#### Université du Québec INRS – Centre Eau Terre et Environnement

# CONTRIBUTION EN VUE DU RÉAMÉNAGEMENT INTÉGRÉ MULTIFONCTIONNEL DU TRONÇON DES ÎLETS (PRISE D'EAU) DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY

Par Ambroise Percheron

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

Jury d'évaluation

Examinateur interne

André Saint Hilaire, INRS-ETE

Examinateur externe

Alain Viau,

Faculté de foresterie et géomatique Département des Sciences géomatiques

Université Laval

Directeur de recherche

Michel Leclerc, INRS-ETE

<sup>©</sup>droits réservés de Ambroise Percheron, 2006

#### **RESUME**

La rivière Montmorency et son bassin versant font l'objet d'une gestion intégrée inscrite dans le cadre de la Politique nationale de l'eau. Ce principe de gestion multisectorielle de la ressource qui vise la conciliation et la polyvalence des usages est, dans cette recherche, décliné à l'échelle réduite d'un tronçon dans un contexte de restructuration de la station de prélèvement en eau potable des Îlets située dans le secteur des Trois-Saults de la rivière.

La réhabilitation hydraulique du tronçon, dont la principale intervention est liée à la réouverture d'un ancien bras secondaire (dit « fossé de ceinture ») servant actuellement de réserve stratégique pour la prise d'eau, doit assurer la conciliation des différents enjeux du bassin et du tronçon; ceux-ci sont la sécurité par rapport aux aléas naturels, la protection de l'environnement ainsi que l'accessibilité au public, soit ceux identifiés au Plan directeur de l'eau préparé par le Conseil de Bassin de la Rivière Montmorency (CBRM). Les outils de simulation hydrodynamique facilitent la prévision des conditions hydrauliques dans ce bras de rivière dans l'hypothèse de l'arasement des digues qui le ferment à l'amont et à l'aval. Habituellement utilisée à des fins de caractérisation du milieu, notamment pour les courants et les niveaux d'eau, la modélisation est le moyen favorisé pour l'analyse préliminaire des conséquences d'un tel projet, le dimensionnement et la prévention des impacts les plus néfastes.

Les conséquences principales de l'ouverture du fossé de ceinture sont une diminution légère des niveaux d'eau en crue dans le cours principal de la rivière en amont, toutefois insuffisante pour réduire les risques d'inondations pour les résidences vulnérables aux débordements du *Rigolet*. En revanche, à l'aide d'aménagements localisés et adaptés, la bonne qualité potentielle des habitats aquatiques peut être assez facilement optimisée. Les phases biologiques de fraie et d'alimentation des juvéniles de l'omble de fontaine (*Salvelinus fontinalis*) peuvent donc être favorisées dans le secteur. Les aménagements proposés considèrent également le maintien de l'infrastructure principale existante (bassins) dans le cas d'épisodes de crue centennale.



# TABLE DES MATIERES

R	ESUME	Ш
T	ABLE DES MATIERES	V
L	ISTE DES FIGURES	VII
	ISTE DES TABLEAUX	
1	INTRODUCTION	I
	1.1 TRONÇON À L'ÉTUDE	
	1.2 PROBLÉMATIQUE	
	1.3 OBJECTIFS	6
2	MÉTHODOLOGIE	7
3	HYDRODYNAMIQUE DU TRONÇON À L'ÉTUDE	.11
	3.1 Hydrologie	. 11
	3.1.1 Acquisition des données hydrométriques	. 11
	3.1.2 Validation des hypothèses	
	3.1.3 Estimation des quantiles de crues	
	3.2 ANALYSE HYDRAULIQUE UNIDIMENSIONNELLE DU FOSSÉ DE CEINTURE	
	3.2.1 Configuration actuelle	
	3.2.2 Modélisation préliminaire du projet d'ouverture du fossé de ceinture	
	3.3 ETUDE HYDRODYNAMIQUE BIDIMENSIONNELLE (2D) DU SECTEUR DES ÎLETS	
	3.3.1 Le modèle hydrodynamique	
	3.3.2 Modèle numérique de terrain	
	3.3.3 Validation des données	. 38
	3.4 ANALYSE DES CONDITIONS D'ÉCOULEMENT ET ALÉAS D'INONDATION À L'EAU	
	LIBRE 40	40
	3.4.1 Conditions actuelles	
	3.4.3 Conclusion : Les impacts de l'ouverture du fossé de ceinture sur les niveaux	. 42
	d'eau aux Îlets	. 43
4	L'HABITAT DU POISSON	
	4.1 MÉTHODOLOGIE	.48
	4.2 LE MODÈLE HYDRODYNAMIQUE	
	4.3 LES MODÈLES BIOLOGIQUES UTILISÉS	
	4.3.1 Pour la période de fraie	
	4.3.2 Pour l'alimentation	
	4.4 COUPLAGE DES MODÈLES PHYSIQUE ET BIOLOGIQUE	. 59
	4.5 LIMITES DE LA MÉTHODE	. 60
	4.6 Résultats	. 62
	4.6.1 Débits simulés	. 62
	4.6.2 Configuration initiale : ouverture du fossé de ceinture, maintien du substrat en	
	place	. 64
	4.6.3 Configuration améliorée: ouverture du fossé de ceinture, modification du	
	substrat	. 71

5	DISC	USSION	83
	5.1 F	PROPOSITION D'UN AMÉNAGEMENT INTÉGRÉ	83
	5.1.1	Topographie de la section d'écoulement	83
	5.1.2	Modification du substrat	
	5.1.3	Techniques de maintien de l'aménagement	84
	5.1.4	Les conséquences prévisibles	
	5.2 F	RECONVERSION RÉCRÉOTOURISTIQUE DU SITE	
	5.2.1	Captage d'eau potable et périmètre de sécurité	97
	5.2.2	Intégration du site au projet de corridor récréotouristique le long de la	rivière
		Montmorency	98
6	CONC	CLUSION	101
7	BIBLI	IOGRAPHIE	103

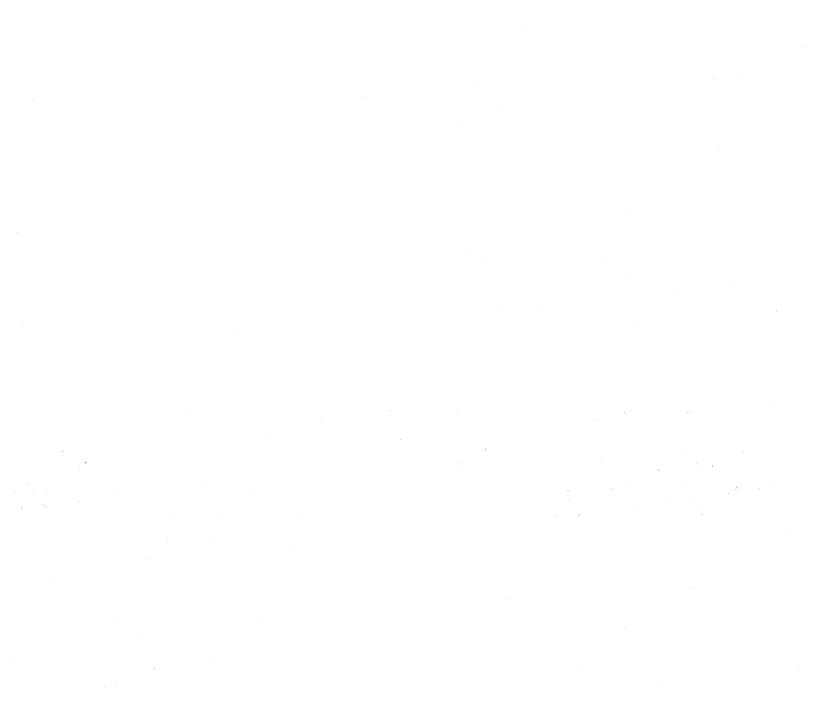
# LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : ILLUSTRATION DES PROCESSUS DE RESTAURATION ET DE RÉHABILITATION DE
RIVIÈRES URBANISÉES (MALAVOI, 2001)
FIGURE 2 : DÉBITS MOYENS DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY (PERCHERON, 2004)
FIGURE 3: HYDROGRAPHIE DU BASSIN VERSANT DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY
(PILON, 2005)
FIGURE 4 : TERMES D'ÉNERGIE DE L'ÉQUATION 5 (BRUNNER, 2002)
FIGURE 5 : MODÉLISATION HEC-RAS, LOCALISATION DES TRANSECTS (SANS
INTERPOLATION)2
FIGURE 6 : LIGNES D'EAU SIMULÉES PAR LECLERC ET AL. (1998)
FIGURE 7 : MODÉLISATION HEC-RAS DU FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 72 M³/S, VUE 3D
FIGURE 8: PROFIL EN LONG ET NIVEAU D'EAU AU PONT - 40 M <sup>3</sup> /s
FIGURE 9: NIVEAU DE SURFACE POUR UN DÉBIT DE PLEIN-BORD, EN L'ABSENCE DE PONT – 87
M <sup>3</sup> /S
FIGURE 10 : NIVEAU DE SURFACE POUR UN DÉBIT DE PLEIN-BORD, EN PRÉSENCE DU PONT - 79
M <sup>3</sup> /S
FIGURE 11: NOTATIONS DU MODÈLE DE SAINT-VENANT BIDIMENSIONNEL HORIZONTAL
(LECLERC ET AL., 2003)
FIGURE 12 : DISCRÉTISATION DES VARIABLES À L'AIDE DES ÉLÉMENTS T6L, T3, L3L ET L2
DANS HYDROSIM (LECLERC ET AL., 2003)
FIGURE 13 : TOPOGRAPHIE DU SECTEUR DES ÎLETS DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY - MISE À
JOUR DE 2005 D'APRÈS GÉOLOCATION
FIGURE 14 : MAILLAGE D'ÉLÉMENTS FINIS UTILISÉ POUR LES SIMULATIONS
HYDRODYNAMIQUES
FIGURE 15 : DÉBITS INSTANTANÉS À LA STATION HYDROMÉTRIQUE 051001, 11 MAI 200339
FIGURE 16: IMPACTS DE L'OUVERTURE DU FOSSÉ DE CEINTURE SUR LES NIVEAUX D'EAU
AUX ÎLETS, DÉBITS SIMULÉS DE 565 M <sup>3</sup> /S
FIGURE 17 : ECOULEMENT PRÉFÉRENTIEL SUR LES BASSINS AVEC OUVERTURE DU FOSSÉ DE
CEINTURE - DÉBIT SIMULÉ DE 565 M³/S
FIGURE 18 : MAILLAGE HYDRODYNAMIQUE DU SITE À L'ÉTUDE
FIGURE 19: DIAGRAMME ILLUSTRANT LES RELATIONS ENTRE LES COMPOSANTES DU
MODÈLE ET LES DIFFÉRENTES VARIABLES PHYSIQUES (RALEIGH, 1982)50
FIGURE 20 : COURBE D'INDICE D'HABITATS SELON LES VARIABLES CONSIDÉRÉES
(Raleigh, 1982)5
FIGURE 21 : AJUSTEMENTS STATISTIQUES PAR LES LOIS LOG-NORMALE ET PEARSON III DES
DÉBITS MOYENS JOURNALIERS DE SEPTEMBRE - OCTOBRE - NOVEMBRE
(STATION 051001)
FIGURE 22 : REPRÉSENTATION GRAPHIQUE DE LA TOPOGRAPHIE DU FOSSÉ DE CEINTURE
OUVERT65
FIGURE 23 : REPRÉSENTATION GRAPHIQUE DU DIAMÈTRE ÉQUIVALENT MOYEN DU
SUBSTRAT, CONFIGURATION INITIALE69
FIGURE 24 : AIRES PONDÉRÉES UTILES TOTALES ET CLASSÉES POUR LA FRAIE,
CONFIGURATION INITIALE AVEC FOSSÉ OUVERT
Figure 25 : Aires pondérées utiles relatives classées pour la fraie,
CONFIGURATION INITIALE AVEC FOSSÉ OUVERT
Figure 26 : Représentation bidimensionnelle des indices d'habitats pour la fraie
DE L'OMBLE DE FONTAINE, CONFIGURATION INITIALE
,

FIGURE 27: EQUILIBRE D'UN GRAIN POSÉ SUR LE FOND D'UN CHENAL (DEGOUTTE, 2002)72
FIGURE 28 : CARTOGRAPHIE DU SUBSTRAT MODIFIÉ PAR RAPPORT À LA CONFIGURATION
INITIALE74
FIGURE 29 : AIRES PONDÉRÉES UTILES CLASSÉES POUR LA FRAIE, CONFIGURATION
AMÉLIORÉE7
FIGURE 30 : AIRES PONDÉRÉES UTILES RELATIVES CLASSÉES POUR LA FRAIE,
CONFIGURATION AMÉLIORÉE
FIGURE 31 : REPRÉSENTATION BIDIMENSIONNELLE DES INDICES D'HABITATS POUR LA FRAIE
DE L'OMBLE DE FONTAINE, CONFIGURATION AMÉLIORÉE
FIGURE 32: AIRES PONDÉRÉES UTILES ABSOLUES ET RELATIVES CLASSÉES POUR
L'ALIMENTATION DE L'OMBLE DE FONTAINE - CONFIGURATION AMÉLIORÉE79
FIGURE 33 : REPRÉSENTATION BIDIMENSIONNELLE DES INDICES D'HABITATS POUR
L'ALIMENTATION DE L'OMBLE DE FONTAINE - CONFIGURATION AMÉLIORÉE8
FIGURE 34 : SCHÉMA DE STRUCTURES STABILISATRICES DU LIT DU FOSSÉ DE CEINTURE80
FIGURE 35 : FACTEURS DÉTERMINANT LE CHOIX D'UNE MÉTHODE DE STABILISATION
(Lachat, 1986)88
FIGURE 36 : CARACTÉRISTIQUES DES BERGES DU FOSSÉ DE CEINTURE, AOÛT 200590
FIGURE 37: DIAMÈTRE CALCULÉ DES BLOCS DE LA PROTECTION DE BERGE PAR
ENROCHEMENTS93
Figure 38 : Profil en long du fossé de ceinture et ligne d'eau pour un débit
SIMULÉ DE 87 M³/s95

# LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: QUANTILES DE CRUES SELON LECLERC ET AL. (2003) RAPPORTÉS AU SITE ÉTUDIÉ.	17
TABLEAU 2 : VALEURS DES COEFFICIENTS DE MANNING ATTRIBUÉS PAR TRANSECT	23
Tableau 3 : Statistiques de débits moyens journaliers de septembre à novembre	
(STATION 051001)	51
TABLEAU 4 : CONDITIONS AUX LIMITES IMPOSÉES SELON LES DÉBITS SIMULÉS DE LA PÉRIODE	
SEPTEMBRE - NOVEMBRE	64



# LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1: VISUALISATION TRIDIMENSIONNELLE DE LA TOPOGRAPHIE DES ÎLETS	. 109
ANNEXE 2 : COEFFICIENT DE CORRÉLATION SUR LES RANGS DE SPEARMAN	.110
ANNEXE 3 : CARTE DE LA RUGOSITÉ HYDRAULIQUE DU SECTEUR (N DE MANNING)	.111
ANNEXE 4 : Calibrage du modèle à 98 m³/s, comparaison des niveaux d'eau	
OBTENUS PAR PHOTOGRAMMÉTRIE ET PAR SIMULATION HYDRODYNAMIQUE	112
ANNEXE 5 : Topographie modifiée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de	
CEINTURE	.113
ANNEXE 6 : ESTIMATION DE LA QUALITÉ DES HABITATS D'OMBLES DE FONTAINE DANS LES	
DIFFÉRENTES STATIONS CARACTÉRISÉES DE LA PORTION INFÉRIEURE DU BASSIN	
VERSANT (PILON, 2004)	114
ANNEXE 7: Tracé potentiel et site d'intérêts à mettre en valeur (CBRM, 2005)	115
ANNEXE 8 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ, DÉBIT DE 98 M³/S	
ANNEXE 9 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ, DÉBIT DE 325 M³/S	
ANNEXE 10 : Niveau de surface simulé, Débit de 565 m³/s	
ANNEXE 11 : Niveau de surface simulé, Débit de 615 m³/s	122
ANNEXE 12 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ, DÉBIT DE 760 M³/S	123
ANNEXE 13 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 325 M³/S	127
ANNEXE 14 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 565 M³/S	128
ANNEXE 15 : NIVEAU DE SURFACE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
fossé de ceinture, Débit de 615 m³/s	129
ANNEXE 16 : Profondeur simulée, Débit de 565 m³/s	
ANNEXE 17 : Profondeur simulée, Débit de 615 m³/s	134
ANNEXE 18 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de	
CEINTURE, DÉBIT DE 325 M³/s	137
ANNEXE 19 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de	
CEINTURE, DÉBIT DE 565 M³/s	138
ANNEXE 20 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de	
CEINTURE, DÉBIT DE 615 M³/s	139
ANNEXE 21 : Module de vitesse simulé, Débit de 325 m³/s	
ANNEXE 22 : Module de vitesse simulé, Débit de 565 m³/s	
ANNEXE 23 : Module de vitesse simulé, Débit de 615 m³/s	145
ANNEXE 24 : MODULE DE VITESSE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 325 M <sup>3</sup> /S	149
ANNEXE 25: MODULE DE VITESSE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 565 M³/S	150
ANNEXE 26 : MODULE DE VITESSE SIMULÉ DANS L'HYPOTHÈSE D'UNE OUVERTURE DU	
FOSSÉ DE CEINTURE, DÉBIT DE 615 M³/S	151
ANNEXE 27 : DOMAINE D'APPLICATION DES PROTECTIONS VÉGÉTALES SUR LES BERGES	
(LACHAT, 1994)	152

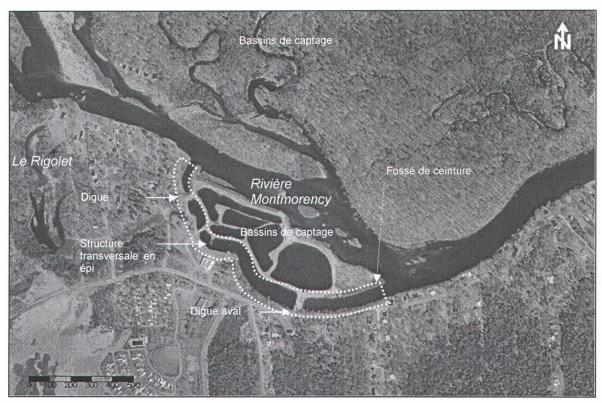
-		
	•	
	,	

#### 1 INTRODUCTION

### 1.1 Tronçon à l'étude

Le site d'étude est localisé sur le cours de la rivière Montmorency, dans la partie inférieure du bassin versant. Plus précisément, le terrain concerné est celui sur lequel est implantée la station de pompage des Îlets qui se situe à hauteur de la rue des Trois-Saults, dans l'arrondissement Beauport de la ville de Québec. Le bras de rivière à l'étude, nommé fossé de ceinture ou bassin #7, est quant à lui délimité par la rive droite de la rivière et le lac des Petites Îles, un secteur anastomosé du cours d'eau sur lequel ont été mis en place les bassins collectant l'eau de surface. La rivière Montmorency est en effet l'une des sources majeures d'approvisionnement en eau potable pour l'arrondissement. L'eau brute est actuellement prélevée directement dans la rivière. Elle est ensuite redistribuée dans ces bassins aménagés en vases communicants, et munis d'un lit de sable dont la granulométrie est établie pour favoriser la filtration naturelle. L'eau ainsi emmagasinée et filtrée est ensuite acheminée vers le poste de pompage pour recevoir un traitement de désinfection avant d'être livrée. Les dysfonctions, les rendements insuffisants de ce système et sa vulnérabilité aux aléas d'embâcle et d'inondation à l'eau libre sont à l'origine de son obsolescence. A court terme, il est donc prévu que les installations en place soient progressivement remplacées par des infrastructures de prélèvement sous-fluvial (Paniconi et al., 2005). Il est toutefois prévu que les bassins existants puissent continuer à jouer un rôle de réserve stratégique en cas de défaillance d'autres organes prévus au réaménagement.

Le fossé de ceinture mesure dans sa totalité, c'est-à-dire du point de dérivation du cours principal à sa confluence avec la rivière, près de 750 mètres linéaires pour une largeur pouvant atteindre 30 m à l'aval. Une étude hydraulique préliminaire permet d'évaluer un débit de plein-bord de 87 m³/s environ (*cf.* 3.2). Ce chenal artificiel est présentement isolé du cours principal de la rivière Montmorency par deux digues, l'une dite "fusible" à l'aval, et une autre intégrant un système de vannes à l'amont [Photographie 1].



Photographie 1 : Photographie aérienne du secteur des Îlets

#### 1.2 Problématique

En requérant le rehaussement de son profil vertical à la cote 157 m, l'aménagement en 1986-87 d'une île au milieu du cours de la rivière en vue d'y créer des bassins de filtration a favorisé l'écoulement principal au détriment de celui du fossé de ceinture et des zones inondables qu'on y retrouvait. Deux digues, à l'amont et à l'aval du secteur, isolent le fossé de ceinture du lit mineur de la rivière. La conséquence principale de cette rupture de la continuité de l'écoulement est, à plus ou moins long terme, une fermeture du milieu, une accumulation de matière organique et de sédiments et l'isolement écologique de ce tronçon. L'isolement du bras de rivière peut donc contribuer à une dégradation locale de la qualité de l'eau. Le mode de captage d'eau potable étant actuellement en cours de révision, la question se pose maintenant sur le devenir de ce bras isolé, et par extension, sur les bassins eux-mêmes après la mise en place des nouvelles infrastructures de prélèvement (Paniconi et *al.*, 2005). La réhabilitation envisagée pourrait donc avoir pour objectif principal le rétablissement d'un écoulement dynamique dans ce secteur, dans une perspective de préservation, voire

d'amélioration des habitats aquatiques. En complément, l'évaluation du potentiel récréotouristique du site est également à envisager.

Il convient au préalable de définir exactement les objectifs de ces travaux. La restauration consiste à assister les composantes et/ou les processus biotiques et abiotiques d'un écosystème pour leur permettre de retrouver leur état antérieur aux interventions pénalisantes (Malavoi, 2001). Cet état initial est généralement inconnu bien qu'un bras similaire de rivière sur la rive gauche dans le même secteur puisse cependant constituer un point de comparaison intéressant. Dans certains cas, le caractère partiellement irréversible des aménagements existants ne permet pas d'envisager raisonnablement un retour à une situation naturelle antérieure; on parle alors plutôt de réhabilitation, qui consiste en un retour partiel à une situation structurale et/ou fonctionnelle pré-perturbation (Malavoi, 2001). À l'évidence, le tronçon des Îlets est appelé à servir longtemps à l'approvisionnement en eau potable et certains organes existants ou à venir ne permettent pas d'envisager une restauration intégrale du site à l'état prévalant avant la construction en 1986.

La fermeture du fossé de ceinture lors de l'installation de la prise initiale d'eau potable dans ce secteur s'est accompagnée d'un arrêt de la dynamique du tronçon de rivière, contrairement au cours principal qui a poursuivi ses modifications au gré des variations de débit. L'écoulement est donc nul tant que les débits de la rivière Montmorency ne permettent pas d'atteindre des niveaux de surface supérieurs à la cote des digues ou des bassins (environ 157 m du niveau moyen des mers ou NMM). Un léger apport d'eau supplémentaire est cependant assuré par les trop-pleins des bassins de captage. L'une des conséquences est également la formation d'un bras mort à l'aval de la digue [Photographie 1], sensible à la sédimentation de particules fines et à l'augmentation des températures d'eau en été. Le rétablissement d'un écoulement dynamique après élimination des digues génèrerait donc de nouvelles conditions hydrauliques sur l'ensemble du secteur dont il faut au préalable identifier les conséquences, favorables ou néfastes.

En accord avec les objectifs du Plan Directeur de l'Eau (PDE) établi par le Conseil de Bassin de la Rivière Montmorency (CBRM, 2005) dans le cadre de la Politique nationale de l'eau (Environnement Québec, 2002), les différents objectifs de cette étude sont répartis dans chacune de ses priorités à savoir : la qualité et la quantité de l'eau, la sécurité par rapport aux aléas naturels et l'accessibilité/mise à disposition du public. Dans chacun de ces thèmes,

une part importante de notre analyse du rétablissement d'un écoulement dynamique repose sur une analyse hydrodynamique globale du secteur des Îlets en fonction du débit et des aménagements actuels ou potentiels.

Sur le plan qualitatif, la présence des digues "amont" et "aval" et un faible débit excédentaire ont pour conséquence principale un maintien d'un niveau d'eau surélevé par rapport aux conditions naturelles antérieures (milieu lotique) et une stagnation de l'eau (milieu lentique). Ces conditions sont particulièrement propices à la sédimentation, d'une part, et à plus long terme au développement de la végétation aquatique en l'absence de l'entretien lié à l'exploitation de la station de pompage. En effet, le site étant totalement à découvert, l'effet direct du rayonnement solaire et atmosphérique et le réchauffement de l'eau également favorisés par la réduction de l'écoulement constituent des conditions favorables au développement végétal dans le tronçon. Cependant, la quasi-absence de végétaux en rives, gauche principalement, limite les apports en matière organique externe et à terme la disponibilité de substances nutritives liée à la décomposition végétale.

Le rétablissement d'un écoulement dynamique dans le fossé de ceinture est donc un moyen de réduire le temps de séjour de l'eau dans le secteur afin d'en accélérer le renouvellement. Par ailleurs, l'oxygénation de l'eau pourrait facilement être favorisée par la mise en place de structures génératrices de turbulences (blocs, micro-seuils etc.). La qualité des habitats aquatiques en général pourrait donc être vraisemblablement améliorée en rétablissant l'écoulement. Il va sans dire que l'installation de certains aménagements pourrait contribuer à la création de nouveaux habitats favorables aux différentes espèces aquatiques, notamment à l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis), une espèce très prisée pour la pêche sportive dans la rivière Montmorency (Pilon, 2004).

Les aspects quantitatifs du sujet concernent essentiellement la disponibilité de la ressource en eau. Les conduites sous-fluviales de prélèvement d'eau destinée à la consommation en eau potable vont être localisées dans le cours principal de la rivière à l'amont des bassins de captage, c'est-à-dire au niveau de la dérivation vers le bassin #7 (Paniconi et al., 2005). Les conséquences du rétablissement hydrodynamique du fossé sont, pour l'instant, inconnues et doivent être identifiées et analysées. Néanmoins, l'étude de faisabilité du procédé mentionnée ne prend en compte que le cas d'un étiage sévère de la rivière (4 m³/s) (correspondant à un débit inférieur au 7Q2 hivernal (Percheron, 2004)), ce qui

laisse supposer que les impacts sur l'aspect quantitatif de l'approvisionnement en eau sont inexistants.

Au niveau sécuritaire, plusieurs problématiques sont présentes sur le site des Îlets. En effet, le secteur est reconnu pour ses inondations, tant à l'eau libre que par embâcles (Leclerc et al., 1998; Leclerc et al., 2000). La dernière inondation de décembre 2004 s'est en effet produite suite à un embâcle suivi d'un débordement du bras du Rigolet combiné à un disfonctionnement de la vanne ballon supposée évacuer le trop plein d'eau. La réhabilitation de la zone devra donc en priorité ne pas aggraver les risques par une quelconque augmentation des probabilités de débordement.

Par ailleurs, l'augmentation des vitesses induites par la remise en activité du bras augmente la force tractrice de l'eau. Le pouvoir érosif du cours d'eau s'en trouve donc augmenté. Une attention particulière devra donc être portée sur le maintien de la structure des berges tant chez les riverains localisés à proximité qu'au périmètre externe des bassins de captage existants dans l'hypothèse de leur conservation.

Les berges de ce tronçon sont principalement constituées d'enrochements de faible diamètre (typiquement 10-20 cm), assurant une stabilité minimale dans les conditions hydrauliques actuelles, mais vraisemblablement insuffisante en cas de rétablissement de conditions dynamiques d'écoulement, surtout en période de crue. Une augmentation des débits, et par conséquent des vitesses d'écoulement pourrait sévèrement altérer ces berges qui constituent, rappelons-le, la protection du périmètre des digues individualisant les bassins adjacents. Le maintien de la structure des berges après le rétablissement des conditions hydrauliques dynamiques devra donc être pris en considération.

Enfin, la ré-ingénierie de la prise d'eau potable de la station des Îlets devrait vraisemblablement s'accompagner d'un arrêt de l'utilisation des infrastructures déjà existantes et éventuellement d'un rétablissement de l'accessibilité au public. Les bassins en particulier seront réduits à un rôle de soutien conjoncturel durant les périodes de forte pointe de consommation. La question se pose donc à terme quant à leur devenir et leur reconversion. Il semble judicieux d'intégrer ce site dans les projets d'accessibilité de la rivière au public. Ceci est d'autant plus pertinent qu'un projet de développement de couloir linéaire le long de la

Montmorency (CBRM, 2005) est à l'étude et constitue par ailleurs l'un des objectifs du Plan Directeur de l'Eau mis en place par le CBRM.

# 1.3 Objectifs

Dans le contexte existant, et en tenant compte des approches relatives à la gestion intégrée par bassin versant et par extension, à l'échelle du tronçon, les objectifs principaux de cette recherche peuvent être résumés de la façon suivante :

- 1) Identifier les problématiques concernant le secteur des Îlets
- 2) Analyser les conséquences hydrauliques d'une ré-ouverture du fossé de ceinture
- 3) Évaluer le potentiel d'habitats aquatiques pour l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis)
- 4) Proposer des interventions optimisant les habitats aquatiques
- 5) Prévenir les risques d'érosion de berges ou du fond
- 6) Proposer un aménagement intégré répondant au mieux à chacune des problématiques

#### 2 MÉTHODOLOGIE

Après l'adhésion en 1996 du Québec à la charte du réseau international des organismes de bassin, la gestion de l'eau par bassin versant fut intégrée aux nouvelles orientations gouvernementales. En offrant une solution adaptée à la gestion sectorielle de l'eau, elle constitue un axe d'intervention majeur de la Politique Nationale de l'Eau, adoptée en 2003 par le gouvernement du Québec (Environnement Québec, 2002).

Ce mode de gestion se caractérise d'abord par une approche territoriale, soit le bassin versant des cours d'eau, des lacs ou des baies. Il vise aussi une prise en compte globale des attributs de l'eau, des écosystèmes aquatiques ainsi que des usages qu'en font l'ensemble des acteurs, pour une efficience accrue des politiques, des programmes et des projets divers. La gestion par bassin versant vise la concertation de l'ensemble des acteurs de l'eau concernés. Elle permet d'assurer une meilleure intégration des multiples intérêts, usages, préoccupations et moyens d'actions des forces vives du milieu, dans une perspective de développement durable (CAGEB, 2001; Percheron, 2004).

La gestion intégrée de l'eau consiste donc en une harmonisation des mesures de protection et d'utilisation de la ressource. Ce principe peut cependant s'appliquer à différentes échelles. En effet, que ce soit à l'échelle du bassin versant, du cours d'eau, du tronçon ou même du site particulier, l'existence de multiples contraintes s'exerçant sur la ressource en eau contrarie son utilisation partagée (Rocha, 2006). Les moyens mis en œuvre pour l'application concrète d'une telle méthode sont habituellement de deux types (Rocha, 2006):

- A l'échelle du bassin versant en intervenant sur les processus hydrologiques
- A l'échelle du tronçon en protégeant, en assurant et améliorant les conditions hydro-morphologiques locales

Cette recherche s'intègre donc dans une gestion intégrée de la ressource en eau à une échelle locale en proposant des solutions favorisant ses différents usages, dans le contexte particulier de la remise en fonctionnement d'un bras de rivière condamné. Cette remise en état du tronçon de rivière dans un état hydraulique fonctionnel (tendant à reconstituer la situation antérieure aux perturbations) entre dans un principe de réhabilitation de cours d'eau.

La restauration de cours d'eau consiste à assister les processus biotiques et abiotiques d'un écosystème pour retrouver un état préalable aux interventions pénalisantes (Malavoi, 2001). Dans la plupart des cas, cet état est inconnu ou les opérations effectuées sont irréversibles (Malavoi, 2001; Rocha, 2006). Dans notre configuration, le rétablissement d'un écoulement dynamique tendrait certes à rétablir les conditions hydrauliques d'origine du site, mais les aménagements existants et le besoin de maintenir, du moins partiellement, la fonction d'emmagasinement des infrastructures actuelles nous portent à conclure a priori qu'un retour partiel à une situation structurale fonctionnelle est plus réaliste. La distinction est par ailleurs faite avec la restauration en qualifiant cette action de réhabilitation [Figure 1]. Les propos émis par Rocha (2006) confirment le fait qu'une réhabilitation est un acte tout à fait adapté aux rivières urbanisées, où un retour complet aux conditions naturelles est la plupart du temps inenvisageable de manière réaliste.

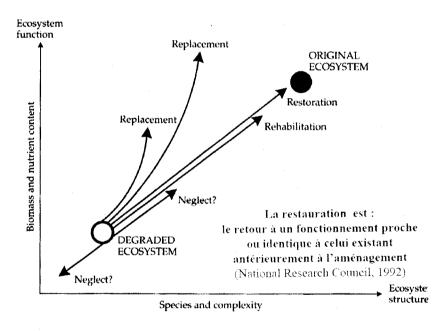


Figure 1 : Illustration des processus de restauration et de réhabilitation de rivières urbanisées (Malavoi, 2001)

La méthodologie est inspirée du guide Stream Habitat Restoration Guidelines, développé en 2004 dans le cadre du Aquatic Habitat Guidelines (AHG) Program. AHG est le résultat d'un effort conjoint de différents intervenants dont le Washington Department of Fish and Wildlife, Ecology, Transportation, and Natural Resources, le U.S. Army Corps of Engineers (USACE); le U.S. Fish and Wildlife Service et le Interagency Committee for

Outdoor Recreation (Saldi-Caromile et al., 2004). Plutôt axée sur la réhabilitation des habitats aquatiques, cette méthode est élargie dans le cadre de cette étude à d'autres domaines spécifiques au secteur. Les étapes principales de la méthodologie appliquée sont les suivantes :

- 1) Identification du problème et de ses causes
- 2) Définition d'objectifs réalistes
- 3) Développement d'indicateurs/outils performants pour l'évaluation du programme
- 4) Identification des actions à mener
- 5) Evaluation des résultats du projet et réajustements

Les deux premières parties réalisées lors de la phase préliminaire de ce projet ont déjà été présentées dans le chapitre précédent (Chapitre 0). Suite à la définition des différentes problématiques et des objectifs à atteindre, la phase d'évaluation du programme de réhabilitation est effectuée par l'étude hydrodynamique du tronçon. Les outils à disposition sont les logiciels de modélisation hydrodynamique uni- et bi-dimensionnels (1D-2D). Ces outils sont en effet essentiels à l'identification préliminaire des multiples impacts d'un rétablissement de l'écoulement dans le fossé de ceinture. L'ouverture du fossé de ceinture par arasement des digues est donc appliquée directement au modèle numérique de terrain afin d'en évaluer virtuellement les conséquences. La méthodologie spécifique à l'utilisation des outils de modélisation numérique est développée dans la partie correspondante (Chapitre 3). L'analyse des premiers résultats de modélisation conduit à l'identification des principales actions à mener. L'un des objectifs est l'amélioration et/ou la création d'habitats aquatiques favorables à la fraie et à l'alimentation de l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis). Les outils de modélisation étant déjà fonctionnels et adaptés au site à l'étude, la méthode des microhabitats semble particulièrement adaptée (Chapitre 4). L'ensemble des principes et de la méthodologie est développé en détail dans la section 4.1. Contrairement aux utilisations conventionnelles de la méthode dans la caractérisation du milieu (Souchon et al., 1989; Pouilly et Souchon, 1994; Shirvell, 1989) ou la détermination de débits réservés (Boudreau et al., 2004; Sabaton et Miquel, 1993), la méthode des microhabitats est, dans cette étude, préliminaire aux travaux en apportant de nombreux éléments nécessaires à la réflexion. Tous les outils d'analyse appliqués au contexte de l'ouverture du fossé de ceinture constituent un

ensemble d'informations cohérentes permettant de prévoir les conséquences principales d'un tel projet. Des aménagements, intégrant les connaissances disponibles, sont proposés afin de répondre de façon adéquate aux objectifs initiaux du projet (Section 5.1). Les techniques appliquées ici dans l'identification et le dimensionnement des infrastructures à mettre en place (protection de berges, stabilisation du lit *etc.*) sont inspirées de Lachat (1999) et Degoutte (2002) qui présentent tous deux des méthodes ayant déjà fait leurs preuves dans leur domaine respectif à plusieurs reprises. La phase d'évaluation des résultats et de réévaluation proposée par la méthode de réhabilitation de cours d'eau de Saldi-Caromile et *al.* (2004) est bien entendu postérieure à la réalisation concrète du projet et par conséquent, à cette étude préliminaire. L'évaluation économique du projet constituerait la prochaine étape si le principe était retenu. Le dimensionnement rigoureux des propositions effectuées dans cette présente étude devra donc être réalisé à ce moment.

# 3 HYDRODYNAMIQUE DU TRONÇON À L'ÉTUDE

### 3.1 Hydrologie

#### 3.1.1 Acquisition des données hydrométriques

Comme toutes les rivières se jetant en rive gauche du fleuve Saint-Laurent, la rivière Montmorency possède un régime hydrologique dont la représentation graphique des débits moyens journaliers reportés sur une base mensuelle présente un maximum en avril-mai [Figure 2]. Le temps de réponse du bassin versant est relativement court : une douzaine d'heures en moyenne. Cela s'explique par la taille réduite de son bassin versant (1100 km²), ses fortes pentes, sa forme allongée et surtout sa faible capacité de rétention. En effet, malgré un couvert végétal important, les profils pédologiques montrent des horizons peu profonds et la présence de nombreux affleurements rocheux (Les Consultants BPR, 1994).

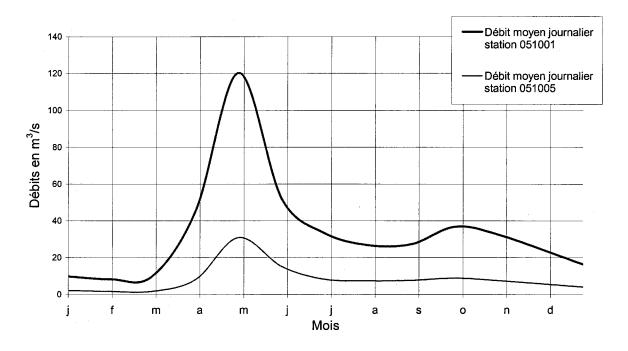


Figure 2 : Débits moyens de la rivière Montmorency (Percheron, 2004)

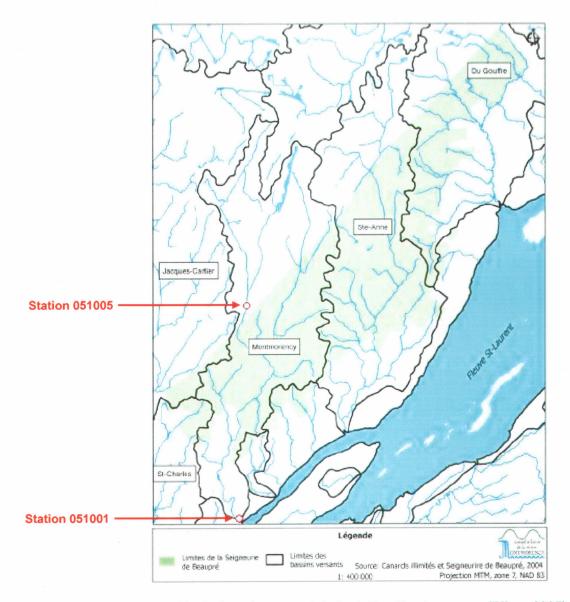


Figure 3 : Hydrographie du bassin versant de la rivière Montmorency (Pilon, 2005)

La station hydrométrique 051001 est située sur la rivière Montmorency à 0,6 km en aval des Marches Naturelles, près de l'embouchure de la rivière au fleuve Saint-Laurent [Figure 3]. Cette station peut-être assimilée à l'exutoire d'un bassin versant d'une superficie de 1100 km². La série temporelle utilisée par la suite regroupe les débits moyens journaliers corrigés (par opposition aux débits bruts où les effets de glace et de refoulement n'ont pas été pris en compte) de 1925 à 1939 sur la base de deux relevés quotidiens, puis depuis 1964 sur la base de relevés aux quinze minutes en continu. A noter que la série de 1980 est incomplète. Dans le cadre de cette analyse où les données associées aux épisodes de crues seront utiles, les débits instantanés maximaux doivent être considérés. La série de données utilisée

comprend donc uniquement les mesures postérieures à 1964. Dans le cadre de l'étude des débits moyens durant la période de fraie de l'omble de fontaine, l'ensemble des données pourront être utilisées.

Avant l'exploitation des relevés de débits, il convient de s'assurer d'une part de l'homogénéité des conditions de mesures et d'autre part de leur éventuelle dépendance à certains facteurs extérieurs autres que purement hydrologiques, anthropiques en particulier. Les vérifications portent dans un premier temps sur la constance des appareils de mesure, les modifications apportées au régime d'écoulement de la rivière et de ses tributaires par la construction et la démolition d'ouvrages ainsi que les volumes soutirés à la rivière pour différents usages.

Les débits sont déterminés aux deux stations par une relation niveau-débit. Les imprécisions dues à la lecture sont de 1% à pleine échelle et la relation niveau-débit génère des imprécisions à 5% (Les consultants BPR, 1994). À cela s'ajoutent les effets de refoulement dus à la présence d'un couvert de glace en hiver. La vérification et le calibrage par jaugeage, si nécessaire, s'effectuent environ trois fois par année. Les mesures erronées sont corrigées et celles qui sont manquantes sont estimées lorsque c'est possible.

Plusieurs infrastructures ont été installées, modifiées et démantelées sur la rivière Montmorency et ses tributaires au cours de l'histoire. Une vieille écluse de 1900 a été transformée en barrage en terre dans les années 1960. Un barrage temporaire pour retenir l'eau aux prises d'eau, construit juste au nord du secteur aval de mesure de débit dans les années 1970, a été démantelé quelques années plus tard. On note également la présence d'un barrage au fil de l'eau au lac des Neiges et d'un deuxième immédiatement en aval à l'exutoire du lac English, ce dernier ayant été démantelé dans la dernière décennie (date indéterminée). Il est généralement reconnu que les différentes modifications ayant pu avoir lieu depuis le début des relevés sont sans influence significative, du moins à l'échelle journalière, sur les mesures de la station hydrométrique à l'exutoire de la rivière Montmorency, les opérations étant au fil de l'eau (Les consultants BPR, 1994). Dans la période antérieure à l'arrêt du flottage du bois (jusqu'au début des années 60), la pratique des éclusées visant à faciliter le transit du bois flotté pouvait à l'occasion modifier transitoirement le régime d'écoulement. Cette influence est absente des données disponibles depuis 1964.

La localisation de la station 051001 est particulière puisque à l'aval :

- du barrage des Marches Naturelles
- des points d'approvisionnement en eau de consommation destinée aux arrondissements de Beauport et Charlesbourg ainsi qu'à certaines municipalités de la Côte de Beaupré puisant dans la rivière Ferrée, un tributaire de la rivière Montmorency

Le régime hydrologique naturel du cours d'eau peut sensiblement être influencé par l'exploitation de la centrale hydroélectrique des Marches Naturelles (Boralex). L'ouvrage régulateur est un barrage au fil de l'eau construit en 1908 et restauré dans les années 90. Si les impacts à l'aval peuvent être non négligeables sur les débits minimaux, ils sont en revanche sans aucune influence sur les débits moyens et supérieurs. De plus, par le principe de conception de l'ouvrage en lui-même, le niveau d'eau est maintenu au-delà de sa limite naturelle. L'augmentation du niveau d'eau créé par la retenue (et par conséquent de la pression hydrostatique s'exerçant sur les berges et le fond) peut provoquer une augmentation des écoulements dans les interstices calcaires. Les "pertes" associées aux infiltrations karstiques peuvent atteindre 3 m³/s et ne sont pas compilées à l'exutoire (Percheron, 2004). Les débits infiltrés ne constituent pas au final un facteur d'influence perceptible sur les débits moyens journaliers et de crue.

De la même façon, les prélèvements en eau potable combinés du poste des Îlets et de l'ouvrage A desservant Charlesbourg étant en moyenne inférieurs à 1 m³/s, on peut considérer que ces derniers n'ont aucune répercussion sensible sur les mesures de débits réalisées en aval et demeurent en deçà du seuil de précision des mesures.

#### 3.1.2 Validation des hypothèses

Plusieurs analyses statistiques des débits maximaux de la rivière Montmorency ont déjà été effectuées et/ou mises à jour (Leclerc et al., 1998; Leclerc et al., 2003). Aucun événement majeur n'ayant eu lieu depuis les dernières études, la reprise des quantiles de crue tels que mis à jour dans l'étude la plus récente de Leclerc et al. (2003) peut être envisagée. Il

convient cependant au préalable de s'assurer de la stationnarité des observations. En effet, dans le contexte actuel de changements climatiques, certaines tendances peuvent être observées sur les séries de débits. Dans l'éventualité d'un contexte non-stationnaire, les approches fréquentistes traditionnelles ne peuvent être appliquées (Cunderlik et Ouarda, 2005).

La méthode utilisée ici pour caractériser la tendance de la série de données est le calcul du coefficient de corrélation sur les rangs de Spearman. Il est en effet l'un des plus anciens tests de tendance et est devenu une référence dans l'étude de tendance de séries chronologiques dans de multiples domaines (Borkowf, 2002). Une vérification ultérieure par le test de Kendall assure la validité des résultats de Spearman. Les inondations à l'eau libre étant l'objet de notre étude, le test est donc appliqué aux débits maximaux instantanés d'avril à octobre.

## Définition du test de Spearman

Soit  $x_i$  une réalisation de la variable aléatoire associée à la valeur des débits maximaux instantanés sur la période. Le but est de savoir si les  $x_i$  peuvent être considérés comme des réalisations indépendantes les unes des autres. D'après Spearman, si les réalisations sont indépendantes, l'échantillon ne présente pas de structure, donc d'ordre privilégié (Helsel et Hirsch, 1992). On teste donc la dépendance en comparant l'ordre de l'échantillon recueilli avec celui issu d'une procédure de tri. Cette comparaison se fait grâce au coefficient de corrélation. Sous l'hypothèse  $H_0$  d'indépendance, le coefficient de corrélation doit être nul (Borkowf, 2002).

Soit  $R(x_i)$  le rang occupé par la réalisation  $x_i$  dans la série ordonnée des  $x_i$  (le rang initial étant i). On note  $\rho_s$  le coefficient de corrélation de Spearman donné par (Helsel et Hirsch, 1992) :

$$\rho_s = \frac{Cov(R(X_i),i)}{\sqrt{V(R(X_i))V(i)}} = \frac{\sum_{i} \left[R(X_i) - \frac{n+1}{2}\right] \left[i - \frac{n+1}{2}\right]}{\frac{n(n^2 - 1)}{12}}$$
 Équation 1

finalement,

$$\rho_s = 1 - \frac{6T}{n(n^2 - 1)}$$
 Équation 2

Où,

$$T = \sum_{i} [R(X_i) - i]^2$$
 Équation 3

Soit  $r_s$  la valeur prise par  $\rho_s$  pour l'échantillon considéré. Dans notre cas, l'échantillon comporte 39 observations, pour un degré de liberté de 37. On est donc dans le cas n > 30, où l'on peut considérer que la quantité  $\sqrt{n-1} \rho_s$  est approximativement distribuée selon une loi Normale centrée réduite.

### > Calcul du coefficient de corrélation sur les rangs

Dans notre cas, avec les données présentées en ANNEXE 2,  $r_s$  est égal à 0,0343. En considérant l'hypothèse de distribution selon une loi Normale centrée réduite de la variable aléatoire  $\sqrt{n-1} \ \rho_s$ , nous obtenons  $\Phi(\sqrt{n-1} \ \rho_s) = 0,416$ , ce qui est très significatif. On peut donc en conclure que l'hypothèse  $H_0$  peut être acceptée, et par conséquent l'indépendance de la série chronologique de débits par rapport au temps également. La série de débits instantanés maximaux utilisée pour le calcul des quantiles de crue peut donc être qualifiée de stationnaire. Ce résultat est par ailleurs confirmé par le test de Kendall ([K]=0,315; p=0,753).

#### 3.1.3 Estimation des quantiles de crues

L'hypothèse principale de stationnarité étant satisfaite, et aucun évènement significatif n'ayant eu lieu depuis les dernières études, on peut donc se rapporter aux valeurs de quantiles de crues déterminées dans l'étude de Leclerc et al. (2003) [

Tableau 1]. Un facteur correctif de -6% est appliqué aux débits afin de les rapporter à la surface du bassin versant du site d'étude.

L'analyse fréquentielle des débits réalisée par Leclerc et al. (1998) et sa mise à jour pour des débits supérieurs (Leclerc et al., 2003) retiennent un ajustement selon une loi exponentielle de paramètres  $\alpha=115$  et  $\lambda=2,3212$  dont la fonction de densité est définie par l'équation [4] (avec  $Q_0=300 \text{ m}^3/\text{s}$ ):

$$\hat{q}_T = -115 \cdot \log \left\{ \frac{-\log\left(1 - \frac{1}{T}\right)}{2,3212} \right\} + Q_0$$
 Équation 4

Tableau 1: Quantiles de crues selon Leclerc et al. (2003) rapportés au site étudié

Période de retour (T)	$\hat{q}_{\scriptscriptstyle T} \ ( extbf{m}^3/ extsf{s})$	$\hat{q}_T$ rapporté au secteur des Îlets (m $^3$ /s)
2	439	413
5	569	535
10	656	616
25	765	719
50	846	795
100	926	870
1 000	1191	1120
10 000	1456	1369

## 3.2 Analyse hydraulique unidimensionnelle du fossé de ceinture

#### 3.2.1 Configuration actuelle

Le fossé de ceinture est présentement isolé du cours principal de la rivière Montmorency par deux digues, l'une "fusible" à l'aval, et une autre intégrant un système de vannes à l'amont. L'écoulement y est donc très faible, sinon nul tant que les débits de la rivière Montmorency ne permettent pas d'atteindre des niveaux de surface supérieurs à la cote

des digues ou des bassins (typiquement 157 m). Par ailleurs, un apport d'eau supplémentaire est assuré par les trop-pleins des bassins de captage ce qui maintient une faible circulation.

Les berges de ce tronçon sont principalement constituées d'enrochements de faible diamètre ( $\Phi_{moyen}$  < 20 cm), assurant une protection de berge dans les conditions hydrauliques actuelles. Une augmentation des débits transitant dans ce tronçon, et par conséquent des vitesses d'écoulement, altèrerait vraisemblablement ces berges qui forment, rappelons-le, la face externe des digues séparant les bassins du cours d'eau. Une attention particulière devra donc être portée à la protection de ces berges après le rétablissement de conditions hydrauliques dynamiques.

#### 3.2.2 Modélisation préliminaire du projet d'ouverture du fossé de ceinture

Cette étude hydraulique préliminaire considère une ouverture totale du fossé de ceinture assimilé ici, en ayant conscience du caractère réducteur de cette hypothèse, à un cours d'eau "indépendant" du cours de la rivière Montmorency. L'objectif principal de cette approche hydraulique du projet est de donner les premiers éléments de réflexion autour de la réhabilitation du secteur. Dans un premier temps, le débit de plein bord pouvant transiter dans les conditions de topographie actuelles est estimé à l'aide du modèle d'écoulement à surface libre HEC-RAS (Brunner, 2002). L'étude des lignes d'eau associées aux débits correspondants permet donc de déterminer les valeurs limites de débits pour lesquels le niveau de surface atteint sans la dépasser la cote caractéristique de la crête des digues, à savoir 157 m. Les débits supérieurs à cette valeur seuil sont associés à des niveaux de surface supérieurs à 157 m, submergeant ainsi les bassins dans leur quasi-totalité.

## ➤ Un outil: le logiciel hydrodynamique HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel développé par le Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers qui permet le calcul unidimensionnel de niveaux de surface en régimes permanent et transitoire. Les grandes lignes du principe de résolution du programme sont exposées brièvement.

Les profils de niveaux de surface sont calculés d'un transect au suivant par résolution de l'équation de Bernoulli (équation sur la charge) selon une procédure itérative appelée « standard step method » (Brunner, 2002) :

$$H_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = H_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e$$
 Équation 5

avec,  $H_i$  Profondeur d'eau au transect i [m]  $Z_i$  cote du fond au transect i [m]  $V_i$  vitesse moyenne au transect i [m.s<sup>-1</sup>]  $\alpha_i$  coefficient de pondération des vitesses [m.s<sup>-1</sup>]  $h_e$  perte de charge sur le tronçon [m] g terme d'accélération gravitationnelle [m².s<sup>-1</sup>]

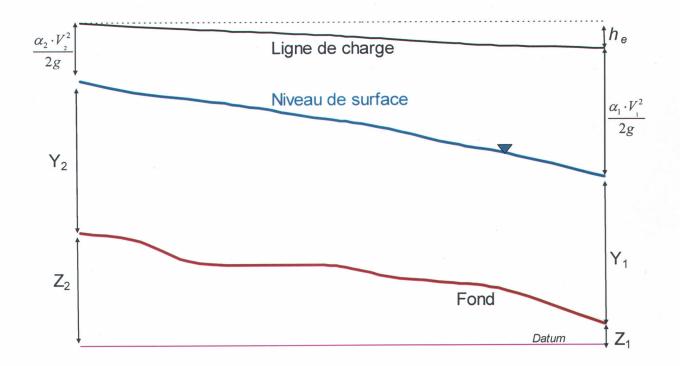


Figure 4 : Termes d'énergie de l'équation 5 (Brunner, 2002)

Les pertes de charge ou les modulations du niveau d'eau entre deux transects se répartissent en pertes par frottement et aussi en modulations liées à la convergence ou l'expansion des courants liés à la forme du cours d'eau [Figure 4]. Ainsi, l'équation caractérisant la perte de charge devient (Brunner, 2002) :

$$h_e = \underbrace{L \cdot \overline{S}_f}_{\text{terme de frottement}} + \underbrace{C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|}_{\text{terme de compression/dilatation}}$$
Équation 6

où,

L Longueur pondérée du tronçon, calculée à partir des trois longueurs caractéristiques entrées par l'utilisateur (berge gauche, chenal principal, berge droite) [m];

 $S_f$  Perte de charge linéaire [m/m];

#### C Coefficient de convergence ou d'expansion de l'écoulement;

La perte de charge par friction est évaluée dans *HEC-RAS* par la formule classique de Manning-Strickler (Brunner, 2002) :

$$Q = n \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S_f^{\frac{1}{2}}$$
 Équation 7

avec,
$$Q = A * V$$

$$V \qquad \text{vitesse moyenne } [\text{m.s}^{-1}];$$

$$A \qquad \text{section mouillée } [\text{m}^2];$$

$$n \qquad \text{coefficient de friction de Manning } [\text{m}^{\frac{1}{3}}.\text{s}^{-1}]$$

Le programme compile par la suite les valeurs différentes de coefficients de frottement de Manning sur chaque domaine du transect (berge, lit, lit majeur *etc.*) selon les particularités du terrain.

#### Intégration des données nécessaires à la modélisation

rayon hydraulique [m];

R

Les transects de la section de cours d'eau nécessaires à la base de données de géométrie sont présentés à la Figure 5. Ces 21 transects ont été judicieusement choisis à chaque rupture de profil et à distance relativement régulière [Figure 5]. Ils ont été établis graphiquement d'après la base de données de topographie de 2000, mise à jour en 2005. Une interpolation linéaire est par la suite appliquée entre chaque profil dans les secteurs où les variations d'un transect au suivant ne sont pas trop importantes. Cette étape d'interpolation génère 51 sections transversales supplémentaires qui sont au maximum équidistantes de 10 m.

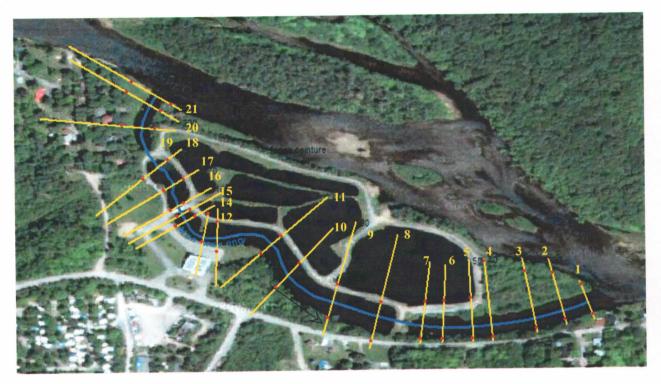


Figure 5 : Modélisation HEC-RAS, localisation des transects (sans interpolation)

Les cotes des berges intégrées au modèle de terrain sont établies par rapport à la cote du haut des talus en rive gauche. Ainsi, le niveau de 157 m est considéré comme la hauteur maximale de la section d'écoulement, puisque au-delà de cette valeur, les bassins sont submergés et donc le débit de plein-bord dépassé. Les frottements de Manning moyens appliqués au lit mineur sont de 0,035. Les zones inondables localisées entre les profils #20 et #12 sont quant à elles affectées d'un coefficient légèrement inférieur (0,03) étant donné l'absence de couvert végétal. Ce coefficient est également appliqué en rive gauche jusqu'au profil #5 inclusivement. Le coefficient de Manning appliqué aux rives entre les profils #11 à #1 en rive droite ainsi que #6 à #1 en rive gauche, est, du fait de la couverture végétale composée de buissons et d'arbres, égal à 0,05 [Tableau 2].

Le pont [Photographie 2] permettant l'accès aux bassins situé entre les transects #15 et #16 [Figure 5] est également intégré au fichier de données de géométrie. Sa structure simple facilite son intégration au modèle, permettant ainsi de rendre compte du débit à partir duquel le niveau d'eau atteint la partie inférieure du tablier du pont. Sa mise en charge peut générer un rehaussement de la ligne d'eau directement à l'amont, et par conséquent être un

facteur générant ou favorisant la submersion des bassins. La cote inférieure du tablier du pont est fixée à 156,20 m, et la cote supérieure à 157,20 m.

Tableau 2 : Valeurs des coefficients de Manning attribués par transect

Profils	Rive gauche	Lit mineur	Rive droite
1			
2			
3	0,05	0,035	0,05
4	0,03	0,055	0,03
5			
6 _			
7			
8			
9	0,03	0,035	0,05
10			
11			
12			
13			
14			
15		0,035	0,03
16	0,03		
17			
18			
19			
20			



Photographie 2 : Pont d'accès aux bassins

L'objectif principal de cette étude hydraulique préliminaire est la détermination du débit de plein bord du fossé de ceinture. La modélisation est fondée sur un principe itératif, en modifiant les conditions aux limites afin d'atteindre la valeur du débit pour laquelle la condition de niveau de surface maximal admissible n'est plus satisfaite. Les conditions aux limites imposées en régime permanent sont un débit d'entrée dans la section amont ainsi que la pente moyenne de la hauteur normale. D'après l'étude développée par Leclerc et *al.* (1998), la pente attendue pour les niveaux dans le cours principal (lequel règle les niveaux aux limites du fossé de ceinture) atteignant la cote supérieure des digues des bassins est de 0,00168 m/m [Figure 6].

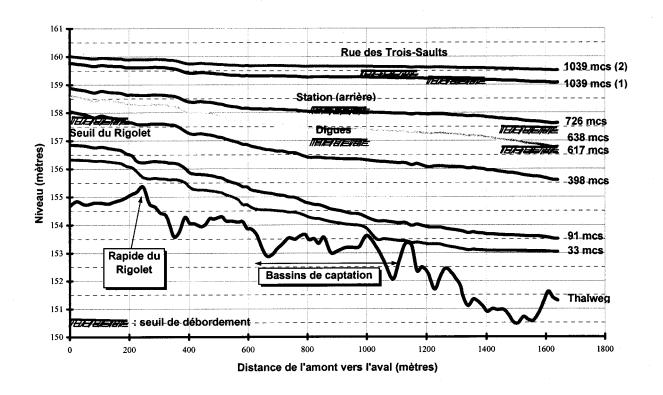


Figure 6 : Lignes d'eau simulées par Leclerc et al. (1998)

#### Résultats de modélisation

En considérant l'hypothèse réductrice de l'indépendance du fossé de ceinture par rapport au cours principal de la rivière, le débit de plein-bord modélisé atteint la valeur de 79 m³/s. Au-delà, les bassins sont rapidement submergés dans la partie amont principalement. Etant donné l'uniformité du niveau des talus, la submersion complète des bassins est rapidement atteinte.

Une analyse plus précise de l'évolution des débits dans le fossé de ceinture met en évidence la présence de structures pouvant générer ou amplifier la remontée de la ligne d'eau associée à l'augmentation des débits.

A la hauteur du transect #13 [Figure 5] se trouve une structure en épi empiétant de moitié dans le lit du fossé [Photographie 1; Photographie 3]. La section d'écoulement est donc localement réduite de moitié. De plus, le profil en long met en évidence à cet endroit un rehaussement de la cote du fond. Il en résulte un effet de seuil, générant à l'amont une

remontée de la ligne d'eau et, pour des débits supérieurs, une submersion des bassins [Figure 7].

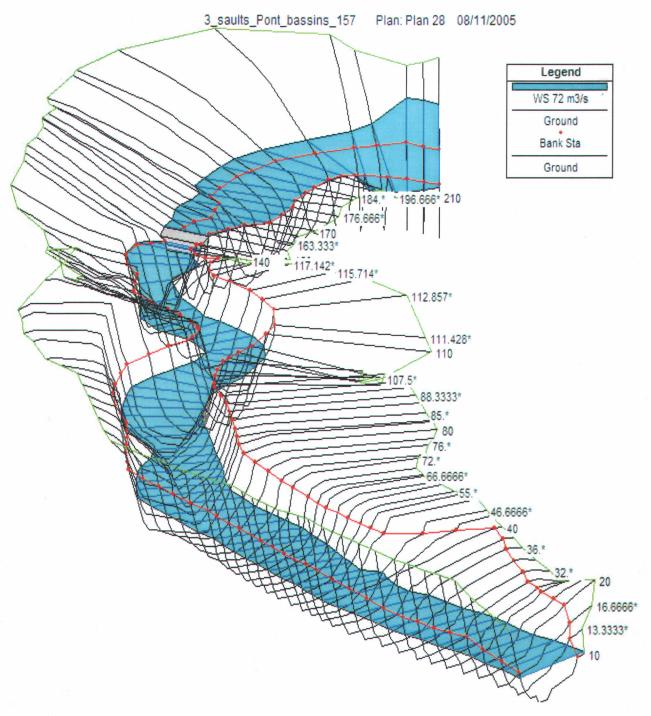


Figure 7 : Modélisation *HEC-RAS* du fossé de ceinture, débit de 72 m³/s, vue 3D

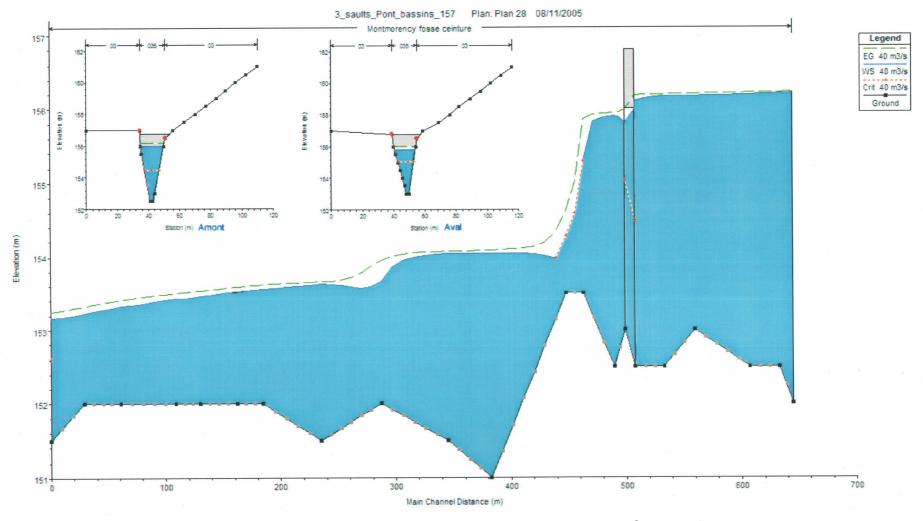


Figure 8 : Profil en long et niveau d'eau au pont - 40 m³/s

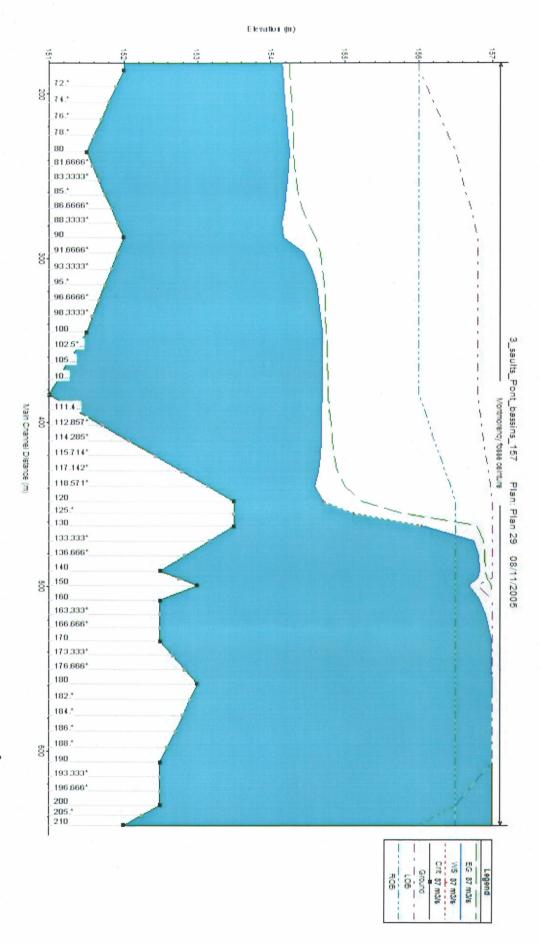


Figure 9 : Niveau de surface pour un débit de plein-bord, en l'absence de pont – 87 m³/s

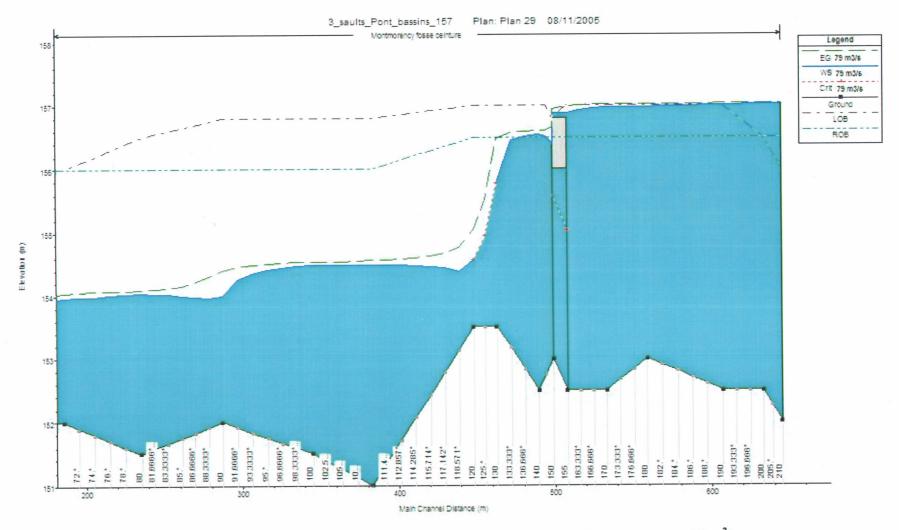
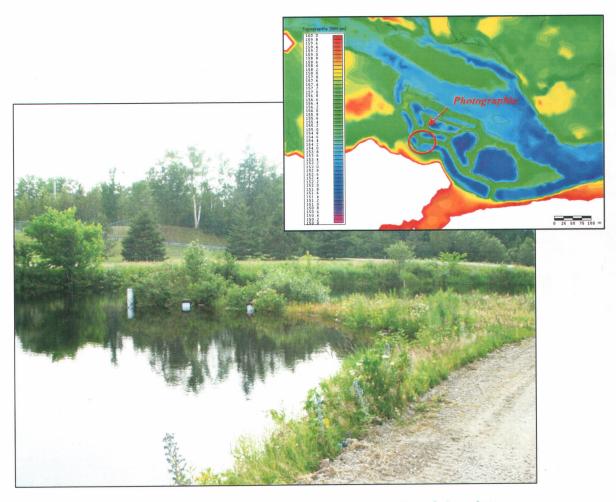


Figure 10 : Niveau de surface pour un débit de plein-bord, en présence du pont - 79 m³/s

Par ailleurs, il semble que le pont soit lui aussi susceptible de favoriser une augmentation du niveau de surface à son amont. En effet, la cote inférieure du tablier de cet ouvrage est elle-même inférieure à celle des digues des bassins. Par conséquent, la mise en charge du pont s'effectue nécessairement avant l'atteinte du débit de plein bord. Les modélisations effectuées avec HEC-RAS rendent bien compte de ce phénomène [Figure 8, Figure 9, Figure 10]. En réduisant la valeur du débit de plein bord à 79 m<sup>3</sup>/s, le pont dans sa configuration actuelle est un facteur accélérant l'atteinte d'un niveau de surface submergeant les bassins lors d'un épisode de crue de la rivière. Les modélisations effectuées dans les mêmes configurations topographiques en l'absence de pont (ou en présence d'un pont dont la partie inférieure du tablier est à une cote supérieure à celle des bassins) mettent effectivement en évidence un débit de plein bord égal à 87 m<sup>3</sup>/s, supérieur à celui en présence du pont. La mise en charge du pont s'effectue à un débit proche du débit de plein bord, ce qui limite l'influence négative de ce dernier sur de possibles inondations des bassins. Cependant, dans le cas d'un épisode de crue de forte amplitude, il peut sensiblement accentuer l'augmentation du niveau de surface à l'amont. Cela est d'autant plus important que la structure se situe à proximité des locaux techniques de la station de pompage adjacente. La mise en charge de ce pont dans des conditions de crue peut donc être localement un facteur de risque supplémentaire. Cependant avec la restructuration et la relocalisation prévue des infrastructures de captage, ce risque sera très certainement annulé.

Toutes ces simulations considèrent de plus un écoulement à surface libre et le cas du fonctionnement hivernal de ce fossé de ceinture n'est pas abordé ici. Il semble difficile de prévoir l'impact réel de ce dernier, mais la présence de ces deux obstacles potentiels (le pont et la structure transversale en épi [Photographie 3]) peut éventuellement favoriser les embâcles hivernaux.



Photographie 3 : Structure transversale dans le fossé de ceinture

# 3.3 Etude hydrodynamique bidimensionnelle (2D) du secteur des Îlets

# 3.3.1 Le modèle hydrodynamique

L'outil utilisé dans le cadre de l'analyse hydrodynamique 2D du secteur des Îlets est le programme MODELEUR/HYDROSIM (Roy et *al.*, 2000 ; Heniche et *al.*, 2000 ; Heniche et *al.*, 1998) qui, à l'instar d'un système d'information géographique, permet une restitution graphique des résultats obtenus.

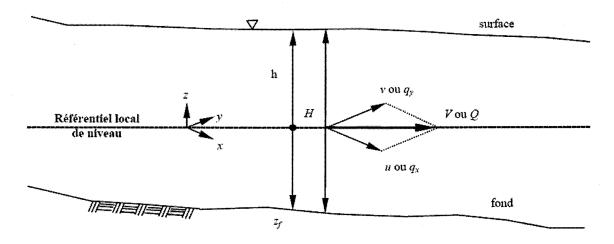


Figure 11: Notations du modèle de Saint-Venant bidimensionnel horizontal (Leclerc et al., 2003)

Le modèle hydrodynamique utilise la méthode des éléments finis pour la résolution des équations de Saint-Venant à deux dimensions (2D) [Figure 11]. Ces équations, dérivant des équations de Navier-Stokes à trois dimensions, décrivent d'une part la conservation de la matière par une équation de continuité [Equation 8]:

$$div(\rho \vec{v}) + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$$
 Équation 8

et d'autre part le principe fondamental de la mécanique exprimé par  $\sum \frac{\vec{F}}{\rho} = \vec{a}$ , qui dans le cas présent peut se développer de la façon suivante [Equation 9 ; Equation 10] (Leclerc et al., 1990):

selon x:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} \frac{\frac{q_x}{H}}{\partial x} + \frac{\partial q_x}{\partial y} \frac{\frac{q_y}{H}}{\partial y} = \sum F_x$$
Équation 9

selon y:

$$\frac{\partial q_{y}}{\partial t} + \frac{\partial q_{y}}{\partial x} \frac{q_{x}}{H} + \frac{\partial q_{y}}{\partial y} \frac{q_{y}}{H} = \sum F_{y}$$
Équation 10

Les composantes des forces selon x et y sont décrites par les équations [11] et [12] (Heniche et al., 1998):

$$\sum F_{x} = -gH \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{n^{2}g |\vec{q}| q_{x}}{H^{\frac{1}{3}}} + \frac{1}{\rho} \left[ \frac{\partial (H\tau_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial (H\tau_{xy})}{\partial y} \right] + F_{cx} + F_{wx}$$
 Équation 11

$$\sum F_{y} = -gH \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{n^{2}g |\vec{q}| q_{y}}{H^{\frac{1}{3}}} + \frac{1}{\rho} \left[ \frac{\partial \left( H\tau_{yx} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left( H\tau_{yy} \right)}{\partial y} \right] + F_{cy} + F_{wy}$$
 Équation 12

avec,

 $F_x$ ,  $F_y$  composantes de force massique selon x ou y;

g accélération gravitationnelle;

H profondeur de la colonne d'eau;

h niveau d'eau;

n coefficient de frottement de Manning;

 $|\vec{q}|$  module de débit spécifique ;

 $q_x$ ,  $q_y$  composantes du débit spécifique selon x et y;

 $\rho$  masse spécifique de l'eau ;

 $au_{ij}$  contraintes turbulentes de Reynolds

 $F_{ci}$  composantes de la force de Coriolis;

 $F_{wi}$  composantes de la contrainte du vent ;

x, y coordonnées du plan;

Les forces de Coriolis et du vent n'ont pas été considérées dans cette étude. De la même façon, les frottements supplémentaires associés aux macrophytes et à la glace ne sont pas pris en compte dans la suite du projet. Seul le champ du paramètre de frottement de Manning associé à la rugosité du lit d'écoulement est donc ajouté au modèle.

Les conditions aux limites et initiales doivent être imposées de façon cohérente avec ce qui peut être observé sur le terrain. Dans cette étude, les conditions aux limites sont à l'amont une sollicitation en débit associée à un niveau d'eau et à l'aval le niveau de surface. Les simulations étant réalisées en régime permanent, la solution ne dépend pas de la condition initiale. L'initialisation du modèle est cependant requise pour le niveau d'eau et elle est effectuée sur l'ensemble du domaine avec la valeur du niveau imposé à l'amont. Implicitement, les limites du domaine sont assimilées à des frontières imperméables.

La discrétisation du milieu nécessaire à la résolution informatique de ces équations est réalisée par la méthode des éléments finis. Cette méthode consiste à rechercher une solution approchée de la solution exacte sous la forme d'un champ. Le domaine est donc divisé en éléments, l'ensemble constituant un maillage. Ici, des éléments triangulaires de type T6L sont utilisés [Figure 12]. Toutes les variables décrites dans les équations de Saint-Venant sont projetées sur chacun des nœuds, permettant ainsi le calcul de chacun des termes sur l'ensemble du domaine (Roy et al., 2000; Leclerc et al., 2003). Ce type de résolution est particulièrement adapté au traitement graphique ultérieur des résultats par MODELEUR.

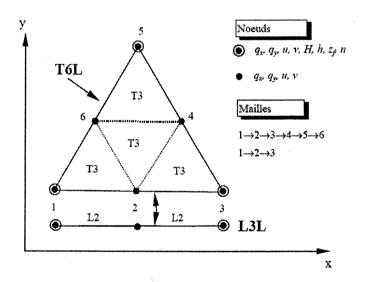


Figure 12 : Discrétisation des variables à l'aide des éléments T6L, T3, L3L et L2 dans HYDROSIM (Leclerc et al., 2003)

#### 3.3.2 Modèle numérique de terrain

L'objectif principal de cette étude est l'analyse des conséquences d'un rétablissement de l'écoulement dans le fossé de ceinture. Le secteur des Îlets étant réputé pour ses inondations, en particulier par l'intermédiaire d'un bras annexe appelé *le Rigolet* [Photographie 1], il a paru intéressant de l'intégrer à la présente étude hydrodynamique car l'ouverture du fossé est de nature à faciliter le transit des écoulements dans l'ensemble du secteur étudié. En effet, une variation à la baisse du niveau de surface à l'amont (et donc des risques d'inondation) est l'une des conséquences potentiellement attendues de l'ouverture du fossé de ceinture. La zone d'étude s'étend donc de l'amont du *Rigolet* à l'aval des bassins, en considérant une marge suffisante pour le rétablissement de conditions hydrauliques stables.

Les données utilisées ont été obtenues durant les campagnes de terrain réalisées par la firme *Géolocation* en 2003 et 2005. Les points bathymétriques de l'ancien projet (Leclerc et al., 2000) ont été mis à jour durant l'été 2005 dans le cadre de l'étude relative à la mise en place d'une nouvelle station d'alimentation en eau potable. Cette étude bathymétrique a été réalisée par GPS différentiel semi-cinématique (D.G.P.S.: *Differential Global Positioning System*), qui permet une correction dynamique de la position de l'échosondeur monté à bord d'une embarcation. La cote topographique est obtenue indirectement par réduction de la profondeur par rapport à la cote du plan d'eau. Le principal avantage de cette méthode est l'enregistrement rapide de nombreux points. Cette méthode ne peut cependant s'appliquer que dans les zones où une embarcation peut s'engager, et où la profondeur est supérieure à 0,80 m. Pour les profondeurs inférieures, les relevés à gué peuvent être réalisés, avec par conséquent une réduction sensible de la quantité d'information. De plus, pour des raisons évidentes de sécurité, même si la surface traitée serait supérieure, cette méthode est difficilement applicable aux périodes de crues à cause des dangers de navigation.

Les niveaux de surface nécessaires à la validation préliminaire du modèle ont été déterminés par photogrammétrie à partir de photos aériennes du 11 mai 2003. Hormis la topographie du fossé de ceinture et les zones mises à jour en 2005, l'essentiel des données a été récupéré du projet d'étude de la rivière Montmorency de 2000 (Leclerc et *al.*, 2000). La nouvelle configuration des bassins de captage a cependant été intégrée au modèle numérique de terrain à partir des relevés par GPS des cotes des digues [Figure 13].

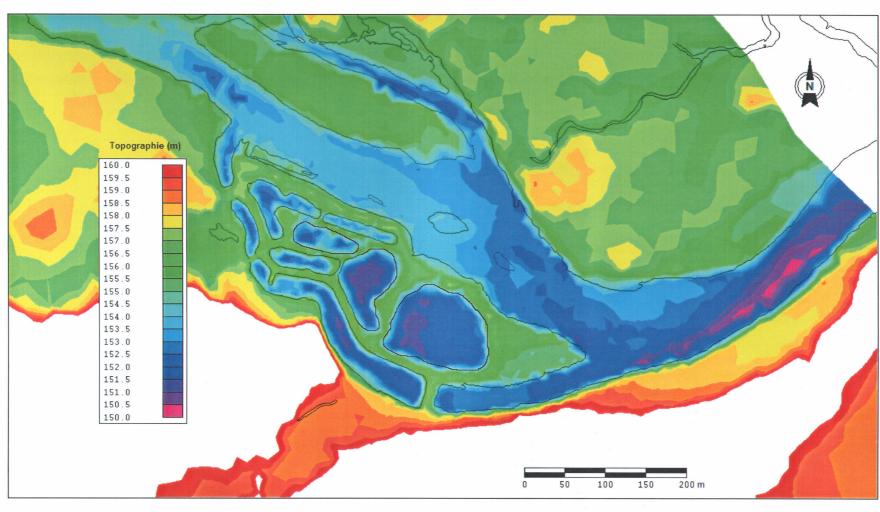


Figure 13 : Topographie du secteur des Îlets de la rivière Montmorency - Mise à jour de 2005 d'après Géolocation

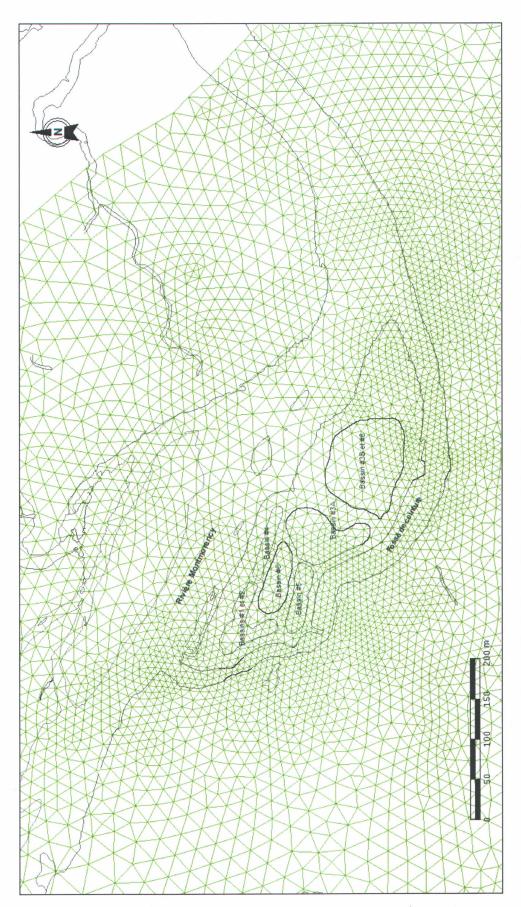


Figure 14 : Maillage d'éléments finis utilisé pour les simulations hydrodynamiques

Ces données brutes de topographie ont été assemblées en un maillage triangulaire construit selon l'algorithme de Delaunay (Heniche et al., 1998). Un maillage de simulation hydrodynamique construit à cette fin est ensuite élaboré avec MODELEUR selon les besoins de précision de l'analyse, ce qui détermine en pratique la distribution des mailles et des nœuds de calcul. Les données de terrain d'abord portées sur le maillage de données brutes (Delaunay) sont alors projetées (interpolées) sur le maillage hydrodynamique. Celui-ci a donc été établi en privilégiant les objectifs de l'étude, à savoir une caractérisation de l'état actuel des écoulements dans la zone en question, mais plus précisément dans le chenal du fossé de ceinture dans l'éventualité de sa ré-ouverture. Le maillage a donc été localement raffiné en augmentant le nombre d'éléments sans pour autant générer d'augmentation majeure des temps de calcul [Figure 14].

La caractérisation de la rugosité du lit de la rivière, nécessaire à l'établissement d'un coefficient de Manning local est la même que celle réalisée dans le cadre de l'étude de Leclerc et al. (2000). En effet, aucune variation perceptible de la nature ou de la répartition des matériaux du lit mineur n'a pu être constatée depuis la dernière étude. La projection des valeurs du coefficient de frottement sur le maillage décrit précédemment permet ainsi d'obtenir le champ scalaire de frottement de Manning utilisé dans toute la suite du projet [ANNEXE 3].

#### 3.3.3 Validation des données

Comme avec tout modèle, la simulation hydrodynamique nécessite une validation pour certaines gammes de débit/niveau d'eau observées sur le terrain. Ces dernières sont nécessaires au calibrage du modèle en premier lieu, et à sa validation ultérieure.

Une première série de données a été fournie par la firme d'arpenteur-géomètre Géolocation. Il s'agit d'un relevé de niveau de surface intitulé eau du jour, déterminé par photogrammétrie à partir de photographies aériennes datant du 11 mai 2003 (heure indéterminée). Les débits instantanés du jour (à un pas de temps de 15 min) relevés à la station hydrométrique 051001 sont présentés en Figure 15. En considérant l'ensemble de cette série, nous observons une variation importante dont l'écart-type est voisin de 11 m³/s. Afin de

déterminer le débit pertinent aux niveaux d'eau rapportés, une moyenne correspondant à la période de luminosité diurne a été retenue. Donc, en réduisant la période d'observation de 6h à 20h, c'est-à-dire la période dite de jour (conservateur) où la luminosité est suffisante pour le travail par photographies aériennes, l'écart-type est réduit à 3,7 m³/s. L'impact sur le niveau de surface des faibles variations du débit autour de la moyenne est négligeable. On peut donc poser l'hypothèse du débit moyen journalier comme débit associé aux observations du 23 mai 2003, soit 98,1 m³/s. Les niveaux d'eau obtenus par simulation hydrodynamique sont confrontés à ces relevés par photogrammétrie. Même si une étude statistique plus complète serait judicieuse, une étude comparée en valeur absolue est suggérée par l'utilisation du modèle. L'amplitude des variations étant relativement réduite, cette comparaison en valeur absolue permet néanmoins la validation du modèle. Les différences pouvant exister dans la partie centrale par exemple sont inférieurs à 10 cm ce qui, compte tenu des marges d'erreur intrinsèques au modèle et au principe de photogrammétrie, est acceptable [ANNEXE 4].

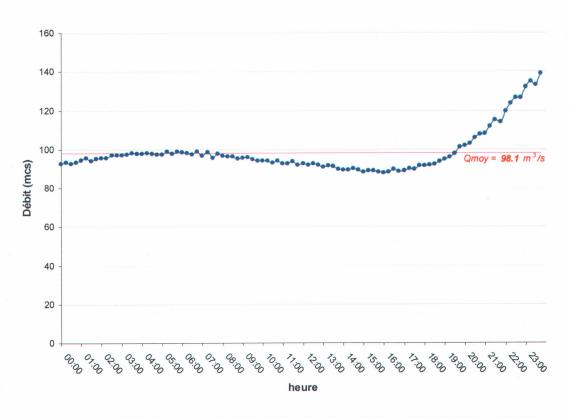


Figure 15 : Débits instantanés à la station hydrométrique 051001, 11 mai 2003

Aucun autre évènement singulier de niveaux d'eau dans une gamme de débits supérieure n'ayant pu être observé durant cette étude, les niveaux obtenus par simulation ont

donc été confrontés aux résultats de l'étude menée par Leclerc et al. (2000). A posteriori, les résultats sont très similaires, ce qui est peu surprenant étant donné les corrections minimes ayant dû être appliquées sur la topographie lors du calibrage.

# 3.4 Analyse des conditions d'écoulement et aléas d'inondation à l'eau libre

#### 3.4.1 Conditions actuelles

Les conditions actuelles sont une fermeture totale du fossé de ceinture, dont le niveau d'eau ne dépend que de l'intensité de pompage en direction de la station de traitement.

### Débit de crue estivale 98 m³/s :

Ce débit est typiquement qualifié de débit de crue estivale pouvant se produire plusieurs fois par année. Il est consécutif à des précipitations abondantes sans excès de ruissellement (Leclerc et al., 2000). Il s'agit du débit de calibrage principal du modèle. Le niveau de surface est tel que le lit mineur de la rivière est utilisé jusqu'aux berges. Le bras au nord de l'île en rive gauche du cours principal de la rivière est également en eau. Les îles sableuses sur lesquelles un développement végétal est remarquable sont elles aussi inondées sous 20 à 50 cm d'eau [ANNEXE 8].

#### Débit de crue 325 m<sup>3</sup>/s :

Le débit simulé est caractéristique d'un début de débordement par l'aval du *Rigolet* (période de retour inférieure à 2 ans). Les niveaux d'eau atteints ne génèrent pas encore de débordements majeurs [ANNEXE 9]. La partie aval du *Rigolet* est mise en eau à partir de la rive droite du fossé de ceinture. En effet, la cote de cette dernière est sensiblement moins élevée à cet endroit, ce qui permet l'évacuation d'une partie du débit vers ce bras. Les cotes atteintes à l'amont du *Rigolet* ne sont cependant pas suffisantes pour générer une mise en eau totale du tronçon. En effet, le niveau de la rivière à l'entrée du *Rigolet* est de 157 m, soit 0,7 m sous le niveau du sommet de la berge. Les désagréments occasionnés par l'isolement des habitants du secteur ne sont donc pas encore existants.

## Débit de crue quinquennal 565 m³/s:

Ce débit peut être assimilé à une période de retour de 5 ans, quoique légèrement supérieur au débit rapporté à la surface du bassin versant au niveau des Îlets. L'élément principal de cet évènement est le début de submersion des bassins de captage [ANNEXE 10]. La cote immédiatement à l'amont de l'île des bassins atteint 157,1 m à son maximum ce qui suppose un début de débordement de la rivière vers les bassins. Les niveaux d'eau sont également supérieurs au seuil du *Rigolet* de 0,2 m plus loin à l'amont du secteur étudié. On peut donc supposer que ce dernier est déjà affecté pour des débits inférieurs mais en laissant l'accès aux résidents. Sans pour autant générer d'inondations occasionnant des dommages directs aux habitations de la zone résidentielle des Îlets, les voies d'accès sont maintenant inondées dans leur totalité avec des profondeurs supérieures à 30 cm par endroit. Le secteur est donc confirmé comme zone sensible étant donné que la submersion des bassins et la mise en eau des routes du secteur des Îlets sont d'une probabilité de 0,2. Ceci ajoute un élément de poids à la nécessité de reconversion des bassins de captage, étant donné leur vulnérabilité aux inondations.

#### Débit de crue décennal 615 m³/s :

Il s'agit du débit associé à une période de retour de 10 ans. Les bassins sont à présent submergés dans leur totalité, sous des hauteurs d'eau atteignant 1 m par endroit [ANNEXE 11]. La structure des bassins est donc menacée par l'érosion ou l'affouillement, en particulier dans les secteurs de confluence de l'écoulement selon la topographie [ANNEXE 5]. La zone humide du *Rigolet* est à présent submergée par des niveaux conséquents (localement supérieurs à 1 m) qui ferment les voies d'accès. Une amorce de seconde zone d'inondation à partir de la rivière entre le seuil amont et le fossé de ceinture est observable. La mise en eau complète de cette zone est synonyme de dommages causés aux habitations. Les multiples îles dans le lit mineur de la rivière sont également submergées, et des inondations sans conséquences sont également visibles en rive gauche à l'aval de la zone étudiée, dans les secteurs boisés.

# Débit de crue quart-séculaire (25 ans) 760 m³/s:

Ce débit est récurrent en moyenne aux 25 ans. Le *Rigolet* est à présent en eau dans la quasi-totalité de sa surface. Les bassins sont également submergés. Les niveaux atteints

inondent la rive gauche, ce qui permet de limiter les impacts additionnels en rive droite, notamment dans les secteurs résidentiels [ANNEXE 12].

#### 3.4.2 Cas de l'ouverture du fossé de ceinture

L'ouverture du fossé de ceinture est simulée par le simple arasement des deux digues qui l'isolent du cours principal de la rivière Montmorency [ANNEXE 5]. Du point de vue des aléas d'inondation, l'effet attendu d'une telle intervention est d'accroître globalement la capacité hydraulique du tronçon afin de faciliter le passage des crues à un niveau inférieur. Les valeurs de coefficient de frottement de Manning ont été conservées telles que dans le cas initial. Les résultats présentés sont tous caractérisés par une bonne convergence des calculs. Dans certains cas, les conditions aux limites ont dû être ajustées à la baisse par rapport aux simulations des conditions initiales. L'influence sur les niveaux de surface des conditions imposées est donc plus perceptible dans la partie aval du domaine modélisé. La pertinence des résultats est par conséquent plus significative à une certaine distance des frontières aval du domaine.

#### Débit de crue 325 m<sup>3</sup>/s :

Les premières inondations dans la configuration actuelle des bassins ont lieu pour cette gamme de débit, lorsque les niveaux d'eau atteignent le sommet de la digue en rive droite du fossé [ANNEXE 13]. Le démantèlement des digues rétablit une pente naturelle de la ligne d'eau dans le fossé de ceinture. Le débordement vers l'aval du *Rigolet* est toujours présent. Cela tend à confirmer les résultats obtenus par simulation unidimensionnelle. La présence du pont (dans son état présent et non intégré dans ce modèle) contribuera certainement à accentuer ce phénomène.

Les niveaux d'eau sont compris entre 155,6 m à l'aval des bassins et 156,4 m à leur amont. Les bassins sont donc encore préservés. Au seuil du *Rigolet*, la cote 157,0 est atteinte, soit 0,7 m en dessous des niveaux de plein-bord. Les îlots sablonneux dans le lit mineur de la rivière sont inondés, de même que l'île principale située au nord des bassins.

## Débit de crue quinquennal 565 m³/s :

L'ouverture du fossé de ceinture semble rétablir dans le secteur des bassins la pente naturelle de la ligne d'eau [ANNEXE 10]. Les niveaux de surface atteignent le sommet des digues des bassins, ce qui signifie un début de submersion et donc l'existence de dommages potentiels sur les structures. La cote du seuil du *Rigolet* est également atteinte, donc la problématique d'isolement des résidences du secteur est toujours d'actualité. Globalement, les niveaux de surface sont peu différents du cas initial (*cf.* section 3.4.1). Les vitesses de courant sur les bassins sont au maximum de 1,0 m/s et jusqu'à 1,5 m/s dans le fossé de ceinture [ANNEXE 25]. Enfin, on peut également noter des vitesses supérieures à 2 m/s en aval de l'île, c'est-à-dire après la confluence fossé de ceinture/rivière et juste à l'aval du seuil du *Rigolet*.

### Débit de crue décennal 615 m<sup>3</sup>/s :

Ces débits sont caractéristiques d'une submersion totale des bassins de captage [ANNEXE 14] en conditions actuelles. Avec l'ouverture du fossé de ceinture, leur structure est donc toujours menacée par des hauteurs d'eau d'au moins 0,50 m s'écoulant par-dessus les digues à des vitesses de 1,0 m/s localement [ANNEXE 26]. La rivière recouvre à présent l'ensemble de son lit mineur, de la station de pompage en rive droite, jusqu'au boisé de rive gauche. Les îlots du bras principal sont également inondés dans leur totalité. La cote au seuil du *Rigolet* s'élève à 158 m, ce qui génère des profondeurs allant jusqu'à 2,0 m dans ce bras annexe. Les risques sont donc toujours existants pour les résidents du secteur.

# 3.4.3 Conclusion : Les impacts de l'ouverture du fossé de ceinture sur les niveaux d'eau aux Îlets

#### 3.4.3.1 Sur le cours principal de la rivière

A l'issue de la modélisation hydrodynamique, le rétablissement de l'écoulement dynamique dans le fossé de ceinture par arasement des digues influe peu sur les niveaux d'eau. Les différences sont faibles en valeur absolue puisqu'elles sont inférieures à 0,1 m en général [Figure 16]. Ces valeurs sont par ailleurs de l'ordre de grandeur des erreurs intrinsèques au modèle numérique de terrain. En valeur relative, la réduction de niveau peut

certainement être effective mais demeure insuffisamment significative. De plus, l'endroit à partir duquel le *Rigolet* se met en eau est situé suffisamment à l'amont de la dérivation vers le fossé de ceinture pour ne pas être influencé par le nouveau contexte hydraulique.

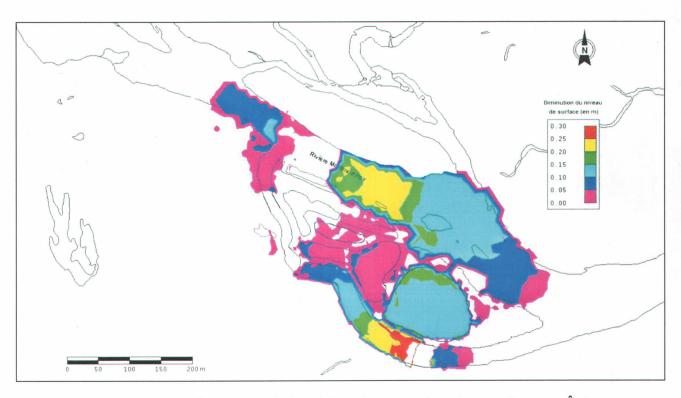


Figure 16 : Impacts de l'ouverture du fossé de ceinture sur les niveaux d'eau aux Îlets, Débits simulés de 565 m³/s

Les différences de niveaux engendrées sont relativement réduites certes, mais le projet envisagé n'accroît pas les risques locaux d'inondation et il tend même à les réduire. L'influence sur les risques d'inondations est cependant mineure, et donc, d'après l'analyse hydrodynamique des niveaux de surface, une analyse de risque plus élaborée de la réouverture du fossé de ceinture n'est à ce stade de l'étude pas à envisager pour les crues à l'eau libre.

#### 3.4.3.2 Sur les bassins de captage

Les bassins constituent des structures relativement sensibles aux inondations étant donné leur disposition directe dans le lit mineur de la rivière et leur faible altitude comparée aux cotes de crue. Pour des débits avoisinant 550 m<sup>3</sup>/s, soit des évènements de période de retour égale à 10 ans, les bassins sont submergés dans leur totalité. Pour des débits supérieurs, les niveaux d'eau augmentent rapidement et sont combinés à des vitesses d'écoulement relativement importantes (V > 2 m/s par endroits). Les risques de détérioration des digues sont donc réels, soit par affouillement, soit par érosion massive, d'autant plus qu'un écoulement préférentiel au sein des bassins semble exister en cas de submersion [Figure 17].

À moins d'envisager un empiètement encore plus important dans le lit mineur, qui serait dû à un relèvement très significatif de la cote maximale du périmètre des digues et à un élargissement de leur assiette dans le lit mineur, associé à ce rehaussement et à la pose d'empierrements conséquents aux forces tractrices de l'écoulement en crue, peu de solutions sont envisageables pour la protection de tels ouvrages. La nouvelle stratégie de captage sous-fluvial (Paniconi et al., 2005) permet d'envisager une réduction importante du rôle dévolu aux bassins dans une future configuration (ex : simple réserve stratégique, pas de filtration à partir de leur lit sableux). Elle contribue donc à mettre en place une alternative beaucoup plus sécuritaire et moins vulnérable à court terme aux épisodes de submersion. Afin d'éviter le démantèlement général des digues en cas de crues majeures, la mise en place de zones de ruptures privilégiées (segments fusibles) permettrait de limiter la destruction généralisée des digues formant le périmètre des bassins et nécessiterait un minimum de travaux pour la remise en état des lieux, en particulier dans le cas d'un secteur reconverti.

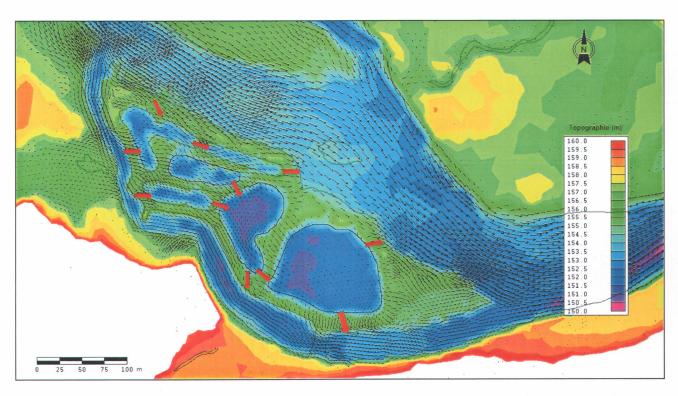


Figure 17 : Ecoulement préférentiel sur les bassins avec ouverture du fossé de ceinture - Débit simulé de 565 m³/s

#### **4 L'HABITAT DU POISSON**

Les habitats aquatiques et la faune ichthyenne associée constituent des enjeux fondamentaux de la rivière Montmorency. Les espèces de poisson d'intérêts récréatif et sportif retrouvées dans le bassin versant sont l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis) [Photographie 4], la truite arc-en-ciel (Oncorhychus mykiss), le touladi ou truite grise (Salvelinus namycush), l'éperlan arc-en-ciel (Osmerus mordax) et le poulamon atlantique (Microgadus tomcod). Ces deux dernières espèces se retrouvent seulement à l'embouchure de la rivière étant donné l'obstacle naturel infranchissable aux espèces provenant du fleuve Saint-Laurent que constitue la chute Montmorency (CAGEB, 2001). L'omble de fontaine est l'espèce la plus importante en terme d'abondance et d'efforts de gestion de la ressource, principalement dans la Réserve faunique des Laurentides et la Seigneurie de Beaupré (Terres du Séminaire de Québec). Elle constitue également l'espèce d'intérêt prioritaire dans la région écologique dont dépend le bassin. Par ailleurs, la qualité des habitats de plusieurs sites à proximité du secteur étudié (distance inférieure à 1000 m) a été caractérisée en 2004 par Pilon (2004) [ANNEXE 6]. L'omble de fontaine sera donc l'espèce aquatique de référence utilisée dans l'évaluation du projet de rétablissement de l'écoulement dans le fossé de ceinture. C'est également dans une perspective d'amélioration de ses habitats que seront développés d'éventuels aménagements.



Photographie 4 : Omble de fontaine (Salvelinus fontinalis) prélevé aux Îlets (été 2005)

## 4.1 Méthodologie

L'hydrodynamique des cours d'eau constitue le cadre physique au sein duquel se produisent les processus biologiques et s'organise le monde vivant. La structure des peuplements est déterminée par les conditions physiques du milieu (Pouilly et Souchon, 1995; Pouilly et *al.*, 1998). La caractérisation des habitats dans les secteurs soumis à l'anthropisation a nécessité la mise en place d'outils efficaces intégrant d'une part les informations physiques du cours d'eau mais également l'écologie des espèces visées. Généralement, ces outils sont des aides à la détermination des débits réservés (Sabaton et *al.*, 1993; Boudreau et *al.*, 2004).

Certaines méthodes se basent sur la relation entre l'habitat préférentiel du poisson aux différentes phases de son cycle de vie et les caractéristiques abiotiques du milieu. La méthode de modélisation des microhabitats, dont la forme la plus répandue est l'« *Instream Flow Incremental Methodology* » (IFIM) développée aux Etats-Unis pour le compte du US Fish and Wildlife Service (Bovee, 1982), est la plus couramment utilisée (Pouilly et Souchon,

1995) et la plus adaptée dans le cadre de cette étude. La pratique la plus élaborée de cette méthode du point de vue physique consiste à employer les résultats de modèles bidimensionnels en données d'entrée (Leclerc et al., 1991, 1995). Disposant de résultats de ce type sur le site, c'est donc l'approche bidimensionnelle des habitats qui a été retenue pour les analyses subséquentes. Celle-ci facilite grandement le calcul des indices d'habitat, leur intégration spatiale ainsi que leur représentation graphique en fonction des conditions hydrologiques.

La méthode estime la capacité d'accueil (en m² d'aires utiles) du milieu pour l'espèce cible, l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis) dans notre cas, en fonction du débit. Localement, elle consiste à évaluer la surface d'habitat favorable à la phase critique du cycle biologique du poisson en couplant :

- Les composantes du comportement physique du cours d'eau qu'elles soient constituées de données de terrain ou de résultats de simulation
- Un modèle biologique aussi appelé *preferendum* traduisant sous la forme d'indices d'habitat variant entre 0 et 1 les relations préférentielles entre la présence ou la densité relative d'individus à un stade donné de développement et les différentes variables physiques caractéristiques de son habitat.

La capacité d'accueil du milieu envers l'espèce présente sur le tronçon à l'étude peut s'exprimer par (Souchon et *al.*, 1989 ; Leclerc et *al.*, 1995 ; Pouilly et Souchon, 1995) :

- Une aire pondérée utile (APU en m²), en intégrant la surface affectée d'un coefficient variant de 0 à 1 en fonction de l'adéquation des conditions morphodynamiques par rapport aux exigences du poisson
- Une valeur d'habitat, soit locale (de l'habitat lui-même), soit moyenne selon le rapport entre surface pondérée utile et surface mouillée du tronçon étudié.

### 4.2 Le modèle hydrodynamique

L'estimation de l'évolution des paramètres hydrauliques en fonction des débits sont, on l'a vu précédemment, réalisées à partir du programme MODELEUR/ HYDROSIM de calcul hydrodynamique bidimensionnel couplé à un modèle numérique de terrain (cf. 3.3). Généralement, les variables retenues sont la profondeur, le module de la vitesse du courant et la taille caractéristique du substrat du lit (Pouilly et Souchon, 1995).

Les variables de profondeur et de vitesse du courant sont liées au débit transitant dans le tronçon ainsi qu'à la topographie du terrain. Les différents *scénarii* d'analyse pourront donc être constitués dans un premier temps de modifications apportées directement sur le modèle numérique de terrain par modification de la morphologie du lit mineur, ou sur les conditions aux limites à l'amont (débit et niveau d'eau) et à l'aval (niveau d'eau). La saisonnalité des débits doit par conséquent être prise en compte selon l'objectif de réhabilitation écologique. La représentation par modèle des habitats est relative à une phase précise du cycle biologique de l'espèce, généralement l'alimentation aux stades adulte, juvénile ou alevin et la reproduction au stade de la fraie. Une attention toute particulière sera portée ici sur la période de fraie, puis à titre indicatif sur l'alimentation. Les variables caractéristiques intégrées au modèle biologique établi par Raleigh (1982) sont présentées à la Figure 20.

Pour l'omble de fontaine, la reproduction se déroule à l'automne, lorsque la température de l'eau se situe entre 2°C et 10°C (Pilon, 2005). D'autres facteurs distincts de la température, telle que la photopériode par exemple, peuvent également influencer la reproduction de l'espèce. Il est par conséquent difficile de prédire avec précision les dates de fraie annuelles pour un cours d'eau donné. Dans la région de la Capitale-Nationale, la période de reproduction pour l'omble de fontaine se déroulerait entre la mi-septembre et la minovembre (Belzile et al., 1997). Les conditions hydrauliques simulées seront donc relatives à cette période. Les données hydrologiques de la rivière Montmorency enregistrées à la station 051001 sont ici encore utilisées. Les résultats de l'étude statistique des débits journaliers de septembre à novembre (inclusivement) sont tirés des travaux de Percheron (2004; tableau ciaprès).

Tableau 3 : Statistiques de débits moyens journaliers de septembre à novembre (station 051001)

		Septembre	Octobre	Novembre
Q <sub>min</sub>	Mensuel interannuel	1.4	9.2	5.0
	Moyenne interannuelle	12.9	17.4	13.3
$\mathbf{Q}_{moy}$	Mensuel interannuel Moyenne interannuelle	27.4	36.7	32.5
Q7 <sub>Min</sub>	Mensuel interannuel	3.9	4.3	6.7
	Moyenne interannuelle	15.0	19.5	16.0
Q30 <sub>Min</sub>	Mensuel interannuel	7.2	11.3	9.3
	Moyenne interannuelle	19.7	24.4	25.1

 $\mathbf{Q}_{\min}$ : Débit journalier minimum,  $\mathbf{Q}_{\max}$ : Débit journalier moyen,  $\mathbf{Q}_{\min}$ : Débit minimum sur i jours consécutifs

Les débits moyens du chenal principal de la rivière Montmorency durant la période de fraie (septembre – octobre – novembre) sont compris entre 27,4 m³/s et 36,7 m³/s. Ces valeurs sont très proches du débit moyen annuel du cours d'eau. Par conséquent, la simulation d'un débit de 31 m³/s dans l'étude hydrodynamique va être une aide utile pour la détermination des valeurs de niveaux d'eau dans le fossé de ceinture. Ultérieurement, les variations imposées au débit du tronçon seront un moyen de gestion de la qualité des habitats vis-à-vis de certaines composantes physiques.

La topographie initiale utilisée ultérieurement dans le modèle est la même que celle de l'étude hydrodynamique pour les fins d'inondation. Il s'agit des données de topographie du fossé de ceinture actualisées en septembre 2005. Les modifications apportées aux digues

sont dans un premier temps une mise à niveau du talus par rapport au fond du tronçon, à l'aval comme à l'amont.

En ce qui concerne le substrat, un champ de frottement de Manning appliqué sur le terrain a été importé de l'étude de Leclerc et al. (2000). La rugosité du lit mineur intégrée au modèle numérique de terrain a, à l'époque, été déterminée par observation directe en utilisant une clé d'interprétation basée sur le degré de dominance des matériaux et leur classification en taille (en m):

- Blocs métriques (1,00 < d < 10,00)
- Blocs (0.25 < d < 1.00)
- Galets (0.64 < d < 0.25)
- Cailloux (0.032 < d < 0.064)
- Gravier (0.004 < d < 0.032)
- Sable (0,00006 < d < 0,004)

Le champ scalaire de frottement utilisable par le simulateur est par la suite calculé à partir des proportions de substrats en fonction des catégories selon l'équation suivante (Roy et al., 2000):

$$\begin{cases} F_{sim} = \frac{1}{\left(34, 9 \cdot \left(-\log(\phi_{m\acute{e}dian})\right)^{0,31} + 0.0017} & pour \ \phi_{m\acute{e}dian} \in ]0; 0,7m] \\ F = 0,051 & pour \ \phi_{m\acute{e}dian} > 0,7m \end{cases}$$
 Équation 13

Où,

 $F_{sim}$  coefficient de frottement utilisable par le simulateur

 $\Phi_{
m m\acute{e}dian}$  diamètre médian du substrat,

Lors des simulations ultérieures et plus particulièrement dans la phase de modélisation des aménagements envisagés ici et de leurs impacts sur la qualité des habitats aquatiques, les modifications de frottement sont apportées directement au champ scalaire. En l'absence de données de terrain concernant la taille du substrat, le champ scalaire de

frottement utilisé par Heniche et al. (1998) permet d'extraire à partir de l'Équation 13 les valeurs de diamètre du substrat nécessaire au couplage biologique/hydrodynamique.

Etant donné le contexte du projet, à savoir la conception d'un tronçon optimisant la qualité des habitats, le processus de calibration du modèle au niveau du fossé de ceinture ne peut être effectué par observation directe sur le terrain. Pour un aménagement donné, que ce soit par une modification artificielle de la topographie du lit mineur, du substrat ou la mise en place d'un ouvrage, le débit caractéristique de la période à l'étude (c'est-à-dire la période de fraie) est simulé sur la totalité du domaine en intégrant les nouvelles informations associées à l'aménagement. Les conditions aux limites du domaine restent inchangées par rapport à l'état initial, étant donné la distance existant entre l'aval du fossé de ceinture et l'aval du domaine de simulation des Îlets. Les niveaux d'eau imposés comme conditions aux limites du domaine de simulation du fossé de ceinture correspondent donc aux niveaux calculés dans le cas des simulations globales du domaine.

La modélisation des habitats nécessite la discrétisation du domaine en éléments d'une taille physiquement cohérente avec ce que pourrait être celle des sites de fraie. Selon Raleigh (1982), un site de fraie potentiel est une surface d'une superficie supérieure à 0,5 m². Un affinage du maillage de calcul apparaissait nécessaire [Figure 18] afin de garantir cette condition sur la taille des éléments.

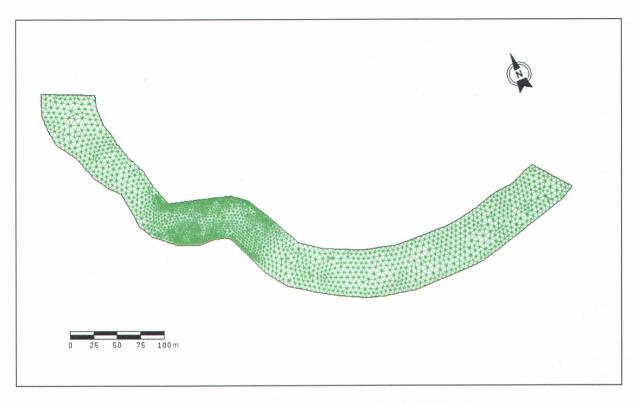


Figure 18 : Maillage hydrodynamique du site à l'étude

## 4.3 Les modèles biologiques utilisés

# 4.3.1 Pour la période de fraie

Le modèle biologique est établi à partir des caractéristiques de l'écologie de l'omble de fontaine. De nombreux modèles biologiques ont été développés à l'échelle nord-américaine pour d'autres salmonidés: le saumon Chinook (*Oncorhynchus tshawytscha*) (McHugh et al., 2004), le saumon atlantique (*Salmo salar*) (Guay et al., 2000). En ce qui concerne l'omble de fontaine, aucun modèle biologique spécifique à la fraie dans la région de la Capitale nationale n'a pu être identifié (Bérubé P., communication personnelle, 2006). Le modèle utilisé dans le cadre de ce projet est donc tiré de Raleigh (1982) développé pour le US Fish and Wildlife Service. Il est devenu une référence en la matière puisqu'il compile un maximum de littérature concernant ce salmonidé. Le principe d'évaluation des habitats est le suivant: la qualité de l'habitat est indexée par rapport à chacun des paramètres entre 0 (habitat inadapté) et 1 (habitat optimal). Les composantes physiques intervenant dans le

modèle sont associées à chacune des phases critiques du cycle biologique de l'espèce [adulte, juvénile, alevin, embryon (fraie)].

Le modèle biologique en question regroupe de nombreuses informations issues de publications officielles et non officielles (Raleigh, 1982) sur les préférences de l'omble de fontaine vis-à-vis de certains paramètres physico-chimiques d'un cours d'eau. Toutefois, dans l'objectif de caractérisation des habitats par modélisation bidimensionnelle des microhabitats, certaines variables ne pourront être prises en compte dans le modèle physique (ex : température, concentration en dioxygène, pH, taux d'ombrage, couverture végétale, nature du substrat, *etc.*). La présence de résurgences est également l'une des composantes favorisant la fraie (Witzel et *al.*, 1983) tout comme l'existence de nids déjà formés (Essington et *al.*, 1998). Les courbes de préférences d'habitat retenues sont donc implicitement reliées aux variables physiques d'habitats influencées par les conditions hydrauliques du milieu. La Figure 19 présente les différentes variables abiotiques et les phases du cycle biologique de l'omble de fontaine associées. Les variables retenues sont des composantes de caractérisation de la taille du substrat, de la vitesse du courant et de la profondeur.

Un site de fraie potentiel est une surface d'une superficie supérieure à 0,5 m<sup>2</sup> composée d'un substrat de diamètre moyen compris entre 0,3 et 8,0 cm, couvert d'une hauteur d'eau minimale de 15 cm. Les variables caractéristiques des habitats favorables à la fraie sont donc (Raleigh, 1982):

- La vitesse moyenne (cm/sec) sur les zones de fraie durant le développement embryonnaire  $(V_5)$
- La taille moyenne du substrat entre 0.3 8.0 cm de diamètre  $(V_7)$
- Le pourcentage des fines (< 3 mm)  $(V_{16})$  intégré à la taille moyenne du substrat si la proportion atteint 50%
- La surface en m² de chaque site
- La profondeur

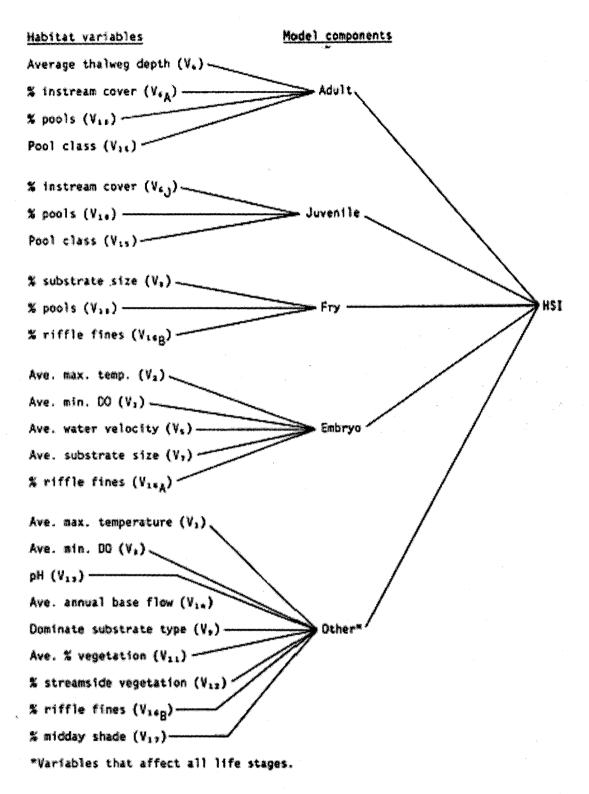
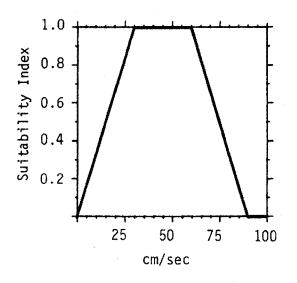


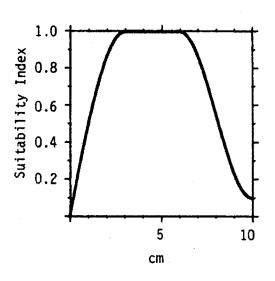
Figure 19 : Diagramme illustrant les relations entre les composantes du modèle et les différentes variables physiques (Raleigh, 1982)

Nous pouvons donc retenir pour la phase critique de fraie de l'omble de fontaine les courbes de préférence d'habitat suivantes [Figure 20] :



### Taille moyenne du substrat de fraie [V7]





Pourcentage de fines (<3 mm) dans les zones de fraie (A) [V16] et de rapides (B)

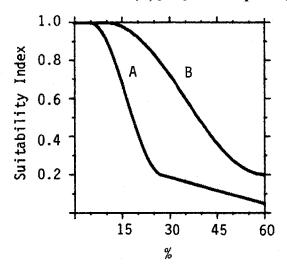


Figure 20 : Courbe d'indice d'habitats selon les variables considérées (Raleigh, 1982)

Toujours selon le modèle de Raleigh (1982), les variables intervenant dans la caractérisation des habitats sont compilées entre elles sous la forme d'une moyenne géométrique pour chacun des stades, permettant ainsi d'en extraire un indice total de préférence d'habitats.

Pour la <u>période de fraie</u> (développement de l'embryon), l'indice global de préférence d'habitat  $(I_f)$  est obtenu par la moyenne géométrique des variables  $V_5$ ,  $V_7$  et  $V_{16}$ :

$$I_f = (V_5 \cdot V_7 \cdot V_{16})^{1/3}$$
 Équation 14

#### 4.3.2 Pour l'alimentation

Le modèle biologique de Raleigh (1982) aurait également pu être appliqué dans l'évaluation de la qualité des habitats d'alimentation. Le modèle biologique d'alimentation pour l'omble de fontaine développé par la firme Génivar (Belzile L., Communication personnelle, 2006) a cependant été retenu. Ce dernier présente en effet l'avantage d'être spécifique aux caractéristiques de l'espèce pour la région de la Capitale nationale et par conséquent, d'être le mieux adapté à la situation. Le modèle d'Indice Probabiliste d'Habitat (IPH) est établi selon la probabilité de présence du poisson en fonction des différents paramètres considérés lesquels sont pris en compte simultanément dans l'établissement du modèle (Guay et al.,2000). Ce type de modèle a prouvé sa valeur à différentes reprises car il est mieux adapté à l'étape de validation que tout autre modèle. Le modèle statistique vraisemblablement le plus adapté à l'espèce et la région est donc le suivant :

$$HPI = \frac{1}{1 + e^{-\lambda}}$$
 Équation 15

avec,

$$\lambda_{total} = -5,76 + 20,77 \cdot H - 24,12 \cdot H^2 + 8,06 \cdot H^3 - 8,73 \cdot H \cdot V + 26,45 \cdot V^2 - 23,19 \cdot V^3 + 3,27 \cdot S + 10,000 \cdot H^3 - 10,000 \cdot H^$$

H profondeur d'eau (m);

V module de la vitesse d'écoulement (m/s);

S taille du substrat sous la forme du diamètre médian  $d_{50}$  (m);

#### 4.4 Couplage des modèles physique et biologique

Le calcul des aires d'habitats, pondérées par la valeur de l'indice d'habitat (*IPH*), ou aires pondérées utiles (*APU*) est la variable autour de laquelle s'articule l'analyse. Pour chaque débit prédéterminé, les aires correspondantes à des intervalles de valeurs d'habitats sont déterminées. Par la suite, les *APU* (Aires Pondérées Utiles) permettent d'évaluer la disponibilité d'habitats en fonction du débit, et dans le cas présent, selon le scénario d'aménagement considéré.

Le principe de calcul de la surface pondérée utile (Pouilly et Souchon, 1995; Leclerc et *al.*, 1995) est appliqué ici avec comme pondération les valeurs d'indice d'habitat déterminées précédemment, issues des modèles biologiques de Raleigh (1982) pour la fraie et de Génivar (*IPH*) pour l'alimentation.

Les calculs de surface sont effectués par intégration numérique sur les éléments du maillage hydrodynamique en utilisant les fonctionnalités prévues à cette fin dans MODELEUR et conformes à la méthode des éléments finis. Les différentes variables physiques étant disponibles sur chacun des nœuds du maillage, les valeurs correspondantes d'habitat peuvent y être compilées d'après la formule suivante, laquelle exprime à la fois le principe mathématique de l'intégration spatiale et sa forme numérique :

$$APU = \int_{A_0} I_G(x, y) dA = \sum_{i=1}^{NE} APU_i = \sum_{i=1}^{NE} A_i \sum_{j=1}^{NPG} w_j \cdot I_{G_{ij}}$$
 Équation 16

Où,

 $A_0$  est l'aire totale du site

 $A_i$  est l'aire de l'élément i

NE est le nombre total d'éléments du modèle géométrique

NPG (=12) est le nombre de points d'intégration numérique sur un élément

 $W_i$  sont les poids d'intégration correspondants

La classification des aires d'un site en fonction de la valeur d'indices d'habitats est globalement fondée sur le même principe de calcul. Les surfaces d'intégration sont cumulées par intervalle de classes d'habitats correspondantes. La transformation d'aires réelles en pourcentage s'effectue simplement ainsi (Leclerc et al., 1991):

$$APU\% = \frac{100 APU}{A_0}$$
 Équation 17

Il en résulte des courbes représentatives des APU (classées, totales, en pourcentage) en fonction des débits.

#### 4.5 Limites de la méthode

Le choix des indices d'habitats à partir des valeurs des variables physiques est une hypothèse d'importance. La revue de la bibliographie classe le modèle biologique de Raleigh (1982) comme étant le plus complet pour l'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis) puisqu'il regroupe un maximum de variables fondamentales. Cependant, en procédant avec une simple moyenne géométrique des indices de base pour générer l'indice global, ce modèle de la période de fraie sous-tend que les paramètres du modèle ont une importance équivalente, ce qui n'est pas nécessairement le cas. De plus, les variables sont à l'évidence corrélées entre elles (ex : la profondeur et la vitesse), ce qui peut générer de la redondance dans la prise en compte des variables. Cependant, ce modèle continue d'être abondamment utilisé malgré ces réserves qui se réduisent à la période de fraie. Par contre, le modèle d'alimentation (IPH) échappe à ces critiques puisqu'il tient compte par un processus de régression multiple (la formule de régression logistique utilisée) de l'interdépendance des variables de base dès l'établissement du modèle, ce qui n'est pas le cas du modèle Raleigh (1982).

D'autres réserves peuvent ici être émises quant à la validité du modèle de fraie puisque ce dernier n'est pas spécifique à la région à l'étude. Il est cependant valable pour l'Amérique du Nord (Raleigh, 1982) et, de ce fait, présente sans doute un spectre de validité plus large (adaptation génétique) que celui applicable au stock d'omble de fontaine de la Montmorency. Sous toutes réserves, il permet néanmoins de donner certains éléments

pertinents sur la qualité des habitats de fraie. D'autre part, le modèle logistique pour l'alimentation (IPH) a au moins le mérite d'avoir été établi pour la région écologique à l'étude, ce qui n'en garantit pas l'adéquation à la rivière Montmorency, mais le rapproche considérablement de son écologie particulière.

Certains facteurs non modélisables ne sont pas pris en compte dans le modèle, qui se réduit uniquement aux variables physiques les plus classiques telles que le substrat, la profondeur d'eau et la vitesse. Il est tout à fait possible que certains paramètres fondamentaux (ex : température, concentration en dioxygène) puissent réduire ou moduler fortement l'estimation de la qualité des habitats.

L'hypothèse simplificatrice initiale énoncée dans la méthode des microhabitats considère que l'effectif d'une population de poisson doit être directement corrélé avec la qualité et surtout la disponibilité de l'habitat (Pouilly et Souchon, 1995). Les conditions à réunir pour valider une éventuelle relation entre les aires pondérées utiles et la biomasse d'une population sont donc (Pouilly et Souchon, 1995; Orth, 1987):

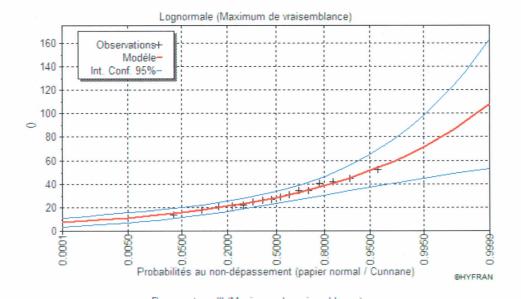
- La capacité d'accueil physique est saturée lors des mesures d'estimation du niveau de la population
- Le rôle de l'habitat hydro-morphodynamique (hauteur, vitesse, substrat) est prédominant sur les autres caractéristiques d'habitat, sauf si l'on dispose de modèles biologiques à plus large spectre paramétrique.
- Les modèles biologiques retenus ont une validité régionale vérifiée et adaptée à l'espèce
- Il n'existe pas d'interférence d'ordre physico-chimique ou thermique vis-à-vis de l'optimum de vie des espèces
- La pression de pêche ne doit pas être trop forte.

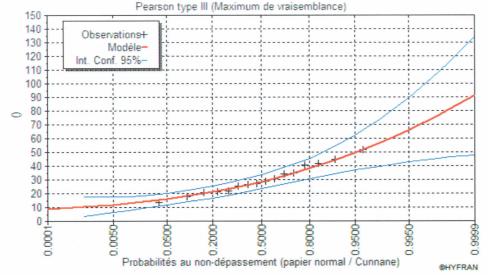
Connaissant ces mises en garde, l'analyse des résultats obtenus par la méthode des microhabitats appliquée à notre contexte peut être réalisée en conséquence.

#### 4.6 Résultats

## 4.6.1 Débits simulés

Les débits simulés pour le calcul des indices d'habitats sont dans un premier temps ceux retenus pour l'étude hydrodynamique 2D du domaine entier présenté précédemment. Les valeurs de niveaux de surface simulés à l'amont et à l'aval du fossé de ceinture deviennent par la suite les conditions aux limites pour les simulations de portée plus limitée de ce site [Figure 18]. À partir de ces niveaux de surface, le débit transitant dans le fossé dans la configuration choisie est évalué, ce qui permet à l'issue d'un processus itératif de fixer les conditions hydrauliques *a priori* adéquates. Étant donné que la fraie de l'omble de fontaine est la principale phase à l'étude, les statistiques de débits pertinentes sont celles des débits moyens journaliers de septembre à novembre. La correspondance entre les périodes de retour des débits transitant dans la rivière et dans le fossé de ceinture durant cette saison sont signalées à titre indicatif. À cet effet, les débits moyens journaliers (station 051001) pour la période reconnue de la fraie de l'omble de fontaine ont été ajustés par différentes lois statistiques. Les lois log-normale et Pearson III sont les plus adaptées et génèrent des résultats très similaires [Figure 21]. Les périodes de retour associées aux différents débits de fraie simulés sont présentées au Tableau 4.





Fonction de probabilité : Loi log-normale

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{\left[\ln x - \mu\right]^2}{2\sigma^2}\right\}$$

Paramètres estimés:

$$\mu = 3,34382$$

$$\sigma = 0.359045$$

Niveau de confiance de 95 %

Fonction de probabilité : Loi Pearson III

$$f(x) = \frac{\alpha^{\lambda}}{\Gamma(\lambda)} (x - m)^{\lambda - 1} e^{-\alpha(x - m)}$$

Paramètres estimés:

$$\alpha = 0.204209$$

$$\lambda = 4,6358$$

$$m = 7,34357$$

Niveau de confiance de 95 %

Figure 21 : Ajustements statistiques par les lois Log-normale et Pearson III des débits moyens journaliers de septembre – octobre - novembre (station 051001)

Tableau 4 : Conditions aux limites imposées selon les débits simulés de la période Septembre - Novembre

Période de retour	Débits sin	nulés (m³/s)	Conditions aux limites			
	Rivière	Fossé de ceinture	Niveau amont (m)	Niveau aval (m)		
1,04	15	5	154,9	153,99		
2,5	31	10	155,1	154,25		
1000¹	100	26	156,12	155,85		
N/A	450	87	156,85	156,50		

# 4.6.2 Configuration initiale : ouverture du fossé de ceinture, maintien de la topographie et du substrat en place

# 4.6.2.1 Topographie et substrat

Dans un premier temps, le potentiel d'habitats est évalué avec les caractéristiques topographiques issues de la campagne de terrain de septembre 2005 et de substrats relevés en 2000. Le changement de topographie nécessaire à la modélisation de l'ouverture du bras est uniquement induit par l'arasement des digues amont et aval, sans aucune modification annexe du profil des berges [Figure 22]. Le substrat présent est maintenu en place pour les simulations. Les problématiques d'érosion et/ou de sédimentation locales ne sont, dans cette configuration, pas abordées [Figure 23]. On suppose donc *a priori* que le substrat existant puisse être maintenu dans les conditions hydrauliques associées à chacun des débits.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Certaines réserves peuvent être émises quant à la validité de cette période de retour au regard de la série de données de débits à disposition pour l'ajustement statistique.

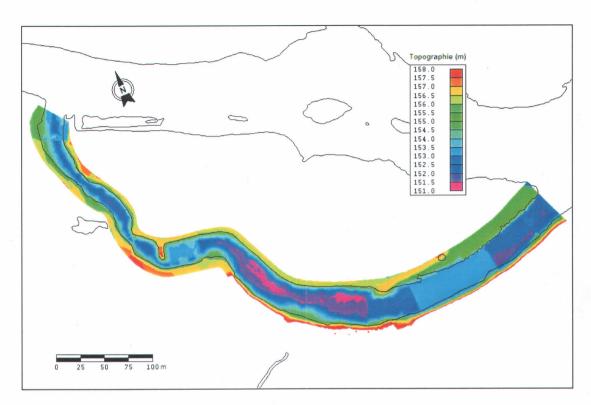


Figure 22 : Représentation graphique de la topographie du fossé de ceinture ouvert

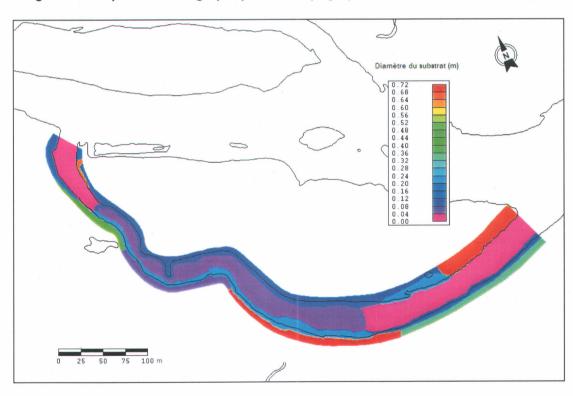


Figure 23 : Représentation graphique du diamètre équivalent moyen du substrat, configuration initiale

# 4.6.2.2 Calcul des aires pondérées utiles

Le potentiel d'habitats et leur évolution en fonction du débit sont présentés par les graphes d'aires pondérées utiles  $[APU=f(d\acute{e}bit)]$ . Les résultats de calcul d'aires pondérés utiles basés sur la méthode présentée en 4.4 sont regroupés ci-dessous [Figure 24] :

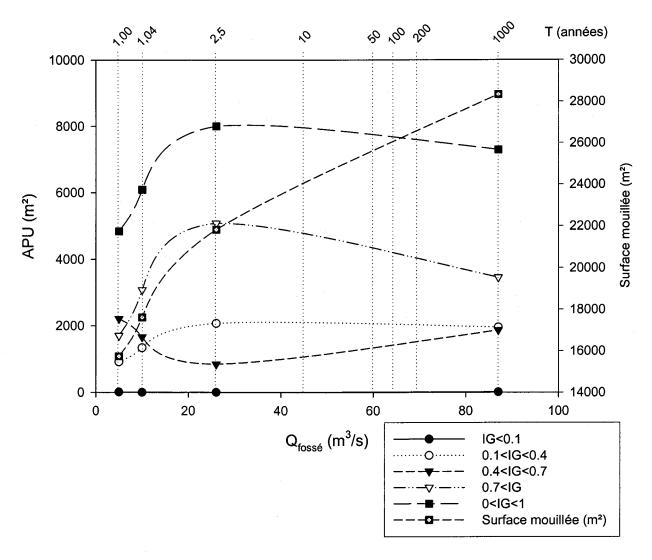


Figure 24 : Aires pondérées utiles totales et classées pour la fraie, configuration initiale avec fossé ouvert

Pour les débits simulés les plus faibles, du fait d'une réduction conséquente de surface mouillée, le potentiel d'habitat est à son minimum. La classe d'habitats d'indice compris entre 0,4 et 0,7 est prédominante dans le milieu. Les aires pondérées utiles d'indice de cette classe sont les seules à diminuer avec l'augmentation de débit. Globalement, elle

génère une augmentation du potentiel d'habitats pour atteindre un optimum à 26 m³/s. Toutes les classes d'habitats présentent en effet un maximum pour ces valeurs de débits. La très faible probabilité d'occurrence de cette gamme de débit dans le fossé de ceinture durant la période de fraie doit cependant faire relativiser ces résultats. Toute augmentation des débits vers cet optimum tend donc à augmenter la qualité des habitats. Le potentiel d'habitats en période de fraie est donc médian à 5 m³/s. La hausse du niveau d'eau avec les débits assure donc un passage des habitats de classe moyenne vers les classes supérieures. Les débits moyens de la période (10 m³/s dans le fossé de ceinture, 31 m³/s sur la rivière) sont donc associés à des habitats de qualité intermédiaire. Pour des débits beaucoup plus importants (supérieurs à 325 m³/s dans la rivière), une diminution générale de la quantité d'habitats est perceptible. L'augmentation des vitesses d'écoulement dans le tronçon (atteignant des valeurs supérieures à 1,2 m³/s [ANNEXE 24]) doit très certainement être responsable de conditions défavorables à la fraie de l'omble de fontaine.

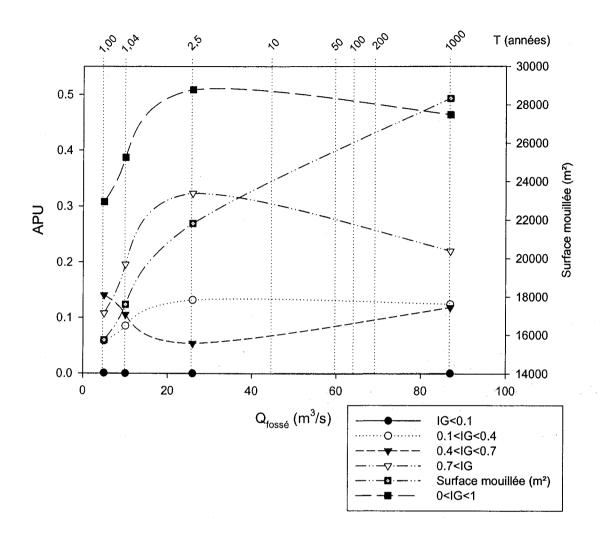


Figure 25 : Aires pondérées utiles relatives classées pour la fraie, configuration initiale avec fossé ouvert

En valeur relative, les habitats d'indice supérieur à 0,7 sont majoritaires sauf en période de plus faible débit [Figure 25]. La diminution remarquée en valeur absolue du potentiel d'habitats à partir de 26 m³/s est effective. Malgré l'augmentation de la surface mouillée, l'augmentation de débit crée une réduction générale de la qualité des habitats dont l'indice est supérieur à 0,7. Cette dernière est corollaire avec l'augmentation de la part relative des habitats dont l'indice est compris entre 0,4 et 0,7.

## 4.6.2.3 Répartition spatiale des habitats

Les champs de variables pris en compte dans l'évaluation de la qualité d'habitats sont extraits des résultats des simulations hydrodynamiques. En toute logique, la représentation bidimensionnelle des habitats [Figure 26] met également en évidence, même pour un substrat d'origine inchangé, des zones de bonne qualité (*IG*>0,8). Ces dernières sont localisées principalement dans le secteur central du site (entre les anciennes digues) pour toutes les gammes de débit. Elles sont néanmoins relativement peu étendues. En revanche, des zones apparemment peu propices à la fraie sont présentes en amont et en aval du tronçon. Pour les débits simulés les plus faibles, les zones les plus favorables à la fraie sont localisées à proximité de la structure transversale à l'aval du pont.

L'existence de vitesses plus importantes, dues à la réduction de la section d'écoulement, combinées aux profondeurs de la fosse entrent très certainement en jeu. Une augmentation de débit génère une extension de la zone d'habitats de qualité supérieure vers l'aval, pour atteindre un maximum à 26 m³/s. Au-delà de cette valeur seuil, le transfert vers l'aval se poursuit, avec une diminution de qualité dans le secteur de la pointe et de l'aval du pont. Dans ce secteur, les vitesses conséquentes engendrées par la réduction de la section d'écoulement sont à présent un facteur limitant de la qualité des habitats. Une translation vers l'aval des secteurs d'habitats de qualité supérieure existe entre les épisodes d'étiage et de crue.

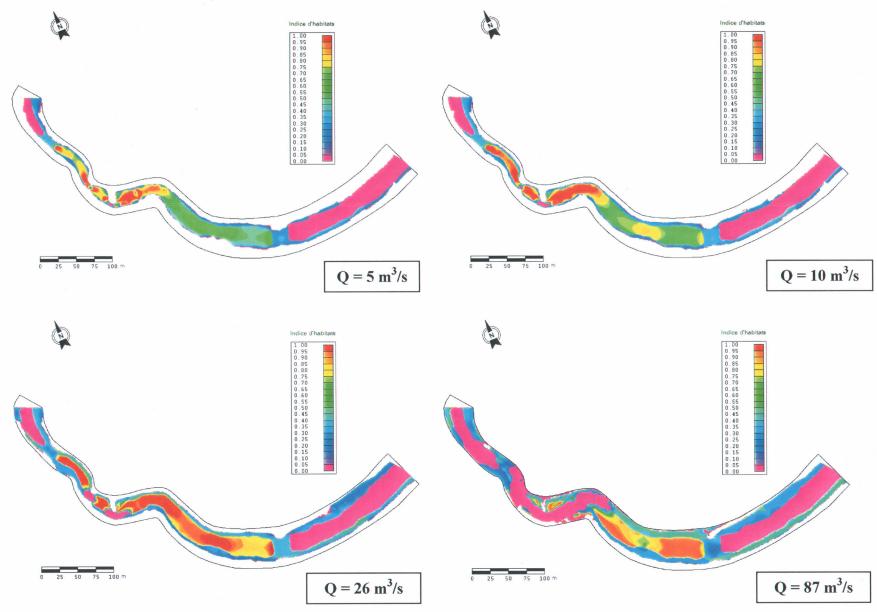


Figure 26 : Représentation bidimensionnelle des indices d'habitats pour la fraie de l'omble de fontaine, configuration initiale

# 4.6.3 Configuration améliorée : ouverture du fossé de ceinture, modification du substrat

## 4.6.3.1 Topographie et substrat

Dans cette configuration, seule une modification du substrat de fond est effectuée dans un objectif d'augmentation du potentiel d'habitat de qualité (dont l'IG est supérieur à 0,7) pour la fraie dans un premier temps, puis l'alimentation dans un second temps. La topographie demeure la même qu'actuellement à l'exception de l'arasement des digues amont et aval. La courbe de préférence de substrat issue du modèle biologique de Raleigh (cf. 4.3.1) présente un maximum d'indice spécifique pour des diamètres compris entre 0.03 m et 0.06 m. Dans le contexte de calculs numériques d'indices d'habitats, tout diamètre compris entre ces deux valeurs améliore l'indice global d'habitats, la condition de substrat optimale étant toujours satisfaite. Sur un plan technique, des diamètres plus grossiers auront tendance à mieux résister à l'action érosive des crues. Cependant, l'effet de pavage sera également plus important du fait de l'augmentation des espaces interstitiels qui existent entre chaque grain de matériau. Les plus gros grains assurent en effet aux particules fines une protection physique face à l'arrachement (Degoutte, 2002). Le lessivage des sédiments fins lors d'épisodes de plus forts débits est donc plus réduit. Le diamètre moyen du substrat peut donc être déterminé selon la charge moyenne de la rivière en matières en suspension et sa prédisposition à la sédimentation. Dans le cadre de cette étude où ces données sont inconnues, le diamètre moyen du substrat est fixé à 0,045 m. Le champ de frottement associé a donc été intégré au modèle numérique de terrain.

#### 4.6.3.2 Stabilité du substrat modifié

Les sédiments ou alluvions d'un cours d'eau sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrodynamiques tractrices appliquées en crues et compte tenu de leur propre poids. Les différentes forces auxquelles est soumis un grain sans cohésion de diamètre d et de poids volumique  $\gamma_s$  sont les suivantes (Figure 27 ; Degoutte, 2002) :

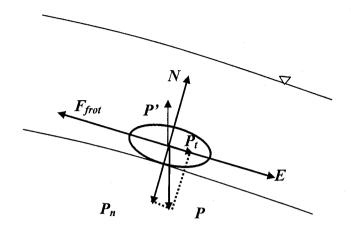


Figure 27 : Equilibre d'un grain posé sur le fond d'un chenal (Degoutte, 2002)

Avec,

 $F_{frot}$  Force de frottement engendrée par la composant normale du poids

P Poids. Le poids immergé est la résultante du poids et de la poussée d'Archimède

 $P_t$  Composante tangentielle du poids

 $P_n$  Composante normale du poids

P' Poussée d'Archimède

E Force d'entraı̂nement due à l'écoulement proportionnelle à la section du grain , b étant un coefficient de forme, et  $\tau_0$  la force tractrice

N Portance de la forme , V étant étant la vitesse de l'eau au voisinage du fond et c un autre coefficient de forme dans la direction normale à b

Au seuil de mise en mouvement  $E=F_{frot}-P_t$ , la force tractrice critique est donc telle que  $b \cdot \tau_c \cdot d^2 = \pi \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^3 \cdot \frac{(\cos \alpha \cdot \tan \varphi - \sin \alpha)}{6b}$ . Après simplification, la force

tractrice critique, c'est-à-dire de début d'entraînement, peut se mettre sous la forme  $\tau_c = \frac{\tau^* (\gamma_s - \gamma_w)}{d} \text{ avec } \tau^* = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot S}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d}; S \text{ étant la pente de l'écoulement. Ce paramètre adimensionnel est classiquement appelé paramètre de Shields (Degoutte, 2002).}$ 

L'une des variables obtenue par simulation étant le module de vitesse, le calcul de vitesse de début d'entraînement permet de déterminer si le substrat prédéterminé peut être maintenu en place avec les forces hydrodynamiques tractrices existantes. Cette vitesse provoque le début d'entraînement par charriage du substrat. En éliminant S de la formule de Strickler  $V = \frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot S^{1/12}$  et celle qui donne le début de charriage  $\beta \cdot \tau^* = 0,0047$ ,

$$\beta \cdot y \cdot S = 0,047 \cdot 1,6 \cdot d \cdot 0,075 \cdot d$$

Avec,

$$\beta = \left(\frac{K}{K_{grains}}\right)^{3/2} \text{ et } K_{grains} = \frac{21}{d^{1/6}}$$

Il vient:

$$V_0 = 2, 7 \cdot K^{1/4} \cdot y^{1/6} \cdot d^{3/8}$$
 Équation 18

Dans le cas où  $\beta = 1$ , la formule devient (Degoutte, 2002):

$$V_0 = 5.8 \cdot y^{1/6} \cdot d^{1/3}$$
 Équation 19

La vitesse minimale d'entraînement est ensuite comparée aux vitesses d'écoulement pour chacun des débits. Si la vitesse simulée est supérieure à la vitesse  $V_0$  calculée, le diamètre du substrat en place est considéré insuffisant au regard des conditions hydrauliques du milieu. Le cas échéant, le diamètre doit donc être augmenté jusqu'à ce que la vitesse d'entraînement spécifique au diamètre soit supérieure aux vitesses réelles.

Suivant la granulométrie du substrat, un phénomène de pavage peut être observable lorsque les interstices entre chaque grain de matériau sont suffisamment grands pour permettre aux plus petits de s'y loger à demeure. Les forces d'arrachement doivent alors être beaucoup plus importantes pour assurer l'évacuation des particules fines que sur un fond

uniforme, les grains de diamètre supérieur assurant une protection aux autres (Degoutte, 2002). Cette méthode de calcul se révèle donc être plutôt conservatrice.

Le substrat dont le diamètre a été artificiellement fixé à 0,045 m a une résistance au courant présent insuffisante dans le secteur de la structure transversale en épi pour un débit de 87 m³/s [Figure 28]. Le champ de substrat du modèle numérique de terrain a donc été augmenté localement à 0,12 m, une valeur d'ailleurs très présente dans le cours principal. Dans ces conditions, les modules de vitesse d'écoulement sont inférieurs aux vitesses de début d'entraînement des particules du fond. La stabilité du substrat est donc favorisée, sinon totalement garantie, jusqu'à 87 m³/s, soit le débit de plein bord du fossé.

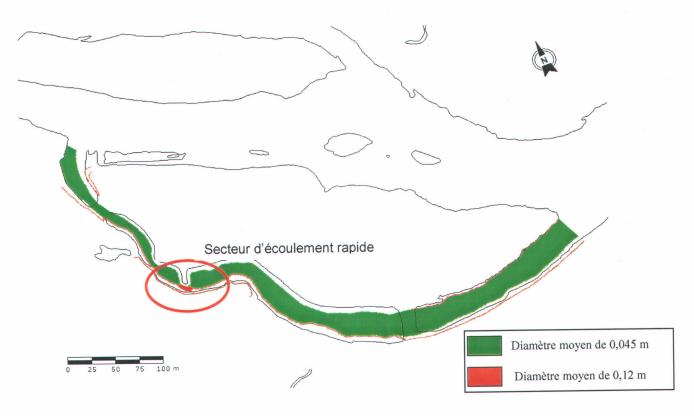


Figure 28 : Cartographie du substrat modifié par rapport à la configuration initiale

## 4.6.3.3 Calcul des aires pondérées utiles

Le potentiel d'habitats et leur évolution en fonction du débit sont présentés par les graphes d'aires pondérées utiles [APU=f(Q)]. Les résultats des calculs d'aires pondérées utiles basés sur la méthode présentée en 4.4 sont regroupés ci-dessous [Figure 29] :

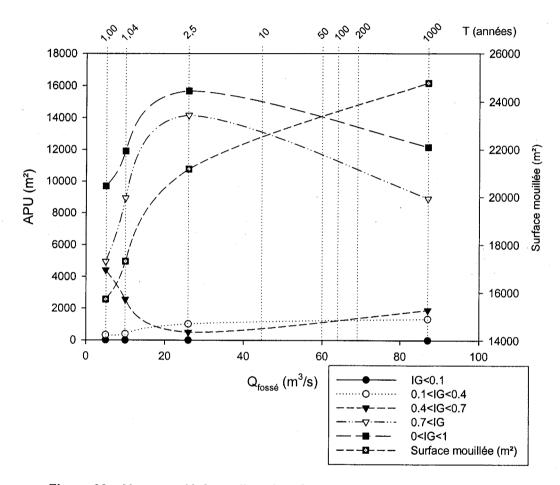


Figure 29 : Aires pondérées utiles classées pour la fraie, configuration améliorée

Avec la modification du substrat apportée, l'évolution des APU en fonction du débit est relativement similaire au cas initial. Les valeurs sont cependant beaucoup plus élevées. En effet, les APU atteignent un maximum voisin de 16 000 m² pour 26 m³/s [Figure 29], contrairement à seulement 8 000 m² dans la configuration initiale [Figure 24]. Même lors de faibles débits, la quantité d'APU dans cette configuration est largement supérieure au maximum de la configuration initiale. Les maximums des classes supérieures d'habitat représentent jusqu'au double de la configuration de base [Figure 30]. Les habitats de bonne

qualité (*IG*>0,7) sont ici encore, en terme de superficie, majoritaires. Toutefois, même en période de débits inférieurs au débit automnal moyen, ces derniers représentent encore près du tiers de la surface mouillée. Il semble donc que la taille du substrat soit le facteur limitant de la qualité des habitats pour la fraie de l'omble de fontaine dans le fossé de ceinture. Les conditions hydrauliques présentes sont donc plutôt favorables à cette phase du cycle biologique de l'espèce.

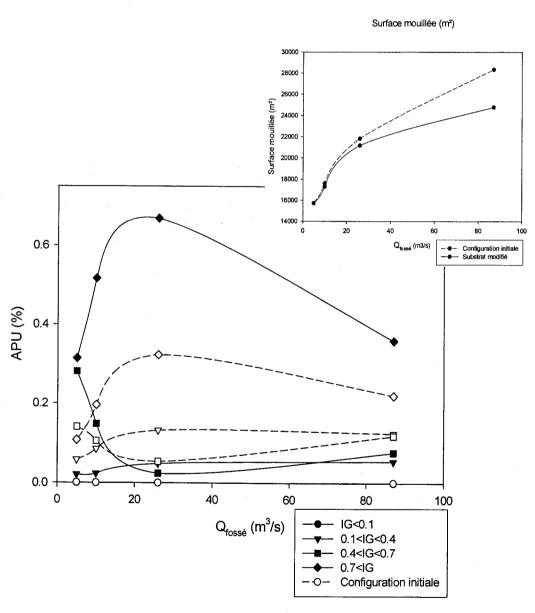


Figure 30 : Aires pondérées utiles relatives classées pour la fraie, configuration améliorée

# 4.6.3.4 Répartition spatiale des habitats

La répartition spatiale des habitats de qualité supérieure coïncide naturellement avec la localisation du substrat de diamètre optimal pour la fraie [Figure 31]. Dans cette configuration alternative, des habitats de bonne qualité sont présents à l'aval du tronçon, où les habitats étaient très peu favorables dans la configuration initiale. Le débit optimal est encore 27 m³/s. Pour des débits supérieurs, la qualité des habitats se réduit en amont tandis qu'elle reste acceptable en aval. La largeur du chenal étant réduite dans la partie amont, les vitesses deviennent relativement importantes comparativement à la partie aval, où la pointe inondable de l'île étend la surface mouillée. Les vitesses y sont donc plus réduites, et par conséquent les habitats conservent des caractéristiques intéressantes pour la fraie.

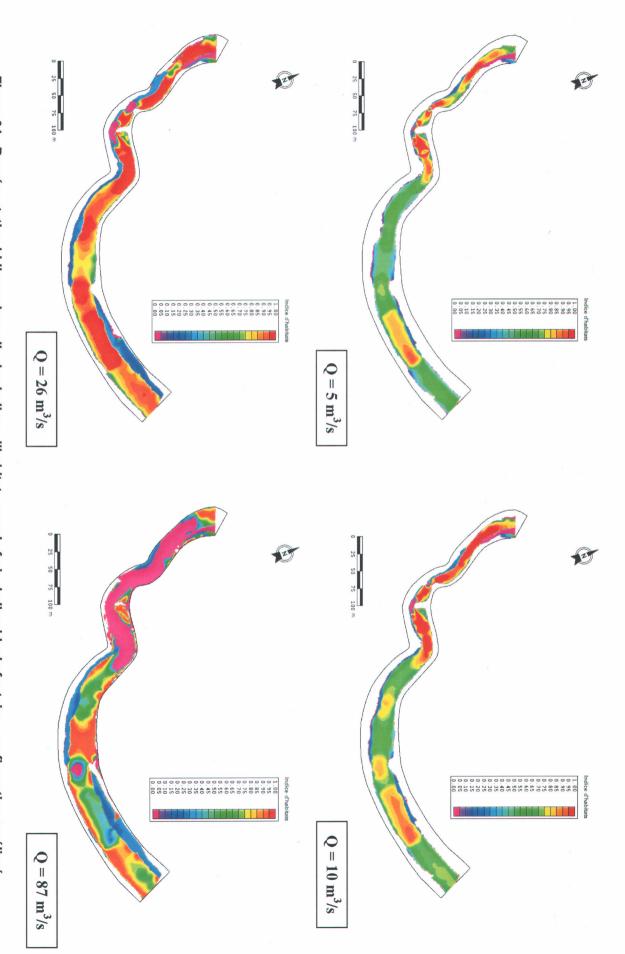


Figure 31 : Représentation bidimensionnelle des indices d'habitats pour la fraie de l'omble de fontaine, configuration améliorée

# 4.6.3.5 Evaluation de la qualité des habitats pour l'alimentation de l'omble de fontaine

La rivière possède un bon potentiel d'habitats pour le développement des truites. Ceci a d'ailleurs été mis en évidence lors de la campagne de terrain de 2004 visant à caractériser la présence de l'omble de fontaine sur le bassin versant de la rivière Montmorency (Pilon, 2005). La proposition d'aménagement présentée précédemment est principalement destinée à optimiser les conditions préférentielles à la fraie donc au recrutement. Il est toutefois intéressant en parallèle d'évaluer ses impacts sur les habitats favorables à l'alimentation de l'omble de fontaine. La période considérée ici s'étend du démantèlement du couvert de glace jusqu'à sa reformation l'hiver suivant.

Le potentiel d'habitats et leur évolution en fonction du débit sont présentés par les graphes d'aires pondérées utiles [APU=f(Q)]. Les résultats de calculs d'aires pondérées utiles basés sur la méthode présentée au chapitre 4.4 sont regroupés ci-dessous [Figure 32] :

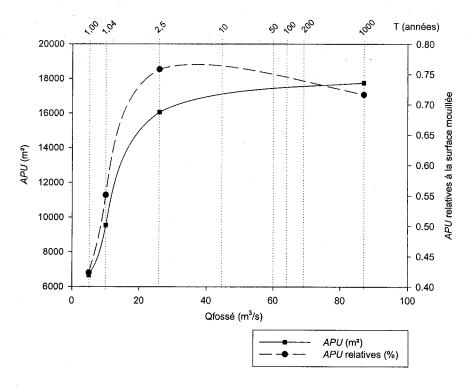


Figure 32: Aires pondérées utiles absolues et relatives classées pour l'alimentation de l'omble de fontaine - Configuration améliorée

Contrairement à la période de fraie qui habituellement a lieu dans la saison hydrologique la plus favorable, plus particulièrement à l'automne, l'alimentation s'effectue à partir de la fin du printemps et tant que les conditions hydrodynamiques et thermiques le permettent. L'évolution du potentiel d'habitat en fonction des débits permet d'estimer la qualité du tronçon dans le cas d'évènements hydrologiques extrêmes. Ainsi, même en période d'étiage, le fossé de ceinture possède des *APU* relatives intéressantes. Une faible augmentation de débit augmente considérablement le potentiel d'alimentation du tronçon pour atteindre un maximum équivalent à 80% de la surface mouillée à 27 m³/s. Les aménagements initialement proposés en faveur de la fraie de l'omble de fontaine sont donc également bénéfiques à la phase de croissance et d'alimentation des stades supérieurs de l'espèce. Sur le plan écologique, ce projet semble donc posséder un bon potentiel de maintien, voire de création, d'habitats aquatiques.

## 4.6.3.6 Représentation bidimensionnelle qualitative des habitats

Les habitats préférentiels pour l'alimentation de l'omble de fontaine sont présentés à la Figure 33. En période d'étiage, le maximum d'habitat est concentré au niveau des fosses, c'est-à-dire dans les secteurs les plus profonds. Cette observation apporte par ailleurs un élément de validation du modèle, ces résultats étant confirmés par les propos des biologistes au sujet de l'écologie de l'espèce (Pilon, 2004; Paquet, 1988). A mesure que les niveaux d'eau associés à l'augmentation des débits augmentent, la superficie des zones d'habitat croît également, pour atteindre un maximum relatif autour de 26 m³/s. Cette gamme de débit était d'ailleurs le débit optimal pour la fraie dans ce tronçon de rivière. La présence d'individus adultes est donc favorisée, non seulement par le potentiel de fraie du site, mais également par le potentiel d'alimentation le reste de l'année, notamment au niveau des fosses.

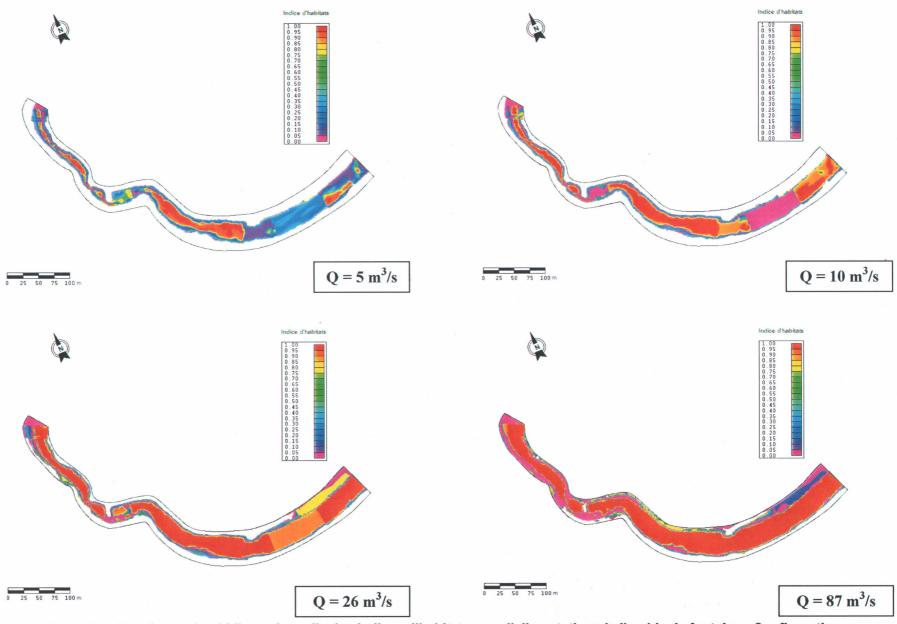


Figure 33 : Représentation bidimensionnelle des indices d'habitats pour l'alimentation de l'omble de fontaine - Configuration améliorée

		•		

#### 5 DISCUSSION

# 5.1 Proposition d'un aménagement intégré

# 5.1.1 Topographie de la section d'écoulement

La topographie proposée dans le cadre de cet aménagement conserve globalement la morphologie déjà existante du chenal. Celle-ci présente actuellement deux fosses, à l'amont et à l'aval de la structure en épi. Ces zones plus profondes peuvent créer par ailleurs des refuges thermiques durant les augmentations de température liées aux épisodes d'étiage.

Dans un premier temps, les deux digues qui isolent le fossé sont arasées à niveau avec le fond. Sur un plan technique, afin de réduire à leur minimum les impacts à l'aval des travaux (en particulier en ce qui concerne le transport solide dans la rivière) le matériau des digues doit être évacué progressivement hors du site.

Les berges dans leur état actuel semblent être en bon état en rive gauche, c'est à dire du coté des bassins. Certaines problématiques d'érosion progressive localisée existent cependant, en particulier en rive droite plus à l'aval. La morphologie présente peut alors être conservée grâce à différentes techniques de protection de berges développées plus en détails dans la partie 5.1.3.

#### 5.1.2 Modification du substrat

En accord avec l'objectif d'une reconversion multi-usages du secteur à l'étude, le substrat doit être adapté à l'ensemble des activités en place sur le tronçon. Dans un premier temps, son diamètre doit être adapté aux préférences de l'omble de fontaine pour sa fraie. D'après l'étude d'habitats réalisée précédemment, le diamètre du substrat optimal pour la fraie doit être compris entre 3,0 et 6,0 cm. Pour les besoins de la simulation, le substrat a arbitrairement été fixé à 4,5 cm. Il est certain qu'un tel diamètre permet d'assurer une résistance à l'arrachement plus importante sans pour autant, en première approximation, réduire la qualité attendue des habitats. Concrètement, un substrat plus gros favorisera le phénomène de pavage. Le lessivage du substrat espéré par les différents épisodes de plus forts débits pourrait par conséquent être réduit. Dépendamment de la quantité de matières en

suspension présentes dans la rivière en crue, un colmatage du substrat pourrait survenir à court terme (Bérubé et al., 2003).

# 5.1.3 Techniques de maintien de l'aménagement

#### 5.1.3.1 Du lit mineur

L'aménagement proposé suggère un substrat homogène de diamètre moyen de 4,5 cm réparti sur le fond du tronçon, à l'exception de la structure transversale en épi où la taille des grains est augmentée à 12 cm.

Le débit au secteur des Îlets associé à une période de retour de 100 ans est de 870 m³/s. Les vitesses et niveaux de surface obtenus pour un tel évènement s'accompagnent de vitesses qui, selon l'équation 18, sont toujours inférieures à la vitesse d'arrachement des matériaux visés. Le maintien de la structure du lit est donc au moins assuré pour les évènements de période de retour de 100 ans.

Malgré le fait que le substrat soit *a priori* anticipé stable dans les conditions hydrauliques précédemment évoquées, il semble tout de même plus prudent, sinon nécessaire de garantir la stabilité du lit par des aménagements additionnels. La raison est liée à la présence d'infrastructures stratégiques pour l'eau potable dans le périmètre immédiat du fossé. En effet, le rétablissement de l'écoulement peut modifier la pente d'équilibre du tronçon. Les conditions particulières occasionnées par l'immobilisation de l'eau entre les digues ont jusqu'à présent favorisé le comblement partiel des fosses et la sédimentation de particules fines. Il pourrait donc être nécessaire d'intégrer des structures stabilisatrices permettant le maintien en place du substrat et une protection pour les installations en place.

La Figure 34 présente un exemple d'aménagement pouvant contribuer à la stabilisation plus sécuritaire du lit du chenal. Trois clés de stabilisation formant des seuils artificiels sont intégrées au fond de la rivière à des endroits stratégiques déterminés en fonction de la topographie existante et des conditions hydrauliques locales. La structure n°1, en amont du tronçon, a pour objectif principal le maintien du substrat de plus gros diamètre disposé au niveau de la structure transversale (épi) dans le cas d'un épisode de crue de récurrence supérieure à 100 ans. Par ailleurs, l'érosion régressive à partir de la deuxième fosse est également évitée. La clé de stabilisation n°2 assure quant à elle une protection vis-à-

vis de l'érosion progressive à l'extrémité aval de la fosse. Les trois structures successives devraient donc assurer la stabilisation du substrat adéquat en plus de protéger la morphologie mise en place. En période de transport de sédiments élevés, la fosse en amont peut faciliter la décantation des matières en suspension. La qualité des secteurs potentiels d'habitats aquatiques en aval peut donc être préservée, en réduisant le phénomène de colmatage du substrat par les fines.

Les clés peuvent être formées d'enrochement de taille métrique ou semi-métrique imbriqués dans le lit mineur à la cote de celui-ci. Elles occupent en largeur toute la section d'écoulement. Dans le sens longitudinal, la largeur des clés doit être suffisante (plusieurs mètres). Il n'est pas possible au stade actuel de préciser le dimensionnement des clés, la proposition prenant plutôt la forme d'une suggestion.

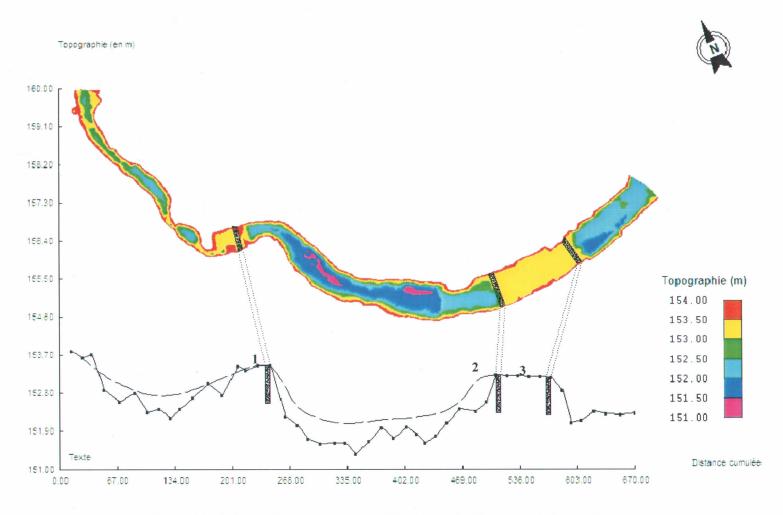


Figure 34 : Schéma de structures stabilisatrices du lit du fossé de ceinture

## **5.1.3.2** Des berges

## > Les problématiques d'érosion

Deux types d'érosion sont susceptibles de se produire dans le secteur. Au niveau de la confluence aval du fossé de ceinture et du cours principal de la rivière, une érosion en rive droite est déjà remarquable, un phénomène naturel provoqué par les crues de la rivière qui risque d'être amplifié par l'existence d'un écoulement dynamique restauré dans le fossé. A cela peut s'ajouter une érosion directement liée aux nouvelles conditions hydrauliques dans le fossé lui-même, où l'écoulement actuel est toujours faible.

En matière d'ouvrages de protection le long des cours d'eau, les solutions techniques sont de trois types (Lachat, 1986) :

- Les <u>solutions</u> structurales (génie civil): cette technologie « dure » nécessite généralement des techniques et des moyens lourds, coûteux et invasifs
- La <u>bio-ingénierie</u>, qui vise à exploiter les facultés naturelles de certains végétaux afin de lutter contre l'action érosive des cours d'eau
- Une <u>combinaison des deux techniques</u>, dans les zones de forte exposition aux courants élevés ou à la glace, où la technique végétale ne permet pas, à elle seule, d'assurer une protection efficace

Les techniques de génie végétal présentent l'intérêt d'être particulièrement respectueuses de l'environnement en favorisant une renaturalisation des berges. Le but premier est d'offrir une solution efficace à un problème de protection de sol avec un coût de réalisation raisonnable. Par ailleurs, cette technique présente l'avantage de créer une diversité maximale d'habitats aussi bien du lit que des berges et des rives. Aucune berge rocheuse naturelle n'étant présente dans le secteur, les caractéristiques locales des berges sont respectées en intégrant de la façon la plus adaptée les ouvrages de protection au site (Lachat, 1994).

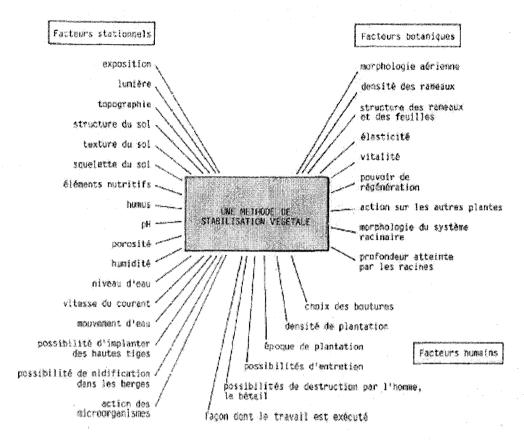


Figure 35 : Facteurs déterminant le choix d'une méthode de stabilisation (Lachat, 1986)

Le choix des techniques d'aménagement visant à la protection des berges est effectué d'après l'analyse des facteurs déterminés par Lachat (1986) [Figure 35]. Les caractéristiques actuelles du site doivent également être considérées ainsi que la nature et l'état des berges (Verniers, 1995).

Lors de la création des bassins et de la station de pompage en 1986, les berges affectées au périmètre extérieur des bassins, à la rivière et au fossé, ont été reprises par des enrochements simples, sans aucune transition granulométrique. Aucune force tangentielle due au courant n'étant à l'époque prévisible, leur rôle était principalement une lutte contre les affaissements et l'action des glaces. Plus loin en aval, les berges n'ont pas été modifiées. La rive droite présente maintenant une forte pente, responsable d'une érosion importante au niveau de la confluence avec le cours principal de la rivière. Ce type d'érosion pourrait concerner la partie intermédiaire du tronçon, épargnée jusqu'à présent du fait de la stagnation de l'eau dans le bassin artificiel.

Les protections de berges envisagées doivent donc être adaptées d'une part aux conditions hydrauliques s'y appliquant, et d'autre part aux caractéristiques des berges. Les trois types de berges identifiées sont les berges inondables, en enrochements et végétalisées [Figure 36]. Les berges inondables, en végétation arbustive et arborescente, sont situées à l'extrémité aval de l'île, en rive gauche du fossé, dans une zone très peu soumise aux forces érosives (à part lors de crues majeures). Aucun ouvrage ou fonction n'étant à préserver, une protection artificielle de berges à cet endroit ne semble pas indispensable. La section d'écoulement à l'aval étant relativement large, l'action érosive du courant sur les berges sera plus réduite qu'à l'amont. Par contre en rive droite, où la berge est très abrupte et l'érosion déjà effective, les techniques végétales semblent être parfaitement adaptées dans ces zones naturellement végétalisées mais néanmoins soumises à l'érosion.

Les berges en enrochements (extérieur des bassins) peuvent en revanche être consolidées de façon traditionnelle : la hauteur limitée des digues (157 m) se situant tout près de la limite naturelle annuelle de l'action des glaces (156 m; communication personnelle, M. Leclerc, 2006). La présence d'un horizon végétal arborescent serait de nature à prévenir l'envahissement des bassins par la glace lors de la débâcle. A proximité de la station de pompage, c'est-à-dire en rive droite dans le secteur amont, une technique mixte peut être employée afin de protéger avec des enrochements l'horizon inférieur des talus, non protégés à l'heure actuelle. L'horizon supérieur serait protégé avec de la végétation en place ou à intégrer. Le corridor végétal serait alors continu en rive droite, ce qui favoriserait le développement d'un couvert végétal assurant un écran thermique pour l'eau en période de fortes chaleurs, tout en naturalisant le site au maximum.

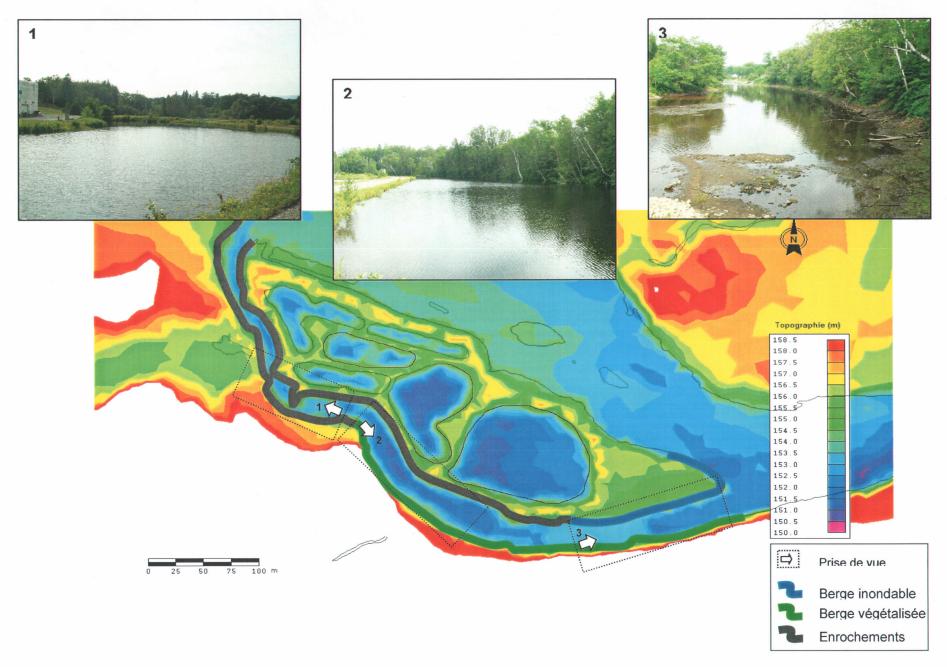


Figure 36 : Caractéristiques des berges du fossé de ceinture, août 2005

## > Protection de berges par enrochements

La proposition suivante de protection de berges par enrochements concerne la rive gauche du fossé de ceinture, c'est-à-dire de la confluence amont au droit du bassin le plus en aval, à la limite des berges inondables. La section vis-à-vis de la réduction latérale de largeur par la structure transversale en épi en aval du pont nécessite également une protection efficace contre les courants générés par les nouvelles conditions hydrauliques.

L'ensemble « berge plus revêtement » doit être stable au glissement gravitaire. En pratique cela conduit généralement à retenir des pentes inférieures ou égales à  $\frac{1}{2}$ . Le dimensionnement adapté aux conditions hydrauliques en présence est effectué selon les propositions de Degoutte (2002). La méthode conduit à calculer la taille des blocs sur fond plat ou à très faible pente, puis à effectuer une correction pour tenir compte de la pente du talus. Pour une protection en enrochements sur fond plat, la formule d'Isbash ci-après donne le diamètre médian  $d_{50}$  des blocs en fonction de la vitesse V du courant à leur voisinage (Degoutte, 2002):

$$d_{50} = 0, 7 \cdot \lambda \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{V^2}{2g}$$
 Équation 20

Avec.

λ coefficient de sécurité, généralement fixé à 1,25

γ<sub>w</sub> poids volumique de l'eau

 $\gamma_s$  poids volumique spécifique des grains, c'est-à-dire de la roche constitutive habituellement égal à 26 ou 27 kN/m³

Pour  $\frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2.6$ , la formule se simplifie en  $d_{50} = 0.022 \cdot \lambda \cdot V^2$ . Lorsque les enrochements sont posés sur un talus, il est possible de diviser le diamètre calculé pour un

fond plat par le coefficient  $\sqrt{1-\frac{\sin^2\beta}{\sin^2\varphi}}$  où  $\beta$  est l'angle du talus avec l'horizontale et  $\varphi$  l'angle d'équilibre des enrochements (Degoutte, 2002).

Généralement  $\varphi$  est proche de  $40^\circ$ , plutôt inférieur si les blocs sont très arrondis et plutôt supérieur si les blocs sont très anguleux (Degoutte, 2002). La pente du talus des bassins a été fixée lors de la conception des infrastructures de la station de pompage à 1,5/1,0 (Leclerc et al., 2000). Pour une pente de 2/3 et  $\varphi$ =40°, ce coefficient vaut 0,50 d'où  $d_{50}=0,044\cdot\lambda\cdot V^2$ .

Les vitesses atteintes lors du débit de plein bord du fossé de ceinture étant en moyenne plus élevées que celles de la crue centennale, les modules de vitesses utilisés pour le calcul du diamètre des enrochements sont correspondants à un débit simulé de 87 m³/s, soit environ 450 m³/s sur la rivière aux Îlets. Degoutte (2002) suggère d'adopter une protection à granularité étalée, pour permettre une meilleure imbrication des blocs, typiquement  $D_{\min} > 0, 7 \cdot d_{50}$  et  $D_{\max} > 2 \cdot d_{50}$ .

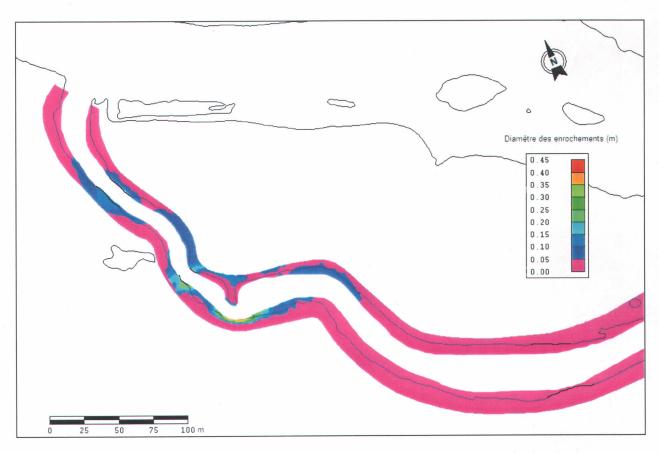


Figure 37: Diamètre calculé des blocs de la protection de berge par enrochements

D'après les vitesses atteintes au voisinage de berges pour un débit simulé de  $87 \, \text{m}^3/\text{s}$ , le diamètre médian maximal des enrochements doit être égal à 350 mm, pour une taille des blocs comprise entre 250 mm et 700 mm afin de respecter la fourchette [0,7 D - 2 D] [Figure 37].

Dans le cas d'une étude de faisabilité plus complète, il est impératif de s'assurer que les berges soient elles-mêmes bien protégées à leur pied pour résister à la fois aux affouillements localisés et aux enfoncements généralisés. L'importance des fondations influe par ailleurs fortement sur le coût. Si la fondation s'avère insuffisante, la reprise en sousceuvre est difficile, d'où l'importance de bien maîtriser ce risque lors de la conception.

### Protection de berges par techniques de génie végétal

Les techniques de génie végétal semblent bien adaptées à la rive droite du fossé de ceinture et plus particulièrement à la partie aval, déjà boisée, mais vraisemblablement soumise à des forces d'érosion beaucoup plus importantes dans le cas d'un éventuel rétablissement de l'écoulement dans le fossé. Plus en amont, les berges sont protégées des courants secondaires forts par des enrochements, mais un complément de protection par technique végétale peut être judicieux, d'une part par son efficacité, et d'autre part par son intégration plus harmonieuse au paysage du site. Les choix et dimensionnement des ouvrages végétaux sont inspirés des méthodes de calcul de Lachat (1994).

L'ensemble des principes de calcul réalisés permet de contrôler la fiabilité de l'aménagement proposé et de donner des garanties, au moins en principe sur la résistance des différents aménagements de protection de berges. Le choix des végétaux à mettre en place s'effectue en associant la force tractrice locale s'exerçant sur les berges à la force tractrice maximale pouvant être supportée par le type de couvert végétal. Il est évident que le calcul de force tractrice n'est pas le seul élément nécessaire au dimensionnement des techniques végétales (Lachat, 1994). Il constitue néanmoins un moyen de contrôle simple au stade préliminaire à une étude de faisabilité. Lachat (1994) propose un abaque de calcul synthétisant les paramètres de résistance des végétaux à la force tractrice de l'écoulement. Deux équations ont été utilisées pour évaluer la force tractrice s'exerçant sur les berges à partir du modèle numérique de terrain et des débits de plein-bord (87 m³/s) simulés.

Force tractrice en fonction de la hauteur d'eau (Lachat, 1994)

$$\tau = \rho \cdot g \cdot H \cdot S$$
 Équation 21

Force tractrice en fonction de la vitesse du courant (Lachat, 1994)

$$\tau = \rho \cdot g \cdot S^{1/4} \cdot n^{3/2} \cdot V^{3/2}$$
 Équation 22

Avec

 $\rho$  masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>)

H hauteur d'eau (m)

pente du cours d'eau (m/m)
 coefficient de Manning
 module de vitesse (m/s)

Les secteurs concernés par les protections de berge en techniques végétales sont situés à l'amont et à l'aval de la rupture de la pente de la ligne d'eau [Figure 38]. Le régime étant fluvial, la valeur du coefficient de pente reporté dans les équations ci-dessus est celui de la courbe de remous du débit simulé de 87 m<sup>3</sup>/s.

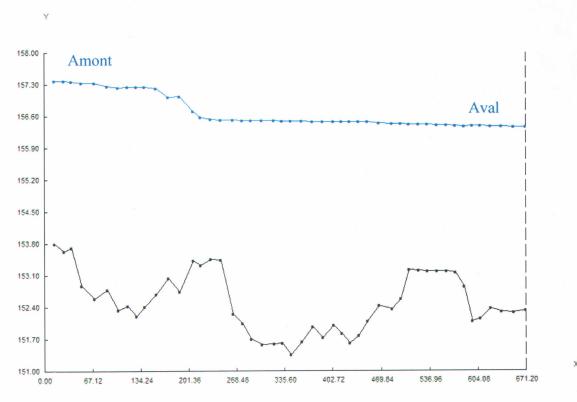


Figure 38 : Profil en long du fossé de ceinture et ligne d'eau pour un débit simulé de 87 m³/s

Les valeurs maximales de forces tractrices calculées par les différentes méthodes sont comprises en 26 et 40 N/m². La faible pente du tronçon est certainement responsable de ces faibles valeurs de forces tractrices, ce qui en regard de l'ANNEXE 27, serait supportable par des essences herbacées, graminées bien adaptées. Une certaine réserve doit cependant être émise par rapport à ces résultats en considérant un facteur de sécurité. La cohésion des

matériaux d'une berge nouvellement travaillée sera inférieure à celle d'une berge naturelle, ce qui peut être à l'origine d'une fragilité dans la fondation de l'ouvrage. De plus, malgré une pente de la ligne d'eau et des vitesses d'écoulement peu élevées, la force intrinsèque du cours d'eau demeure difficile à évaluer. Il convient donc de rester conservateur dans l'utilisation de ces résultats dans l'objectif du dimensionnement des structures de protection de berges (Lachat, 1994). De plus les conditions de glace pourraient nécessiter l'utilisation d'essences plus résistantes aux conditions hivernales.

# 5.1.4 Les conséquences prévisibles

Nous avons déjà évalué les impacts d'un tel projet sur les niveaux d'eau à l'amont du secteur étudié dans la partie 3.4.3.1. Ces derniers sont globalement réduits mais faiblement. De façon générale, les conséquences les plus importantes sont localisées en aval du secteur soumis aux modifications (Walter, 1991). Le projet n'étant qu'une dérivation (redistribution latérale de l'écoulement) de cours d'eau, les impacts sur les débits à l'aval de la confluence sont inexistants. En effet, aucun apport extérieur au bassin versant ou retrait d'une fraction de débit n'est prévu. Les risques d'érosion dans les secteurs concernés par des modifications de conditions hydrauliques ont également été traités dans la partie 5.1.3.

Les impacts *a priori* identifiables concernent donc le transfert de sédiments et autres matières solides relié aux travaux. Les travaux d'arasement des digues peuvent être effectués par extraction directe des matériaux à l'aide d'une pelle mécanique sans générer d'apport conséquent à la rivière. Le lessivage des sédiments quant à lui aura nécessairement lieu avec la reprise de l'écoulement dans le fossé. L'ouverture dans un premier temps de la digue aval pourra permettre de franchir cette étape progressivement. Par la suite, les sédiments arrachés risquent très probablement d'être retrouvés à l'embouchure du lac du Délaissé plus en aval où la pente du cours d'eau se réduit fortement. La quantité de matériau disponible à l'arrachement reste cependant réduite à l'échelle de la rivière au regard de la faible taille relative du fossé de ceinture. Les aménagements proposés, notamment les clés de stabilisation (cf. 5.5.1.3.1), contribuent par ailleurs à réduire fortement les risques de lessivage du tronçon.

#### 5.2 Reconversion récréotouristique du site

#### 5.2.1 Captage d'eau potable et périmètre de sécurité

La vocation initiale du site est le prélèvement en eau de consommation pour la ville de Québec. Malgré la restructuration prévue du secteur avec l'établissement d'un nouveau mode de captage, le secteur des Îlets devrait en partie conserver sa vocation initiale, notamment comme réserve stratégique (bassins). Les conduites de prélèvement sous-fluvial des nouvelles infrastructures proposées seront situées à la pointe nord de l'île (amont). Avant de songer au potentiel récréotouristique des bassins et de la zone dans son ensemble, il convient de s'assurer de la compatibilité d'une mise à disposition du public avec les contraintes d'exploitation inhérentes au prélèvement en eau potable.

Le règlement No 2005 14 modifiant le règlement de contrôle intérimaire No 2003 10 présente les normes de protection minimale des prises d'eau potable dans la ville de Québec. La zone n'étant pas incluse dans les secteurs prioritaires de l'annexe L du règlement, la prise d'eau de surface ponctuelle n'est soumise à aucune obligation de mise en place de protection de captage. Selon la définition d'Environnement Canada, l'eau souterraine est l'eau du sol située au-dessous de la surface de saturation. La prise d'eau sous-fluviale peut donc par conséquent être considérée comme un point de captage d'eau souterraine. A ce titre, il est soumis au règlement concernant les prises d'eau souterraine. Le chapitre 7.3. du règlement No 2003 10 est intitulé: « Normes applicables aux usages et autres activités à l'égard des puits et des points de captage d'eau souterraine alimentant un système de distribution d'eau potable ». La reconversion du site n'étant ni à vocation agricole (alinéa 7.3.b.), ni d'entreposage ou d'enfouissement de déchets quels qu'ils soient (alinéa 7.3.c.), seul l'alinéa 7.3.a. (ci-après) peut s'appliquer.

#### Règlement 2003 10, Paragraphe 7.3. :

Les activités et usages suivants sont interdits dans les bandes de protection ci-après indiquées autour de tout ouvrage de captage d'eau souterraine ou de toute autre provenance lorsque cette eau est destinée à la consommation humaine:

a) dans un rayon de 30 mètres : tout usage et toute activité, sauf ceux reliés au pompage, à la captation et au traitement de l'eau potable; Le périmètre de protection établi selon les règlements de la ville de Québec est donc fixé à 30 m autour des installations pour toutes les activités, hormis celle d'exploitation.

# 5.2.2 Intégration du site au concept de corridor récréotouristique le long de la rivière Montmorency

Le Conseil de Bassin de la Rivière Montmorency (CBRM) a présenté à la Ville de Québec et à la municipalité de Boischatel un concept de corridor récréo-aquatique le long de la rivière Montmorency. L'accessibilité à la rivière est l'un des enjeux de la mise en place du Plan Directeur de l'Eau, un des mandats actuels du CBRM. Ce corridor, cyclable et pédestre, débuterait au bout de la rue de la Sérénité, jusqu'au pont multifonctionnel, situé juste en amont du secteur des Îlets (CBRM, 2005). La reconversion récréotouristique partielle des anciennes infrastructures de la station de pompage des Îlets pourrait donc être intégrée à ce concept. Ce secteur a par conséquent été classé comme site d'intérêt dans l'étude réalisée avec le site des *Trois-Saults* [ANNEXE 7].

Quelle que soit la forme d'aménagement retenue, la reconversion proposée du site serait au minimum une aire de repos pour les usagers du corridor, pertinente étant donné l'emplacement à son extrémité nord. La présence sur le parcours du Camping municipal de Beauport (au lac du Délaissé) et de celui de l'Accueil Saint-Esprit directement en face du poste des Îlets rendrait alors cette aire particulièrement intéressante sur le plan des infrastructures et de la fréquentation (CBRM, 2005). D'ailleurs, le camping de l'Accueil Saint-Esprit est propriétaire de la pointe aval de l'île où se trouvent les installations du poste des Îlets. Cette provision a été établie lors du rachat de l'île par la Ville de Beauport afin de laisser aux usagers du camping l'accès au cours d'eau. Cette provision n'est pas utilisée actuellement (M. Leclerc, Communication personnelle, 2006).

Par ailleurs le site du *Rigolet*, connu comme un bras de rivière assurant l'évacuation d'une partie du débit en période de crue et à l'origine des problématiques d'isolement voire d'inondation, pourrait également être intégré à ce concept. Ses fonctions épuratrices, écologiques et son pouvoir de rétention lors d'épisodes pluvieux abondants lui confèrent un potentiel d'usage et/ou d'interprétation pouvant se révéler fort intéressant à moyen et à long terme. En effet, dans la perspective de réaménagement des sablières CSL Loma (200 ha), le drainage final de la partie nord semble d'organiser en direction du *Rigolet* (M. Leclerc,

communication personnelle, 2006). Cette question est présentement à l'étude dans le cadre de l'établissement du Plan Directeur d'Aménagement et de Développement (PPAD) de la Ville de Québec (Ville de Québec, 2005).

#### 6 CONCLUSION

La rivière Montmorency constitue une ressource en eau partagée dans différents secteurs d'activités et entre de multiples acteurs. Le secteur des Îlets est lui-même concerné par cette particularité en étant, au plein cœur du lit mineur de la rivière, le lieu de prélèvement d'eau de surface pour l'approvisionnement en eau potable de 80 000 habitants. Les infrastructures vont à court terme être remplacées et leur fonctionnement réorganisé. Les bassins de pompage sont donc à plus ou moins long terme au moins condamnés pour la fonction captage compte tenu de leur vulnérabilité aux crues extrêmes. Le déplacement d'une prise d'eau ponctuelle dans le fossé de ceinture ou bassin #7 prévue au projet de la Ville justifie l'ouverture de cet ancien bras naturel de la rivière Montmorency.

L'étude hydraulique du secteur permet de conclure qu'en l'absence de structure s'opposant à l'écoulement, le fossé de ceinture est susceptible de laisser transiter un débit de plein-bord de 87 m³/s environ. Le rétablissement de l'écoulement s'accompagne d'une légère baisse des niveaux d'eau sur le cours principal de la rivière. Cette dernière est cependant trop réduite pour espérer une diminution perceptible des risques d'inondation des résidences du secteur des Îlets par débordement vers le *Rigolet*.

En parallèle à l'étude hydrodynamique classique, la qualité des habitats générés par la remise en eau du fossé de ceinture et sa reconnexion au cours principal de la rivière a également pu être évaluée. L'omble de fontaine (Salvelinus fontinalis) étant considéré comme l'une des espèces aquatiques prioritaires du bassin versant, les variables intervenant dans différentes phases de son cycle biologique ont été analysées. Tout indique que ce tronçon puisse offrir de nouveaux habitats intéressants sur le plan de la fraie ou l'alimentation des adultes. La réhabilitation et l'optimisation proposée de ces derniers est fondée sur une modification du substrat, tout en s'assurant de sa stabilité vis-à-vis des principales crues. Ces dernières pouvant être conséquentes sur la rivière Montmorency, les calculs préliminaires à partir des résultats issus des simulations ont permis la détermination de certaines zones et aménagements prioritaires visant à réduire les impacts des épisodes de forts débits. En limitant les risques directs sur le secteur, la mise à disposition du public peut tout à fait être envisagée dans la mesure où elle n'entre pas en conflit avec l'exploitation d'eau potable.

L'intégration de ce site dans le projet de corridor linéaire récréo-aquatique le long de la rivière Montmorency est donc judicieuse.

Certains éléments de cette recherche devraient toutefois être traités ultérieurement afin d'assurer une étude exhaustive des problématiques soulevées dans le secteur. Du fait de son caractère aléatoire et imprévisible, l'effet des glaces n'a volontairement pas été intégré ici. Il semble toutefois important de prendre en considération ce paramètre dans le futur étant donné les effets non négligeables qu'il peut générer. Par ailleurs, dans l'éventualité d'une remise en fonction écologique de ce bras de rivière, une analyse économique adaptée à la configuration choisie devrait être réalisée. Le choix des ouvrages et leur dimensionnement rigoureux pourront donc à cette occasion avoir lieu selon le budget alloué à ce projet.

#### **7 BIBLIOGRAPHIE**

BOUDREAU, P., LECLERC, M., SECRETAN, Y., 2004, <u>Centrale de l'Eastmain-1-A et dérivation Ruppert</u>: simulation des habitats de reproduction piscicole de la rivière Rupert avec <u>HYDROSIM/MODELEUR</u>: rapport sectoriel, Rapport de recherche INRS-ETE, 60 pages.

BOVEE K.D., 1982, A guide to stream habitat analysis using the Instream Flow Incremental Methodology, USDI Fish and Wildlife Service, 248 pages.

BRAVARD, J.P., PETIT, J.F., 1997, Les cours d'eau, Dynamique du système fluvial, 221 pages.

BELZILE L., BÉRUBÉ P., HOANG V.D., LECLERC M., 1997, <u>Méthode écohydrologique de détermination des débits réservés pour la protection des habitats du poisson dans les rivières du Québec</u>, rapport présenté par l'INRS-Eau et le Groupe conseil Génivar Inc., au Ministère de l'environnement et à Pêches et Océans Canada, 91 pages.

BÉRUBÉ, F., LEVASSEUR, M., BERGERON, N. ET POULIOT, M-A., 2003, <u>Développement et démonstration de techniques pour la restauration de la qualité du substrat de fraie de salmonidés</u>, 84 pages.

BORKOWF, C., 2002, <u>Computing the nonnul asymptotic variance and the asymptotic relative efficiency of Speraman's rank correlation</u>, Computational and data analysis, Volume 39, pages 271-286.

BRUNNER, W., B., 2002, <u>HEC-RAS</u>, River analysis system hydraulic reference manual, US army corps of engineers, Hydrologic Engineering Center, 350 pages.

CENTRE D'EXPERTISE HYDRIQUE DU QUÉBEC, 2006, <u>Suivi hydrologique de la rivière Montmorency à la station 051001</u>, « en ligne », mise à jour quotidienne, <a href="http://www.cehq.gouv.qc.ca/suivihydro/graphique.asp?NoStation=051001">http://www.cehq.gouv.qc.ca/suivihydro/graphique.asp?NoStation=051001</a>>

CORPORATION D'ACTIONS ET DE GESTION ENVIRONNEMENTALES DE BEAUPORT (CAGEB), 2001, <u>Projet d'implantation d'une gestion intégrée par bassin versant pour la rivière Montmorency, Volume 1 : le portrait du bassin versant, 137 pages.</u>

CORPORATION D'ACTIONS ET DE GESTION ENVIRONNEMENTALES DE BEAUPORT (CAGEB), 2001, <u>Projet d'implantation d'une gestion intégrée par bassin versant pour la rivière Montmorency, Volume 2 : Le conseil de bassin : l'outil par excellence de la concertation, 26 pages.</u>

COMMUNAUTÉ MÉTROPOLITAINE DE QUÉBEC, 2003, <u>Règlement de contrôle intérimaire NO 2003 10</u>, 26 pages.

COMMUNAUTÉ MÉTROPOLITAINE DE QUÉBEC, 2005, Règlement NO 2005 14, 3 pages.

CONSEIL DE BASSIN DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY, 2005, Plan directeur de l'eau.

CONSEIL DE BASSIN DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY, 2005, Concept de corridor le long de la rivière Montmorency, Présenté à la Ville de Québec et à la municipalité de Boischatel.

CUNDERLIK, J., ET OUARDA T.B.M.J., 2005, Regional floo-duration-frequency modelling in the changing environment, Journal of Hydrology, 318(1-4): 276-91

DEGOUTTE, M.G., 2002, <u>Applications des notions d'hydraulique et dynamique fluviale : diagnostic, aménagement et gestion des rivières</u>, ENGREF, 306 pages.

ENVIRONNEMENT QUÉBEC, 2002, L'eau. La vie. L'avenir : Politique nationale de l'eau, 91 pages.

ESSINGTON, T.E., SORENSEN, P.W., PARON, D.G., 1998, <u>High rate High rate of redd superimposition by brook trout (Salvelinus fontinalis)</u> and brown trout (Salmo trutta) in a <u>Minnesota stream cannot be explained by habitat availability alone</u>, Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, 55:2310-2316.

GUAY J.C., D. BOISCLAIR, D. RIOUX, M. LECLERC, M. LAPOINTE, AND P. LEGENDRE, 2000, Development and validation of numerical habitat models for juveniles of Atlantic salmon (Salmo salar), Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, 57:2065-2075.

HUNTER, C. J., 1991, <u>Better trout habitat</u>, A guide to stream restoration and management, 319 pages.

HELSEL, D.R., HIRSCH, R.M., 1992, Statistical methods in water resources, 522 pages.

HENICHE M., Y. SECRETAN, P. BOUDREAU, M. LECLERC, 1998, <u>A 2-D finite element drying-wetting shallow water model for rivers and estuaries</u>, Submitted to Advances in Water Resources.

HENICHE M., SECRETAN Y., LECLERC M., 2000, <u>Hydrosim 1.0a06</u>, <u>Guide d'utilisation</u>, Rapport INRS-Eau R482-G2.

LACHAT B., 1986, <u>Techniques végétales et constructions vivantes pour les cours d'eau</u>, Colloque hydraulique – Travaux hydrauliques quasi-naturels, 27 pages.

LACHAT B., 1994, <u>Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales</u>, Ministère de l'environnement, DIREN Rhône Alpes, 141 pages.

LECLERC M., J.F. BELLEMARE, G. DUMAS, G. DHATT, 1990, A finite element model of estuarian and river flows with moving boundaries, Adv. Water resources, Vol. 13, No. 4.

LECLERC, M., BELLEMARE, J.F., TRUSSARD, S., 1990, <u>Simulation hydrodynamique de l'estuaire supérieur du fleuve Saint-Laurent (Canada) avec un modèle aux éléments finis couvrant-découvrant</u>, Canadian Journal of civil engineering, volume 17, number 5, pages 139-751.

LECLERC, M., LALONDE, GIROUARD ET LETENDRE INC., 1991, <u>Etude environnementale</u> faune ichthyenne: <u>Modélisation numérique des habitats à ouananiche d'un tronçon représentatif de la rivière Ashuapmushuan (km 68)</u>, INRS-Eau.

LECLERC M., DOYON, B., 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 N° R522. Travaux réalisés pour le compte de la Ville de Beauport, 134 pages.

LECLERC, M., M. HENICHE, Y. SECRETAN ET T. OUARDA, 2000, <u>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, Rapport Scientifique INRS-Eau N°R555, 176 pages.</u>

LECLERC, M, JOURDAIN, V. ET OUARDA, T. B. M. J., 2003, <u>Débits de crûes extrêmes et cotes de crues à l'eau libre de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets</u> Québec, INRS-Eau, Terre & Environnement, 12 pages. (INRS-Eau, Terre & Environnement, rapport de recherche; 694).

LES CONSULTANTS BPR, INGÉNIEURS CONSEILS, 1994, <u>Rivière Montmorency: recherche de solutions aux problèmes d'inondations</u>, 42 pages.

MALAVOI J.R., 2001, <u>Géomorphologie fluviale appliquée à l'ingénierie</u>, Support de cours, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, Ministère de l'Agriculture et de la Forêt.

ORTH, D.J., 1987, <u>Ecological considerations in the development and application of instream flow habitat model</u>, Reg. Riv.: Res. And Manag. 1, 171-181.

PANICONI, C., C. RACINE, R. LEFEBVRE, M. LECLERC, 2005, <u>Mise aux normes de l'eau potable – Analyse numérique d'un concept de prise d'eau linéaire sous-fluviale dans le secteur des Îlets de la rivière Montmorency</u>, Pour le compte de GENECOR – Civil et la Ville de Québec (Service de l'Ingénierie). Rapport INRS-ETE #R-765, 34 pages.

PAQUET, J.L., 1988, La truite mouchetée, mœurs, habitat, méthodes de pêche, 112 pages.

Percheron, A., 2004, <u>Analyse des impacts des étiages de la rivière Montmorency sur les usages de la ressource en eau</u>, Mémoire fin d'études Ingénieur ENGEES, Grade de Master, 90 pages.

PILON, M., 2005, <u>Portrait de la situation de l'omble de fontaine dans le basin versant de la rivière Montmorency</u>, 71 pages.

POUILLY M., SOUCHON Y., 1994, <u>Simulation de l'habitat physique du barbeau fluviatile</u> (<u>Barbus barbus</u>, L.1758) : choix des modèles biologiques et sensibilité de la réponse, Bulletin français de la pêche et de la pisciculture, 334, 213-225.

POUILLY, M. SOUCHON, Y., 1995, <u>Méthode des microhabitats</u>: <u>Validation et perspectives</u>. Bulletin français de la pêche et de la pisciculture, 337/338/339: 329-336.

POUILLY, M., VALENTIN, S., CAPRA, H., GINOT, V., SOUCHON, Y., 1998, <u>Méthodes des microhabitats: principes et protocoles d'application</u>, Bulletin français de la pêche et de la pisciculture, 336: 41-54.

RALEIGH, R.F., 1982, <u>Habitat suitability index models</u>: <u>Brook trout</u>. U.S. Dept. Int., Fish and Wildlife service, FWS/OBS-82/10.24. 42 pages.

ROCHA, J.S., 2006, Methodology and techniques for urban river rehabilitation, À paraître.

ROY Y., SECRETAN Y. ET AL., 2000, Modeleur 1.0a07, Guide d'utilisation, Rapport INRS-Eau R482-G3F.

SABATON C., MIQUEL J., 1993, <u>La méthode des microhabitats : un outil d'aide au choix d'un débit réservé à l'aval des ouvrages hydroélectriques</u>, Expérience d'Electricité de <u>France</u>, Hydroécologie appliquée, 5(1), 127-163.

SALDI-CAROMILE, K., K. BATES, P. SKIDMORE, J. BARENTI, D. PINEO, 2004, <u>Stream Habitat Restoration Guidelines</u>: <u>Final Draft. Co-published by the Washington Departments of Fish and Wildlife and Ecology and the U.S. Fish and Wildlife Service</u>, Olympia, Washington.

SHIRVELL C.S., 1989, <u>Ability of Phabsim to predict Chinook salmon spawning habitat</u>, Reg. Riv.: Res. and Manag., 3, 277-289.

SOUCHON, Y., F. TROCHERIE, E., FRAGNOUD, C. LACOMBE, 1989, <u>Instream flow incremental methodology: applicability and new developments</u>, Revue des sciences de l'eau, 2:807-830.

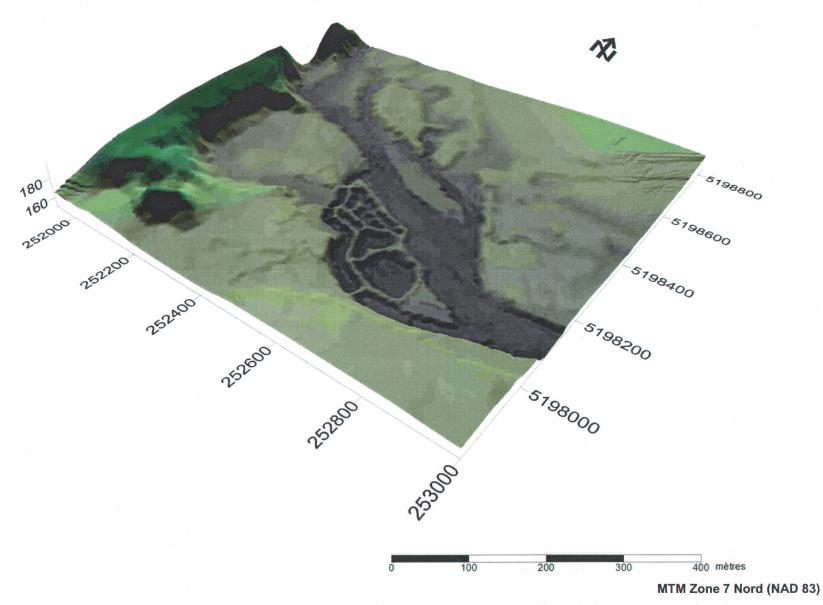
VERNIERS, G., 1995, <u>Aménagement écologique des berges des cours d'eau, techniques de stabilisation</u>, 77 pages.

Walter G., 1991, <u>Aménagement de cours d'eau</u>; <u>Support de cours</u>, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement, Ministère de l'Agriculture et de la Forêt, 121 pages.

### 8 ANNEXES



ANNEXE 1 : Visualisation tridimensionnelle de la topographie des Ilets

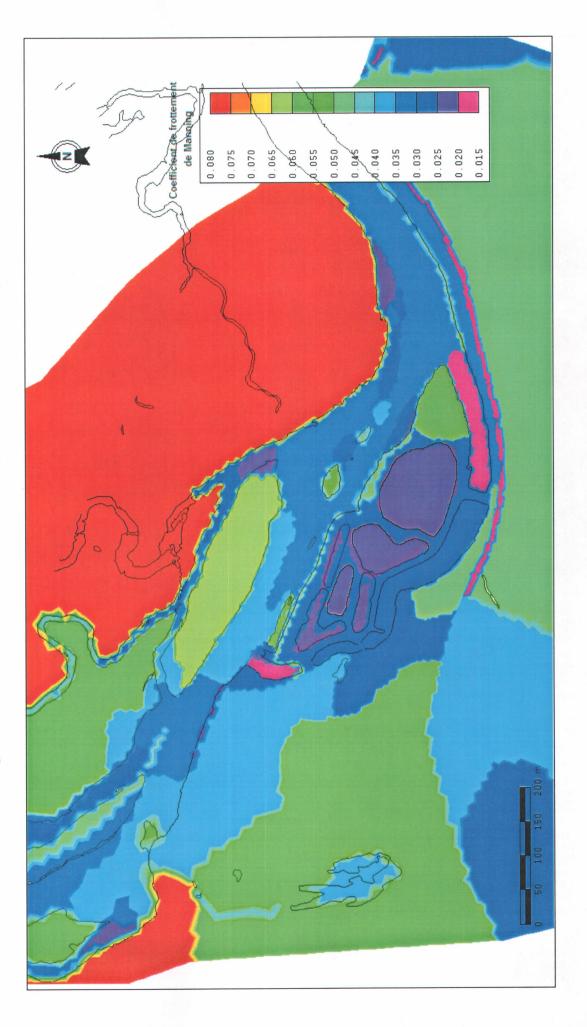


ANNEXE 2 : Coefficient de corrélation sur les rangs de Spearman

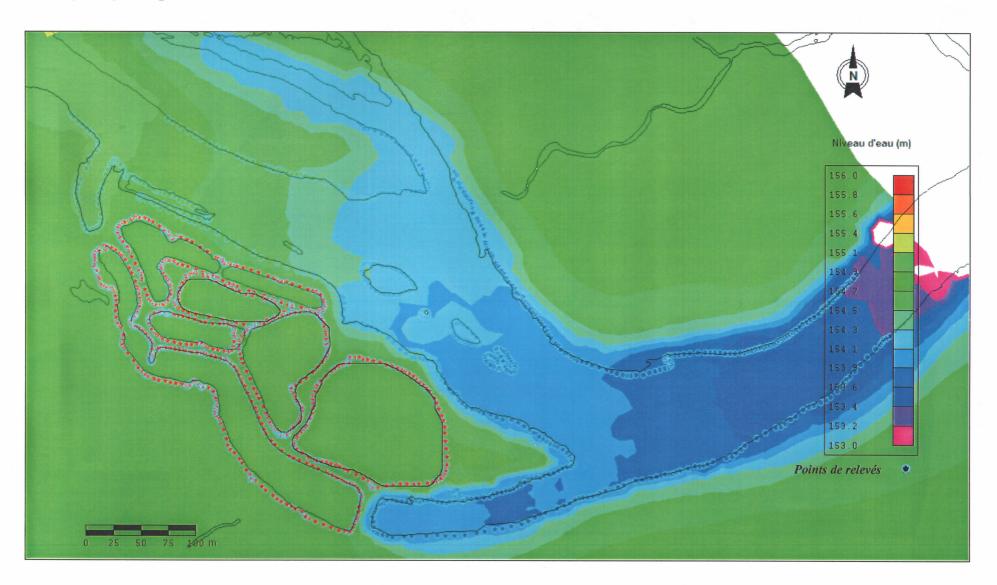
Débit	Rang	Temps	D*
195.1	1	39	1444
196.7	2	31	841
202	3	16	169
204	4	17	169
208	5	24	361
236	6	13	49
257	7	1	36
262	8	3	25
280.1	9	28	361
294	10	. 7	9
295	11	14	9
297	12	21	81
307	13	27	196
308	14	18	16
315.8	15	33	324
317	16	5	121
323.2	17	38	441
328.5	18	29	121
330.8	19	32	169
331	20.5	6	210.25
331	20.5	22	2.25
344	22	20	4
348	23.5	2	462.25
348	23.5	9	210.25
352.5	25	35	100
353.5	26	37	121
354	27	8	361
389.9	28	34	36
393.7	29	36	49
399	30.5	11	380.25
399	30.5	26	20.25
404.7	32	30	4
408	33	10	529
434	34	25	81
435	35	19	256
447	36	4	1024
450	37	12	625
460	38	23	225
580	39	15	576

Ŋ	$\mathbf{r_s}$	Degrés de liberté
39	-0,0343	37

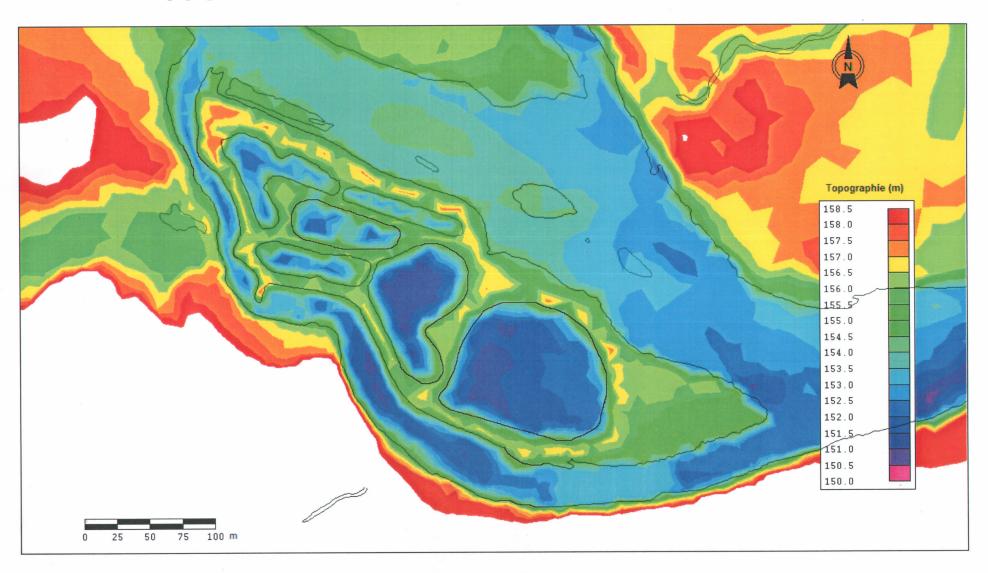
ANNEXE 3: Carte de la rugosité hydraulique du secteur (n de Manning)



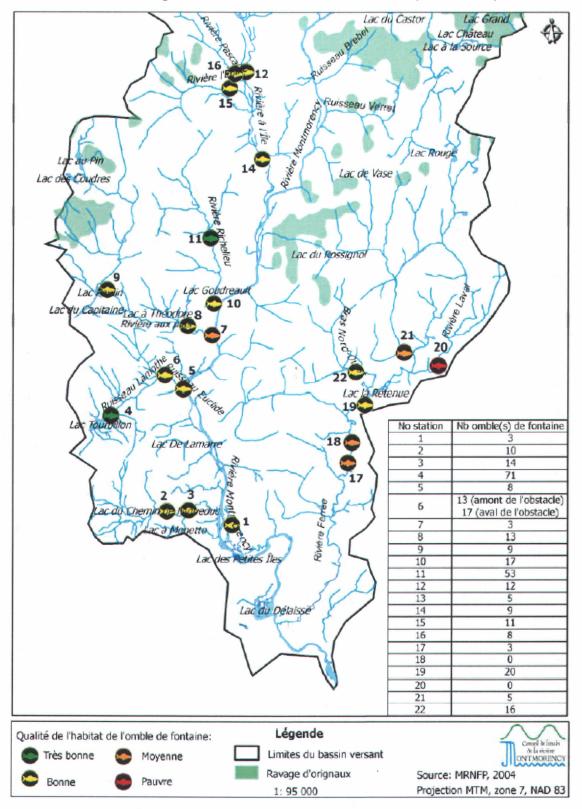
ANNEXE 4 : Calibrage du modèle à 98 m³/s, comparaison des niveaux d'eau obtenus par photogrammétrie et par simulation hydrodynamique



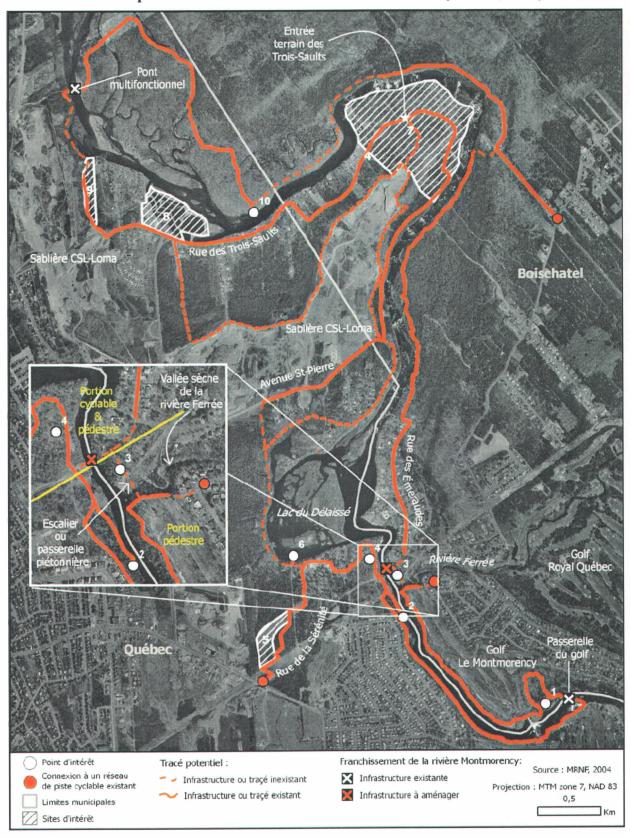
ANNEXE 5 : Topographie modifiée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture



ANNEXE 6 : Estimation de la qualité des habitats d'ombles de fontaine dans les différentes stations caractérisées de la portion inférieure du bassin versant (Pilon, 2004)



ANNEXE 7 : Tracé potentiel et site d'intérêts à mettre en valeur (CBRM, 2005)

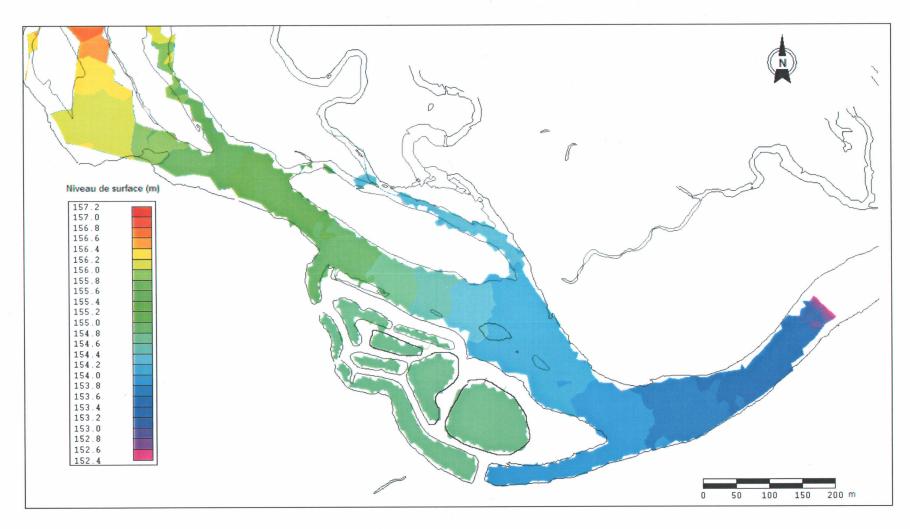




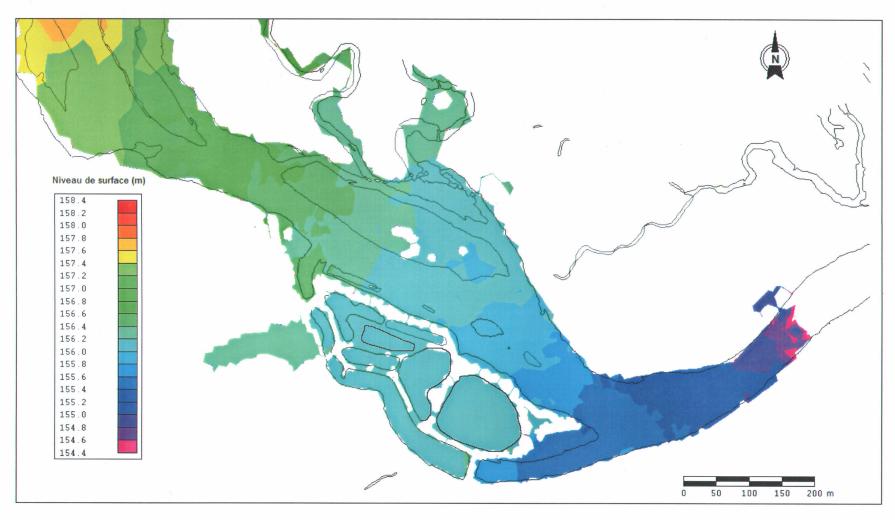
## 8.1 NIVEAUX DE SURFACE SIMULES, CONFIGURATION ACTUELLE



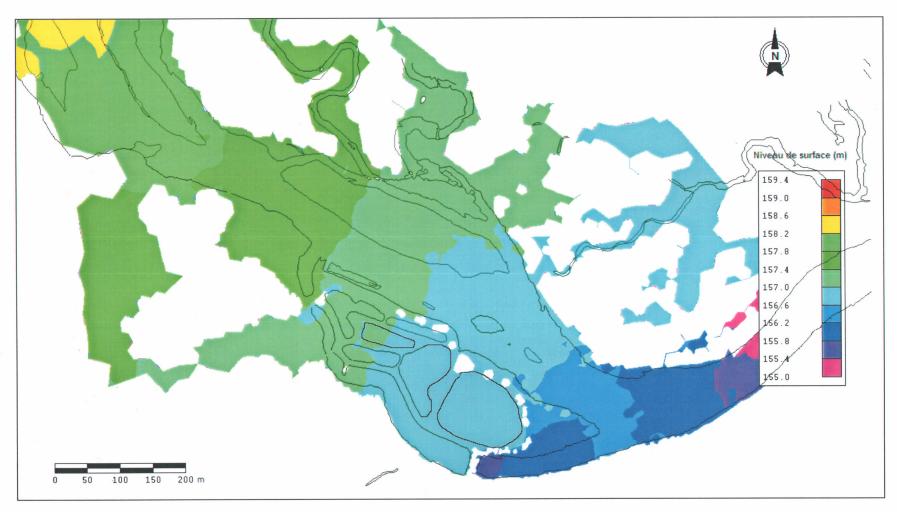
ANNEXE 8 : Niveau de surface simulé, Débit de 98 m³/s



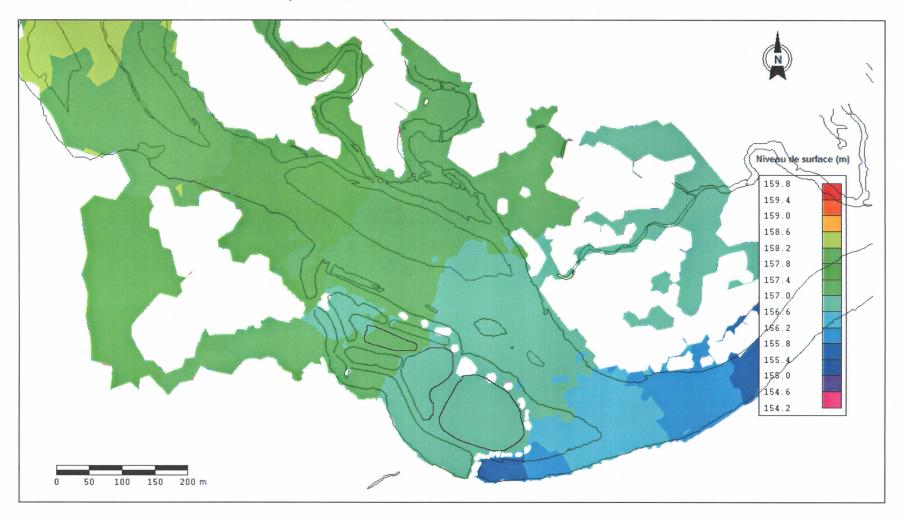
ANNEXE 9 : Niveau de surface simulé, Débit de 325 m<sup>3</sup>/s



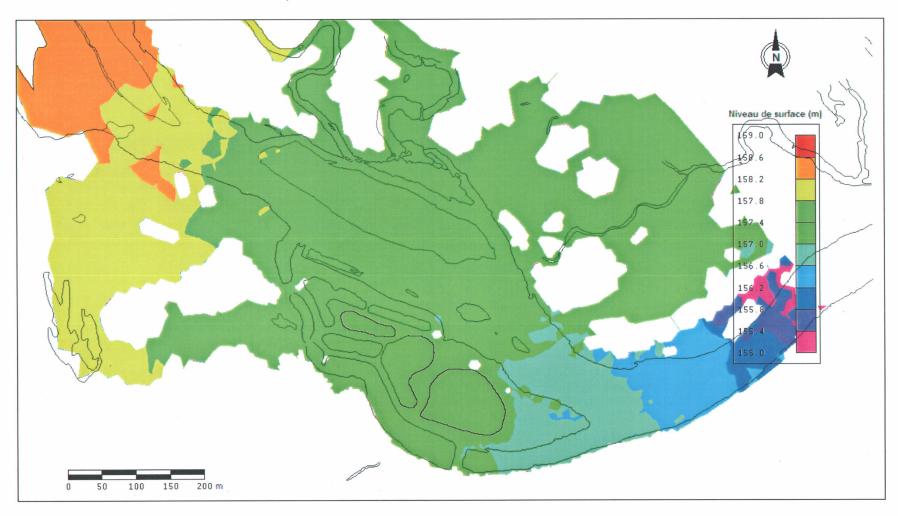
ANNEXE 10 : Niveau de surface simulé, Débit de 565 m³/s



ANNEXE 11 : Niveau de surface simulé, Débit de 615 m<sup>3</sup>/s



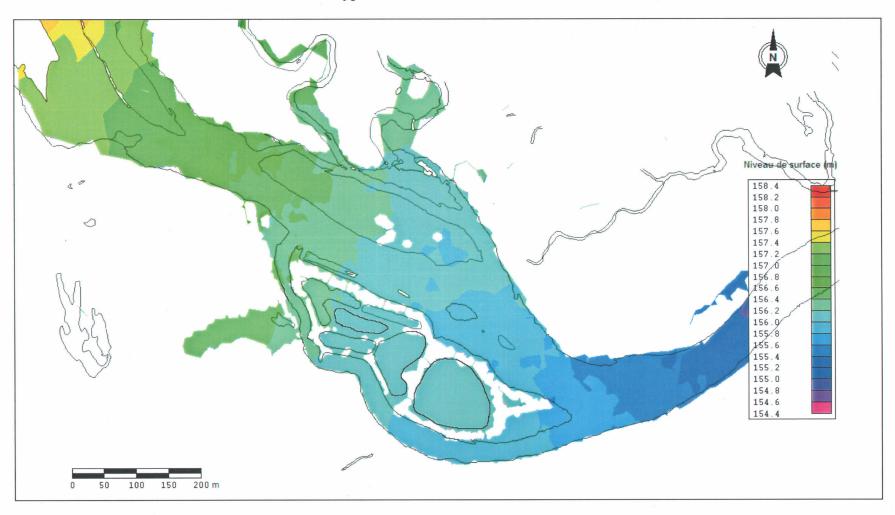
ANNEXE 12 : Niveau de surface simulé, Débit de 760 m³/s



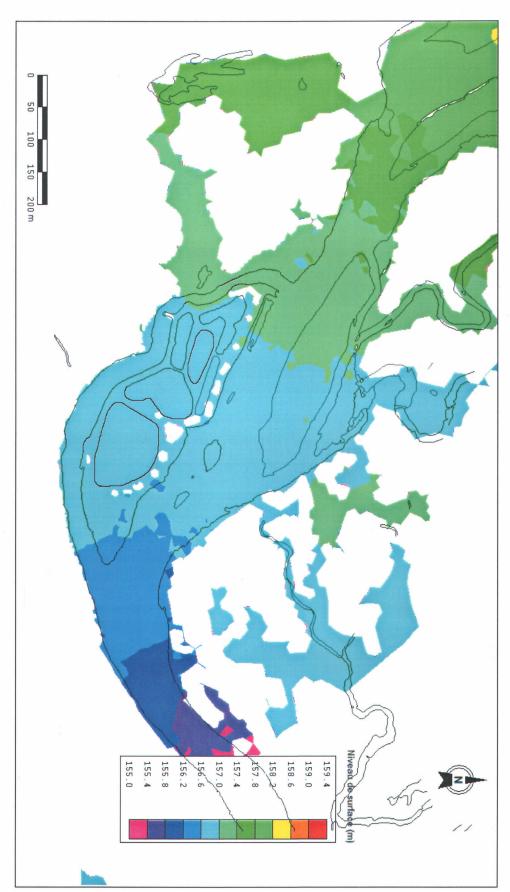
## 8.2 NIVEAUX DE SURFACE SIMULES, OUVERTURE DU FOSSE DE CEINTURE



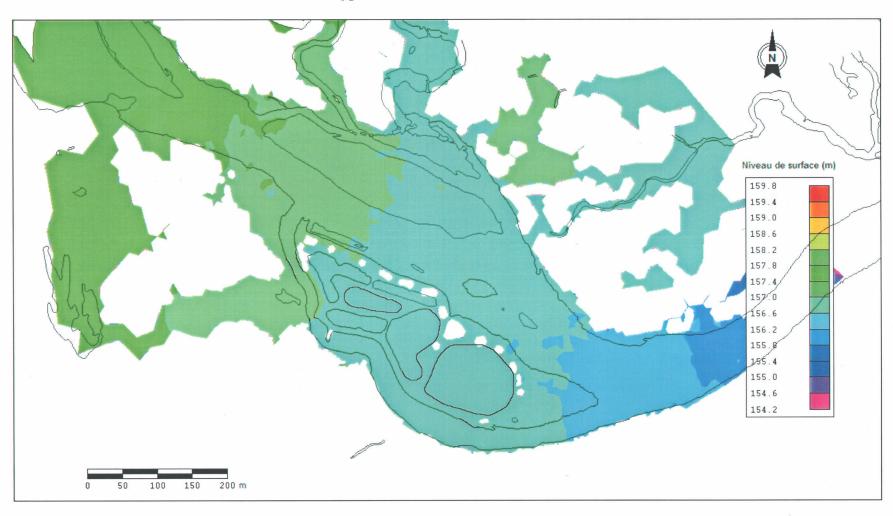
ANNEXE 13 : Niveau de surface simulé dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 325 m³/s



ANNEXE 14 : Niveau de surface simulé dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 565 m³/s

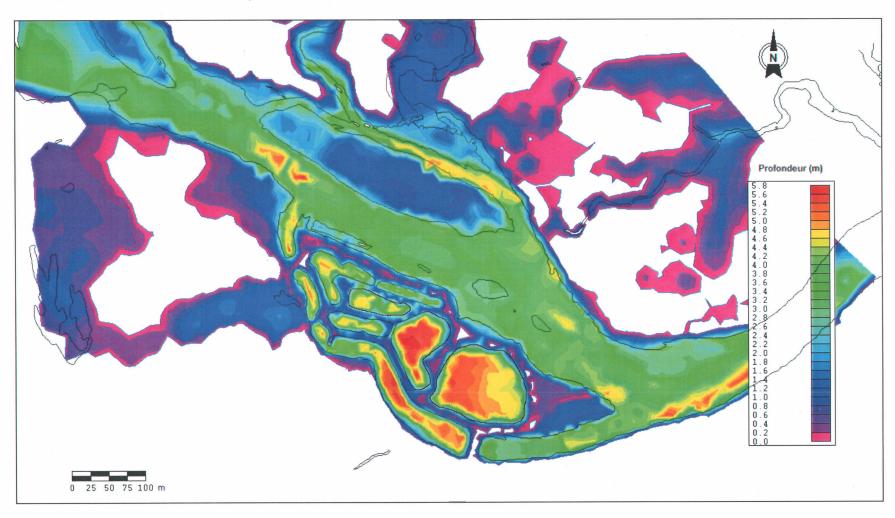


ANNEXE 15 : Niveau de surface simulé dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 615 m³/s

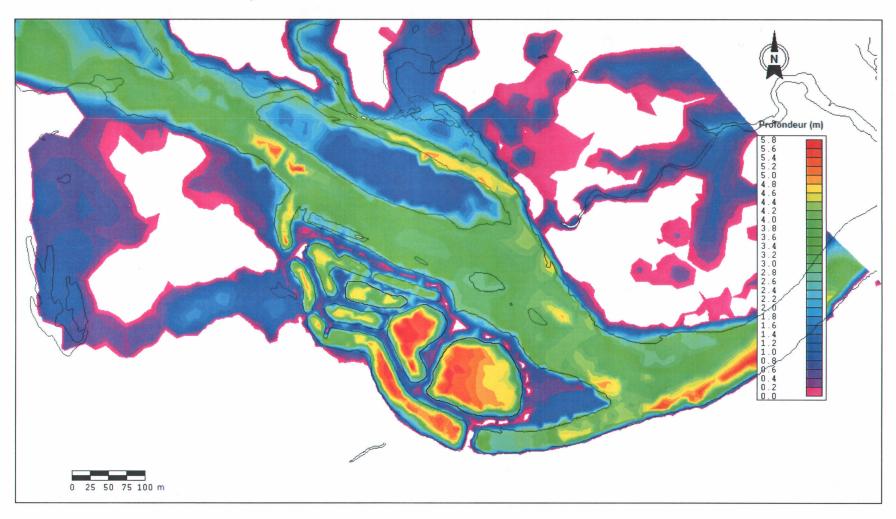


## 8.3 PROFONDEURS SIMULEES, CONFIGURATION ACTUELLE

ANNEXE 16 : Profondeur simulée, Débit de 565 m³/s

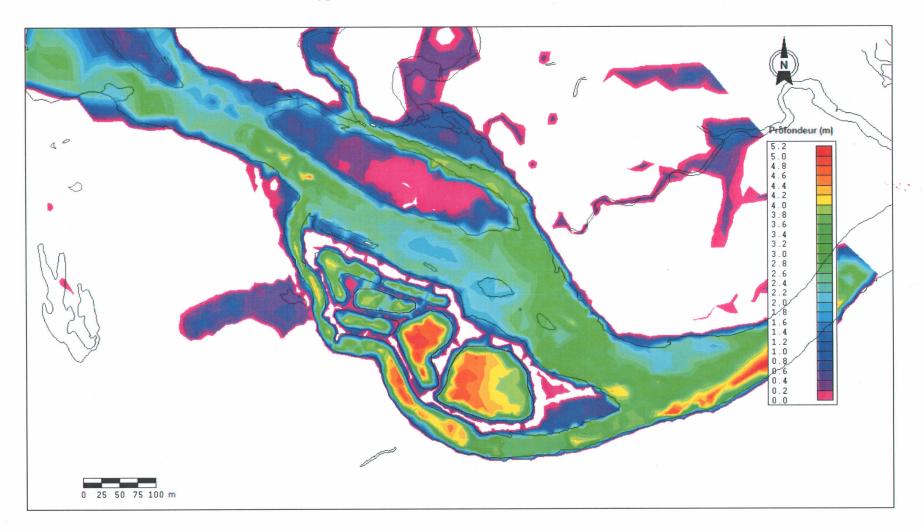


ANNEXE 17 : Profondeur simulée, Débit de 615 m³/s

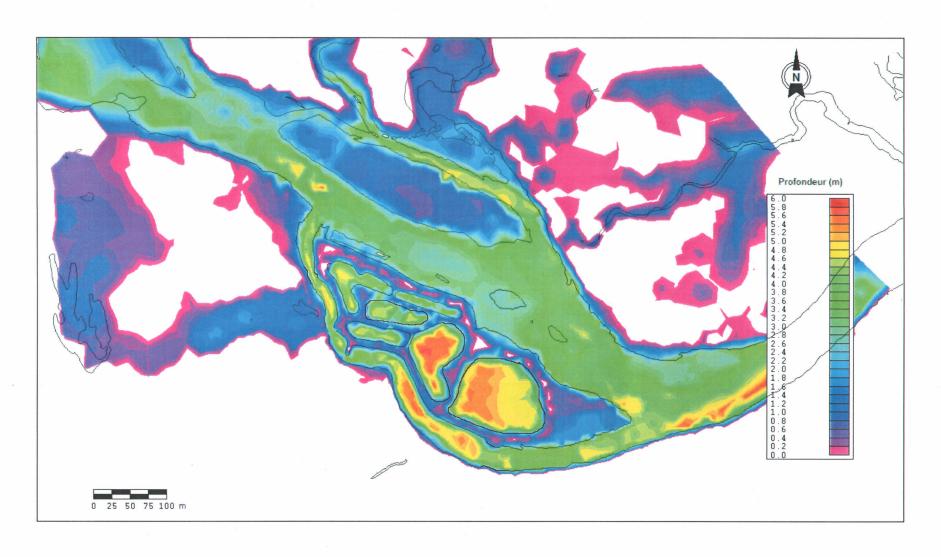


## 8.4 PROFONDEURS SIMULEES, OUVERTURE DU FOSSE DE CEINTURE

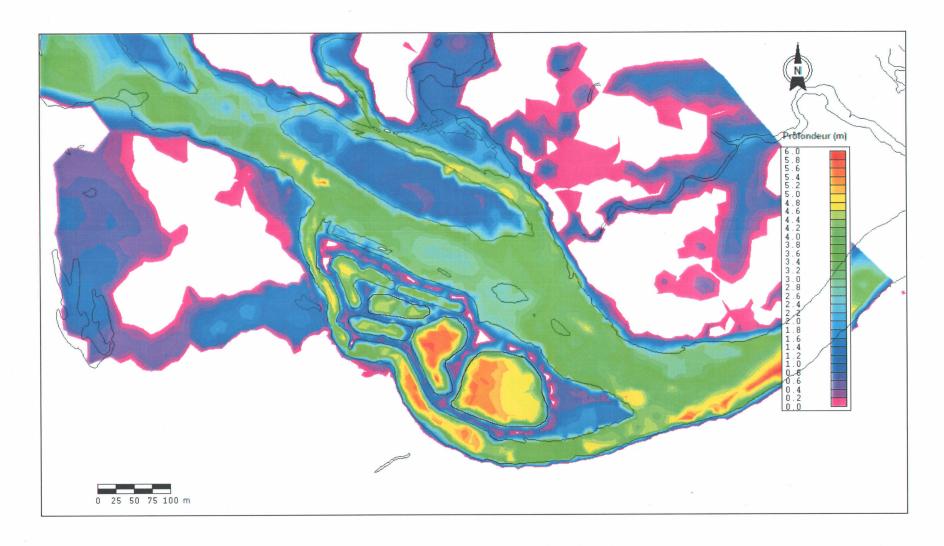
ANNEXE 18 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 325 m³/s



ANNEXE 19 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 565 m³/s

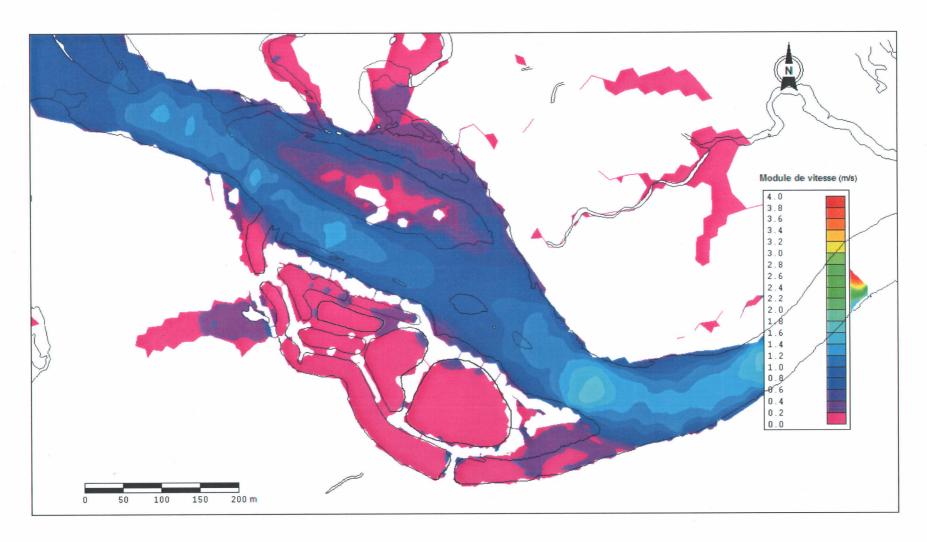


ANNEXE 20 : Profondeur simulée dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 615 m³/s

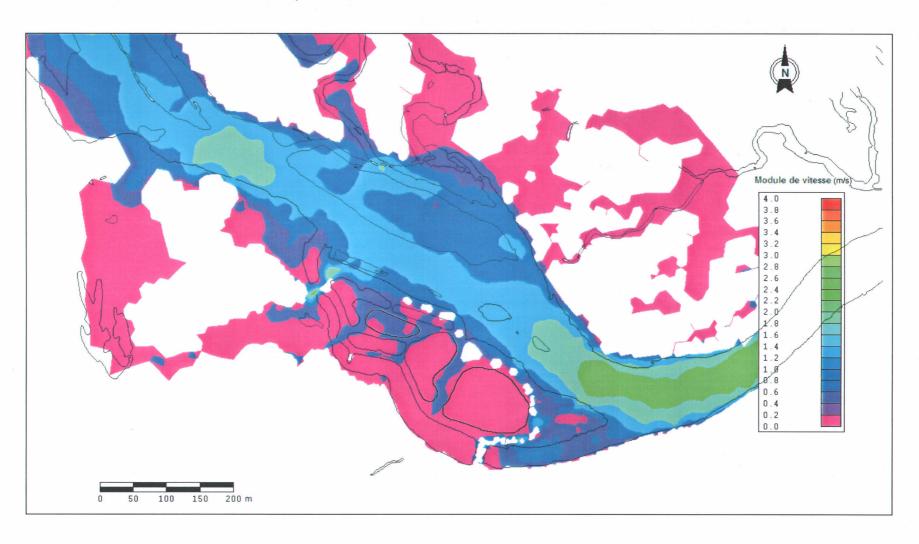


## 8.5 MODULES DE VITESSE SIMULES, CONFIGURATION ACTUELLE

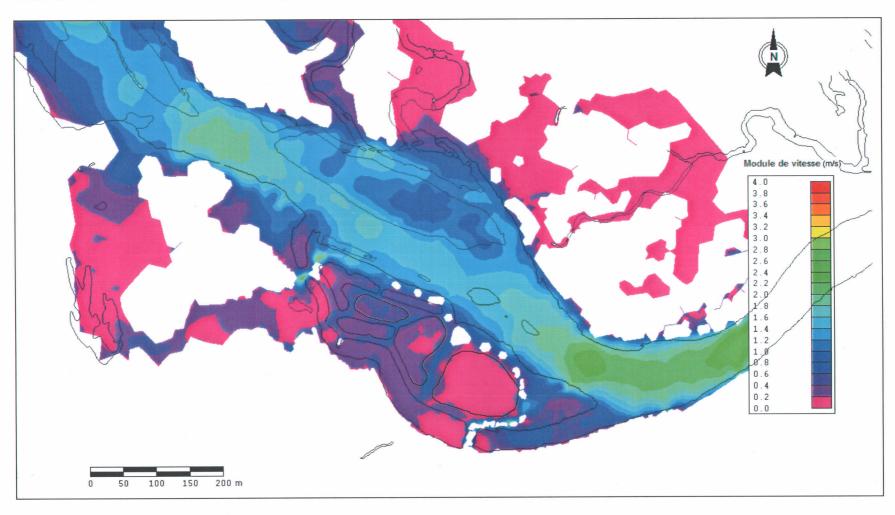
ANNEXE 21 : Module de vitesse simulé, Débit de 325 m³/s



ANNEXE 22 : Module de vitesse simulé, Débit de 565 m³/s

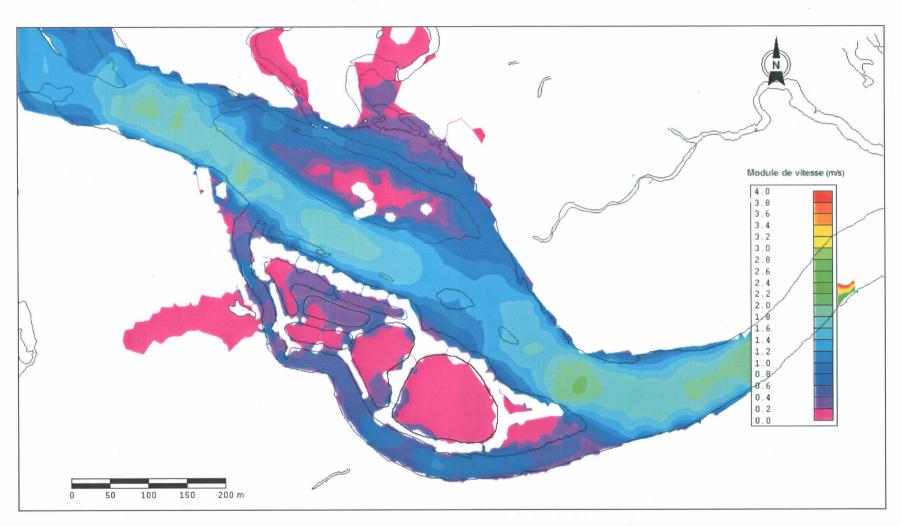


ANNEXE 23 : Module de vitesse simulé, Débit de 615 m³/s

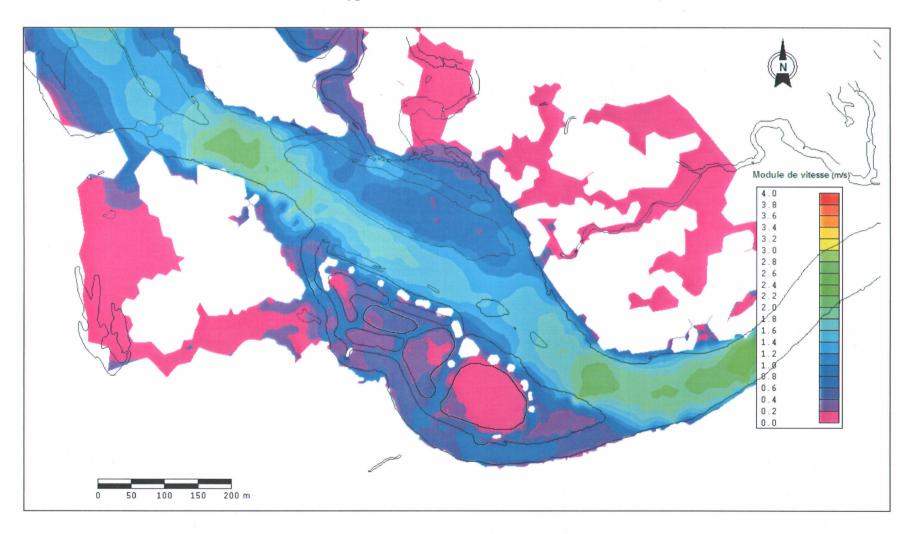


8.6 MODULES DE VITESSE SIMULES, OUVERTURE DU FOSSE DE CEINTURE

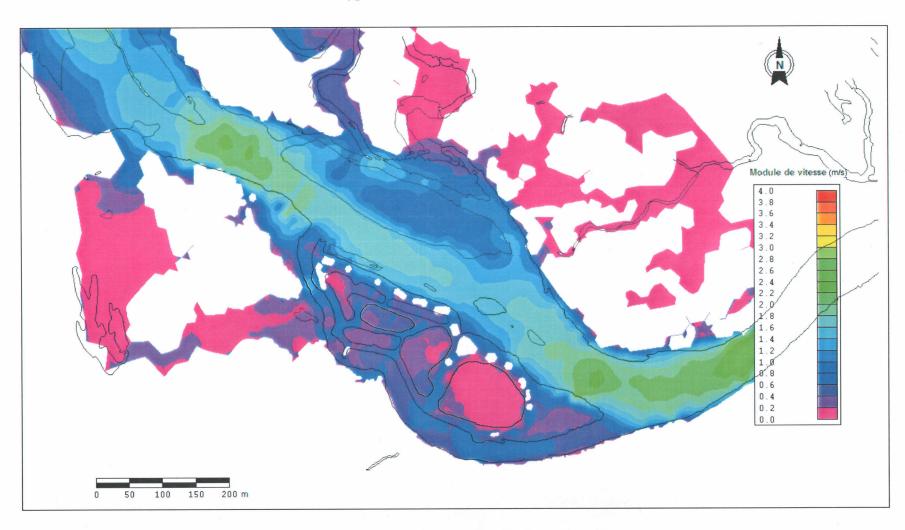
 $ANNEXE\ 24: Module\ de\ vitesse\ simulé\ dans\ l'hypothèse\ d'une\ ouverture\ du\ fossé\ de\ ceinture,\ Débit\ de\ 325\ m^3/s$ 



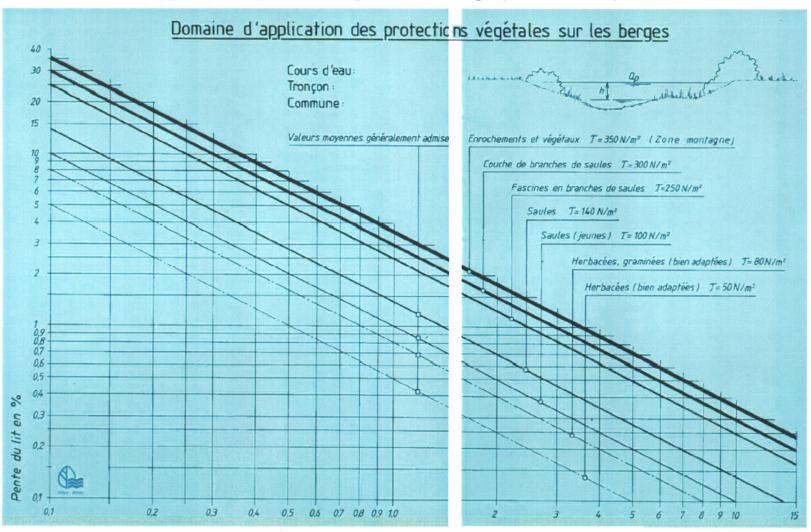
ANNEXE 25: Module de vitesse simulé dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 565 m³/s



ANNEXE 26 : Module de vitesse simulé dans l'hypothèse d'une ouverture du fossé de ceinture, Débit de 615 m³/s



ANNEXE 27 : Domaine d'application des protections végétales sur les berges (LACHAT, 1994)



Profondeur limite de l'eau pour les protections végétales (h) en m.

## REPROGRAPHIE DE LA REMISE FINALE DU MÉMOIRE OU DE LA THÈSE

Lors de la remise finale de mon mémoire ou de ma thèse, les photocopies ont été effectuées par :

l'étudiant(e):		Les photocopies effectuées par l'étudiant(e) seront sous sa responsabilité.
Aubroise Perfieren		Signature Perheron
Nom du directeur de recherc	he: Nillel	Lecler

Nom du co-directeur de recherche:

Boursier ou non-boursier: