

Record Number: 22670
Author, Monographic: Leclerc, M.//Heniche, M.//Secretan, Y.//Ouarda, T. B. M. J.
Author Role:
Title, Monographic: Travaux d'atténuation des risques de crue à l'eau libre de la rivière Montmorency dans le secteur des îlets - Phase 2 : mise à jour de l'analyse hydrologique, dimensionnement des travaux d'atténuation et analyse de l'impact sur les risques résiduels de dommages aux résidences

Translated Title:
Reprint Status:
Edition:
Author, Subsidiary:
Author Role:
Place of Publication: Québec
Publisher Name: INRS-Eau
Date of Publication: 2001
Original Publication Date: Février 2001
Volume Identification:
Extent of Work: xiv, 158
Packaging Method: pages incluant 5 annexes
Series Editor:
Series Editor Role:
Series Title: INRS-Eau, rapport de recherche
Series Volume ID: 555
Location/URL:
ISBN: 2-89146-327-7
Notes: Rapport annuel 2000-2001
Abstract: ISBN double aussi pour le rapport 551st
Travail réalisé pour le compte de la ville de Beauport
Call Number: R000555
Keywords: rapport/ voir R000522 pour phase 1/ ok/ dl

**TRAVAUX D'ATTÉNUATION DES RISQUES DE CRUE
À L'EAU LIBRE DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY
DANS LE SECTEUR DES ÎLETS -
PHASE 2**

**Mise à jour de l'analyse hydrologique,
dimensionnement des travaux d'atténuation
et analyse de l'impact sur les risques
résiduels de dommages aux résidences**

pour :

Ville de Beauport

Rapport INRS-Eau No. R555

février 2001

©INRS-Eau, 2000

ISBN : 2-89146-327-7

Pour fins de citation :

Leclerc, M., M. Heniche, Y. Secretan et T. Ouarda (2000).

Travaux d'atténuation des risques de crue à l'eau libre de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets – PHASE 2.

Mise à jour de l'analyse hydrologique, dimensionnement des travaux d'atténuation et analyse de l'impact sur les risques résiduels de dommages aux résidences

Travail réalisé pour le compte de la Ville de Beauport.

Rapport scientifique INRS-Eau No. R555, 176 pages, mars.

Équipe de réalisation

Institut national de la recherche scientifique-Eau

Direction de projet et responsable scientifique

Michel Leclerc, Ph.D., professeur

Chargé de projet et simulations hydrodynamiques :

Mourad Heniche, Ph.D., associé de recherche

Analyse hydrologique

Taha B.M.J. Ouarda, Ph.D., professeur

Peter Rasmussen, Ph.D., professeur

Chaire industrielle en hydrologie de l'INRS-Eau

Support logiciel et numérique

Yves Secretan, Ph.D., professeur

Géomatique

Sébastien Garrigues, étudiant stagiaire

Ville de Beauport

Direction de projet :

Marcel Roy, Ing., directeur des Services techniques

Participants:

Clément Villeneuve, Ing., Services techniques

Michel Rosa, Services techniques

Géomatique et infographie

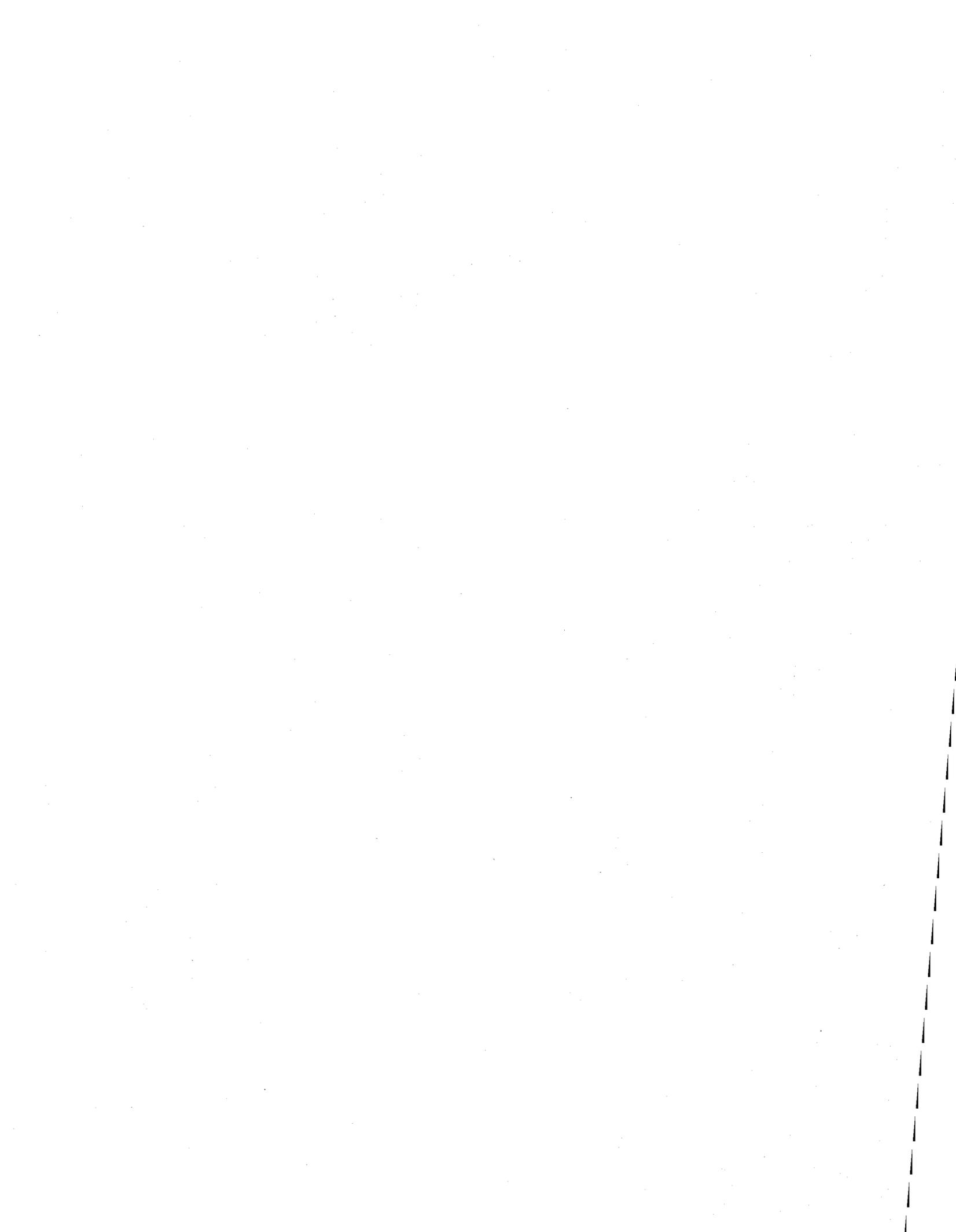
Candide Rainville

TABLE DES MATIÈRES

1. Objectifs de la phase 2	3
1.1 Rappels de la phase 1	3
1.2 Mandat de la phase 2	4
1.3 Méthodologie	5
2. Données de terrain de la phase 2	7
2.1 Domaine d'étude	7
2.2 Données disponibles	7
2.3 Morphologie des aménagements	9
2.3.1 Bassins de captation	9
2.3.2 Dignes-fusibles	13
2.4 Caractérisation du terrain	13
3. Analyse hydrologique : choix des débits de crue de référence	15
3.1 Source de données	15
3.2 Méthodes d'analyse	16
3.3 Résultats avec la méthode du DMAj	17
3.4 Méthode du maximum annuel horaire	17
3.5 Méthode au dépassement	17
3.6 Relation niveau-débit	19
3.7 Conclusions méthodologiques	20
4. Analyse hydrodynamique	21
4.1 Programme de simulations	21
4.2 Maillages hydrodynamiques	21
4.3 Comportement de la ligne d'eau	22
4.3.1 En conditions actuelles	26
4.3.2 Influence de la protection des bassins	30
4.3.3 Influence de l'endiguement à 157,7 m à l'entrée du Rigolet avec protection totale des bassins	31
4.4 Limites d'inondation	32
4.5 Analyse des débits	33
4.5.1 Débits transitant par les bassins	33
4.5.2 Débits transitant par le Rigolet	36
5. Ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie	37
5.1 But de l'aménagement	37
5.2 Débit de conception des ponceaux: la norme au Québec	38
5.3 Analyse hydraulique du Rigolet	38
5.4 Contraintes de conception	40
5.5 Dimensionnement des ponceaux en tôle ondulée	41

5.5.1	Ponceaux circulaires en acier	41
5.5.2	Ponceaux arqués en acier	42
5.6	Coût des ponceaux	42
5.7	Schéma d'aménagement	43
5.7.1	Hauteur minimum de remblai (H_{min})	44
5.7.2	Volume de remblai	48
5.7.3	Éléments de protection	48
5.8	Choix final	50
6.	<i>Aménagement des endiguements de protection</i>	53
6.1	Les sites à aménager	53
6.2	Méthode de conception des endiguements	53
6.3	Établissement des cotes d'endiguement	54
6.3.1	Périmètre des bassins de captation	54
6.3.2	Entrée du Rigolet	57
6.3.3	Chemin de la Carmichaëlerie	57
6.4	Estimation des volumes de matériaux	57
6.4.1	Immunsation des bassins de captation	57
6.4.2	Endiguement de l'entrée du Rigolet	64
6.4.3	Redressement du profil du chemin de la Carmichaëlerie	67
6.5	Bilan des aménagements	67
7.	<i>Estimation des dommages résidentiels associés aux épisodes de crues</i>	69
7.1	Introduction à la notion de dommage	69
7.2	Méthodologie	69
7.3	Fonction dommage - Loi de Gompertz	70
7.4	Données résidentielles du domaine des Îlets	71
7.4.1	Parc résidentiel	71
7.4.2	Géoréférenciation des résidences	72
7.4.3	Altitude du centroïde	73
7.5	Résultats de l'estimation des dommages	75
7.5.1	Variantes de courbe de dommages	75
7.5.2	Relation débit-dommages	75
7.6	Conclusion	78
8.	<i>Cote de conception pour l'endiguement jouxtant les sablières</i>	79
8.1	Rappel du problème	79
8.2	Méthodologie : réduire à néant la probabilité des aléas	80
8.2.1	Embâcle majeur	81
8.2.2	Crue majeure à l'eau libre	82
8.2.3	Glissement de terrain en rive	82
8.3	Conception de l'endiguement	84
8.4	Recommandations	85
9.	<i>Conclusions et recommandations de la phase 2</i>	87

9.1	Sur la probabilité des crues et la méthodologie statistique	87
9.2	Sur les risques d'inondations en conditions naturelles	88
9.3	Sur la protection des bassins de captation	88
9.4	Sur le relèvement de l'entrée du Rigolet et du Chemin de la Carmichaëlerie	89
9.5	Le coût des interventions proposées	90
9.6	Sur les dommages résiduels	90
9.7	Sur l'endiguement du marécage à la limite des sablières	91
	<i>Bibliographie</i>	93
	<i>Annexe : Application du modèle de dépassement aux données horaires et comparaison avec la méthode du maximum annuel</i>	95
	A1.1 Introduction	95
	A1.2 Théorie du modèle de dépassement	96
	Généralités	96
	Critères d'indépendance	96
	Sélection du débit de base	99
	Distributions utilisées	100
	A1.3 Application à la rivière Montmorency	101
	Bassin d'étude	101
	Extraction des pointes	102
	Analyse préliminaire des pointes	102
	Distributions utilisées	103
	Analyse des résultats	104
	A1.4 Conclusion sur la méthode du dépassement	106
	A1.5 Bibliographie de l'annexe hydrologique	110



LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Limites du domaine d'étude. _____	8
Figure 2 : Coupe type des digues. _____	10
Figure 3 : Contour des bassins et points de terrain obtenus par numérisation des plans (source de données : plans préparés par le Groupe-conseil Roche ltée). _____	11
Figure 4 : Points de terrain synthétiques pour décrire la topographie des bassins de captation. _____	12
Figure 5 : Topographie des bassins de captation exploitée pour les simulations hydrauliques en conditions actuelles (Intervalles de contours de 1m). _____	14
Figure 6 : Maillage hydrodynamique pour les simulations en conditions actuelles et pour les niveaux d'immunisation de 10, 25 et 50ans _____	23
Figure 7 : Maillage hydrodynamique utilisé pour les simulations de protection complète des bassins. _____	24
Figure 8 : Topographie du secteur des bassins de captation exploitée pour les simulations en conditions actuelles _____	25
Figure 9 : Points de contrôle du niveau d'eau sur la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets. _____	27
Figure 10 : Lignes d'eau simulées en conditions actuelles pour les 6 débits de crue dans le secteur des Îlets de la rivière Montmorency. _____	29
Figure 11 : Limites d'inondations simulées en conditions actuelles pour les divers scénarios de crue dans le secteur des Îlets de la rivière Montmorency. _____	35
Figure 12 : Lignes d'eau le long du Rigolet selon différents scénarios d'aménagement pour la crue décennale _____	39
Figure 13 : Conditions d'écoulement au droit des ponceaux _____	40
Figure 14 : Ponceau circulaire. _____	41
Figure 15 : Ponceau arqué. _____	42
Figure 16 : Vue de dessus de l'aménagement des ponceaux _____	45
Figure 17 : Coupe AA à partir de la Figure 16 page 49. _____	46
Figure 18 : Coupe BB à partir de la Figure 16 page 49. _____	47
Figure 19 : Lit de protection en pierre de calibre 200 mm aux extrémités des ponceaux _____	49
Figure 20 : Lignes d'eau le long du périmètre extérieur (coté nord) des bassins de captation simulées avec immunisation complète des bassins pour les crues de période de retour supérieure ou égale à 10ans. _____	55
Figure 21 : Lignes d'eau le long du périmètre intérieur (coté sud) des bassins de captation simulées avec immunisation complète des bassins pour les crues de période de retour supérieure ou égale à 10ans. _____	56
Figure 22 : Section type actuelle des bassins de captation _____	58
Figure 23 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en prolongeant le profil de la section type actuelle de la Figure 22. _____	59

Figure 24 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en conservant la largeur de la section type actuelle. _____	60
Figure 25 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en prolongeant à la verticale le profil de la section type actuelle. _____	61
Figure 26 : Schéma d'aménagement de l'endiguement de l'entrée du Rigolet. _____	64
Figure 27 : Vue en plan de l'endiguement de l'entrée du Rigolet. _____	66
Figure 28 : Résidences du secteur du Domaine des Îlets et du secteur des Trois-Saults (incluant les rues secondaires): polygones et centroïdes. _____	74
Figure 29 : Dommages résidentiels totaux en fonction des crues sur la rivière Montmorency en conditions actuelles et aménagées. _____	76
Figure 30 : Taux d'endommagement du parc résidentiel en fonction des crues de la rivière Montmorency en conditions actuelles et d'aménagement. _____	77
Figure 31 : Courbe de tarage de la rivière Montmorency aux limites est de Beauport. _____	83
Figure 32 : Hydrogramme représentant le débit instantané d'une rivière à une station de jaugeage. _____	97
Figure 33 : Hydrogramme représentant le dépassement des débits de crue. _____	97
Figure 34 : Réalisation du processus stochastique des dépassements dans un intervalle de temps (0,T]. _____	98
Figure 35 : Critères d'indépendance des pointes de crues. _____	99
Figure 36 : Nombre moyen de dépassements en fonction du débit de base. _____	100
Figure 37 : Hydrogrammes annuels (1964-1967) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	114
Figure 38 : Hydrogrammes annuels (1968-1971) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	115
Figure 39 : Hydrogrammes annuels (1972-1975) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	116
Figure 40 : Hydrogrammes annuels (1976-1979) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	117
Figure 41 : Hydrogrammes annuels (1980-1983) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	118
Figure 42 : Hydrogrammes annuels (1984-1987) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	119
Figure 43 : Hydrogrammes annuels (1988-1991) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	120
Figure 44 : Hydrogrammes annuels (1992-95) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement _____	121
Figure 45 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 100 m ³ /s _____	124
Figure 46 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 200 m ³ /s _____	125

<i>Figure 47 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 300 m³/s</i>	126
<i>Figure 48 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 100 m³/s</i>	128
<i>Figure 49 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 200 m³/s</i>	129
<i>Figure 50 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 300 m³/s</i>	130
<i>Figure 51 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 100 m³/s</i>	132
<i>Figure 52 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 200 m³/s</i>	133
<i>Figure 53 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 300 m³/s</i>	134
<i>Figure 54 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi exponentielle (Maximum de vraisemblance)</i>	136
<i>Figure 55 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi GEV (Méthode des moments)</i>	137
<i>Figure 56 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gumbel (Méthode des moments)</i>	138
<i>Figure 57 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi normale (Maximum de vraisemblance)</i>	139
<i>Figure 58 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-normale (Maximum de vraisemblance)</i>	140
<i>Figure 59 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-normale à 3 paramètres (Méthode des moments)</i>	141
<i>Figure 60 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Weibull (Méthode des moments)</i>	142
<i>Figure 61 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma (Méthode des moments)</i>	143
<i>Figure 62 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma généralisée (Méthode des moments)</i>	144
<i>Figure 63 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma inverse (Maximum de vraisemblance)</i>	145
<i>Figure 64 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Pearson type III (Méthode des moments)</i>	146
<i>Figure 65 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-Pearson type III (Méthode SAM)</i>	147
<i>Figure 66 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 100 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	150

<i>Figure 67 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 200 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	151
<i>Figure 68 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 300 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	152
<i>Figure 69 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de 100 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	153
<i>Figure 70 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de 200 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	154
<i>Figure 71 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de 300 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	155
<i>Figure 72 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 100 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	156
<i>Figure 73 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 200 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	157
<i>Figure 74 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 300 m³/s) – vs - la méthode du DMAh (GEV)</i>	158

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Statistiques de crues maximum annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du DMA avant majoration par un facteur de pointe (Source : Hoang, V.D., 1996) _____	17
Tableau 2 : Statistiques de crues maximums annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du dépassement et la méthode du maximum annuel horaire (Détails à l'annexe 1) _____	18
Tableau 3 : Statistiques comparées de crues maximums annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du DMAj et la méthode du dépassement _____	19
Tableau 4 : Gamme de débits de crue et niveaux d'eau associés en aval du domaine d'étude. _____	20
Tableau 5 : Niveaux de l'eau et du terrain en différents points du secteur d'étude en fonction des divers événements hydrologiques simulés en conditions d'aménagement actuelles. _____	28
Tableau 6: Différentiel du niveau de l'eau, par rapport aux conditions actuelles en différents points du secteur d'étude en fonction des différents événements hydrologiques simulés en condition de protection complète des bassins. _____	31
Tableau 7 : Niveaux d'eau simulés avec un débit décennal à l'entrée du Rigolet, sur les chemins de la Carmichaëlerie et Beaudoin selon les différents scénarios de protection. _____	32
Tableau 8 : Débits transitant par les bassins pour différents scénarios de mitigations. _____	34
Tableau 9 : Estimation du débit du Rigolet à la hauteur du Chemin de la Carmichaëlerie pour une crue décennale avec différents scénarios d'aménagements _____	36
Tableau 10 : Conception des ponceaux circulaires en acier. _____	41
Tableau 11 : Conception des ponceaux arqués en acier. _____	42
Tableau 12 : Coût des ponceaux circulaires de tôle ondulée en acier aluminisée. _____	43
Tableau 13 : Coût des ponceaux arqués de tôle ondulée en acier aluminisée. _____	43
Tableau 14 : Hauteur minimum de remblai pour poser des ponceaux circulaires ou arqués. _____	44
Tableau 15 : Volume de remblai compacté pour la pose de ponceaux circulaires. _____	48
Tableau 16 : Volume de remblai compacté pour la pose de ponceaux arqués. _____	48
Tableau 17 : Sommaire sur la conception des ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie _____	51
Tableau 18 : Hauteur des digues de la ceinture des bassins de captation pour différents scénarios d'aménagement. _____	54
Tableau 19 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 23. _____	59
Tableau 20 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 24. _____	60
Tableau 21 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 25. _____	61
Tableau 22 : Sommaire sur les dimensions et le coût de réalisation d'immunisation de la « digue-ceinture ». _____	63
Tableau 23 : Dimensions et coût de la digue à l'entrée du Rigolet. _____	65
Tableau 24 : Dimensions et coût du relèvement du chemin de la Carmichaëlerie. _____	67
Tableau 25 : Bilan des aménagements d'endiguement sur la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets. _____	68

<i>Tableau 26 : Valeurs des coefficients α et β de la loi de Gompertz pour le calcul des dommages par la profondeur de submersion aux résidences.</i>	<i>71</i>
<i>Tableau 27 : Caractéristiques des groupes de résidences prises en considération pour le calcul des dommages cumulatifs.</i>	<i>72</i>
<i>Tableau 28 : Quantiles de crue par la méthode au dépassement selon les différents modèles d'ajustements : pointes horaires de l'année complète</i>	<i>107</i>

Avant-propos

Lors de sa création, l'INRS-Eau répondait à un besoin largement identifié concernant les recherches en Sciences de l'eau. Sa mission s'est maintenue depuis et la problématique d'alors reste d'actualité. Au cours des dernières années, la dimension environnement s'est greffée aux activités de recherche du Centre. Compte tenu de l'urgence et de l'ampleur des problèmes à résoudre, l'INRS-Eau a développé une approche multidisciplinaire fondée sur l'implication et l'interaction de chercheurs provenant de différentes formations spécialisées: génie civil, hydrologie et hydrogéologie, météorologie, hydraulique, biologie, chimie, géologie et géographie, physique, mathématiques, informatique, océanographie, biogéochimie.

L'INRS-Eau attache plus que jamais de l'importance à la recherche intégrée, regroupant un maximum de disciplines et permettant de relayer de l'information rapidement et efficacement entre les programmes de recherche et vers les intervenants externes à mesure que s'effectuent des percées scientifiques et technologiques. Conscient de la pertinence des activités de recherche en cours, le Centre encourage leur développement et favorise l'intensification de celles qui présentent le plus grand potentiel d'application directe à court et moyen terme, pour répondre à des problématiques et des urgences autant à l'échelle régionale, nationale que mondiale.

Les activités de recherche de l'INRS-Eau visent essentiellement à développer des outils scientifiques et technologiques de pointe pour répondre à toutes les problématiques actuelles liées à l'eau (utilisation et gestion intégrée, contrôle de la qualité et assainissement, protection et restauration) et des outils prédictifs pour l'évaluation des risques et la gestion des urgences environnementales (simulation hydrodynamique, modélisation à grande échelle des bassins versants, systèmes experts et systèmes d'aide à la décision, banques de données à référence spatiale). Les outils ainsi développés sont conçus pour s'appliquer rapidement à des situations concrètes existantes et apporter des solutions pratiques, efficaces et les plus économiques possibles. Les programmes de recherche ont été développés avec cette philosophie d'action comme prémisses de base.

Déjà, les projets de recherche et de développement en hydrologie, regroupant les méthodes d'analyse statistique, d'analyse numérique, de modélisation, de télédétection et de géomatique appliquées aux écoulements fluviaux, fournissent des explications et proposent des solutions pour prévenir les situations anormales que le Québec a connues en 1996. Plusieurs modèles hydrodynamiques développés à l'INRS-Eau sont appliqués directement aux conditions actuelles de façon à simuler toutes les réponses possibles advenant des modifications des conditions. Le développement de logiciels de modélisation des cours d'eau se poursuit dans le but de rendre ces outils disponibles à l'ensemble de la communauté scientifique mondiale et aux gestionnaires de cours d'eau.

En plus du mandat explicite qu'il a reçu du législateur d'ordonner ses activités aux besoins socio-économiques du Québec, le Centre a le devoir de partager ses activités et de diffuser ses résultats auprès de partenaires et des agents socio-économiques québécois et internationaux. Le Centre est fréquemment sollicité par différents organismes tant publics, parapublics que privés pour collaborer à des études conjointes sur des problèmes environnementaux; l'INRS-Eau s'est impliqué dans au moins une trentaine de telles collaborations au cours des dernières années.



1. Objectifs de la phase 2

1.1 Rappels de la phase 1

C'est le tronçon de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets qui a fait l'objet de l'étude en phase dite 1. La Ville de Beauport alors désireuse de trouver des solutions pour enrayer et/ou atténuer les problèmes inhérents aux crues de la rivière avait confié à l'INRS-Eau le mandat :

- d'analyser les conditions d'hydraulicité actuelles du tronçon à l'étude dans la gamme des crues et identifier les conséquences inhérentes à ces crues pour les composantes résidentielles, urbaines et naturelles du secteur;
- d'étudier l'évolution morphologique passée du site afin de bien comprendre les mécanismes d'érosion particulièrement actifs dans ce secteur, notamment en rive gauche, depuis l'implantation des bassins de captation;
- d'évaluer le potentiel du scénario d'intervention visant l'ouverture complète du fossé de ceinture, et un rehaussement des digues des bassins de captation en comparaison avec les conditions hydrauliques actuelles et ce, pour le débit de crue défini comme centenaire par le MEF;
- d'analyser le passage d'une crue comparable à celle du Saguenay (1996) dans un périmètre étendu à la grande plaine de débordement des Trois-Saults et identifier les risques inhérents à un tel scénario.

Parmi les conclusions et recommandations auxquelles nous avons abouti à la lumière des résultats de la phase 1, celles qui nous intéressent dans le cadre de la présente étude sont relatives:

- à l'établissement des probabilités réelles des crues à partir d'une approche statistique appropriée à la taille de la rivière Montmorency;
- au niveau de correction topographique minimum à apporter à la jonction du marécage des Trois-Saults en vue d'assurer en tout temps le confinement d'une crue exceptionnelle à la plaine inondable actuelle ;
- à la protection des bassins de captation par un rehaussement de la cote des digues fermant les bassins de captation afin de soustraire ceux-ci à la majorité des événements de crue, plus spécifiquement ceux présentant une période de retour de dix ans et plus ;

- à la transformation des digues barrant le fossé de ceinture à l'aval et à l'amont en digues-fusibles ;
- à l'implantation de segments-fusibles au sein même de la digue principale encerclant les bassins afin de minimiser et diriger complètement les dommages dans l'hypothèse d'une submersion complète des bassins pour des événements de crue de faible probabilité ;
- au rehaussement du profil d'un des deux chemins permettant l'accès au secteur des Îlets et au réaménagement du réseau de ce secteur afin d'en faire bénéficier l'ensemble des résidents ;
- au maintien de la libre circulation des eaux de crue transitant dans le Rigolet en direction du fossé de ceinture à l'aide de ponceaux d'une taille suffisante pour ce faire.

1.2 Mandat de la phase 2

Conformément aux recommandations de la phase 1 et soucieuse de réaliser les travaux de protection des riverains et des bassins de captation contre les crues de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets, la Ville de Beauport a confié à l'INRS-Eau le mandat, dit phase 2 :

- de mettre à jour précisément les statistiques de crue à l'eau libre dans le secteur ;
- de proposer une cote minimale de correction topographique pour la limite des hautes eaux extrêmes jouxtant les sablières secteur sud ;
- de dimensionner les ouvrages d'atténuation des risques d'inondations à la station des Îlets et à la Carmichaëlerie ;
- d'établir un devis approximatif pour les différents travaux de protection suggérés ;
- d'évaluer l'impact différentiel, le cas échéant, sur les dommages aux résidences des interventions proposées en cas de crues de différentes amplitudes.

L'approche qui a été proposée par l'INRS-Eau pour réaliser ce mandat repose sur une analyse hydrologique par la méthode au dépassement pour la détermination des débits de crue destinés à la modélisation numérique des écoulements par la méthode des éléments finis, au dimensionnement de ponceaux sous le chemin de la Carmichaëlerie selon les règles de l'art, la détermination du niveau de rehaussement des digues des bassins de captation du Domaine des Îlets, de l'entrée du Rigolet et du profil du chemin de la Carmichaëlerie pour assurer l'évacuation des riverains en cas de crue.

L'INRS-Eau a établi les devis approximatifs pour les aménagements préconisés en fonction des barèmes du service des Travaux Publics de la Ville de Beauport et des prix du marché.

Enfin, l'estimation des dommages par la profondeur de submersion aux résidences au voisinage des bassins permet de quantifier le dommage différentiel résultant de ces interventions.

Ce document fait la présentation des travaux de recherche et des différentes études menés à l'INRS-Eau dans le cadre de ce mandat. Ce rapport se consacre à affiner les propositions

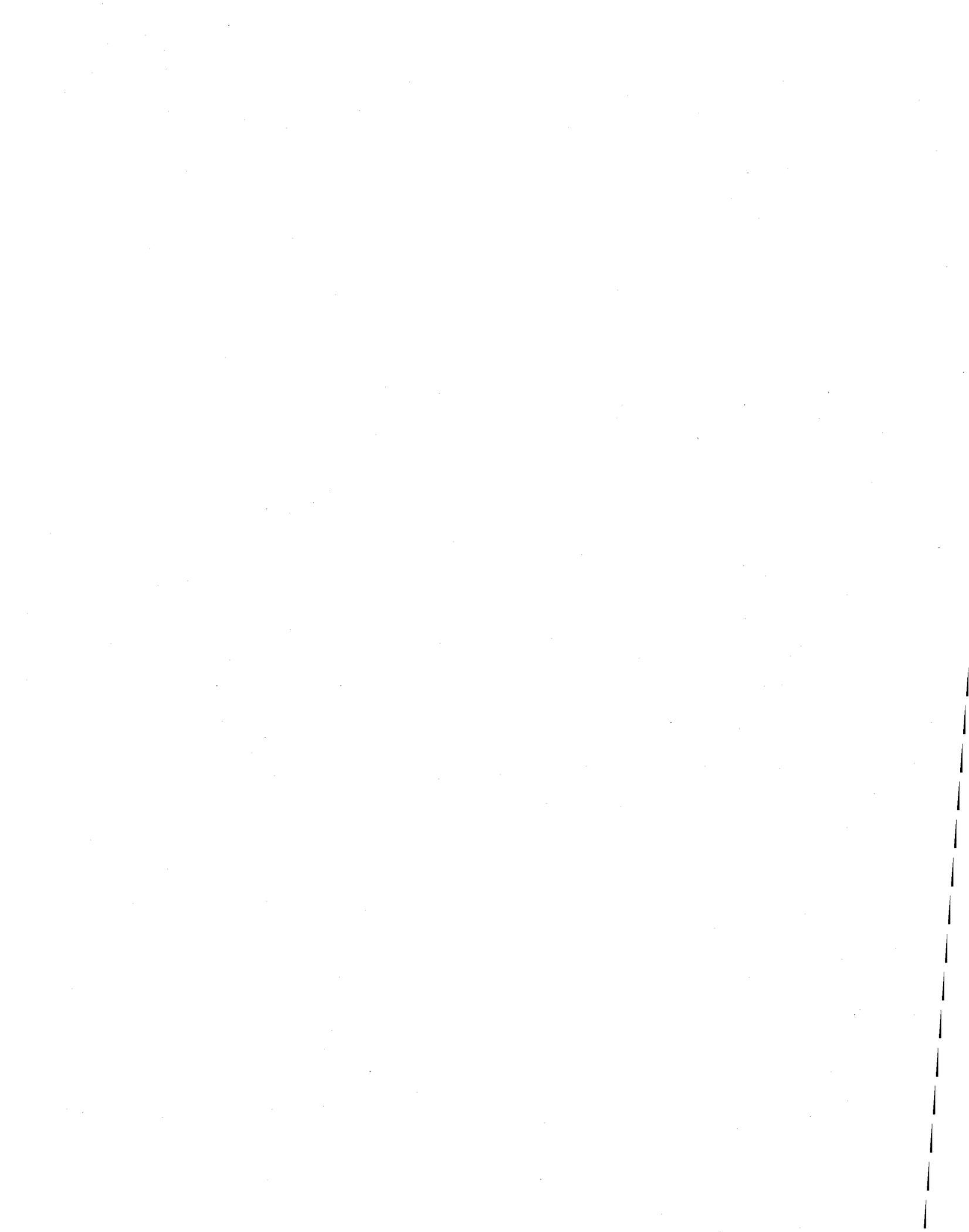
d'aménagement, en particulier en termes de protection des bassins de captation. Il fournit un complément intéressant pour la municipalité de Beauport et se veut un outil d'aide à la décision pertinent. En effet, il permet une validation et/ou un questionnement des aménagements réalisés après la phase 1 et donne des informations nouvelles sur les dommages qui alimentent la réflexion sur l'aménagement de cette zone.

Le chapitre suivant est dédié à l'affinement du modèle de terrain du secteur des Îlets, particulièrement au niveau des bassins de captation. Au chapitre 3, on aborde l'analyse hydrologique par la méthode au dépassement basée sur une observation des débits horaires mesurés *in situ* par les stations hydrométriques du MEF. Elle a servi à établir les débits de crue pour les scénarios de simulation hydraulique. Les débits ainsi obtenus sont confrontés à ceux déterminés par la méthode classique du DMA et exploités lors du projet phase 1. Le programme de simulation hydraulique et les résultats obtenus pour les différentes configurations de mitigation contre les inondations font l'objet du chapitre 4. Le concept d'aménagement des ponceaux sur le chemin de la Carmichaëlerie est présenté au chapitre 5. Le chapitre 6 est consacré à la détermination des endiguements des bassins de captation, de l'entrée du Rigolet et du rehaussement du profil du chemin de la Carmichaëlerie. Au chapitre suivant on aborde l'estimation des dommages absolus et différentiels occasionnés aux résidences par inondation. Le chapitre 8 sera consacré au dimensionnement de l'ouvrage de confinement des crues extrêmes aux limites des sablières du secteur sud. Cette étude est ponctuée au chapitre 9 par un résumé de l'ensemble du travail effectué accompagné d'une réflexion pour mettre en relief les éléments clés. Enfin, au dernier chapitre on présente la documentation qui a servi pour réaliser ce travail.

1.3 Méthodologie

Les réponses aux attentes du présent mandat passent par la connaissance du niveau atteint par les eaux de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets. La variable niveau d'eau est par conséquent la variable principale dans le cadre de ce travail. En effet, la connaissance du niveau permet de déterminer le niveau de rehaussement des endiguements pour une protection contre les inondations, de dimensionner les ponceaux et d'estimer les dommages occasionnés aux résidences inondées.

La méthodologie employée pour estimer les niveaux d'eau associés à un épisode de crue donné repose sur la modélisation hydrodynamique et une représentation précise du terrain. Pour y parvenir, les outils employés sont procurés par le couple logiciel-simulateur MODELEUR-HYDROSIM dédié à la modélisation numérique bidimensionnelle de terrain de l'hydraulique fluviale (Secretan, et coll, 1999; Heniche et coll., 1999; Secretan et Leclerc, 1998). Ils ont d'ailleurs été exploités dans le cadre du projet phase 1. Pour plus de détails, le lecteur pourra se référer au rapport de la phase 1 (voir Leclerc et coll., 1998).



2. Données de terrain de la phase 2

2.1 Domaine d'étude

Le domaine d'étude de la phase 2 est plus restreint que celui de la phase 1. La Figure 1 montre la localisation et l'étendue couverte par le modèle du secteur des Îlets. Celui-ci s'étend en aval jusqu'aux limites de la municipalité avec Boischatel à l'est. En rive droite, il est limité par la rue des Trois-Saults qui ceinture le Rigolet et le bras-sud. En rive gauche, le modèle a été étendu jusqu'à la limite maximale d'inondation observée en phase 1. En amont, le domaine d'analyse a été délimité vis-à-vis de l'extrémité de la rue Breton située en surplomb. Toutes les zones du secteur des Îlets pouvant communiquer hydrauliquement avec la rivière et dont l'altitude est inférieure à la cote 160,0 m ont été intégrées dans le modèle. En raison du pouvoir couvrant-découvrant du simulateur hydrodynamique utilisé, les limites d'inondation sont déterminées automatiquement pour chaque scénario de crue simulé.

2.2 Données disponibles

Les données de terrain disponibles suite à la réalisation de la phase 1 ont été récupérées pour la phase 2, la topographie du terrain datant du printemps et de l'été 1996. Depuis lors, il y a eu peu de changement en plaine inondable si ce n'est la digue érigée, suite aux recommandations de la phase 1, pour ceinturer la sablière. Par contre, lors de l'embâcle qui s'est produite à la fin de l'hiver 1998 dans le secteur des Îlets, il semble s'être produit une évolution significative du lit mineur dans le secteur. Nous en avons pour indication la cote maximum atteinte par les eaux en amont du secteur de Îlets (entrée du Rigolet) lors de la crue printanière qui s'en est suivie. En effet, alors qu'une crue de $400\text{m}^3/\text{s}$ suffisait jusqu'alors à dépasser le seuil de débordement (débit plein-bord) dans ce secteur (Leclerc, et coll., 1998), la crue printanière de 1998 qui a atteint $500\text{m}^3/\text{s}$ n'a pas suffi à produire le même phénomène bien que s'en étant approchée de très près. L'explication qui peut être avancée tient au fait que le déversement massif des glaces dans le bras nord de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets a pu produire un transport ou lessivage très important de sédiments et d'alluvions (phénomène de dégradation) qui s'y étaient accumulés au fil des ans. Cependant, cette interprétation doit être considérée comme une hypothèse plausible n'ayant pas fait l'objet de vérification (mesures) sur le terrain.

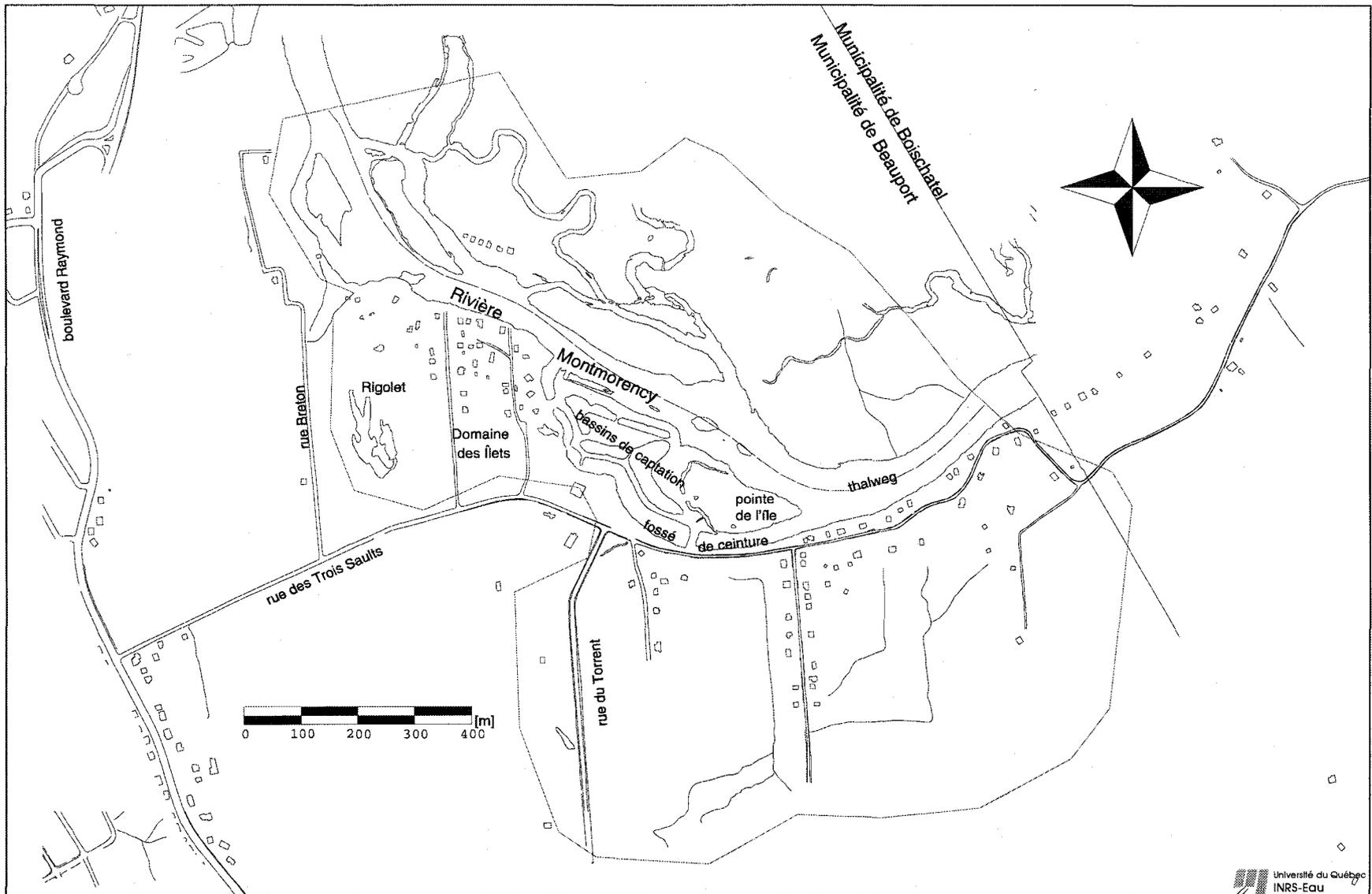


Figure 1 : Limites du domaine d'étude.

Malgré cette évolution notable du thalweg de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets nous avons préféré conserver la configuration de la phase 1. D'une part, en configuration de phase 1, la rivière est mieux documentée et mieux connue du point de vue hydraulique. D'autre part, l'option de la configuration de 1996 va dans le sens de la sécurité en ce sens que les niveaux d'eau sont rehaussés par rapport à la configuration actuelle et ce, pour un même épisode de crue. Par ailleurs, il est fort probable que, dans le futur, la rivière puisse évoluer et revenir vers une configuration sinon semblable, du moins équivalente hydrauliquement à celle de 1996. En effet, ce secteur est propice à l'accumulation des alluvions provenant de l'amont, il est alors fort probable que la déposition de matériaux dans les bras gauches les encombre de nouveau au fil des années. La conséquence de ceci du point de vue des risques est que la situation antérieure représente donc une option conservatrice sachant que la rivière peut évoluer à long terme vers cet état.

La plupart des données dans les zones naturelles du cours d'eau proviennent donc de la phase 1 sans modification. Une seconde validation de ces données a été faite avec les fichiers AUTOCAD "*. DXF" du plan géomatique de la Ville de Beauport. En effet, les données provenant du projet précédant ont été traitées et il était nécessaire d'en valider l'exhaustivité pour notre étude. Le contrôle s'est effectué visuellement. On a finalement jugé que, pour l'étude que l'on voulait réaliser, la topographie de la rivière de la phase I était suffisante dans la base de données de MODELEUR pour entreprendre la présente phase 2. Toutes les données sur la granulométrie des substrats proviennent aussi de la phase I.

2.3 Morphologie des aménagements

Si les données les données utilisées dans la portion naturelle avaient déjà fait l'objet de validation soignée garantissant la qualité du MNT, les données sur les bassins étaient cependant beaucoup trop approximatives en phase 1 pour alimenter un modèle numérique d'élévation suffisamment précis pour dimensionner des ouvrages de protection. En effet, en phase 1, les plans des bassins n'étaient pas géoréférencés et lors de la numérisation, le choix du repère s'est fait de façon visuelle et a introduit une imprécision notable. Elle a été corrigée par la suite par la méthode "essai-erreur" mais pour répondre à un des objectifs d'observer l'influence des bassins (hauteur des digues...) sur l'écoulement pour un débit donné l'information fournie était insuffisante. Un relevé de terrain géoréférencé par GPS (profils topographiques...) aurait très certainement été profitable. Le mandat ne prévoyait cependant pas un tel déploiement.

2.3.1 Bassins de captation

Si, dans la phase 1, nous ne disposons que d'une information sommaire sur les bassins, pour la présente étude, cette information est très importante. La topographie des bassins a été synthétisée à partir des plans réalisés par le Groupe-conseil Roche ltée. Comme indiqué sur la Figure 3, on dénombre 8 bassins de captation et le bassin #7 est installé dans le fossé de ceinture. Un total de 687 points de terrain ont été tirés des plans. Il reste que ce sont tous des points hors bassins et ils sont situés en grande majorité à la pointe de l'île. Au paragraphe suivant est décrite la démarche

adoptée pour reconstituer toute la topographie des bassins : contour des bassins, haut des digues, talus et fond des bassins.

Pour compléter le manque d'information de terrain, on a choisi d'exploiter les plans papier non géoréférencés dans le plan pour en extraire un semis de points, localisés principalement à la pointe de l'île et ayant pour attribut l'altitude du terrain. La première tâche à faire fut de convertir l'information papier au format numérique au moyen d'une table à numériser. La seconde tâche plus délicate consistait à géoréférencer l'information. Aussi, la méthode employée pour géoréférencer le document numérisé consistait à repérer des points de contrôle sur le document papier et ensuite de transformer leurs coordonnées cartésiennes en coordonnées cartographiques à partir d'une carte déjà existante dans le projet MODELEUR de la phase 1 (éléments de repérage). En choisissant cinq points de contrôle bien répartis dans l'espace et en validant le résultat avec les éléments de repérage de la phase 1, on a réussi à géoréférencer avec une précision acceptable le plan d'implantation des bassins pour l'incorporer dans la base de données de MODELEUR.

Les contours des bassins ont été eux aussi numérisés et géoréférencés. Cette information a été exploitée pour synthétiser la topographie manquante des bassins à partir des paramètres à notre disposition. À l'examen des plans, le fond des bassins a été fixé à la cote 151,7 m, une pente de 1,5H/1,0V a été fixée pour les talus des bassins et l'altitude du haut des talus en conditions actuelles a été fixée à la cote 157,0 m comme illustré sur la Figure 2. L'INRS-Eau ne peut cependant garantir que la cote 157,0 m est effectivement respectée sur l'ensemble du périmètre des sommets de talus. De légères variations sont en effet possibles. Au total, 2198 points ont ainsi été rajoutés dans le MNT spécialement pour les bassins. La topographie obtenue et qui a servi au calcul des niveaux d'eau en conditions actuelles est visible sur la Figure 5.

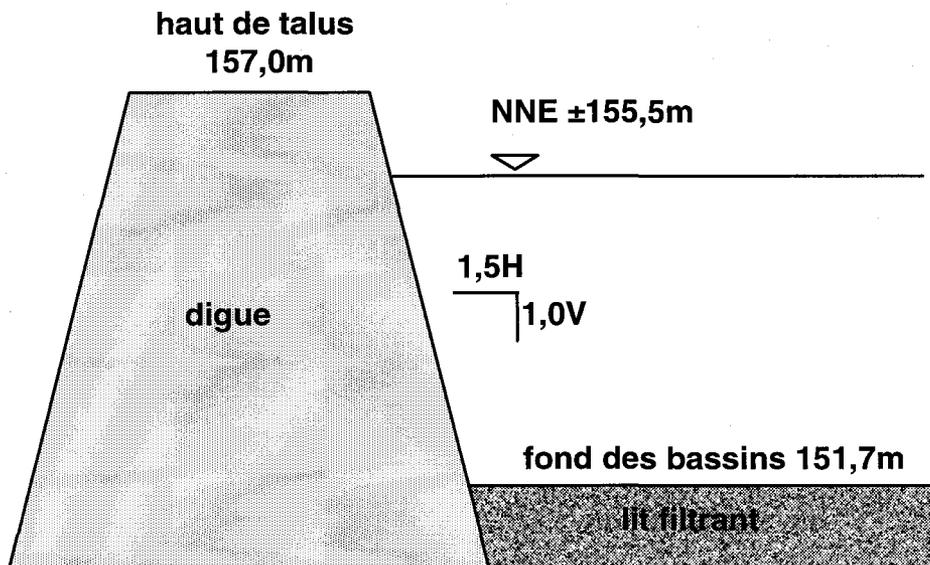


Figure 2 : Coupe type des digues.

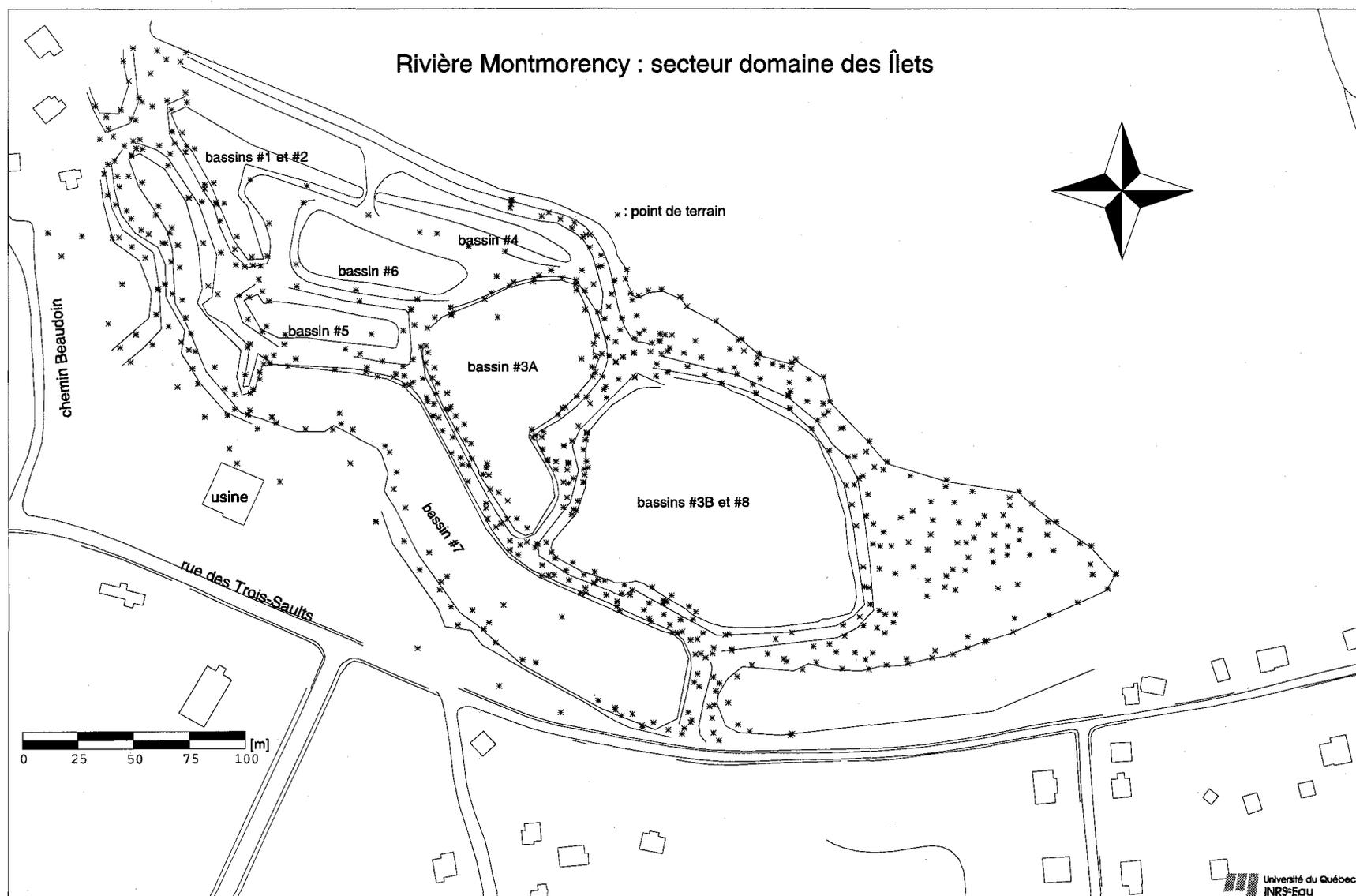


Figure 3 : Contour des bassins et points de terrain obtenus par numérisation des plans
(source de données : plans préparés par le Groupe-conseil Roche Itée).

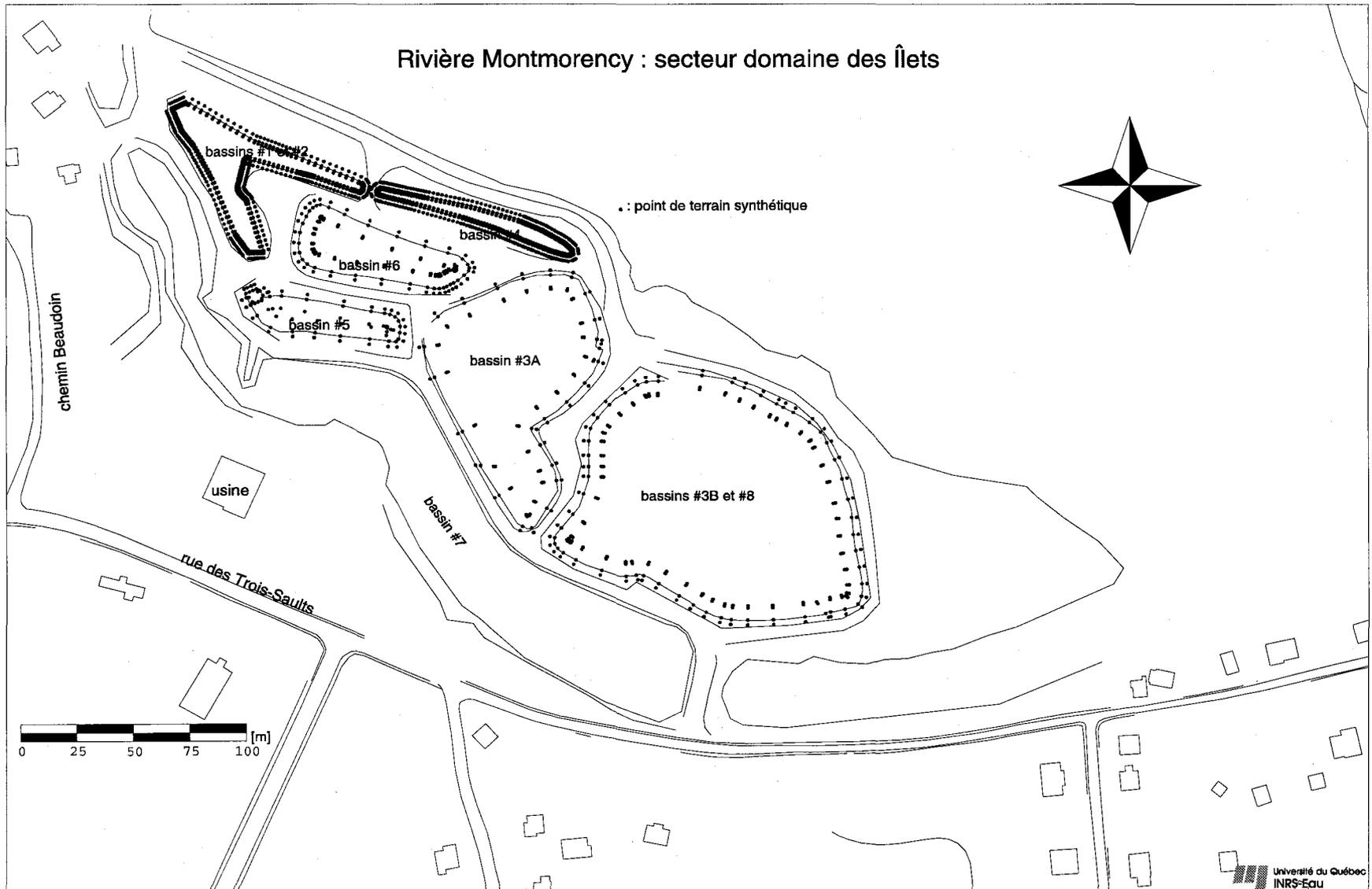


Figure 4 : Points de terrain synthétiques pour décrire la topographie des bassins de captation.

2.3.2 Dignes-fusibles

Le but primordial d'un dispositif de « digue-fusible » est de céder au delà d'un certain flux d'eau transversal causant leur surpassement, afin de restituer ou donner au cours d'eau des capacités hydrauliques additionnelles en cas de crue extrêmes. Il est possible de prévoir des sites préférentiels d'implantation afin de minimiser les conséquences du passage des crues au travers des installations.

Pour les besoins du programme de simulation le fossé de ceinture est maintenu ouvert. Autrement dit, on suppose érodées les deux « digues-fusibles » amont et aval dès qu'une crue importante emprunte le Rigolet. Dans cet état, la « digue-fusible » amont situé à la jonction de la sortie du Rigolet et du Bras sud est à la cote 155,0 m et celle à la sortie du Bras sud est fixée à la cote 154,0 m (voir la Figure 5).

2.4 Caractérisation du terrain

Dans toute la partie naturelle du domaine d'étude, et à l'instar de la topographie, c'est la granulométrie du substrat de la phase 1 qui a été utilisée pour déterminer la résistance du terrain à l'écoulement. Pour ce qui est des bassins de captation, le fond est constitué d'un lit filtrant de surface fait de particules granitiques d'un diamètre moyen de 0.2 mm (non-vérifié). Bien que le fond des bassins est considéré comme hydrauliquement lisse, le coefficient de friction de Manning a été fixé à la valeur de 0.03 pour reproduire les macro-rugosités générées par l'écoulement de décharge en cas de submersion importante. Dans le cas contraire, autrement dit, sans surpassement des bassins, l'écoulement est nul et le coefficient de Manning ne joue plus alors aucun rôle. L'approche utilisée est donc conservatrice.

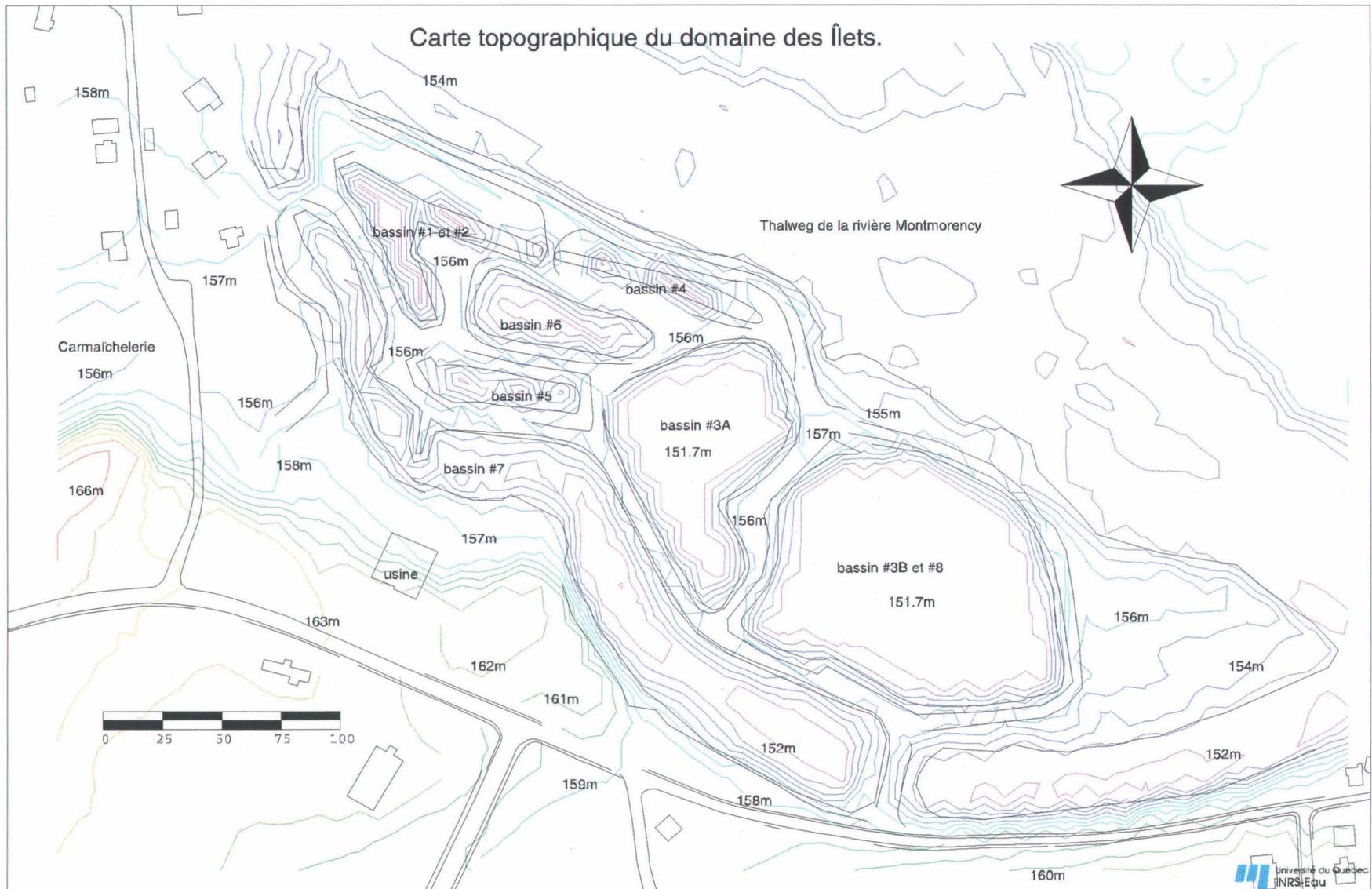


Figure 5 : Topographie des bassins de captation exploitée pour les simulations hydrauliques en conditions actuelles (Intervalles de contours de 1m).

3. Analyse hydrologique : choix des débits de crue de référence

Dans le rapport de la phase 1, nous avons mentionné le grand intérêt de reprendre l'analyse statistique des crues à l'aide d'une méthode dite « au dépassement » plus appropriée pour définir précisément la probabilité des crues fréquentes, soit celles ayant une période de retour inférieure à cinquante ans. En guise de comparaison, la méthode du débit maximum annuel (DMA) a aussi été appliquée en utilisant cependant les maximums moyens horaires (DMAh) plutôt que journaliers (DMAj).

L'analyse des probabilités au dépassement des crues de différentes amplitudes a été réalisée en tenant compte de l'existence de sous-populations statistiques : crues de printemps, crues d'été et/ou d'automne, et crues annuelles.

Pour alléger la consultation de ce chapitre, le sous-rapport produit par l'auteur T. Ouarda a été résumé ici et sa version *in extenso* est produite en annexe.

3.1 Source de données

Les données exploitées pour effectuer l'analyse ont été obtenues à la station 051001 (Marches naturelles) du ministère de l'Environnement et de la Faune. À cause de la taille relativement petite du bassin de la rivière Montmorency et de son court temps de réponse, ce sont les débits horaires qui ont été exploités et non pas les débits moyens journaliers. Cette approche a l'avantage de mobiliser une information de base plus précise et surtout d'aller dans le sens de la sécurité puisque un débit horaire peut être nettement supérieur au débit moyen journalier même quand il est pondéré par un coefficient dit « *de pointe* ». Cela a été maintes fois observé sur la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets (Leclerc et coll., 1998).

Les données horaires de débit enregistrées sur la plupart des rivières par le ministère de l'Environnement du Québec (Direction du Milieu hydrique) ne sont malheureusement pas archivées numériquement et elles ne sont par conséquent pas immédiatement disponibles pour des études comme celle proposée. Généralement, les données horaires sont d'abord extraites des enregistrements (souvent graphiques ou sous la forme de ruban papier perforé) de niveau d'eau réalisés aux sites des stations hydrométriques. À l'aide de courbes de tarages, ces niveaux sont convertis en débits moyens horaires puis journaliers. Seules les valeurs journalières sont systématiquement retenues pour les fins d'archivage et de publication. On retient aussi à l'occasion le maximum horaire annuel.

Pour les fins de ce projet, il a donc fallu revenir à la source première de données, soit l'enregistrement en continu du niveau d'eau (ruban perforé). Les événements de crue en moyenne journalière supérieure à $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ont été répertoriés dans les annuaires hydrologiques afin de restreindre l'effort d'extraction des données horaires à ces seules périodes. Les données ont été extraites pour toute la période surpassant la valeur seuil ainsi que pour les cinq jours ayant précédés et suivis cette période. De plus, les données de débit allant de 1964 à 1970 ayant été calculées (et publiées) par le ministère avec une courbe de tarage antérieure à sa mise à jour en 1970, les débits pour cette période ont été recalculés en tenant compte de ce fait.

Ainsi, des données sur toutes les crues notables survenues sur la rivière pour la période de 1964 à 1995, soit plus de 280 événements, ont été répertoriées pour fins d'analyse, soit plus de 9 par année.

3.2 Méthodes d'analyse

Trois méthodes d'analyse ont été employées pour définir les probabilités des aléas d'inondation à l'eau libre dans le secteur :

1. La méthode du débit maximum annuel employant les valeurs de pointe moyennes journalières (DMAj);
2. La méthode du débit maximum annuel employant les valeurs de pointe horaires (DMAh);
3. La méthode au dépassement employant toutes les valeurs de crues au delà d'un certain seuil et en tenant compte de périodes saisonnières distinctes :
 - printemps ;
 - été-automne ;
 - toutes saisons confondues.

La méthode du DMAj n'a pas fait l'objet d'une mise à jour avec des données plus récentes. Les résultats présentés par Hoang (1996) ont été utilisés. Dans ce cas, les crues enregistrées au début de la période d'observation de la station ont été considérées en plus des données récentes (voir la section suivante). L'analyse avec la méthode du DMAh n'est donc pas homogène avec les autres méthodes du point de vue de l'échantillon. La formation de l'échantillon est cependant conforme à la méthode qui consiste à ne retenir qu'un seul événement par année, la valeur maximale horaire.

Pour ce qui est de la méthode au dépassement, les détails méthodologiques ont été reportés en annexe afin de ne pas trop alourdir la compréhension du rapport principal. De même, les résultats des différentes approches appliquées aux débits horaires y sont aussi présentés. Nous tenons ici à remercier nos collègues de la Chaire industrielle en hydrologie, les professeurs Taha Ouarda et Peter Rasmussen pour leur engagement à mettre au clair la controverse concernant l'utilisation de différentes méthodes statistiques en analyse de risque sur les petits bassins versants.

3.3 Résultats avec la méthode du DMAj

Le Tableau 1 rappelle les valeurs de débit obtenues par Hoang (1996) en appliquant la méthode du maximum annuel journalier (DMAj) et en majorant les résultats obtenus par un facteur de pointe moyen (valeur égale à 1,26 établie par Boucher et Picard, 1994) qui tient compte du maximum effectif. La série utilisée comprenait 41 événements dont les premiers ont été obtenus durant la période initiale d'opération de la station (1926-1938 ; $N=13$; deux mesures quotidiennes); les derniers correspondent à l'opération horaire de la station depuis 1965 (1965-1993, $N=28$) à l'exclusion de 1981, année d'observation incomplète. Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 1. Dans ce tableau, les débits ne sont pas majorés par le facteur de pointe. La méthode d'ajustement retenue alors est celle du log Pearson 3 (moments).

Tableau 1 : Statistiques de crues maximum annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du DMAj avant majoration par un facteur de pointe (Source : Hoang, V.D., 1996)

Lois statistiques appliquées	Récurrence (années)					
	2	5	10	20	50	100
Gumbel	335,4 m ³ /s	418,6 m ³ /s	473,6 m ³ /s	526,4 m ³ /s	594,7 m ³ /s	645,9 m ³ /s
Log Pearson 3 (W.R.C.)	338,2 m ³ /s	423,2 m ³ /s	476,6 m ³ /s	526,1 m ³ /s	588,7 m ³ /s	634,8 m ³ /s
Log Pearson 3 (Moments)	341,2 m³/s	424,5 m³/s	474,1 m³/s	518,4 m³/s	572,0 m³/s	610,0 m³/s

Note :

En gras, les valeurs retenues avant majoration par le facteur de pointe horaire de 1,26

3.4 Méthode du maximum annuel horaire

Le Tableau 2 présente les résultats obtenus avec l'approche du maximum annuel horaire tel qu'ajusté avec les méthodes GEV, exponentielle, Weibull et Pareto (détails en annexe).

3.5 Méthode au dépassement

Le Tableau 2 présente aussi les résultats de l'analyse statistique réalisée avec la méthode au dépassement appliquée aux données de crue horaires annuelles. Les autres résultats sont donnés en annexe. Les valeurs en caractères gras du tableau indiquent les débits choisis pour la présente étude. L'analyse hydrologique par la méthode au dépassement a révélé que les crues printanières sont les plus à risques, du moins les plus fréquentes. Ce sont donc ces valeurs qui ont été retenues pour fin de comparaison et aussi pour les fins de l'étude. Il est possible de comparer ici avec les résultats obtenus avec ceux de la méthode du maximum annuel horaire. On constate ici

horaire. On constate ici que la méthode au dépassement a tendance à trouver des valeurs de débit supérieures en général à la méthode du DMAh. Cela s'explique par le fait que l'échantillon d'événements retenus est supérieur dans le premier cas ce qui accroît la fréquence des événements plus fréquents. Habituellement, la différence est observable pour les crues de faible période de retour (cinq ans ou moins) étant donné que certaines années, plus d'un épisode de crue peut participer au calcul de fréquence. Cependant pour les périodes de retour plus grandes, les méthodes au dépassement et DMAh tendent en théorie à se valoir l'une l'autre. Ici cependant, la différence d'évaluation persiste dans les longues périodes de retour en considérant les valeurs retenues en gras dans le tableau (ex : +54 m³/s et +78 m³/s pour cinquante ans et cent ans respectivement). Par contre, en comparant avec les autres méthodes au dépassement utilisées, l'écart s'estompe pour les longues périodes de retour ce qui est plus conforme à la théorie.

Tableau 2 : Statistiques de crues maximums annuelles sur la rivière Montmorency selon les méthodes du dépassement appliquée aux pointes horaires et du maximum annuel horaire

Lois statistiques appliquées	Récurrence (années)					
	2	5	10	25	50	100
Dépassement Exponentielle	465,2	570,9	650,8	756,4	836,3	916,2
Dépassement Pareto	471,4	561,6	621,4	690,7	736,5	777,5
Dépassement Weibull	470,7	566,3	636,4	726,7	793,6	859,5
DMA horaire GEV	437,4	560,2	634,9	722,2	782,3	838,2
Différence	+34,0	+6,1	+15,9	+34,2	+54,0	+78,0

Le Tableau 3 fait ressortir les différences entre la méthode au dépassement et la méthode du DMAj. Il est à remarquer que l'analyse porte dans ce cas sur les mêmes périodes de retour que la méthode du DMAj (débits journaliers) sauf pour le débit 1/20 ans qui devient 1/25 ans.

On constate *a priori* que la recommandation du rapport de la phase 1 (Leclerc et coll., 1998) concernant l'utilisation d'une méthode statistique plus appropriée aux petits cours d'eau s'est avérée fondée en bonne partie. En effet, si l'on considère les résultats obtenus avec une méthode au dépassement employant les valeurs horaires et qu'on les compare à ceux extraits de la méthode du DMAj majorés par un facteur de pointe, on constate des différences importantes. Ainsi, un débit de récurrence estimé par la méthode au dépassement à 1/10 ans (651 m³/s) ne devait être observé qu'en moyenne une fois tous les vingt ans selon la méthode du DMAj. Pire, un débit de période de retour 25 ans (756,4 m³/s) ne devait se produire qu'en moyenne tous les 80 ans tandis que des débits de 836 m³/s (1/50 ans) ou de 916 m³/s (1/100 ans) étaient anticipés beaucoup moins souvent que tous les cent ans selon les statistiques classiques.

Sans vouloir devancer la discussion des résultats de cette étude, mentionnons que ce constat d'inadéquation de la méthode du DMA journalier sur la Montmorency a une grande importance pour l'interprétation des risques d'inondation dans le secteur. Ainsi, en considérant que les bassins de captation d'eau potable de Beauport sont en principe inondés aux alentours d'un débit de 575 m³/s (Leclerc et coll., 1998), la méthode au dépassement établit la fréquence d'un tel aléa à 1/5 ans typiquement alors que la méthode du DMAj l'évaluait plus près de 1/10 ans. Si l'on considère d'autre part le débit qui aurait entraîné la jonction du cours principal de la rivière avec le marécage des Trois-Saults jouxtant les sablières, valeur que nous situons autour de 800 m³/s, la méthode du DMA en évalue la période de retour à beaucoup plus que 100 ans alors que la méthode retenue ramène cette fréquence aux alentours de 1/35-40 ans ce qui accentue considérablement la perception de ce risque qui était considéré comme majeur avant les interventions réalisées par la Ville de Beauport en 1998.

Tableau 3 : Statistiques comparées de crues maximums annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du DMAj et la méthode du dépassement

Méthode utilisée	Récurrence (années)					
	2	5	10	20-25 ¹	50	100
DMAj	341,2	424,5	474,1	518,4 (20)	572,0	610,0
DMAj majoré x1,26	429,9	534,9	597,4	653,2 (20)	720,7	768,7
Dépassement	471,4	566,3	650,8	756,4 (25)	836,3	916,2
Différence	41,5	31,4	53,2	n/d	115,6	147,5

3.6 Relation niveau-débit

En plus des débits à transiter, la modélisation hydrodynamique d'un tronçon de rivière requiert le niveau d'eau aval pour ces débits, obtenu à partir d'une courbe de tarage ou relation niveau-débit. De même que pour la phase 1, la frontière aval du modèle de simulation a été établie à la limite de la ville de Beauport avec la municipalité de Boischatel, endroit où nous disposons d'une courbe de tarage établie par observations. L'établissement de la relation niveau-débit à cet endroit a en effet nécessité de colliger quelques informations existantes en plus de procéder à des observations de niveau en période de crue, les débits horaires étant fournis par la station 051001 du MEF avec un facteur de correction de 6% pour le bassin versant au site. Nous référons le lecteur au rapport de la phase 1 pour plus d'informations à ce sujet (Leclerc et coll., 1998)

Les valeurs des niveaux d'eau à l'aval extraites de la courbe de tarage et des débits de crue associés exploités pour les fins de simulation sont présentées au Tableau 4. Il est à noter qu'étant

¹ L'analyse n'a pas porté sur des périodes de retour homogènes : 20 ans pour la méthode du DMA et 25 ans pour le dépassement.

donné son éloignement relatif en aval des sites d'interventions, cette relation est jugée stable en fonction des différents scénarios considérés pour les simulations.

Tableau 4 : Gamme de débits de crue et niveaux d'eau associés en aval du domaine d'étude.

	Récurrence (années)					
	2	5	10	25	50	100
Débit (m³/s)	471,4	566,3	650,8	756,4	836,3	916,2
Niveau (m)	155,85	156,29	156,84	157,65	158,18	158,61

3.7 Conclusions méthodologiques

Si elle est sans doute valable pour les cours d'eau de grande taille, c'est-à-dire, ceux dont le régime journalier n'est pas trop perturbé par les épisodes de précipitation ou de température horaire, la méthode classique du DMAj devient imprécise, éventuellement biaisée pour les bassins versants de plus petite taille comme celui de la rivière Montmorency. C'est ce que semblent démontrer les résultats obtenus dans la présente étude. Étant donné que la méthode classique sous-estime la fréquence des événements, l'évaluation du risque qui dépend entre autres de la fréquence se trouve également entachée de sous-estimation. De plus, puisque la fréquence théorique est inférieure à la fréquence effectivement observée, les intervenants peuvent avoir le sentiment qu'une dérive a lieu dans l'hydrologie du cours d'eau et rechercher éventuellement à cette dérive, par exemple, imputer le changement aux pratiques de coupe forestière.

Par ailleurs, la méthode du DMAh (appliquée aux valeurs horaires) avec un seul maximum annuel considéré ne se disqualifie pas par rapport à la méthode au dépassement comme en témoignent les résultats présentés. En effet, la méthode du DMAh se rapproche de plus près des valeurs de débit obtenues avec la méthode au dépassement sans toutefois les rejoindre tout à fait. Il subsiste donc une sous-estimation des débits avec la méthode du DMAh qui n'est cependant pas aussi dramatique que celle obtenue avec la méthode du DMAj. À la rigueur, on pourrait travailler avec la méthode du DMAh étant donné que la méthode au dépassement demande un effort beaucoup plus considérable notamment, au niveau de l'extraction des données horaires sur tous les événements dépassant un certain seuil et pour la paramétrisation de l'ajustement des lois statistiques qui demande une grande expérience.

4. Analyse hydrodynamique

4.1 Programme de simulations

Le programme de simulations vise à établir les niveaux d'eau et les limites d'inondation sur la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets pour les débits de crue déterminés par l'analyse hydrologique. Le programme vise d'abord à connaître l'hydraulicité du secteur à l'étude en conditions actuelles, ce qui va constituer l'état de référence pour les autres scénarios. Ensuite, le programme prévoit de réaliser des simulations avec une modification de la topographie en berge de la rivière. Chaque modification correspond à un scénario d'aménagement de protection visant, soit à immuniser les bassins de captation contre toutes les crues de période de retour inférieure ou égale à T et/ou, pour limiter le débit transitant par le Rigolet.

Les scénarios simulés sont les suivants :

1. conditions actuelles : état de référence (topographie de 1996) ;
2. conditions actuelles au niveau des bassins de captation et entrée du Rigolet relevée ;
3. conditions actuelles à l'entrée du Rigolet avec immunisation complète des bassins pour toutes récurrences;
4. immunisation complète des bassins pour toutes récurrences et entrée du Rigolet relevée ;
5. immunisation limitée à des crues de récurrence $T = 10, 25$ et 50 ans des bassins (implique la submersion des bassins au-delà du débit cible) et entrée du Rigolet relevée.

Le relèvement de l'entrée du Rigolet vise à endiguer tout écoulement associé à une crue dont la récurrence est inférieure à 5 ans.

Les simulations ont été conduites avec les deux fusibles amont et aval du fossé de ceinture ouverts pour assurer la participation de ce bras à l'évacuation du débit de crue.

4.2 Maillages hydrodynamiques

L'expérience en matière de modélisation hydraulique de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets acquise au cours de la phase 1 a servi dans le contexte de la phase 2. La zone d'étude de la phase 2 est plus restreinte et les données de terrain sont identiques à l'exception de la zone des

bassins de captation. En effet, dans le cadre de la présente phase, une attention plus grande a été portée à la modélisation des bassins de captation. Le modèle numérique de terrain a été mis à jour en considérant les aménagements effectués récemment soit à partir de 1995.

Le maillage hydrodynamique a été construit principalement en fonction de critères de représentation topographique particulièrement dans la zone des bassins. Ces critères sont définis en terme de taille moyenne de la grille ou maille de calcul qui supporte l'information de terrain dans le modèle hydrodynamique. Le maillage peut être grossier aux endroits ayant peu d'influence sur l'écoulement et plus fin dans les zones stratégiques. La taille de maille a été fixée à 5 m en moyenne dans le fossé de ceinture des bassins de captation, à 1 m au droit de l'épi du fossé de ceinture pour en reprendre efficacement l'effet sur l'écoulement et à 8 m en moyenne dans le lit mineur de la rivière à cause de l'influence dominante de cette région pour l'ensemble de la gamme des débits. Établi après quatre révisions, le maillage de base qui a servi à la plupart des simulations et visible sur la Figure 6; il comporte 24 124 nœuds et 11 969 éléments. Le « modèle numérique d'élévation » au niveau des bassins résultant du premier maillage est donné sur la Figure 8 où l'on distingue bien le haut des digues des bassins à la cote 157,0 m.

Un second maillage présenté sur la Figure 7 a été établi en évitant complètement toute la partie des bassins de captation. Son rôle était dédié à la simulation de scénarios de crue en considérant les bassins complètement immunisés quel que soit le débit à transiter. Ce maillage est tout aussi dense que le premier mais moins gros puisqu'il a été évidé des bassins de captation; il comporte 20 208 nœuds et 9936 éléments.

Rappelons que l'exercice de calibration et de validation par le niveau d'eau du modèle hydraulique a été effectué en phase 1 en considérant les débits de 91, 398 et 638 m³/s. De plus, les limites de berge produites par le simulateur hydrodynamique s'ajustaient très bien à celles observées par photo-interprétation.

4.3 Comportement de la ligne d'eau

Pour interpréter les résultats des simulations effectuées, l'accent a été mis principalement sur deux variables : le niveau d'eau et la redistribution du débit dans le bief. Le niveau d'eau permet d'établir les limites d'inondation d'une crue donnée, dicte aussi les cotes à retenir pour protéger les bassins de captation contre la submersion et permet d'estimer les dommages potentiels aux résidences du Domaine des Îlets affectées par les inondations. Concernant le débit, c'est d'abord sa récurrence qui retient l'attention comme composante importante de la définition du risque. Par ailleurs, la redistribution du débit dans le bief est essentielle pour mesurer l'ampleur de l'écoulement de décharge à travers les bassins de captation. Elle permet aussi d'arrêter la valeur du débit de conception des ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie.

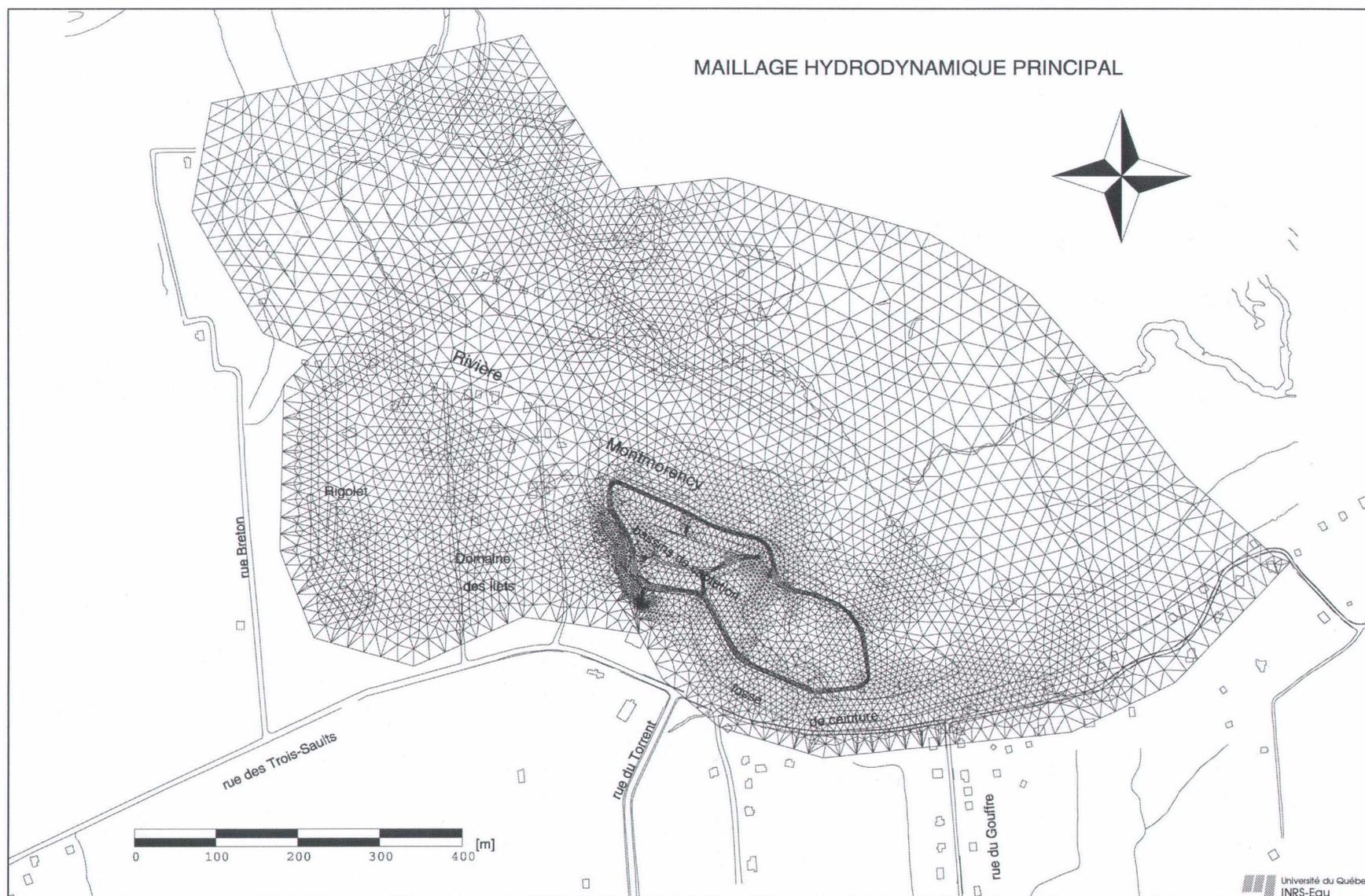


Figure 6 : Maillage hydrodynamique pour les simulations en conditions actuelles et pour les niveaux d'immunisation de 10, 25 et 50ans

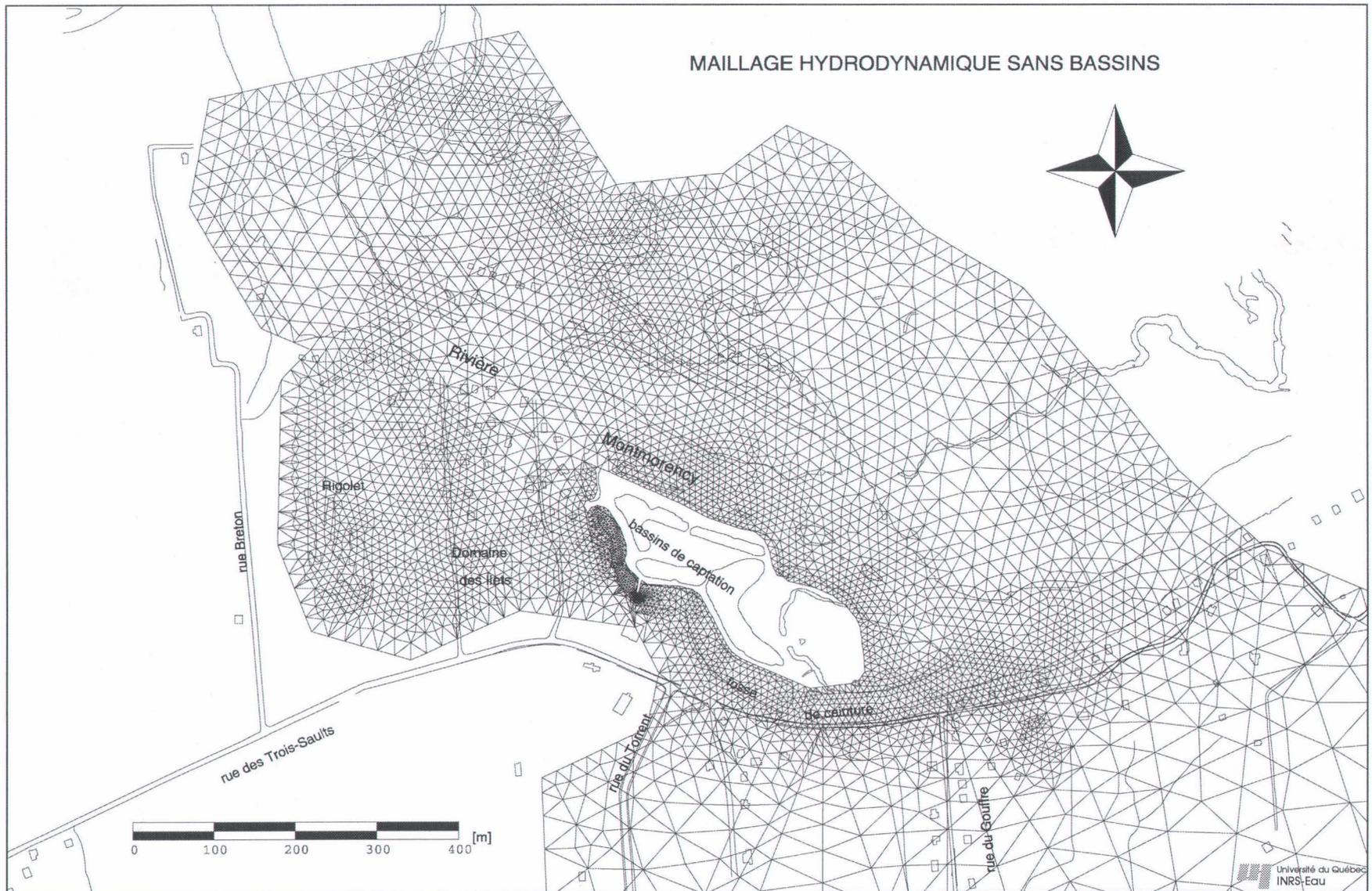


Figure 7 : Maillage hydrodynamique utilisé pour les simulations de protection complète des bassins.

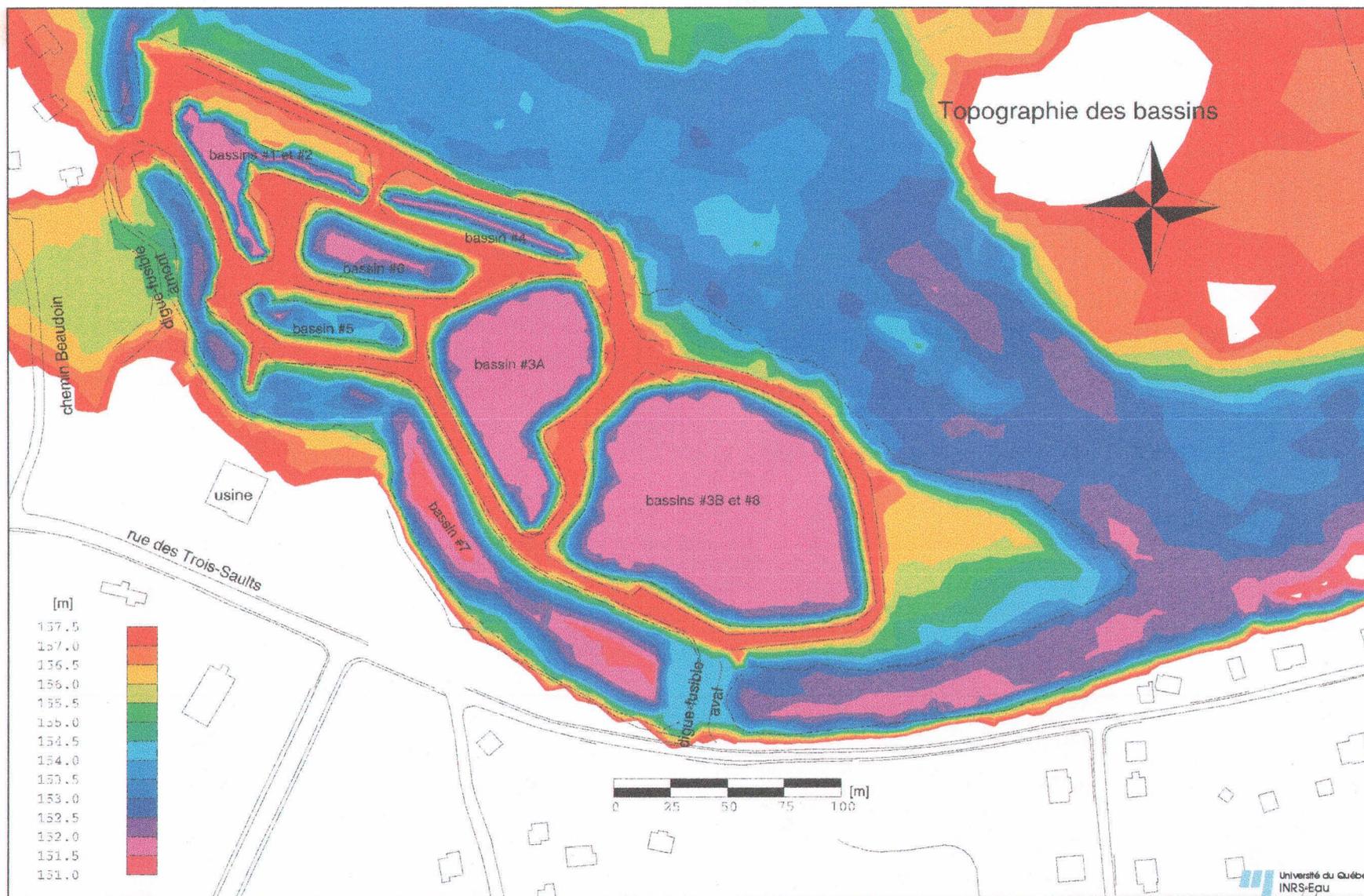


Figure 8 : Topographie du secteur des bassins de captation exploitée pour les simulations en conditions actuelles

Dans la présente section, nous présentons d'abord les résultats des simulations effectuées en conditions actuelles. Les lignes d'eau pour les différents événements hydrologiques simulés sont présentées sur un profil en long. Un tableau réunit les valeurs des niveaux d'eau atteints en certains points de contrôle ayant valeur d'interprétation.

Ensuite sont présentés les niveaux obtenus dans le cours d'eau principal en considérant les bassins protégés contre tout débordement. On parle alors de fermeture complète des bassins. Pour évaluer l'influence de la protection complète des bassins de captation sur l'hydraulicité de la rivière Montmorency, un tableau réunit les différences de niveau d'eau par rapport aux conditions actuelles aux points de contrôle mentionnés au paragraphe précédent.

À la section suivante, on présente les lignes d'eau ainsi qu'un tableau des valeurs de niveau d'eau atteint en certains points le long du Rigolet en fonction des différents scénarios d'aménagement impliquant un rehaussement de l'entrée du Rigolet.

4.3.1 En conditions actuelles

Le Tableau 5 réunit les valeurs des niveaux d'eau associés aux épisodes de crue de période de retour 2, 5, 10, 25, 50 et 100 ans. Les valeurs de niveau d'eau ont été produites par le simulateur hydraulique HYDROSIM aux points de contrôle visibles sur la Figure 9. Ces derniers sont au nombre de 7 distribués comme suit d'amont en aval: vis-à-vis de l'extrémité de la rue Breton, l'entrée du Rigolet, dans le secteur résidentiel des Îlets, l'amont des bassins de captation, le milieu des bassins, la rue des Trois-Sauts à sa jonction avec la rue du Gouffre et la limite aval du secteur à l'étude aux limites de Boischatel.

À l'examen des résultats on constate que le débit de période de retour de 2 ans ne produit pas de débordement au niveau des bassins. La cote actuelle du haut de la digue des bassins est suffisante. Par contre, on observe le début du débordement à partir de 566 m³/s autrement dit au débit de période de retour de 5 ans. La voie d'eau se produit en amont des bassins avec une lame d'eau de 20 cm de hauteur environ au dessus des digues. Dans la zone la plus habitée du secteur à savoir le Domaine des Îlets, on constate qu'entre les crues bi-annuelle et centennale, le niveau de l'eau progresse de 1,7 m pour atteindre la cote de 158,9 m.

La Figure 10 permet de voir les lignes d'eau simulées pour toute la gamme de débits de crue. Pour mettre en perspective les résultats, deux points de repère significatifs sont présentés à savoir le seuil de débordement de l'entrée du Rigolet à la cote 157,3 m et le haut des digues des bassins de captation à la cote 157,0 m. Comme on peut le constater, le Rigolet est sujet à débordement dès qu'arrive une crue bi-annuelle. Les bassins quant à eux sont submergés à partir de la crue de période de retour 5 ans. Les digues fonctionnent comme des déversoirs au débit de 5² ans et sont complètement noyées par 40-50 cm de lame d'eau à partir du débit de récurrence 10 ans.

² Cependant, en utilisant les probabilités réelles établies au site plutôt que celles à la station des Marches naturelles (différence de bassin de 6%), la période de retour serait légèrement majorée, possiblement autour de 6-7 ans.

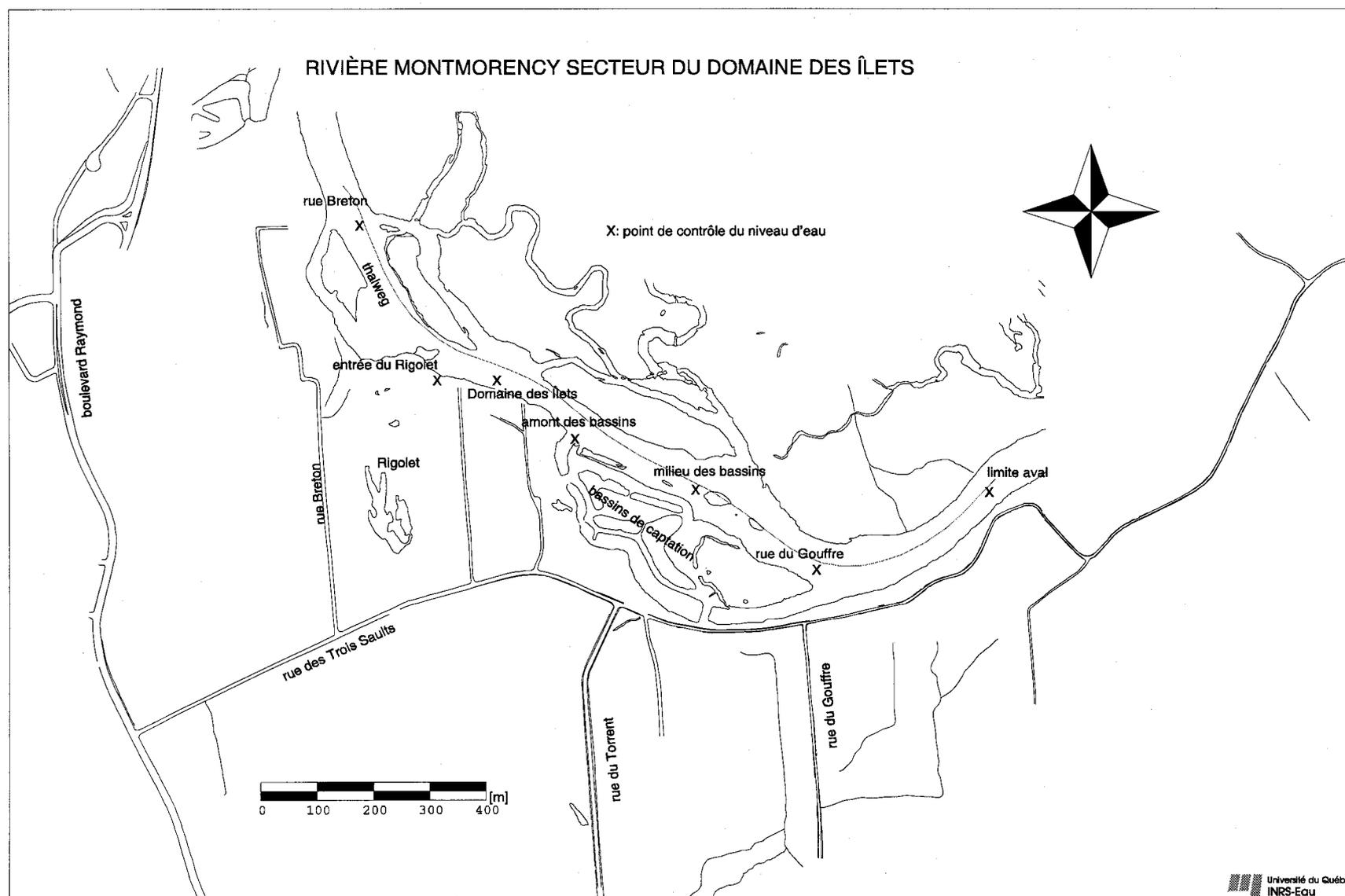


Figure 9 : Points de contrôle du niveau d'eau sur la rivière Montmorency dans le secteur des îlets.

On observe que la dénivellation générale de la ligne d'eau progresse de façon inversement proportionnelle par rapport au débit. Entre l'extrémité de la rue Breton et la limite aval du secteur à l'étude la dénivellation passe de 2,1 à 0,7 m. Cette information indique que l'inertie de l'écoulement est plus importante à faible débit. Cela veut dire en termes plus clairs que le niveau de la surface libre est plus sensible aux variations topographiques du fond à faibles débits qu'à hauts débits. Par rapport aux conditions actuelles, il faut donc s'attendre à observer les plus fortes variations du niveau d'eau pour des crues de 2 et 5 ans plutôt que celles de 50 et 100 ans pour les simulations en conditions d'aménagement de protection.

Enfin, l'épi du bassin #7 contribue à obstruer l'écoulement de décharge dans le fossé de ceinture. Le rehaussement du niveau en amont de l'épi jusqu'au Rigolet se fait nettement ressentir à partir d'une crue décennale.

Tableau 5 : Niveaux de l'eau et du terrain en différents points du secteur d'étude en fonction des divers événements hydrologiques simulés en conditions d'aménagement actuelles.

Points d'intérêt	Débits, périodes de retour ³ , niveaux simulés ⁴						
	- Sol ⁵	1/2 ans 471 m ³ /s	1/5 ans 566 m ³ /s	1/10 ans 651 m ³ /s	1/25 ans 756 m ³ /s	1/50 ans 836 m ³ /s	1/100 ans 916 m ³ /s
Amont	-	158,0	158,2	158,5	158,8	159,0	159,3
Entrée du Rigolet	157,3	157,3	157,6	157,9	158,3	158,6	159,2
Domaine des Îlets	-	157,1	157,4	157,7	158,2	158,6	158,9
Amont des bassins	157,0	156,8	157,1	157,5	158,1	158,5	158,9
Milieu des bassins (haut des digues)	157,0	N,N.E.	157,1	157,3	158,0	158,4	158,8
Rue 3-Saults coin du Goufre	159,3	156,2	156,7	157,2	157,9	158,4	158,8
Limites Boischatel	157,5	155,9	156,3	156,8	157,7	158,2	158,6

³ Tel que déjà mentionné, les probabilités correspondent à celles établies à la station 051001.

⁴ Une cellule en grisé indique la submersion.

⁵ Le niveau du sol est établi vis-à-vis du point de contrôle ou en travers dans le lit majeur lorsque l'analyse de submersion est pertinente.

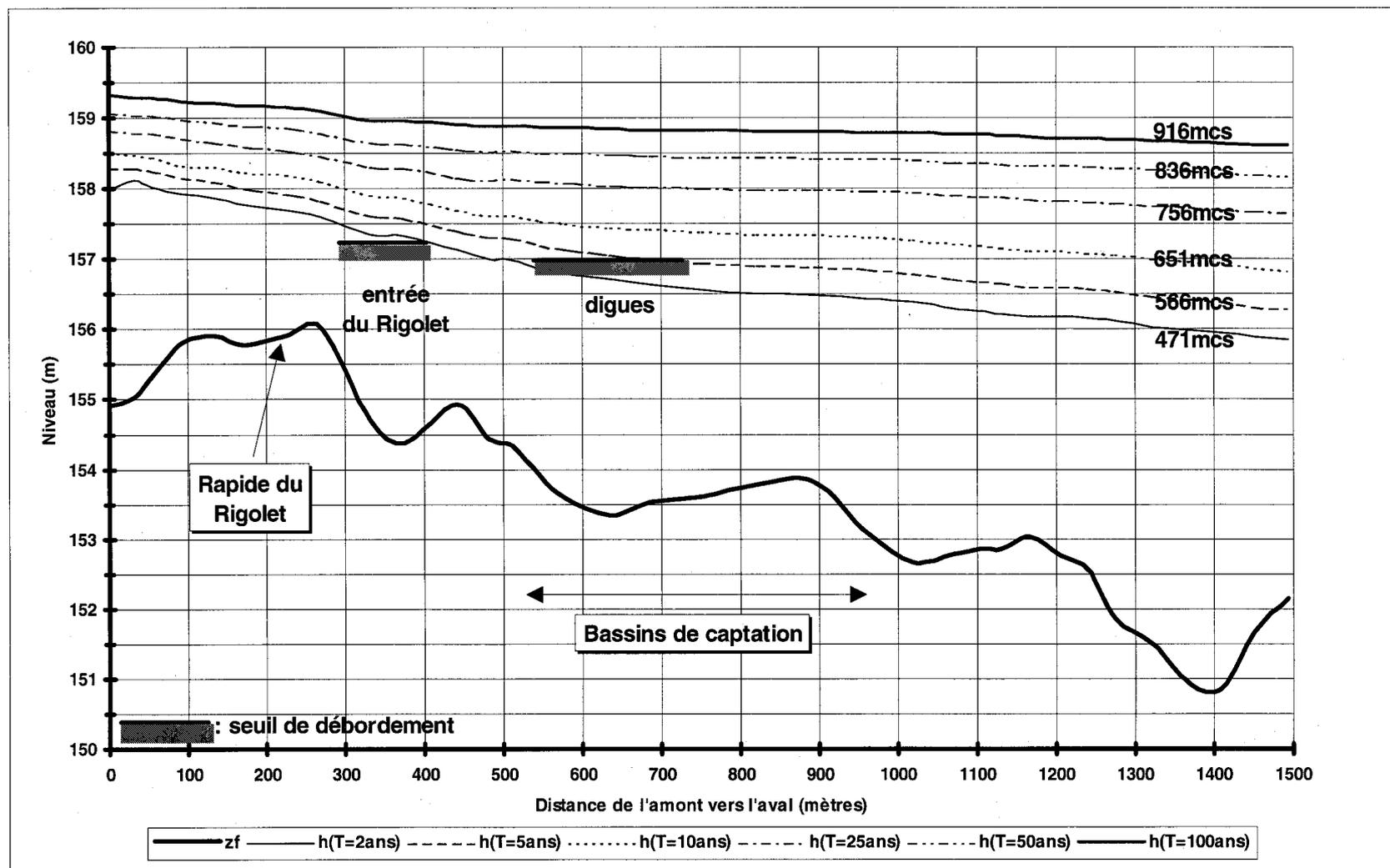


Figure 10 : Lignes d'eau simulées en conditions actuelles pour les 6 débits de crue dans le secteur des îlets de la rivière Montmorency.

Remarque : les probabilités correspondant à ces débits sont celles établies à la station 051001 (Marches naturelles)

4.3.2 Influence de la protection des bassins

L'influence de la fermeture complète des bassins sur le niveau d'eau quels que soient les débits simulés est conforme à ce qu'on peut s'attendre en théorie. Puisque la fermeture complète des bassins provoque une réduction de la section d'écoulement, cela devrait donc avoir pour conséquence un rehaussement significatif du niveau de l'eau en amont puisque un débit supérieur transite par le thalweg. C'est ce qu'on observe à l'examen des différences de niveau d'eau présentées au Tableau 6.

En effet, l'immunisation complète des bassins provoque une augmentation du niveau d'eau de l'ordre de 6 cm immédiatement à l'amont des bassins et ce, quel que soit le débit considéré. Ce rehaussement (effet remous) que l'on peut considérer comme relativement faible, relève la ligne d'eau sur une courte distance vers l'amont, soit jusque vis-à-vis du secteur résidentiel des Îlets (environ +3 cm). À l'entrée du Rigolet, l'atténuation de l'effet remous rend cette influence sur le niveau imperceptible soit, à la limite de précision des modèles de terrain et hydrodynamique utilisés (typiquement ± 2 cm).

On se serait attendu à un impact plus grand sur les niveaux d'eau d'une protection complète des bassins. La réduction de section n'est pas négligeable étant donnée la superficie considérée. Cependant, on doit tenir compte de deux facteurs : d'abord, l'hydraulique d'ensemble du tronçon étudié est contrôlée par la condition de niveau aval, elle-même liée au seuil du rapide des Trois-Saults; deuxièmement, la présence d'une vaste plaine de débordement en rive gauche entrecoupée de bras d'écoulement secondaires entraîne un redéploiement rapide de l'écoulement en cas de relèvement mineur du plan d'eau au voisinage de la prise d'eau. Ainsi, la fermeture complète des bassins dévie l'écoulement vers la rive gauche sans occasionner de variations significatives du niveau d'eau entre le milieu des bassins et la limite aval puisqu'à cet endroit le niveau est contrôlé par les Trois-Saults.

D'autre part, on peut supputer sur l'impact de la construction des bassins actuels en 1986. L'influence sur les niveaux d'eau du secteur a alors probablement été beaucoup plus significative que les scénarios imaginés pour la présente étude puisque la zone inondable qui fut endiguée alors était envahie par les crues assez régulièrement. Le retrait de cette zone de la section d'écoulement était beaucoup plus important que les changements analysés dans la présente étude. Étant donnés les processus érosifs observés en rive gauche et qui se sont accentués pendant les quelques années qui ont suivi l'implantation des bassins (Leclerc et coll., 1998), on peut affirmer que la réduction de section en fut probablement le principal facteur explicatif. Cependant, la récupération de section associée au recul de la berge en rive gauche nous laisse croire que la rivière a récupéré depuis sa section originale, du moins en valeur, et que cette capacité d'ajustement du cours d'eau est une caractéristique inhérente au tronçon.

Tableau 6: Différentiel du niveau de l'eau, par rapport aux conditions actuelles en différents points du secteur d'étude en fonction des différents événements hydrologiques simulés en condition de protection complète des bassins.

Points d'intérêt	Débit/différence de niveau					
	471 m ³ /s	566 m ³ /s	651 m ³ /s	756 m ³ /s	836 m ³ /s	916 m ³ /s
Vis-à-vis de la rue Breton	+3 cm	+1 cm	-1 cm	+2 cm	+1 cm	+1 cm
Entrée du Rigolet	0 cm	+1 cm	-1 cm	0 cm	+2 cm	+3 cm
Domaine des Îlets	+3 cm	+3 cm	+2 cm	+3 cm	+3 cm	+3 cm
Amont des bassins	+6 cm	+7 cm	+5 cm	+5 cm	+5 cm	+4 cm
Vis à vis du milieu des bassins	-2 cm	-2 cm	-1 cm	-2 cm	-2 cm	-1 cm
Pointe de l'île-rue du Gouffre	+3 cm	+3 cm	-3 cm	-2 cm	-1 cm	-1 cm

Note : une marge d'erreur de l'ordre de ± 2 cm doit être appliquée à ces chiffres ce qui rend plusieurs différences non-significatives. En grisé, les valeurs significatives.

4.3.3 Influence de l'endiguement à 157,7 m à l'entrée du Rigolet avec protection totale des bassins

Considérons maintenant l'influence d'une intervention de protection à l'entrée du Rigolet et autour des bassins de captation (fermeture totale) sur la fluctuation du niveau d'eau dans le Rigolet lui-même. Un rehaussement du terrain à l'entrée du Rigolet à la cote 157,7 m a été pris en considération afin de retarder et/ou minimiser l'activation hydraulique de ce bras de rivière pour des événements plus fréquents qu'une fois par dix ans. Le choix du débit décennal pour fin de comparaison est intentionnel ; il s'agit du débit de conception des ponceaux du Chemin de la Carmichaëlerie, sujet qui sera abordé au chapitre suivant.

Pour fixer les idées, trois points de contrôle ont été sélectionnés pour évaluer l'influence de l'intervention proposée sur le niveau d'eau. Au Tableau 7 sont reportés les niveaux d'eau associés au débit décennal atteints à l'entrée du Rigolet, sur le Chemin de la Carmichaëlerie et sur le chemin Beaudoin vis-à-vis de leur point bas, soit à la traversée du Rigolet.

À l'examen des niveaux d'eau, on constate qu'un rehaussement du terrain à l'entrée du Rigolet provoque un rehaussement de 8 cm du niveau d'eau au même endroit. Par contre, au droit des Chemins de la Carmichaëlerie et Beaudoin, l'endiguement partiel à l'entrée du Rigolet cause une réduction du débit ce qui se répercute sur le niveau d'eau par un abaissement de 5-6 cm. Il y a peu de différence entre les niveaux d'eau à ces deux chemins; cela s'explique par le fait que l'écoulement dans le Rigolet est en régime fluvial et dans ce cas, le niveau d'eau est complètement influencé par l'aval soit le niveau dans le bras sud (voir les notes au pied du Tableau 7). La discussion sur les débits transitant par le Rigolet sera introduite plus loin.

Tableau 7 : Niveaux d'eau simulés avec un débit décennal à l'entrée du Rigolet, sur les chemins de la Carmichaëlerie et Beaudoin selon les différents scénarios de protection.

Scénarios d'aménagement	Niveaux d'eau simulés		
	Entrée du Rigolet (sol=157,3 m)	Chemin de la Carmichaëlerie (sol=156,9 m)	Chemin Beaudoin (sol=156,0 m)
(1) : conditions actuelles	157,88 m	157,37 ¹ m	157,35 ¹ m
(2) : entrée du Rigolet à 157,7m	157,96 m	157,31 m	157,31 m
(3) : bassins immunisés 10 ans	157,87 m	157,28 ² m	157,28 ² m
(4) : (2)+(3)	157,95 m	157,23 m	157,22 m

Notes :

¹ Ici, les bassins de captation sont submergés et c'est le niveau au-dessus de l'ensemble des bassins qui contrôle celui du Rigolet aux chemins Beaudoin et de la Carmichaëlerie.

² Dans ce cas, les bassins ne sont pas inondés et c'est le niveau du bras sud qui contrôle. Comme le débit y transitant est faible, son niveau est plus faible que le cas précédent (note 1).

4.4 Limites d'inondation

Les limites d'inondations (ligne de contour à profondeur nulle ou limite physique de l'écoulement) en conditions actuelles sont présentés sur la Figure 11. On peut nettement remarquer un déplacement significatif de la rive gauche vers le nord-est à mesure que le débit augmente. C'est un phénomène de redéploiement de l'écoulement qui est possible grâce à présence d'une large plaine d'inondation en rive gauche, entrecoupée de bras secondaires qui s'activent rapidement quand un rehaussement du niveau d'eau se produit en période de crue. Les résidences sont également visibles sur la Figure 11 ce qui permet d'apprécier lesquelles sont susceptibles d'être inondées pour un événement donné. On peut remarquer que le Rigolet fonctionne comme un bras de rivière distinct du lit mineur principal pour les débits inférieurs ou égaux au débit décennal. Au delà du débit décennal, le Rigolet et le thalweg se fusionnent pour former un seul plan d'eau ayant plus de 600 m de largeur dans son maximum et 450 m en moyenne ce qui en fait transitoirement un milieu fluvio-lacustre lors des crues importantes.

Les résidences les plus touchées sont bien sûr celles du Domaine des Îlets qui se transforme en île dès qu'une crue de période de retour une fois par 2 ans se produit. En effet, les deux voies d'accès que sont les Chemins de la Carmichaëlerie et Beaudoin sont complètement coupés dans leur point bas, à savoir à la traverse du Rigolet. Sur la rue des Trois-Saults en aval des bassins de captation, certaines résidences se trouvant le plus à l'est en rive droite sont elles aussi menacées de submersion lors des crues de période de retour supérieure ou égale à 50 ans. Par contre, celles se trouvant en face des bassins sur la rue des Trois-Saults ne le sont jamais, même au débit centennal. Enfin, les résidences se trouvant en rive gauche en face du secteur des Îlets sont

installées à une altitude suffisante pour ne pas être inquiétées par une crue même centennale. Néanmoins, on sait déjà que l'action érosive du cours d'eau y est très présente.

4.5 Analyse des débits

Le programme de simulation prévoyait d'analyser toutes les possibilités d'immunisation en regard de la gamme complète des débits de crue considérée. Dans le cas où, par exemple, une immunisation contre les crues de période de retour de 10 ans ou plus aurait été donnée aux bassins de captation, il est intéressant de savoir quel est le débit résiduel qui pourrait passer au-dessus des digues avec des débits de crues supérieurs à la protection. De plus, la redistribution des écoulements dans le tronçon, notamment dans le Rigolet doit être connue afin de dimensionner certains ouvrages. Le dimensionnement de tels aménagements fera l'objet d'un chapitre spécifique plus loin dans ce rapport. Précisons cependant que pour cette phase de l'étude, le niveau d'endiguement hypothétique a été établi à 30 cm au-dessus de la ligne d'eau de la rivière à ce débit incluant l'effet de la protection⁶.

Pour faire cette analyse, l'usage de la fonction courant⁷ pour chaque scénario nous permet d'évaluer le débit qui transite dans une zone d'intérêt. L'exercice a été effectué d'une part, sur les bassins de captation pour estimer les effets d'un rehaussement des digues sur l'hydraulicité, et d'autre part, sur le Rigolet pour déterminer le débit de conception pour les fins de dimensionnement des ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie.

4.5.1 Débits transitant par les bassins

Un exercice de contrôle des débits transitant par les bassins a été effectué pour les différents scénarios d'immunisation. En plus des différents scénarios d'aménagement, les conditions actuelles ont été également prises en considération en guise d'état de référence. À l'examen des résultats obtenus, on peut remarquer que le relèvement de l'entrée du Rigolet à la cote 157,7 m n'augmente pas, sinon très peu (cas de la crue de 1/100 ans), la part de débit qui transite normalement par les bassins de captation dans la configuration d'aménagement actuelle (état de référence). La valeur du débit qui transite par les bassins est importante et sa variation progresse avec l'amplitude de la crue : 14, 60, 90 et 110 m³/s respectivement pour les crues de période de retour 10, 25, 50 et 100 ans. Les valeurs nulles dans le tableau réfèrent aux états d'immunisation.

⁶ On verra au chapitre 6 que les contraintes de dimensionnement permettent difficilement l'ajout d'un 30 cm de revanche. On devra donc en tenir compte dans l'analyse.

⁷ La fonction courant permet de représenter sous la forme d'isocontours du débit la distribution de l'écoulement dans l'ensemble du tronçon. Ce sont des couloirs de débit constant, confondus avec les trajectoires de l'écoulement, qui se jouxtent latéralement en partant de la rive droite (valeur 0) vers la rive gauche (débit total considéré).

Au Tableau 8 sont reportés les débits estimés à partir des simulations effectuées. L'analyse a été réalisée pour les crues de récurrence égale ou supérieure à 10 ans.

En plus des différents scénarios d'aménagement, les conditions actuelles ont été également prises en considération en guise d'état de référence. À l'examen des résultats obtenus, on peut remarquer que le relèvement de l'entrée du Rigolet à la cote 157,7 m n'augmente pas, sinon très peu (cas de la crue de 1/100 ans), la part du débit qui transite normalement par les bassins de captation dans la configuration d'aménagement actuelle (état de référence). La valeur du débit qui transite par les bassins est importante et sa variation progresse avec l'amplitude de la crue : 14, 60, 90 et 110 m³/s respectivement pour les crues de période de retour 10, 25, 50 et 100 ans. Les valeurs nulles dans le tableau réfèrent aux états d'immunisation complète.

Tableau 8 : Débits transitant par les bassins pour différents scénarios de mitigations.

T (années)	Débit (m ³ /s)				
	Conditions actuelles	Conditions actuelles + entrée du Rigolet à 157,7m	Immunisation 10 ans	Immunisation 25 ans	Immunisation 50 ans
10	14	14	0	0	0
25	60	60	6	0	0
50	90	90	28	2	0
100	110	114	50	17	3

Certains bassins sont très sensibles à la submersion et l'intensité de l'écoulement peut être suffisamment importante pour endommager les installations et immobiliser temporairement la production d'eau potable. Une façon de quantifier le niveau de protection des bassins est d'évaluer la réduction du débit de submersion des bassins (écoulement de décharge) qui perd alors de son potentiel érosif. Le rehaussement de la « digue-ceinture » des bassins de captation est fondamentale dans la réduction de l'écoulement de décharge. Une immunisation de 10 ans contribue à réduire de 90, 69 et 55% l'écoulement de décharge associé à des crues de périodes de retour 25, 50 et 100 ans respectivement. Une immunisation de 25 ans contribuera à réduire de 98 et 85% le débit associé à des crues de périodes de retour de 50 et 100 ans. Enfin, une immunisation de 50 contribue à réduire de 97% le débit associé à la crue de période de retour de 100 ans.

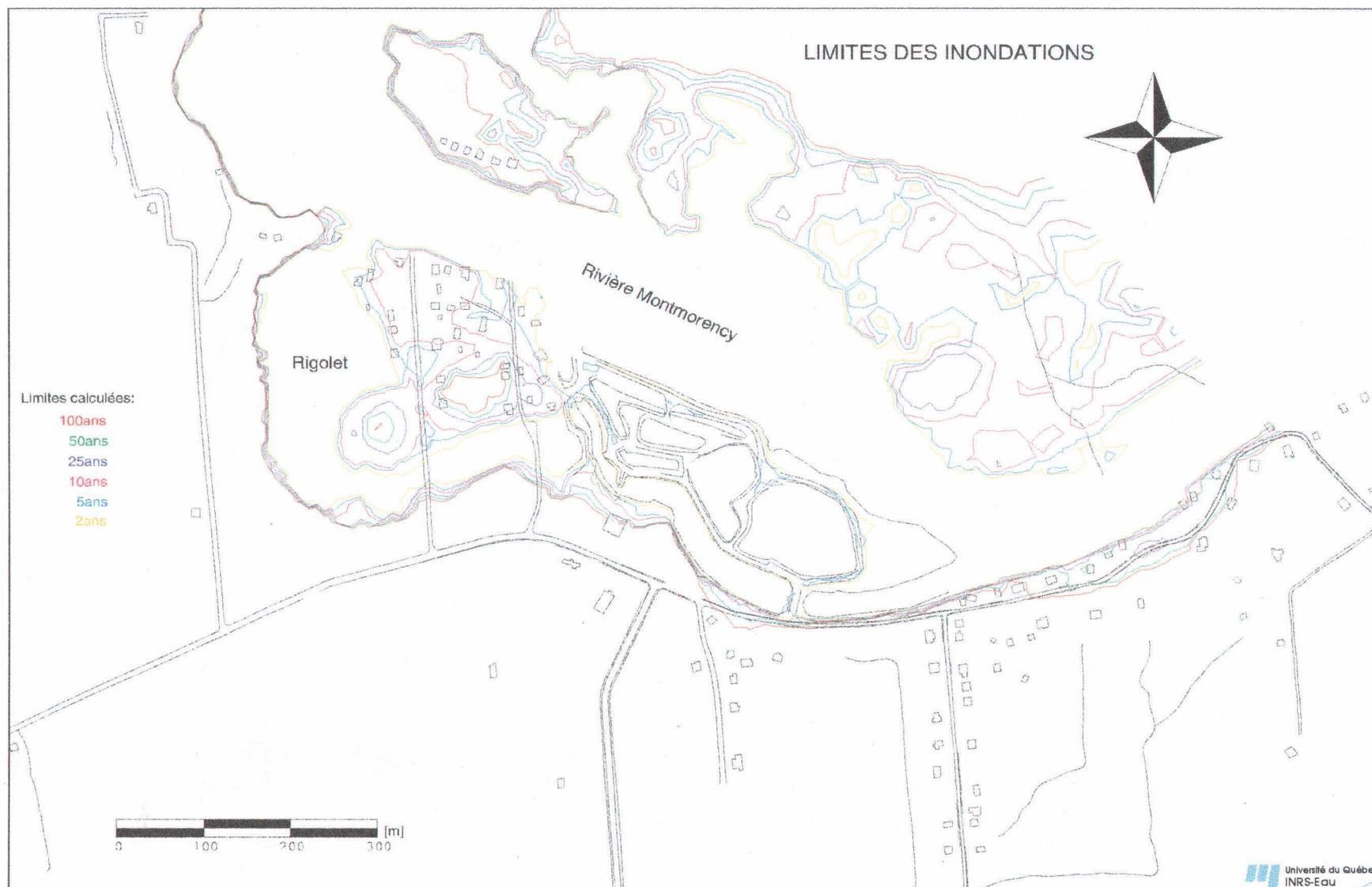


Figure 11 : Limites d'inondations simulées en conditions actuelles pour les divers scénarios de crue dans le secteur des îlets de la rivière Montmorency.

Ainsi, la crue de période de retour 25 ans qui surpasse la protection 10 ans laisse passer un débit résiduel de 6 m³/s alors que dans les conditions actuelles, même la crue décennale fait passer un débit de plus du double, soit 14 m³/s. De même, un débit centennal se produisant avec une protection de 10 ans aurait un effet similaire (28 m³/s comme débit de décharge) à la crue bi-décennale dans les conditions actuelles. On peut donc en déduire que même si un surpassement des digues se produit, les dommages aux installations sont tout de même considérablement atténués quel que soit le débit considéré.

4.5.2 Débits transitant par le Rigolet

De façon à déterminer la valeur du débit de conception des ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie, un exercice d'estimation du débit transitant par le Rigolet a été effectué pour le scénario de crue décennale. Les valeurs des débits obtenus sont présentées au Tableau 9 pour les quatre scénarios d'aménagement qui sont rappelons-le:

- 1) les conditions actuelles;
- 2) avec l'entrée du Rigolet rehaussée à la cote 157,7 m;
- 3) avec les bassins de captation complètement immunisés; et
- 4) immunisation complète avec l'entrée du Rigolet rehaussée.

À l'examen des valeurs de débit dans le Rigolet, on peut constater l'importance du rehaussement de l'entrée du Rigolet qui contribue à stabiliser la valeur du débit à environ 6 m³/s au lieu de 16 et 28 m³/s respectivement avec ou sans intervention sur les bassins de captation.

Cette analyse servira au chapitre suivant à définir le débit de conception des ponceaux du Chemin de la Carmichaëlerie, aménagement hydraulique servant à maintenir plus longtemps l'accessibilité aux habitations en montée de crue tout en assurant le drainage du Rigolet en cas d'inondation.

Tableau 9 : Estimation du débit du Rigolet à la hauteur du Chemin de la Carmichaëlerie pour une crue décennale avec différents scénarios d'aménagements

Débit (m³/s)			
Conditions actuelles	Conditions actuelles et entrée Rigolet relevée	Immunisation complète	Immunisation complète et entrée Rigolet relevée
16	6	28	6

5. Ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie

5.1 But de l'aménagement

Il a été établi que les besoins d'évacuation des riverains dans le secteur résidentiel des Îlets à l'amont de la station de pompage sont associés au fait que la rivière en crue envahit le Rigolet, un délaissé qui s'active avec une périodicité approximative de moins de deux ans. Cette activation hydraulique, associée aux crues à l'eau libre ou aux embâcles dans le cours principal prive alors les résidents de tout moyen de s'extirper du secteur par les voies normales de circulation, les Chemins de la Carmichaëlerie et Beaudoin, ceux-ci étant coupés par le Rigolet.

Cet inconvénient n'est pas nécessairement accompagné de l'inondation des terrains et résidences du secteur, une situation qui se produit beaucoup moins fréquemment (1/10-20 ans). Mais étant donné qu'on ne peut pas toujours savoir à l'avance l'ampleur d'une crue ou d'un embâcle non plus que la soudaineté de tels événements sur la rivière Montmorency, les mesures de sécurité préventive obligent à évacuer les populations dès qu'on anticipe une montée des eaux. Si l'on ne procédait pas ainsi, on courrait le risque de devoir évacuer les résidents par embarcation voire, en hélicoptère ce qui implique un déploiement logistique lourd et des coûts considérables, et cela, même si aucun aléa n'affecte les propriétés. Si la crue est de courte durée, l'inconvénient n'est pas si majeur, mais dans le cas où la montée des eaux est due à un embâcle comme ce fut le cas en février 1998, l'évacuation peut durer des semaines. On imagine sans peine le problème.

En vue de réduire les impacts négatifs de tels aléas pour les populations et aussi, de réduire les coûts associés au déploiement des mesures d'urgence dans le secteur, une solution a été proposée (Leclerc et coll., 1998) visant à allonger le sursis dont disposent les populations pour s'évacuer. Idéalement, si la question des coûts n'était pas en cause, la construction d'un pont semblable à celui qui traverse le fossé de ceinture derrière la station de pompage et qui donne accès aux bassins de captation serait la solution recherchée. Cependant, comme l'ouvrage n'est appelé à servir que typiquement une fois tous les deux ans, et ce pour quelques heures ou quelques jours seulement, une solution basée sur un relèvement du profil du Chemin de la Carmichaëlerie a été jugée préférable. Comme le maintien d'une certaine hydraulicité est malgré tout essentiel afin de pouvoir évacuer un certain débit venant par le Rigolet (voir plus loin le débit de conception), l'implantation de ponceaux suffisamment dimensionnés est apparue comme l'alternative économique à un pont.

Pourquoi ne pas choisir plutôt le Chemin Beaudoin? La réponse tient au fait que les emprises et l'espace disponible pour installer ce mode d'évacuation sont meilleurs dans le Chemin Carmichaël. Une telle implantation demande tout de même une certaine rationalisation de la

voirie du secteur afin que tous les résidents puissent avoir accès à cette sortie ce qui n'est pas le cas actuellement.

5.2 Débit de conception des ponceaux: la norme au Québec

En vertu des normes établies par le Ministère des Transports du Québec (MTQ), le débit de conception des ponceaux à installer sous une route secondaire est le *débit décennal* déterminé par analyse hydrologique. Dans ce qui suit, le débit de conception retenu pour dimensionner les ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie répond à la norme en vigueur.

Dans le cadre de son programme d'aménagement d'immunisation des inondations, la municipalité de Beauport a décidé suite à des discussions préliminaires avec nous, de dimensionner en tenant compte d'une entrée du Rigolet rehaussée à son extrémité amont. Un tel aménagement, bien que relativement léger (0,7 m de haut), a tout de même pour effet de retarder l'envahissement du Rigolet en plus d'en réduire assez significativement le débit du moins aux stades initiaux du processus. En cas de crue extrême, son rôle devient négligeable, l'ensemble du secteur se trouvant inondé et connecté de partout sur le cours principal de la rivière.

Pour dimensionner les ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie, le débit de conception a été fixé à 10,0 m³/s. Cette valeur est une majoration de celle déterminée par l'exercice de simulation hydrodynamique qui indiquait un débit de 6,0 m³/s transitant par le Rigolet avec entrée relevée à la cote 157,7 m pour une crue décennale (voir le Tableau 17 page 51).

5.3 Analyse hydraulique du Rigolet

Le Rigolet est un bras de rivière généralement à sec (avec des portions marécageuses) qui devient actif lors d'une crue dont le débit est voisin de 400-500⁸ m³/s soit la crue de récurrence 2 ans. L'entrée du Rigolet à l'extrémité nord-ouest du Domaine des Îlets avec un seuil de débordement établi à la cote 157,3 m. Le lit du Rigolet se caractérise par un milieu humide et une végétation arbustive et arborescente abondante ce qui constitue un potentiel de débris non négligeable dont il faut tenir compte dans l'exercice d'aménagement des ponceaux.

Pour le débit de conception, l'écoulement est fluvial (Froude < 1) avec des vitesses maximales inférieure à 0,90 m/s et une profondeur d'environ 1,0 m probablement en raison d'une forte végétation (résistance à l'écoulement), une large section d'écoulement et une pente du cours d'eau pas très élevée. Les lignes d'eau pour le débit de conception sont présentés sur la Figure 12.

⁸ Dépendant si l'on considère la topographie du lit mineur antérieure à l'embâcle de 1999 ou non.

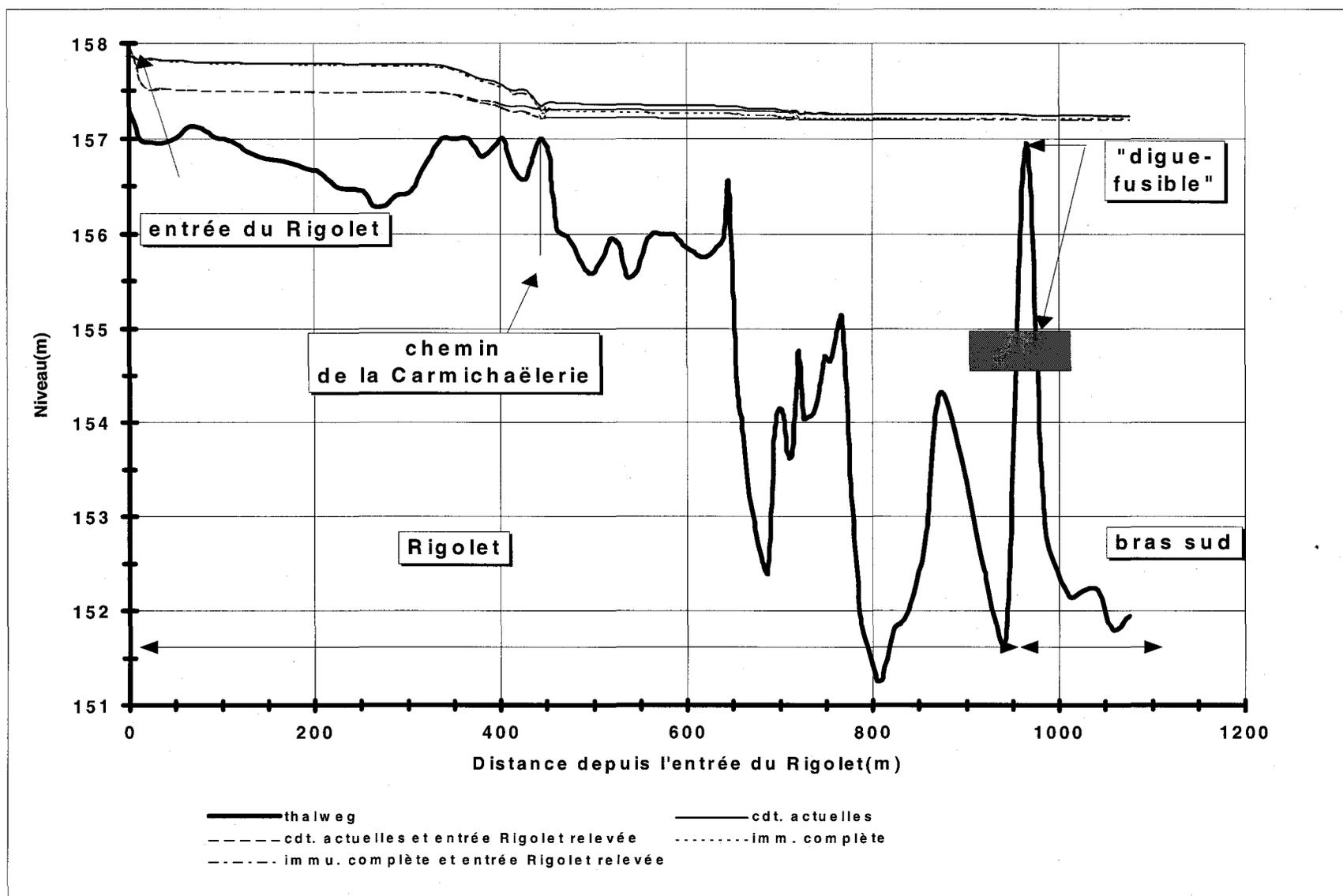


Figure 12 : Lignes d'eau le long du Rigolet selon différents scénarios d'aménagement pour la crue décennale

On peut remarquer un net changement de la pente de la ligne d'eau en amont et en aval du chemin de la Carmichaëlerie, modification associée à la topographie remaniée de ce secteur (remblais). En aval, le niveau d'eau est complètement contrôlé par le bras sud, lui-même connecté sur le cours principal de la rivière puisque dans les simulations, les digues barrant ce segment agissent comme des fusibles et se rompent dès qu'un besoin d'évacuation du débit venant du Rigolet se présente.

Le **Tableau 9** indique la valeur du débit qui transite par le Rigolet pour une crue décennale selon différents scénarios d'aménagement. Il est clair que le relèvement de l'entrée du Rigolet limite le débit à une valeur d'environ $6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ au lieu de $16,0$ et $28,0 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les scénarios sans endiguement.

5.4 Contraintes de conception

Deux contraintes principales ont été prises en considération pour dimensionner les ponceaux. La première est hydraulique et vise à définir la cote d'implantation du radier en fonction de la topographie, de la profondeur d'écoulement ou du niveau d'eau admissible (voir la Figure 13), et à déterminer la taille nécessaire pour évacuer non seulement le débit de conception mais également les débris. La deuxième contrainte est liée à l'aménagement : on doit prendre soin de ne pas obstruer avec les ponceaux l'allée secondaire conduisant aux résidences situées près de l'entrée du Rigolet (voir Figure 16 page 45).

La valeur du niveau d'eau admissible a été fixée à $158,2 \text{ m}$ tout simplement parce que le niveau du chemin de la Carmichaëlerie devra être relevé de la cote $157,0 \text{ m}$ (terrain actuel) à la cote finale $158,5 \text{ m}$, ce qui laisse une marge de sécurité de $0,3 \text{ m}$ avec une profondeur admissible H_{adm} de $1,20 \text{ m}$ environ. La cote du radier dépendra de la taille des ponceaux retenue et de la cote du terrain actuel légèrement excavé ce qui nous laisse typiquement $1,2-1,5 \text{ m}$ de marge de manœuvre au niveau de la taille verticale des ponceaux.

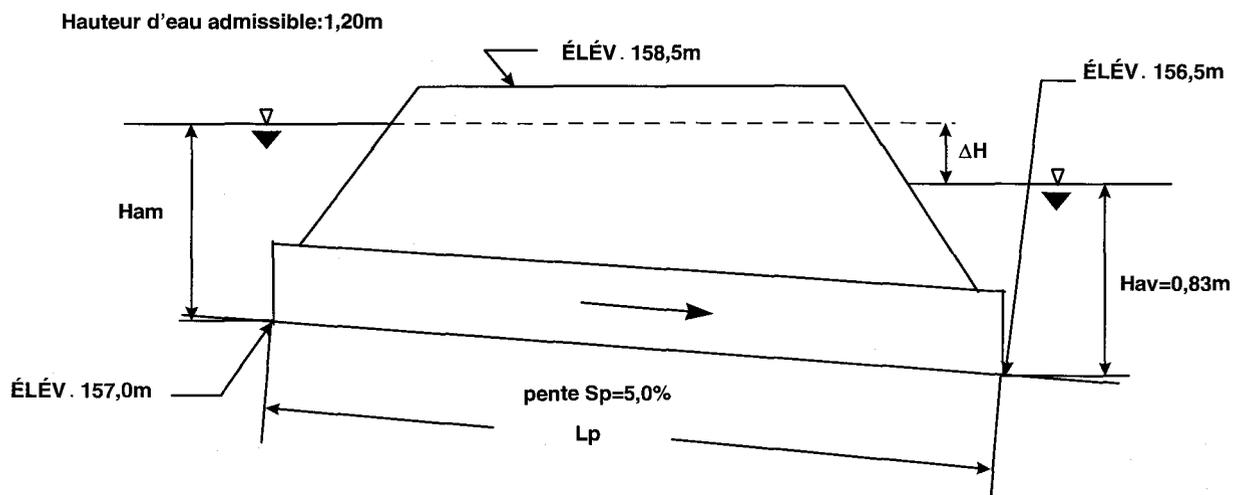


Figure 13 : Conditions d'écoulement au droit des ponceaux

5.5 Dimensionnement des ponceaux en tôle ondulée

Deux types de ponceaux ont été considérés : en acier (tôle ondulée) et en béton. Le béton a été écarté rapidement à cause des coûts associés à ce type de composante qu'elle soit préfabriquée ou construite en place. Deux formes de ponceaux en tôle ondulée ont été sélectionnées : *circulaire* et *arquée*. La forme circulaire est la plus économique; cependant, elle pose une contrainte hydraulique qui la rend moins avantageuse. La forme arquée bien que plus coûteuse et moins résistante offre un meilleur rendement hydraulique. Pour les fins de calculs, ce sont des ponceaux à extrémités saillantes plus économiques à réaliser qui ont été sélectionnés. Mentionnons au passage que des extrémités saillantes occasionnent des pertes de charge à l'entrée plus importantes. Autrement dit, la valeur de H_{am} sera plus grande avec des extrémités saillantes par rapport à des extrémités profilées.

5.5.1 Ponceaux circulaires en acier

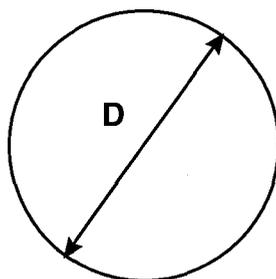


Figure 14 : Ponceau circulaire.

La forme du ponceau circulaire en acier sur la Figure 14 se caractérise par le diamètre D normalisé disponible sur le marché. Plusieurs essais ont été effectués pour déterminer le nombre et le diamètre des ponceaux requis. Au Tableau 10, on présente un résumé des essais effectués où, dans tous les cas, l'écoulement est à surface libre et contrôlé par l'entrée. Pour les 3 diamètres (1 600, 1800 et 2000 mm) retenus les contraintes sont respectées. On constate qu'il faut 5 ponceaux de 1 600 mm et 4 ponceaux de 1 800 ou 2 000 mm pour transiter le débit de conception.

Tableau 10 : Conception des ponceaux circulaires en acier.

Ponceaux circulaires			
D	Quantité	$H_{am} < H_{adm}$	Élévation
1 600 mm	5	1,09 m	157,84 m
1 800 mm	4	1,18 m	157,93 m
2 000 mm	4	1,13 m	157,87 m

5.5.2 Ponceaux arqués en acier

Un ponceau arqué est conçu à partir d'un ponceau circulaire. La forme du ponceau arqué en acier sur la Figure 15 se caractérise par une base aplanie et ses dimensions sont la largeur L et la hauteur D . Mais on parle également de diamètre équivalent D_{eq} correspondant au diamètre du ponceau circulaire d'origine qui a servi à produire la forme arquée. Pour un diamètre donné, la forme arquée est moins haute que la forme circulaire. Plusieurs essais ont été effectués pour déterminer le nombre et le diamètre équivalent des ponceaux arqués. Au Tableau 11, on présente un résumé des essais effectués où, dans tous les cas, l'écoulement est à surface libre et contrôlé par l'entrée. Pour les 3 diamètres équivalents (1 600, 1800 et 2000 mm) retenus, les contraintes sont respectées. On constate qu'il faut 4 ponceaux de 1 600 mm et 3 ponceaux de 1 800 ou 2 000 mm pour transiter le débit de conception.

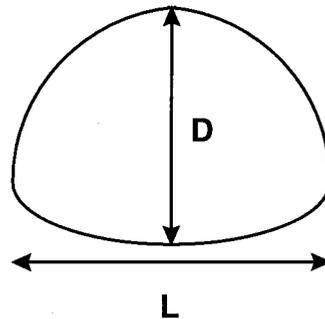


Figure 15 : Ponceau arqué.

Tableau 11 : Conception des ponceaux arqués en acier.

Ponceaux arqués					
D_{eq}	L	D	Quantité	$H_{am} < H_{adm}$	Élévation
1 600 mm	1 880 mm	1 260 mm	4	1,07 m	157,82 m
1 800 mm	2 130 mm	1 400 mm	3	1,19 m	157,94 m
2 000 mm	2 360 mm	1 525 mm	3	1,11 m	157,86 m

5.6 Coût des ponceaux

Les coûts avant taxes ont été établis sur la base des tarifs pratiqués par la compagnie Armtec⁹ qui fabrique et vend des ponceaux en acier galvanisé et aluminisé. Cependant, la compagnie Armtec informe ses clients que ses tarifs sont sujets à changement sans préavis. Les coûts sont présentés pour tous les essais de conception effectués et en tenant compte d'un revêtement de protection

⁹ Armtec, 85 rue de Rotterdam, Saint-Augustin-de-Desmaures, QC, G3A 1T1, tél. : (418) 878-3630, Fax : (418) 878-3672.

aluminisé. Bien que la tôle aluminisée soit plus chère que la tôle galvanisée d'environ 13 %, elle a l'avantage d'être plus résistante à l'usure du temps notamment à la corrosion. Suite à une récente étude (source Direction du laboratoire des chaussées, 1996), la durée de vie des tuyaux aluminisés est estimée à environ 50 ans. À ce titre, le Ministère des Transports du Québec encourage l'emploi des tuyaux en acier aluminisé pour toute nouvelle infrastructure de type ponceau. Les coûts des ponceaux aluminisés sont présentés au Tableau 12 pour la section circulaire et au Tableau 13 pour la forme arquée.

Tableau 12 : Coût des ponceaux circulaires de tôle ondulée en acier aluminisée.

Tuyaux circulaires de tôle ondulée en acier aluminisée				
<i>D</i>	Prix unité	Quantité	<i>L_p</i>	Total
1 600 mm	224 \$	5	15,00 m	16770 \$
1 800 mm	347 \$	4	16,00 m	22176 \$
2 000 mm	384 \$	4	16,50 m	25337 \$

Tableau 13 : Coût des ponceaux arqués de tôle ondulée en acier aluminisée.

Tuyaux arqués de tôle ondulée en acier aluminisée				
<i>D_{eq}</i>	Prix unité	Quantité	<i>L_p</i>	Total
1 600 mm	408 \$	4	14,50 m	23180 \$
1 800 mm	459 \$	3	15,00 m	20370 \$
2 000 mm	522 \$	3	15,50 m	24121 \$

Note : Les coûts sont évalués avant taxes.

5.7 Schéma d'aménagement

Le schéma d'aménagement des ponceaux avec une vue en plan est présenté sur la Figure 16. Comme on peut le constater, les ponceaux sont installés entre la rue des Trois-Sauts et le chemin secondaire menant résidences à l'entrée du Rigolet. L'emplacement exact sera déterminé sur place par les opérateurs. La désignation de la notation employée pour le dimensionnement du remblai est la suivante :

L_f : empattement de la base du remblai dans la direction transversale ;

L_s : empattement de la surface du remblai dans la direction transversale ;

H_r : hauteur du remblai ;

H_{min} : hauteur de remblai au dessus des ponceaux ;

d : espacement entre les ponceaux ; il doit permettre la libre circulation de la machinerie pour installer les ponceaux convenablement. En pratique une valeur de 1,0 m devrait suffire.

Le détail de l'installation des ponceaux selon la coupe AA de la Figure 16 est visible sur la Figure 17. La pente des talus est de 1,0V/1,5H, le radier est à la cote 156,75 m et la fondation est

à la cote 156,45 m après excavation du radier sur une profondeur de 300 mm. La hauteur du remblai H_r est comptée à partir du sommet de la fondation jusqu'au sommet du remblai. La dimension H_{min} représente la valeur de l'épaisseur de la couche de recouvrement de protection au dessus des ponceaux. La dépression du profil à droite et à gauche des ponceaux est volontaire pour diriger l'écoulement de décharge sur les flancs et éviter alors le déchaussement ou pire, le transport des ponceaux lors des crues supérieures au débit de conception. Cette approche de type « digue-fusible » permet de restituer une partie de la section originale de façon à rétablir l'hydraulicité normale du Rigolet. L'enrochement sur les talus protège le remblai contre l'écoulement de décharge suite à l'érosion du matériel de remplissage sous la dépression. Le rôle de la membrane géotextile est de préserver le remblai contre l'infiltration et le transport des matériaux fins. Le profil de la dépression va ensuite rejoindre le profil du chemin de la Carmichaëlerie actuellement à la cote 157,0 m et qui devra être rehaussé à la cote 158,5 m.

L'aménagement du remblai selon la coupe BB de la Figure 16 est visible sur la Figure 18. La voie d'accès du chemin de la Carmichaëlerie a une largeur de 6,0 m. Il s'agit là d'une contrainte à respecter dans le calcul de la longueur L_p des ponceaux ainsi que dans l'estimation du volume de remblai. Les talus ont une pente de 1,0V/1,5H et sont couverts sur une bonne partie par une membrane géotextile et un revêtement en pierre. Vers le haut du talus, on retrouve un couvert en terre végétale ou en plaques de gazon.

5.7.1 Hauteur minimum de remblai (H_{min})

Les ponceaux doivent être recouverts d'une épaisseur minimum H_{min} de remblai pour les protéger contre le poinçonnement des pierres et des charges concentrées. Les valeurs de H_{min} varient en fonction du type de ponceau et de ses dimensions. Les valeurs de H_{min} pour les ponceaux circulaires et arqués testés sont présentées au Tableau 14. En pratique, pour un même diamètre la hauteur de remblai sera plus importante pour la forme arquée moins résistante que la forme circulaire.

Tableau 14 : Hauteur minimum de remblai pour poser des ponceaux circulaires ou arqués.

D ou D_{eq}	H_{min}	
	Ponceaux	
	Circulaires	Arqués
1 600 mm	700 mm	775 mm
1 800 mm	750 mm	850 mm
2 000 mm	800 mm	900 mm

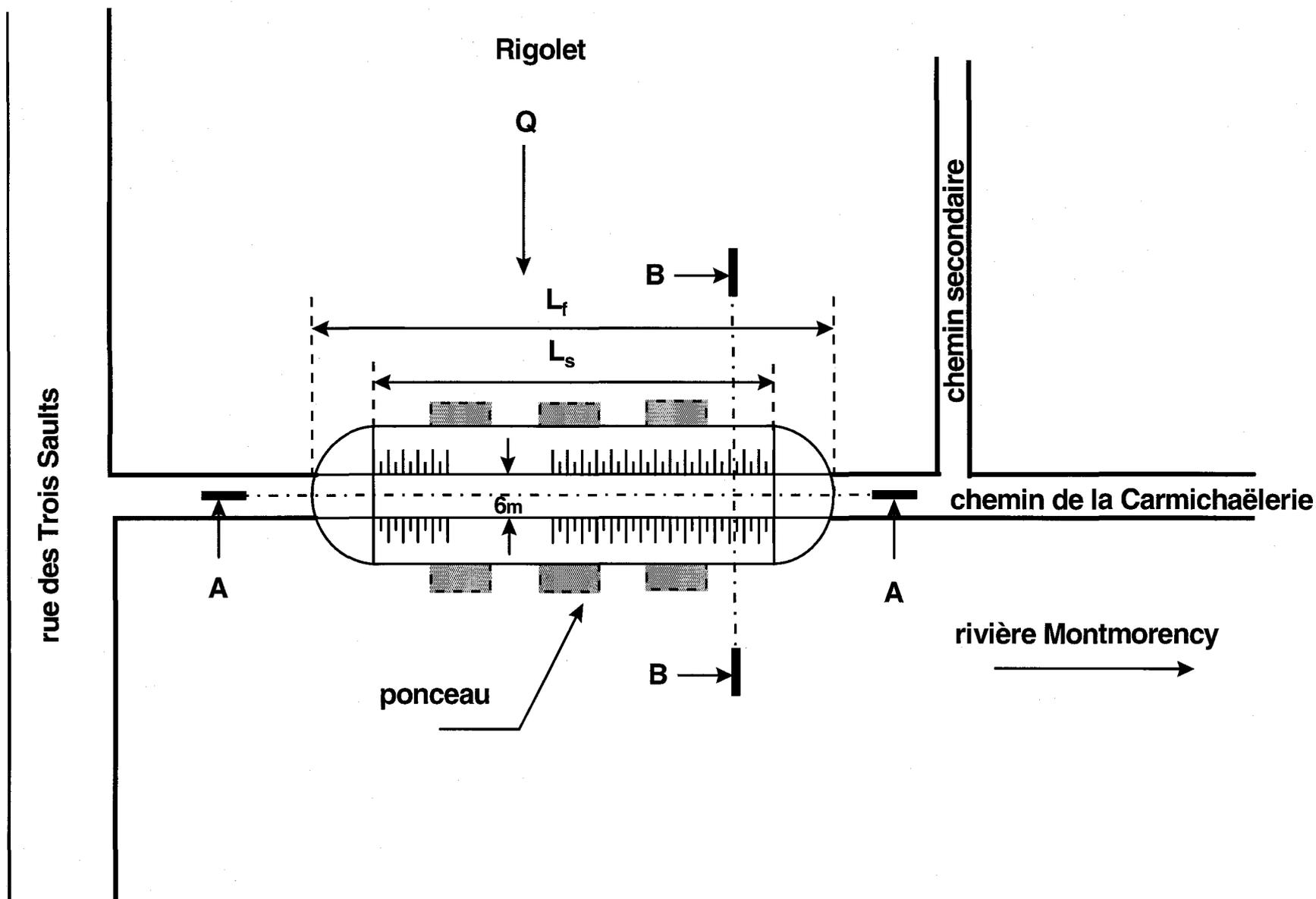
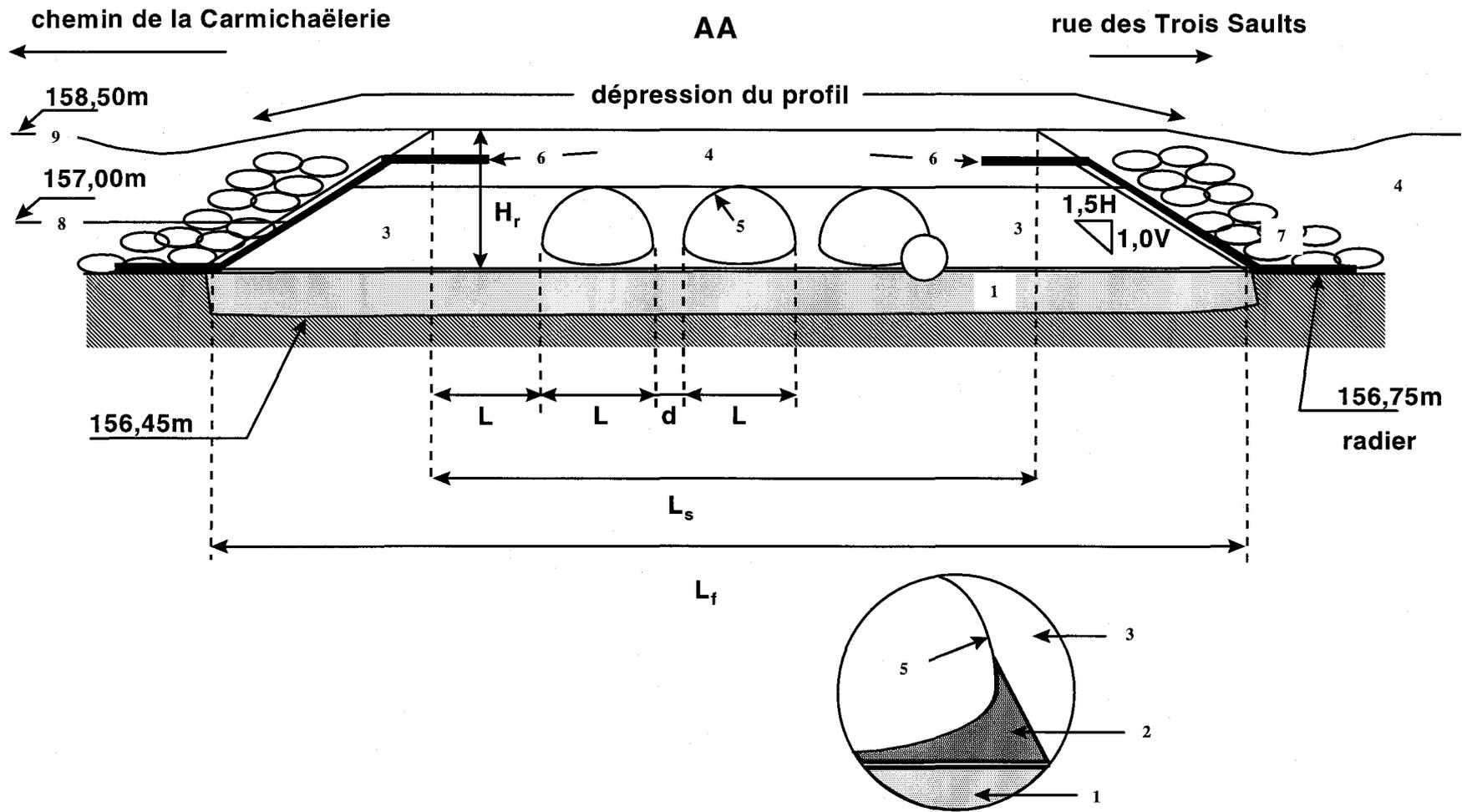
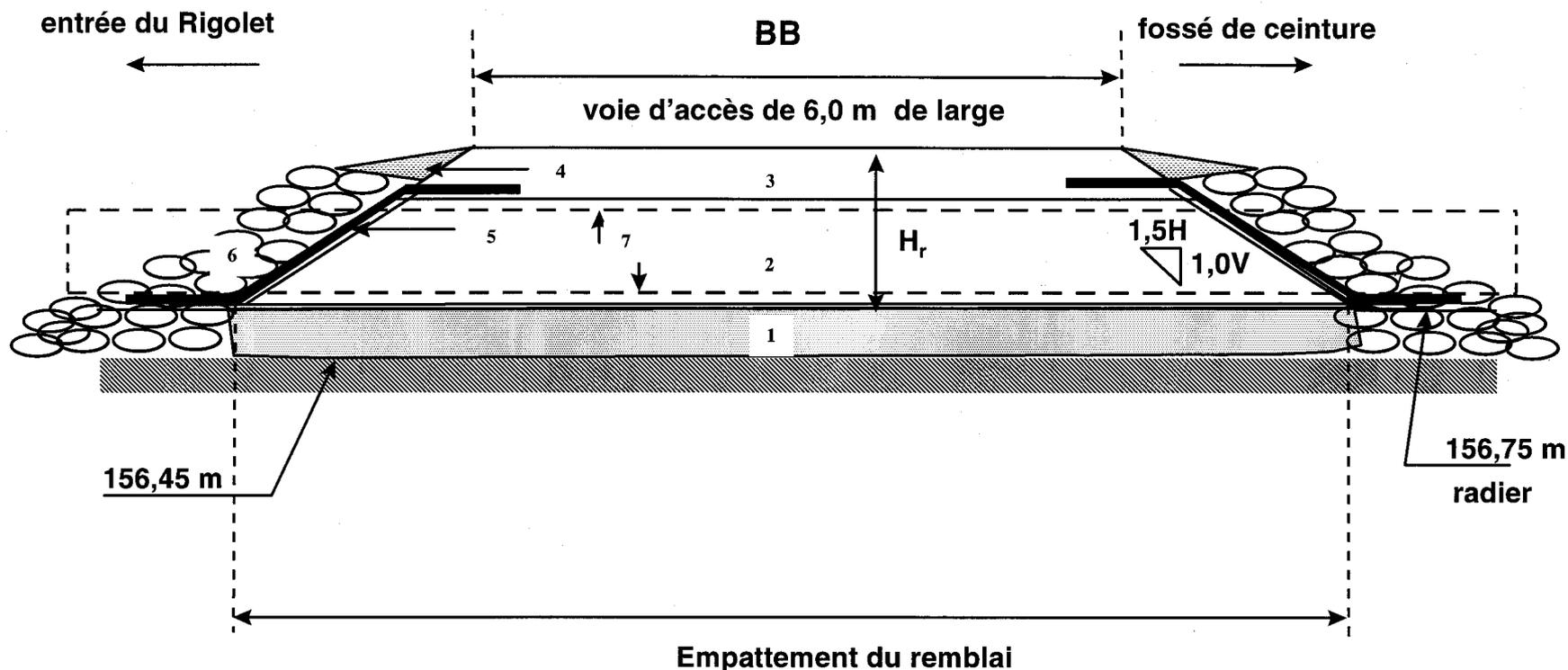


Figure 16 : Vue de dessus de l'aménagement des ponceaux



1 : Fondation; 2 : Coussin de support; 3 : Remblais latéraux; 4 : Recouvrement de protection; 5 : Ponceau;
 6 : Membrane géotextile 7609 Texel ; 7 : Revêtement de 300mm en pierre de calibre 200mm;
 8 : Profil actuel à 157m; 9 : Profil projeté à 158,5m.

Figure 17 : Coupe AA à partir de la Figure 16 page 45.



1 : Fondation; 2 : Remblais latéraux; 3 : Recouvrement de protection; 4 : Couvert de protection en terre végétale ou en plaques de gazon; 5 : Membrane géotextile 7609 Texel; 6 : Revêtement de 300 mm en pierre de calibre 200 mm; 7 : Ponceau.

Figure 18 : Coupe BB à partir de la Figure 16 page 45.

5.7.2 Volume de remblai

Le calcul des volumes de remblai est basé sur les conditions d'aménagement. Les valeurs des volumes de remblai arrondies au m³ supérieur sont présentés au Tableau 15 pour les ponceaux circulaires et au Tableau 16 pour les ponceaux arqués.

Tableau 15 : Volume de remblai compacté pour la pose de ponceaux circulaires.

<i>D</i>	Quantité	<i>L_p</i>	<i>L_s</i>	<i>L_f</i>	<i>H_{remblai}</i>	<i>V_{remblai}</i>
1 600 mm	5	14,80 m	15,20 m	19,10 m	2,60 m	570 m ³
1 800 mm	4	15,70 m	13,80 m	18,15 m	2,90 m	648 m ³
2 000 mm	4	16,30 m	15,00 m	19,65 m	3,10 m	763 m ³

Tableau 16 : Volume de remblai compacté pour la pose de ponceaux arqués.

<i>D_{eq}</i>	Quantité	<i>L_p</i>	<i>L_s</i>	<i>L_f</i>	<i>H_{remblai}</i>	<i>V_{remblai}</i>
1 600 mm	5	14,50 m	14,28 m	17,88 m	2,40 m	490 m ³
1 800 mm	4	15,00 m	12,65 m	16,55 m	2,60 m	520 m ³
2 000 mm	3	15,50 m	13,80 m	18,00 m	2,80 m	635 m ³

5.7.3 Éléments de protection

5.7.3.1 Protection des ponceaux

Les ponceaux sont sujets à l'infiltration au niveau des raccordements et localement suite à une perforation. La protection des ponceaux vise à les recouvrir d'une membrane d'étanchéité pour les protéger contre l'infiltration d'eau et des matériaux fins constituant le remblai. Sous un chemin non asphalté comme c'est le cas du chemin de la Carmichaëlerie le phénomène de l'infiltration peut provoquer un affaissement de la chaussée et un soulèvement ou un écrasement des tuyaux.

5.7.3.2 Protection du remblai

Les éléments de protection du remblai sont présentés sur la Figure 18. Protéger le talus revient à poser une membrane géotextile type 7609 Texel ou Géomat 56 pour retenir les matériaux fins, un couvert de 300 mm d'épaisseur en pierres de diamètre 200 mm sur une hauteur de $H_{remblai} - 300\text{mm}$ pour protéger le talus du remblai contre le courant et les débris charriés. Il faut ajouter

un revêtement en terre végétale ou en plaques de gazon jusqu'au sommet pour protéger le remblai contre l'écoulement de décharge.

5.7.3.3 Protection des extrémités des ponceaux

La protection des extrémités consiste à faire deux choses : installer deux parafouilles et un revêtement de pierre à l'entrée et à la sortie des ponceaux. Les parafouilles sont essentielles pour les ponceaux puisqu'elles protègent le coussin de support contre l'infiltration et le transport des matériaux fins d'une part; d'autre part, elles stabilisent les ponceaux au moyen d'ancrages. Elles sont enfouies et doivent avoir une profondeur minimale de 1000 mm. Les parafouilles sont constituées par l'un des matériaux suivants :

- mur préfabriqué ou coulé en place en béton de 30 Mpa ;
- pièces de bois traité de 200 mm x 200 mm assemblées à l'aide de clous ;
- sacs de sable et ciment ;
- palplanches en acier.

Il faut prévoir de poser à l'entrée et à la sortie des ponceaux un revêtement de 300 mm d'épaisseur de pierre de calibre 200 mm de diamètre. À l'entrée et à la sortie des ponceaux, le revêtement couvrira une longueur de 2,0 m sur une distance égale à L_s tel qu'indiqué sur la Figure 19.

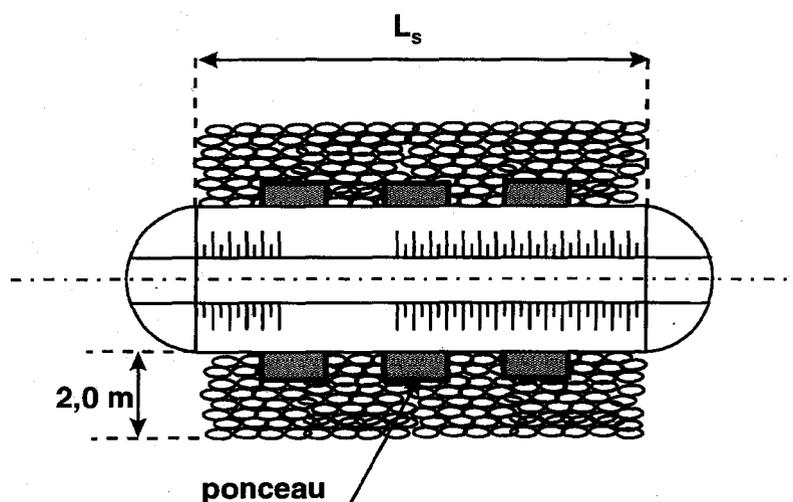


Figure 19 : Lit de protection en pierre de calibre 200 mm aux extrémités des ponceaux

5.7.3.4 Protection du lit

Le Rigolet est un cours d'eau qui peut être classé comme stable son tracé ayant peu évolué au fil des ans. Son thalweg ne nécessite *a priori* pas de protection particulière puisqu'il est

naturellement protégé par une végétation abondante. Le sol est par conséquent suffisamment résistant pour ne pas subir d'affouillement d'autant que les simulations hydrauliques ont révélé des vitesses maximales de l'ordre 0,9 m/s inférieures à la vitesse admissible de l'ordre de 1,2 m/s pour un terrain non résistant de pente comprise entre 0 et 5 % et composé d'une végétation mélangée. Pour éviter d'obstruer les ponceaux il serait avantageux de consentir à installer un déflecteur, un piège ou un orienteur à débris en amont des ponceaux.

5.8 Choix final

La solution optimale doit faire un compromis entre les considérations hydrauliques, structurales et économiques. En outre, le choix final doit proposer un coût de ponceaux des plus économiques, le minimum de ponceaux, des dimensions d'aménagement des plus petites et un volume de remblai des plus bas de tous les essais effectués. Les arguments ayant présidé le choix final sont présentés dans ce qui suit.

La multiplicité de petits ponceaux n'est pas souhaitable dans le Rigolet. Comme il a été remarqué plus haut, le Rigolet est un lit de rivière souvent à sec où la végétation y est abondante. Le risque que les débris obstruent les ponceaux est alors important. La solution serait d'adopter des ponceaux offrant la plus grande section d'écoulement. À ce titre, la section arquée est plus avantageuse que la section circulaire. À la lumière des différents essais effectués, il apparaît que la solution la plus avantageuse consisterait à installer 3 ponceaux arqués de tôle ondulée en acier aluminisé de diamètre équivalent 1 800 mm (largeur 2 130 mm et hauteur 1 400 mm) et de 15,0 m de long chacun.

Les longueurs standards des tuyaux sont 3,0, 6,0 et 9,0 m. Des manchons d'accouplement au coût de 172,60 \$ chacun sont nécessaires. La solution la plus économique serait de raccorder un tuyau de 9 m avec un tuyau de 6,0 m. Ce détail devra être considéré à l'étape de détermination du moyen de transport et des conditions de pose des ponceaux. Pour l'achat, le transport, la pose et la main d'œuvre, le coût total pour la réalisation est estimé à 42 755,52 \$. Le délai des travaux est estimé à dix jours ouvrables

Les informations pertinentes relatives au choix final des tuyaux, à savoir les caractéristiques des ponceaux, les conditions d'aménagement et le devis approximatif avant taxes sont regroupées dans le Tableau 17.

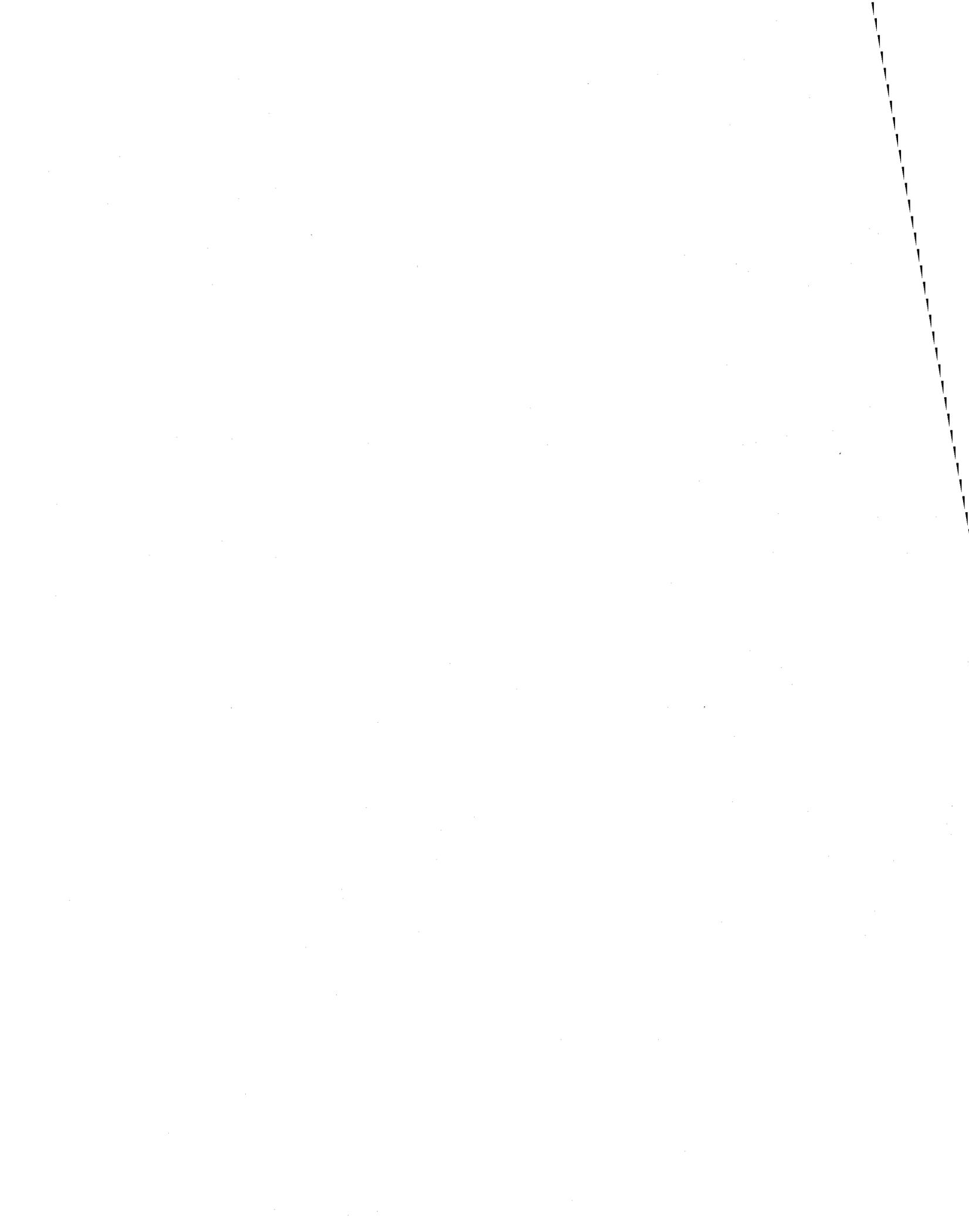
Tableau 17 : Sommaire sur la conception des ponceaux du chemin de la Carmichaëlerie

Caractéristiques des ponceaux						
Type	D_{eq}	L	D	L_p	Quantité	
arqué en tôle ondulée en acier aluminisé	1 800 mm	2 130 mm	1 400 mm	15,00 m	3	
Conditions d'aménagement						
L_s	L_f	H_{min}	H_r	Empattement remblai	Profil	
12,65 m	16,55 m	0,85 m	2,6 m	13,8 m	159,35 m	
Devis approximatif (avant taxes)						
Tuyaux et manchons d'accouplement	Remblai	Membrane ¹ géotextile Texel 7609 ou Geomat 56	Pierre calibre 200 mm	Terre végétale	Éléments de machinerie ² et main d'oeuvre	Total réalisation
Tarif à l'unité	6 962,84 \$	5,0 \$/m ³	682 \$/440m ²	9,0 \$/m ³	disponible sans frais	1 800\$/j
Quantité	3	520 m ³	1 rl (276 m ²)	65 m ³	1,2 m ³	10 jours
Total	20 888 \$	2 600 \$	682 \$	585 \$	18 000 \$	42 755 \$

Notes :

¹Le tarif à l'unité représente le prix d'un rouleau (rl) de 100,0 m de long et de 4,4 m de large.

²Les éléments de machinerie comprennent une pelle mécanique.



6. Aménagement des endiguements de protection

6.1 Les sites à aménager

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des aménagements de protection contre les inondations. Le mandat de l'INRS-Eau n'est pas de produire un devis détaillé mais plutôt de proposer des solutions pratiques réalisables à peu de frais. Il s'agit en général de digues en terre existantes qu'il faut rehausser pour assurer le niveau de protection souhaité. L'estimation des volumes de matériel (en général du remblayage), des devis approximatifs et des délais de réalisation sont établis conjointement entre la Ville de Beauport et l'INRS-Eau, selon les barèmes du service des Travaux Publics de la Ville de Beauport et des prix du marché. Les sites à aménager avaient déjà été identifiés lors de la phase 1 (Leclerc et coll., 1998) pour les raisons évoquées aux chapitres précédents. Dans le cadre de cette étude, les sites sont au nombre de trois à savoir :

- les bassins de captation ;
- le chemin de la Carmichaëlerie ;
- l'entrée du Rigolet.

6.2 Méthode de conception des endiguements

La conception des endiguements de protection se fait en deux étapes : une première consacrée à l'établissement des cotes d'endiguement et l'autre est dédié au choix d'un type d'endiguement, à l'évaluation des volumes de matériel requis, ainsi qu'à l'estimation des coûts et des délais de réalisation.

L'étape d'établissement des cotes d'endiguement est fondamentale puis qu'elle conditionne les dimensions des ouvrages, les coûts et les délais de réalisation. Les cotes d'endiguement doivent être suffisamment élevées pour assurer une protection suffisante dans le temps, soit pour des périodes de retour typiquement de 10 ans selon les souhaits de la Ville de Beauport. D'autre part, du point de vue hydraulique, les aménagements ne devront pas modifier le comportement de la rivière, autrement dit, la rivière devra continuer d'évacuer les crues avec les mêmes niveaux d'eau qu'actuellement ou, du moins, ne pas causer de rehaussement indu à l'amont. De manière à faciliter l'obtention des autorisations prévues par la loi sur la Qualité de l'environnement, le

maintien de la capacité hydraulique du cours d'eau en crue a donc reçu une attention particulière. Pour ce faire, l'exercice d'établissement des cotes d'endiguement a été basé sur les résultats de simulation hydraulique qui, eux-mêmes, tenaient compte de la période de retour de la protection en accord avec les résultats de l'analyse hydrologique. Par ailleurs, il faut remarquer que même si en théorie il est possible de protéger les aménagements pour un débit de période de retour élevée, l'aménagement n'est pas toujours techniquement réalisable ; c'est particulièrement le cas des bassins de captation comme nous le verrons plus loin.

Pour chaque type d'aménagement, les résultats sont présentés sous forme de tableau où sont réunis les caractéristiques de l'endiguement et le devis approximatif avant taxes. Le Tableau 25 à la fin du chapitre dresse le bilan des cotes d'endiguements, des montants et des délais de réalisation pour l'ensemble des aménagements de protection contre les inondations ciblés par la présente étude.

6.3 Établissement des cotes d'endiguement

6.3.1 Périmètre des bassins de captation

L'établissement des cotes d'endiguement du périmètre de ceinture des bassins de captation est basé sur les niveaux d'eau obtenus par simulation hydraulique des crues dont la période de retour est supérieure ou égale à 10 ans en considérant les bassins fermés. Pour protéger les bassins de captation contre toutes les voies d'eau potentielles, il faut analyser les résultats de simulation des lignes d'eau le long du thalweg sur la Figure 20 ainsi que celles le long du bras sud sur la Figure 21. Le Tableau 18 donne la hauteur nécessaire des digues des bassins de captation pour les différents scénarios d'immunisation de 10, 25 50 et 100 ans. En référence à la cote actuelle de 157,0 m, il faudrait rehausser ce que nous appellerons pour la suite la « digue-ceinture » de 85, 140, 175 et 200 cm pour assurer une protection contre des débits de période de retour de 10, 25, 50 et 100 ans respectivement. Les cotes établies incluent une revanche de 30 cm, c'est-à-dire, une hauteur additionnelle qui tient lieu de marge de sécurité.

Tableau 18 : Hauteur des digues de la ceinture des bassins de captation pour différents scénarios d'aménagement.

Hauteur				
Conditions actuelles	Immunisation 10 ans	Immunisation 25 ans	Immunisation 50 ans	Immunisation 100 ans
157,00 m	157,85 m	158,40 m	158,75 m	159,00 m

Note : Une revanche de 30 cm est comprise dans la valeur de la hauteur de l'endiguement.

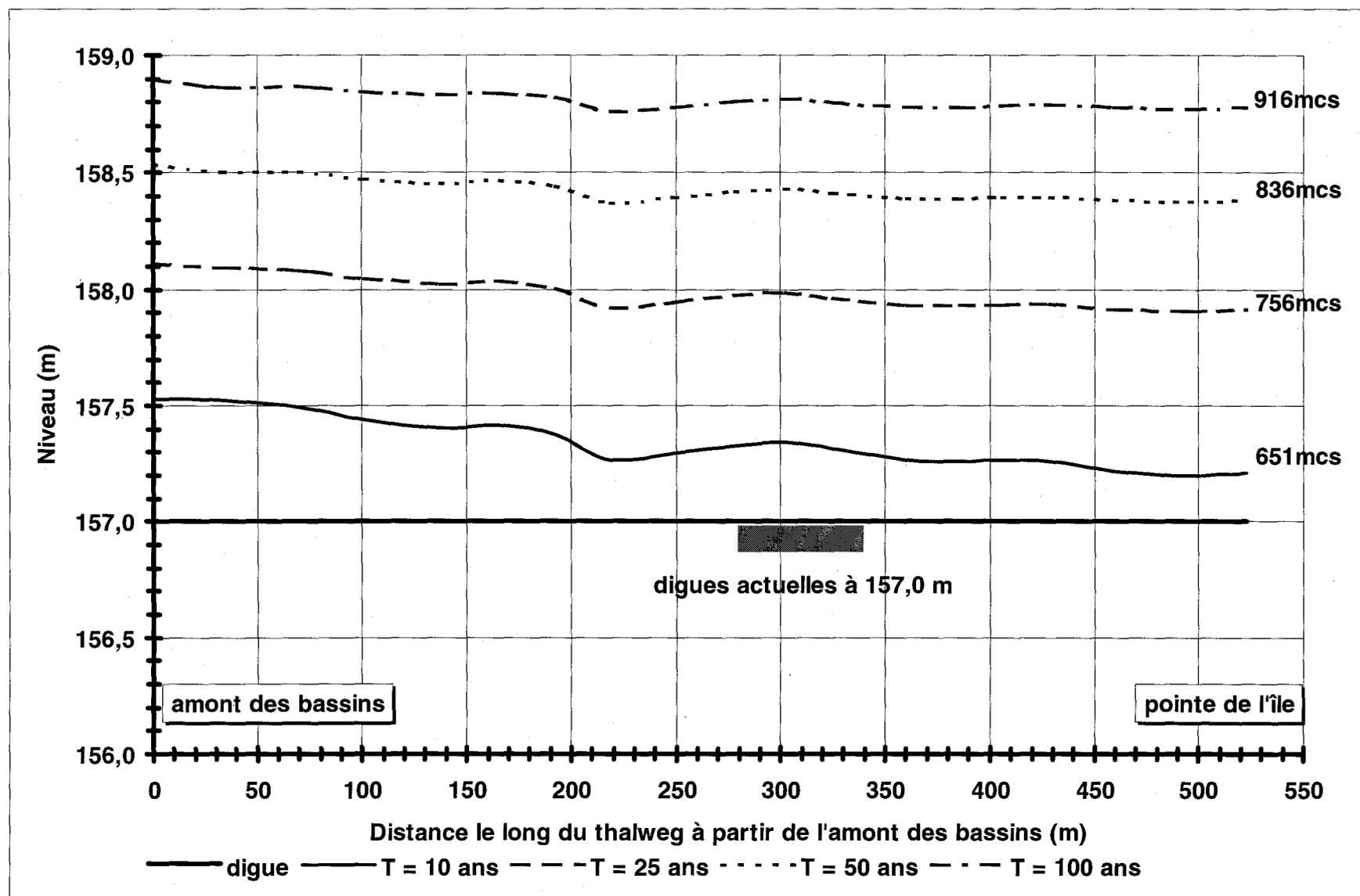


Figure 20 : Lignes d'eau le long du périmètre extérieur (coté nord) des bassins de captation simulées avec immunisation complète des bassins pour les crues de période de retour supérieure ou égale à 10ans.

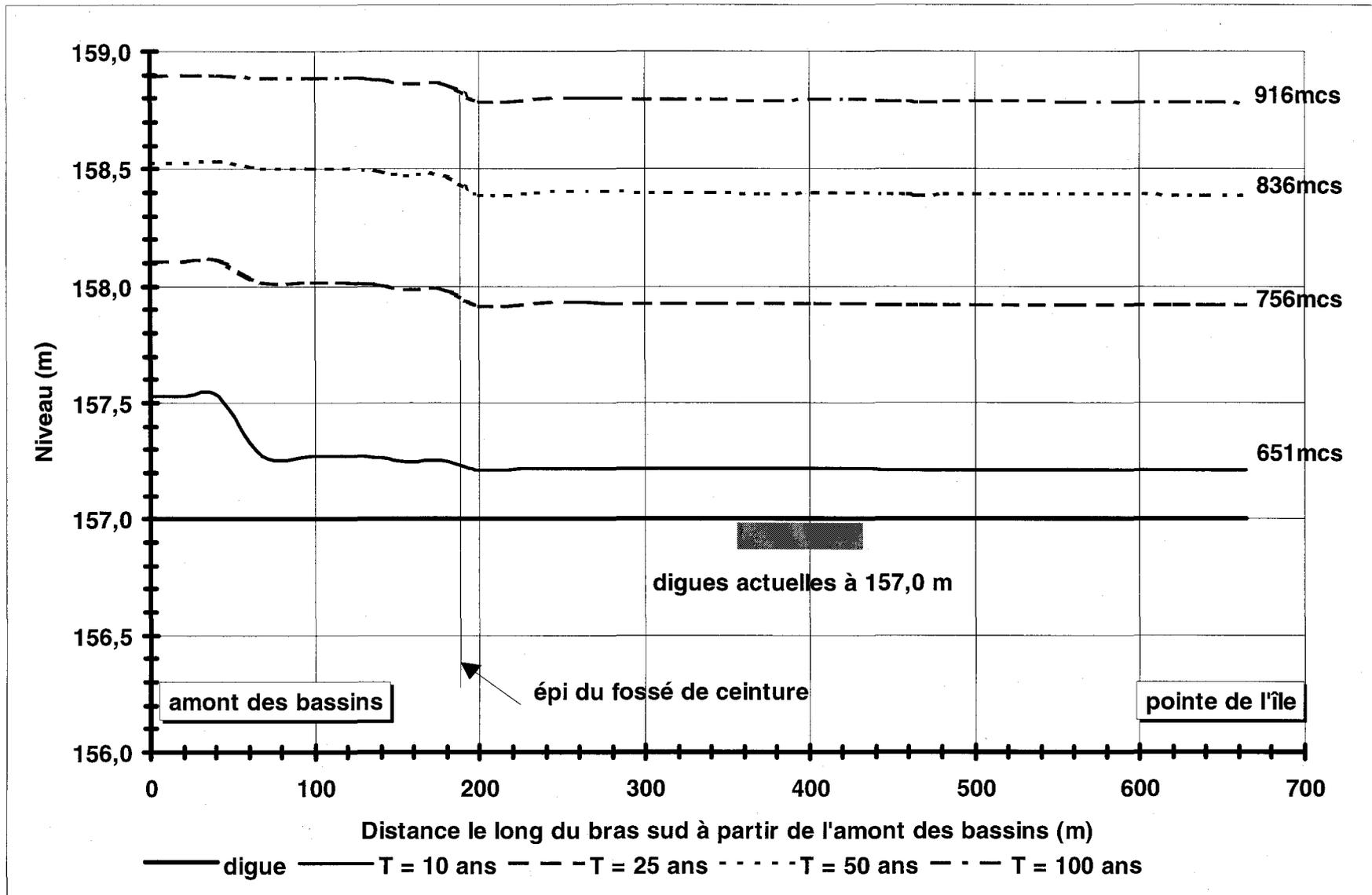


Figure 21 : Lignes d'eau le long du périmètre intérieur (coté sud) des bassins de captation simulées avec immunisation complète des bassins pour les crues de période de retour supérieure ou égale à 10ans.

6.3.2 Entrée du Rigolet

Le relèvement de l'entrée du Rigolet vise à réduire le débit qui y transite normalement en cas de crue. Cette intervention a pour conséquence de retarder significativement la submersion du point bas du chemin de la Carmichaëlerie, dernière voie d'évacuation des résidents du domaine des Îlets en cas de crue, après la submersion du chemin Beaudoin. De plus, elle permet de réduire le débit conception des ponceaux à installer en travers du rehaussement de la chaussée du chemin de la Carmichaëlerie. Les simulations hydrauliques ont montré qu'un endiguement à la cote 157,7 m permettait de protéger le Rigolet contre les crues de récurrence inférieure à 5 ans, de sorte qu'il a été convenu entre la Ville de Beauport et les auteurs de retenir cette cote. Additionnée d'une revanche de 30 cm, la valeur finale de la cote d'endiguement de l'entrée du Rigolet est portée à la valeur de 158,0 m.

6.3.3 Chemin de la Carmichaëlerie

Dans le projet phase 1, il a été suggéré d'examiner la possibilité de relever le profil du chemin d'accès à la Carmichaëlerie afin de diminuer les inconvénients subis par les résidents du secteur lors des crues qui dépassent le seuil de 400 m³/s lequel occasionne l'inondation rapide du Rigolet piégeant subitement par derrière les résidents du domaine des Îlets qui devient alors une île. Dans ces circonstances, on est obligé de procéder à une évacuation préventive complète du secteur avec tous les désagréments et frais qui accompagnent un tel branle-bas. L'installation de ponceaux associée à un rehaussement moyen de 50 à 150 cm du profil du chemin à la cote 158,5 m contribuent à améliorer grandement la situation. Cette intervention devrait procurer une protection du chemin contre la submersion pour des débits de crue de récurrence 10 ans. La cote de 158,5 m du nouveau profil du chemin a été établie en considérant le niveau du terrain des résidences avoisinantes. En cas de crue importante, le Rigolet entrera en action sans surprise. Si le chemin de la Carmichaëlerie n'est pas menacé de submersion, il ne sera alors pas nécessaire d'évacuer les résidents qui ne sont pas affectés par la crue.

6.4 Estimation des volumes de matériaux

6.4.1 Immunisation des bassins de captation

L'immunisation des bassins vise à redresser le haut de talus de la ceinture pour protéger les installations contre tout débordement pour une crue de récurrence inférieure au seuil de protection et de réduire le débit de débordement pour les crues de période de retour plus longue. Trois solutions d'endiguement sont proposées pour modifier la section type actuelle ci-dessous :

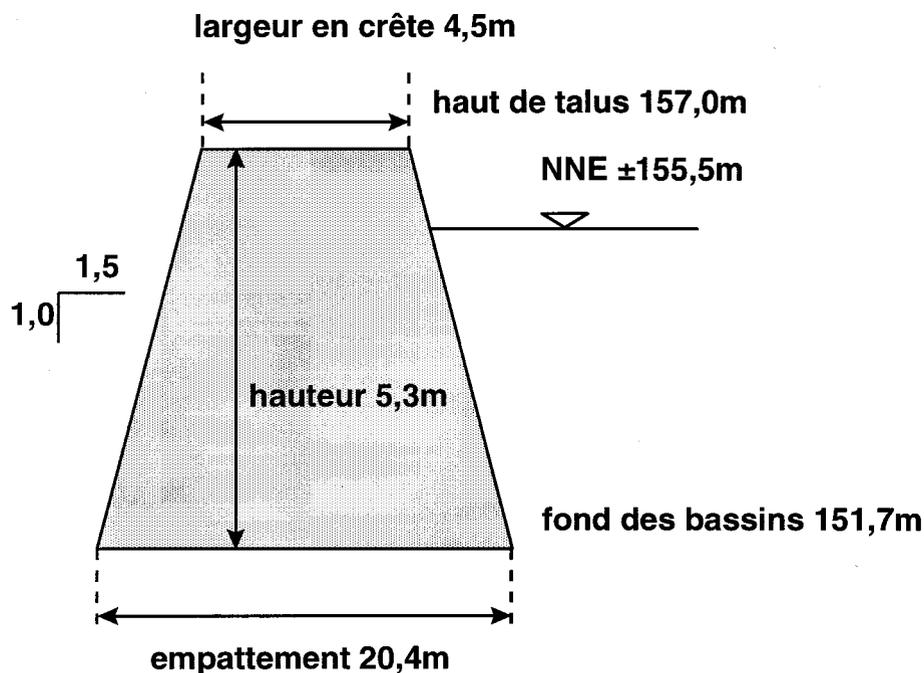


Figure 22 : Section type actuelle des bassins de captation

Les contraintes de conception sont les suivantes :

- le maintien de l'emprise de la voie d'accès actuelle sur le haut du talus;
- le maintien ou l'accroissement de la capacité d'emménagement des bassins ;
- l'aspect esthétique ;
- la stabilité des talus ;
- l'empiètement sur la plaine d'inondation en amont;
- les coûts de réalisation ;
- la durée de mobilisation de la production d'eau potable pendant les travaux.

6.4.1.1 Redressement avec prolongement du profil actuel

Le procédé d'endiguement par simple prolongement du profil actuel des talus est illustré sur la Figure 23 ; la zone hachurée correspond au matériel supplémentaire pour assurer le niveau de protection visé. Cette solution permet de conserver en même temps la capacité actuelle des bassins et la stabilité de la « digue-ceinture ». L'inconvénient est qu'elle réduit la voie d'accès en crête de sorte qu'il est techniquement impossible d'immuniser les bassins de captation au-delà de débits de récurrence 10 ans. Pour comprendre cet énoncé, le Tableau 19 rapporte les dimensions nécessaires pour rehausser la « digue-ceinture » et immuniser les bassins des captations contre les crues de période de retour de 10, 25 et 50 ans.

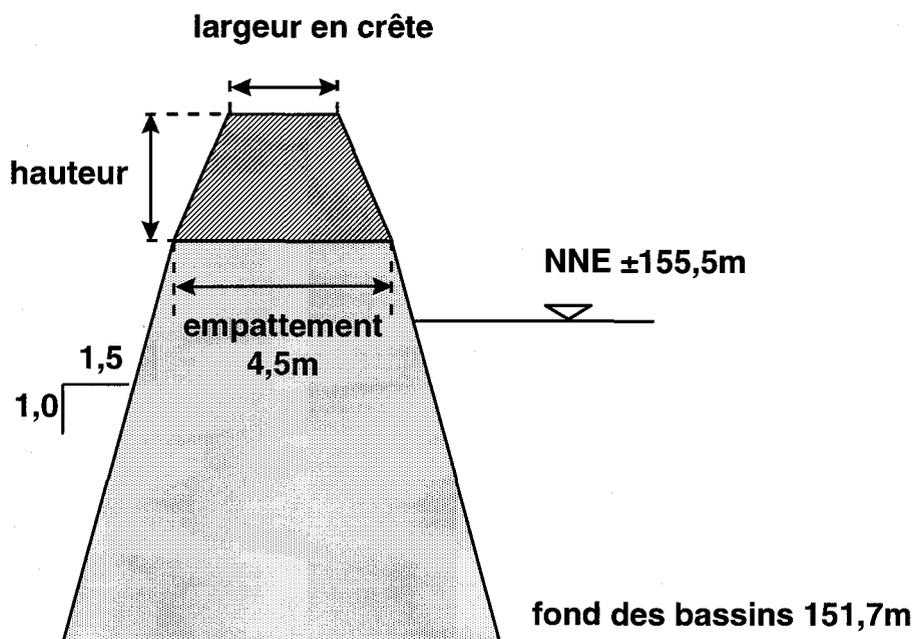


Figure 23 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en prolongeant le profil de la section type actuelle de la Figure 22.

Tableau 19 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 23.

Immunitisation	Cote d'endiguement	Largeur en crête	Empattement	Hauteur	Longueur	Volume de remblai
10 ans	157,85 m	1,95 m	4,5 m	0,85 m	960,0 m	2 700 m ³
25 ans	158,40 m	0,30 m	4,5 m	1,40 m	960,0 m	3 300 m ³
50 ans	158,75 m	/ m	4,5 m	1,75 m	960,0 m	/ m ³

6.4.1.2 Redressement du profil actuel avec largeur en crête conservée

Le procédé d'endiguement avec élargissement du profil actuel en vue de conserver la largeur en crête est illustré sur la Figure 24 ; la zone hachurée correspond au matériel supplémentaire pour assurer le niveau de protection visé. Cette solution permet de conserver en même temps la largeur en crête et la stabilité de la « digue-ceinture » actuelle. Cependant les inconvénients sont importants. En effet, le volume utile des bassins est réduit au périmètre, les volumes de remblai sont beaucoup plus importants, les travaux de réalisation nécessiteraient un arrêt plus ou moins prolongé de la production d'eau potable, et le talus face au thalweg empiéteraient sur le lit de la rivière. Au Tableau 20 sont rapportées les dimensions nécessaires pour rehausser la digue-ceinture et immuniser les bassins des captations contre les crues de période de retour de 10, 25 et 50 ans.

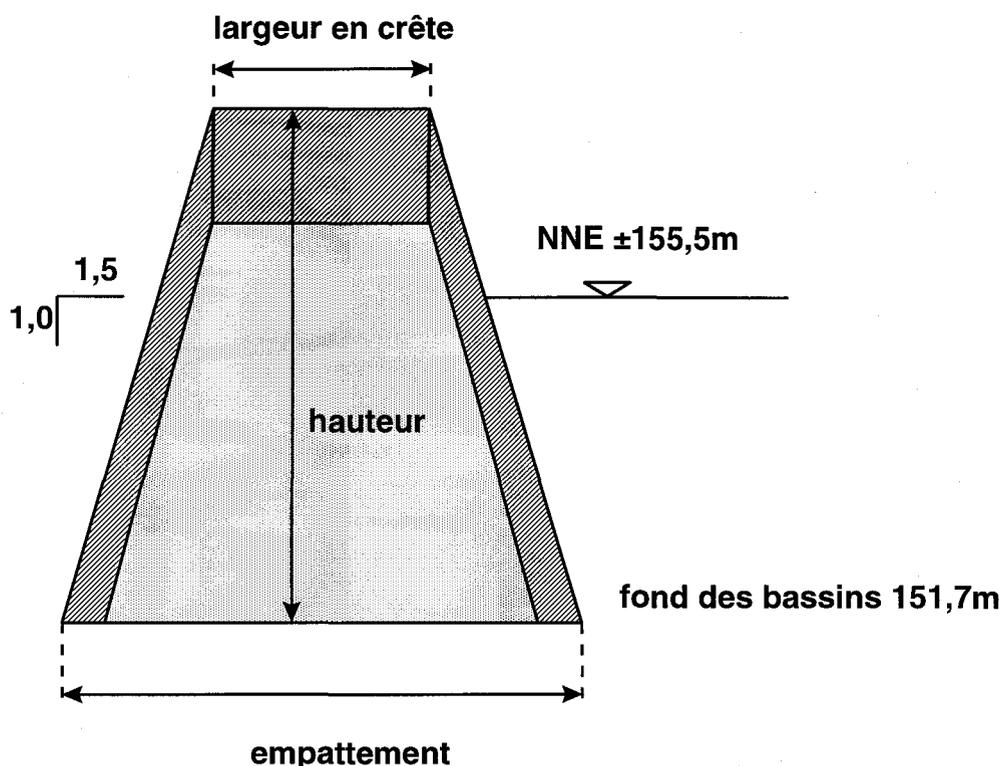


Figure 24 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en conservant la largeur de la section type actuelle.

Tableau 20 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 24.

Immunitisation	Cote d'endiguement	Largeur en crête	Empattement	Hauteur	Longueur	Volume de remblai
10 ans	157,85 m	4,5 m	28,05 m	7,85 m	960 m	22 000 m ³
25 ans	158,40 m	4,5 m	29,70 m	8,40 m	960 m	37 100 m ³
50 ans	158,75 m	4,5 m	30,75 m	8,75 m	960 m	47 300 m ³

6.4.1.3 Redressement vertical du profil actuel

Le procédé endiguement avec redressement vertical du profil actuel est illustré sur la Figure 25 ; la zone hachurée correspond au matériel supplémentaire pour assurer le niveau de protection visé. C'est sans doute la solution la plus avantageuse puisqu'elle permet de conserver en même temps la largeur en crête et le volume utile des bassins actuels. Cependant elle souffre de sérieux inconvénients : la réalisation est coûteuse et la stabilité des talus doit être vérifiée. Au Tableau 21 sont rapportées les dimensions nécessaires pour rehausser « à la verticale la digue-ceinture et immuniser les bassins des captations contre les crues de période de retour de 10, 25 et 50 ans.

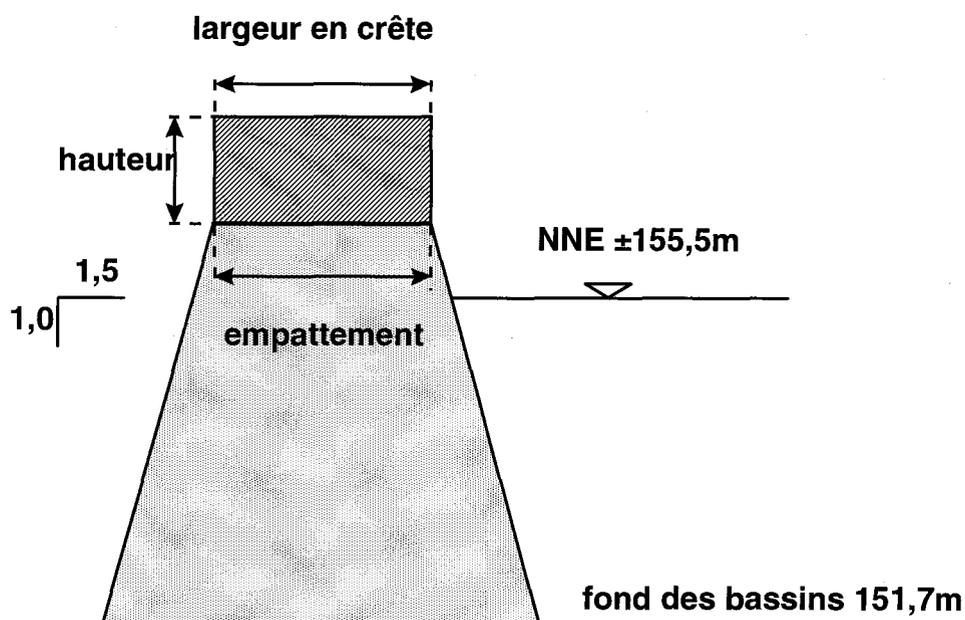


Figure 25 : Endiguement des bassins avec redressement de la « digue-ceinture » en prolongeant à la verticale le profil de la section type actuelle.

Tableau 21 : Dimensions de la zone hachurée de la Figure 25.

Immunitisation	Cote d'endiguement	Largeur en crête	Empattement	Hauteur	Longueur	Volume de remblai
10 ans	157,85 m	4,5 m	4,5 m	0,85 m	960,0 m	3 700 m ³
25 ans	158,40 m	4,5 m	4,5 m	1,40 m	960,0 m	6 100 m ³
50 ans	158,75 m	4,5 m	4,5 m	1,75 m	960,0 m	7 600 m ³

6.4.1.4 Profil final proposé

Des différentes variantes présentées, il apparaît que le choix le plus approprié serait l'option avec un mur vertical en béton-terre (voir Figure 24). Cependant cette variante a été écartée pour des raisons de coûts. Le meilleur compromis est de retenir l'option qui consiste à redresser le profil en conservant la même pente (voir Figure 23). Cependant, pour conserver une voie d'accès suffisante, de 2,5 m de large au moins, la hauteur finale de l'endiguement a été fixée à la cote 157,60 m. Selon les lignes d'eau autour de la « digue-ceinture » le long du thalweg et du fossé visibles sur la Figure 20 et la Figure 21, la cote de 157,60 m constitue le seuil de débordement des bassins captation pour une crue décennale. Si on devait considérer la topographie de la rivière actuelle, le niveau de protection choisi pourrait bien équivaloir à une immunitisation pour au moins une crue décennale. Il est bon de se rappeler ici que le calcul des récurrences a été fait pour le bassin à l'amont de la station de Marches naturelles qui est supérieur de 6% à celui en amont de la station de pompage. En pratique, la protection moyenne de l'ouvrage serait typiquement de 12-13 ans.

Le Tableau 22 résume les dimensions du profil final proposé pour rehausser la « digue-ceinture » des bassins de captations. La cote de la « digue-ceinture » est rehaussée de 60 cm pour atteindre 157,6 m avec une largeur en crête de 2,7 m. Le volume de remblai nécessaire est estimé à 1 979 m³ constitué de gravier de 0-20 mm de diamètre. Les éléments de protection du talus du côté du thalweg sur une longueur de 520 m comprennent un enrochement de 800 mm d'épaisseur en pierre de calibre 300 à 600 mm. Ce couvert en enrochement va contribuer à élargir la voie d'accès en moyenne de 800 mm et devra reposer sur une membrane géotextile type 7609 Texel ou Géomat 56¹⁰ pour protéger le gravier de la « digue-ceinture » au niveau du rehaussement. Enfin, l'installation d'un élément de transition, en métal ou en bois, entre le niveau du pont¹¹ et celui de la « digue-ceinture » est requise. Les détails du devis approximatif avant taxes sont regroupés dans le Tableau 22. Les délais de réalisation sont estimés à quatre jours ouvrables.

¹⁰ Distribué par EMCO, 380 rue Morse, Québec, Tél. (418)681 7575.

¹¹ Le pont est situé sur le bassin #7 et permet, à partir de l'usine, d'accéder aux autres bassins de captation.

Tableau 22 : Sommaire sur les dimensions et le coût de réalisation d'immunisation de la « digue-ceinture ».

Caractéristiques du rehaussement de la « digue-ceinture »							
Cote d'en- diguement	Largeur en crête	Empattement	Hauteur	Longueur	Volume de remblai		
157,60 m	2,7 m	4,5 m	0,6 m	960,0 m	1 979 m ³		
Devis approximatif avant taxes							
	Remblai en gravier 0- 20 mm	Pierre de calibre 300-600 mm	Membrane ¹ 7609 Texel ou Géomat 56	Transition - pont	Transport	Machinerie ² et main-d'œuvre	Total réalisation
TARIF À L'UNITÉ	9,00 \$/m ³	18,00 \$/m ³	682,00 \$ /100m	5000 \$	2,00 \$/m ³	1 600 \$/jour	
Quantité	1 979 m ³	450 m ³	6 rl (520 m- 1603 m ²)	1	2429 m ³	4 jours	
Total	16 074 \$	8 100 \$	4 092 \$	5000 \$	4 858 \$	6 400 \$	44 524 \$

Notes :

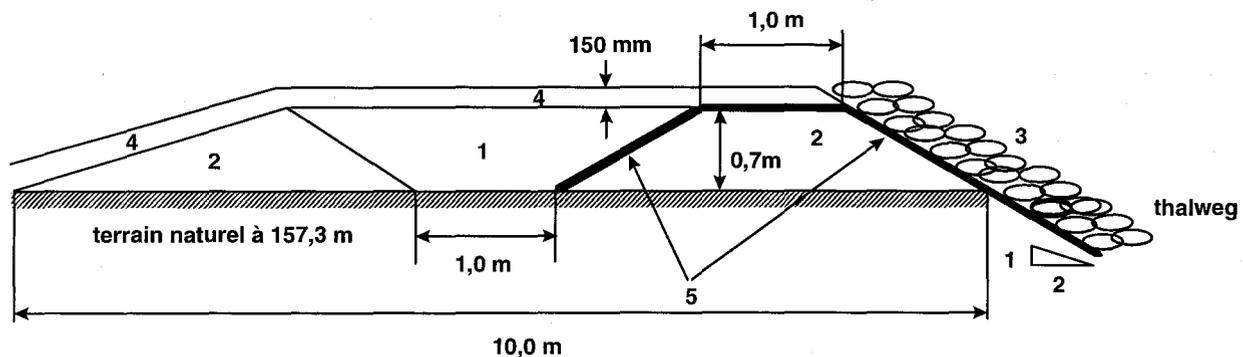
¹Le tarif à l'unité représente le prix d'un rouleau (rl) de 100,0 m de long et de 4,4 m de large. L'estimation de la quantité nécessaire de membrane géotextile est établie en fonction de la longueur et non pas de la superficie pour en faciliter la pose.

²Les éléments de machinerie comprennent un tracteur et un compacteur.

6.4.2 Endiguement de l'entrée du Rigolet

Le relèvement de l'entrée du Rigolet peut être considéré comme prioritaire puisqu'il permet de diminuer le débit qui y transite en période de faibles crues (moins de dix ans) et abaisse le niveau d'eau au chemin de la Carmichaëlerie qui constitue l'ultime voie d'évacuation des résidents du domaine des Îlets en cas d'inondation. Ainsi un endiguement à la cote 158,0 m sur une longueur de 142,0 m devant la dernière résidence au nord du secteur (résidence Couture) jusqu'à l'extrémité du chemin de la Carmichaëlerie comme indiqué sur la Figure 27 permet de protéger complètement le Rigolet contre les débits de crue de récurrence inférieure à 5 ans.

L'entrée du Rigolet avait déjà été aménagée dans le passé après une étude effectuée par les Consultants BPR (1994). Dans le cas présent, il s'agit de rehausser le profil actuel de la cote 157,3 m à la cote 158,0 m en conservant une structure telle que celle présentée à la Figure 26. Face au thalweg, la pente du talus est de 2,0H/1,0V. L'enrochement de protection est constitué de pierre de diamètre 300 à 600 mm sur une épaisseur de 800 mm reposant sur une membrane géotextile type Texel 7609 ou Géomat 56. L'endiguement de 0,7 m de haut face à la plaine est constitué d'un noyau d'argile et de matériel de remblai couvert par la membrane géotextile. Deux rouleaux sont nécessaires pour couvrir tout le remblai. L'ensemble est protégé par un couvert d'épaisseur 150 mm de terre végétale avec hydro-ensemencement. Les volumes de matériaux nécessaires pour rehausser l'entrée du Rigolet ainsi que les coûts et les délais de réalisation sont rassemblés au Tableau 23. De tous les aménagements prévus dans le cadre de cette étude, l'endiguement de l'entrée du Rigolet est l'activité la plus longue à réaliser à savoir dix jours ouvrables.



1: noyau d'argile; 2: remblai; 3: pierre calibre 300 à 600 mm; 4: terre végétale avec hydro-ensemencement; 5: membrane géotextile type Texel 7609 ou Géomat 56.

Figure 26 :Schéma d'aménagement de l'endiguement de l'entrée du Rigolet.

Tableau 23 :Dimensions et coût de la digue à l'entrée du Rigolet.

Caractéristiques du rehaussement de l'entrée du Rigolet									
Niveau du profil	Empattement	Longueur	Hauteur		Volume de remblai ¹				
158,0 m	10,0 m	142,0 m	0,7 m		1314 m ³				
Devis approximatif avant taxes									
	Remblai tout venant	Membrane ¹ géotextile 7609 Texel ou Géomat 56	Argile	Terre végétale	Pierre 300 -600 mm	Transport	Main d'oeuvre	Éléments de machinerie	Total réalisation
TARIF L'UNITÉ	7,00 \$/m ³	682 \$/100m	10,00 \$/m ³	disponibl e sans frais	5,00 \$/ m ³	2,00 \$/m ³	1800 \$/j	2000 \$/j	
Quantité	498 m ³	2 rlx (142 m)	239 m ³	395 m ³	182 m ³	1314 m ³	10 jours	10 jours	
Total	3486 \$	1364 \$	2390 \$	- \$	3276 \$	2628 \$	18 000 \$	20 000 \$	51 144 \$

Note :

¹Le tarif à l'unité représente le prix d'un rouleau (rl) de 100,0 m de long et de 4,4 m de large. L'estimation de la quantité nécessaire de membrane géotextile est établie en fonction de la longueur et non pas de la superficie pour en faciliter la pose.

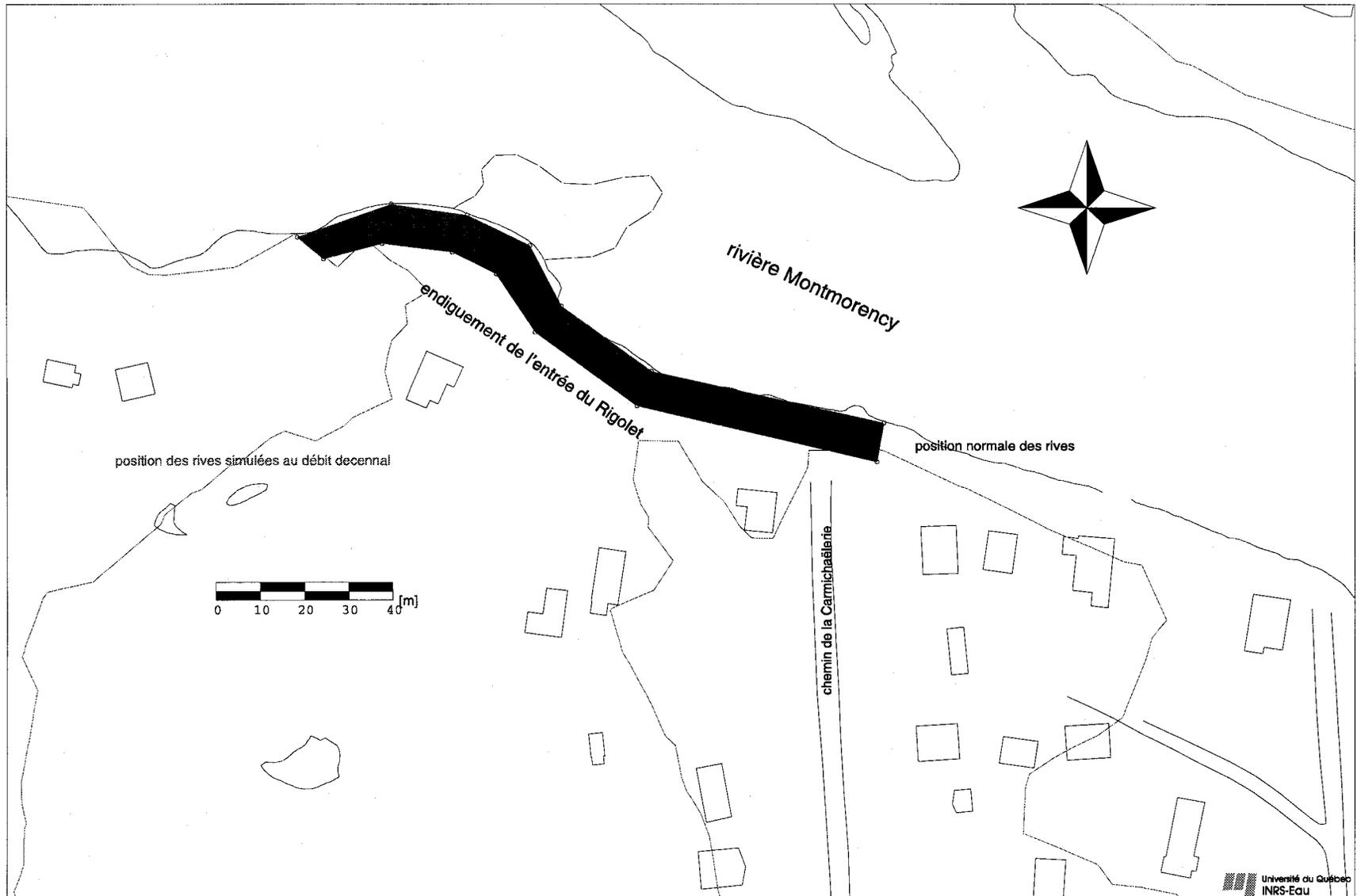


Figure 27 : Vue en plan de l'endiguement de l'entrée du Rigolet.

6.4.3 Redressement du profil du chemin de la Carmichaëlerie

La proposition est de rehausser le niveau du chemin de la Carmichaëlerie à la cote 158,5 m, soit un rehaussement moyen de l'ordre de 50 à 150 cm sur une longueur de 200 m environ et une largeur de 6,0 m. Cette intervention permettrait de donner un sursis pendant l'opération d'évacuation des résidents du Domaine des Îlets en retardant la submersion du chemin de la Carmichaëlerie lors d'une crue exceptionnelle. Par ailleurs, il faut ajouter un remblai de transition de pente douce de 2,0H/1,0V entre le chemin de la Carmichaëlerie à la cote 158,5 m et l'allée secondaire à la cote 157,0 m menant aux résidences situées à l'entrée du Rigolet. Du matériel de remblayage et un recouvrement de 300 mm d'épaisseur en gravier de roulement suffiront à rehausser le profil du chemin sans avoir à apporter de protection particulière. Les détails du devis approximatif avant taxes sont regroupés dans le Tableau 24. Les délais de réalisation sont estimés à deux jours ouvrables.

Tableau 24 : Dimensions et coût du relèvement du chemin de la Carmichaëlerie.

Caractéristiques du rehaussement du chemin de la Carmichaëlerie				
Niveau du profil	Largeur	Longueur	Hauteur	Volume de remblai¹
157,7 m	6,0 m	200,0 m	0,5-1,5 m	1200 m ³
Devis approximatif avant taxes				
	Remblai tout venant	Gravier de roulement	Transport et main d'oeuvre	Total réalisation
Tarif l'unité	7,00 \$/m ³	10,00 \$/m ³	5,00 \$/m ³	
Quantité	1277 m ³	420 m ³	420 m ³	
Total	8 939 \$	4 200 \$	2 100 \$	15 239 \$

Note :

¹Le volume de remblai pour la transition entre le chemin de la Carmichaëlerie et le chemin secondaire est compris et est estimé à 13 m³.

6.5 Bilan des aménagements

Le Tableau 25 regroupe les zones d'intervention, les cotes d'endiguements, l'estimation des montants et des délais de réalisation dans le cadre de la phase 2.

**Tableau 25 : Bilan des aménagements d'endiguement sur la rivière
Montmorency dans le secteur des Îlets.**

Zones d'intervention	Cote d'endiguement	Coût¹ de réalisation	Durée des travaux
Digue-ceinture des bassins de captation	157,6 m	46 124 \$	4 jours
Entrée du Rigolet	158,0 m	51 144 \$	10 jours
Chemin de la Carmichaëlerie	158,5 m	15 239 \$	2 jours
	Total	112 507,0 \$	16 jours

Note :

¹Le montant est estimé avant taxes.

7. Estimation des dommages résidentiels associés aux épisodes de crues

7.1 Introduction à la notion de dommage

Dans la phase 1, il est apparu qu'il était possible de quantifier financièrement les dommages reliés à l'inondation des résidences dans les secteurs soumis à de tels risques à partir de la méthodologie mise au point par l'INRS-Eau pour le Ministère de l'Environnement du Québec (MENV) suite au déluge du Saguenay (Leclerc et coll., 1997). Le but de ce deuxième mandat est de construire une relation débit-dommages qui, reliée aux données probabilistiques obtenues précédemment, permettra d'associer une probabilité aux dommages et donc d'en estimer le coût moyen récurrent. C'est tout ce dont on a besoin pour définir le risque. Il sera également possible de mesurer l'impact qu'aurait une modification de l'hydraulicité du secteur en termes de réduction ou d'augmentation des dommages résidentiels. Une telle information peut s'avérer déterminante pour démontrer l'impact des propositions d'aménagement aux autorités compétentes et obtenir les autorisations gouvernementales.

7.2 Méthodologie

Dans un contexte d'estimation des dommages occasionnés aux résidences par inondation, la collecte des données municipales sur l'évaluation des résidences est requise. Un premier exercice consiste à déterminer les résidences à risque, c'est à dire, celles se trouvant dans ou au voisinage de la plaine inondable. Ensuite, il faut numériser la position des résidences et déterminer la hauteur du premier plancher submergé des bâtiments principaux en cas de crue. Ces informations sont par la suite importées dans la base de données de MODELEUR.

Le calcul des dommages pour un scénario de crue donné peut être effectué directement avec le logiciel MODELEUR. Pour y parvenir, l'opération requiert l'extraction des profondeurs de submersion pour le scénario de crue visé sur toutes les résidences. La profondeur de submersion pour chaque résidence est obtenue en soustrayant du niveau atteint par les eaux l'altitude du terrain au centroïde de la résidence en question. Pour chaque événement hydrologique et chaque scénario d'aménagement, on utilise les lois empiriques développées pour le MENV afin de calculer les dommages pour chaque résidence ainsi que les dommages cumulatifs pour

l'ensemble du parc résidentiel. On obtient alors une série de valeurs de dommages en fonction du débit qu'on pourra présenter sous forme de relations débit-dommage.

Pour la présente étude, l'exercice d'estimation des dommages potentiels par inondation aux résidences du secteur a été effectué pour la gamme de débit arrêlée pour les simulations ainsi que pour les différents scénarios de protection des bassins et de rehaussement de l'entrée du Rigolet à la cote 157,7 m.

7.3 Fonction dommage - Loi de Gompertz

L'interaction entre les crues et l'occupation humaine des plaines inondables est très complexe et il est pratiquement impossible de comprendre et analyser tous les facteurs (hydrologique, hydraulique, technique, économique, social, etc.) influençant cette relation. Cependant, on peut affirmer que les principaux facteurs qui affectent les dommages dans la plaine inondable sont :

- les variables hydrologiques/hydrauliques (hauteur de submersion, vitesse de l'eau, durée de la submersion, charge de sédiment, date de l'apparition de la crue, débris, etc.) ;
- les paramètres de réponse humaine (mesures de prévention, temps d'avertissement, etc.) ;
- les paramètres d'occupation du sol (emplacement de la propriété, type de propriété, valeur de la propriété, etc.).

Le développement de modèles théoriques non-biaisés pour l'estimation des dommages d'inondation a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche dans les dernières années. Le modèle qui permet d'estimer les dommages repose sur une fonction de dommages qui fait intervenir un certain nombre des paramètres mentionnées ci-dessus. La fonction de dommage prend la forme suivante :

Equation 1
$$d=f(k, Y)$$

où d est le dommage occasionné à une résidence, k est la valeur de la résidence selon l'évaluation municipale et Y un ensemble de paramètres de description de la crue. En assumant que le dommage ne dépend que de la profondeur de submersion, alors les résultats des travaux de recherche ont montré que la fonction de dommage est strictement positive, monotone, bornée et a une forme en « S ». La fonction de dommage est donnée par la loi de Gompertz comme suit :

Equation 2
$$d=k[e^{1-\beta H}e^{-\alpha} - 1]/(e^{-\alpha} - 1)$$

et les valeurs des coefficients α et β sont donnés au Tableau 26.

La fonction de dommage est une fonction logistique et aux limites de la variable H ses valeurs sont finies :

Equation 3
$$\lim_{H \rightarrow \infty} d = k$$

Ces deux conditions correspondent physiquement au fait que les dommages commencent avec une submersion non nulle, et qu'à la limite, les dommages ne peuvent excéder la valeur k de la résidence.

Par ailleurs, on définit le taux de dommage par le rapport d/k compris entre 0 (aucun dommage à la résidence) et 1 (perte totale de la résidence). Dans le cas où nous avons plus d'une résidence, le dommage est calculé en cumulant les dommages occasionnés à chaque résidence. Le taux de dommages global D/K du parc résidentiel s'exprime comme suit :

Equation 4

$$\frac{D}{K} = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{\sum_{i=1}^N k_i}$$

Dans l'Equation 4, N représente le nombre total de résidences et l'indice i réfère à chaque résidence du parc.

Tableau 26 : Valeurs des coefficients α et β de la loi de Gompertz pour le calcul des dommages par la profondeur de submersion aux résidences.

Groupe de résidences	α	β
Groupe 1	-3,1	1,7
Groupe 2	-1,4	0,6
Groupe 3	-1,1	3,0
Groupe 4	-0,8	1,7

Les résidences ont été réparties en quatre groupes qui sont :

- Groupe 1 : résidences ayant un sous-sol et dont la valeur est inférieure à 50 000 \$;
- Groupe 2 : résidences ayant un sous-sol et dont la valeur est supérieure à 50 000 \$;
- Groupe 3 : résidences n'ayant pas de sous-sol et dont la valeur est inférieure à 50 000 \$;
- Groupe 4 : résidences n'ayant pas de sous-sol et dont la valeur est supérieure à 50 000 \$;

7.4 Données résidentielles du domaine des îlets

7.4.1 Parc résidentiel

Les données de l'étude ont été extraites à partir des ensembles originaux comprenant le cadastre en format numérique et le rôle d'évaluation municipal en format papier, les deux fournis par la

Ville de Beauport. Sur le cadastre, on a le contour de chaque propriété, le centroïde de la propriété, le numéro de matricule et un ou plusieurs polygones qui représentent la résidence ainsi que le cabanon et le garage, s'il y a lieu. Sur les documents de l'évaluation municipale, on retrouve entre autres l'adresse civique, le numéro de matricule, la valeur du terrain, la valeur de la résidence et le type de résidence. L'identification des résidences, c'est à dire la valeur et le type de résidence, s'est faite visuellement sur le logiciel MAPINFO en établissant le lien entre le numéro de matricule sur le cadastre et celui figurant sur l'évaluation municipale. Une des difficultés rencontrées était que, sur le cadastre, le numéro de matricule était associé au centroïde du terrain et non pas à celui de la maison. Dans le doute, on se servait des informations complémentaires à notre disposition pour trancher.

Au Tableau 27 ont été regroupées les informations relatives à l'estimation foncière du parc résidentiel du secteur résidentiel dans ou au voisinage du domaine d'étude (secteurs des Îlets et Trois-Saults). Cela ne veut pas dire que toutes les unités sont réellement soumises aux aléas des crues; c'est par l'analyse des données de submersion que le potentiel endommageable sera révélé. Au total, 50 résidences dont 26 sans sous-sol et 24 avec sous-sol font partie de ce parc. Selon l'estimation municipale, la valeur du parc résidentiel considéré s'élève à près de 1,2M \$.

Tableau 27 : Caractéristiques des groupes de résidences prises en considération pour le calcul des dommages cumulatifs.

Parc résidentiel Domaine des Îlets et rue des Trois-Saults	Type de résidence				Ensemble
	Avec sous-sol <50 000 \$	Avec sous-sol >50 000 \$	Sans sous-sol <50 000 \$	Sans sous-sol >50 000 \$	
Nombre	19	5	26	0	50
Valeur	527 040 \$	334 600 \$	320 101 \$	0 \$	1,2M \$

7.4.2 Géoréférenciation des résidences

Comme nous l'avons vu, l'évaluation du dommage est basée sur la profondeur de submersion. On comprend donc tout l'intérêt de géoréférencer une résidence. En effet, connaissant la position d'une résidence, on peut lui attribuer une élévation à partir du MNT ainsi que le niveau d'eau pour un événement hydrologique. Ces deux informations à disposition, il ne reste plus qu'à les soustraire l'une de l'autre pour obtenir la profondeur de submersion. Cette tâche peut être directement effectuée sur MODELEUR.

Les résidences du secteur ont été réduites à leur centroïde obtenu à partir du traitement des données du cadastre fourni par la municipalité de Beauport. Sur le cadastre, les maisons sont géoréférencées et représentées par des polygones. Il a fallu concevoir une procédure pour extraire à partir de chaque polygone un centroïde ; ce traitement a été effectué également sur le logiciel de géomatique MAPINFO qui propose ce type de fonctionnalité. Les polygones ainsi

que le semis de points des centroïdes générés ont été importés dans la base de données de MODELEUR tel qu'illustré sur la Figure 28.

7.4.3 Altitude du centroïde

La détermination de l'altitude du centroïde sert à établir la cote de début de submersion laquelle dépend du type de construction, c'est à dire, avec ou sans sous-sol. La donnée fondamentale que nous avons cherché à caractériser est la hauteur du rez-de-chaussée par rapport au niveau du terrain. Une visite sur le terrain nous a permis d'établir *de visu* que le premier plancher se trouve habituellement à +1,0 m pour les maisons sans sous-sol (rez-de-chaussée) et à -1,5 m pour les maisons avec sous-sol par rapport au terrain naturel. Ces valeurs moyennes ont servi systématiquement par la suite à corriger la cote d'élévation locale du terrain aux centroïdes des résidences.

En outre, la procédure d'attribution de l'altitude du premier plancher au centroïde de chaque résidence dans le cadre de cette étude est décrite ci-après :

1. détermination du centroïde (x,y) de la résidence ;
2. projection de l'altitude z_f du terrain, à partir de MODELEUR, sur le centroïde de chaque résidence ;
3. correction de l'altitude z_f projetée suivant la règle suivante :
4. $z_f + 1,0$ m pour les résidences sans sous-sol ;
5. $z_f - 1,5$ m pour les résidences avec sous-sol.

Nous ne croyons pas que cette méthode ait induit une incertitude notable dans les résultats, mais une caractérisation par relevé d'arpentage permettrait de s'en assurer.

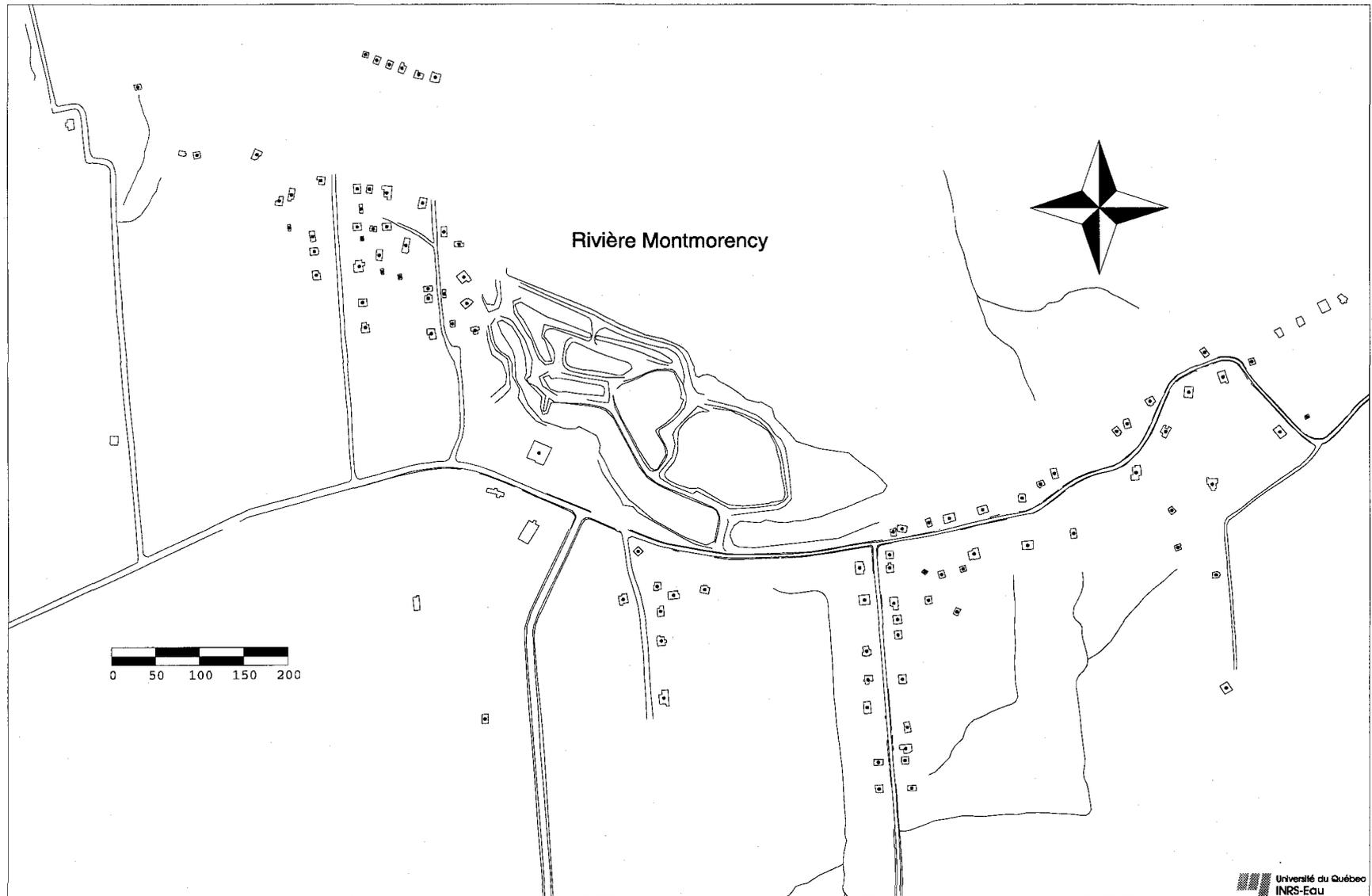


Figure 28 : Résidences du secteur du Domaine des Îlets et du secteur des Trois-Saults (incluant les rues secondaires): polygones et centroïdes.

7.5 Résultats de l'estimation des dommages

7.5.1 Variantes de courbe de dommages

Deux variantes dans la présentation des courbes de dommages ont été utilisées. La première variante consiste à représenter les dommages en unités monétaires en fonction du débit dans la rivière, soit une relation de la forme $D = f(Q)$. On a alors une courbe de dommages résidentiels totaux en fonction du débit. La deuxième variante consiste à montrer cette même information normalisée en fonction de la valeur totale K du parc résidentiel, autrement dit une relation de la forme $D/K = \text{fonction}(Q)$. Cette forme permet d'apprécier le taux d'endommagement par rapport à la valeur globale du potentiel de vulnérabilité.

7.5.2 Relation débit-dommages

De façon à mettre en relief l'influence des aménagements de protection des bassins de captation sur l'évolution des dommages, deux scénarios ont été considérés : les *conditions actuelles* (comme état de référence) et une protection complète des bassins avec relèvement de l'entrée du Rigolet à 157,7 m. Seuls ces deux scénarios d'aménagement ont été retenus car, comme nous le verrons plus loin, les courbes obtenues sont très semblables et elles représentent les cas extrêmes.

La Figure 29 montre les deux courbes de dommages cumulatifs estimés à partir des lois de comportement applicables aux différentes catégories de propriétés. La gamme des débits couverts se situe entre 400 et 900 m³/s correspondant à des récurrences de 2 ans à 100 ans. Pour le débit dépassé 1 fois dans 2 ans, la valeur estimée des dommages n'excède pas les 25 000 \$¹². Au débit maximum de la présente étude à savoir le débit dépassé 1/100 ans, les dommages pour les deux scénarios d'aménagement s'élèvent à environ 360 000 \$ (actuel) et 370 000 \$ (aménagé).

Étant donné la valeur totale des résidences considérées, soit 1,2M \$, la Figure 30 permet de se représenter le taux d'endommagement total des propriétés qui en résulterait pour l'ensemble du parc résidentiel. Pour les deux scénarios d'aménagement, on peut constater que le taux d'endommagement global n'excède pas 32% de la valeur du parc résidentiel pour le scénario extrême de la présente étude à savoir le débit de 1/100 ans. Cependant, cette évaluation comporte sa part d'arbitraire étant donné que le parc résidentiel considéré inclut des propriétés qui se situent en dehors de la zone inondable 100 ans (sur les rues du Gouffre, Trois-Saults et Jeanne-Laroche).

¹² Il est à noter que l'estimation des dommages est théorique et ne donne pas nécessairement lieu à des réclamations.

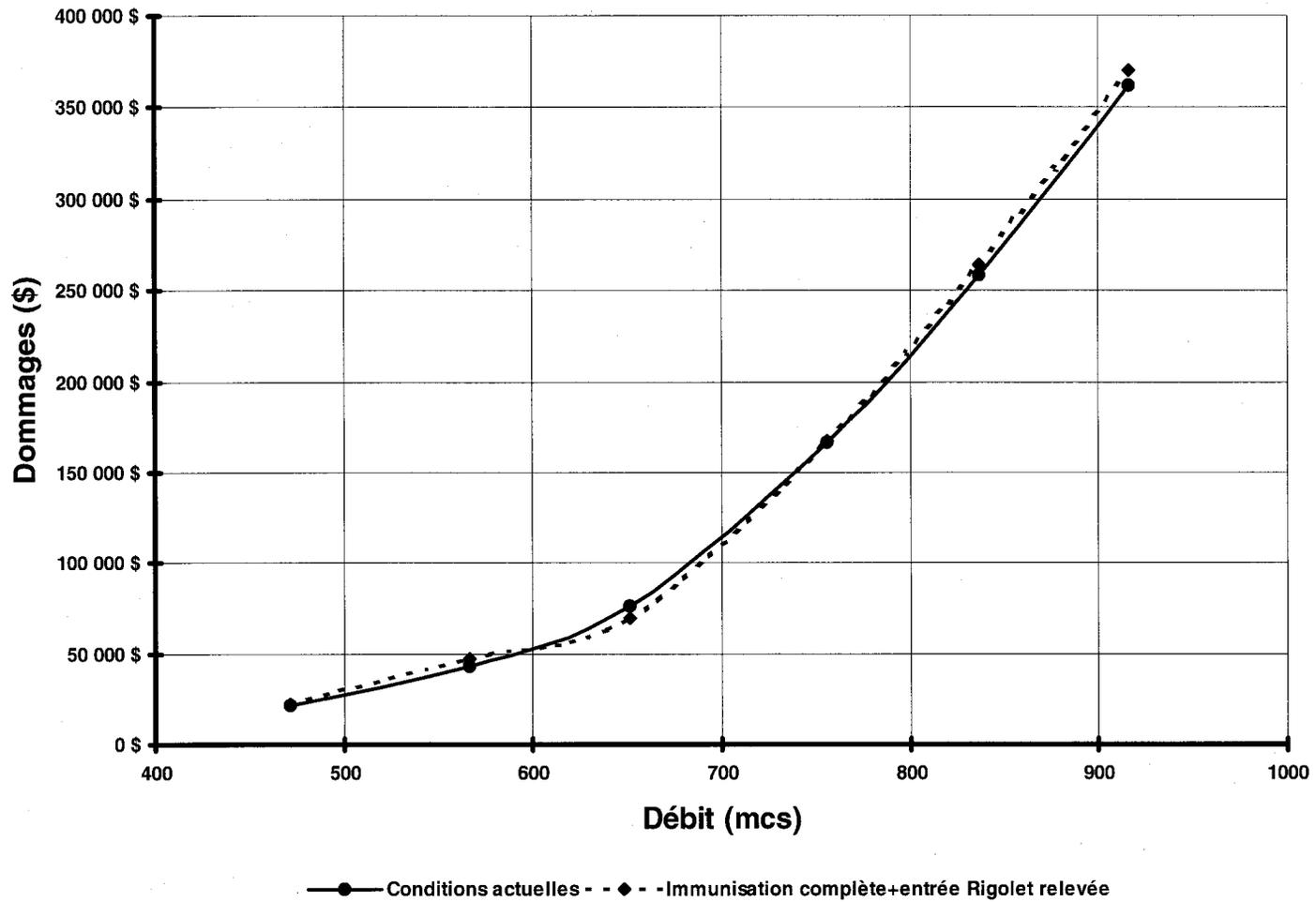


Figure 29 : Dommages résidentiels totaux en fonction des crues sur la rivière Montmorency en conditions actuelles et aménagées.

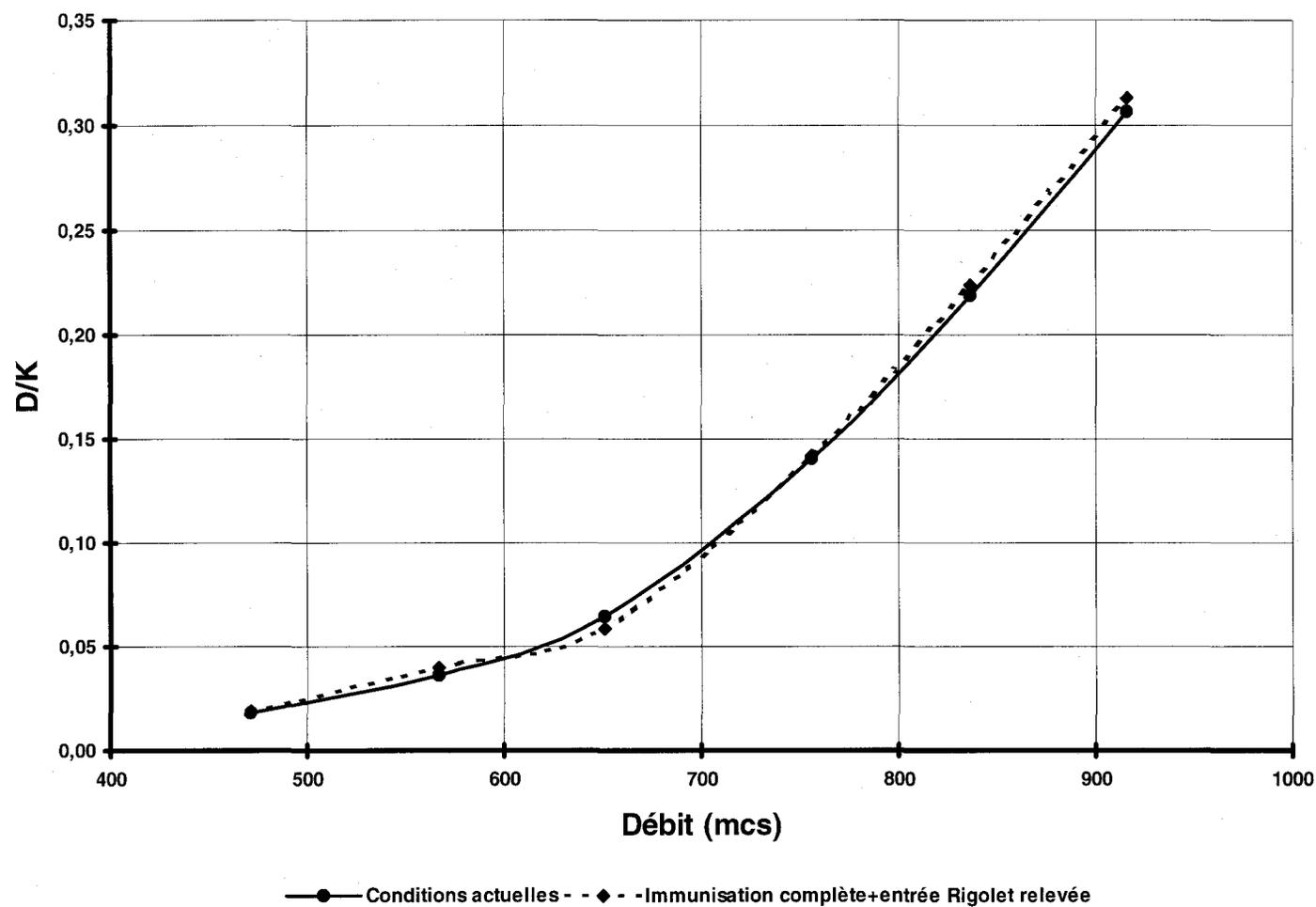


Figure 30 : Taux d'endommagement du parc résidentiel en fonction des crues de la rivière Montmorency en conditions actuelles et d'aménagement.

7.6 Conclusion

À la lumière des résultats obtenus, on constate que les courbes de dommages obtenus pour les deux scénarios d'aménagement sont, sinon identiques du moins assez semblables (+3%). Cela signifie que les aménagements de protection des bassins de captation ont une très faible influence sur l'évolution des dommages et cela reste vrai même pour les grandes crues de période de retour supérieure à 10 ans. Ce faible impact sur les dommages au voisinage est due à l'influence différentielle assez négligeable exercée sur la ligne d'eau par la surélévation des digues au périmètre des bassins de captation. En fait c'est l'étendue considérable du lit mineur dans le secteur qui favorise une augmentation de la section dans le sens transverse plutôt que vertical.

On peut donc considérer que les aménagements proposés n'ont pas pour effet d'aggraver significativement le risque pour le secteur résidentiel situé immédiatement à l'amont, et par extrapolation aux autres secteurs résidentiels localisés plus haut (Bocage, Côte-du-Lac, etc.).

8. Cote de conception pour l'endiguement jouxtant les sablières

8.1 Rappel du problème

Le problème de l'exploitation des sablières sous le niveau du lit mineur à proximité de la rivière Montmorency dans le secteur des Trois-Saults a été identifié dans un rapport antérieur d'INRS-Eau (Leclerc et coll., 1998). À cet endroit, la plaine d'inondation comprend un grand marécage de près d'un kilomètre de long dont les extrémités communiquent avec le cours principal de la rivière lors des crues extrêmes: à l'ouest, près de la station de pompage, aux environs de la cote 160 m au-dessus du niveau de la mer et à l'est, près des limites municipales de Beauport et de Boischatel, à la cote 157,5 m. De récentes analyses conduites par la Communauté urbaine de Québec (André Bouillon, communication personnelle, 2000) en collaboration avec les auteurs ont permis d'établir que cette jonction se réalise pour des crues à l'eau libre de période de retour inférieure à 100 ans (sous la cote 158,18 m) ou encore, lorsqu'un embâcle comme celui de décembre 1957, bloque le cours principal de la rivière à la tête du rapide des Trois-Saults (Niveau d'eau à 159,5 m).

Dans de telles circonstances, la rivière déverse son trop-plein dans ce marécage et la limite extrême de l'écoulement au sud du secteur longe de très près les sites d'exploitation dont les points bas se situent bien plus bas, soit près de la cote 145 m. Inutile d'insister sur l'importance de confiner le marécage et d'empêcher tout déversement direct dans les sablières. Comme nous l'avons exposé dans notre dernier rapport, il s'ensuivrait un processus de ravinement rapide, puis d'érosion régressive qui, à cause de la très grande érodabilité des dépôts meubles (sable) du secteur, conduirait très rapidement à raccorder le lit mineur de la rivière aux sablières, à son incision verticale, et ultimement, à l'avulsion définitive du cours d'eau (changement de cours) qui court-circuiterait désormais le rapide des Trois-Saults. Nul ne peut prédire le destin final d'un tel processus étant donné qu'on ne peut savoir à quel niveau se situe le roc sous-jacent dans le secteur, qu'il s'agisse d'un affleurement du socle précambrien (comme celui du rapide des Trois-Saults ou un autre près de l'entrée du Rigolet) ou des roches sédimentaires (calcaire de Trenton) dont on sait cependant qu'il se situe au voisinage de la cote 120 m.

Étant données les immenses conséquences associées à une telle catastrophe: pertes de vies humaines, pertes des infrastructures de la prise d'eau de Beauport, pertes matérielles, et la probabilité très significative qu'un aléa (crue, embâcle) se produise, les critères de conception de

l'ouvrage de confinement de la zone inondable dans ce secteur doivent réduire totalement à néant les probabilités de déversement vers les sablières.

Lors de l'étude de l'INRS-Eau de 1998, il avait été signalé que, historiquement, un tel déversement était virtuellement impossible étant donné que le terrain constitué de hautes terrasses fluvio-glaciaires vis-à-vis des sablières s'établissait à la cote 170 m ou plus sur l'ensemble du pourtour du marécage. Pendant toute la période d'extraction dans les sablières qui a duré plusieurs décennies, les exploitants ont soigneusement évité de creuser à l'intérieur du périmètre du marécage afin d'éviter la vidange de sa nappe phréatique vers la zone d'exploitation. De plus, un bourrelet légèrement surélevé marquait la jonction entre le marécage et les sablières. Vers 1995 cependant, des brèches importantes (cote du fond à 152 m approximativement) ont été pratiquées dans ce bourrelet mettant ainsi en place le risque majeur identifié dès 1997 par l'INRS-Eau.

Des recommandations d'intervention urgentes avaient alors été formulées afin que le bourrelet soit rétabli le plus tôt possible, éventuellement à la cote 161 m minimum. Cette intervention a été réalisée promptement par la Ville de Beauport au printemps 1997 et dans les mois qui ont suivi. Le chiffre de 161 m avait cependant été fourni provisoirement le temps que des études de risques plus approfondies permettent de fixer une valeur plus définitive. Pour ce faire, une méthodologie devait aussi être sélectionnée. C'est le but de ce chapitre de faire le point sur cette délicate problématique.

8.2 Méthodologie : réduire à néant la probabilité des aléas

Étant donné que les travaux d'endiguement correspondent à la définition d'un barrage, c'est-à-dire, une structure imperméable qui doit servir à contenir une masse d'eau importante dont la hauteur est supérieure à 1 m, la norme de conception doit en tenir compte. Étant donnée l'ampleur des conséquences qui résulteraient d'une rupture de l'ouvrage, les probabilités d'un tel aléa doivent être virtuellement réduites à néant par divers aménagements remédiateurs.

Trois types d'aléa sont possibles : un embâcle majeur à la tête du Trois-Saults comme celui de 1957, une crue subite et très intense reliée à des précipitations liquides éventuellement combinées à une fonte de neige sur l'ensemble du bassin ou, un glissement de terrain important dans le secteur des hauts talus sablonneux qui persistent dans le secteur des rues Breton et Bocage qui viendrait encombrer transitoirement mais radicalement le lit mineur de la rivière dans le secteur des Îlets et provoquerait une dérive de la courbe de tarage (débit-niveau) vers le haut, ce qui signifie en clair qu'un débit de crue fréquent pourrait produire le même niveau d'eau qu'une crue majeure avec la morphologie d'aujourd'hui. Les sections suivantes examinent ces trois possibilités.

8.2.1 Embâcle majeur

Dans le cas des embâcles majeurs, il n'existe pas de méthodologie très précise pour évaluer la probabilité et les cotes d'inondation. On s'en remet en général à des études empiriques où les événements singuliers extrêmes servent de référence pour établir les paramètres de protection. Le plus gros embâcle connu à s'être produit dans le secteur est survenu dans la semaine du 20 au 24 décembre 1957. Cet événement a été documenté à partir de plusieurs communications personnelles avec des résidents habitant le secteur depuis très longtemps (Roger Parent, Rémi Beaudoin, Gaétan Carmichaël, notamment). Suite à des précipitations intenses dans les jours qui ont précédé, accompagnées de fonte nivale, il s'est produit une débâcle sur le rivièr puis un embâcle dans le secteur des Trois-Saults. Il a été établi que le lit mineur de la rivièr Montmorency s'est retrouvé totalement obstrué par la glace entre la tête du rapide des Trois-Saults et le secteur des Îlets environ à la hauteur de la station de pompage actuelle. Il s'en est suivi une hausse rapide du niveau de l'eau sur l'ensemble du secteur jusqu'à la cote 160 m dépendant du lieu, le trop-plein d'écoulement se trouvant dérivé par les bras délaissés du cours d'eau en rive gauche et dans le marécage des Trois-Saults à droite. La rivièr a alors établi sa jonction avec les deux extrémités du marécage des Trois-Saults ce qui ne laisse aucun doute sur le niveau d'eau atteint alors.

Ceci est une première indication de la cote minimale de l'endiguement afin de prévenir le surpassement de la structure et éventuellement sa rupture transversale par ravinement, érosion ou affouillement. Étant donné, qu'une marge de sécurité est requise pour la valeur identifiée, nous croyons qu'une revanche de 1 m devrait être ajoutée à ce chiffre, ce qui donne alors 161 m.

Pour revenir à la probabilité, on sait aussi que de tels embâcles sont assez fréquents sur la rivièr Montmorency à cause de son profil marqué de fortes pentes propices à un décrochement du couvert de glace lors de redoux hivernaux prolongés. Une étude en cours sur le contrôle des embâcles sur ce cours d'eau (INRS-Eau, Université Laval, 2000) commence à nous procurer quelques indications sur la fréquence des événements majeurs ayant causé (ou en ayant le potentiel) de lourds dommages aux habitations, notamment ceux de 1947, 1972 et 1992 à Île Enchanteresse. D'autres événements sont aussi rapportés dans le secteur de la rue Bocage où des observations de cicatrices sur l'écorce des arbres réalisées par la C.U.Q. ont démontré que le niveau de la glace a atteint à quelques reprises un niveau supérieur de 2 m à la crue centennale établie par le ministère de l'Environnement. On ne tient pas compte ici d'autres événements plus récents (ex : 1998 à l'île Enchanteresse) qui, bien qu'ayant causé des dommages importants, ne peuvent se comparer aux autres mentionnés. Dans cette optique, la probabilité des embâcles est si grande (typiquement, plus de quatre en plus de cinquante trois ans sur le tronçon des Îlets – Île-Enchanteresse, 1 en quarante-trois ans à des Îlets) qu'un tel aléa doit absolument être pris en considération pour établir la cote de protection au voisinage de la sablière.

8.2.2 Crue majeure à l'eau libre

Le cas d'une crue majeure à l'eau libre est mieux documenté et normé dans la littérature technique. On assume qu'un événement hydrologique ayant théoriquement une chance de se produire aux dix milles ans doit servir à dimensionner un ouvrage hydraulique comme un barrage ou une digue afin d'en assurer la sécurité. Cette norme est applicable lorsque les conséquences identifiées sont majeures : potentiel de perte de vies humaines, voisinage urbanisé en aval, pertes matérielles majeures, etc.. On utilise aussi à l'occasion une valeur équivalent à la moitié de la crue maximum probable (C.M.P.) ce qui donne souvent des résultats équivalents. La crue de période de retour 1/10 000 ans est obtenue par des méthodes statistiques telles que celles utilisées dans ce rapport, habituellement avec la méthode du maximum annuel. La C.M.P. est obtenue par l'entremise d'une modélisation hydrologique déterministe qui prend en considération une pluie maximale probable combinée à un apport de chaleur produisant une fonte nivale significative. Nous n'entrerons pas en détails dans ce mode de calcul étant donné que cette méthodologie n'a pas été appliquée ici.

Quand le débit est établi, on considère les possibilités d'évacuation de ce débit à un niveau sécuritaire. C'est pourquoi la valeur obtenue sert souvent à dimensionner des évacuateurs de crues et on doit tenir compte alors de la capacité d'emmagasinement et de laminage de crue que procure habituellement la retenue d'eau en amont. Dans le cas d'un ouvrage au fil de l'eau, donc qui n'offre aucune possibilité d'emmagasinement, c'est le débit instantané atteint qui doit servir à la conception. C'est pourquoi nous considérons que la méthode du DMAh (Débit maximum annuel horaire) est bien adaptée à ce calcul.

Une fois connue la valeur du débit applicable à la conception (crue 1/ 10 000 ans en l'occurrence ici), on cherche le niveau d'eau correspondant sur la courbe de tarage applicable dans le secteur. Cette valeur doit elle aussi être majorée d'une revanche afin de garantir l'efficacité de l'ouvrage en toutes circonstances.

En appliquant cette approche, les auteurs ont établi qu'un débit extrapolé de 1250 m³/s à la station 051001 des Marches naturelles (-6% ou 1175 m³/s au site d'étude) est la valeur à retenir pour établir la cote d'endiguement pour ce qui est d'une crue 1 /10 000 ans. Sur la courbe de tarage (Figure 31), ce débit est obtenu en moyenne à la cote 160 m. Il est à noter ici que les observations utilisées pour établir la courbe s'arrêtent à 638 m³/s le reste de la courbe étant le fruit d'extrapolation. En appliquant une revanche d'un mètre, on se donne une marge de sécurité suffisante à notre avis pour tenir compte de l'erreur sur ce procédé ainsi que d'une possible aggradation du lit par apports d'alluvions modifiant la morphologie du cours d'eau.

8.2.3 Glissement de terrain en rive

Il existe une autre possibilité à considérer pour l'obtention d'un niveau d'eau élevé dans le secteur. Il s'agit d'un glissement de terrain à partir des talus sablonneux qui jouxtent directement le lit mineur de la rivière en rive droite entre l'entrée du Rigolet et le secteur de la rue Bocage plus au nord. C'est cependant la possibilité la plus difficile à quantifier étant donnée l'absence

totale de données. On sait cependant que l'altitude de ces talus se situe aux alentours de la cote 200 m, soit plus de 45 m au-dessus du lit de la rivière. La pente correspond à l'équilibre naturel d'un talus en sable soit près de 1V/2H.

C'est tout à fait possible qu'un tel événement se produise puisque la morphologie actuelle du talus vis-à-vis de la rue Breton résulte d'un glissement qui se serait produit dans la première partie de ce siècle. Des photographies datant des années cinquante dans le secteur démontrent d'ailleurs que le glissement s'est produit quelques années ou décennies avant, la végétation n'ayant pas encore eu le temps de recoloniser le site.

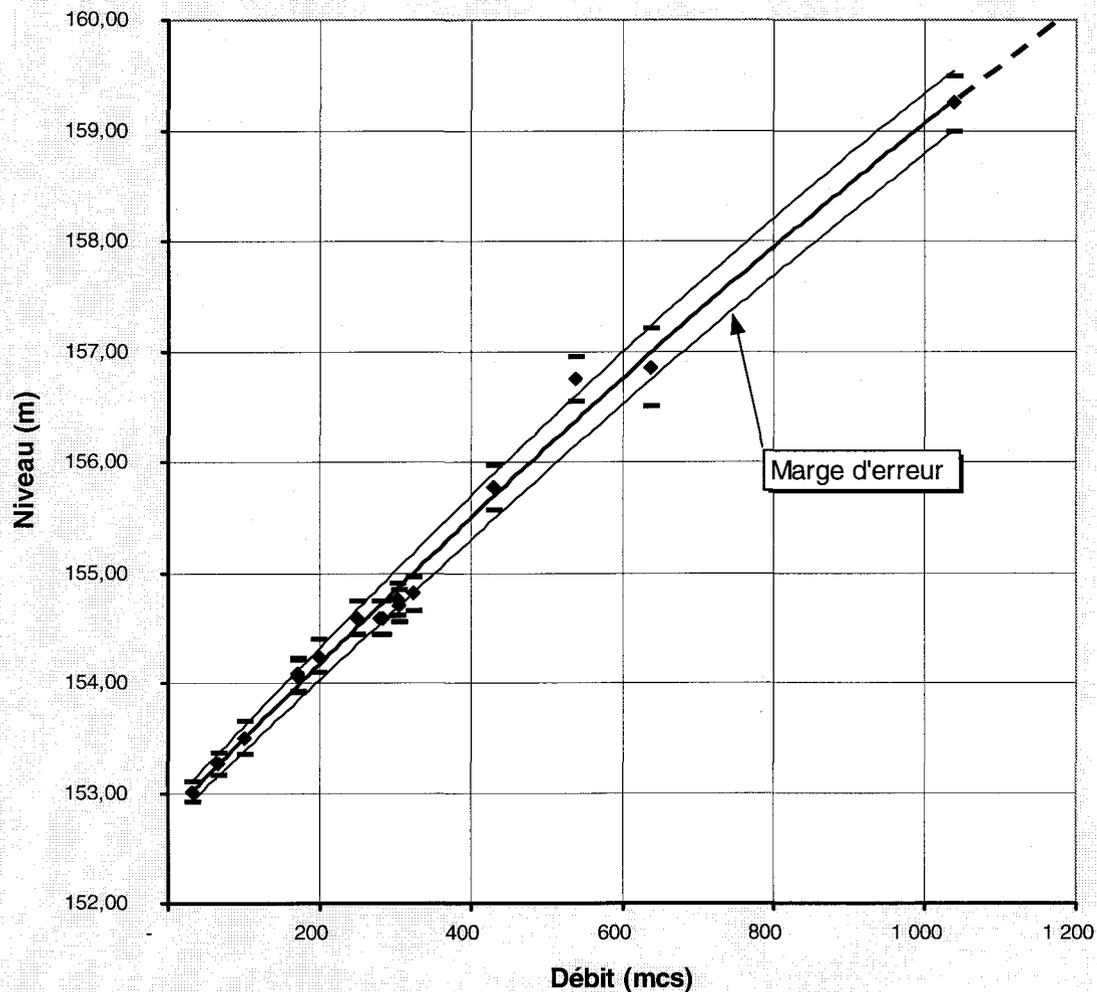


Figure 31 : Courbe de tarage de la rivière Montmorency aux limites est de Beauport.
Au-delà de 650 m³/s, les valeurs sont extrapolées.

On ne peut que spéculer sur les causes possibles d'un tel glissement dans le futur. Par exemple, une crue majeure ou un embâcle causant une montée exceptionnelle du niveau de l'eau pourrait noyer la base des talus. La pente naturelle du matériau étant beaucoup plus faible dans l'eau qu'à l'air libre ajoutée aux courants érosifs en rive produiraient un affouillement rapide de leur base. Si, de plus, les couches superficielles sont saturées d'eau et alourdies dû aux précipitations ayant

précédé la crue ou l'embâcle, les conditions se trouvent réunies pour un glissement de terrain important sinon majeur.

Il est également possible qu'un talus rendu à la limite de sa stabilité soit précipité vers un nouvel équilibre par un tremblement de terre auquel la région de Québec est particulièrement exposée.

Dans l'un ou l'autre cas, une grande quantité de matériaux sablonneux serait précipitée dans le lit mineur de la rivière ayant comme conséquence directe un rehaussement transitoire de sa morphologie¹³ (thalweg). Dans un tel cas, la courbe de tarage qui lie le niveau d'eau au débit qui transite se trouve radicalement décalée vers le haut. Bien que les crues successives de la rivière au cours des années qui suivront permettront de rétablir un profil équivalent sinon semblable à celui d'origine, le risque relié à un tel aléa se forme au moment même du glissement et dans les minutes qui le suivent. D'ailleurs, aucun système d'alerte précoce ne peut permettre d'y faire face efficacement étant donné sa soudaineté du phénomène et de ses suites.

On comprendra qu'il soit très difficile dans un tel contexte spéculatif d'établir une cote sécuritaire pour confiner la rivière à sa plaine d'inondation (marécage des Trois-Saults) à la limite des sablières. Nous nous contenterons donc de formuler quelques recommandations visant à préciser les circonstances propices à la survenue d'un tel aléa et à rechercher des moyens ou aménagements permettant d'en réduire significativement la probabilité ou la portée des conséquences.

8.3 Conception de l'endiguement

Les auteurs soulignent ici que, mise à part la cote supérieure des talus, les différents aspects de la conception de l'endiguement le long du marécage des Trois-Saults n'ont pas fait l'objet d'un examen particulier ou d'un bilan de conformité. Ainsi, la cote actuelle d'implantation, la géométrie, la largeur et la pente des talus, la nature, l'imperméabilité et la stabilité de l'ouvrage et des ses fondations aux divers cas de chargement, l'étanchéité des matériaux utilisés, les méthodes de mise en place, le recouvrement végétal visant à prévenir le ravinement, le drainage de la structure sont quelques éléments parmi d'autres qui nécessitent un bilan complet et des recommandations précises visant à en assurer la conformité aux règles de sécurité et aux lois applicables en la matière.

Ce bilan est d'autant plus nécessaire qu'un examen sommaire de l'ouvrage permet de constater que celui-ci a subi des tassements importants en certains endroits et qu'une digue n'est jamais plus haute que son point le plus bas. De tels affaissements locaux représentent généralement des signes de mauvaise mise en place des matériaux et/ou d'une fondation inappropriée. En d'autres

¹³ Un tel phénomène s'est produit dans le secteur des Eaux-Mortes en aval de la Chute-à-Perron sur la rivière Ha! Ha! lorsque la chute a été contournée (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997) et que le nouveau lit de la rivière fut creusé dans trente mètres de dépôts meubles érodables (9 millions de mètres cubes emportés par le flot). Le rehaussement du lit mineur en aval de l'incision fut typiquement de 2-3 m sur plus de deux kilomètres le reste des matériaux étant emportés vers Ville de La Baie.

endroits, la digue semble vraiment trop étroite en plus d'être encadrée par des talus (extérieur et intérieur) de pente beaucoup trop importante pour en assurer la stabilité en situation de saturation, sans compter la nature du matériau dont on ne connaît pas la provenance et l'imperméabilité effective.

À ceci s'ajoute la présence (saugrenue) d'un drain implanté transversalement sous le talus afin de permettre la vidange du marécage après la fonte printanière ou suite aux précipitations abondantes. Vraisemblablement, ce dispositif d'assèchement vise à permettre l'exploitation de la matière organique présente dans ce milieu en vue de produire une terre commerciale.

En résumé, l'ouvrage qui montre des signes flagrants au moment de la rédaction de ce rapport de non-conformité devrait être inspecté et approuvé s'il y a lieu par un spécialiste reconnu dans le domaine.

8.4 Recommandations

Compte tenu des divers aléas (crue, embâcle, glissement de terrain) susceptibles de provoquer un rehaussement du niveau d'eau et des conséquences catastrophiques qui en résulteraient si l'endiguement permettant de confiner le marécage des Trois-Saults au voisinage des sablières était surpassé, les auteurs formulent les recommandations suivantes :

1. *Il est recommandé que la cote minimale d'endiguement soit de 161 m.*
2. *Il est recommandé que tous les aspects d'ingénierie relatifs à l'état actuel de l'endiguement réalisé fassent l'objet d'un examen et d'un bilan de conformité, notamment à l'égard de sa stabilité et de son étanchéité et que cette tâche soit confiée à des spécialistes du domaine.*
3. *Il est recommandé que la stabilité des talus sablonneux jouxtant le lit mineur de la rivière Montmorency en rive droite à l'amont du secteur des Îlets fassent l'objet d'une analyse de risque géotechnique et de mesures correctrices en cas de danger démontré (abaissement des talus, stabilisation contre l'affouillement à la base).*

9. Conclusions et recommandations de la phase 2

9.1 Sur la probabilité des crues et la méthodologie statistique

Une méthode d'estimation des fréquence de crue utilisant tous les épisodes significatifs dépassant un seuil minimal de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ en moyenne journalière a été appliquée aux valeurs horaires de débit de la rivière Montmorency. Bien que les débits d'automne puissent jouer un rôle significatif à l'occasion, c'est l'ensemble des débits printaniers qui contribue le plus à définir l'échantillon statistique des crues sur cette rivière. L'application d'une méthode au dépassement a permis de revoir significativement à la hausse les valeurs de débit et les fréquences qui caractérisent cette rivière, les anciennes valeurs ayant été obtenues par la méthode du débit maximum annuel journalier (DMAj). Ainsi, le débit centennal antérieur à cette étude ($768,7 \text{ m}^3/\text{s}$) est en fait un débit de récurrence typique 25 ans; par ailleurs, le débit bi-décennal ($753 \text{ m}^3/\text{s}$) est observé aux dix ans en moyenne et ainsi de suite (voir le chapitre 3).

Si elle est sans doute valable pour les cours d'eau de grande taille, c'est-à-dire, ceux dont le régime journalier n'est pas trop perturbé par les épisodes de précipitation ou de température horaire, la méthode classique du débit maximum annuel journalier ou DMAj devient imprécise, éventuellement biaisée pour les bassins versants de plus petite taille comme celui de la rivière Montmorency. C'est ce que semblent démontrer les résultats obtenus dans la présente étude. Étant donné que la méthode sous-estime la fréquence des événements, l'évaluation du risque qui dépend grandement de la fréquence des aléas se trouve également entachée de sous-estimation. De plus, puisque la fréquence calculée est inférieure à la fréquence effectivement observée, les intervenants peuvent avoir le sentiment qu'une dérive a lieu dans l'hydrologie du cours d'eau et éventuellement, l'imputer aux pratiques de coupe forestière dans le bassin, par exemple.

À la décharge de la méthode du DMAj, l'échantillon utilisé différait de celui employé pour appliquer les autres méthodes. En effet, pour l'appliquer, le ministère de l'Environnement avait considéré les valeurs appartenant à la première période d'opération de la station datant du début du siècle. De plus, notre étude a procédé à deux mises à jour de la série hydrologique: 1) en allongeant la série par l'injection des valeurs de crues récentes dans l'échantillon, et 2) en recalculant les débits de la période 1964-1970 à l'aide de la courbe de tarage de la station mise à jour en 1970. Pour ces différentes raisons, on ne peut affirmer avec certitude que les différences entre les méthodes statistiques ne sont pas dus à ces facteurs.

Par ailleurs, la méthode du DMAh (appliquée aux valeurs horaires) ne se disqualifie pas par rapport à la méthode au dépassement comme en témoignent les résultats présentés. En effet, la méthode du DMAh se rapproche de plus près des valeurs de débit obtenues avec la méthode au

dépassement sans toutefois les rejoindre tout à fait. Il subsiste donc une sous-estimation des débits avec la méthode du DMAh qui n'est cependant pas aussi dramatique que celle obtenue avec la méthode du DMAj. À la rigueur, on pourrait travailler avec la méthode du DMAh étant donné que la méthode au dépassement demande un effort beaucoup plus considérable notamment, au niveau de l'extraction des données horaires sur tous les événements dépassant un certain seuil et pour la paramétrisation de l'ajustement des lois statistiques qui demande une grande expérience.

9.2 Sur les risques d'inondations en conditions naturelles

Un programme de simulations hydrodynamique réalisé avec le logiciel MODELEUR-HYDROSIM développé à l'INRS-Eau a permis de préciser les fréquences associées aux aléas des inondations à l'eau libre.

Comme nous avons pu le constater, le Rigolet, ce bras de la rivière Montmorency qui contourne les habitations du Domaine des Îlets par l'arrière et qui sert de trop plein à la rivière est sujet à débordement dès qu'arrive une crue bi-annuelle. Les bassins de captation sont submergés à partir de la crue de période de retour 5 ans. Les digues fonctionnent comme des déversoirs au débit de 5¹⁴ ans et sont complètement noyées par 40-50 cm de lame d'eau à partir du débit de récurrence 10 ans. Par ailleurs, c'est à partir du débit de récurrence 25 ans que l'on commence à observer l'inondation de la rue des Trois-Saults aux limites de Beauport et de Boischatel. C'est un tel événement qui permet de raccorder hydrauliquement le cours principal de la rivière Montmorency avec le marécage des Trois-Saults qui jouxte les sablières sur l'ensemble du secteur d'étude.

Les simulations hydrodynamiques conduites dans les conditions actuelles ont permis d'identifier des aménagements remédiateurs aux différents aléas identifiés et d'en tester numériquement l'efficacité.

9.3 Sur la protection des bassins de captation

Afin de protéger davantage les bassins de captation d'eau potable de Beauport, un rehaussement du périmètre d'endiguement de ces bassins est proposé. L'avantage de relever les digues est double : protéger les bassins contre une submersion de récurrence fréquente et augmenter la capacité d'emménagement des bassins par un rehaussement du niveau normal d'exploitation (NNE). De cause à effet, le relèvement du NNE des bassins augmente la charge et par voie de conséquence la capacité de production sans coût additionnel hormis celui relatif au rehaussement des digues.

¹⁴ Cependant, en utilisant les probabilités réelles établies au site plutôt que celles à la station des Marches naturelles (différence de bassin de 6%), la période de retour serait légèrement majorée, possiblement autour de 6-7 ans.

Toutes les possibilités de rehaussement ont été envisagées jusqu'à la protection complète contre des crues de période de retour 100 ans. Il a été démontré que, quel que soit le niveau de protection accordé, le rehaussement du niveau de l'eau au droit et à l'amont des bassins n'est pas significatif compte-tenu de la morphologie anastomosée du secteur d'étude. Toute solution de ce type serait donc théoriquement envisageable du moins en considérant l'impact physique sur les zones à risques environnantes. Cependant, l'impact visuel, les coûts de réalisation et le bénéfice marginal reliés à des niveaux supérieurs de protection nous incitent à proposer une immunisation complète qui se limite aux crues les plus fréquentes (10-15 ans). Pour ce faire, un rehaussement limité de 60 cm (à la cote 157,6 m) est nécessaire ce qui peut être réalisé sans affecter la géométrie actuelle au périmètre des bassins non plus que les aménagements de protection de berge sur la face externe des digues.

Si elle ne procure un effet protecteur complet que pour les crues fréquentes, une telle immunisation procure tout de même des effets bénéfiques pour toute la gamme des débits de crue en réduisant le débit de décharge au-dessus des bassins. La charge sédimentaire et le pouvoir érosif des crues s'en trouvent alors réduits d'autant. Ainsi, une immunisation de 10 ans contribue à réduire de 90, 69 et 55% l'écoulement de décharge associé à des crues de périodes de retour 25, 50 et 100 ans respectivement. On peut donc en déduire que même si un surpassement des digues se produit, les dommages aux installations sont tout de même considérablement atténués quel que soit le débit considéré.

Nous tenons à faire remarquer que les digues transversales qui ferment les extrémités du fossé de ceinture au sud de l'aménagement sont considérées ouvertes lors de tels événements. Agissant comme des fusibles, elles ont une double fonction : maintenir le niveau d'eau dans le bassin de ceinture qui sert de provision d'urgence quand la rivière connaît un épisode de turbidité, et s'auto-détruire en cas de crue importante afin de restituer une capacité hydraulique additionnelle au cours d'eau.

9.4 Sur le relèvement de l'entrée du Rigolet et du Chemin de la Carmichaëlerie

Contrairement aux bassins de captation, le secteur résidentiel du Domaine des Îlets situé à l'amont peut difficilement faire l'objet d'une protection complète à moins de relever la topographie de l'ensemble du secteur. Même en endiguant son contour externe seulement, l'impact hydraulique et visuel serait considérable, la quasi-totalité de ce secteur se trouvant soit dans la zone inondable 20 ans ou au minimum dans la zone 100 ans (sauf quelques îlots qui émergent çà et là).

C'est une recommandation visant à atténuer l'inconvénient fréquent des évacuations du secteur qui a retenue l'attention des auteurs. Actuellement, c'est typiquement aux deux ans que les résidents doivent être évacués d'urgence bien qu'une inondation dommageable ne s'y produise qu'assez rarement (aucune indemnisation de dommages n'y a été rapportée à ce jour). La stratégie est double : 1) relever l'entrée du Rigolet de 157,3 à 158,0 m (157,7 plus une revanche de 0,3 m) afin de réduire à cinq ans la période de retour du raccordement hydraulique de ce bras au cours principal de la rivière et 2) rehausser la chaussée du Chemin de la Carmichaëlerie à 158,5 m en travers du Rigolet tout en assurant la passage du débit résiduel 10 ans dans le Rigolet

au moyen de ponceaux. En effet, l'entrée du Rigolet étant relevée, le débit décennal transitant par le Rigolet n'est pas réduit à zéro mais il se trouve réduit d'une valeur actuelle de $16 \text{ m}^3/\text{s}$ à $6 \text{ m}^3/\text{s}$. On doit prévoir l'aménagement de ponceaux importants afin d'assurer le bénéfice du relèvement de la chaussée. Le débit de conception des ponceaux est donc la valeur décennale majorée d'un coefficient de sécurité ($10 \text{ m}^3/\text{s}$).

Une telle stratégie d'aménagement réduira de beaucoup les besoins d'évacuation dans le secteur et, le cas échéant, laissera plus de temps aux résidents pour pouvoir s'évacuer par leurs propres moyens et leur permettra de réintégrer leurs propriétés plus rapidement. Par ailleurs, le rehaussement de la chaussée nécessite une rationalisation de la voirie du secteur afin de permettre à tous de bénéficier également de la protection offerte. Pour ce faire, le réseau de rues et d'allées d'accès devra être interconnecté transversalement en privilégiant les points hauts du secteur.

9.5 Le coût des interventions proposées

En tenant compte de la géométrie et des éléments constitutifs des aménagements proposés aux bassins de captation ainsi qu'au secteur du Rigolet tels que décrits au devis de conception, nous avons pu établir le coût de construction des divers dispositifs conformément aux barèmes des Services techniques de la Ville de Beauport:

1. Pour les bassins de captation : 46 124\$
2. Pour l'entrée du Rigolet : 51 144\$
3. Pour le rehaussement du Chemin de la Carmichaëlerie : 15 239\$
4. Pour les ponceaux sous le Chemin de la Carmichaëlerie : 42 755\$

9.6 Sur les dommages résiduels

Lorsqu'on limite sévèrement la passage des crues par des endiguements ou des empiétements dans la zone inondable, il en résulte un rehaussement du plan d'eau qui peut être préjudiciable pour les éléments construits vulnérables du territoire immédiatement en amont. Nous avons vu que si les aménagements proposés n'occasionnaient pas de rehaussement important du niveau de l'eau dans le secteur, une valeur faible mais significative est appréhendée. Afin de mesurer l'impact des aménagements proposés sur les dommages matériels aux résidences du voisinage, une méthodologie d'estimation géoréférencée basée sur la profondeur de submersion aux résidences a été appliquée en utilisant les résultats de simulation hydraulique. Une approche comparative mettant en rapport l'état actuel comme référence et les états aménagés a été utilisée.

L'ensemble du parc résidentiel contigu au secteur a une valeur de 1,2 M\$. Pour le débit dépassé 1 fois dans 2 ans, la valeur estimée des dommages n'excède pas les 25 000 \$¹⁵. Au débit maximum de la présente étude à savoir le débit dépassé 1/100 ans, les dommages pour les deux scénarios considérés à savoir, la situation actuelle et les aménagements proposés, s'élèvent respectivement à environ 360 000 \$ (actuel) et 370 000 \$. C'est donc une légère différence de 10 000\$ (+3%) de dommages additionnels qui peut être anticipée suite aux aménagements.

Nous croyons cependant que la protection complémentaire accordée permettant une évacuation facilitée et plus sécuritaire pour toute la gamme des crues compense assez largement l'inconvénient supplémentaire de 3% de dommage matériel associé aux crues majeures centennales. L'appréciation du bien-fondé des interventions proposées revient cependant aux intervenants qui subissent les risques.

Sur le plan méthodologique, les auteurs soulignent l'intérêt d'employer une telle approche comparative pour mesurer l'impact différentiel d'aménagements en zone inondable. La méthode qui s'inspire de l'analyse de risque sans toutefois en exploiter toute les possibilités constitue une aide précieuse à la décision en sensibilisant objectivement les intervenants sur les conséquences économiques prévisibles des interventions proposées sur un secteur menacé par les inondations et sur l'équilibre de la répartition des risques (équité).

9.7 Sur l'endiguement du marécage à la limite des sablières

Étant données les conséquences catastrophiques d'un surpassement hydraulique de la frontière qui sépare la zone d'inondation 25 ans formant le marécage des Trois-Saults et les sablières situées au sud du secteur d'étude, la présente phase d'étude de cette problématique recommande d'aménager un endiguement qui donne une protection absolue contre un tel aléa.

Les causes possibles d'un tel surpassement ont été identifiées et dans certains cas quantifiées afin de pouvoir dimensionner l'aménagement protecteur: une *crue importante*, un *embâcle majeur* bloquant la section principale de la rivière Montmorency à la tête du rapide des Trois-Saults, ou encore, un *glissement des talus sableux* surplombant directement le lit mineur de la rivière en rive droite à l'amont du secteur. D'autre part, une intervention d'urgence ayant déjà été réalisée sous la forme d'un redressement du profil du terrain dans la zone critique, l'aménagement actuel répond en partie au besoin de protection mais ses caractéristiques de construction n'ont pas été évaluées par la présente étude.

Les trois possibilités d'aléas ont donc été examinées surtout dans l'optique d'une cote minimale à donner à l'aménagement. Compte tenu des autres aspects reliés à l'ingénierie, l'ensemble des recommandations suivantes est adressé à la Ville ainsi qu'aux propriétaires des lieux :

¹⁵ Il est à noter que l'estimation des dommages est théorique et ne donne pas nécessairement lieu à des réclamations ou indemnités.

4. *Il est recommandé que la cote minimale d'endiguement du marécage des Trois-Saults à la limite des sablières soit établie à 161 m et que la topographie actuelle de l'ouvrage fasse l'objet d'une vérification précise sur le terrain;*
5. *Il est recommandé que tous les aspects d'ingénierie relatifs à l'état actuel de la structure fassent l'objet d'une auscultation et d'un bilan de conformité, notamment à l'égard de sa stabilité et de son imperméabilité et que cette tâche soit confiée à des spécialistes du domaine;*
6. *Il est recommandé que la stabilité des talus sableux surplombant le lit mineur de la rivière Montmorency en rive droite à l'amont du secteur des Îlets fasse l'objet d'une étude de risque géotechnique et de mesures correctrices en cas de danger démontré (abaissement des talus, stabilisation contre l'affouillement à la base).*

Bibliographie

- American Iron and Steel Institute (1984). Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products. First Canadian Edition, april.
- Bouchard R. (1995). Prise d'eau des Îlets : augmentation de la capacité et addition du bassin 7. Plan d'aménagement des bassins de captation pour le compte de Ville de Beauport. Groupe-Conseil Roche ltée, novembre.
- Consultants BPR (1994). Rivière Montmorency - Recherche de solutions aux problèmes d'inondations. 12 pages+annexes. Mars
- Direction du laboratoire des chaussées (1996). Détérioration des ponceaux métalliques. Bulletin d'information technique, vol.1, n°12, Ministère des Transports du Québec, août.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau et M. Leclerc (1999). MODELEUR/HYDROSIM – Guide d'utilisation. Document HYDROSIM 1.0a06. 90p. p.v., Janvier
- Hoang, V.D. (1996). Rapport sur la mise à jour d'analyse hydrologique statistique de la rivière Montmorency. Ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec. Non-consigné.
- Leclerc M., B. Doyon, M. Heniche, Y. Secretan, M. Lapointe, S. Driscoll, J. Marion et P. Boudreau (1998). Simulation hydrodynamique et analyse morphodynamique de la rivière Montmorency en crue dans le secteur des Îlets. Rapport INRS-Eau No R522. Travaux réalisés pour le compte de la Ville de Beauport, 134 pages, février.
- Leclerc M., J. Marion, M. Heniche, T. Ouarda et Y. Secretan (1997). Prédiction des dommages résidentiels d'inondation en fonction de l'hydraulicité des rivières Chicoutimi et Aux Sables et du lac Kénogami. Rapport INRS-Eau No. R511. Travaux réalisés pour le compte du Ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec. 108 pages, octobre.
- Secretan, Y. and M. Leclerc (1998). MODELEUR: a 2D hydrodynamic GIS and simulation software. Proceedings *Hydroinformatics (IAHR)*. Copenhagen. August.
- Secretan, Y., Y. Roy, Y. Granger et M. Leclerc (1999). MODELEUR/HYDROSIM – Guide d'utilisation. Document MODELEUR 1.0a01. 235p. p.v., Janvier
- Service de l'hydraulique (1993). Manuel de conception des ponceaux, Ministère des Transports du Québec, décembre.

Annexe : Application du modèle de dépassement aux données horaires et comparaison avec la méthode du maximum annuel

A1.1 Introduction

L'analyse des risques d'inondation et le zonage des plaines inondables représentent des composantes importantes d'une démarche de rationalisation des aménagements. L'analyse des risques consiste d'abord à évaluer sur le long terme la fréquence des aléas hydrologiques des cours d'eau puis à l'associer aux conséquences en termes de dommages infligés aux éléments vulnérables. Pour sa part, le zonage vise à contrôler le plus souvent par réglementation le développement des régions inondables en les séparant en des zones liées chacune à un risque d'inondation donné jugé acceptable ou non. Ceci implique la réalisation d'une relation entre l'intervalle de récurrence ou l'occurrence d'une crue quelconque et le débit d'inondation, et la détermination de classes de conséquences des inondations. Pour ce faire, l'approche probabiliste d'estimation de la fréquence de ces débits est souvent utilisée.

Plusieurs études de fréquence de crue ont déjà porté sur des bassins de la province de Québec (notamment, Desforges et Tremblay, 1974 ; Hoang, 1978, 1995, Ouarda et coll., 1997). Ces études, basées sur la méthode du maximum annuel (DMA) utilisent principalement les lois normale, log-normale, Gumbel, Pearson type III, log-Pearson type III et la loi générale des valeurs extrêmes pour tenter de déterminer le meilleur ajustement statistique des débits journaliers maxima annuels pour le bassin d'étude. Une analyse stochastique des débits de crue fut réalisée à l'aide d'un modèle de dépassement pour 237 stations hydrométriques au Canada (Caissie et El-Jabi, 1991). Ce type de modèle a été sélectionné dans le cadre de cette étude pour l'analyse des débits horaires de la rivière Montmorency. Les *quantiles* de crues correspondant à différentes périodes de retour seront estimés selon le modèle de dépassement et selon l'approche classique de la crue maximum annuelle. Les résultats de ces estimations seront comparés pour déterminer l'approche la plus sécuritaire pour différentes périodes de retour.

Le modèle de dépassement est présenté brièvement dans la section suivante de la présente annexe.

A1.2 Théorie du modèle de dépassement

La présente section est donnée en guise de référence théorique pour la présente étude. Le lecteur peut sauter cette section sans handicaper sa compréhension du rapport dans son ensemble.

Généralités

Le *modèle de dépassement* appelé aussi *modèle de renouvellement* (Todorovic et Zelenhasic, 1970) est décrit par le système suivant:

Equation 5

$$\xi_v = \begin{cases} 0 & \text{si } Q_v \leq Q_B \\ Q_v - Q_B & \text{si } Q_v \geq Q_B \end{cases}$$

où Q_B est le débit de base, Q_v est le débit de crue au temps $\tau(v)$, et ξ_v est le dépassement au temps $\tau(v)$. Le débit de base Q_B peut être associé à une hauteur d'eau donnée et peut être défini de plusieurs façons. Du point de vue de l'ingénieur, ce débit peut être défini comme étant le débit maximal de dommage zéro dans les plaines inondables. Du point de vue physique, il exprime la mesure de l'écoulement maximal d'une rivière sans qu'il y ait débordement sur les rives (débit plein-bord). Finalement, ce débit peut être défini selon un point de vue mathématique comme dans le présent rapport. En considérant seulement les événements au-dessus du débit de base, on réalise un processus stochastique discret et non négatif des dépassements dans l'intervalle de temps $(0, t]$. Ce processus est illustré de la Figure 32 à la Figure 34.

L'évaluation des débits de crues dans le modèle de dépassement est basée sur le processus stochastique discret ξ_v . Les fondements de ce modèle sont basés sur la théorie des valeurs extrêmes et du nombre aléatoire des variables aléatoires présenté par Todorovic (1970) et Zelenhasic (1970).

La majorité des applications du modèle de dépassement ont utilisé des données de débits journaliers. Une approche plus complète et aussi un peu plus compliquée consiste à utiliser les débits instantanés ou horaires, tel qu'adopté dans la présente étude.

Critères d'indépendance

Quand des événements de crue sont sélectionnés, il est important que deux crues consécutives ne soient pas en fait deux prises en compte du même événement. C'est ce qu'on appelle l'indépendance. L'indépendance des pointes de crue choisies est un pré-requis essentiel à toute analyse fréquentielle (et aussi à l'hypothèse d'un processus de Poisson). Plusieurs critères d'indépendance ont été proposés dans la bibliographie. Le « Water Resources Council » (USWRC, 1976) impose que deux pointes successives soient séparées par un nombre de jours supérieur ou égal au logarithme naturel de la surface drainée (en milles carrés) plus cinq. De

plus, le USWRC impose que les débits intermédiaires entre deux pointes successives doivent descendre en dessous de 75% de la plus petite des deux pointes. En référant à la Figure 35, ces conditions impliquent que la deuxième pointe $(Q_s)_2$ doit être rejetée si:

$$\text{Equation 6} \quad \Delta t < 5 \text{ jours} + \text{Log}(A) \quad \text{ou} \quad Q_{\min} > (3/4) \text{ Min} [(Q_s)_i; (Q_s)_2]$$

où A est la surface drainée en milles carrés et $(Q_s)_i$ est le débit de pointe de la crue n° i .

Cunnane (1979) propose le critère suivant: la deuxième crue $(Q_s)_2$ doit être rejetée si:

$$\text{Equation 7} \quad \Delta t < 3.T_p \quad \text{ou} \quad Q_{\min} > (2/3).(Q_s)_1$$

où T_p est le temps moyen de pointe des cinq premiers hydrogrammes de crue. Cependant, Cunnane conclut aussi que l'autocorrélation entre les pointes représente un problème mineur dans la modélisation des dépassements.

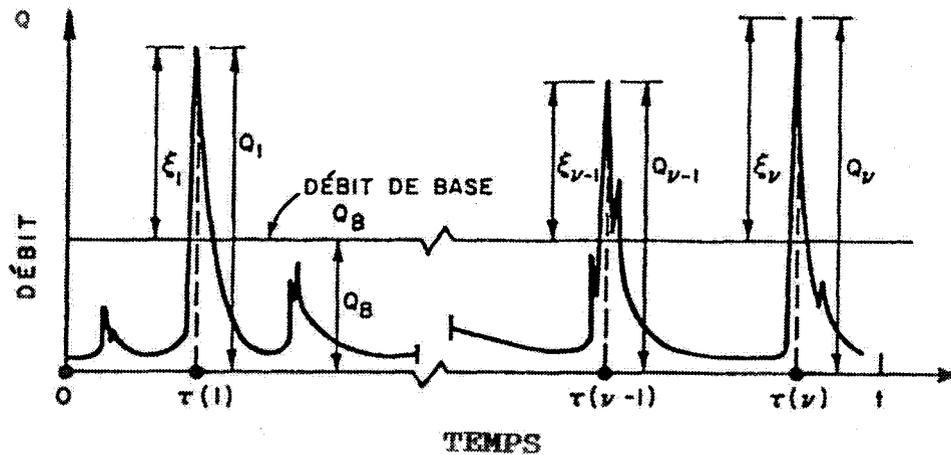


Figure 32 : Hydrogramme représentant le débit instantané d'une rivière à une station de jaugeage.

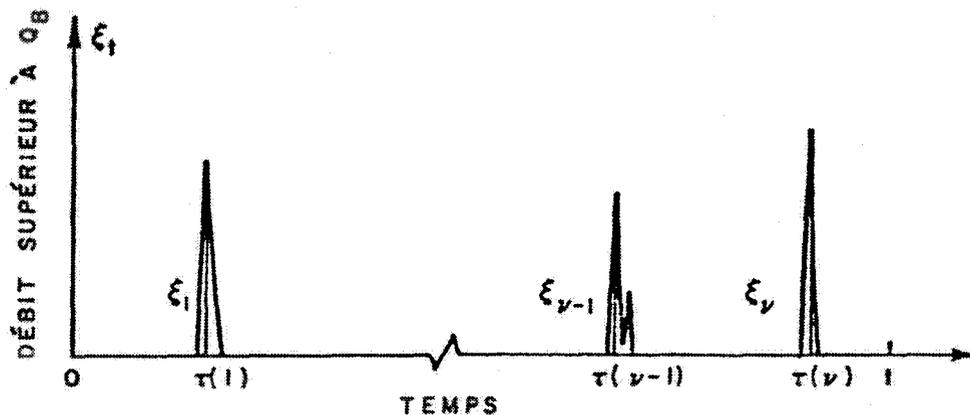


Figure 33 : Hydrogramme représentant le dépassement des débits de crue.

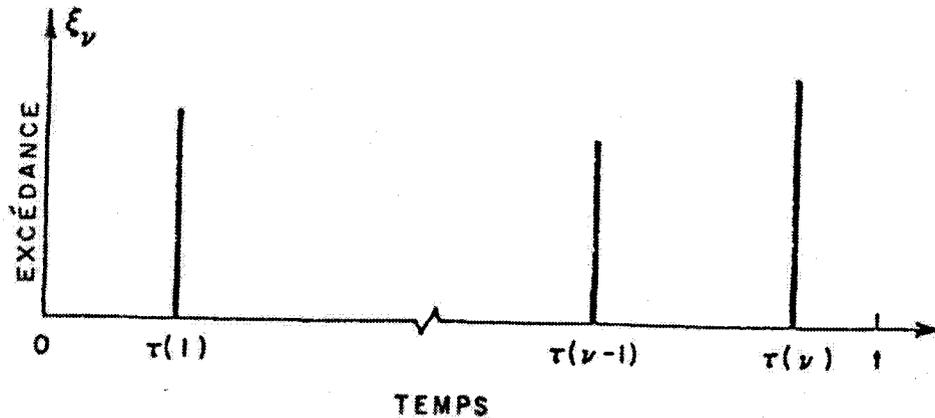


Figure 34 : Réalisation du processus stochastique des dépassements dans un intervalle de temps (0,T].

Il est important de souligner qu'on a avantage à extraire les pointes de crues indépendamment du débit de base (seuil de dépassement) sélectionné. Une telle approche permet de réduire substantiellement la taille de la base de données journalières (ou horaires), et par conséquent permet de faciliter le choix du débit de base et l'analyse des dépassements. Pour sa part, Miquel (1984) n'impose pas de valeur minimum pour Δt , mais propose de tester les coefficients d'autocorrélation de lag 1 et de lag 2 (délais 1 et 2) des pointes de crues. Si l'hypothèse d'autocorrélation nulle ne peut pas être acceptée (avec un niveau de signification donné), il est alors recommandé de ré-identifier les pointes en utilisant une plus grande valeur de Δt . Ce type de test a été critiqué par Ashkar et Rousselle (1983) qui ont proposé l'utilisation stricte du processus de Poisson avec toutes les pointes. En plus, il faut souligner que la définition de cette autocorrélation n'est pas claire, parce que les pointes ne sont pas séparées par la même durée de temps.

Comme il sera démontré lors de l'application aux données de la rivière Montmorency, la sélection du critère d'indépendance représente un problème complexe qui ne possède pas de solution automatique et universelle telle que l'utilisation d'une formule empirique (USWRC, 1976; Cunnane, 1979), ou l'application stricte du processus de Poisson (Ashkar et Rousselle, 1983). Il est alors important d'analyser les bases de données disponibles et de visualiser les hydrogrammes de crues pour chaque bassin spécifique. En effet, la durée pour laquelle une crue à deux pointes devrait être divisée en deux événements est assez subjective, étant donné que la deuxième pointe est souvent partiellement expliquée par la saturation du bassin due à la première crue. Il est aussi difficile d'utiliser des arguments physiques pour définir la dépendance entre deux événements différents.

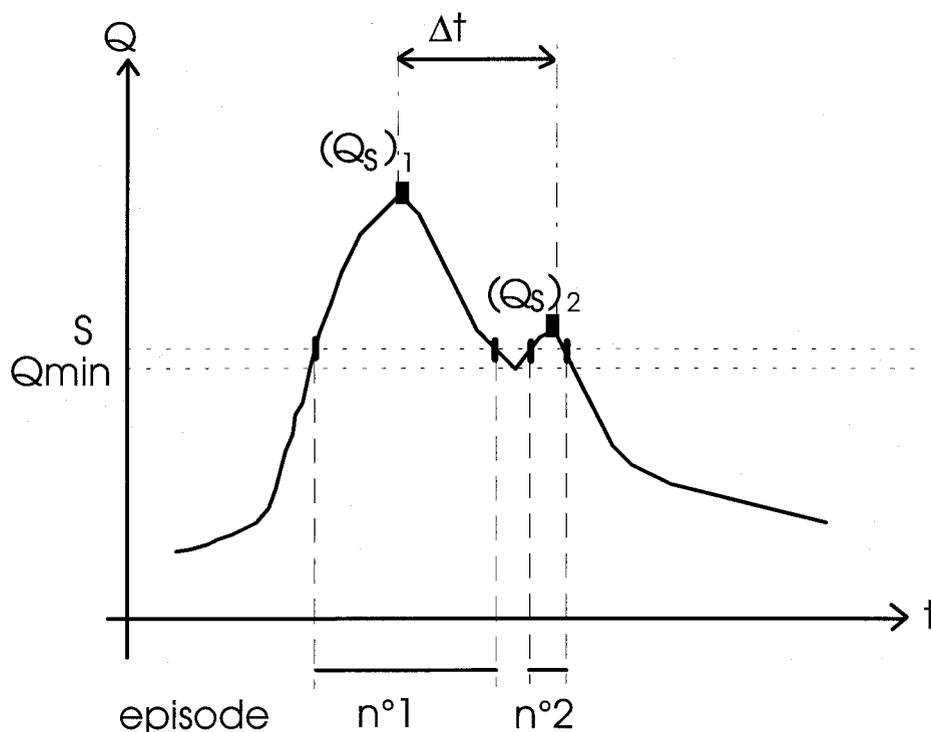


Figure 35 : Critères d'indépendance des pointes de crues.

Sélection du débit de base

Le choix du *débit de base* (ou seuil de dépassement) est l'un des éléments cruciaux dans l'analyse des débits avec ce modèle. La sélection du débit de base doit permettre de satisfaire certains critères, tel que le respect de la loi de Poisson pour le temps d'occurrence des pointes (voir section 2.4). Deux approches différentes peuvent être suivies pour la détermination du débit de base: la première est basée sur des considérations physiques, telle que l'identification du niveau d'inondation pour une rivière donnée, et la deuxième consiste à appliquer des considérations purement mathématiques et statistiques. Dans le cadre de la deuxième approche, plusieurs critères de sélection du débit de base ont été présentés.

La première méthode consiste à identifier le domaine du débit de base qui assure l'indépendance des dépassements retenus. Cette méthode est illustrée par la Figure 36 qui présente le nombre moyen des dépassements en fonction du débit de base noté S . Si le débit de base est trop bas, une bonne partie de la série chronologique est située au dessus. Seul le maximum est considéré comme pointe de crue (domaine 1 de la Figure 36). L'augmentation du débit de base permet d'identifier de plus en plus de pointes de crues (domaine 2). Au dessus d'un certain niveau, l'augmentation du débit de base mène à une diminution du nombre de pointes retenues étant donné que certaines des pointes ne dépassent plus le débit de base (domaine 3). Si le débit de base est très élevé, il dépasse les plus grandes crues et aucune pointe n'est retenue (domaine 4). Le milieu du domaine 3 mène généralement à des dépassements indépendants sans avoir à

sacrifier certaines pointes importantes. Certains chercheurs ont proposé des méthodologies de sélection du débit de base qui fixent le nombre moyen de dépassements par année pour différents climats et différentes régions géographiques (Taesombut and Yevjevich, 1978 ; Konecny and Nachtnebel, 1985). D'autres chercheurs ont suggéré de sélectionner le débit de base en fonction d'une période de retour donnée (Dalrymple, 1960; Waylen et Woo, 1983; Irvine et Waylen, 1986).

Miquel (1984) a recommandé d'effectuer une analyse de sensibilité sur les estimations des quantiles en fonction du débit de base et ensuite de sélectionner une valeur qui correspond à la région de stabilité des quantiles. Davison et Smith (1990) et Naden et Bayliss (1993) ont proposé de choisir le débit de base de façon à maximiser la stabilité des paramètres de la distribution des dépassements.

La valeur du seuil peut aussi être déterminée pour assurer l'hypothèse de modèle de Poisson pour le temps d'arrivée des crues (voir la section 2.4). Ashkar et Rousselle (1987) ont utilisé comme base de sélection du seuil le test proposé par Cunnane (1979) pour la vérification de l'adéquation du processus de Poisson. Cependant, Cruise et Arora (1990) ont indiqué que la valeur du seuil doit être augmentée significativement au dessus de cette valeur afin de vérifier les hypothèses d'exponentialité des tests.

Distributions utilisées

Le modèle de dépassement nécessite la modélisation des événements de crues dans les domaines du temps et de l'amplitude des pointes. Le modèle de Poisson est souvent utilisé pour la modélisation du temps d'arrivée des crues. Cependant, l'hypothèse de Poisson n'est pas nécessaire pour l'estimation des quantiles de crue sur la base du modèle de dépassement. La distribution binomiale négative représente une deuxième alternative pour la modélisation du temps d'arrivée des événements de crue.

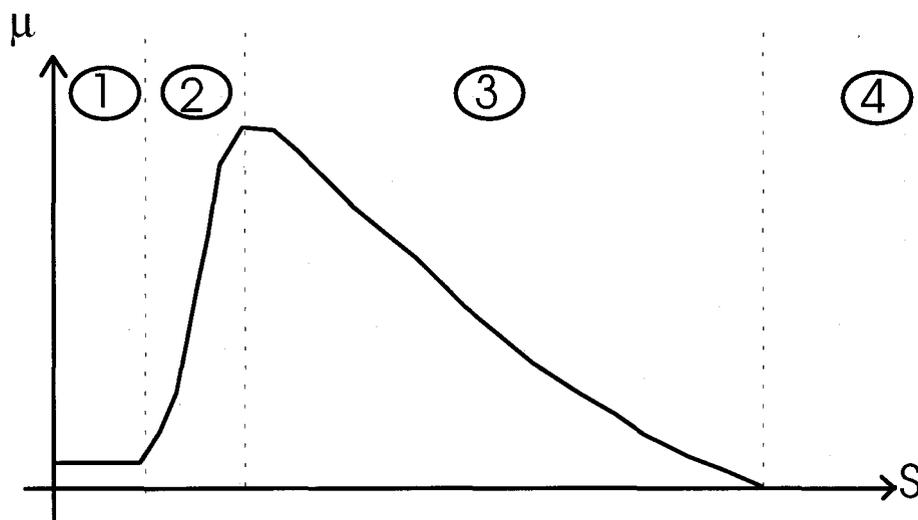


Figure 36 : Nombre moyen de dépassements en fonction du débit de base.

Un des éléments les plus importants est la modélisation de la distribution des dépassements. Les distributions statistiques les plus utilisées sont la distribution exponentielle, la distribution Pareto généralisée (à deux et à trois paramètres) et la distribution Weibull. Taesombut et Yejevich (1978) ont aussi considéré l'utilisation des distributions log-normale et Pearson type 3. Des études spécifiques de la robustesse de l'hypothèse exponentielle ont été présentées par Rosbjerg et coll. (1991) dans le cas de la distribution log-normale, et par Rosbjerg et coll. (1992) dans le cas de la distribution Pareto généralisée.

Pour une discussion détaillée des propriétés du modèle de dépassement et des lignes directrices pour son application le lecteur est référé à Lang et coll. (1998).

A1.3 Application à la rivière Montmorency

Bassin d'étude

La station d'étude (#051001 du ministère de l'Environnement) est située près de l'embouchure de la rivière Montmorency, un des tributaires du fleuve Saint-Laurent. La superficie totale drainée à l'exutoire du bassin de la rivière Montmorency est de 1152 km², et la surface drainée au niveau de la station d'étude est de 1149 km². Cependant, la valeur de superficie de bassin souvent utilisée avec cette station est de 1100 km². Le temps de concentration du bassin est d'environ 12 heures.

Les débits horaires et journaliers de la station #051001 sont disponibles pour la période 1964-1995. Dans le cas des valeurs horaires, celles-ci ont été extraites à partir des données brutes de niveaux d'eau enregistrées sur ruban perforé. La courbe de tarage révisée de 1970 a été utilisée pour calculer les débits. Il est à noter que les statistiques officielles déjà publiées sur la station utilisaient pour la période de 1964-1970 des valeurs de débits calculées (Hoang, 1996) avec la courbe de tarage obtenue à l'époque de l'établissement de la station.

L'étude consiste à estimer les crues de périodes de retour 2, 5, 10, 25, 50, et 100 ans en utilisant le modèle de dépassement. En guise de comparaison, l'approche du débit maximum annuel (DMA) a également été appliquée mais en utilisant les valeurs de pointes horaires. En considérant les phénomènes naturels et les processus de génération des crues, il a été convenu de diviser l'année en deux saisons différentes: la saison du printemps pendant laquelle les crues sont caractérisées principalement par la fonte de la neige, et la saison d'été-automne pendant laquelle les crues sont causées principalement par les précipitations liquides et quelques fois par des fontes précoces associées à des redoux. Les dates de début et de fin de chaque saison seront déterminés sur la base des pointes retenues.

Extraction des pointes

Les bases de données originales (journalières et horaires) ont été reformatées pour en faciliter la lecture d'une façon automatique lors de l'analyse des données. Le fichier de données journalières contient la moyenne quotidienne des débits de la station #051001 pour la période allant d'octobre 1964 à août 1995. D'autre part, le fichier de données horaires couvre la période allant du 24 novembre 1964 au 12 juillet 1997 (deux années de plus que le fichier des données journalières). Ce fichier ne contient que les événements dépassant un débit journalier moyen préétabli de 100 m³/s. Ceci ajoute une difficulté additionnelle au problème d'extraction des pointes, étant donné que les débits intermédiaires entre deux pointes sont souvent nécessaires pour assurer la condition d'indépendance des pointes retenues.

L'extraction des pointes est originalement effectuée en utilisant la méthode du "U.S. Water Resources Council" (voir la section 2.2). Les deux conditions de la méthode USWRC (1976) ont été appliquées en considérant une surface drainée de 1149 km² (443.8 mi²). Le temps minimum entre deux événements est alors de $\Delta t = 11$ jours. Les pointes ont été extraites automatiquement en utilisant un programme développé dans l'environnement MATLAB. L'examen des pointes retenues indique que plusieurs événements de crue d'importance considérable ont été éliminés à cause de la contrainte associée au nombre de jours minimum entre deux dépassements. Il fut alors décidé de refaire l'exercice en considérant un nombre de jours Δt inférieur. Plusieurs valeurs de Δt ont été considérées afin de déterminer la valeur la plus appropriée. La valeur qui semblait mener aux résultats optimums est de $\Delta t = 6$ jours. Les pointes extraites avec ce nouveau critère ont été utilisées dans le reste du projet. Les hydrogrammes des débits journaliers ainsi que les pointes retenues pour application du modèle de dépassement sont présentés à la fin de cette annexe (sous-annexe 1A).

Analyse préliminaire des pointes

Suite à l'extraction des pointes, il faut identifier les dates de début et de fin des deux saisons du printemps et de l'automne. L'analyse des événements retenus a mené à la partition de l'année de la façon suivante: les 180 premiers jours (fin juin) de l'année représentent la saison du printemps (les crues sont principalement causées par la fonte de neige) et les 185 jours suivants (ou 186 jours pour les années bissextiles) représentent la saison d'automne (les crues sont causées principalement par les précipitations liquides parfois accompagnées de fonte précoce tard en saison).

Pour effectuer l'estimation d'un ou plusieurs quantiles, il faut déterminer

- un débit de base;
- une loi statistique qui décrit adéquatement la distribution des pointes qui dépassent le débit de base.

Traditionnellement, ces deux choix sont faits de manière indépendante. Or, ils peuvent aussi être faits de façon simultanée. Nous avons choisi une méthode subjective qui consiste 1) à sélectionner différents seuils de débit, plus particulièrement 100, 200, 300 et 400 m³/s; 2) à estimer les paramètres des différentes lois statistiques décrites dans la section suivante; 3) et finalement à comparer visuellement l'adéquation des distributions ajustées par rapport aux observations. On cherche donc spécifiquement à trouver un débit de base et une loi statistique qui, ensembles, fournissent une bonne modélisation des dépassements. Cette procédure permet une grande flexibilité dans la modélisation, mais demande aussi beaucoup de prudence de la part de l'hydrologue, principalement en raison du fait qu'un bon modèle descriptif (bon ajustement aux données observées) n'est pas nécessairement un bon modèle prédictif (extrapolation à des quantiles hors des observations).

Distributions utilisées

Les débits de crues correspondant aux différentes périodes de retour considérées sont estimés par le modèle de dépassement en utilisant les lois statistiques suivantes, définies pour $x \geq 0$:

Loi exponentielle

La fonction de distribution cumulée est donnée par:

Equation 8
$$F(x) = 1 - e^{-x/\alpha}$$

Le paramètre α peut être estimé par la méthode des moments comme $\hat{\alpha} = \bar{x}$, où \bar{x} est la moyenne des dépassements.

Loi Pareto généralisée

La fonction de distribution cumulée est donnée par:

Equation 9
$$F(x) = 1 - \left(1 - k \frac{x}{\alpha}\right)^{1/k}$$

Les paramètres α et k peuvent être estimés par la méthode des moments comme:

Equation 10
$$\hat{\alpha} = \frac{1}{2} \bar{x} (\bar{x}^2 / s^2 + 1) \quad \text{et} \quad \hat{k} = \frac{1}{2} (\bar{x}^2 / s^2 - 1)$$

où s^2 est l'estimation non-biaisée de la variance des dépassements.

Loi Weibull

La fonction de distribution cumulée est donnée par:

$$F(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x}{\alpha}\right)^c \quad (7)$$

Les paramètres α et c peuvent être estimés par la méthode des moments comme :

Equation 11 $\hat{\alpha} = \exp(\bar{x} + 0.45 s)$ et $\hat{c} = \frac{1}{0.78 s}$

où s est l'estimation de l'écart type des dépassements.

Analyse des résultats

L'analyse fréquentielle des crues extrêmes est basée sur les données suivantes:

- l'ensemble des pointes horaires printanières
- l'ensemble des pointes horaires automnales
- l'ensemble des pointes horaires maximales annuelles

Les résultats obtenus avec les différents modèles seront discutés dans ce qui suit.

L'ensemble des pointes horaires printanières

Le sous-annexe 1B montre les ajustements des lois exponentielle, Pareto généralisée et Weibull aux pointes horaires printanières pour les seuils de 100, 200, 300, 400 et 500 m³/s. On note d'abord que les données contiennent deux valeurs qui sont nettement supérieures aux autres. Ces deux valeurs posent des problèmes pratiques d'ajustement: D'un côté, on ne veut pas leur donner trop de poids, car elles semblent être des valeurs peu typiques dans un échantillon de cette taille; d'autre part, on ne peut pas les ignorer, car elles apportent une information importante. Les figures montrent que les lois exponentielle et Weibull démontrent une mauvaise adéquation avec les données observées, alors que la loi Pareto généralisée semble mieux suivre les observations. Quant au seuil, il semble qu'un niveau de 200 m³/s serait un choix raisonnable. Pour cet ensemble de données, on retient donc un débit de base de 200 m³/s et la loi Pareto généralisée comme modèle pour les dépassements.

L'ensemble des pointes horaires automnales

Comme on le voit sur les figures du sous-annexe 1C, les pointes automnales contiennent également deux valeurs nettement supérieures aux autres observations. En effet, ces valeurs semblent encore plus singulières que dans le cas des pointes printanières. On note que lorsque le seuil dépasse 200 m³/s, le nombre de données est trop faible pour permettre une estimation fiable. On propose donc de se limiter à un seuil de 100 m³/s. Pour ce cas, il est évident que le choix de distribution doit être limité aux lois exponentielle ou Pareto généralisée, puisque la loi Weibull sous-estime les grands quantiles. La loi exponentielle est souvent trop conservatrice (donne des quantiles extrêmes trop élevés) et pour cette raison, nous retenons la loi Pareto généralisée. En conclusion, pour l'ensemble des pointes horaires automnales, nous proposons un débit de base de 100 m³/s et la loi Pareto généralisée comme modèle pour les dépassements.

L'ensemble des pointes horaires pour toute l'année : méthodes du dépassement et du DMAh

Dans un premier temps, l'estimation des probabilités par la méthode au dépassement s'est fait sur l'ensemble des pointes horaires dépassant un certain seuil peu importe la saison. Cela revient à fusionner les deux ensembles saisonniers précédents et d'analyser selon la même procédure que dans les sections précédentes. Les résultats sont présentés dans le sous-annexe 1D.

Concernant la méthode du DMA, l'approche classique utilisée par le ministère de l'Environnement est basée sur la série des débits maximums annuels, un par année, moyennés en valeur journalière. L'ajustement d'une loi statistique à la distribution de probabilités procure une estimation des quantiles correspondant à des périodes de retour données. Une estimation du maximum effectif (pointe instantanée ou horaire) est obtenue en majorant les quantiles par un facteur de pointe moyen calculé sur les bases des événements observés. Sur la Montmorency par exemple, le facteur de pointe moyen est de 1,26 selon Boucher et Picard (1994). Les résultats d'une telle analyse par les mêmes auteurs sont présentés au chapitre Hydrologie de ce rapport.

Comme la méthode du maximum annuel s'applique aussi aux valeurs horaires et que cette approche semble préférable pour les petits bassins, c'est ce qui fut fait dans un deuxième temps afin de vérifier l'adéquation de cette méthode. Pour estimer les probabilités des pointes horaires maximales annuelles (le maximum de chaque année sans égard à la saison), nous avons fait appel au logiciel HYFRAN développé par la Chaire industrielle en hydrologie statistique de l'INRS-Eau qui permet d'ajuster un grand nombre de distributions connues dans la bibliographie. Nous avons fait des ajustements à l'aide des lois exponentielle, Gumbel, GEV, normale, log-normale, gamma, gamma généralisée et gamma inverse. Les résultats de ces ajustements sont présentés dans le sous-annexe 1E. On peut noter que les lois gamma, log-normale à trois paramètres et GEV ont toutes donné des résultats satisfaisants et très semblables. Nous avons donc retenu la loi GEV pour la modélisation des pointes annuelles. La fonction de distribution cumulée de la loi GEV est donnée par:

Equation 12

$$F(x) = \exp\left(-\left[1 - k \frac{x - \xi}{\alpha}\right]^{1/k}\right)$$

Comparaison des approches

Un des buts recherchés de ce projet est de comparer de façon qualitative la méthode de dépassement et l'approche des débits maximums annuels la plus appropriée au bassin (DMAh). Pour ce faire, on a porté sur le même graphique les ajustements obtenus avec l'approche de dépassements et celle des maximums annuels horaires (GEV). On peut montrer que si $F(x)$ est la distribution des dépassements, Q_0 est le débit de base, et λ est le nombre moyen de dépassements par année, alors théoriquement la distribution du maximum annuel correspondant est:

Equation 13
$$F_{\text{max an}}(x) = Q_0 + \exp(-\lambda[1 - F(x)])$$

Cette conversion permet donc de tracer sur un seul graphique la distribution ajustée aux observations des maximums annuels et la distribution des maximums annuels dérivée de l'approche de dépassements. Le sous-annexe 1F montre ces figures. Les résultats des différents ajustements (pour les différentes variables, différents seuils, et différentes périodes de retour) sont aussi présentés dans le Tableau 28.

Pour les données de printemps, avec un seuil de 200 m³/s, on remarque qu'il y a peu de différence entre la loi GEV et la distribution correspondant à la Paréto généralisée. En effet, il y a une différence notable seulement pour des périodes de retour inférieures à 2 ans où l'approche des maximums annuels donne des quantiles significativement inférieurs à l'approche de dépassements. La même remarque s'applique pour les distributions des pointes automnales.

A1.4 Conclusion sur la méthode du dépassement

La principale conclusion tirée de cette étude comparative est qu'il n'y a que peu de différence entre l'approche basée sur les séries de durée partielle (méthode au dépassement) et celle basée sur les séries de maximums annuels probablement parce que les valeurs de débit utilisées sont représentatives de la variabilité à court terme du phénomène des crues, dans le cas présent, des valeurs horaires. Évidemment, l'utilisation de différentes bases de données (longueur de la série, moyennes journalières -vs- horaires) peut conduire en pratique à des estimations différentes. Quand une différence est observée entre les deux approches, celle-ci devrait donc être attribuée principalement aux différences des données de base et non pas aux méthodes mêmes.

Une exception est les résultats obtenus pour de petites périodes de retour (ici, inférieures à deux ans) où une différence notable est observée entre les deux approches. L'approche du maximum annuel conduit de manière systématique à des quantiles de crues inférieurs à ceux obtenus avec l'approche de dépassement. Cette différence est essentiellement liée au fait que l'approche des maximums annuels n'utilise qu'une seule crue par année. En pratique, il est possible que plusieurs crues se produisent à l'intérieur d'une année, et pour cette raison, on devrait préconiser l'approche des dépassements lorsque le but est d'estimer des quantiles de crue de faibles périodes de retour.

Tableau 28 : Quantiles de crue par la méthode au dépassement selon les différents modèles d'ajustements : pointes horaires de l'année complète

Pointes horaires, toute l'année, seuil=100 m³/s				
T(ans)	Modèle au dépassement			DMAh¹⁶
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	449,91	456,72	455,14	437,25
5	560,84	579,62	578,87	560,21
10	644,75	675,94	674,23	634,89
25	755,68	807,87	802,21	722,23
50	839,59	911,27	900,29	782,30
100	923,50	1017,87	999,32	838,24

Pointes horaires, toute l'année, seuil=200 m³/s				
T(ans)	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	482,65	477,42	490,79	437,25
5	610,78	564,02	613,63	560,21
10	707,71	617,61	705,05	634,89
25	835,84	675,68	824,39	722,23
50	932,76	711,62	913,74	782,30
100	1029,69	741,88	1002,40	838,24

Pointes horaires, toute l'année, seuil=300 m³/s				
T(ans)	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	465,24	471,41	470,45	437,25
5	570,85	561,62	566,34	560,21
10	650,75	621,39	636,38	634,89
25	756,37	690,65	726,65	722,23
50	836,26	736,54	793,56	782,30
100	916,16	777,49	859,52	838,24

¹⁶ Les résultats avec la méthode du DMAh sont fournis à titre indicatif

Tableau 1 (suite) : Quantiles de crue par la méthode au dépassement selon les différents modèles d'ajustements : pointes horaires du printemps

T(ans)	Pointes horaires, printemps, seuil=100 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh ¹⁷
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	437,06	434,33	426,86	413,70
5	568,67	555,75	554,14	551,31
10	668,22	644,40	650,38	623,12
25	799,83	757,50	777,53	696,53
50	899,39	840,07	873,68	740,76
100	998,94	920,15	969,81	777,59

T(ans)	Pointes horaires, printemps, seuil=200 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	450,79	458,02	450,30	413,70
5	591,89	553,31	564,53	551,31
10	698,63	608,73	646,53	623,12
25	839,73	665,25	750,82	696,53
50	946,47	698,12	827,27	740,76
100	1053,21	724,37	902,01	777,59

T(ans)	Pointes horaires, printemps, seuil=300 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	439,49	451,48	452,96	413,70
5	554,70	550,40	569,67	551,31
10	641,86	612,47	655,80	623,12
25	757,08	680,64	767,74	696,53
50	844,24	723,42	851,29	740,76
100	931,39	759,87	934,07	777,59

¹⁷ Les résultats avec la méthode du DMAh sont fournis à titre indicatif

Tableau A1.1 (suite et fin) : Quantiles de crue par la méthode au dépassement selon les différents modèles d'ajustements : pointes horaires de l'été-automne

T(ans)	Pointes horaires, été-automne, seuil=100 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh ¹⁸
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	281,54	280,85	277,66	242,60
5	363,83	377,92	371,93	371,53
10	426,09	458,53	446,10	450,66
25	508,38	575,57	547,18	544,07
50	570,63	672,77	625,58	608,91
100	632,88	778,12	705,43	669,76

T(ans)	Pointes horaires, été-automne, seuil=200 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	299,00	306,67	303,72	242,60
5	400,16	401,54	423,33	371,53
10	476,69	464,97	517,78	450,66
25	577,85	539,13	646,24	544,07
50	654,37	588,70	745,54	608,91
100	730,90	633,28	846,36	669,76

T(ans)	Pointes horaires, été-automne, seuil=300 m ³ /s			
	Modèle au dépassement			DMAh
	Exponentielle	Paréto	Weibull	GEV
2	313,14	313,50	320,13	242,60
5	393,69	394,94	393,77	371,53
10	454,63	455,12	438,84	450,66
25	535,18	532,84	492,83	544,07
50	596,11	590,26	530,98	608,91
100	657,04	646,54	567,44	669,76

¹⁸ Les résultats avec la méthode du DMAh sont fournis à titre indicatif

A1.5 Bibliographie de l'annexe hydrologique

- Ashkar, F. et Rousselle, J., 1983. The effect of certain restrictions imposed on the interarrival times of flood events on the Poisson distribution used for modeling flood counts. *Wat. Res. Res.*, Vol.9, N°2, 481-485, avril.
- Ashkar, F. et Rousselle, J., 1987. Partial duration series modeling under the assumption of a poissonian flood count. *J. of Hydrology*, **90**, 135-144.
- Caissie, D. et El-Jabi, N., 1991. A stochastic study of floods in Canada: Frequency Analysis and Regionalization, *Can. J. Civ. Eng.*, **18**, 225-236.
- Cruise, J.F. et Arora, K., 1990. A hydroclimatic application strategy for the Poisson partial duration model. *Water Resources Bulletin*, Vol.26, N°3, June, 431-442.
- Cunnane, C., 1979. A note on the Poisson assumption in partial duration series models. *Wat. Res. Res.*, Vol.15, N°2, 489-494, avril.
- Dalrymple, T., 1960. Flood frequency analysis. U.S. Geological Survey water supply paper No 1534A. 60p.
- Davison, A.C. et Smith, R.L., 1990. Models for Exceedances over High Thresholds. *J.R. Statist. Soc.*, B, **52**, N°3, 393-442.
- DesForges, P. et Tremblay, R., 1974. Analyse de la fréquence de crues pour le Québec. Ministère des Richesses Naturelles du Québec, H.P. 33, 46p.
- Hoang, V.D., 1978. Meilleurs ajustements statistiques aux débits journaliers de crue et d'étiage des rivières du Québec, Ministère des Richesses Naturelles du Québec, H.P. 47, 43p.
- Irvine, K.N. et Waylen, P.R., 1986. Partial series analysis of high flows in Canadian rivers. *Canadian Water Resources Journal*. **11**(20) : 83-91.
- Konecny, F. et Nachtnebel, H.P., 1985. Extreme Value process and the evaluation of risk in flood analysis. *Applied Mathematical Modelling*. **9** :11-15.
- Lang, M., T. B.M.J. Ouarda et Bobée, B. 1998. Operational guidelines for over-threshold modeling, soumis au *Journal of Hydrology*.
- Miquel, J., 1984. Guide pratique d'estimation des probabilités de crue. Ed. Eyrolles, 160p.
- Naden, P.S. et Bayliss, A.C., 1993. Flood estimation : peak-over-threshold techniques. MAFF *Conference of River and Coastal Engineers*, Univ. of Loughborough, 5-7 July, 9.1.1-9.1.18.
- Ouarda, T.B.M.J., Rasmussen, P.F., Haché, M. et Bobée, B., 1997. Analyse fréquentielle des apports naturels au Lac Kénogami avec de l'information historique, Rapport de Recherche No. R-496, INRS-Eau, 175p.
- Rosbjerg, D. et Madsen, H., 1992. On the choice of threshold level in partial durations series. *XVII Nordic Hydrological Conference*, Alta, Norway, NHP report n° 30, 604-615.

- Rosbjerg, D., Rasmussen, P.F., et Madsen, H., 1991. Modelling of exceedances in partial duration series. *Proc. Int. Hydrol. and Water Resour. Symp.*, Perth, 2-4 oct., 755-760.
- Taesombut, V. et Yevjevich, V., 1978. Use of partial duration series for estimating the distribution of maximum annual flood peak. *Hydrology Paper no. 97*. Colorado State University. Fort-Collins, CO., 71p.
- Todorovic, P., 1970. On some problems involving random number of random variables, *Ann. Math. Statist.*, **41**(3): pp. 1059-1063.
- Todorovic, P., et Zelenhasic, E., 1970. A stochastic model for flood analysis, *Water Resour. Res.*, **6**(6), 1641-1648.
- USWRC, 1976. Guide lines for determining flood flow frequency. *United States Water Resources Council, Bull.17, Hydrol. Comm.* Washington, D.C, 73p.
- Waylen, P.R. et Woo, M.K., 1983. Stochastic analysis of high flows in some central British Columbia rivers. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **10**(2) : 639-648.
- Zelenhasic, E., 1970. Theoretical probability distributions for flood peaks, *Colorado State University, Hydrol. Paper No. 42*, 35p.

Sous-annexe A
Hydrogrammes annuels des débits journaliers
et pointes horaires retenues (astérisque)

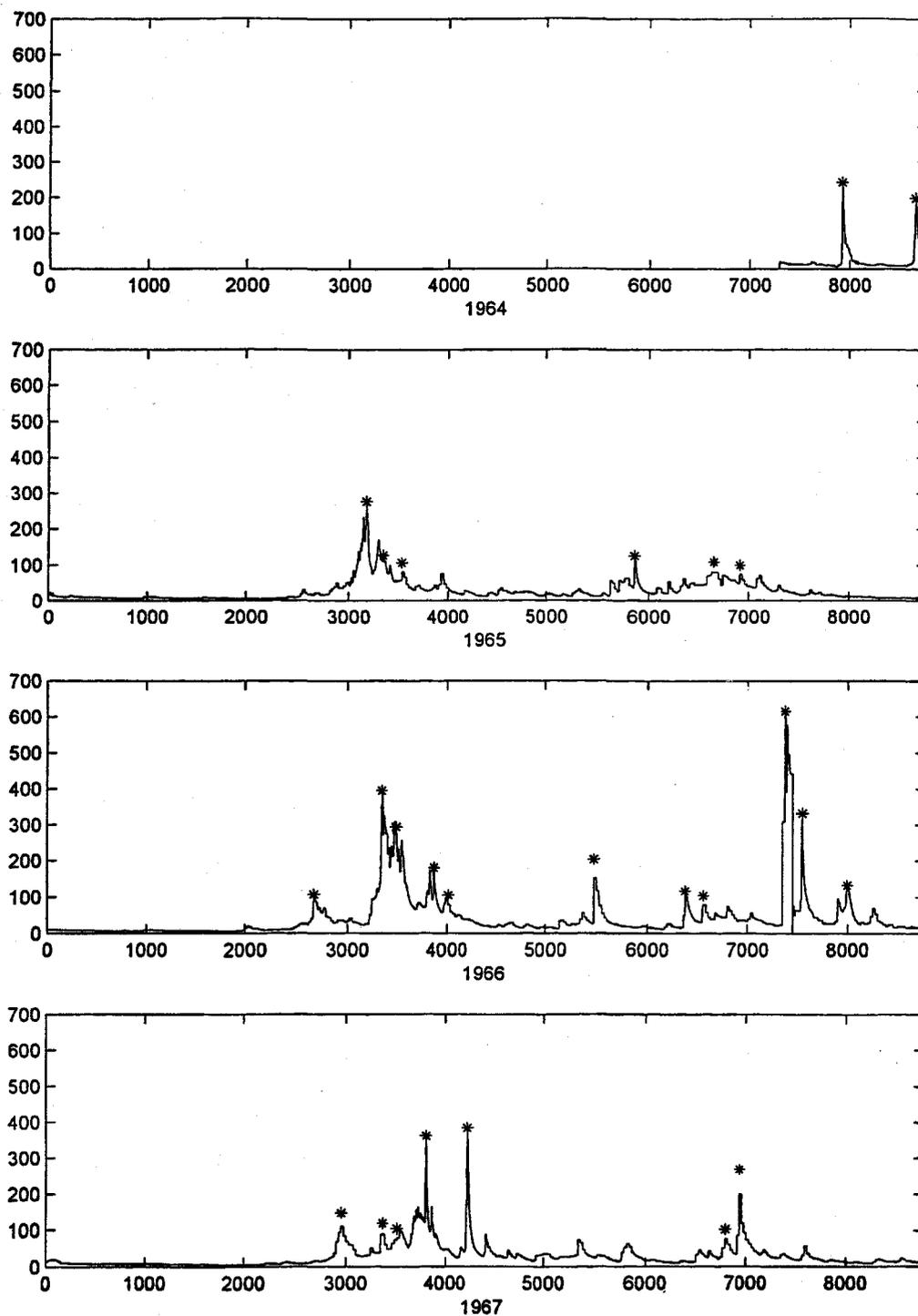


Figure 37 : Hydrogrammes annuels (1964-1967) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

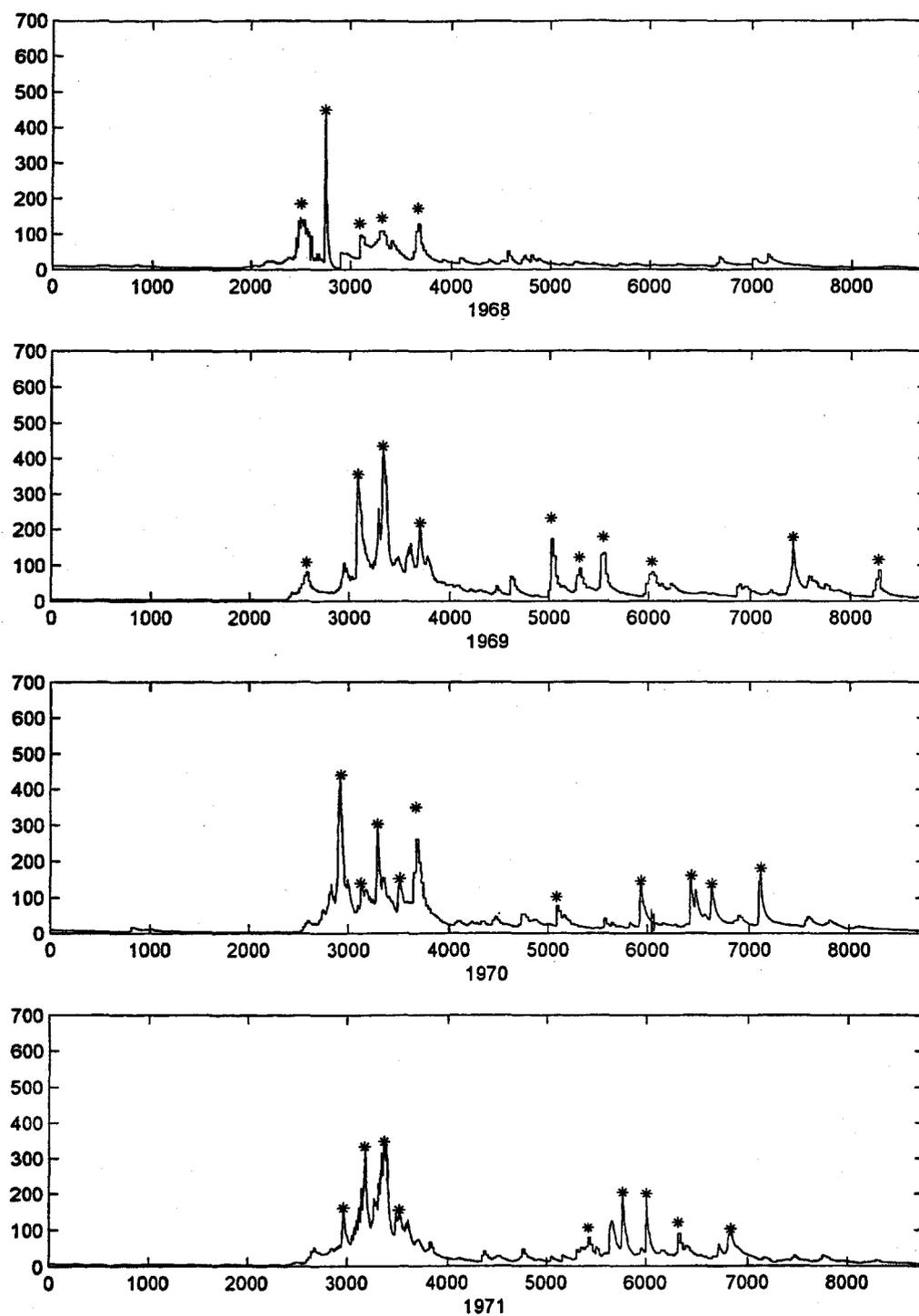


Figure 38 : Hydrogrammes annuels (1968-1971) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

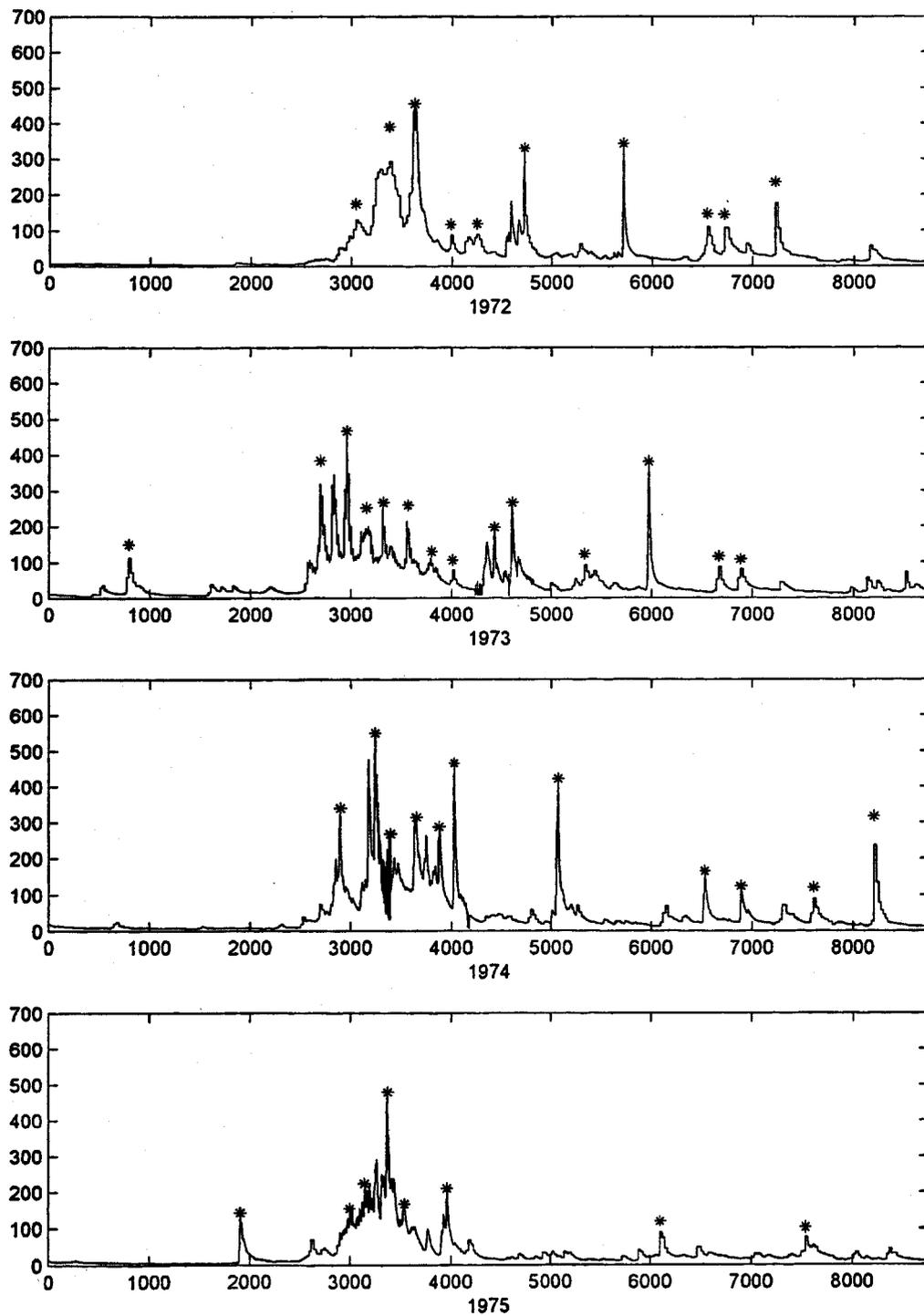


Figure 39 : Hydrogrammes annuels (1972-1975) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

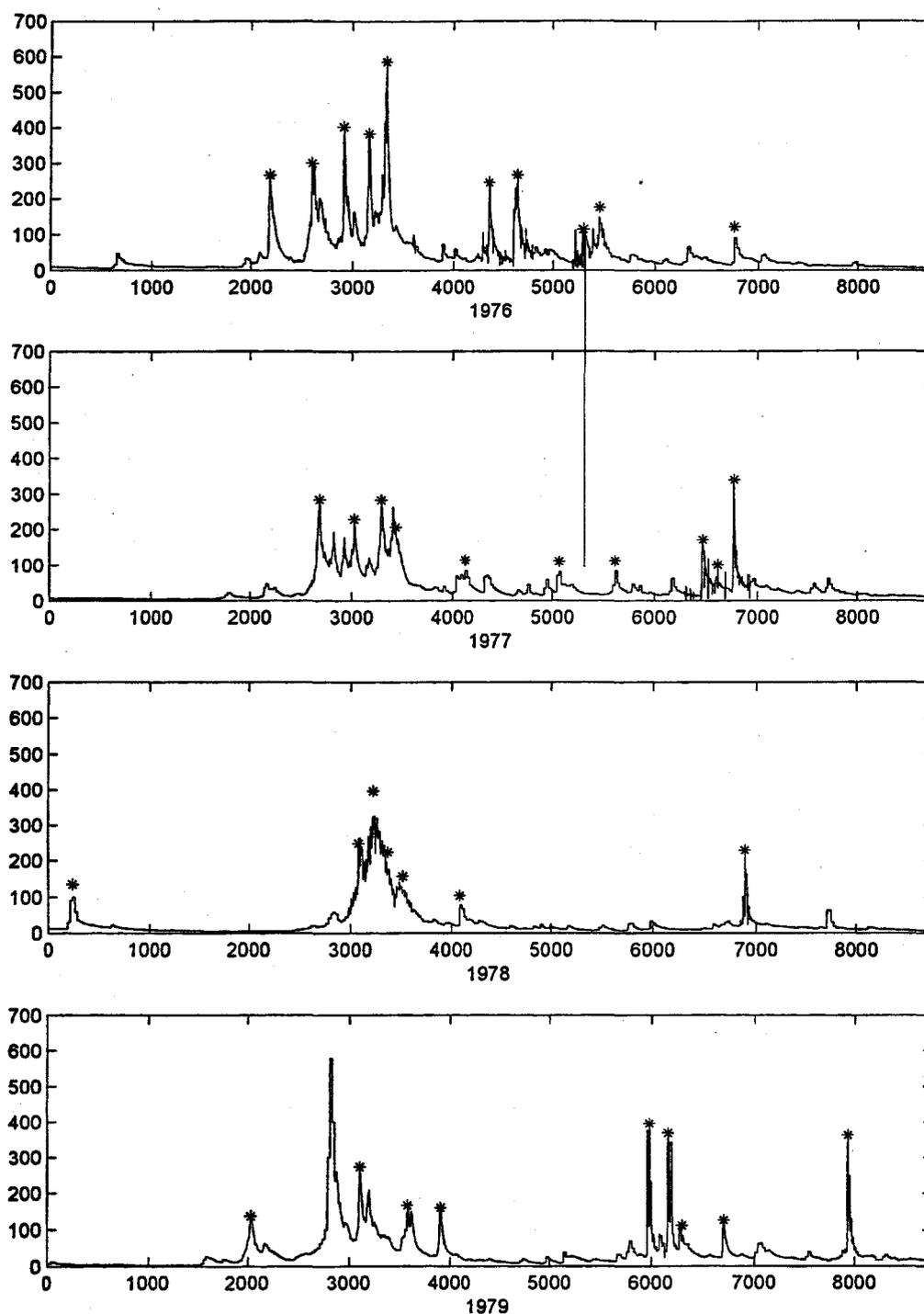


Figure 40 : Hydrogrammes annuels (1976-1979) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

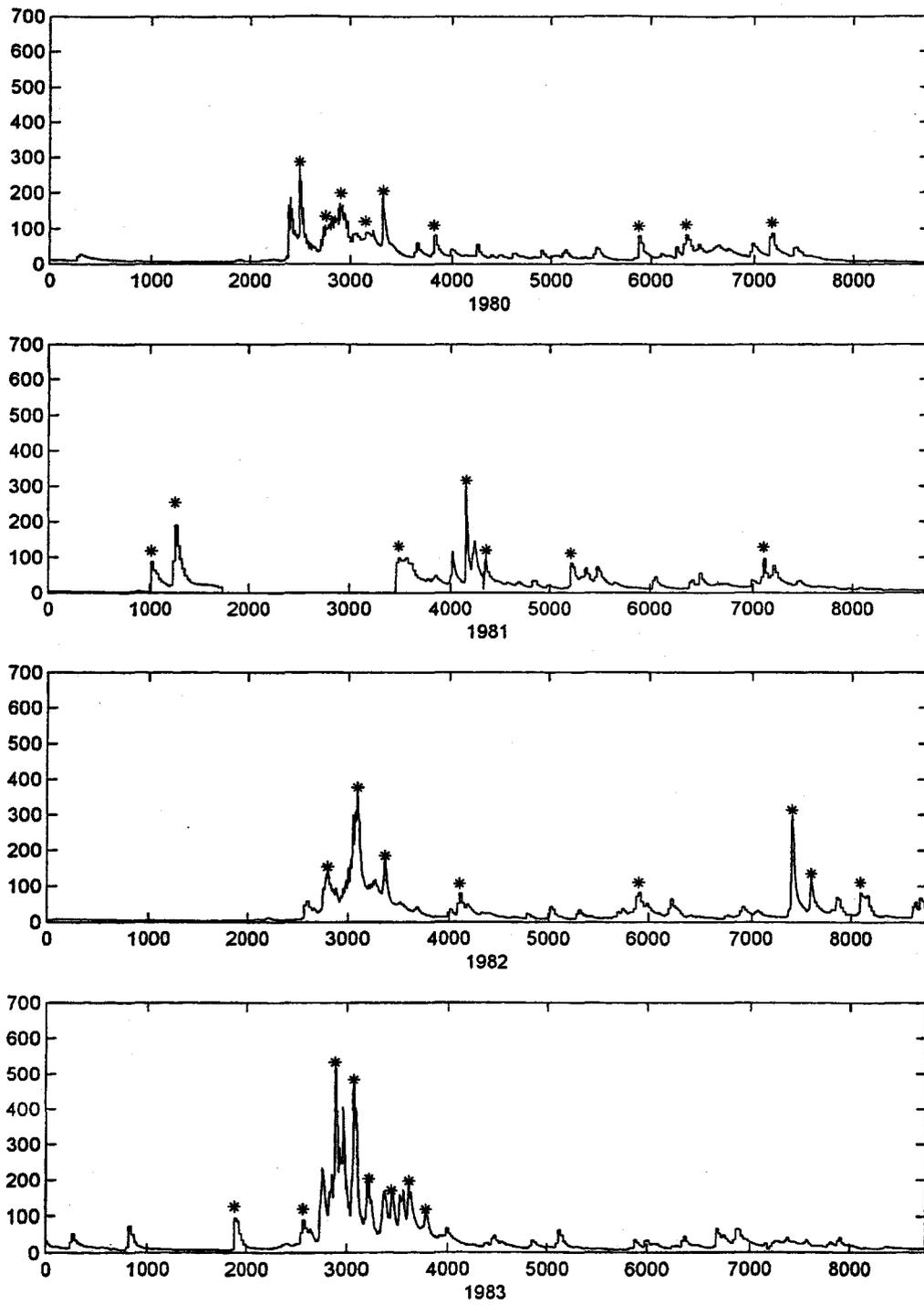


Figure 41 : Hydrogrammes annuels (1980-1983) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

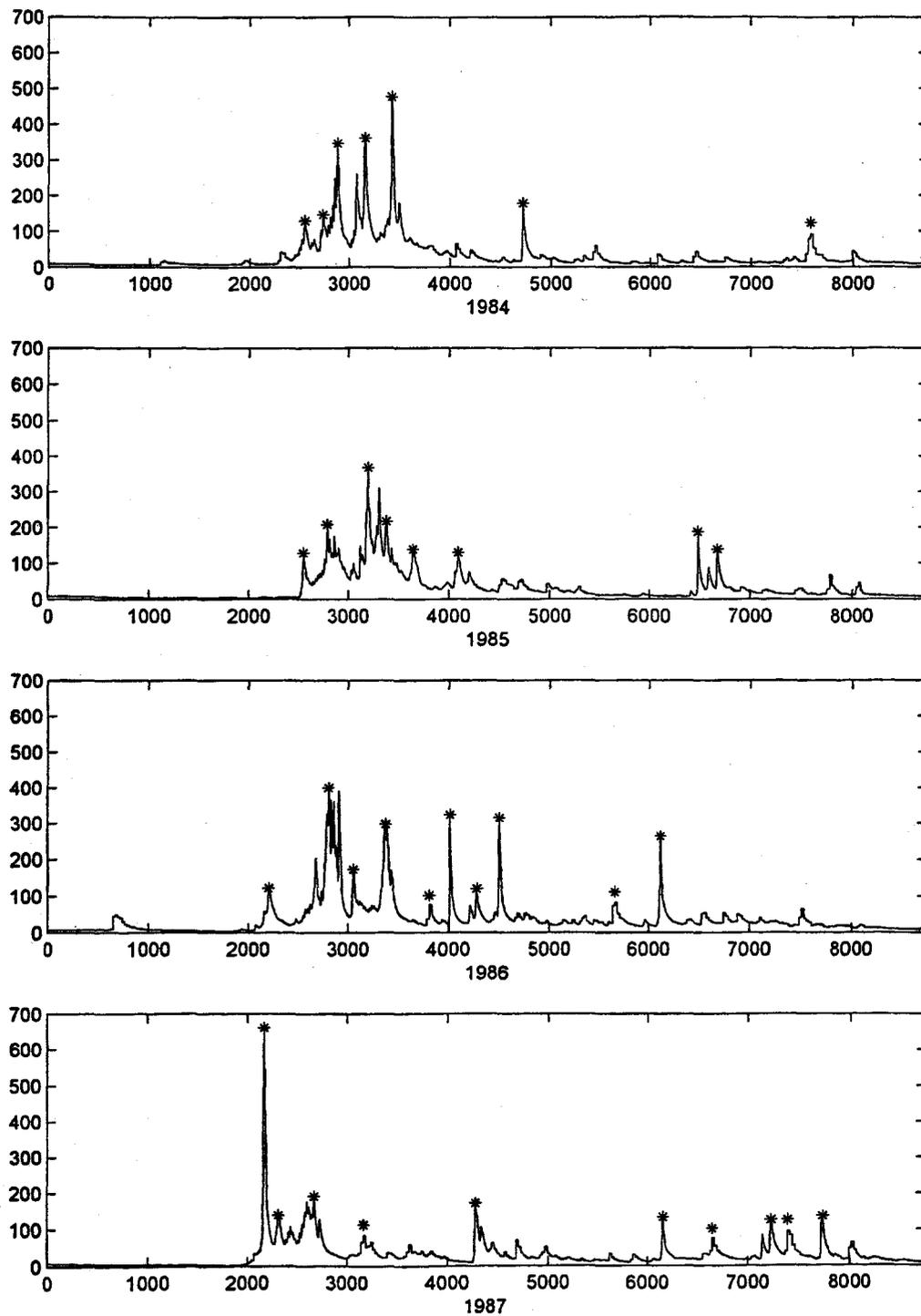


Figure 42 : Hydrogrammes annuels (1984-1987) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

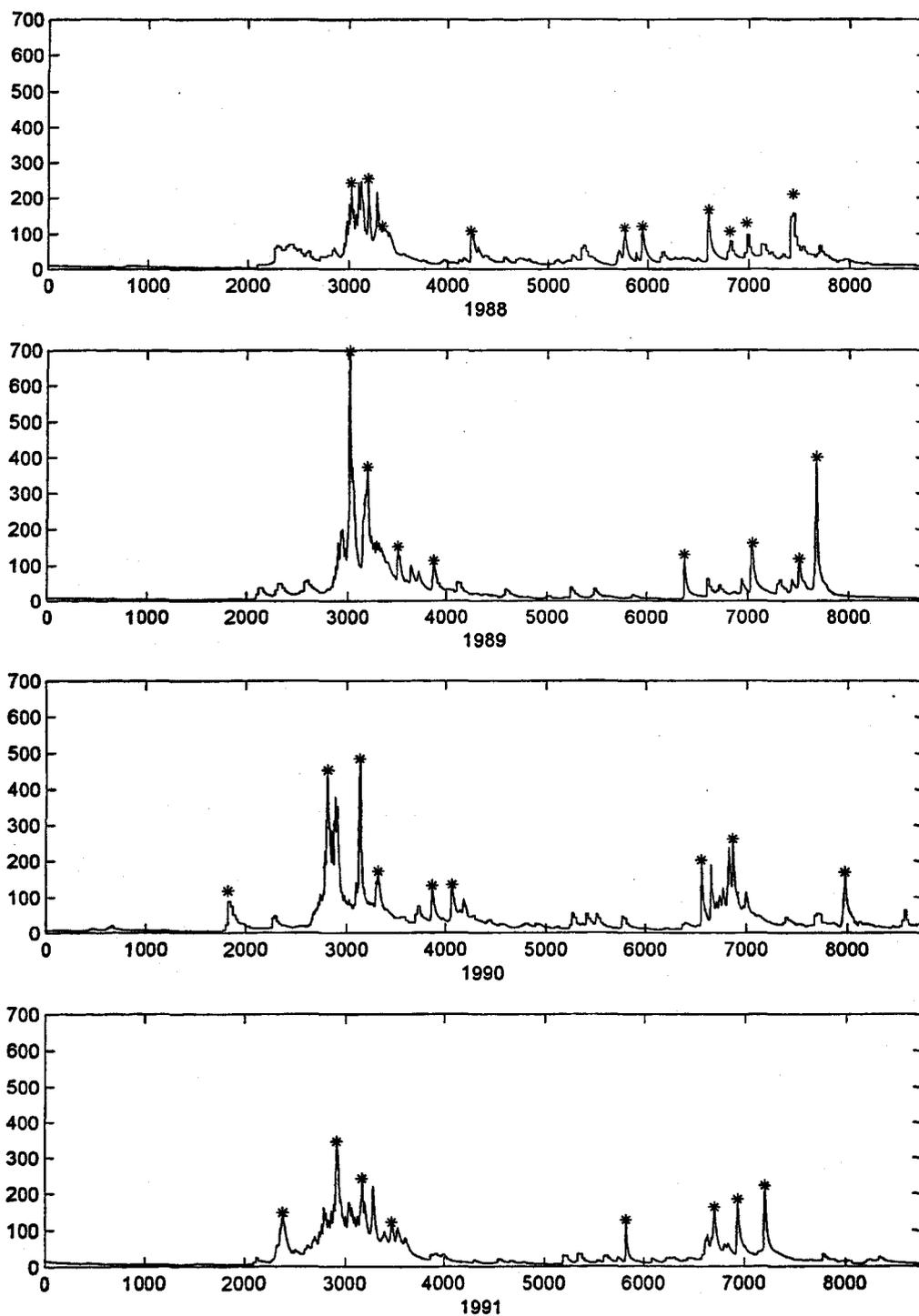


Figure 43 : Hydrogrammes annuels (1988-1991) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement

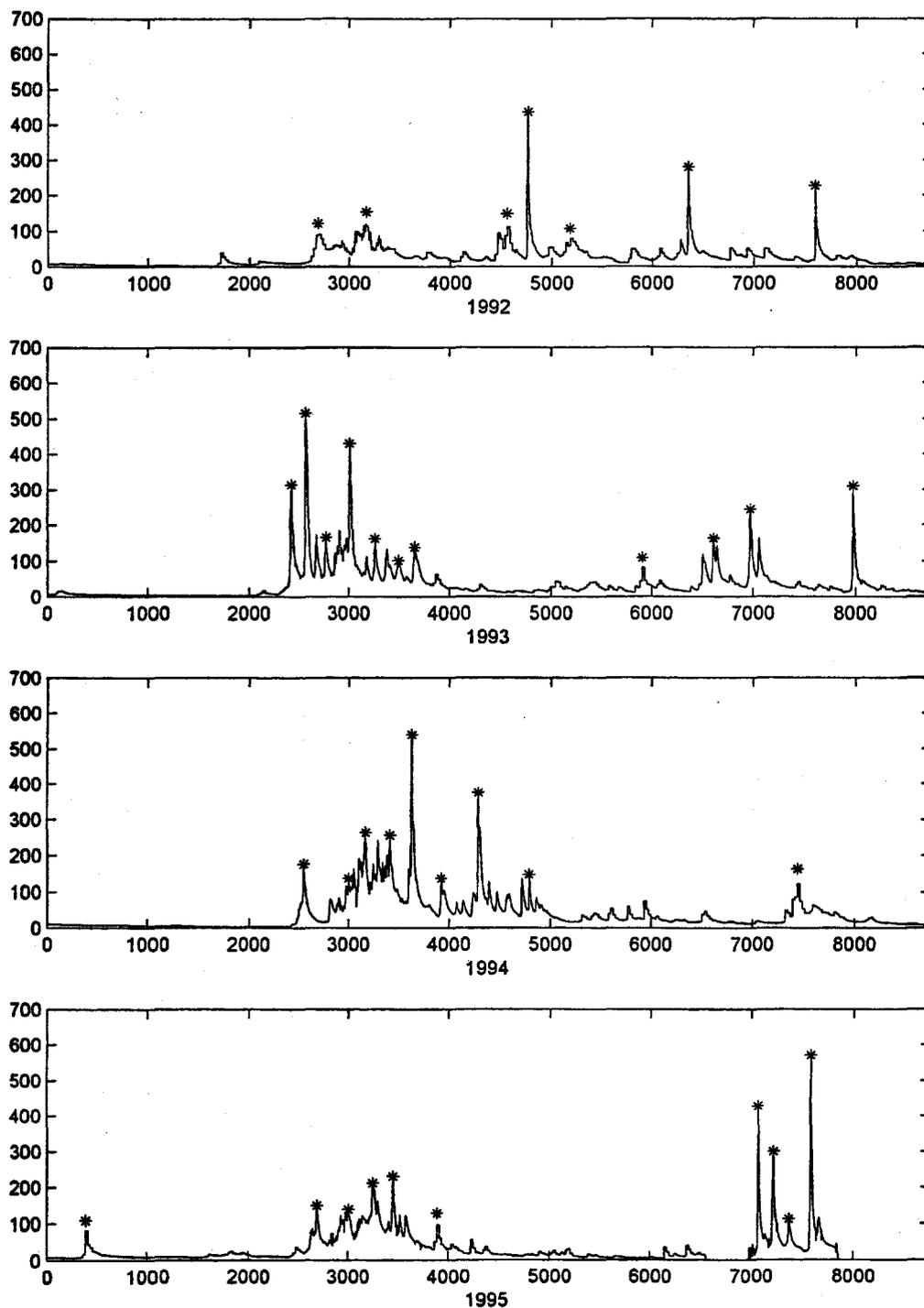


Figure 44 : Hydrogrammes annuels (1992-95) et pointes horaires retenues pour la méthode au dépassement



Sous-annexe B
Ajustements aux pointes horaires du printemps
par la méthode au dépassement

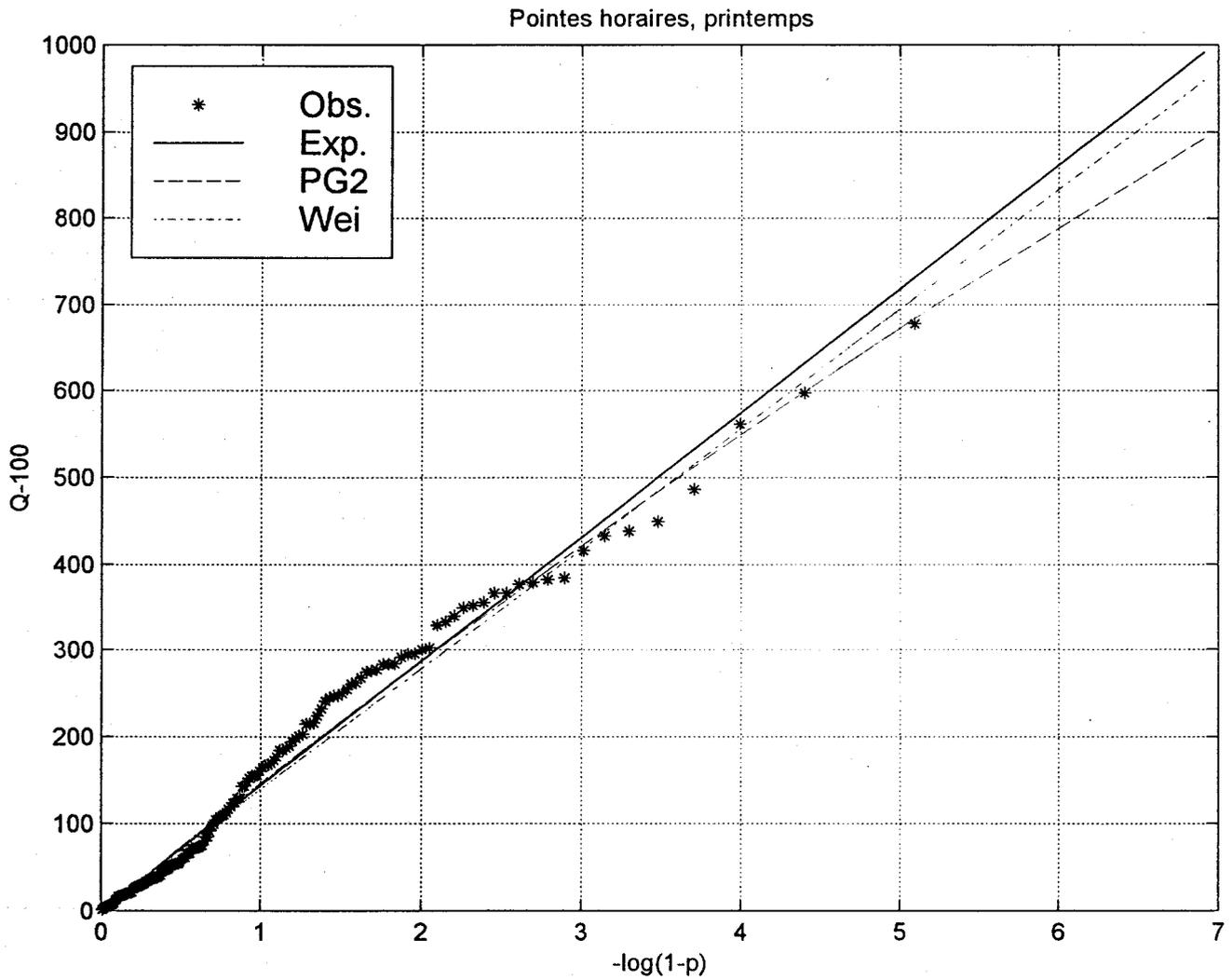


Figure 45 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $100 \text{ m}^3/\text{s}$

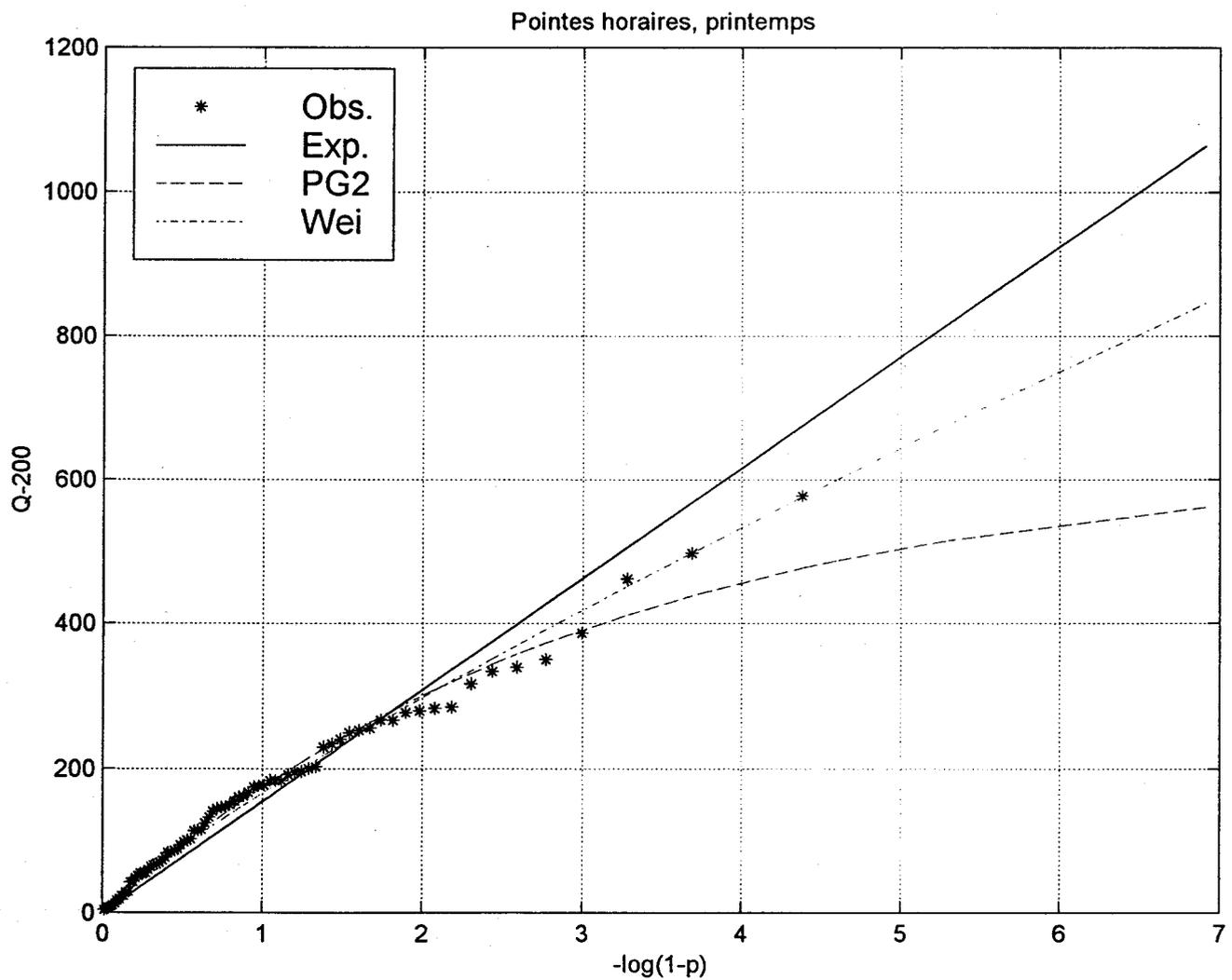


Figure 46 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $200 \text{ m}^3/\text{s}$

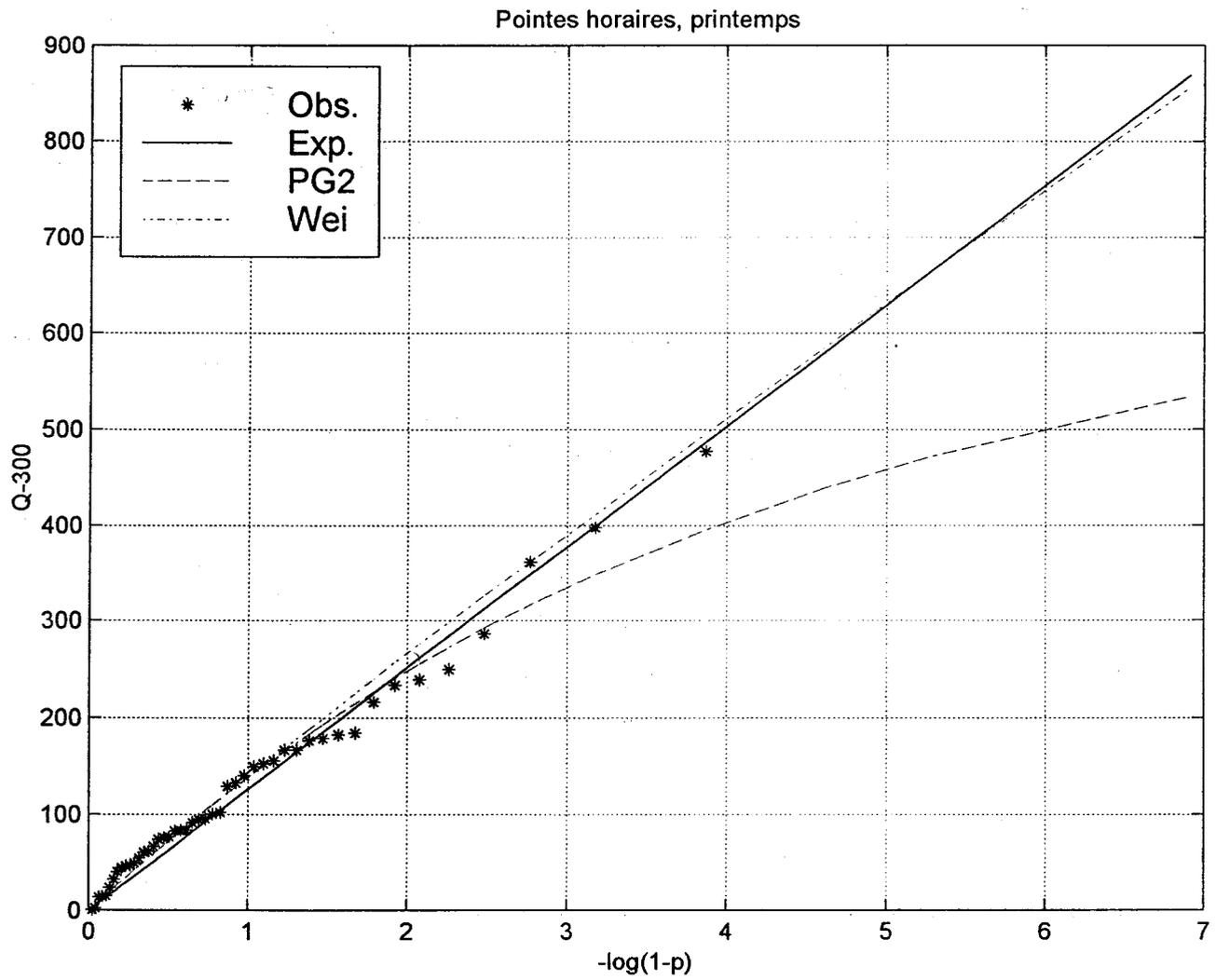


Figure 47 : Ajustements aux pointes horaires du printemps par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 300 m³/s

Sous-annexe C
Ajustements aux pointes horaires d'été-automne
par la méthode au dépassement

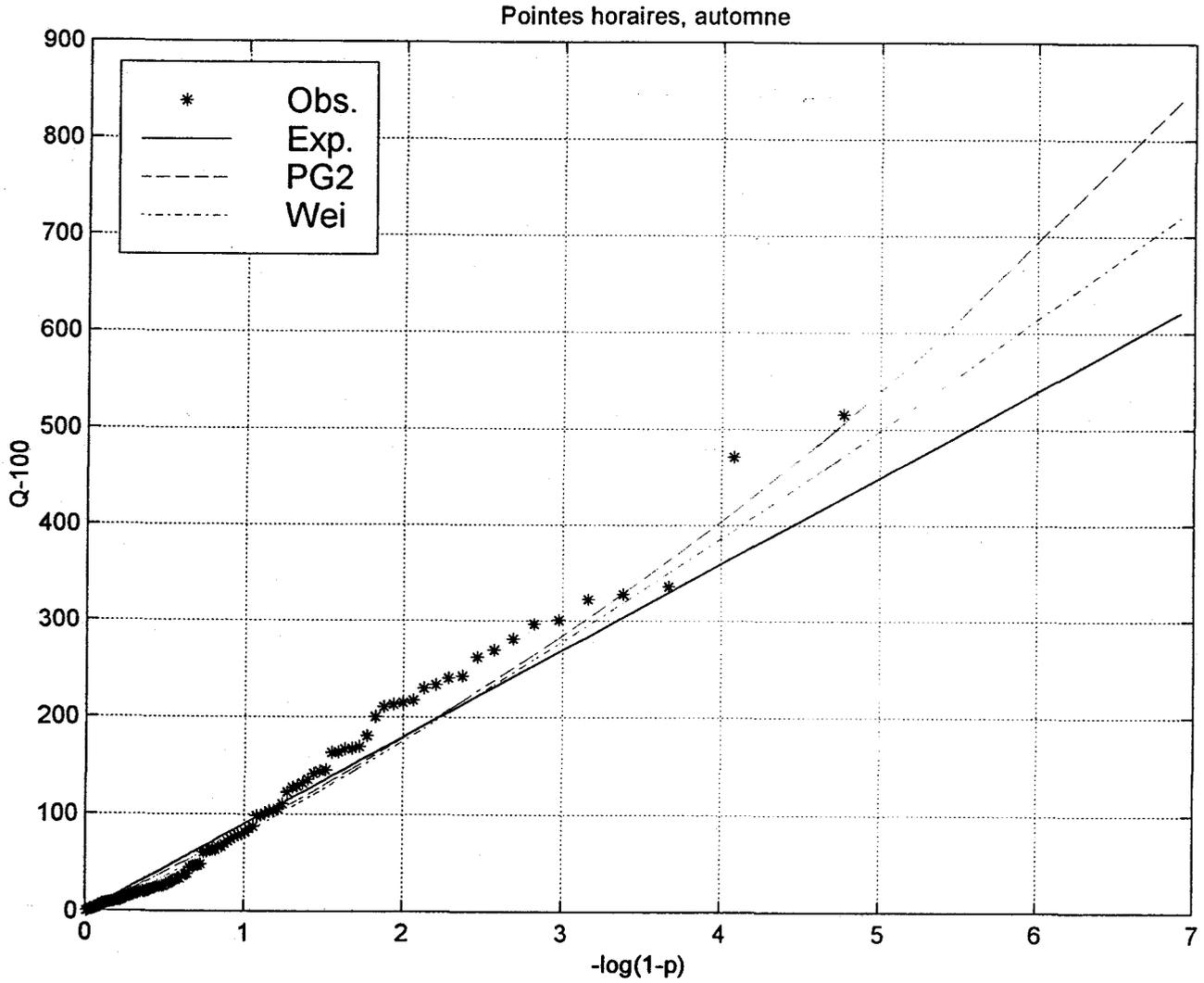


Figure 48 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $100 \text{ m}^3/\text{s}$

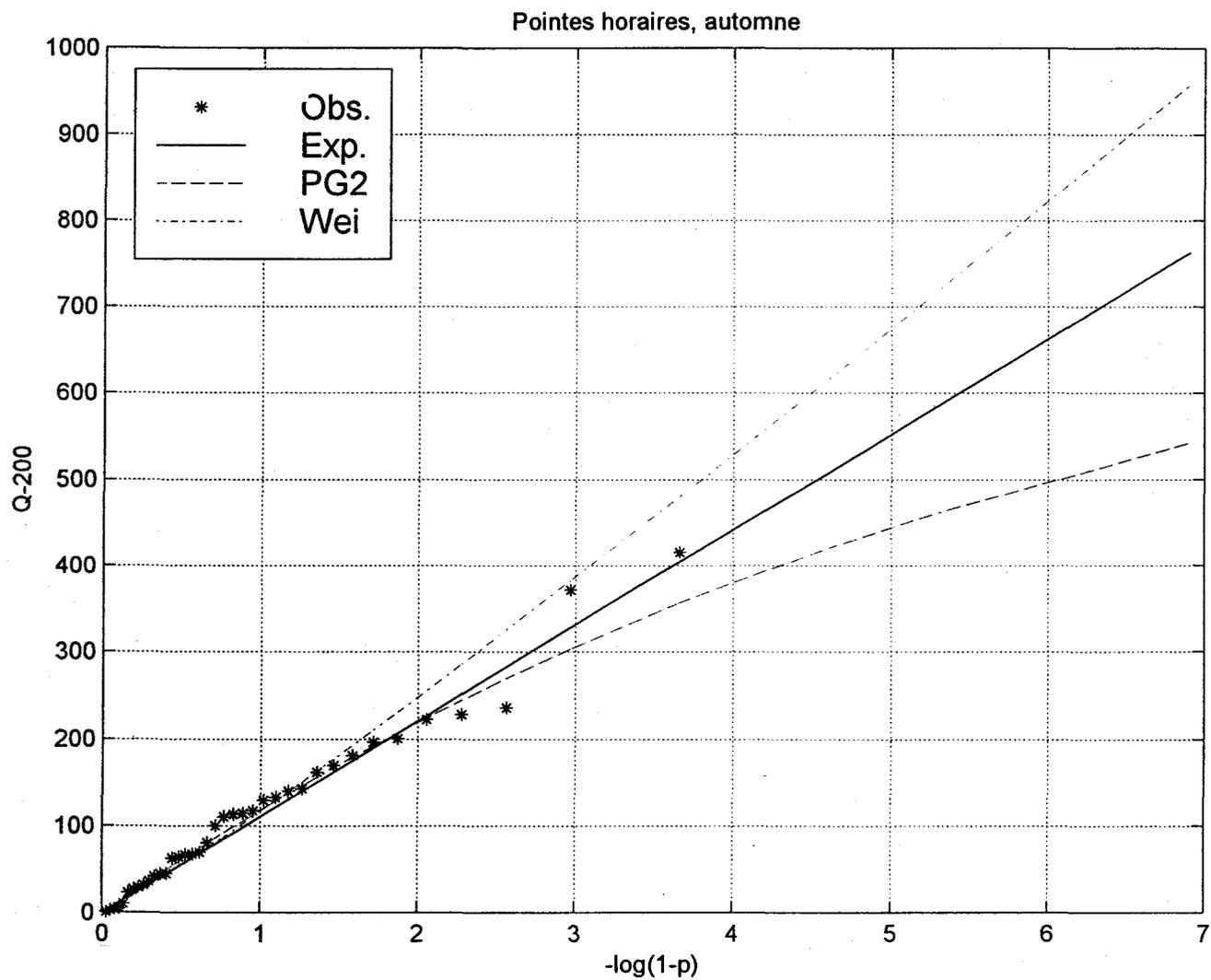


Figure 49 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 200 m³/s

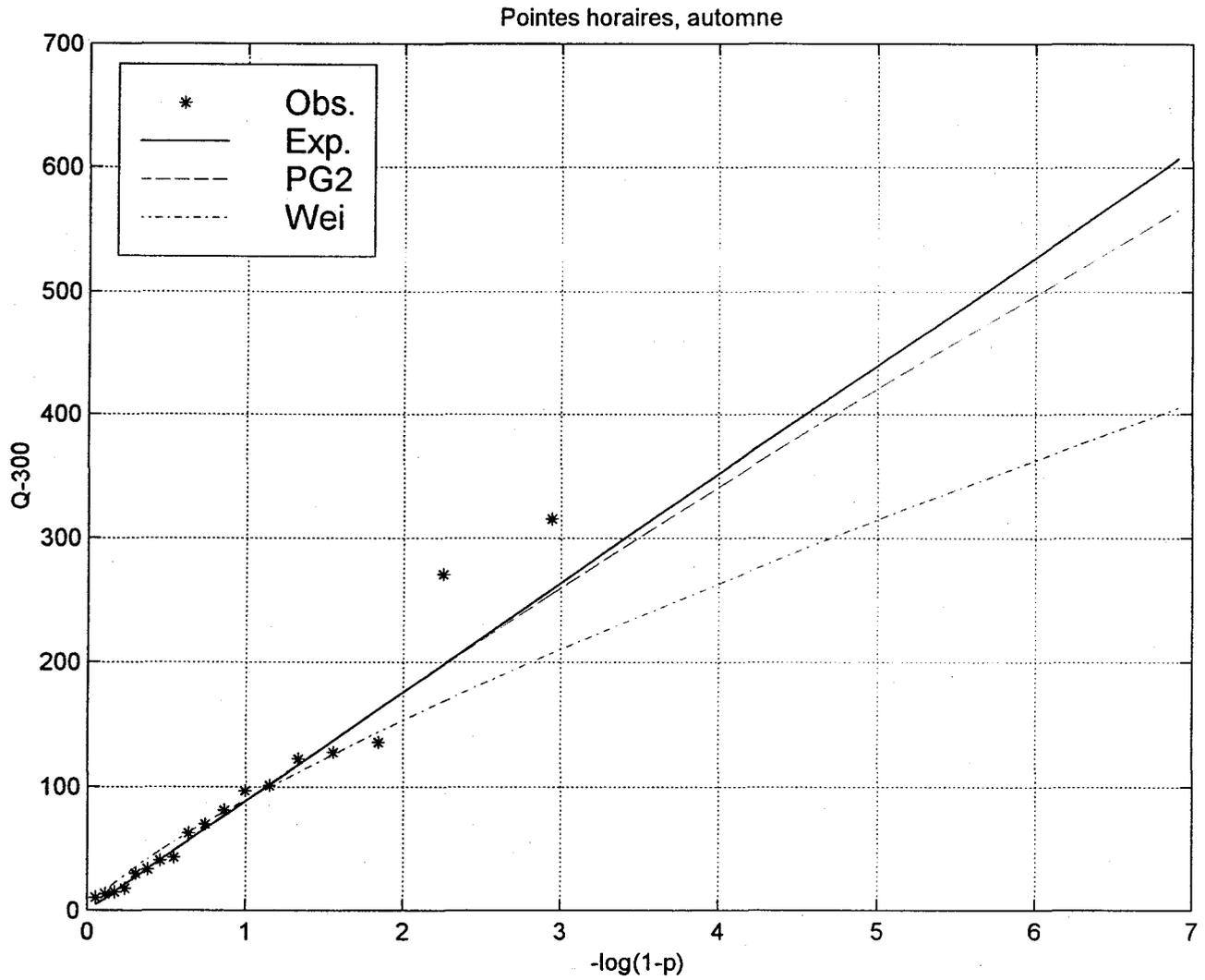


Figure 50 : Ajustements aux pointes horaires d'été-automne par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de 300 m³/s

Sous-annexe D
Ajustements aux pointes horaires de l'année complète
par la méthode au dépassement

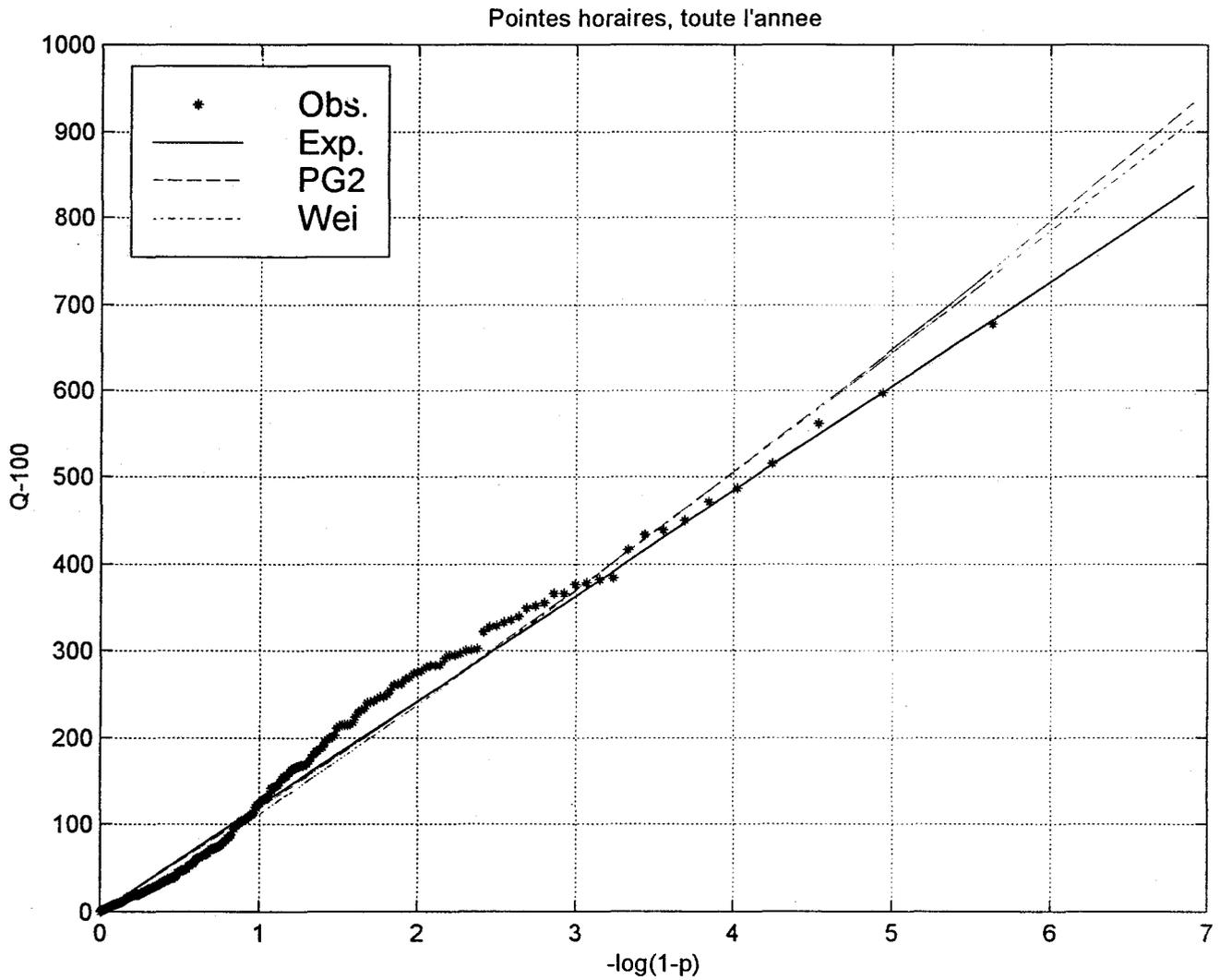


Figure 51 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $100 \text{ m}^3/\text{s}$

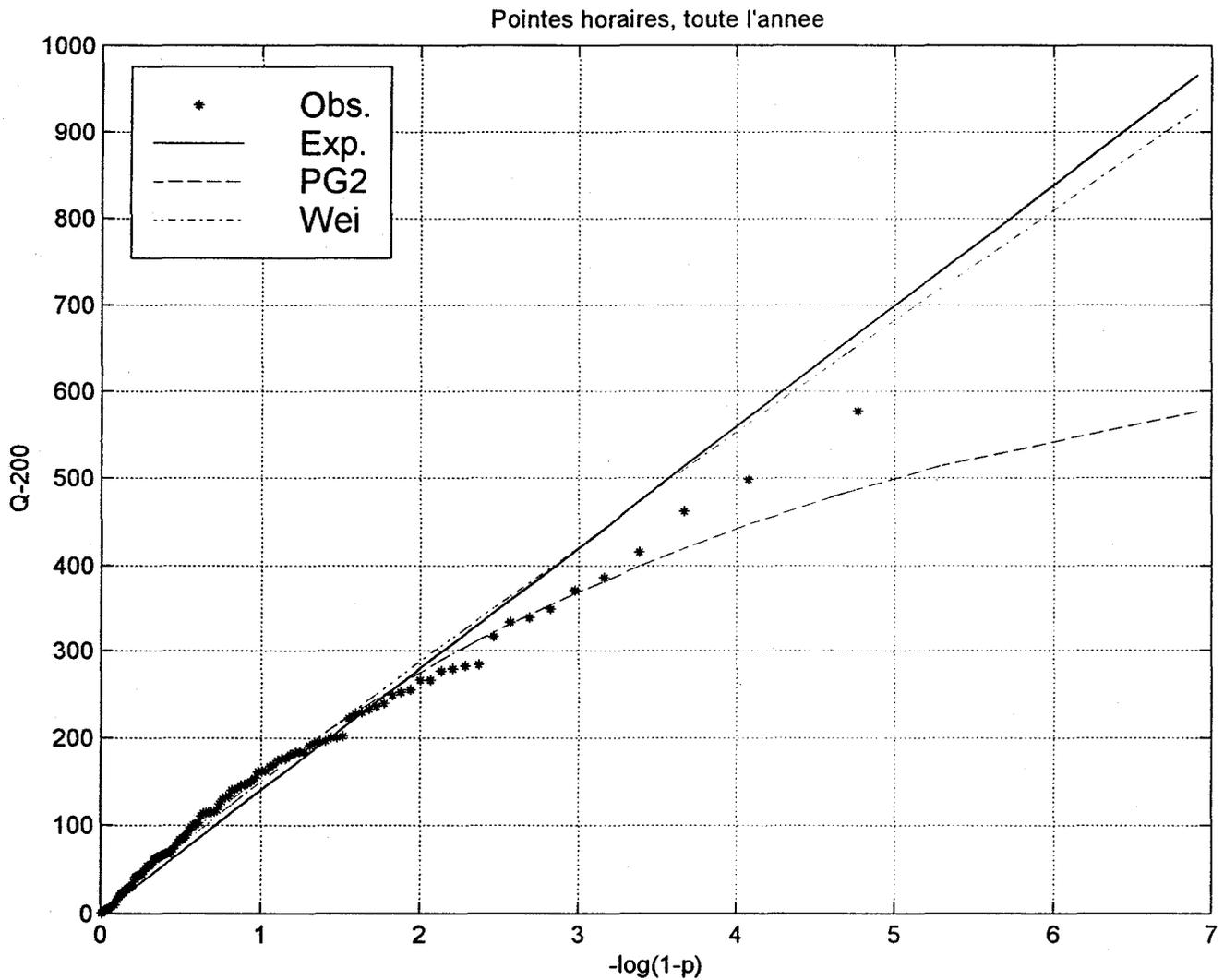


Figure 52 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $200 \text{ m}^3/\text{s}$

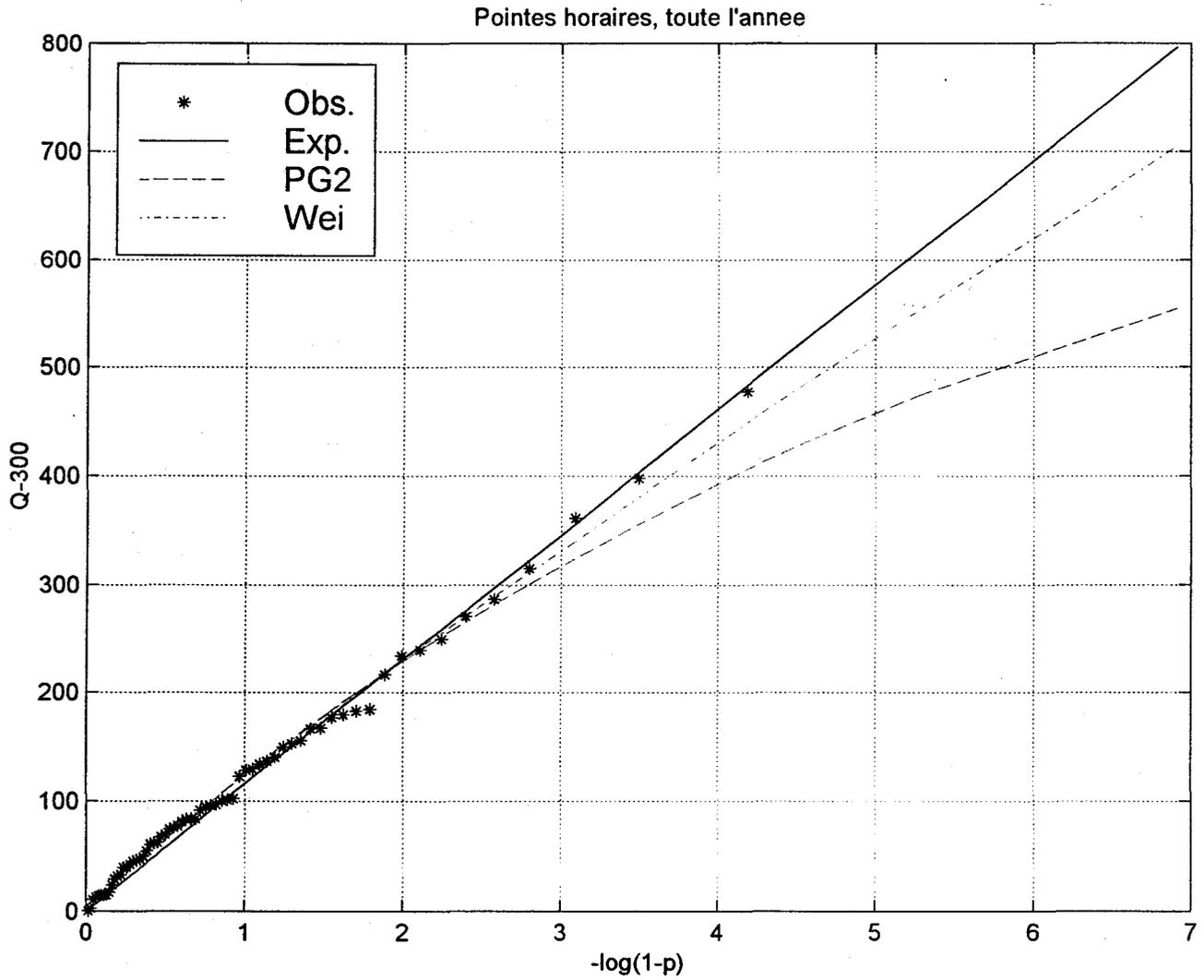


Figure 53 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète par la méthode au dépassement – Seuil de dépassement de $300 \text{ m}^3/\text{s}$

Sous-annexe E
Ajustements aux pointes horaires maximales annuelles
par la méthode du DMAh

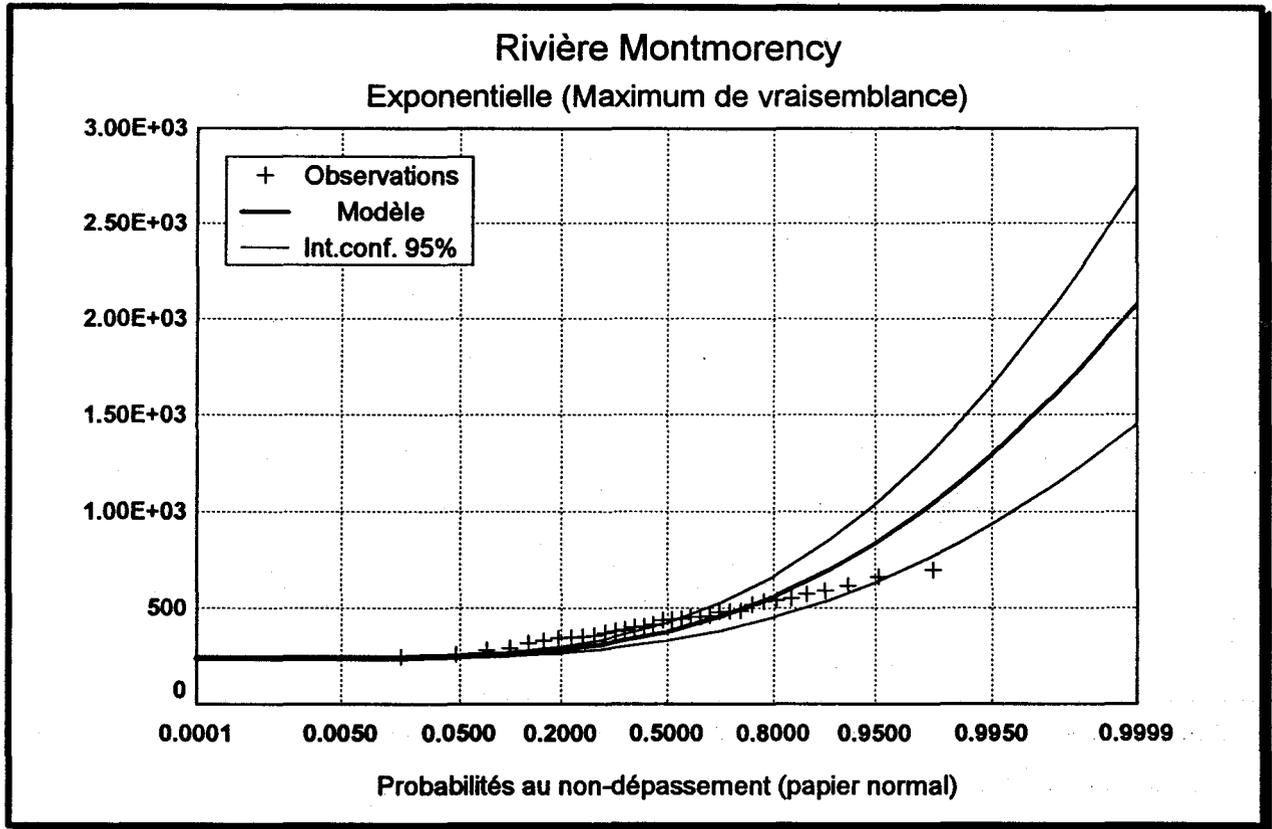


Figure 54 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi exponentielle (Maximum de vraisemblance)

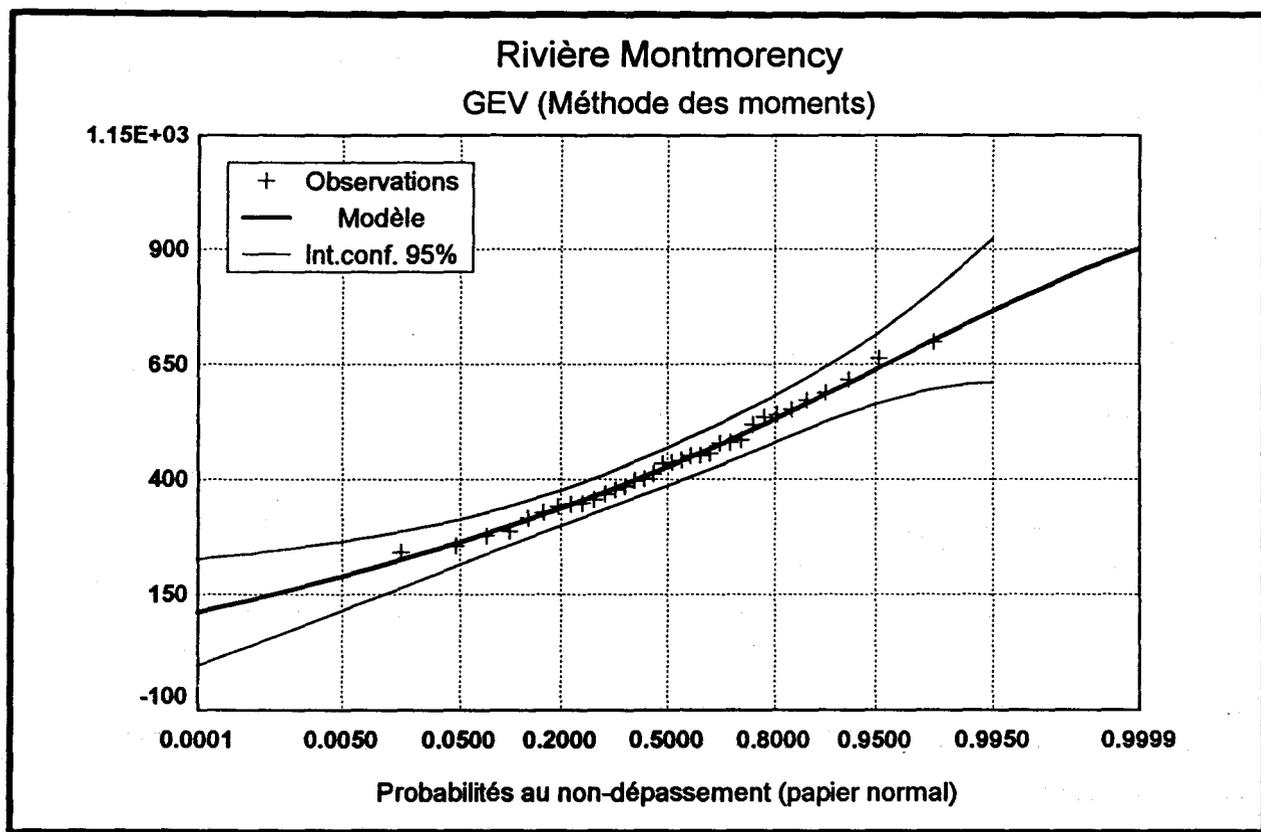


Figure 55 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi GEV (Méthode des moments)

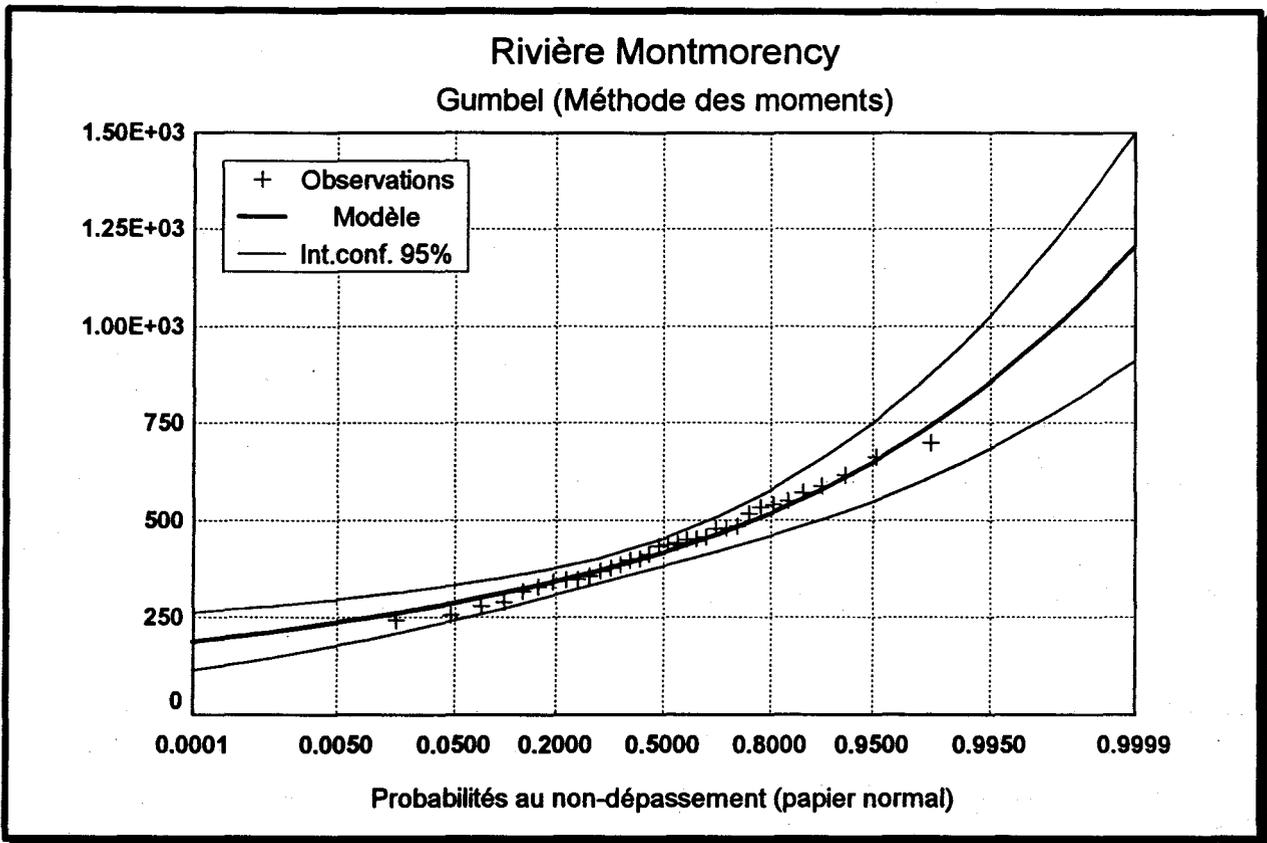


Figure 56 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gumbel (Méthode des moments)

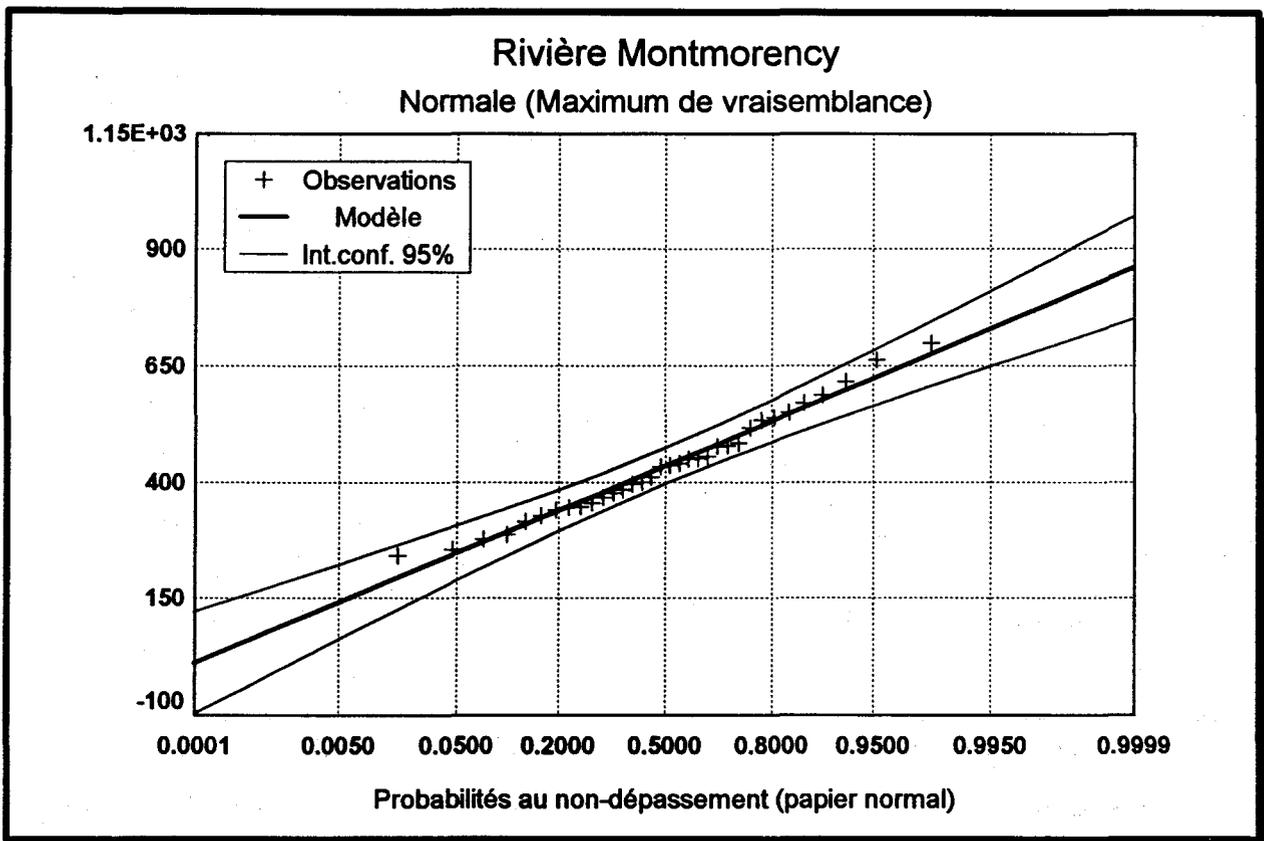


Figure 57 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi normale (Maximum de vraisemblance)

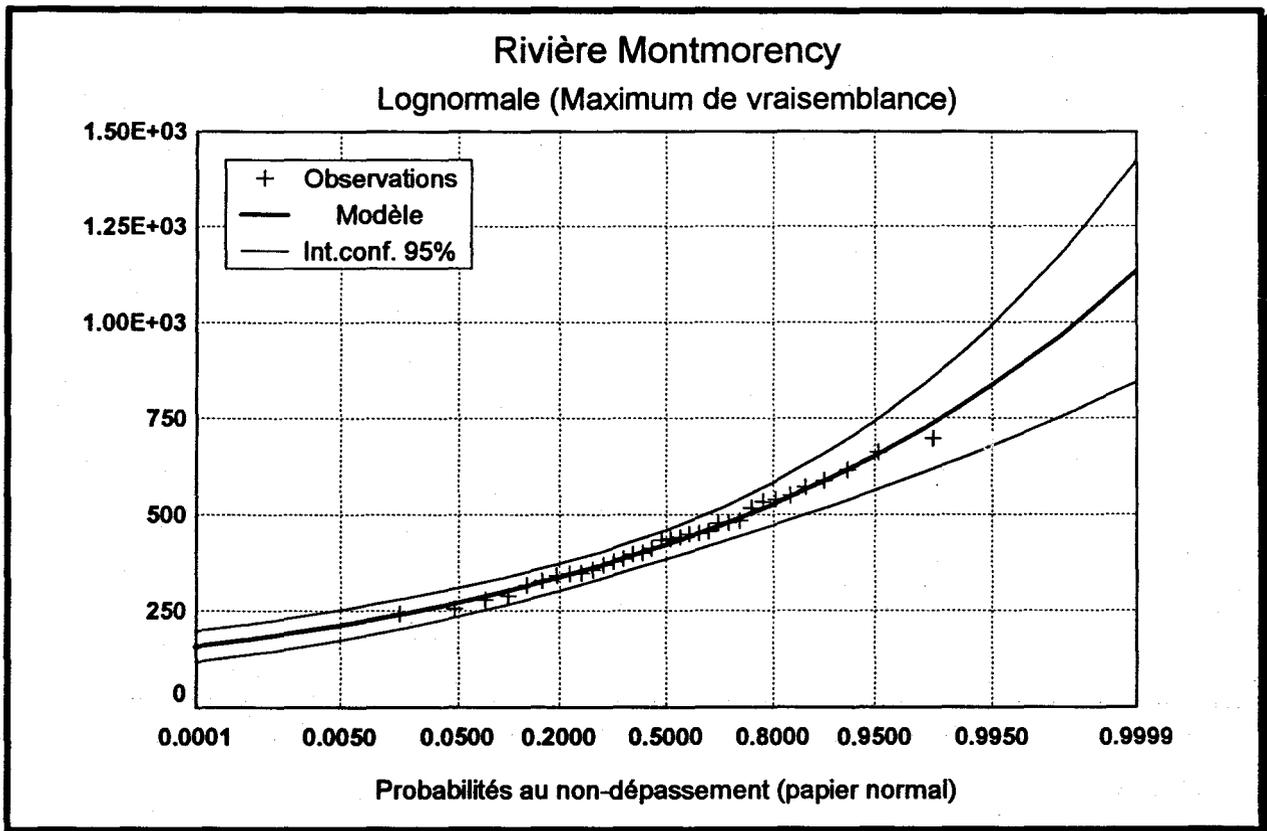


Figure 58 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-normale (Maximum de vraisemblance)

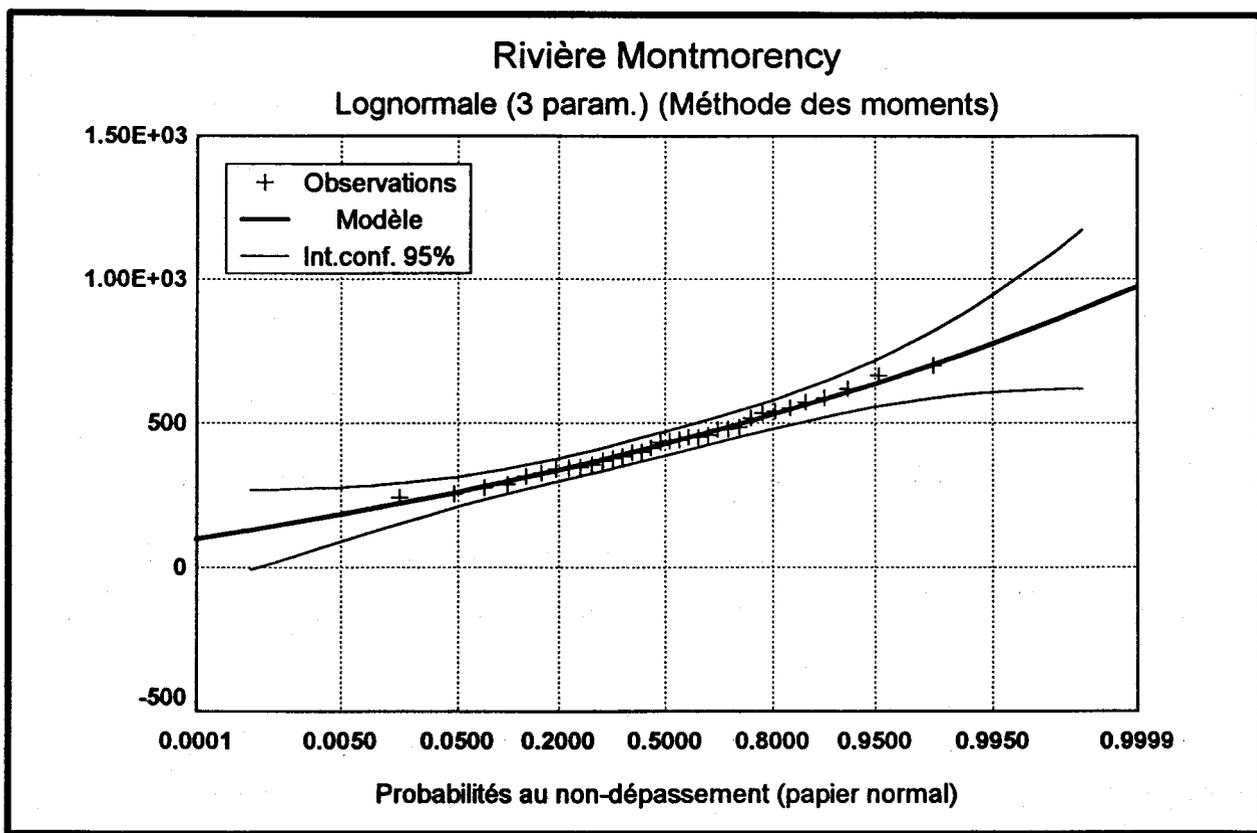


Figure 59 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-normale à 3 paramètres (Méthode des moments)

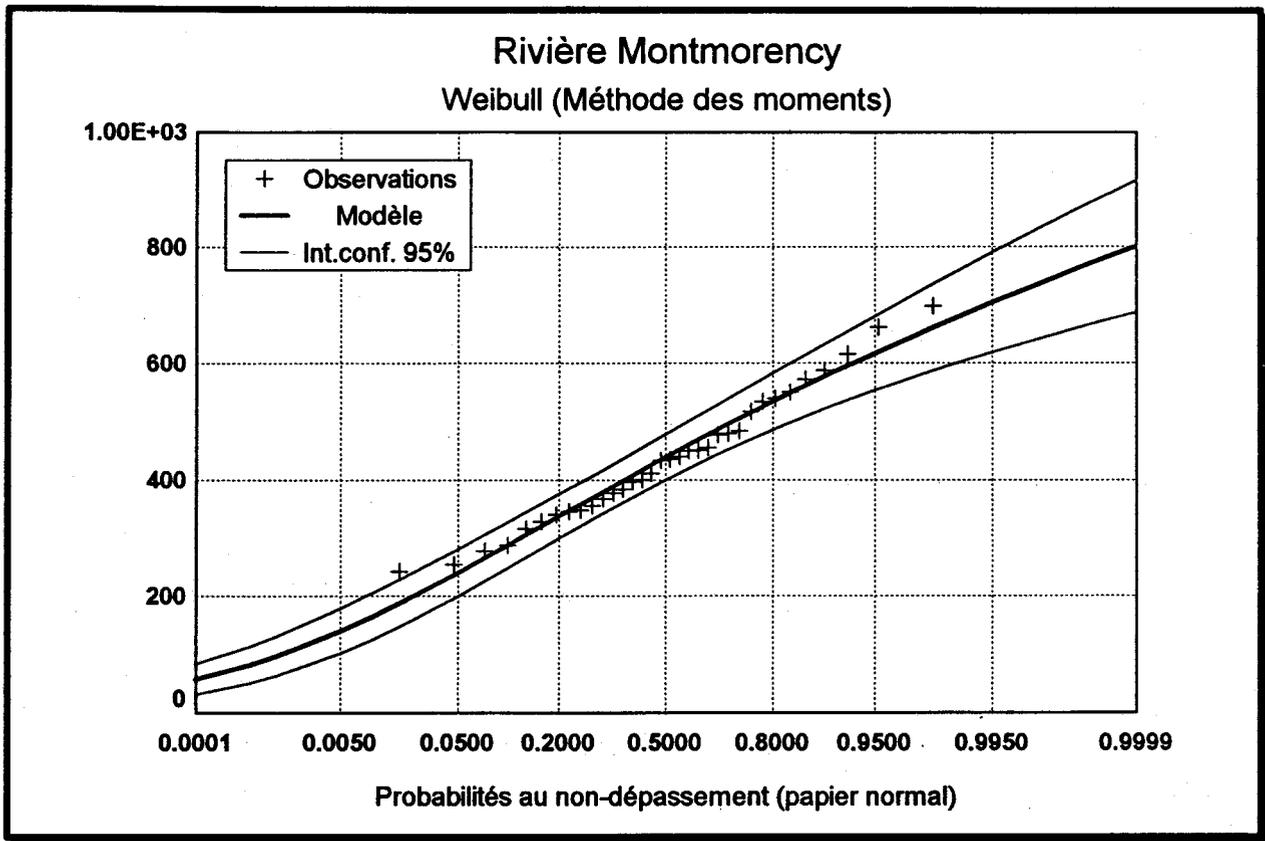


Figure 60 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Weibull (Méthode des moments)

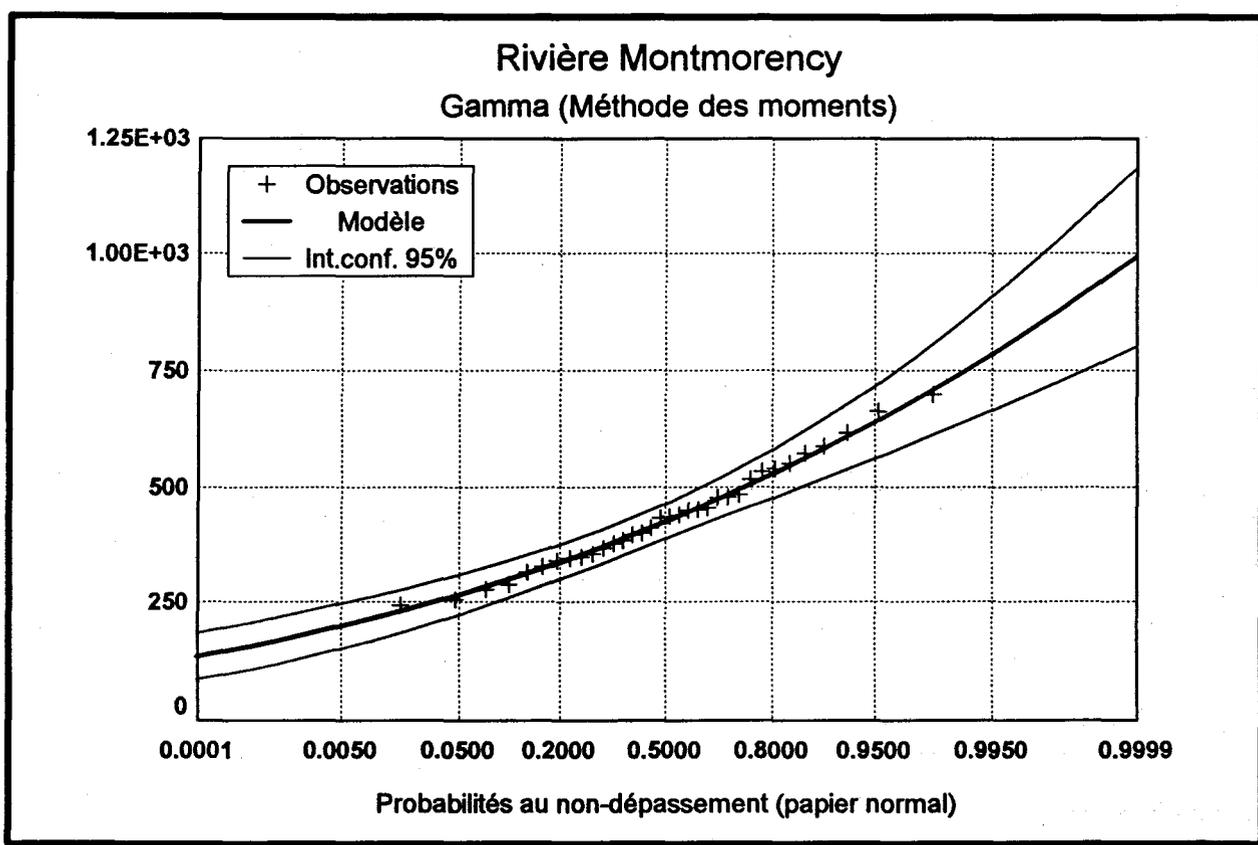


Figure 61 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma (Méthode des moments)

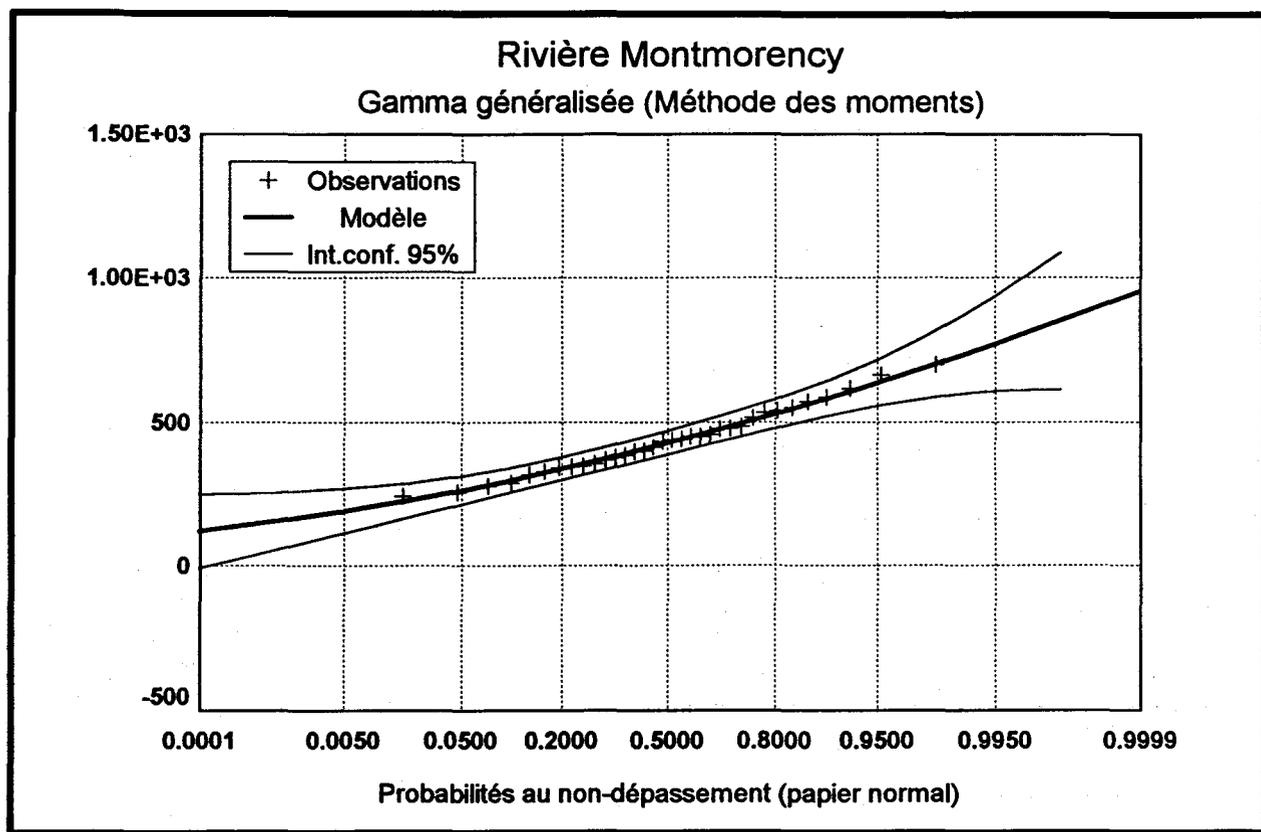


Figure 62 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma généralisée (Méthode des moments)

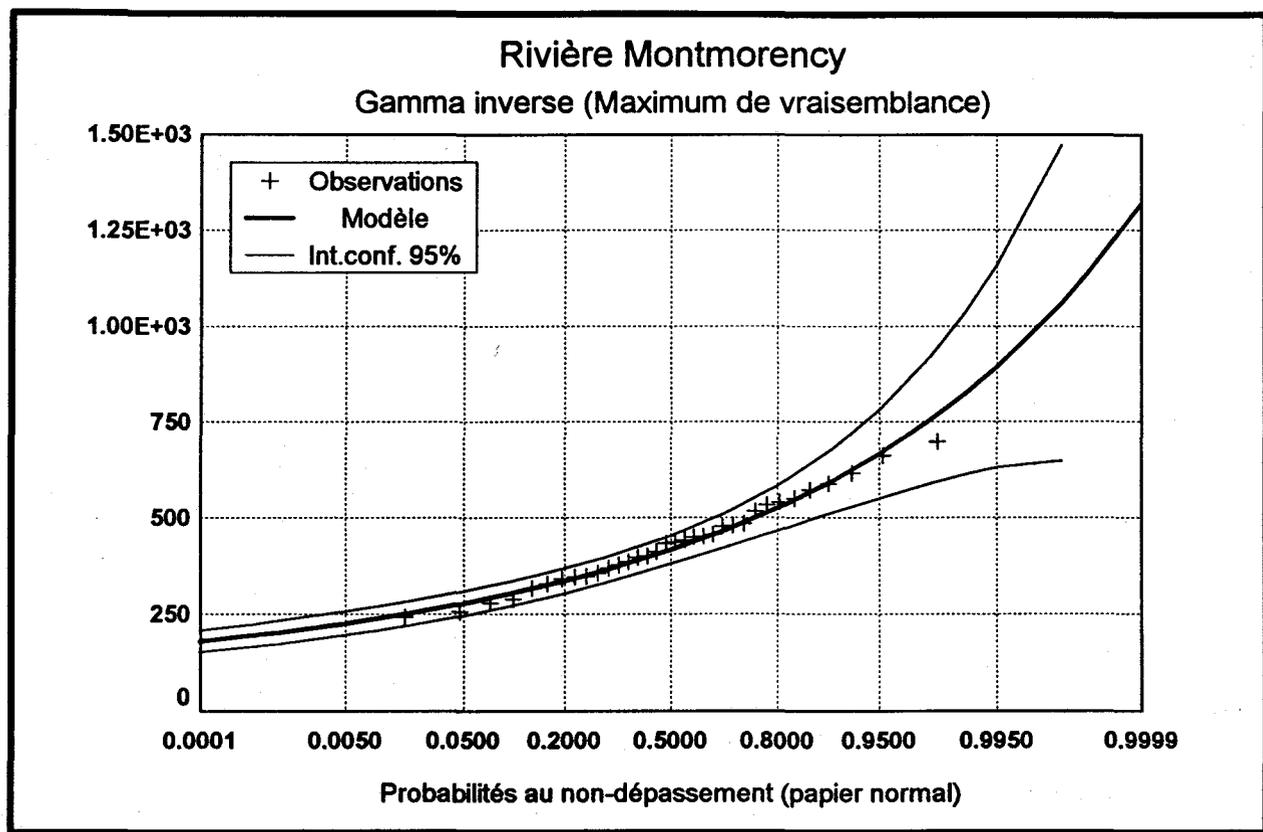


Figure 63 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Gamma inverse (Maximum de vraisemblance)

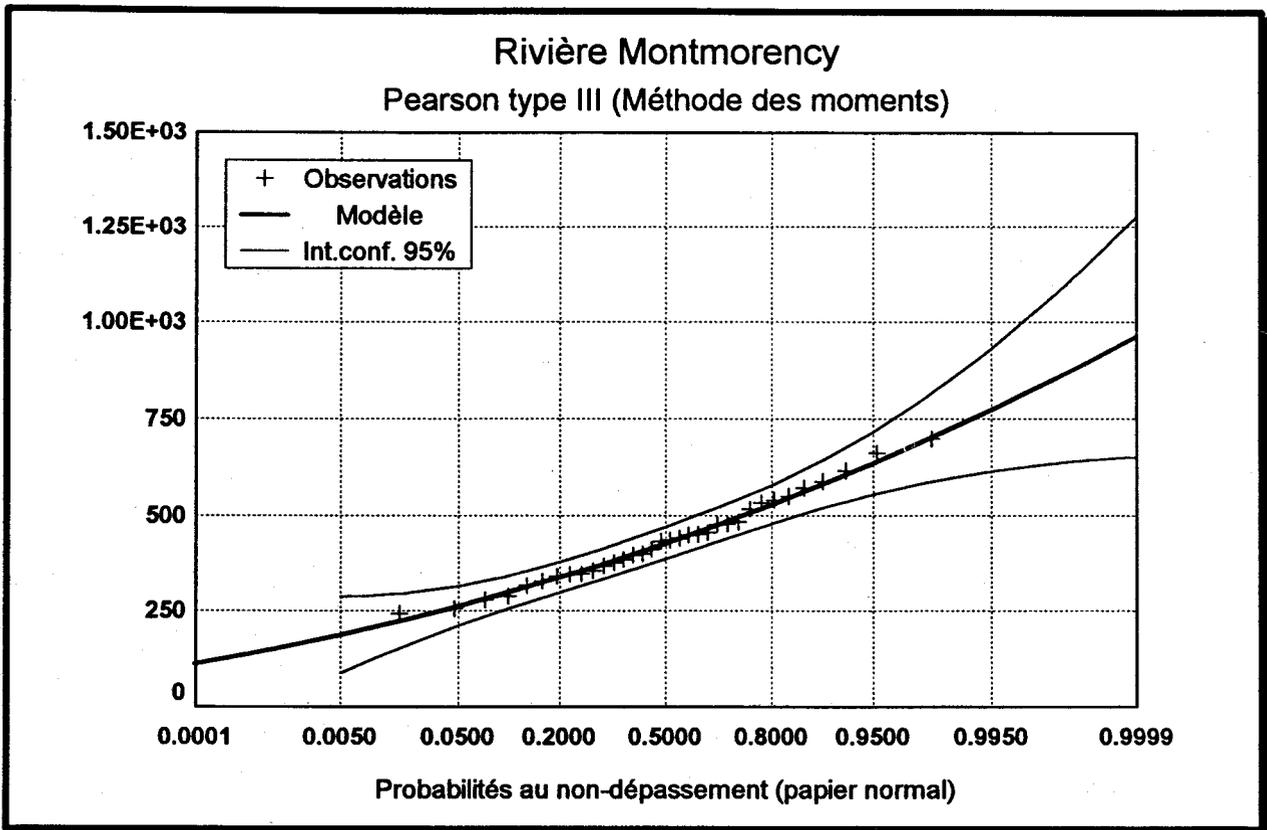


Figure 64 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi Pearson type III (Méthode des moments)

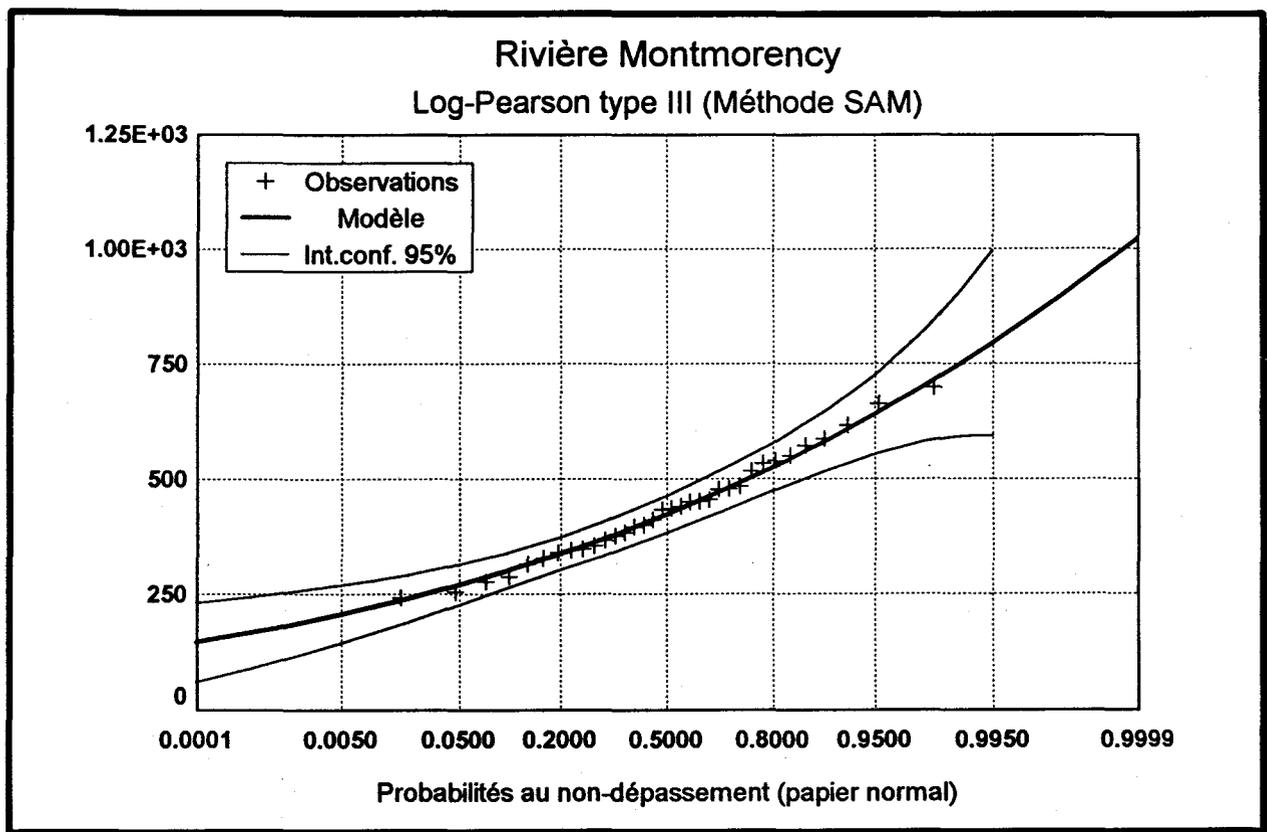


Figure 65 : Ajustement aux pointes horaires maximales annuelles par la méthode du DMAh – Loi log-Pearson type III (Méthode SAM)



Sous-annexe F
Comparaison des approches par période

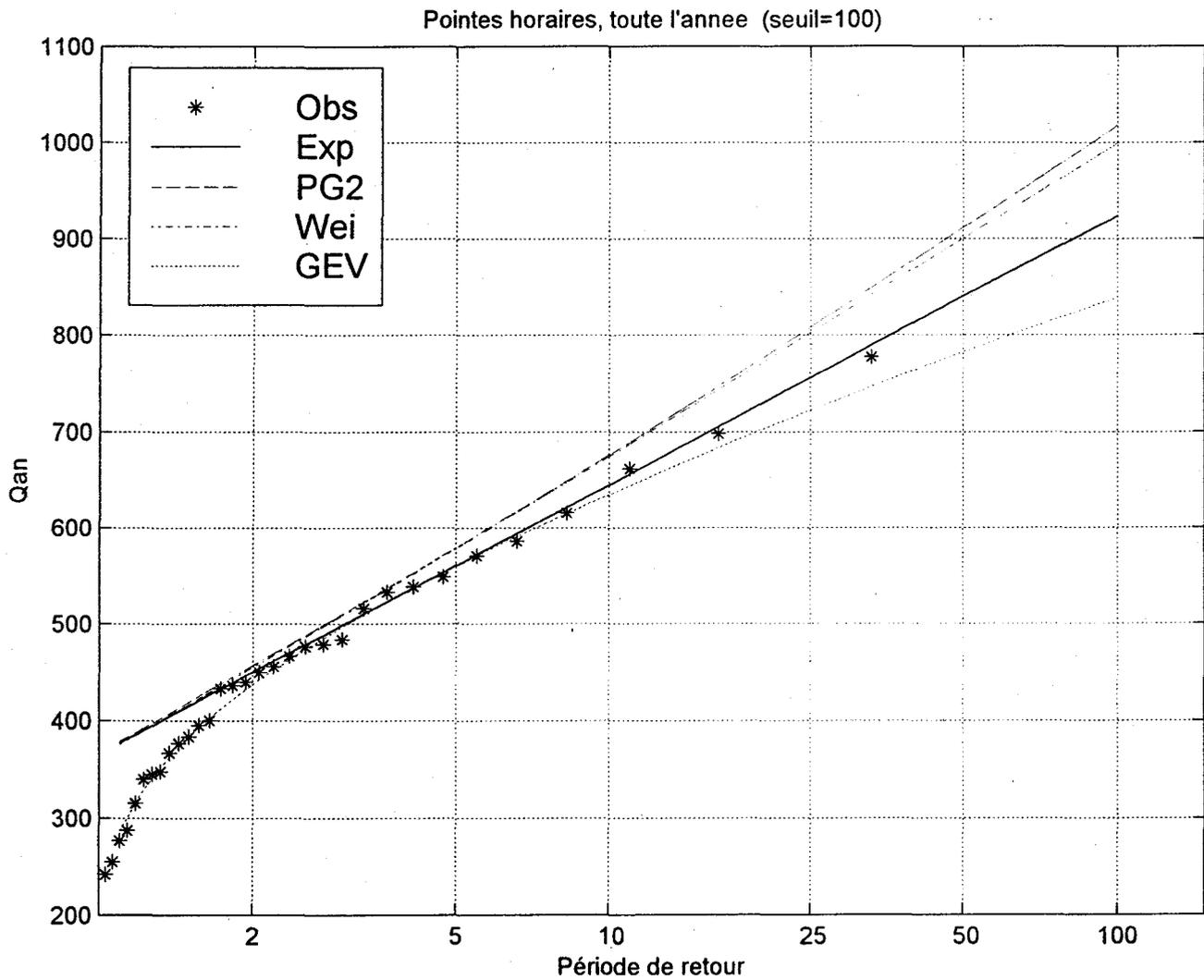


Figure 66 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 100 m³/s)
- vs - la méthode du DMAh (GEV)

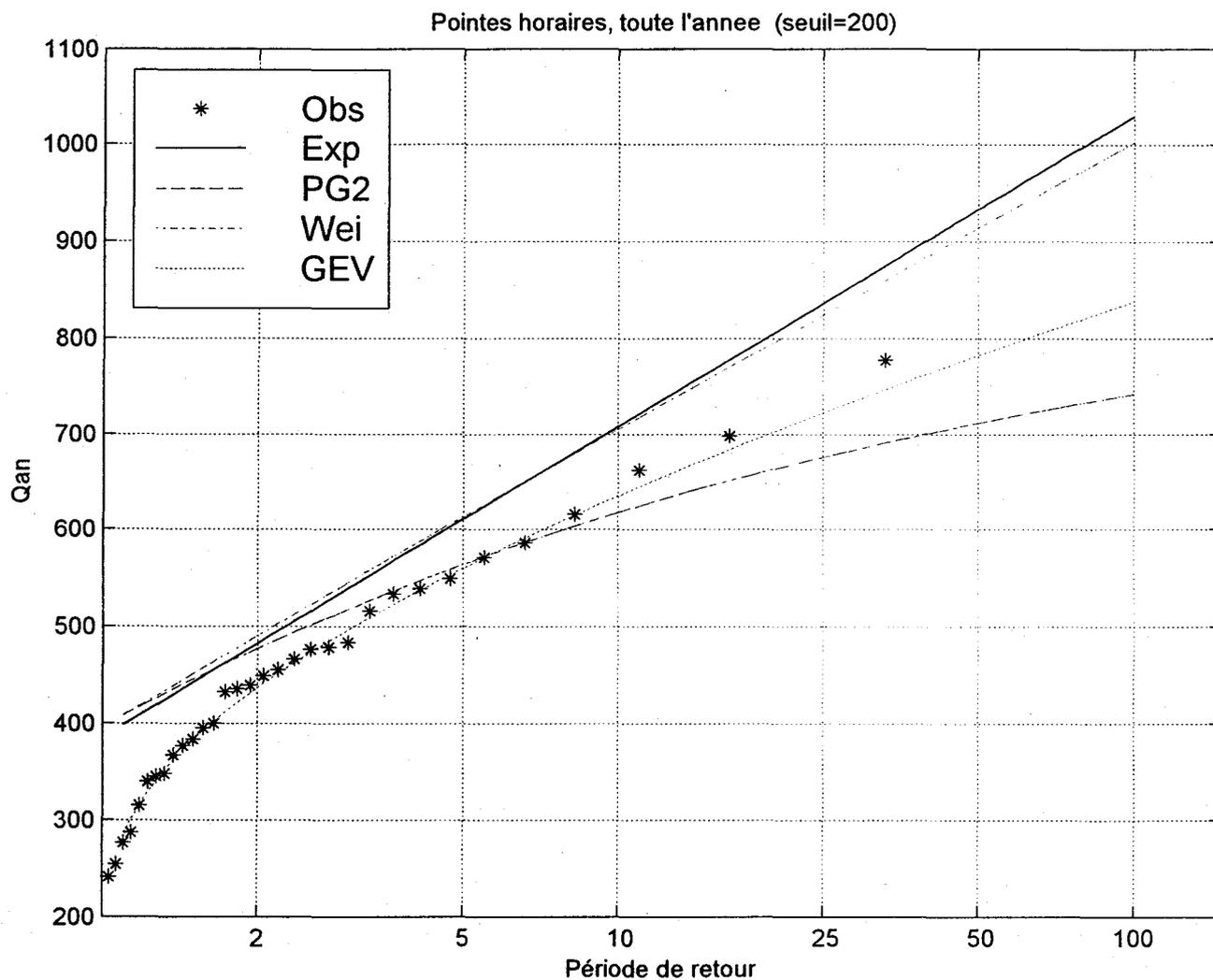


Figure 67 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 200 m³/s)
 - vs - la méthode du DMAh (GEV)

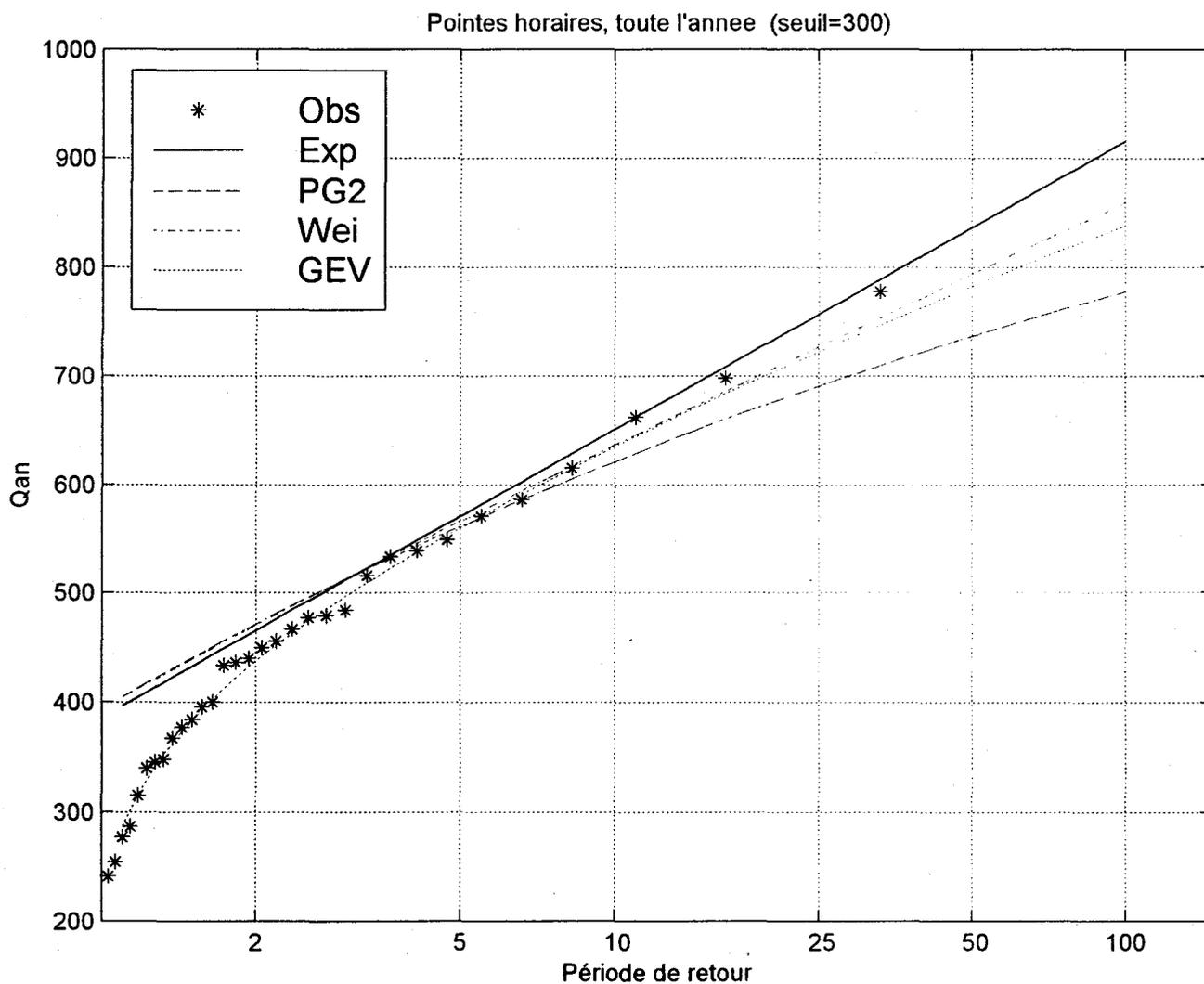


Figure 68 : Ajustements aux pointes horaires de l'année complète (seuil de 300 m³/s)
- vs - la méthode du DMAh (GEV)

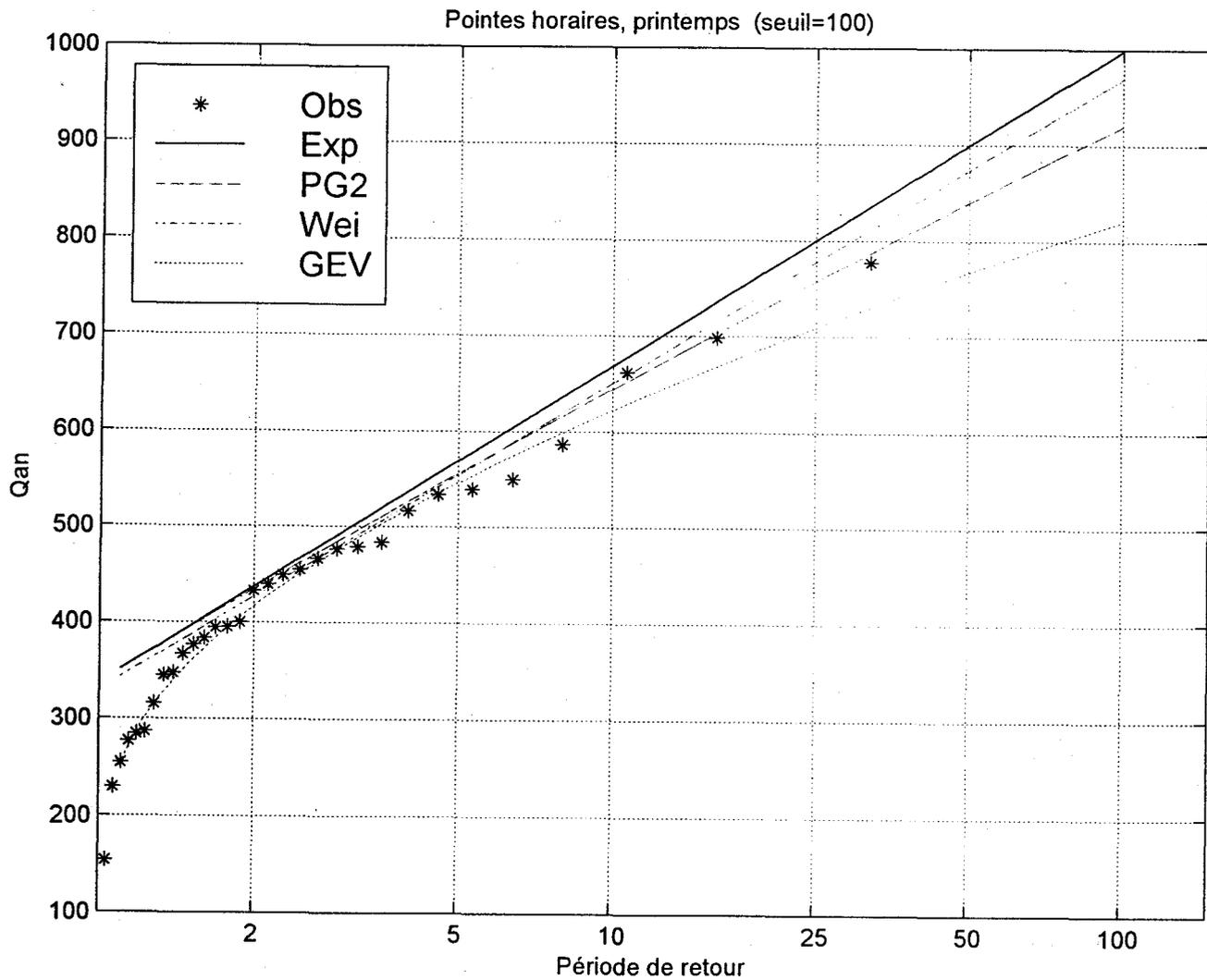


Figure 69 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de $100 \text{ m}^3/\text{s}$)
- vs - la méthode du DMAh (GEV)

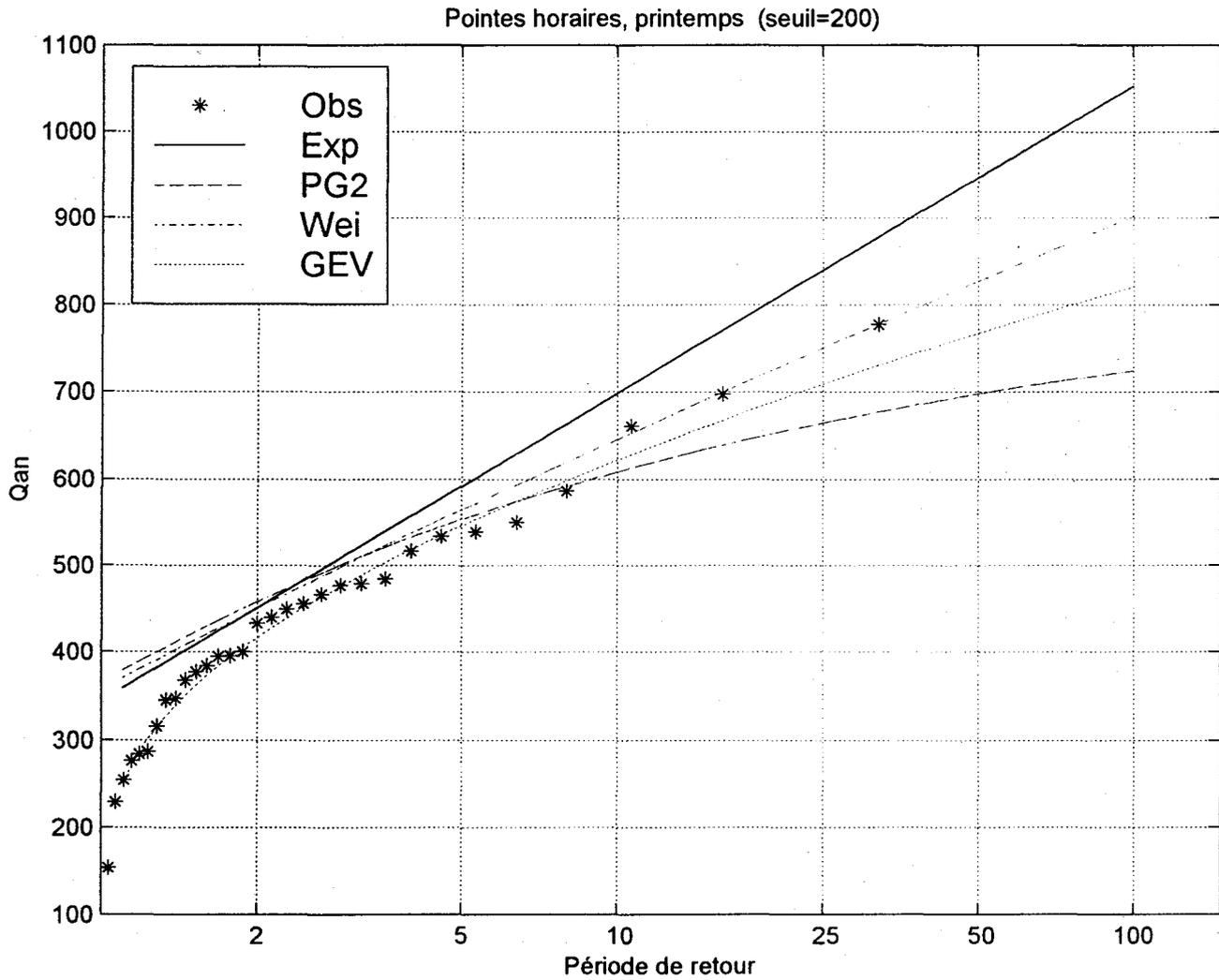


Figure 70 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de 200 m³/s)
 - vs - la méthode du DMAh (GEV)

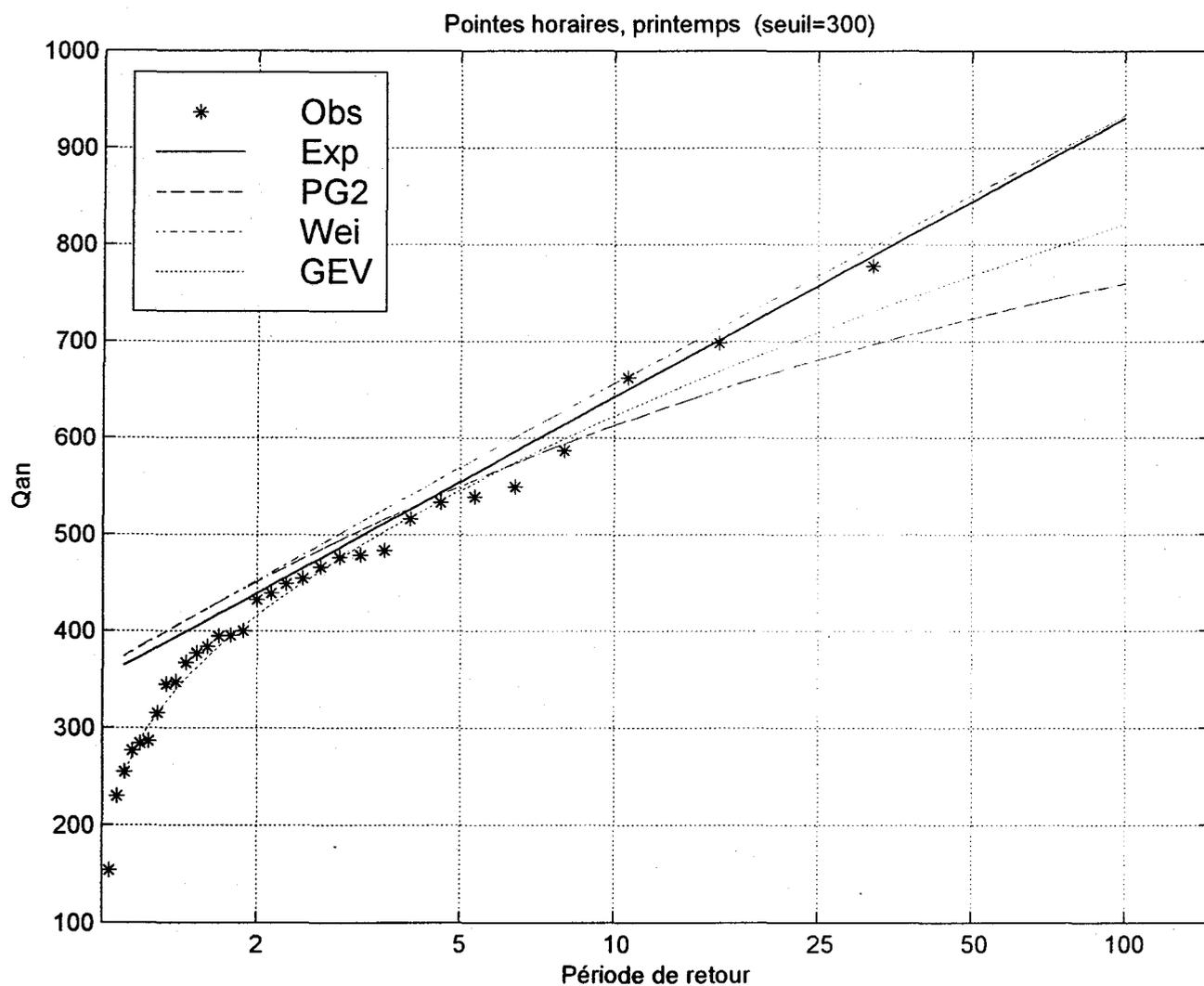


Figure 71 : Ajustements aux pointes horaires du printemps (seuil de 300 m³/s)
- vs - la méthode du DMAh (GEV)

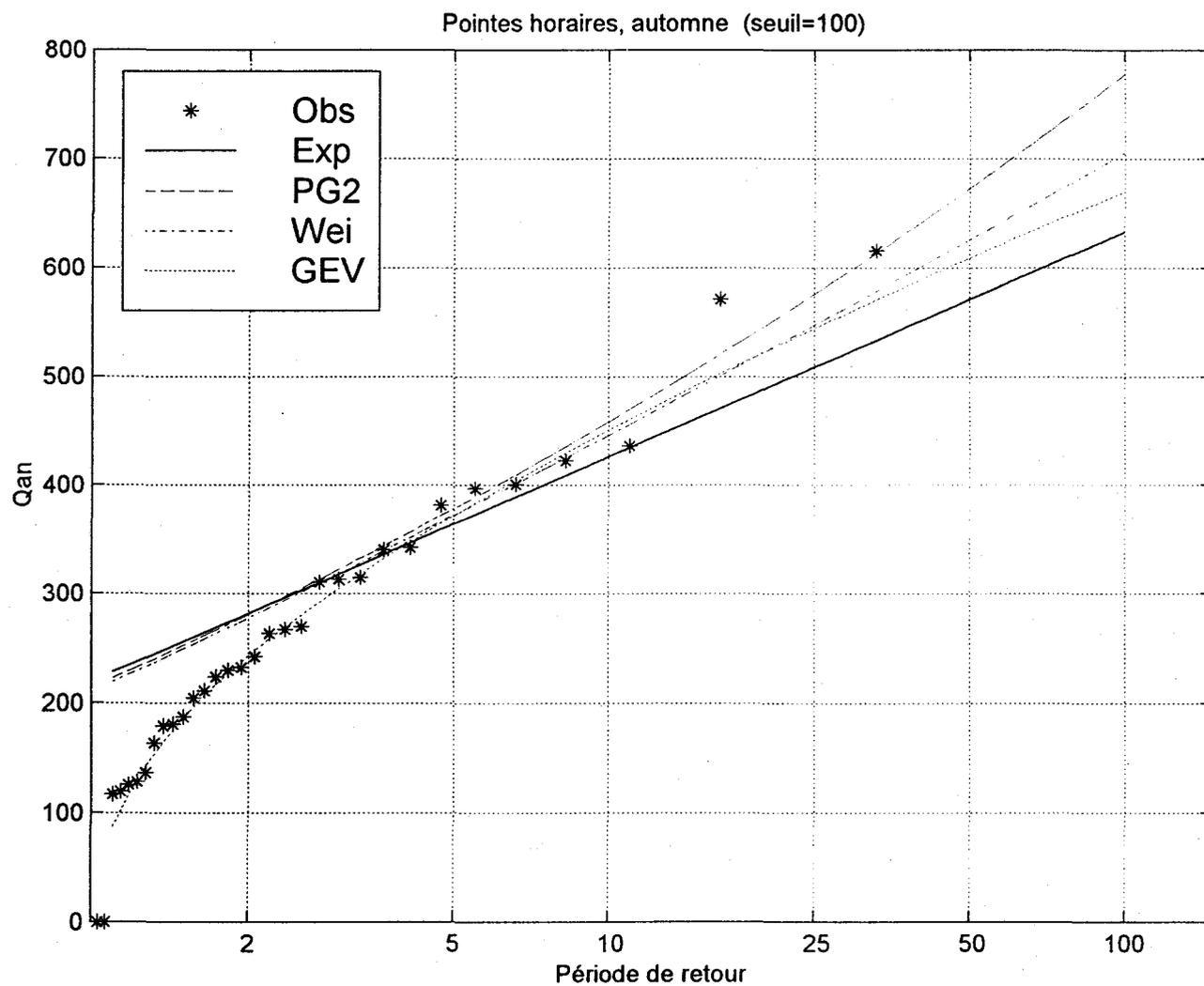


Figure 72 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 100 m³/s)
 - vs - la méthode du DMAh (GEV)

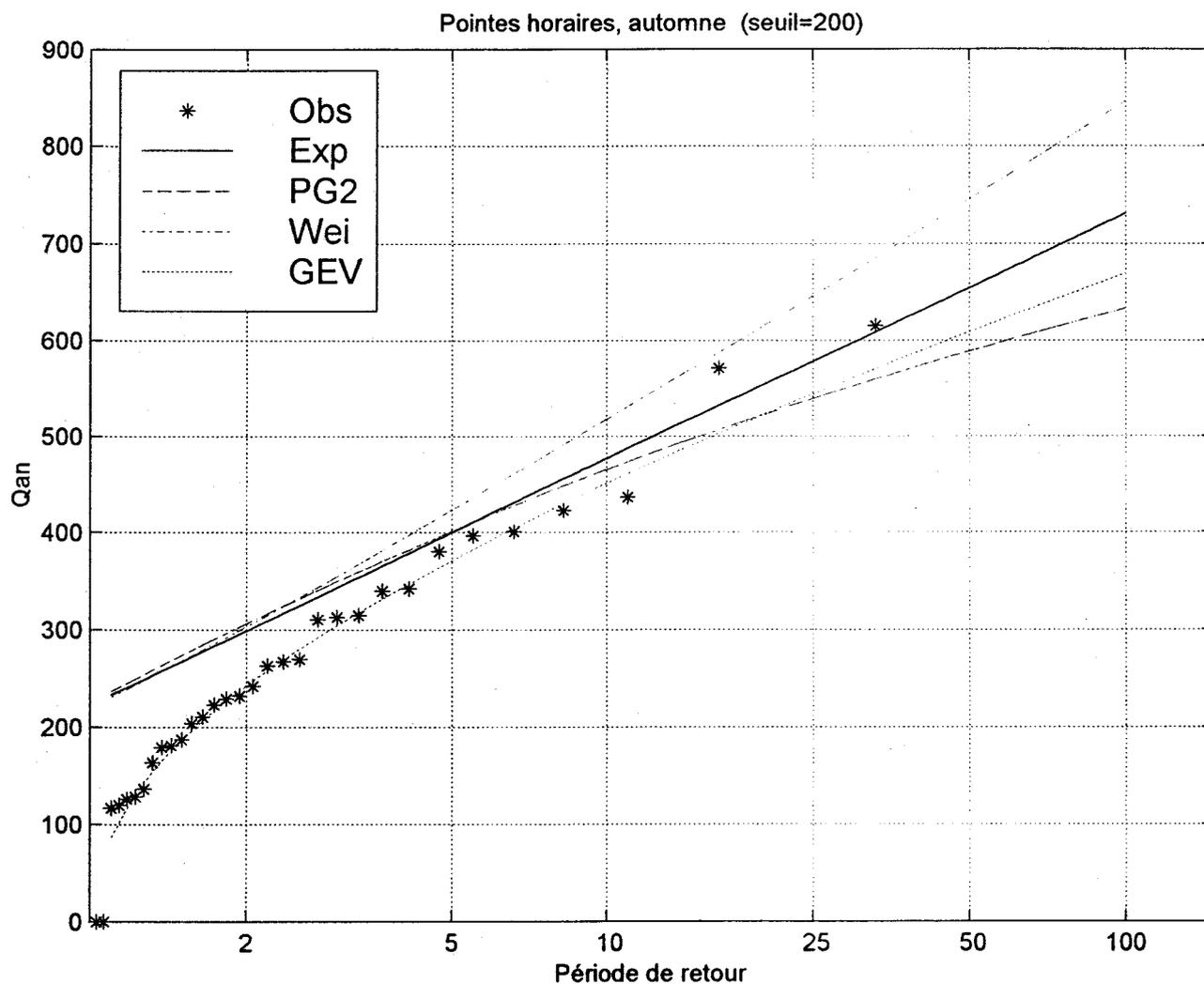


Figure 73 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 200 m³/s)
 – vs - la méthode du DMAh (GEV)

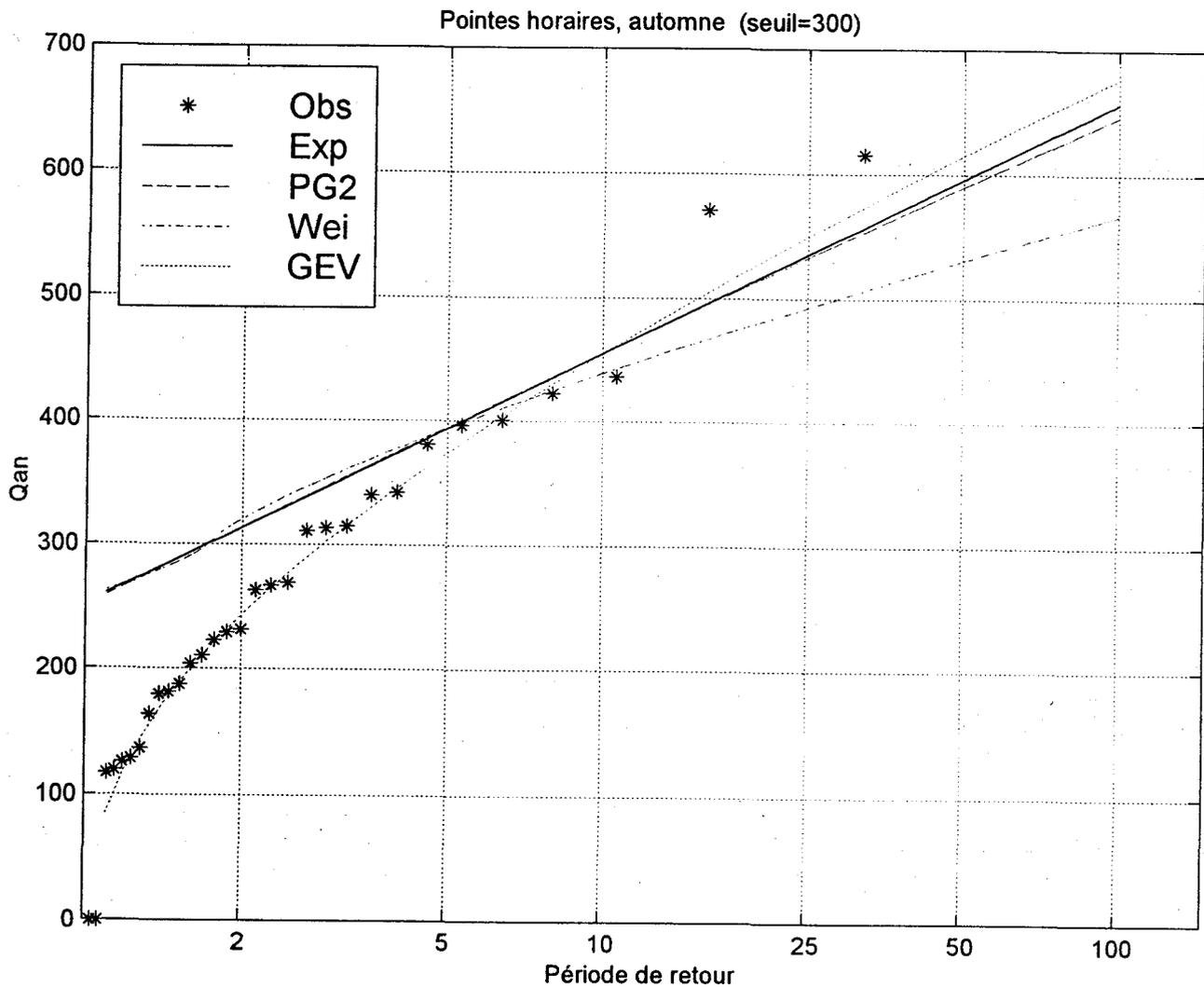


Figure 74 : Ajustements aux pointes horaires de l'été-automne (seuil de 300 m³/s)
 - vs - la méthode du DMAh (GEV)