interception de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$ on enregistre des débordements au-delà des pluies de période de retour de 2/1 an, ce qui implique par conséquent des déversements de polluants dans le milieu récepteur. En comparaison avec les cas précédents, et à titre d'exemple pour une pluie de 10 ans, le volume débordé varie entre 60 % pour le scénario 1 et 25 % pour les scénarios 2 et 3, ce qui implique l'importance que joue le débit potentiel intercepté dans la gestion des eaux dans les réseaux de drainage urbain.

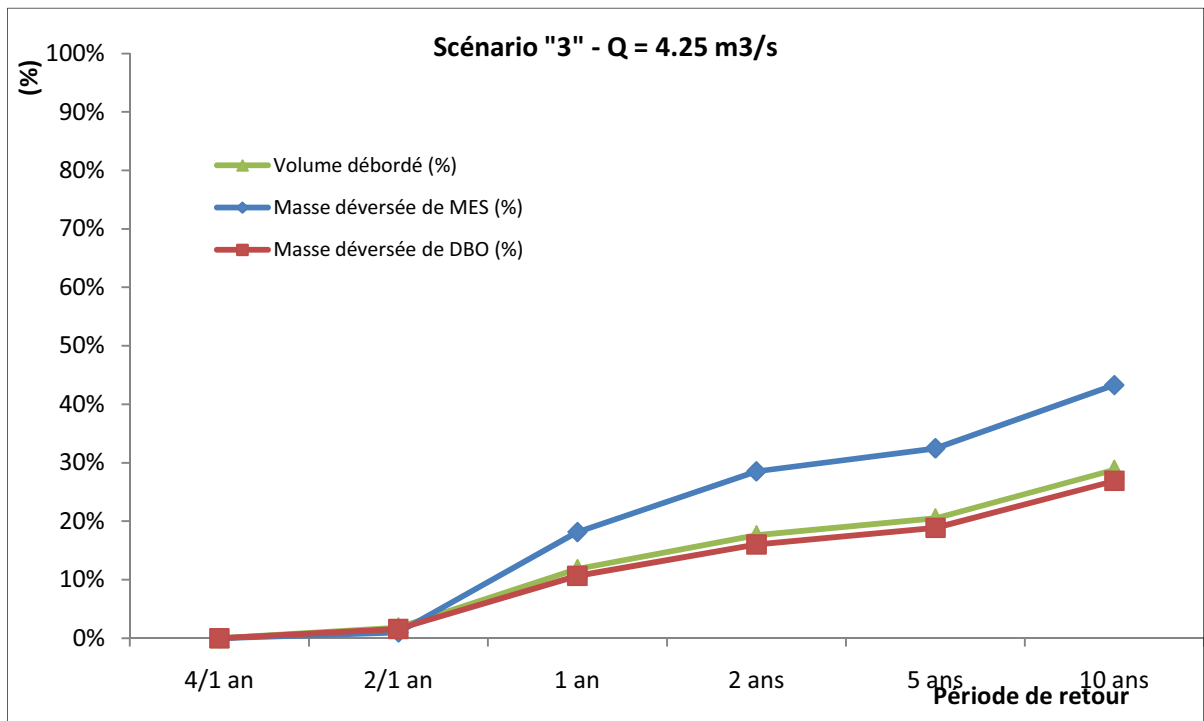


Figure 4.69 La distribution des charges polluantes et des volumes déversés pour un débit potentiel intercepté de $4.25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Suite à l'analyse des résultats et des figures ci-dessus nous concluons que les pourcentages des masses polluantes et des volumes déversés diminuent en fonction du débit potentiel maximal intercepté par la structure de régulation. À titre d'exemple, pour avoir une fréquence de débordement de 4/1 an, la ville de Montréal doit régler sa structure de régulation afin d'intercepter au moins $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Afin d'analyser l'importance du phénomène du premier flot, le pollutogramme et l'hydrogramme pour chaque période de retour ont été traduits dans les figures (4.70 à 4.75) en terme de charges transitées de MES en fonction des volumes écoulés selon l'équation (1.1). Les courbes sont très similaires et largement au dessus de la diagonale, ainsi on peut affirmer l'existence du phénomène du premier flot.

L'allure des courbes change en fonction de la période de retour, ainsi le phénomène du premier flot est plus prononcé au-delà de 4/1 an. Ceci confirme l'hypothèse que l'augmentation du débit de ruissellement se traduit par une augmentation de la contrainte hydraulique de cisaillement à la surface du bassin versant qui intervient dans l'arrachement des particules solides sur le bassin.

La figure 4.70 illustre la variation des rapports de MES en fonction du rapport des volumes pour une période de retour de 4/1 an après implantation des deux pratiques de gestion optimales (le réseau de sub-surface et la rétention). La courbe est au-dessus de la diagonale, mais on n'enregistre pas le phénomène du premier flot puisque les premiers 20 % des volumes ruisselés, il y a 38 % de la charge polluante.

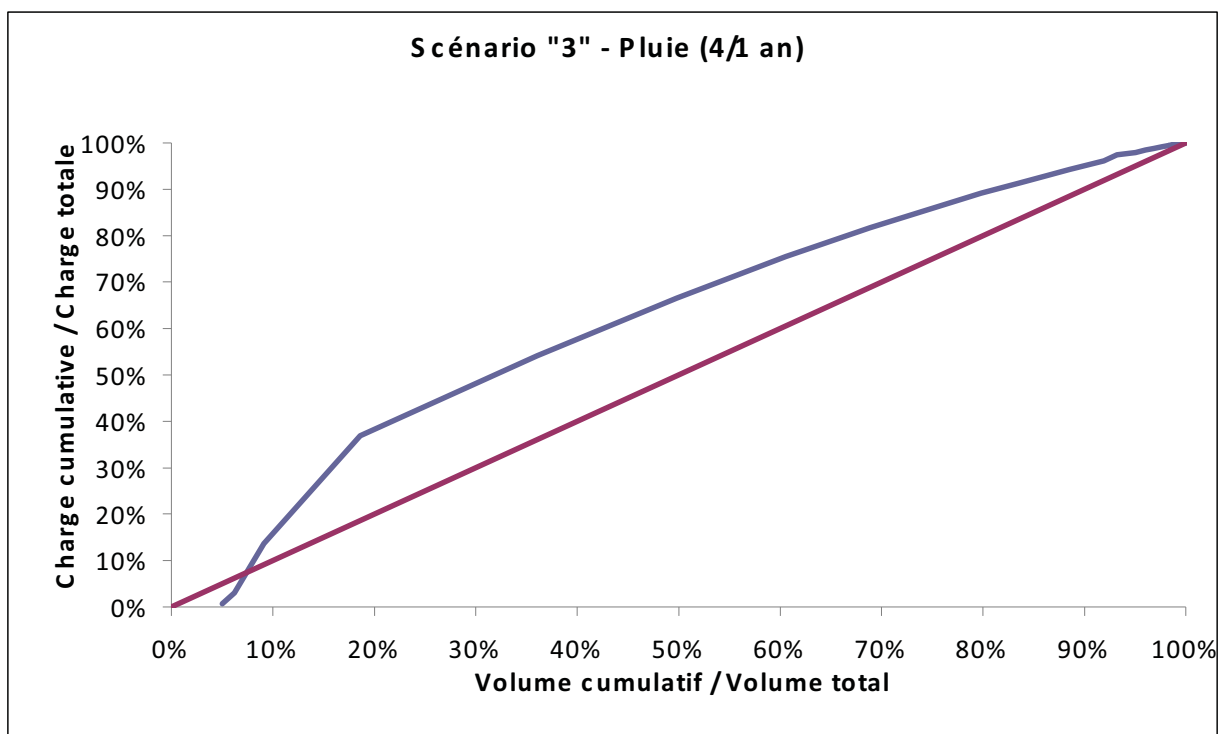


Figure 4.70 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 4/1 an.

Pour la pluie de projet de 2/1 an après implantation des deux pratiques de gestion optimales (le réseau de sub-surface et la rétention), la courbe (figure 4.71) montrant la variation des rapports de charge en fonction des rapports des volumes est au-dessus de la diagonale, les premiers 20 % du volume ruisselé, on a 38 % de la charge polluante. On peut ainsi conclure l'existence du phénomène du premier flot. Le pourcentage de la charge polluante était de 40 % pour le scénario 2, d'où l'importance des ouvrages de rétention sur la régularisation et la gestion de la pollution dans un bassin versant urbanisé.

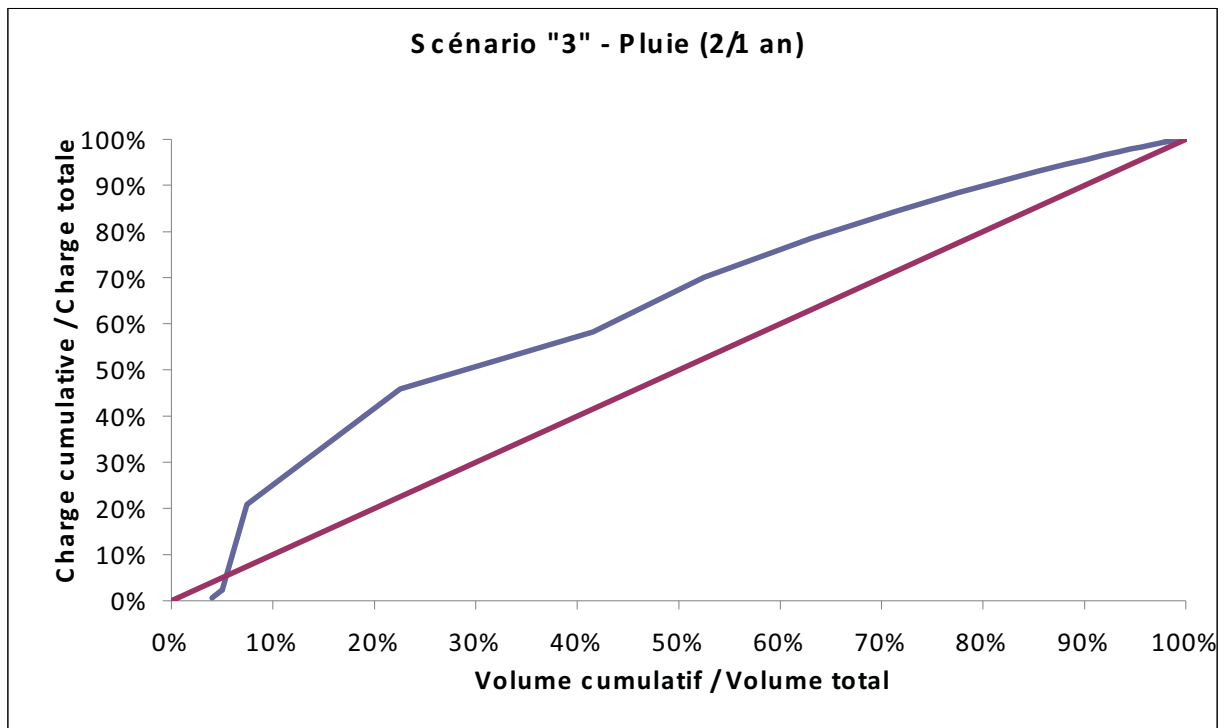


Figure 4.71 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2/1 an.

La figure 4.72 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an. Dans la première partie de la courbe (les premiers 2 % des volumes), la courbe est au dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant et dans les conduites. Dans la deuxième partie, la courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premier 20 % du volume de ruissellement, il y a 40 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

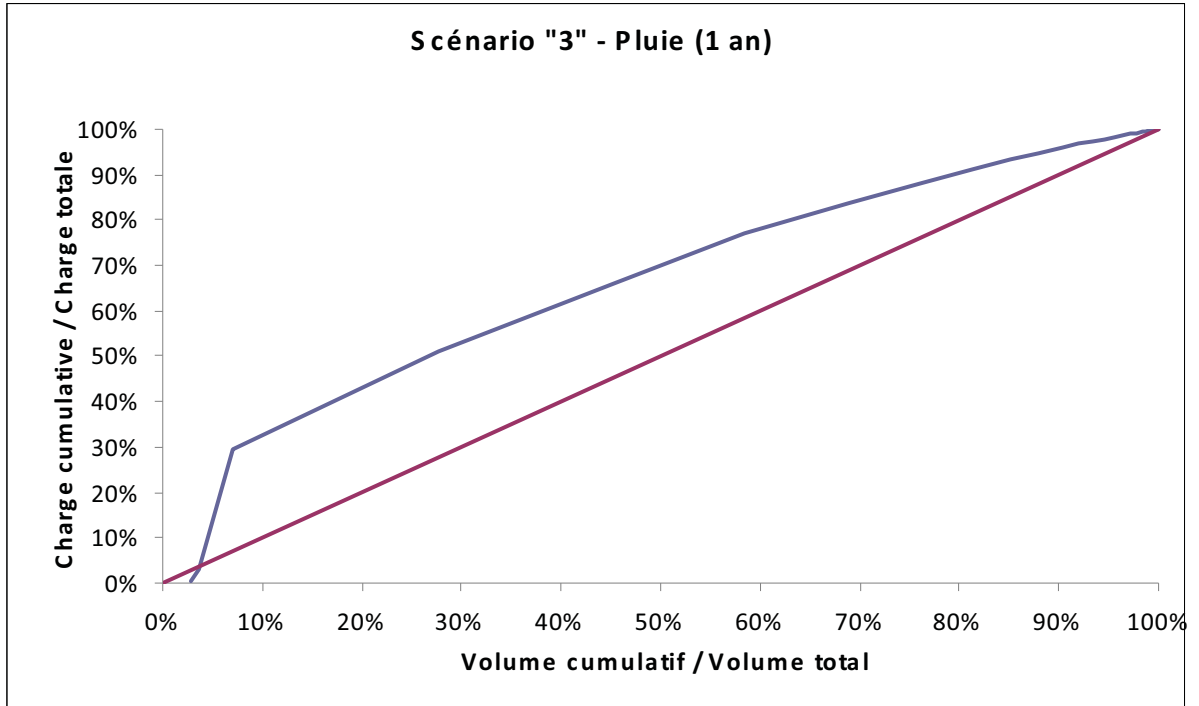


Figure 4.72 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 1 an.

La figure 4.73 illustre la variation des rapports de MES en fonction du rapport des volumes pour une période de retour de 2 ans après l'implantation du réseau de sub-surface. La courbe est au-dessus de la diagonale, mais on n'enregistre pas le phénomène du premier flot puisque les premiers 20 % des volumes ruisselés, il y a 40 % de la charge polluante, elle était de 20 % pour le scénario 1.

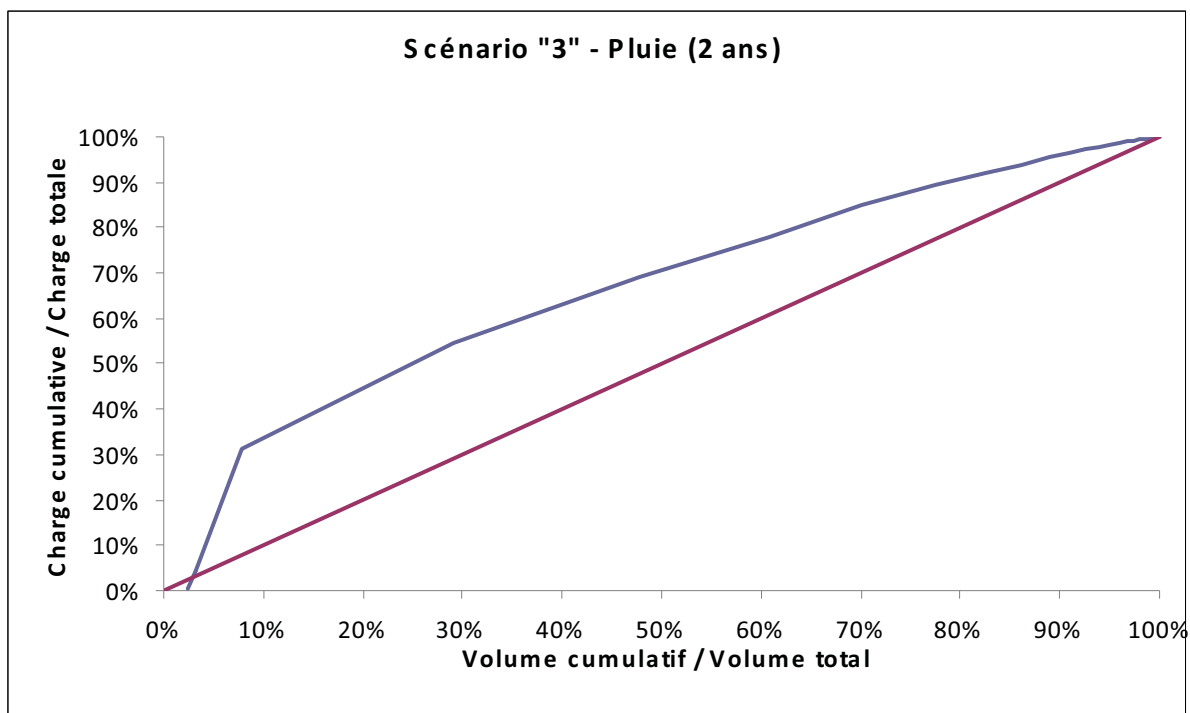


Figure 4.73 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 2 ans.

La figure 4.74 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans. Dans la première partie de la courbe (les premiers 1 % des volumes), la courbe est au dessous de la diagonale, ceci est expliqué par le fait que le débit est assez faible pour provoquer l'arrachement des particules solides sur le bassin versant. Dans la deuxième partie, la courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 40 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

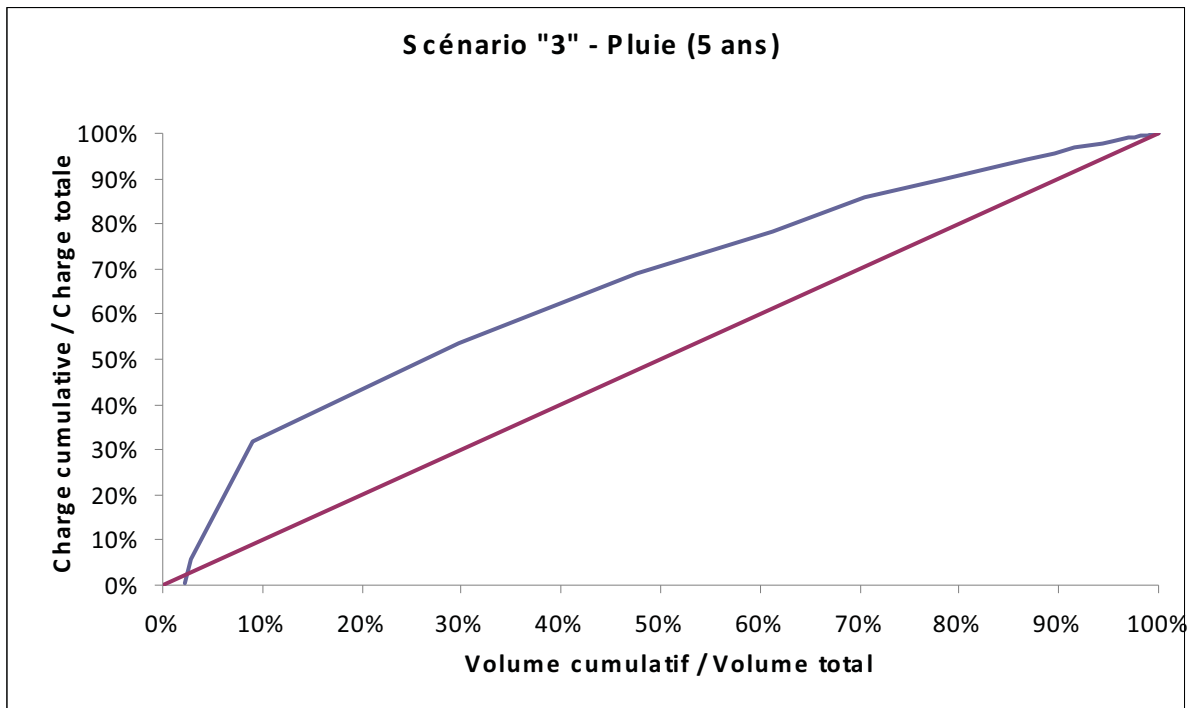


Figure 4.74 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 5 ans.

La figure 4.75 présente la variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans. La courbe est largement au dessus de la diagonale, ainsi, le phénomène du premier flot est prononcé. À titre d'exemple, pour les premiers 20 % du volume de ruissellement, il y a 40 % de la charge polluante, ce qui confirme l'existence du phénomène du premier flot.

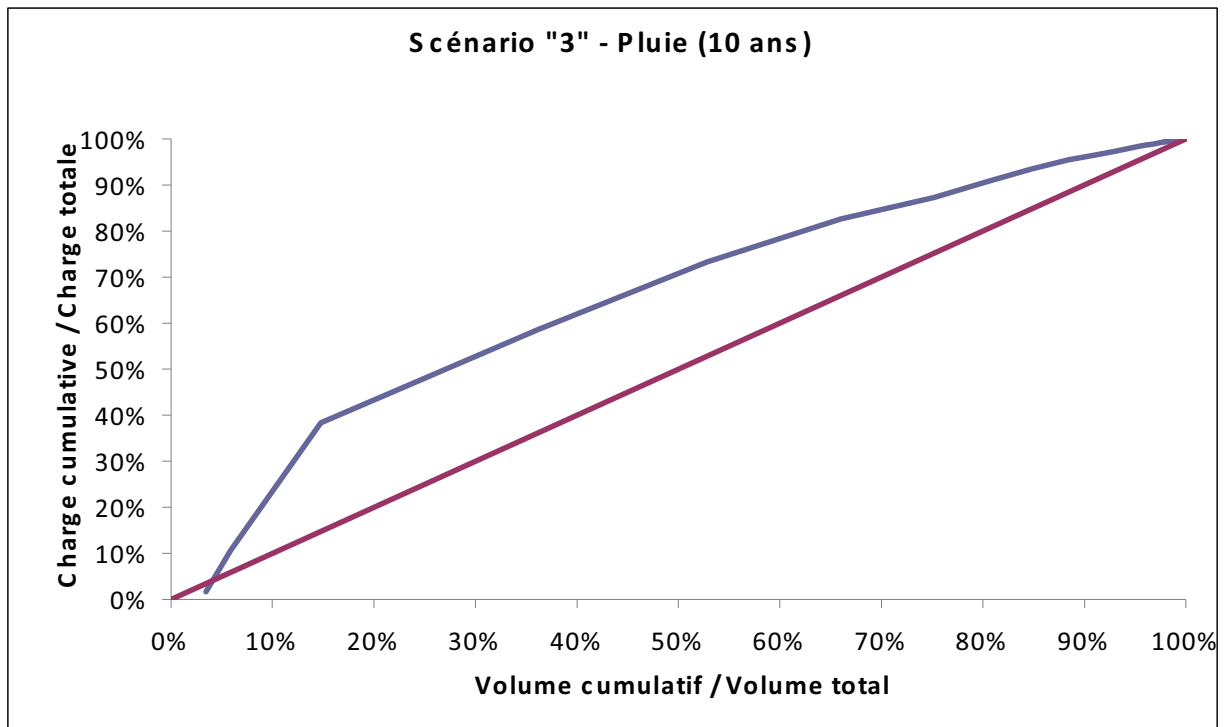


Figure 4.75 Variation des rapports des MES en fonction des rapports des volumes pour une période de retour de 10 ans.

En conclusion, on peut dire que l'application des PGO atténue à la fois la fréquence de débordement et le niveau de pollution au niveau du milieu récepteur. Ainsi, le réseau répondra bien aux objectifs tant sur le plan hydraulique qu'environnemental. Les masses déversées et les volumes débordés viennent du réseau de sub-surface qui déverse une partie de ces eaux drainées directement dans le fleuve St-Laurent.

CONCLUSION

L'objectif principal de ce présent travail est l'amélioration de la qualité des milieux récepteurs en vue de redonner aux citoyens l'usage des plans d'eau de meilleure qualité en tentant à travers des pratiques de gestion des eaux pluviales de réduire les débordements et les refoulements dans les réseaux de drainage urbain.

Afin d'atteindre cet objectif, deux objectifs secondaires ont été fixés. Le premier a visé de démontrer les avantages quantitatifs liés à l'application des pratiques de gestion optimales (PGO) dans le cas du réseau de drainage du bassin I de l'arrondissement de Verdun de la ville de Montréal. En effet, les PGO adoptées ont permis de diminuer les volumes débordés et la fréquence de refoulement du réseau existant tout en favorisant la séparation des réseaux dans le scénario 2 et la rétention dans le scénario 3. Les deux pratiques ont été fixées après l'élaboration de tout un processus de sélection qui tient compte de plusieurs paramètres régionaux et techniques. Du point de vue hydraulique, ces pratiques ont induit un abattement du débit de pointe qui peut même atteindre 70 % pour une période de retour de 10 ans et en appliquant simultanément les deux pratiques (scénario 3).

Le deuxième objectif a porté sur l'analyse qualitative des eaux déversées dans le milieu récepteur. Ainsi, il s'agit d'exploiter trois approches, le modèle de « Rating Curve » pour la modélisation du transport des matières en suspension, les équations de mélange ou de dilution pour la détermination des concentrations des DBO, et enfin, la formulation mathématique du phénomène du premier flot. Cette analyse a mis en évidence la réduction significative de la pollution par la mise en œuvre des PGO proposées.

L'étude de cas a confirmé l'importance de l'application des PGO afin d'améliorer les conditions de drainage urbain et la qualité des eaux rejetées dans les milieux récepteurs. Et met en évidence un plan de base de gestion des infrastructures en fonction de l'intensité de pluie. Toutefois, la Ville de Montréal aura la vigilance d'opérer les ouvrages de régulation et

de rétention en fonction de leur attente en matière de pollution et de fréquence de débordement.

ANNEXE I

Fonctionnement du système station Réhaume et intercepteur sud

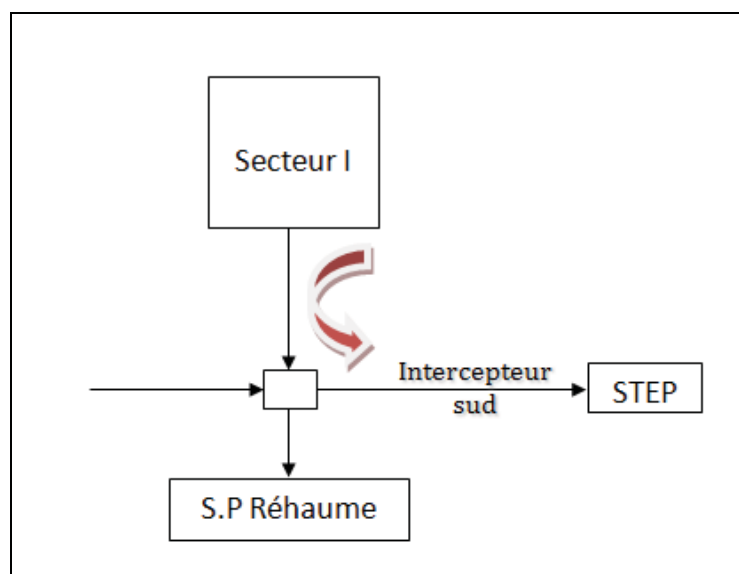


Figure AI.1 Fonctionnement en temps sec.

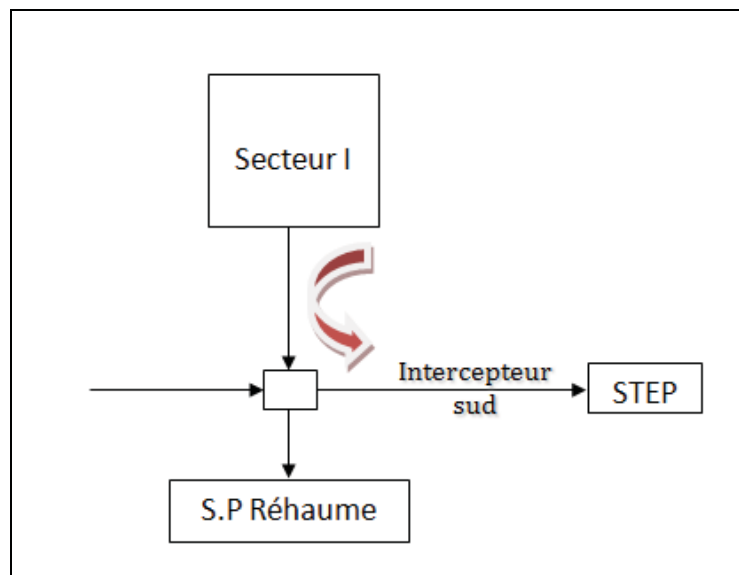


Figure AI.2 Fonctionnement en temps humide.

ANNEXE II

Résultats de l'étalonnage du modèle Rating Curve

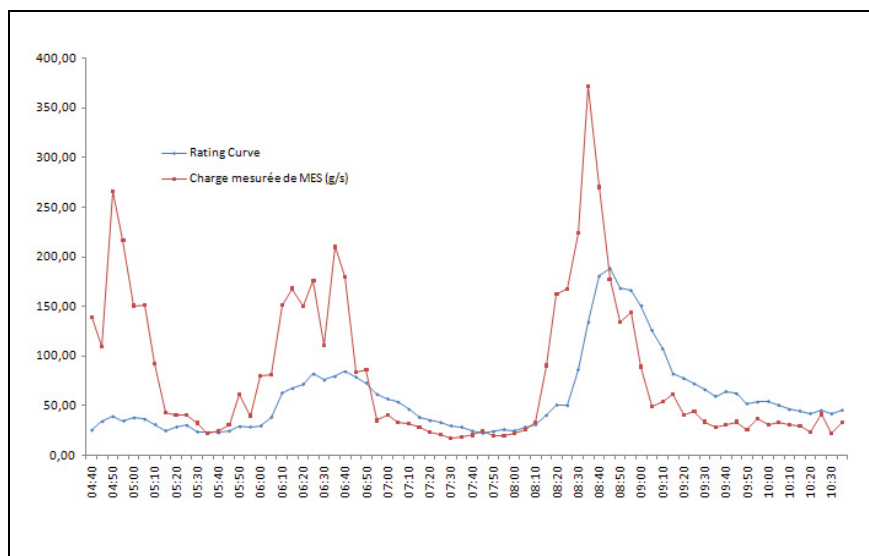


Figure AII.1 Comparaison entre les charges mesurées le 30 septembre 1999 et les charges simulées.

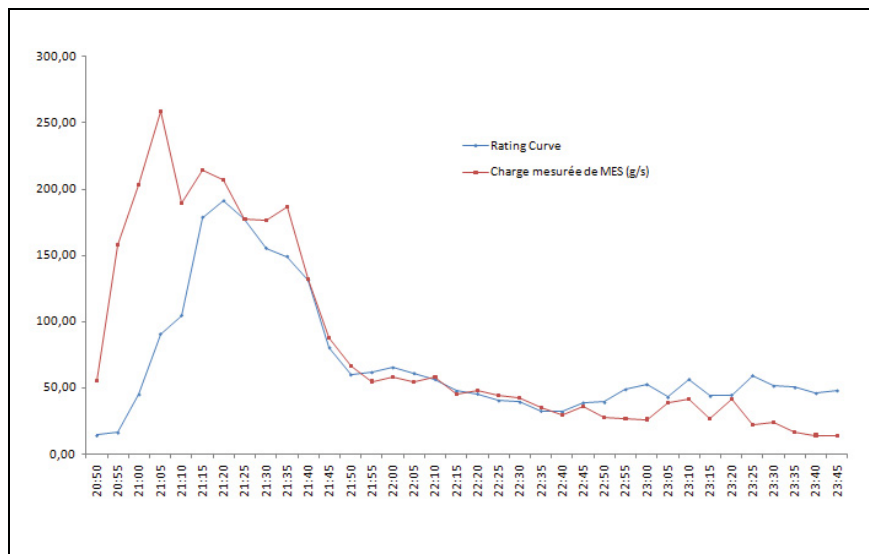


Figure AII.2 Comparaison entre les charges mesurées le 13 octobre 1999 et les charges simulées.

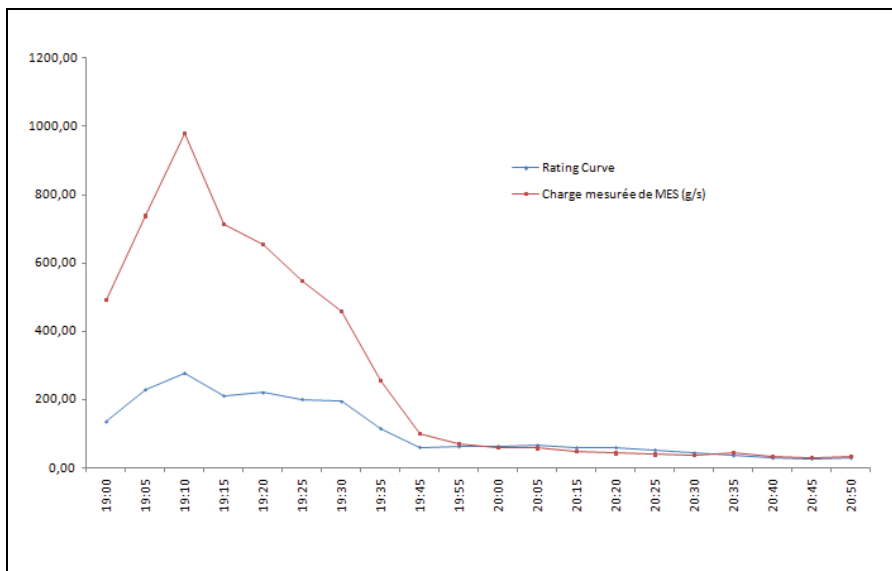


Figure AII.3 Comparaison entre les charges mesurées le 12 septembre 2000 et les charges simulées.

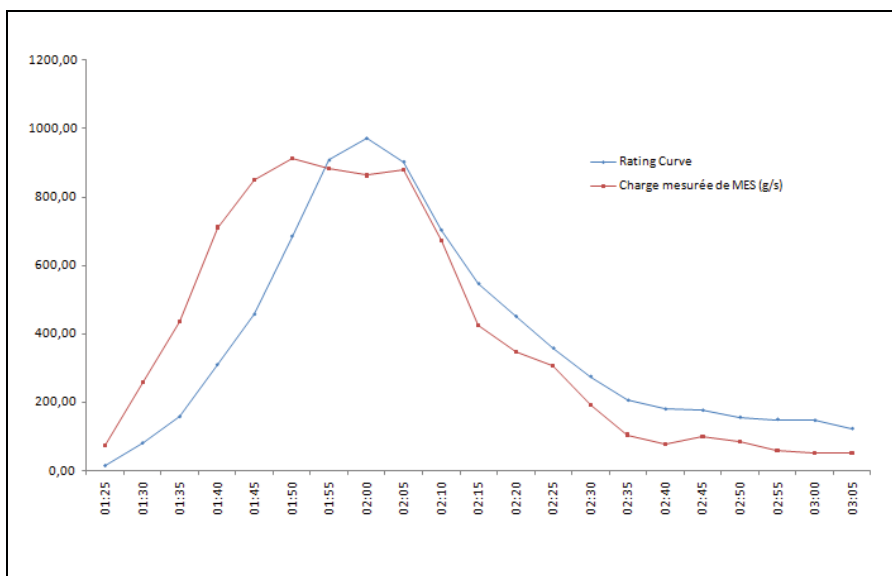


Figure AII.4 Comparaison entre les charges mesurées le 16 août 2000 et les charges simulées.

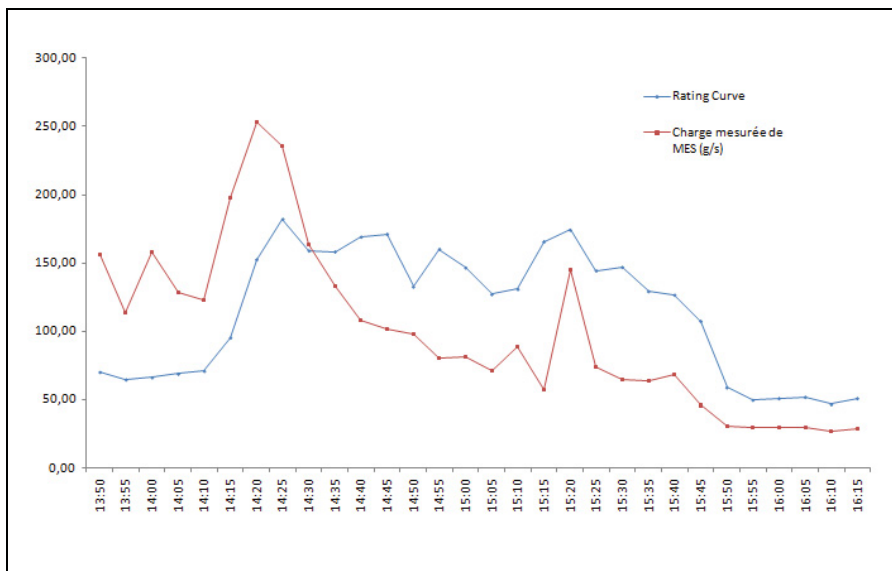


Figure AII.5 Comparaison entre les charges mesurées le 23 août 2000 et les charges simulées.

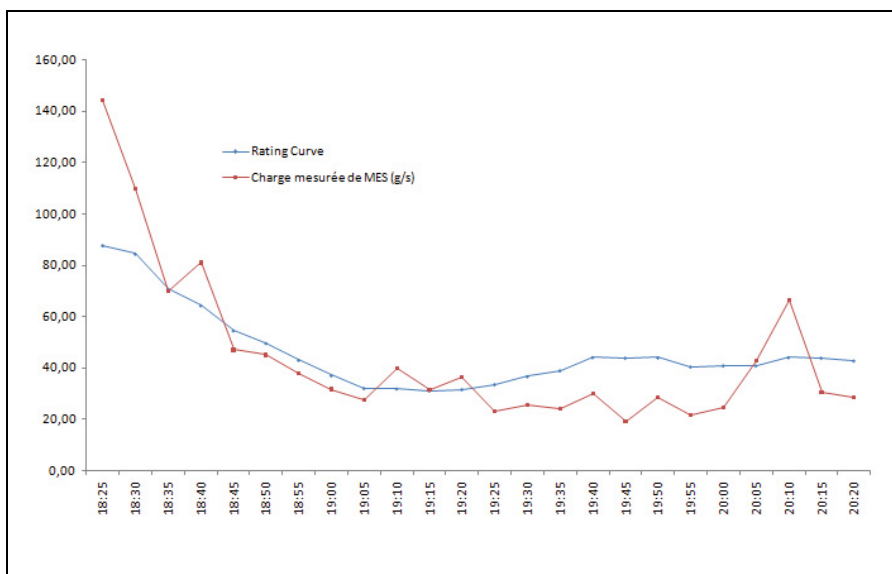


Figure AII.6 Comparaison entre les charges mesurées le 24 septembre 1999 et les charges simulées.

ANNEXE III

Choix des PGO

Tableau AIII.1 But et objectifs des pratiques optimales de gestion des eaux pluviales

	Objectifs techniques	Catégorie de critères				
		Captage des eaux de pluie et de captage	Atténuation des débits	Amélioration de la qualité de l'eau	Adduction des petits et grands débits	Sustentation du couloir riverain
1	Créer des milieux aquatiques et terrestres sains					
2	Réduire les effets de l'érosion ou de la sédimentation					
3	Préserver ou rétablir les processus hydrologiques naturels et encourager l'infiltration et la restauration de l'humidité du sol					
4	Protéger, préserver ou rehausser les caractéristiques naturelles du bassin versant					
5	Améliorer la qualité de l'eau dans les milieux récepteurs					
6	Améliorer la qualité de l'eau dans les eaux récréatives et réduire le nombre de cas de fermeture de plage					
7	Minimiser les matières nuisibles					
8	Réduire les cas d'inondation de sous-sols					
9	Protéger la vie et les biens des inondations					
10	Offrir des attraits récréatifs, éducatifs et esthétiques dans le paysage urbain					
11	Encourager la réutilisation des eaux pluviales					

Tableau AIII.2 Critères relatifs aux pratiques de gestion optimales de contrôle des eaux pluviales au niveau de l'adduction et à la sortie de l'émissaire

	Pratiques	Catégorie de critères				Classement
		Captage des eaux de pluie	Atténuation des débits	Amélioration de la qualité de l'eau	Adduction des débits élevés	
Au niveau de l'adduction						
1	Amélioration du couloir du cours d'eau					1
2	Modification du canal					0
3	Protection des berges					1
4	Fossés en bordure des routes					2
5	Rigoles gazonnées ou enherbées					2
6	Réseaux d'infiltration de conduites perméables					2
7	Puisards perméables					2
8	Emmagasinement en conduite					2
9	Emmagasinement en réservoir					2
10	Contrôle en temps réel					1
A la sortie de l'émissaire						
1	Étangs humides					2
2	Étangs secs					2
3	Milieux humides construits ou naturels					2
4	Installations de rétention sub-superficielles					2
5	Bassins d'infiltration					2
6	Puits d'infiltration					2
7	Filtres à sable					2
8	Dispositifs de traitement à débit élevé					1
9	Emmagasinement par déplacement dans le milieu récepteur					1
10	Dégrillage					1
11	Séparateurs d'huile et de sables					1

Tableau AIII.3 Processus de sélection des PGO : cas de Verdun

Processus de sélection		Application : Cas de Verdun
1	Définir le problème	Problème du réseau de Verdun : débordement, refoulement des eaux unitaires et déversements des polluants dans le fleuve St-Laurent
2	Définir les objectifs des contrôles au niveau de l'adduction et à la sortie de l'émissaire	<ul style="list-style-type: none"> * Éviter les inondations au niveau du réseau * Atténuer les répercussions négatives de la qualité des eaux (polluants) au niveau de l'émissaire
3	Cerner les catégories de critères qui doivent être prises en considération	<p>1- Atténuation des débits : contrôle de niveau de débit de pointe après urbanisation en emmagasinant des volumes équivalents ou inférieurs à ceux liés aux conditions avant urbanisation</p> <p>2- Amélioration de la qualité de l'eau</p>
4	Cerner les mesures de contrôle nécessaires pour satisfaire les catégories prises en considération	1- Au niveau de l'adduction
		2- Au niveau de l'émissaire
5	Vérifier si une mesure suffit pour répondre aux objectifs ou si un ensemble de mesures est nécessaire	<ul style="list-style-type: none"> * Fossés en bordure des routes * Réseaux d'infiltration de conduites perméables * Emmagasinement en conduite * Rigoles gazonnées ou enherbées * Puisards perméables * Emmagasinement en réservoir
		<ul style="list-style-type: none"> * Étangs humides * Milieux humides construits ou naturels * Bassins d'infiltration * Étangs secs * Installations de rétention sub-superficielles * Filtres à sables
		<p>Débit maximum d'interception : 4,25 m³/s</p> <p>Principalement les deux mesures adoptées :</p> <p>1 - Emmagasinement en réservoir</p> <p>2 - Installation de rétention sub-superficielle</p>

ANNEXE IV**Schémas du réseau pour différents scénarios**

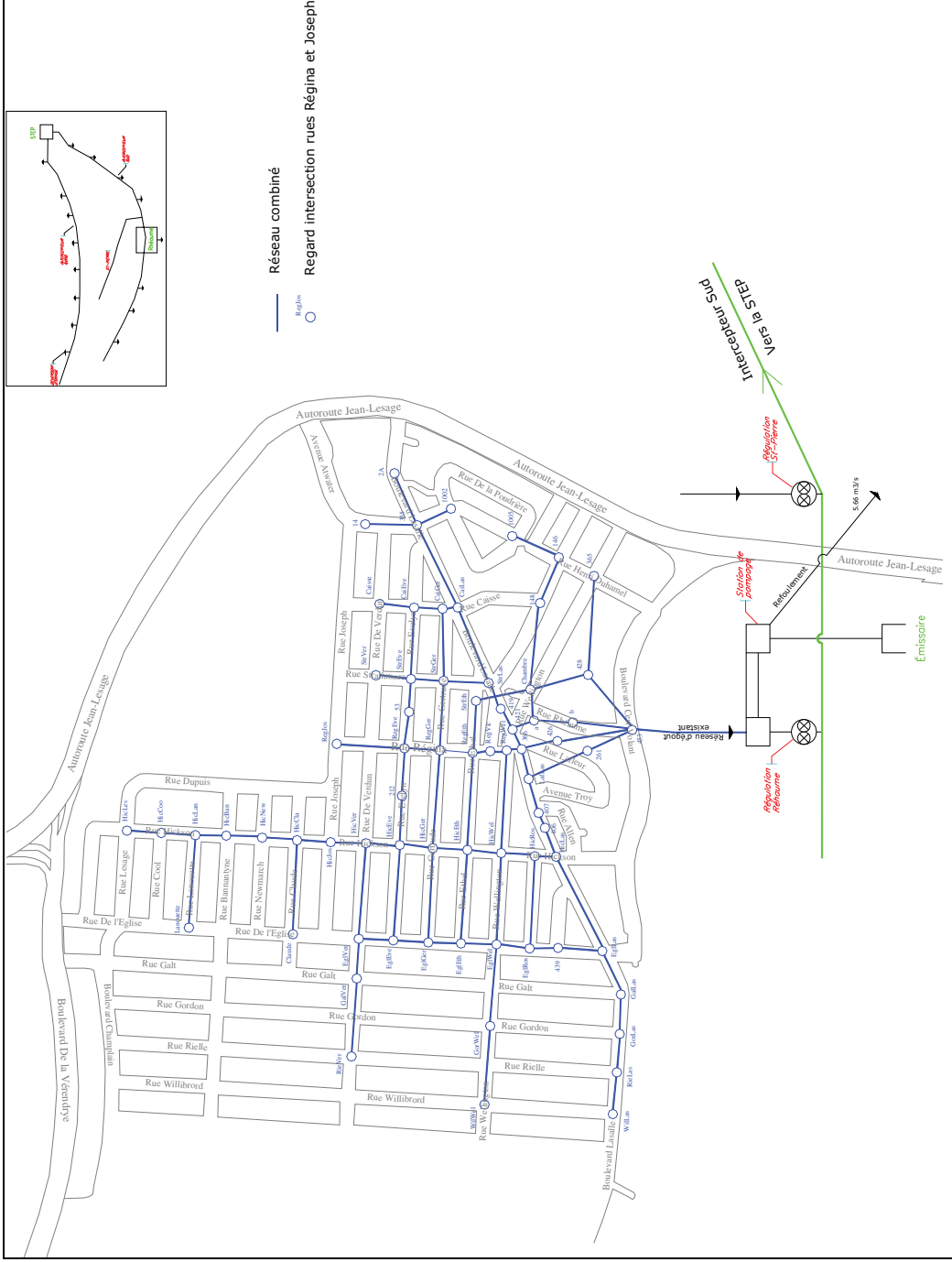


Figure AIV.1 Scénario 1 : Réseau dans son état de fonctionnement actuel

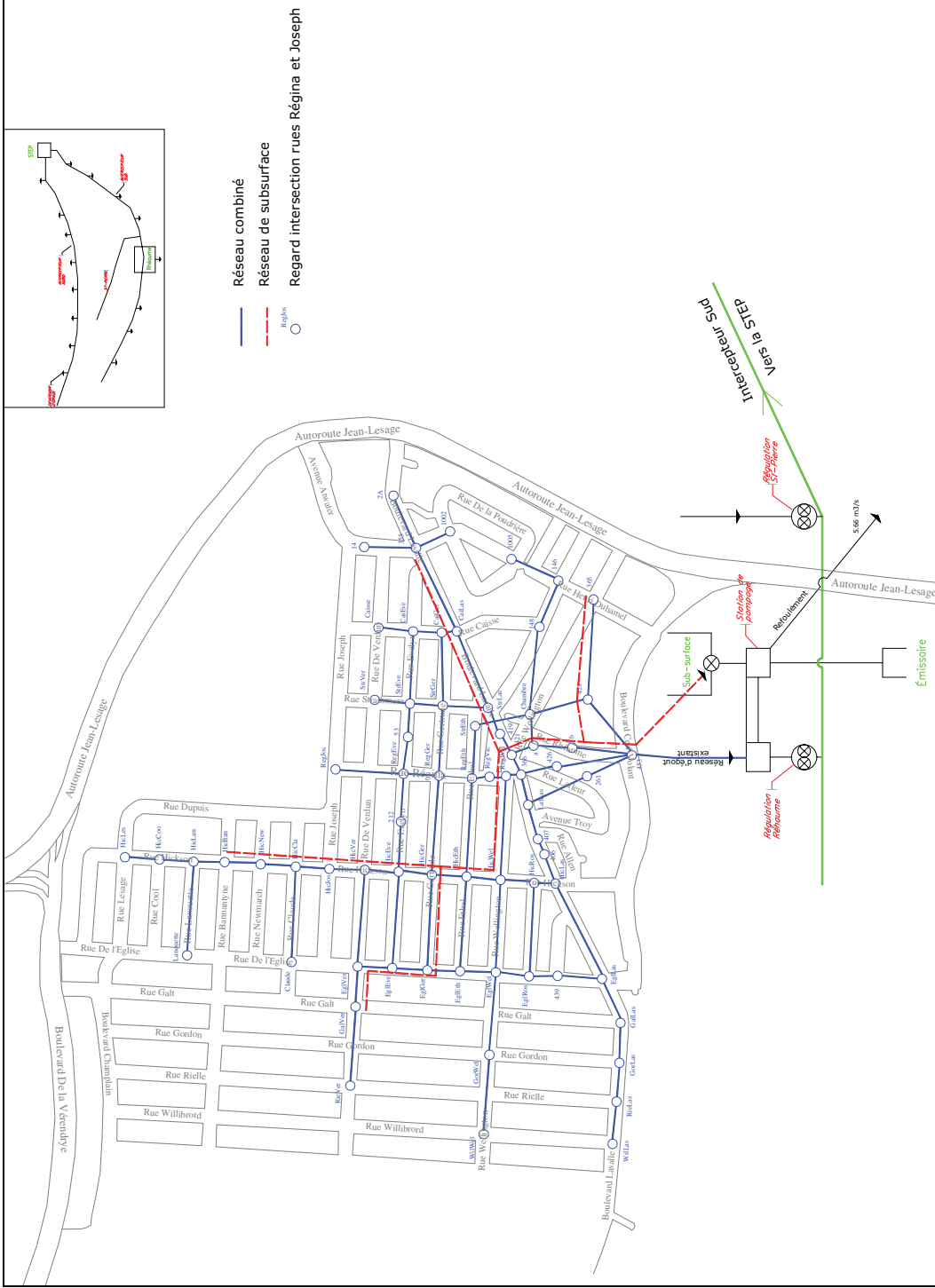


Figure AIV.2 Scénario 2 : Séparation des réseaux, réseau existant et réseau de subsurface

LISTE DE RÉFÉRENCES

- ASCE/EWRI (American Society of Civil Engineers/Environmental and water resources institute). 2001. *Guide for Best Management Practice (BMP) Selection in Urban Developed Areas*, comité de travail chargé d'évaluer les pratiques de gestion optimales du Urban Water Infrastructure Management Committee, ASCE (Virginie).
- ASCE (American Society of Civil Engineers). 2000. *National Stormwater BMP Database*, Virginie, États-Unis.
- ASCE/WEF. 1998. *Urban Runoff Quality Management*, WEF Manuel of practice n° 23, ASCE Manuel and Report Engineering practice n° 87, Alexandria et Reston (Virginie), États-Unis.
- Bennis, Saad. 2007. *Hydraulique et hydrologie*, 2^e éd.rev. et augm. Montréal, Québec : École de technologie supérieure et Presses de l'université du Québec, 451 p.
- Bennis, Saad. 2003. *Hydraulique et hydrologie*, 1^e éd.rev. et augm. Montréal, Québec : École de Technologie supérieure. 369 pages.
- Bennis, Saad. 1999. Résultats de la campagne de mesure pour la caractérisation des eaux pluviales du secteur I de la ville de Verdun. École de technologie supérieure, Novembre 1999.
- Bernadotte, Guy. 2006. « La méthode rationnelle généralisée : Analyse de sensibilité et performance du modèle ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 133 p.
- Bernard. Chocat.1997. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. France : Technique et documentation ISBN : 2-7430-0126-7, 1124 p.
- Bertrand-Kharajewski J.L, Laplace D., Joannis C. et Chebbo G. 2000. *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*. ISBN : 2-7430-0380-4. Technique et Documentation. 434 p.
- Bertrand-Kharajewski J.L, Scrivener O. et Briat P. 1993. *Sewer sediment production and transport modelling : A literature review*, 31 (4). Journal of hydraulic reserch, 435-460 p.
- Bonnin, Jacques. 1986. « Hydraulique urbaine appliquées aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Édition Eyrolles. ISSN 0399-4198.

- Bubbenzer G.D et Jones B.A Jr. 1971. « Drop size and impact velocity effects on the detachment under simulated rainfall ». *ASAE*, vol 14, p. 625-628.
- Burian S., Findlay G. E. (2002), Historical perspectives of urban drainage, Joint Committee on urban drainage of the Association for Hydraulic Research and the International Water Association and Urban Water Resources Research Council of the Environment and Water resources Institute of ASCE, 9th International conference on Urban drainage (9ICUD), Portland, Oregon, USA.
- CIRIA (Construction Industry Research and Information Association). 1996. *Infiltration Drainage : Manuel of good Practice*, Rapport 156, Londres, Angleterre.
- Crobeddu, Éric et Saad Bennis. 2007. « Modèle de lessivage des matières en suspension en milieu urbain ». *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*, vol. 20, n° 1, p. 45-57.
- Crobeddu, Éric. 2006. « Modèles hydrologiques et hydrauliques pour la gestion en temps différé des réseaux d'assainissement ». Thèse de doctorat en génie Ph.D., Montréal, École de technologie supérieure, 126 p.
- Crobeddu, Éric et Saad Bennis. 2005. « La méthode rationnelle généralisée ». *Vecteur environnement*, vol. 38, n° 2, p. 41-52.
- CWP (Center for Watershed Protection). 2000. *National Pollution Removal Performance Database*, Ellicott city (Maryland), États-Unis.
- Dion, Y., Bennis, S. Langevin, P. (2005). *Perspective d'une gestion des débordements basés sur une approche qualité*. Paper presented at the New trends in the Integrated Urban Development- Proceedings of the international Congress-Urbistics Montreal 2005, Montréal, Canada.
- Driver N.E. Troutman B.M. 1989. « Regression models for estimating urban storm-runoff quality and quantity in the United States ». *Journal of hydrology*, vol. 109, n° 3 et 4, p. 221-236.
- ENPC. 1983. « Informatique, automatismes et exploitation des réseaux d'assainissement : Contributions et rapports de synthèses ». In *Journées d'étude*. 41 p.
- Fédération canadienne des municipalités. 2005. *Mesures de contrôle des eaux pluviales au niveau de l'adduction ou à la sortie de l'émissaire*, 13^e éd. Guide national pour des infrastructures municipales durables, ISBN 1-897094-96-5. Conseil national de recherches du Canada et Infrastructure Canada, 64 p.
<http://www.infraguide.ca>

- Fédération canadienne des municipalités. 2003. *Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux*, 3^e éd. Guide national pour des infrastructures municipales durables, ISBN 1-897094-29-9. Conseil national de recherches du Canada et Infrastructure Canada, 54 p.
<http://www.infraguide.ca>
- Gary D.T. Nancy E.D. 1988. « Nationwide regression models for predicting urban runoff water at unmonitored sites ». *Water resources bulletin*, vol. 24, n° 5, p. 1091-1101.
- Geiger, W.F. 1987. « Characteristics of combined sewer runoff ». In 4th International Conference on Urban Drainage. (Goteborg, Sweden). P. 851-860.
- Goupil, Jean-Yves. 1998. « Protection des rives, du littoral et des plaines inondables : Guide des bonnes pratiques ». Édition 2005. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec.
- Grommaire-Mertz, Marie-Christine. 1998. « La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaires : Caractéristiques et origines ». Thèse de doctorat, spécialité : Sciences et techniques de l'environnement, Paris, l'École nationale des ponts et chaussées, 477 p.
- Guay, Louis, Laval Doucet, Luc Bouthillier et Guy Debailleul. 2004. *Les enjeux et les défis du développement durable: connaître, décider, agir*. Québec : Presses Université Laval, 370 p.
- Huber, Wayne C., et Robert E. Dickinson. 1988. *Storm Water Management Model : User's Manual*, Version 4. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS). Athens, GA : U.S. Environmental Protection Agenc, 595 p.
- Irish Lyne B. Jr., Michael E. Barrett, Joseph F. Malina Jr. et Randall J. Charbeneau. 1998. « Use of regression models for analyzing highway stormwater loads ». *Journal of environmental engineering*, vol 124, n° 10, (Octobre 1998), p. 987-993.
- Les effluents urbains. 2001. « État des effluents urbains au Canada : Rapport sur l'état de l'environnement (ISBN 0-662-85554-X) ». En ligne. 71 p. <<http://www.ec.gc.ca/soer-ree/Francais/SOER/MWWE.cfm>>. Consulté le 12 janvier 2009.
- Ministère de l'environnement, Gouvernement du Québec. 1989. *Directive 004 : Réseaux d'égout*, Ministère de l'environnement. Québec. 8.1 p.

- Ranchet J.; et Philippe J.P. 1982. « Pollution véhiculée par les eaux de ruissellement en réseau unitaire : Le bassin versant de Mantes-la-ville ». *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. vol.19, p. 25-37.
- Rivard, G. 1998. *Gestion des eaux de ruissellement en milieu urbain : Concepts et applications*. Canada. ISBN-9805883-0-x. Québec : Alias communication design, 314 p.
- Sartor James.D, et Gail B. Boyd. 1974. « Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants ». In *J. Water Pollut. Contr. Fed.*, vol.257, p. 458-467.
- Sartor James.D, et Gail B. Boyd. 1972. *Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants*, R272081. Washington : U.S.EPA, office of research and monitoring, 242 p.
- Schaake, J.C. 1970. *Synthesis of the inlet hydrograph*. Tech. Rep. No. 3. ADM, CPR-11-5975. Johns Hopkins Storm Drainage Research Project. Beltimore, Md.
- Schueler, T. 1987. « Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs », *Metropolitan Washington Council of Governments*. Washington (D.C.).
- Servat E. 1984. « Contribution à l'étude des matières en suspension du ruissellement pluvial à l'échelle d'un petit bassin versant ». Thèse USTL, Montpellier, 184 p.
- Smith, Alan, et Lee Ken-Beck. 1984. *The rational method revisited*. Vol. 11. Canada. J. Civ. Eng., 862 p.
- STORM. 2004. « Modélisation des matières en suspension (MES) : Dans les rejets urbains en temps de pluie ». Projet STORM, projet commun de l'EAWAG et du BUWAL, 6^{ème}, p.753-761.
- Temimi, Marouane. 2002. « La prévision en temps réel des charges de polluants dans un réseau d'assainissement urbain ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 90 p.
- TRCA (Office de la Conservation de la nature de Toronto et de ses environs) et MEO (Ministère de l'Environnement de l'Ontario). 2001. *Stromwater Pollution Prevention Handbook*, rédigé par Tottem Sims Hubicki Associates, Donald Weatherbe Associates et Elizabeth Leedham, Toronto (Ontario).

- US EPA (United States Environmental Protection Agency). 1993. *Handbook urban runoff pollution prevention and control planning*, n° EPA-625-R-93-004, Washington (D.C.), Etats-Unis.
- Zhang Weihua et Terrance W. Cundy. 1987. «Laminar Einstein Bed Load Transport Equation for Overland Sheet Flow ». *Journal of hydraulic engineering*, vol 113, n° 2, (Décembre 1987), p. 1525-1538.

INDEX

BENNIS, S. and E. CROBEDDU (2005). "La méthode rationnelle généralisée." *Vecteur Environnement* 38(2): 41-52.

GROMAIRE, M. C. (1998). *La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire, caractéristiques et origines*. Marne la Vallée, PhD Thesis, ENPC.

HUBER, W. C. and R. E. DICKINSON (1988). *Storm Water Management Model: User's Manual*. Version 4. Gainesville, Florida, University of Florida.

SARTOR, J. D., G. B. BOYD, et al. (1974). "Water pollution aspects of street surface contaminants." *Journal of Water Pollution Control Federation* 46(3): 458-467.