

Record Number: 16520
Author, Monographic: Leclerc, M.//Doyon, B.//Heniche, M.//Secretan, Y.//Lapointe, M.//Driscoll, S. N.//Marion, J. Boudreau, P.
Author Role:
Title, Monographic: Simulation hydrodynamique et analyse morphodynamique de la rivière Montmorency en crue dans le secteur des Îlets
Translated Title:
Reprint Status:
Edition:
Author, Subsidiary:
Author Role:
Place of Publication: Québec
Publisher Name: INRS-Eau
Date of Publication: 1998
Original Publication Date: Février 1998
Volume Identification:
Extent of Work: xvii, 117
Packaging Method: pages incluant un annexe
Series Editor:
Series Editor Role:
Series Title: INRS-Eau, rapport de recherche
Series Volume ID: 522
Location/URL:
ISBN: 2-89146-350-1
Notes: Rapport annuel 1998-1999
Abstract: Rapport préparé pour la ville de Beauport phase 1 voir r000555 pour phase 2
Call Number: R000522
Keywords: rapport/ ok/ dl

***Simulation hydrodynamique
et analyse morphodynamique
de la rivière Montmorency en crue
dans le secteur des Îlets***

*Simulation hydrodynamique et analyse morphodynamique de la rivière
Montmorency en crue dans le secteur des Îlets*

Rapport

préparé pour la

Ville de Beauport

Rapport INRS-Eau No R522
Février 1998

© INRS-Eau, 1998
ISBN : 2-89146-350-1

Pour fins de citation :

M. Leclerc, 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 No R522. Travaux réalisés pour le compte de la Ville de Beauport 134 pages, février.

ÉQUIPE DE RÉALISATION

Institut national de la recherche scientifique - Eau

Direction de projet

Michel Leclerc, Ph.D., professeur

Chargé de projet et simulations hydrodynamiques

Bernard Doyon, M.Sc., étudiant au grade de docteur en sciences de l'eau

Analyses géomorphologiques

Michel Lapointe, Ph.D., professeur au département de géographie, université McGill

Steve Driscoll, B.Sc., assistant de recherche

Développement d'outils numériques et informatiques

Yves Secretan, Ph.D., professeur

Yves Roy, B.Sc., informaticien

Caractérisations sur le terrain

Bernard Doyon, M.Sc., étudiant au grade de docteur en sciences de l'eau

Joëlle Marion, M.A., assistante de recherche à INRS-Eau

Personnes ressources en simulation hydrodynamique

Mourad Heniche, Ph.D., associé de recherche

Paul Boudreau, M.Sc., agent de recherche

Rédaction du rapport

Michel Leclerc

Ville de Beauport

Coordination

Roger Robert, Ing., directeur des Services techniques

Sylvain Langlois,

Jacques Dompierre, M.A., assistant-directeur de la division Urbanisme

Michel Rosa, responsable de projets

TABLE DES MATIÈRES

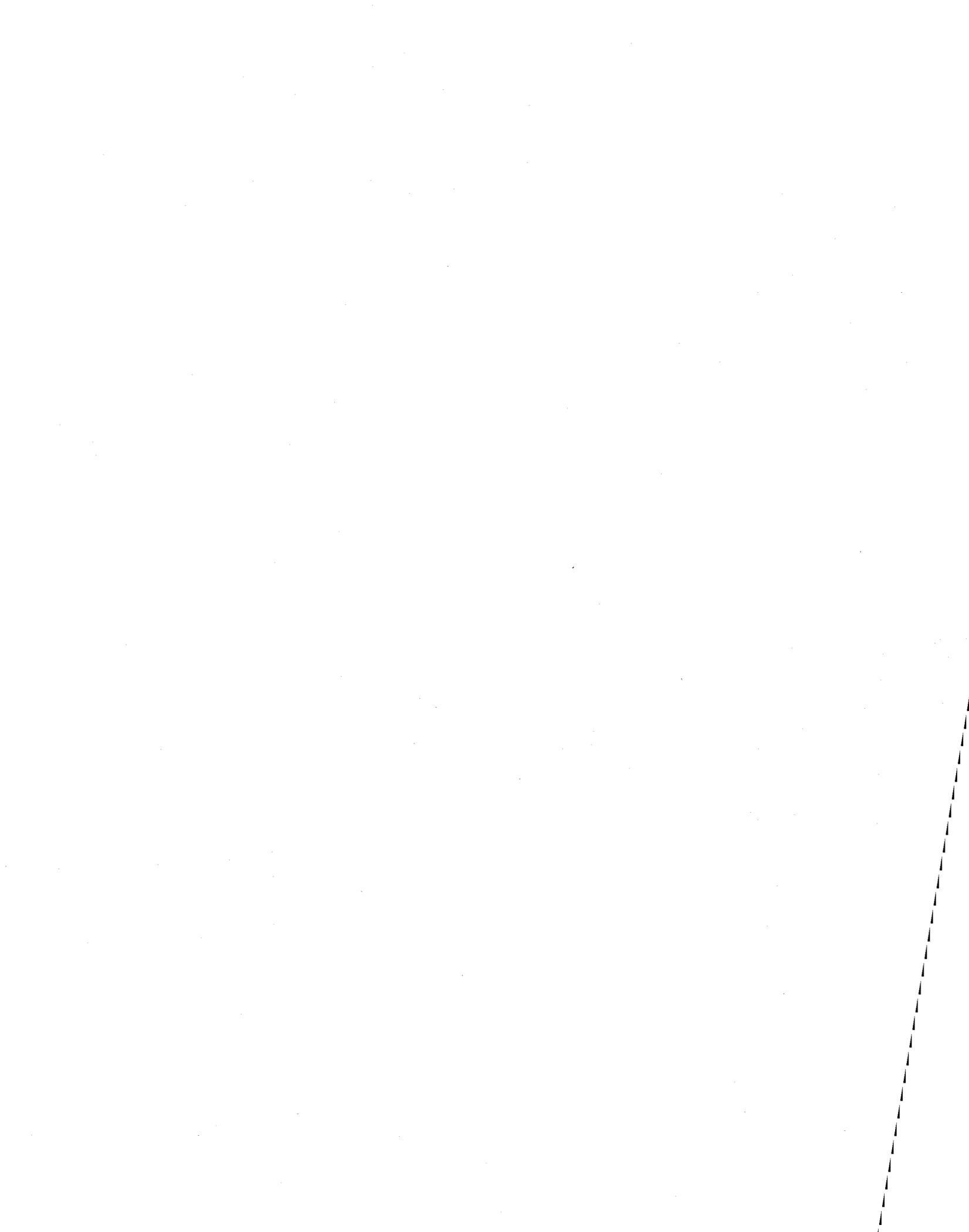
Liste des figures	xi
Liste des photos	xiii
Liste des planches de l'annexe infographique	xv
Liste des tableaux	xvii
1. INTRODUCTION	1
1.1 Tronçon à l'étude	1
1.2 Problématique.....	1
1.3 Mandat.....	5
2. MÉTHODOLOGIE	7
2.1 Les outils : le programme HYDROSIM.....	7
2.1.1 Modèle de Saint-Venant à deux dimensions.....	7
2.1.2 Conditions aux limites et initiales.....	10
2.1.3 Représentation par éléments finis.....	10
2.1.4 Méthode de résolution numérique	11
2.2 Le MODELEUR.....	11
2.3 La démarche de la modélisation hydrodynamique.....	12
2.3.1 Analyse préliminaire, choix d'une stratégie de résolution, événements de référence.....	12
2.3.2 Inventaire, acquisition, traitement et validation des données de terrain	13
2.3.3 Modélisation numérique du terrain.....	14
2.3.4 Mise en œuvre du modèle hydrodynamique - Initialisation, étalonnage, validation.....	14
2.3.5 Simulations hydrodynamiques - Scénarios à l'étude	14
3. LE CONTEXTE GÉOMORPHOLOGIQUE.....	17
3.1 Un secteur d'accumulation au dynamisme élevé	17
3.2 Dynamique fluviale et prise d'eau des îlets.....	19
3.3 Photo-interprétation de l'évolution du tronçon des îlets, 1950-1995.....	19
3.3.1 Méthodologie.....	19
3.3.2 Interprétation	28
3.3.2.1 Le secteur amont : accumulation d'alluvions et activité érosive latérale	28
3.3.2.2 Le secteur de la station de pompage : une région instable sujette aux bouleversements.....	29
3.3.2.3 La rue des Trois-Saults : une lente migration érosive interrompue partiellement.....	29
4. SIMULATIONS DES CRUES DANS L'ÉTAT ACTUEL	33

4.1 Localisation et délimitation de la zone d'étude.....	33
4.2 Modèle numérique de terrain.....	33
4.2.1 Données photogrammétriques disponibles - Lit majeur	34
4.2.2 Campagne de terrain - Lit mineur	34
4.2.2.1 Levé topographique du lit mineur	34
4.2.2.2 Caractérisation des rugosités.....	35
4.3 Hydrologie.....	36
4.3.1 Source de données	36
4.3.2 Caractéristiques hydrologiques de base	36
4.3.3 Les embâcles	40
4.3.4 Événements hydrologiques singuliers non mesurés	40
4.3.5 Débits de référence.....	41
4.3.6 Relations niveau-débit	41
4.4 L'établissement du modèle hydrodynamique	44
4.4.1 Maillage hydrodynamique de base	44
4.4.2 Calibration et validation	44
4.5 Analyse des conditions d'écoulement actuelles	46
4.5.1 Débit moyen de la rivière (module) : 33 m ³ /s.....	47
4.5.2 Débit de crue estivale (91 m ³ /s).....	47
4.5.3 Débit « plein bord » au Domaine des Îlets (398 m ³ /s)	48
4.5.4 Débit de crue de période de retour de 20 ans selon la méthode du DMA : 617 m ³ /s, et débit de 638 m ³ /s ...	49
4.5.5 Débit de crue 100 ans (726 m ³ /s) selon la méthode du DMA.....	50
4.6 Complément sur le taux d'endommagement résidentiel résultant de la submersion - L'expérience du Saguenay en 1996.....	52
5. SCÉNARIOS D'AMÉNAGEMENT ALTERNATIFS.....	55
5.1 Scénarios exploratoires étudiés	55
5.2 Adaptation du modèle aux nouvelles conditions.....	56
5.3 Analyse des conditions d'écoulement alternatives.....	56
5.3.1 Variante 1 : Ouverture complète du fossé de ceinture	57
5.3.2 Variante 2 : Rehaussement de 1 m de la hauteur des digues.....	58
5.3.3 Variante 3 : Influence combinée de l'ouverture du fossé de ceinture et d'un rehaussement de 1 m des digues	59
6. SIMULATION D'UNE CRUE EXCEPTIONNELLE.....	61
6.1 Mise en perspective	61
6.2 Analyse des résultats et dommages prévisibles	63
6.3 Actions préventives de 1997	70
6.4 Risque résiduel (hiver 1998).....	72
7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	73

7.1 Éliminer, atténuer ou accepter les risques ?	73
7.2 Endiguer autour des sablières : une protection absolue	74
7.3 Protéger la station de pompage et les bassins de captation	75
7.4 Planifier les dommages aux bassins de captation en cas de crue extrême	76
7.5 Réduire les besoins d'évacuation dans le secteur amont (Domaine des Îlets) et exploiter l'hydraulicité potentielle du Rigolet.....	78
7.6 Protéger les berges du secteur aval (rue des Trois-Saults)	79
7.7 À long terme, redonner les berges de la rivière au domaine public	80
7.8 Automatiser la prévision des crues	80
7.9 L'abaissement des rues Breton et Rodrigue.....	81
8. BIBLIOGRAPHIE	83

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : LOCALISATION DU TRONÇON À L'ÉTUDE DANS LE BASSIN VERSANT DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY.....	3
FIGURE 2 : TRONÇON À L'ÉTUDE DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY.....	4
FIGURE 3 : NOTATIONS DU MODÈLE CONSERVATIF DE SAINT-VENANT BIDIMENSIONNEL HORIZONTAL.....	8
FIGURE 4 : DISCRÉTISATION DES VARIABLES SPATIALES DANS HYDROSIM.....	11
FIGURE 5 : MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE DE L'ÉTUDE.....	13
FIGURE 6 : PROFIL EN LONG DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY DANS LE SECTEUR À L'ÉTUDE.....	18
FIGURE 7 : COMPARAISON DES LIMITES DU LIT MINEUR (BERGES) ENTRE 1950 ET 1995 D'APRÈS LES PHOTOS AÉRIENNES.....	21
FIGURE 8 : PLAN DU LIT MINEUR ET DIRECTIONS DE REcul DES BERGES - PROFIL DE 1950.....	22
FIGURE 9 : PLAN DU LIT MINEUR ET DIRECTIONS DE REcul DES BERGES - PROFIL DE 1963.....	23
FIGURE 10 : PLAN DU LIT MINEUR ET DIRECTIONS DE REcul DES BERGES - PROFIL DE 1976.....	24
FIGURE 11 : PLAN DU LIT MINEUR ET DIRECTIONS DE REcul DES BERGES - PROFIL DE 1986.....	25
FIGURE 12 : PLAN DU LIT MINEUR ET DIRECTIONS DE REcul DES BERGES - PROFIL DE 1995.....	26
FIGURE 15 : CRUES DE FONTE JOURNALIÈRE DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY - PRINTEMPS 1997 - STATION MEF 051001 (SOURCE MEF).....	38
FIGURE 16 : RELATION NIVEAU-DÉBIT À L'AVAL DU MODÈLE (LIMITES DE BEAUPORT).....	43
FIGURE 17 : LIGNES D'EAU SIMULÉES POUR DIVERS NIVEAUX D'HYDRAULICITÉ DANS LE SECTEUR DES ÎLETS DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY.....	46
FIGURE 16 : DÉFINITION DES VARIABLES DE SUBMERSION.....	53
FIGURE 17 : COURBES DU TAUX D'ENDOMMAGEMENT DES RÉSIDENCES DU SAGUENAY (1996) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DE SUBMERSION DES RÉSIDENCES. LA SUBMERSION EST DÉFINIE PAR RAPPORT AU PLANCHER LE PLUS BAS DE LA RÉSIDENCE.....	53
FIGURE 18 : SYSTÈME DÉPRESSIONNAIRE À L'ORIGINE DES PRÉCIPITATIONS ABONDANTES AU SAGUENAY EN JUILLET 1996.....	62
FIGURE 19: PRÉCIPITATIONS LAISSÉES PAR LE SYSTÈME DÉPRESSIONNAIRE QUI A PRODUIT LES CRUES DU SAGUENAY EN JUILLET 1996.....	63
FIGURE 20: COUPE VERTICALE SCHÉMATIQUE DU SECTEUR MENACÉ.....	66
FIGURE 21 : VUE GÉNÉRALE DU SECTEUR MENACÉ ET DE LA ZONE CRITIQUE.....	67
FIGURE 22 : CHANGEMENTS MORPHOLOGIQUES SURVENUS À LA CHUTE-À-PERRON SUITE À L'AVULSION DE LA RIVIÈRE DES HA ! HA ! LORS DE LA CRUE DE JUILLET 1996.....	69
FIGURE 23 : PHOTOGRAPHIE PANORAMIQUE PRISE À LA CHUTE-À-PERRON SUITE AU DÉLUGE DE JUILLET 1996.....	70



LISTE DES PHOTOGRAPHIES

- PHOTO 1 : CONSÉQUENCES ÉROSIVES MAJEURES DE LA CRUE DE DÉCEMBRE 1957 DANS LE
SECTEUR DE LA RUE DES TROIS-SAULTS AU CROISEMENT DE LA RUE DU GOUFFRE.... 30
- PHOTO 2: POINT DE VUE EN SURPLOMB ACTUELLEMENT OFFERT EN AUTOMNE SUR LE SECTEUR
DES ÎLETS À L'EXTRÉMITÉ DE LA RUE BRETON 82



ANNEXE INFOGRAPHIQUE

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE 1 : MAILLAGE HYDRODYNAMIQUE DE BASE DE LA RÉGION ÉTUDIÉE.....	A2
PLANCHE 2 : MAILLAGE UTILISÉ POUR LES SIMULATIONS HYDRODYNAMIQUES DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT	A3
PLANCHE 3 : TOPOGRAPHIE DE L'ENSEMBLE DU SECTEUR ÉTUDIÉ ET DES ALENTOURS SELON LE « MODÈLE NUMÉRIQUE D'ÉLÉVATION » (MNE).....	A4
PLANCHE 4 : TOPOGRAPHIE D'UNE PARTIE DU SECTEUR ÉTUDIÉ (LIT MINEUR) SELON LE « MODÈLE NUMÉRIQUE D'ÉLÉVATION » (MNE).....	A5
PLANCHE 5 : DÉTAIL DE LA TOPOGRAPHIE DU SECTEUR ÉTUDIÉ DANS LE SECTEUR DU « GRAND MARÉCAGE » DES TROIS-SAULTS	A6
PLANCHE 6 : CARTE DE LA RUGOSITÉ HYDRAULIQUE DU SECTEUR (<i>N</i> DE MANNING)	A7
PLANCHE 7 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 33 M ³ /S	A8
PLANCHE 8 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 91 M ³ /S	A9
PLANCHE 9 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 398 M ³ /S	A10
PLANCHE 10 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 617 M ³ /S	A11
PLANCHE 11 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 638 M ³ /S	A12
PLANCHE 12 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 726 M ³ /S	A13
PLANCHE 13 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159 M À L'AVAL DU MODÈLE.....	A14
PLANCHE 14 : NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159,5 M À L'AVAL DU MODÈLE.....	A15
PLANCHE 15 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 33 M ³ /S.....	A16
PLANCHE 16 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 91 M ³ /S.....	A17
PLANCHE 17 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 398 M ³ /S.....	A18
PLANCHE 18 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 617 M ³ /S.....	A19
PLANCHE 19 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 638 M ³ /S.....	A20
PLANCHE 20 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 726 M ³ /S.....	A21
PLANCHE 21 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159 M À L'AVAL DU MODÈLE.....	A22
PLANCHE 22 : PROFONDEUR D'EAU SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159,5 M À L'AVAL DU MODÈLE.....	A23
PLANCHE 23 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 33 M ³ /S	A24
PLANCHE 24 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 91 M ³ /S	A25
PLANCHE 25 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 398 M ³ /S	A26
PLANCHE 26 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 617 M ³ /S	A27
PLANCHE 27 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 638 M ³ /S	A28
PLANCHE 28 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 726 M ³ /S	A29

PLANCHE 29 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159 M À L' AVAL DU MODÈLE.....	A30
PLANCHE 30 : VITESSE MOYENNE DU COURANT SIMULÉE POUR UN DÉBIT DE 1039 M ³ /S - NIVEAU DE 159,5 M À L' AVAL DU MODÈLE.....	A31
PLANCHE 31 : VARIANTES D' AMÉNAGEMENT DES BASSINS DE CAPTATION	A32
PLANCHE 32: INFLUENCE SUR LE NIVEAU D'EAU DE L'OUVERTURE COMPLÈTE DU FOSSÉ DE CEINTURE (VARIANTE 1).....	A33
PLANCHE 33 : INFLUENCE SUR LE NIVEAU D'EAU DU REHAUSSEMENT DE 1 MÈTRE DES DIGUES DES BASSINS DE CAPTATION (VARIANTE 2).....	A34
PLANCHE 34 : INFLUENCE SUR LE NIVEAU D'EAU DE L'OUVERTURE COMPLÈTE DU FOSSÉ DE CEINTURE COMBINÉE AU REHAUSSEMENT DE 1 M DES DIGUES DES BASSINS DE CAPTATION (VARIANTE 3).....	A35

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : SOMMAIRE DES TAUX DE RECVLS DANS LES DIFFÉRENTES ZONES CIBLÉES	27
TABLEAU 2 : CRUES MAXIMUMS ANNUELLES DE LA RIVIÈRE MONTMORENCY À LA STATION 051001 DU MEF (MARCHES NATURELLES). SOURCE : BOUCHER ET PICARD (1994).....	37
TABLEAU 3 : STATISTIQUES DE CRUES MAXIMUMS ANNUELLES SUR LA RIVIÈRE MONTMORENCY SELON LA MÉTHODE DU DMA (SOURCE : HOANG, V.D., 1996)	39
TABLEAU 4 : DÉBITS DE RÉFÉRENCE POUR LES SIMULATIONS HYDRODYNAMIQUES	42
TABLEAU 5 : RÉSULTATS DE VALIDATION DU NIVEAU D'EAU SIMULÉ POUR DIFFÉRENTS DÉBITS	45
TABLEAU 6 : NIVEAUX D'EAU ET DU TERRAIN EN DIFFÉRENTS POINTS DU SECTEUR D'ÉTUDE EN FONCTION DES DIVERS ÉVÉNEMENTS HYDROLOGIQUES SIMULÉS	48
TABLEAU 7: COMPARAISON DES NIVEAUX D'EAU SIMULÉS EN CRUE EXCEPTIONNELLE AVEC QUELQUES POINTS DE RÉFÉRENCE DE LA RÉGION ÉTUDIÉE (EN GRIS, LES ZONES INONDÉES, EN GRIS FONCÉ, LES RISQUES MAJEURS ASSOCIÉS À L'INONDATION)	65

1. Introduction

1.1 Tronçon à l'étude

Le tronçon de la rivière Montmorency faisant l'objet de la présente étude se situe dans la partie inférieure du bassin versant (Figure 1). Il est bordé en amont par le secteur Bocage et en aval par les limites de Beauport et de Boischatel, un peu en amont du rapide des Trois-Saults. Il inclut le lac des Petites Îles, également dénommé le secteur des Îlets (ou Domaine des Îlets) dont la localisation est présentée à la Figure 2. D'une longueur approximative de 1,7 km, ce tronçon est caractérisé par la présence de méandres, d'embranchements et d'îles dont la morphologie varie assez rapidement avec le temps. La ville de Beauport y a campé une usine de pompage qui, à la suite des derniers aménagements de 1995, alimente en eau potable près de 98% de sa population. L'eau, filtrée naturellement par d'abondants dépôts de sable et de gravier (alluvions), est captée à l'aide de conduites perforées (galeries de captation) enfouies sous des bassins ou des digues construits à même la plaine d'inondation.

Les résidents du secteur subissent depuis de nombreuses années des inconvénients occasionnels reliés aux crues de la rivière (isolement temporaire, évacuation préventive, inondation, érosion) et le secteur des Îlets est identifié depuis peu comme *zone inondable* (Boucher et Picard, MEF, 1994). Les résidences situées à proximité de la prise d'eau municipale comptent parmi les plus touchées par les crues de la rivière (surtout par l'isolement routier du secteur et non pas par les dommages d'inondation) qui, à cet endroit, se produisent habituellement en eau libre. Celles-ci sont d'ailleurs localisées à l'intérieur d'un bras de la rivière qui est aujourd'hui presque complètement délaissé. La dernière inondation à survenir dans ce secteur s'est produite le 12 novembre 1995 alors qu'un débit de pointe horaire de 573 m³/s avait été enregistré à 17 heures.

1.2 Problématique

Certains riverains estiment que la fréquence des inondations dans le secteur des Îlets tend à augmenter. Deux causes principales sont identifiées: une augmentation des débits causant des inondations ou encore, une réduction de la section d'écoulement en aval de la zone visée. La première possibilité n'a pas pu être vérifiée par les études statistiques réalisées à ce jour, lesquelles concluent qu'il n'y a pas de modification de la réponse hydrologique du bassin versant depuis les trente dernières années (Les Consultants BPR, 1993) en relations notamment avec les coupes forestières. Les études antérieures à ce sujet nous permettaient de soupçonner

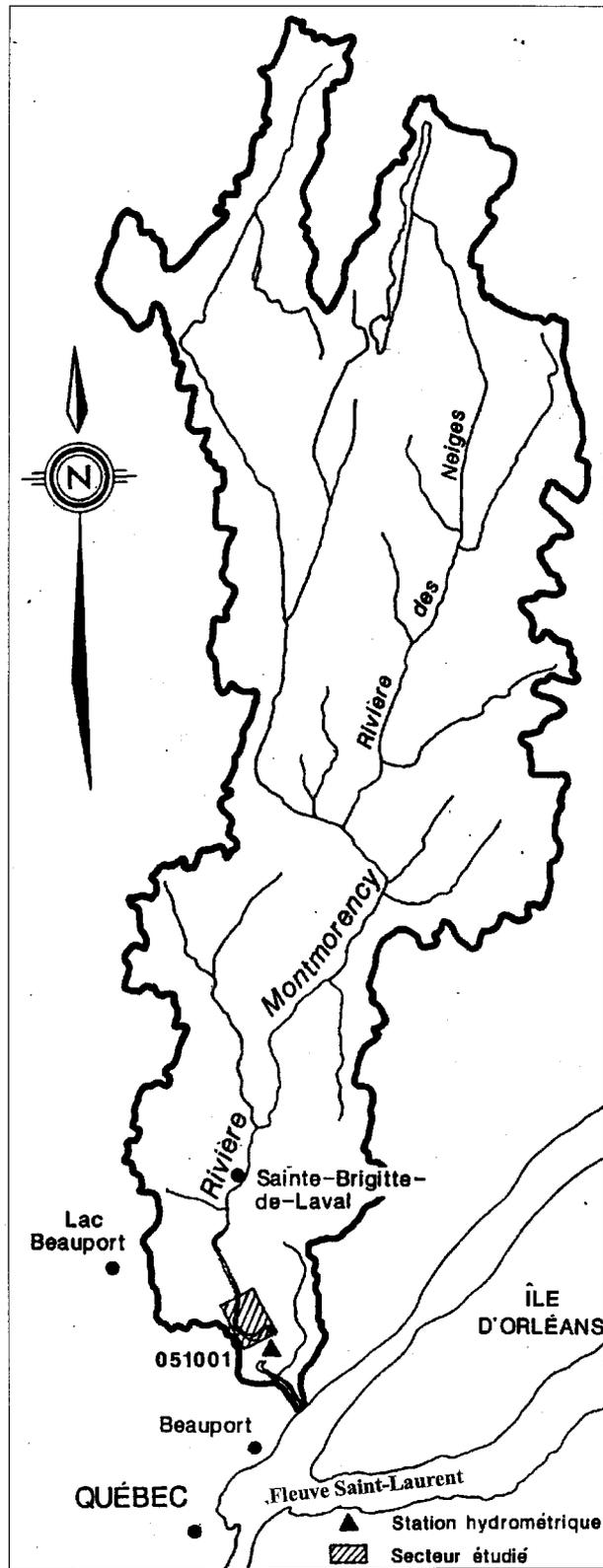
l'exploitation accélérée de la matière ligneuse dans le Parc des Laurentides comme une cause possible de changements hydrologiques (Laperrière, 1981 ; Plamondon, 1981). Nous reviendrons sur cet aspect de la représentativité des études d'hydrologie statistique dans le texte et la conclusion.

La deuxième possibilité, reliée à l'efficacité hydraulique du tronçon des Îlets, est une hypothèse plausible si l'on en croit les résultats d'une étude préliminaire menée par les Consultants BPR en 1991 (Problèmes d'inondations - Secteur des Trois-Saults). Cette étude portait sur l'influence de l'implantation de la prise d'eau municipale sur l'inondation du secteur résidentiel voisin. On y conclut que « les facteurs responsables des inondations sont principalement liés à la présence de restrictions hydrauliques naturelles ainsi qu'aux phénomènes d'érosion et de sédimentation qui contribuent localement au rehaussement graduel du niveau du lit du cours d'eau ». On ajoute que « les travaux d'endiguement reliés à l'aménagement des bassins, en restreignant davantage la section, jouent également un rôle dans la détermination des niveaux d'inondation au même titre que la pente générale du cours d'eau, l'occupation des berges ou les matériaux constituant le milieu ». Enfin, la comparaison des différents relevés topographiques réalisés depuis 1981 confirme que le site des Îlets se transforme hydrauliquement avec les années.

Ainsi, les restrictions à la section d'écoulement sans distinction quant à leur origine, l'érosion et la déposition de sédiments plus loin en aval occasionneraient selon notre hypothèse de travail un exhaussement additionnel du niveau d'eau à l'amont de celles-ci. Consécutivement, les niveaux de débordement peuvent être atteints à des débits plus faibles, donc plus fréquents, d'où la perception des résidents de l'accroissement de la fréquence des inondations.

Divers scénarios d'interventions ont alors été envisagés pour contrôler les niveaux d'eau dans ce secteur et réduire du même coup les inconvénients causés par les hautes eaux (Les Consultants BPR, 1994). L'un d'entre eux consisterait à restaurer entièrement ou partiellement les conditions d'écoulement antérieures à la construction de la prise d'eau à l'endroit du fossé de ceinture entourant les bassins. Cette solution dont nous voulons ici vérifier l'efficacité permettrait la libre vidange des eaux de crue en redistribuant les débits à une élévation donnée inférieure à celle atteinte actuellement tout en réduisant la pression érosive en rive gauche en face de la station. Cette solution aurait également le mérite d'assurer un débit d'entretien dans la prolongation du fossé de ceinture à l'aval des bassins.

Enfin, suite aux événements de juillet 1996 au Saguenay (INRS-Eau, 1997 ; Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997), la ville de Beauport a commencé à se préoccuper de la sécurité de ses infrastructures et du devenir de ce secteur de la rivière Montmorency advenant qu'un tel déluge s'y produise également, ce qui est tout à fait plausible. En effet, le système météorologique qui a affecté le Saguenay est passé bien près de déverser ses trombes d'eau sur le versant sud du massif des Laurentides ce qui aurait alors donné lieu à des crues exceptionnelles dans le bassin versant de la Montmorency lesquelles, à l'instar des crues de la région du Saguenay auraient été de l'ordre de $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, ce qui signifie autour de $1100 \text{ m}^3/\text{s}$. Une telle perspective méritait qu'on y consacre quelque attention en vue d'en évaluer les implications hydrauliques et les dommages potentiels.



Source: Boucher et Picard (1994)

Figure 1 : Localisation du tronçon à l'étude dans le bassin versant de la rivière Montmorency

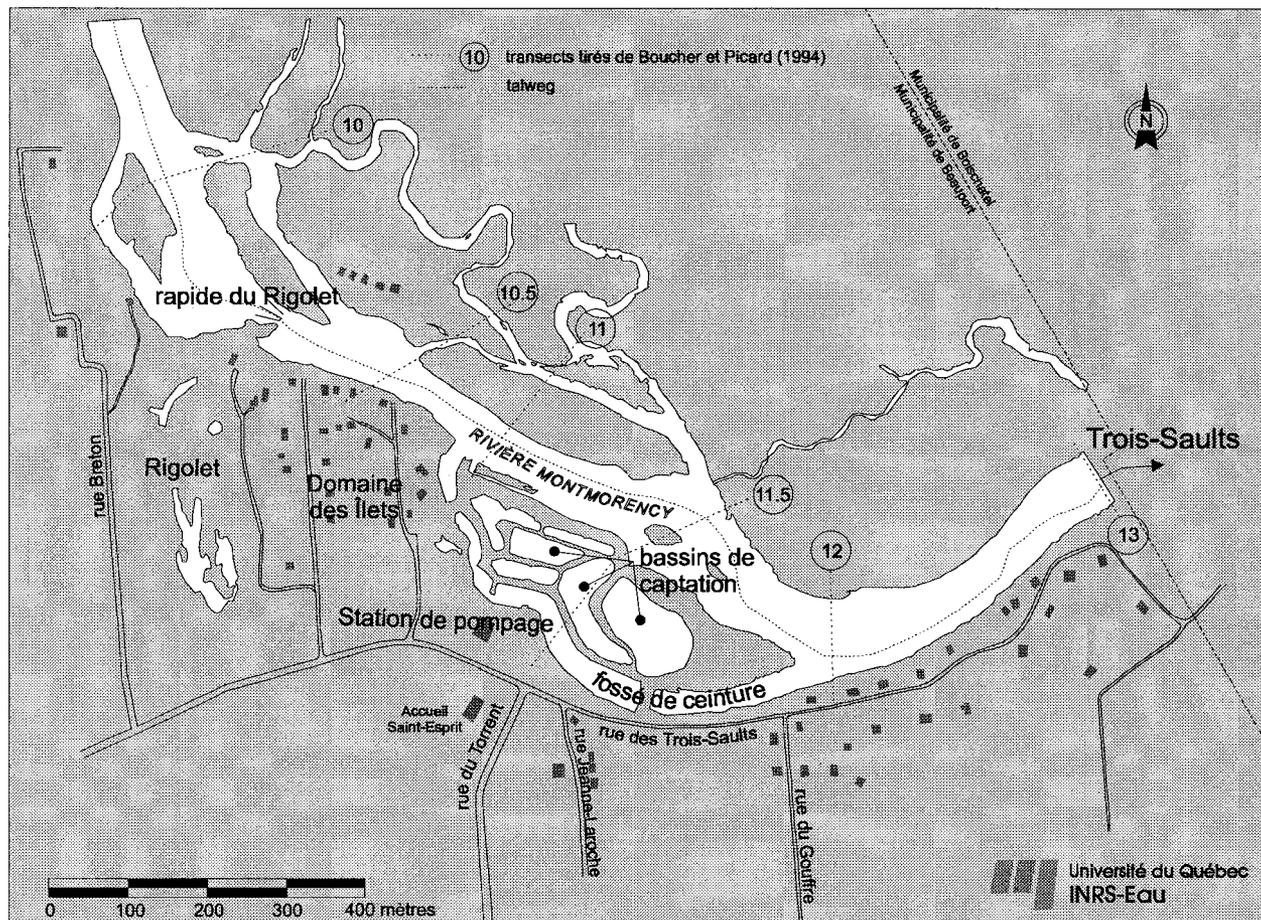


Figure 2 : Tronçon à l'étude de la rivière Montmorency

Note : Les numéros de section coupant la rivière sont ceux de Boucher et Picard (1994). Nous les utiliserons au chapitre 3 (Le contexte géomorphologique) pour aider la photo-interprétation du secteur. La ligne pointillée au centre de la rivière servira à localiser le profil en long du fond ainsi que les lignes d'eau.

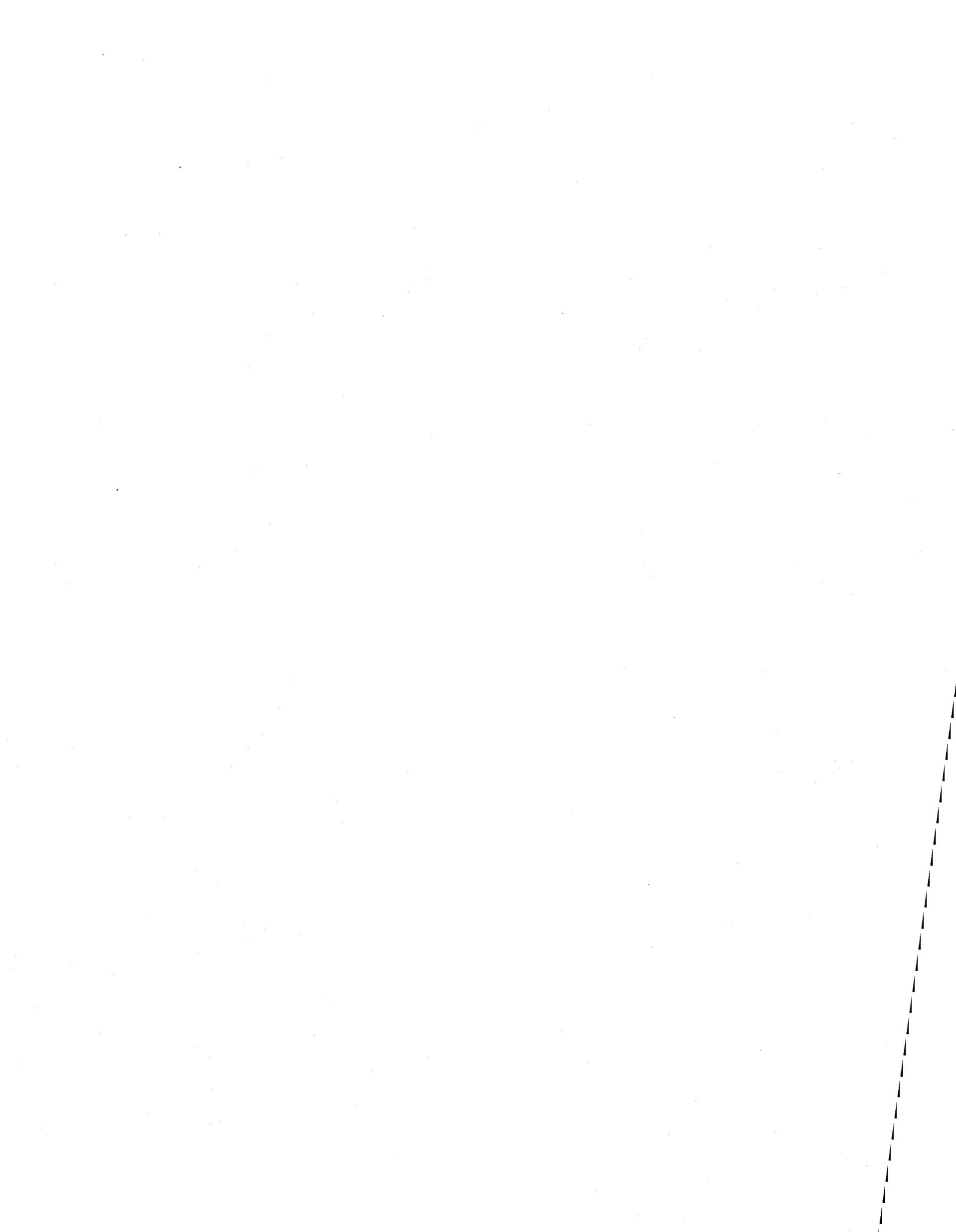
1.3 Mandat

Désireuse de poursuivre sa recherche de solutions pour contrer les problèmes reliés aux crues de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets, la Ville de Beauport a confié à l'INRS-Eau le mandat :

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

L'approche qui a été proposée par l'INRS-Eau pour réaliser ce mandat repose sur la modélisation numérique des écoulements par la méthode des éléments finis ainsi que sur l'analyse et l'interprétation de photographies aériennes prises au cours des décennies antérieures (photo-interprétation).

Ce document fait donc la présentation des travaux de recherche menés à l'INRS-Eau dans le cadre de ce mandat. Le chapitre suivant aborde les aspects méthodologiques de l'étude, depuis la campagne de terrain jusqu'à la mise en oeuvre des simulations de validation. L'étude de l'évolution géomorphologique à long terme du site constitue le chapitre 3. Suit le chapitre 4 dans lequel sont présentés les résultats des simulations effectuées pour les conditions topographiques actuelles. Le chapitre 5 présente les résultats des simulations ayant trait aux différents scénarios d'intervention envisagés. On retrouve ensuite au chapitre 6 des simulations représentant une crue exceptionnelle ainsi qu'une réflexion ouverte portant sur certains thèmes jugés incontournables depuis la catastrophe du Saguenay. Vient finalement le chapitre 7 où sont émises les conclusions et les recommandations.



2. Méthodologie

Ce chapitre est entièrement dédié à la méthodologie suivie, laquelle repose sur la modélisation hydrodynamique et la photo-interprétation. À cause de la similarité avec l'étude du Saguenay, il s'inspire du rapport INRS-Eau (1997) présenté à la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. Le lecteur peu familier avec les aspects mathématiques de la modélisation hydrodynamique par éléments finis pourra s'exempter de la lecture de ce chapitre sans que sa compréhension de l'étude n'en soit réellement affectée.

À cause de leur originalité - c'est la première fois qu'ils sont appliqués à un contexte pratique - nous allons présenter brièvement ci-après les outils employés pour réaliser les différentes analyses de cette étude. Ceux-ci comprennent d'abord un programme de calcul hydrodynamique à deux dimensions appelé HYDROSIM qui découle d'une génération antérieure de modèle appelée MEFLU (Leclerc *et al.*, 1990b), lequel a été appliqué en de nombreuses situations pour des projets d'Hydro-Québec (notamment, Leclerc *et al.*, 1987 ; Leclerc *et al.*, 1990a) et Environnement Canada (Boudreau *et al.*, 1994 ; Morin *et al.*, 1996). Un outil de traitement spatial de données appelé MODELEUR qu'on peut assimiler à un système d'information géographique (S.I.G.) dédié aux écoulements fluviaux a également été employé. Ceux-ci ont été développés entièrement à l'INRS-Eau depuis quelques années (Secretan *et al.*, 1996 ; Heniche *et al.*, 1996, Leclerc *et al.*, 1996) et ils sont voués à la commercialisation sur le marché international. Ces instruments ont été mis en œuvre en suivant une méthodologie élaborée spécifiquement pour le problème de la Montmorency dans le secteur des Îlets.

2.1 Les outils : le programme HYDROSIM

2.1.1 Modèle de Saint-Venant à deux dimensions

Le modèle mathématique de Saint-Venant à deux dimensions (2D) dans le plan horizontal découle de l'intégration verticale des équations de Navier-Stokes à trois dimensions (3D) en posant différentes hypothèses fondamentales dont celle de la pression hydrostatique (ou ondes longues). Le modèle de Saint-Venant qui en résulte est également appelé « modèle des eaux peu profondes », « équations d'ondes longues ». Il est à noter que l'hypothèse de pression hydrostatique limite l'applicabilité du modèle de Saint-Venant aux situations exemptes de ruptures de la topographie longitudinale ou du niveau d'eau (chutes, sauts). Toutefois, il peut absorber des changements de régime graduellement variés (torrentiel à fluvial et inversement).

Le modèle de Saint-Venant est utilisé ici dans sa *forme conservative* qui s'appuie sur le débit spécifique (q_x, q_y) pour le mouvement de l'eau. Depuis quelques années, nous avons en effet opté pour l'utilisation de la version conservative qui est réputée procurer une meilleure conservation de la masse. Tous les détails sur la théorie derrière HYDROSIM sont présentés dans Heniche *et al.* (1997) et dans Leclerc *et al.* (1996). La Figure 3 illustre les notations employées.

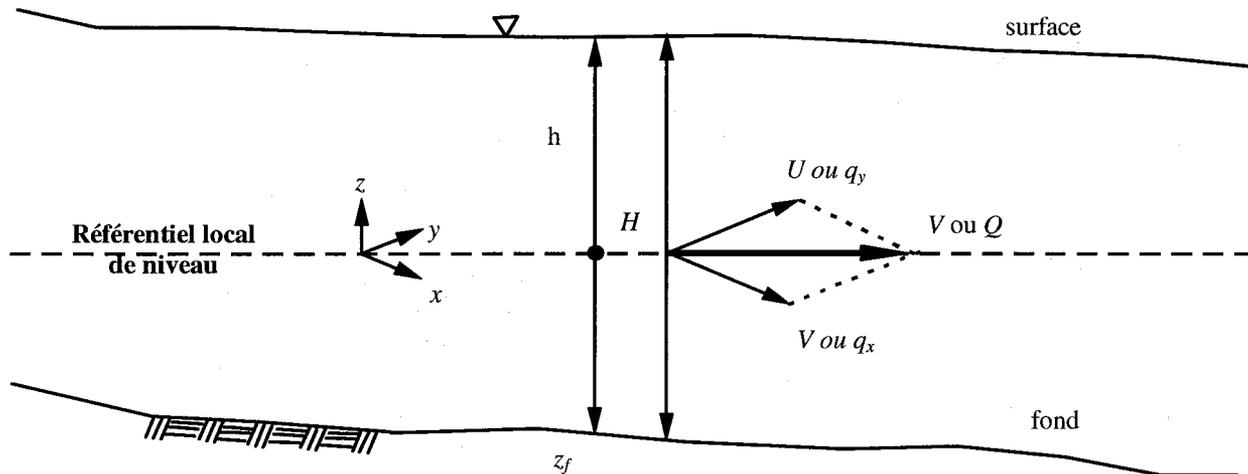


Figure 3: Notations du modèle conservatif de Saint-Venant bidimensionnel horizontal

Ci-après, nous introduisons les équations décrivant le modèle bidimensionnel de Saint-Venant dans sa version conservative. Celles-ci décrivent en premier lieu la conservation du débit (*Équation de continuité*) :

Equation 1

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \text{ avec}$$

$$q_x = uH \text{ et } q_y = vH$$

Cette relation qui décrit l'équilibre entre le transfert du débit et l'évolution du niveau d'eau est accompagnée de deux autres équations régissant l'équilibre des forces et des accélérations (*Équations du mouvement*) :

Equation 2

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

Equation 3

Selon y:
$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial q_y}{\partial x} \frac{q_x}{H} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \frac{q_y}{H} = \sum F_y$$

$$\text{Equation 4} \quad \sum F_x = -gH \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{n^2 g |\bar{q}| q_x}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial (H\tau_{xx})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial (H\tau_{xy})}{\partial y} \right) + F_{cx} + F_{wx}$$

$$\text{Equation 5} \quad \sum F_y = -gH \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{n^2 g |\bar{q}| q_y}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial (H\tau_{yx})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial (H\tau_{yy})}{\partial y} \right) + F_{cy} + F_{wy}$$

où

- F_{ci} : composantes de la force de Coriolis ;
 F_x, F_y : composante de force massique selon x ou y ;
 F_{wi} : composantes de la contrainte du vent ;
 g : accélération gravitationnelle ;
 h : hauteur (niveau) d'eau ;
 H : profondeur de la colonne d'eau ($=h-z_f$) ;
 n : coefficient de frottement de Manning ;
 $|\bar{q}|$: module du débit spécifique ;
 q_x, q_y : composantes du débit spécifique selon x et y ;
 x, y : coordonnées du plan (x vers l'est ; y vers le nord) ;
 ρ : masse spécifique de l'eau ;
 τ_{ij} : contraintes turbulentes de Reynolds .

Les contraintes de Reynolds qui représentent les cisaillements et les compressions turbulentes sont représentées par un modèle de turbulence faisant intervenir le tenseur de déformation angulaire de l'écoulement et une viscosité turbulente de type « zéro équation » utilisant une « longueur de mélange » et le module du gradient de vitesse pour caractériser les échelles de couche limite.

Pour la présente application, les forces du vent n'ont pas été considérées. Dans le programme HYDROSIM, le coefficient de frottement de Manning est un amalgame de différentes influences de même type comprenant la résistance du fond de la rivière (rugosité du lit), de la glace et des plantes aquatiques selon que ces facteurs entrent en considération dans un écoulement donné. Dans le cas de la glace, la colonne d'eau y est réduite en fonction de l'épaisseur du couvert et un frottement additionnel est incorporé au modèle. La glace et les macrophytes ne sont pas pris en compte ici.

La formulation qui précède a été adaptée pour tenir compte explicitement dans le processus de résolution du phénomène des *bancs couvrant-découvrant*. Cette prise en compte est indispensable dans la très grande majorité des écoulements à surface libre dans les milieux fluviaux ou estuariens. Dans le problème de la Montmorency, ce fut également le cas à cause des grandes différences de débit entre les différents événements de crue simulés. En effet, la position de la frontière de l'écoulement dans les rivières, fleuves, et aussi les estuaires, est dictée par la

valeur du débit ou du niveau de la marée. Par contre, si l'écoulement se produit dans un canal aux parois verticales (ex : quai dans un port), cette aptitude du modèle n'est pas vraiment requise. La méthode utilisée dans HYDROSIM se base sur une analogie avec les écoulements souterrains (profondeur négative dans le modèle) afin de maintenir la même formulation sur l'ensemble du domaine modélisé même si une partie de celui-ci est à sec ou exondé. Dans le domaine discret (*i.e.* au sein d'une grille de calcul numérique), on retrouve ainsi des éléments secs (découverts), partiellement découverts, ou mouillés.

2.1.2 Conditions aux limites et initiales

Dans une simulation transitoire (variable dans le temps), il est requis de spécifier des conditions initiales pour amorcer la simulation au temps t_0 . Formellement, cette procédure s'écrit :

Equation 6
$$q_x(t_0) = q_{x0}, q_y(t_0) = q_{y0}, h(t_0) = h_0$$

Dans les conditions quasi-permanentes, l'écoulement ne dépend pas des conditions initiales mais le programme HYDROSIM requiert tout de même une procédure d'initialisation du niveau d'eau afin de permettre la convergence vers une solution numérique.

De même, il est nécessaire de spécifier des conditions aux limites qui permettent d'abord de confiner le débit au domaine d'écoulement (condition d'imperméabilité), de contrôler le débit qui y transite (habituellement imposé à l'amont) et de régler le niveau auquel le plan d'eau doit s'ajuster, qu'il s'agisse d'un écoulement normal ou d'un plan d'eau régularisé par un ouvrage de retenue ou un seuil. Presque toujours, le niveau d'eau doit être imposé à l'aval. Dans HYDROSIM, l'imposition du niveau d'eau s'effectue directement, ou par l'entremise d'une relation niveau-débit connue, laquelle accorde au programme une plus grande souplesse de pilotage, surtout dans les situations transitoires où le niveau du plan d'eau fait partie des inconnues du problème et se comporte en fonction du débit qui arrive à un moment donné à la frontière considérée.

2.1.3 Représentation par éléments finis

La discrétisation est une opération permettant de transformer un modèle mathématique dans une version numérique qui peut être traitée par des moyens informatiques. Toutes les variables distribuées dans l'espace ou le temps, soit le niveau d'eau, les composantes de la vitesse, la topographie du terrain voire, les paramètres de frottement, doivent ainsi être représentées de manière discrète soit portées sur des « noeuds » lesquels, une fois connectés entre eux, forment des « éléments finis ». Dans HYDROSIM, les éléments décrivant le domaine de calcul dans le plan sont de forme triangulaire ce qui permet d'adapter très facilement la densité du maillage à la topographie de la rivière, incluant ses singularités locales (digues, seuils, etc.). L'élément utilisé par HYDROSIM est décrit à la Figure 4. À titre d'exemple, la Planche 1 : Maillage

hydrodynamique de base de la région étudiée), page A2, montre un des maillages utilisés pour cette étude.

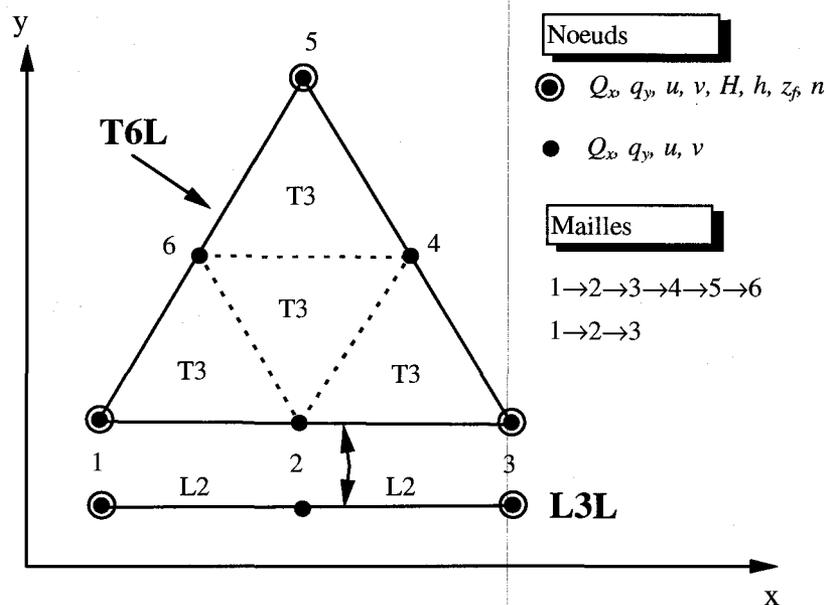


Figure 4: Discretisation des variables spatiales dans HYDROSIM

2.1.4 Méthode de résolution numérique

La résolution d'un problème d'écoulement transitoire nécessite de mettre en œuvre des méthodes adressant distinctement les aspects temporel et non-linéaire. Les problèmes stationnaires se limitent aux non-linéarités. Dans HYDROSIM, les problèmes peuvent être résolus de façon stationnaire ou transitoire selon la physique du problème. Pour la rivière Montmorency, seule l'approche stationnaire a été utilisée. La méthode de résolution numérique utilisée par HYDROSIM, GMRES (*Generalized Minimum Residual Method*), est de type itératif dans sa version non-linéaire. Contrairement aux méthodes directes qui demandent le coûteux stockage de matrices, la méthode GMRES ne nécessite pas une telle opération difficile à réaliser sur des ordinateurs personnels. Par contre, le pilotage de la résolution avec GMRES est parfois plus délicat qu'avec les méthodes directes mais il permet souvent de converger plus facilement.

2.2 Le MODELEUR

Le MODELEUR (Secretan *et al.*, 1996) qui sous-tend tout le traitement spatial des données de cette étude est un outil très précieux qui a été entièrement développé à l'INRS-Eau depuis 1993 ; il a nécessité tout près de 45 années-personnes d'investissement humain, technique et financier pour en arriver au produit dont nous disposons maintenant. Le développement de cet instrument

a bénéficié du support du Fonds de recherche et de développement technologique en environnement (FRDTE) du ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec.

Son application aux crues du Saguenay en 1996 (INRS-Eau, 1997 ; Leclerc *et al.*, 1997) et à la présente étude constituent ses premières utilisations pratiques intensives et la complexité des tâches qui ont été accomplies durant ces mandats ont permis de valider l'outil et de démontrer son potentiel extraordinaire pour l'analyse du milieu fluvial, plus particulièrement dans le contexte de l'analyse des crues. Sans entrer dans les détails, mentionnons seulement les principales fonctionnalités offertes par ce logiciel qui sont :

- L'importation et l'intégration des données de terrain dans un système de gestion de base de données adapté à la méthode des éléments finis ;
- La modélisation numérique de terrain dans un repère géoréférencé ;
- La construction automatisée et adaptative de maillages d'éléments finis ;
- Le pilotage intégral du modèle hydrodynamique HYDROSIM;
- Le traitement numérique de champs de variables distribuées avec des maillages d'éléments finis (calculatrice) ;
- La visualisation graphique des résultats ainsi que l'impression couleur selon le standard Postscript;
- Une interface-usager entièrement graphique et conviviale, incluant l'aide contextuelle ;
- L'insertion complète du logiciel dans l'environnement WIN32 (Windows 95, Windows NT, multi-fenêtres, etc.).

2.3 La démarche de la modélisation hydrodynamique

Un diagramme fonctionnel général (Figure 5) situe les principales étapes de la mise en oeuvre d'un modèle hydrodynamique dans le contexte de la présente étude.

2.3.1 Analyse préliminaire, choix d'une stratégie de résolution, événements de référence

L'objectif principal de cette activité est d'élaborer les principaux éléments de la problématique et de préciser les paramètres méthodologiques, c'est-à-dire :

- bien définir les objectifs de l'exercice en fonction de la problématique ;
- examiner le tronçon ciblé et identifier les besoins d'information et de caractérisation correspondants ;
- identifier les événements hydrologiques pertinents ;
- définir la bonne stratégie de résolution numérique du problème.

Dans le contexte particulier de la rivière Montmorency, il nous est apparu nécessaire, en plus des simulations hydrodynamiques, d'analyser le contexte géomorphologique et la dynamique fluviale de la rivière à l'aide des photographies aériennes les plus anciennes possibles afin de brosser un tableau à long terme de son évolution passée.

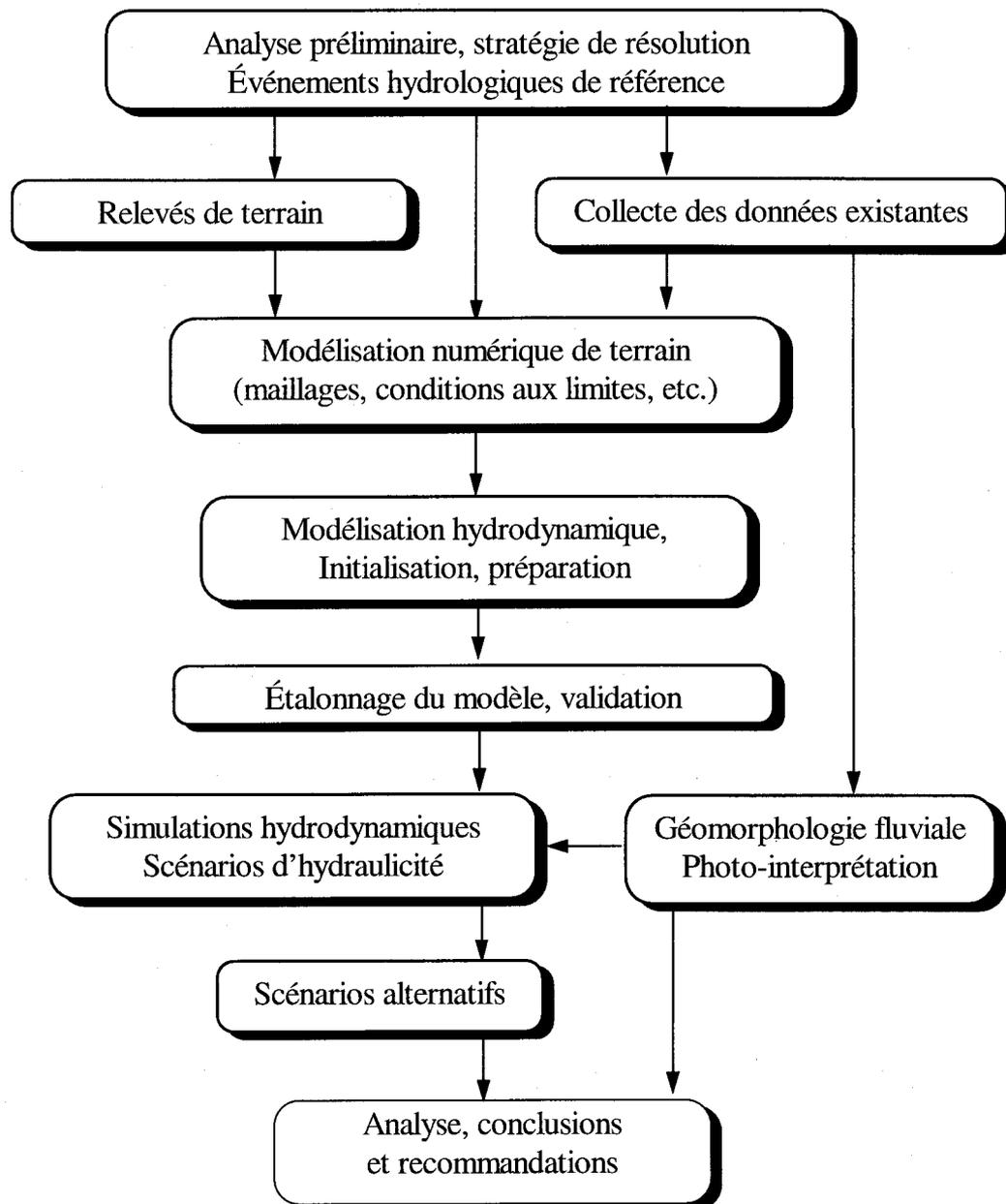


Figure 5 : Méthodologie générale de l'étude

2.3.2 Inventaire, acquisition, traitement et validation des données de terrain

L'essentiel de cet activité repose sur les données produites lors d'études ou caractérisations antérieures, surtout en ce qui concerne la topographie du cours d'eau et de sa plaine inondable. Le travail va de la collecte des données jusqu'à leur mise en forme en vue de leur inclusion dans le modèle hydrodynamique. En résumé, cette activité comprend:

- L'inventaire, la collecte et l'évaluation des données spatiales disponibles (topographie du lit mineur et de la plaine d'inondation, caractéristiques granulométriques du lit mineur, occupation du sol de la plaine inondable, données de validation sur l'événement à reproduire), ainsi que de nouvelles caractérisations ;
- Le traitement et la validation des données spatiales.

2.3.3 Modélisation numérique du terrain

Cette activité marque le début effectif de l'exercice de modélisation. Elle est axée essentiellement sur la prise en charge des données spatiales dans les formats et sur les supports internes de type "éléments finis" du MODELEUR. Une grille unique relativement dense reliant les points cotés disponibles est ainsi produite en vue d'alimenter le modèle hydrodynamique en données topographiques. Pour la rivière Montmorency, cette activité est rapportée au chapitre 4, section 4.2 (Modèle numérique de terrain), page 33.

2.3.4 Mise en œuvre du modèle hydrodynamique - Initialisation, étalonnage, validation

C'est ici que commence réellement l'activité de simulation proprement dite des écoulements. Normalement, il s'agit de spécifier toutes les conditions nécessaires à l'opération du modèle et d'initialiser celui-ci :

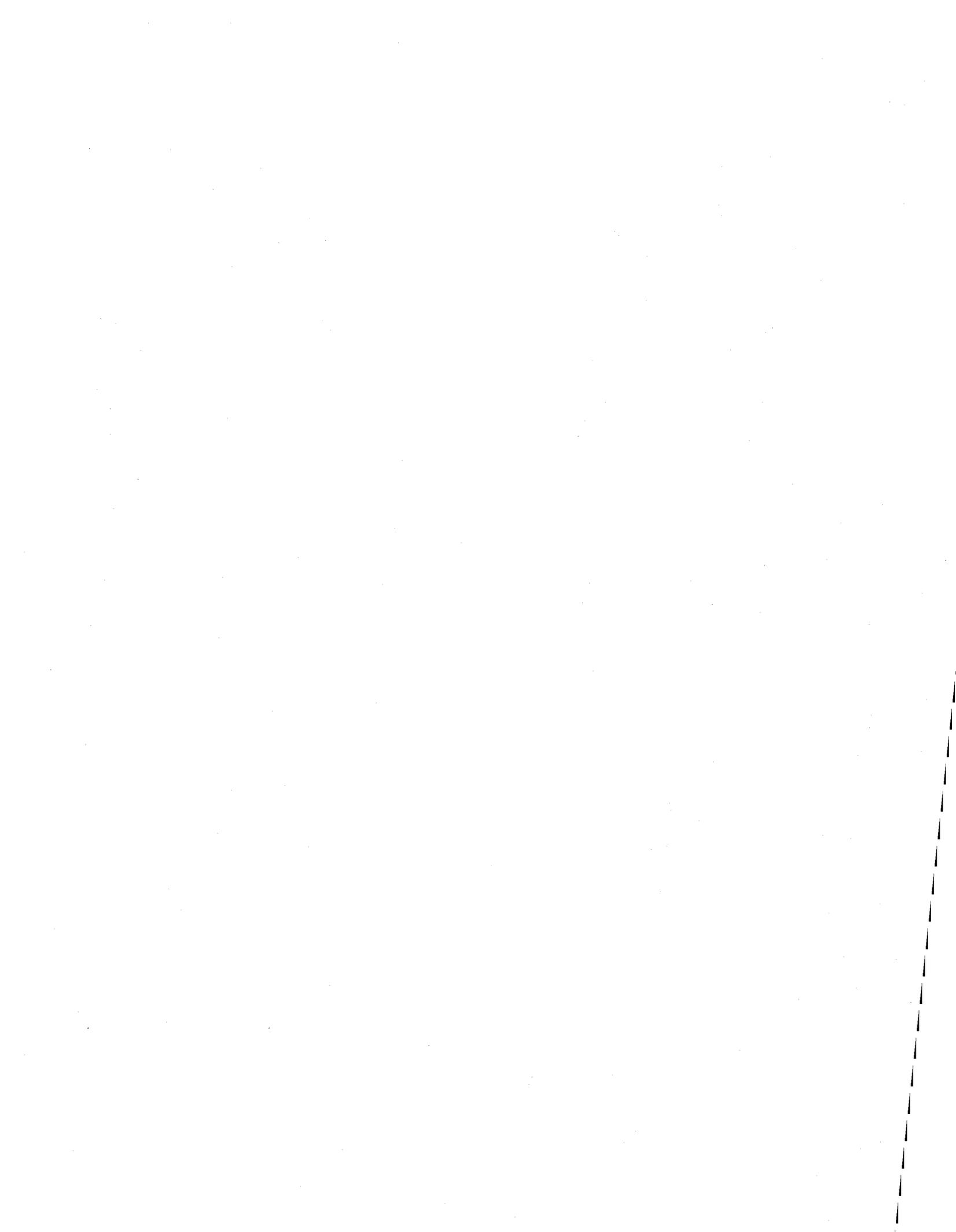
- définir, tester et valider une stratégie de résolution par tronçons et par phases ;
- établir les patrons de conditions aux limites (C.L.) correspondant au choix retenu ;
- initialiser (conditions initiales) le modèle ;
- paramétrer le modèle, *i.e.* étalonner ses paramètres ;
- valider le modèle, *i.e.* en vérifier la représentativité.

2.3.5 Simulations hydrodynamiques - Scénarios à l'étude

Chaque étude hydrodynamique comporte sa propre logique d'analyse qui est liée au contexte où elle s'inscrit. Dans le cas présent, cette activité visait à vérifier le résultat dans la rivière Montmorency de conditions hydrologiques et hydrauliques hypothétiques reliées au mandat. Elle comportait les tâches suivantes:

- Définition des scénarios ;
- Adaptation des conditions de simulation (débit, géométrie, conditions aux limites de niveau d'eau) ;
- Simulations hydrodynamiques ;
- Analyse.

Ces diverses activités seront précisées aux chapitres suivants.



3. Le contexte géomorphologique

3.1 Un secteur d'accumulation au dynamisme élevé

Dans le secteur à l'étude, soit le tronçon des Îlets, la rivière Montmorency adopte une morphologie classique de type *anastomosé* (*breaded reach*) telle que définie par Amoros et Petts (1993). Un tronçon anastomosé est caractérisé par un fractionnement dynamique de l'écoulement en plusieurs bras de dimensions inégales, souvent sinueux, qui tantôt bifurquent, tantôt se rejoignent, à travers une plaine de débordement généralement boisée. Le degré d'activité géomorphologique (érosion des berges, mobilité des bancs d'alluvions) dans chacun des bras de la rivière, appelés *anabranches*, dépend directement de leur largeur: le chenal dominant, plus profond et hydrauliquement plus puissant, est le plus dynamique et il transporte les alluvions les plus grossières ; les bras secondaires, moins profonds et souvent plus sinueux, transportent des sédiments plus fins.

On retrouve généralement les tronçons anastomosés dans des secteurs où le profil en long se redresse et fait subir au cours d'eau une perte soudaine de pente d'écoulement, et donc de sa capacité à charrier les alluvions, qui alors, s'y déposent. Ainsi, les deltas de rivières à forte charge sédimentaire sont souvent anastomosés (ex : les deltas des fleuves Mississippi, Mackenzie, Fraser, etc.). La réduction relativement soudaine de la capacité de transport (à l'approche du niveau de la mer, dans ces cas de figure) entraîne une tendance à l'accumulation sédimentaire à l'amont de l'embouchure, et en conséquence un rehaussement du lit principal dans ces secteurs. S'ensuit un exhaussement des niveaux d'eau, en crue, et la création d'anabranches ou bras secondaires qui, découpés dans la plaine d'inondation, permettent à une partie de l'écoulement de contourner le bras principal devenu trop peu profond dans ce secteur.

Outre les contextes deltaïques, il arrive aussi que certains tronçons de rivière occupant des vallées montagneuses soient anastomosés. Dans ce cas, le rehaussement du profil en long et la perte soudaine de capacité de charriage sont habituellement causés par l'existence d'un point fort sur le profil en long: soit, un fort cône d'alluvionnement formant obstacle à l'embouchure d'un tributaire, ou encore un important affleurement rocheux traversant la vallée (verrou). Le tronçon des Îlets de la rivière Montmorency est de ce dernier type. Au fil des 9 à 10 millénaires écoulés depuis la déglaciation de cette vallée, la rivière s'est graduellement encaissée dans les dépôts glacio-deltaïques sableux, très abondants dans ce secteur. Or, cette incision a été limitée par la présence d'un important verrou rocheux de type granitique au rapide des Trois-Saults, induisant une forte concavité du profil en long dans le secteur des Îlets.

La Figure 6 présente le profil en long du fond de la rivière (le *thalweg*) entre l'île Enchanteresse et le rapide des Trois-Sauts. Cette figure met en évidence la réduction relativement soudaine de pente de l'écoulement qui se produit entre les sections 9 et 12 (telles que définies par le Ministère de l'Environnement et de la Faune ; Boucher et Picard, 1994 ; voir la Figure 2, page 4) encadrant le tronçon des Îlets, où les anabranches sont concentrées. À l'amont, entre l'île Enchanteresse et le secteur Bocage (sections 1 à 9), la pente moyenne de l'écoulement en crue est approximativement 3,4 m/km (0,0034). Au pied du secteur des Îlets, à l'approche du rapide des Trois-Sauts (entre les sections 12 et 14) la pente n'est plus que de 0,4 m/km (0,0004), soit presque 10 fois moins qu'à l'amont. Cette réduction soudaine et très significative de la pente d'énergie est concentrée dans le secteur des Îlets.

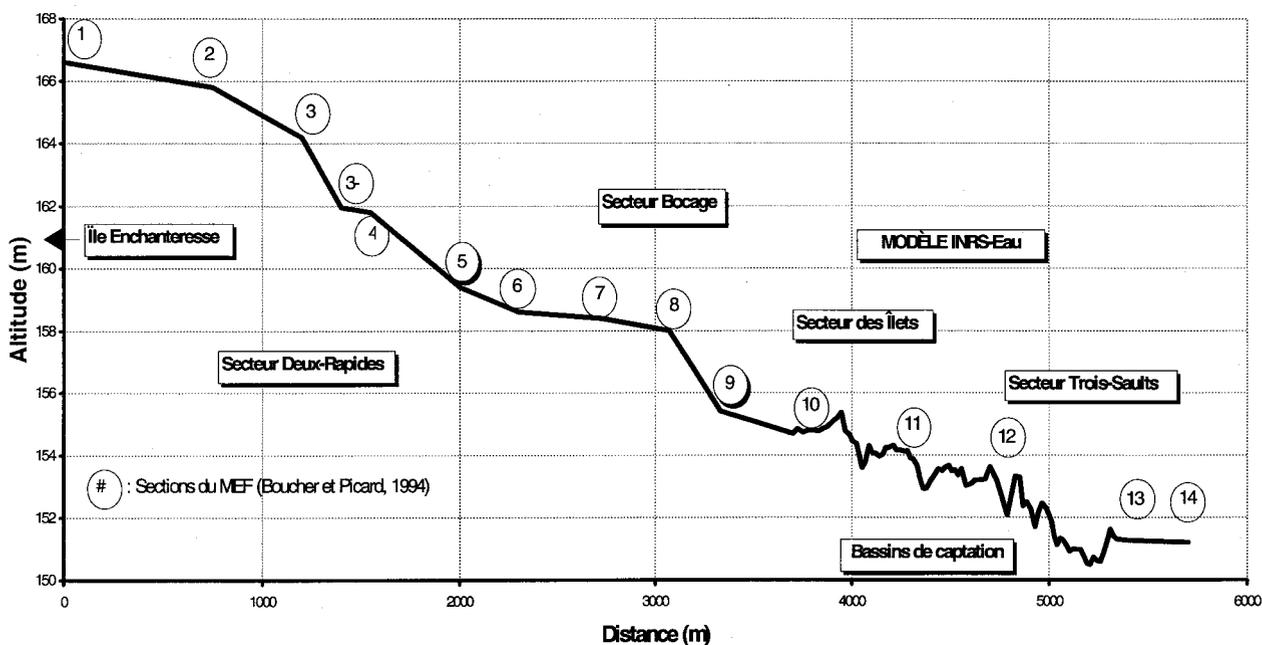


Figure 6: Profil en long de la rivière Montmorency dans le secteur à l'étude

Compte tenu d'un débit de crue annuel (moyen journalier) de l'ordre de $355 \text{ m}^3/\text{s}$ dans ces tronçons, on peut estimer que la puissance hydraulique appliquée par le débit formateur au transport du sédiment sur le lit est de l'ordre de $150\text{-}200 \text{ watts/m}^2$ en amont, mais de l'ordre de 20 watts/m^2 , seulement, à l'aval du secteur des Îlets. Une telle perte de capacité de charriage se traduit par une tendance à l'accumulation des cailloux et galets en d'amples bancs médians le long du secteur des Îlets lui-même, entraînant la formation de bras secondaires à travers la plaine d'inondation, et permettant à une partie de la crue de se redistribuer et contourner ces obstacles.

3.2 Dynamique fluviale et prise d'eau des Îlets

Les bassins de captation alimentant la prise d'eau municipale ont été construits en 1986 dans la partie aval du secteur des Îlets. De par leur conception, ils isolent des crues faibles et moyennes une partie de la plaine d'inondation naturelle ainsi qu'un important bras secondaire (*anabranche* appelée « fossé de ceinture »). Compte tenu du contexte géomorphologique décrit plus haut, il était possible de prévoir, au moins qualitativement, un certain nombre de répercussions locales liées à l'aménagement:

1. Rehaussement des niveaux d'eau en crue (seuil de débit à déterminer) au droit de l'ouvrage ainsi qu'en amont, suite à la réduction de la section d'écoulement associée à la fermeture du bras secondaire en rive droite (fossé de ceinture), ainsi qu'à l'endiguement de l'île pour la formation des bassins, laquelle comportait également des anabranches donc, des capacités d'évacuation en crue ;
2. Accroissement relatif des contraintes d'arrachement sur le lit et du taux de charriage des sédiments dans le lit principal et le bras secondaire, en rive gauche, au droit de l'ouvrage puisque le débit de crue doit transiter plus rapidement dans une section réduite ;
3. Corollairement, sollicitation plus forte et érosion accrue sur les berges dans ces secteurs, les chenaux tendant à s'élargir quelque peu où la nature sablonneuse des berges le permet ;
4. Immédiatement à l'aval de l'ouvrage (berges adjacentes à la rue des Trois-Saults), sollicitation érosive plus forte de la rive droite. Cet accroissement découle de l'orientation nouvelle de l'écoulement dominant, qui est projeté plus fortement sur cette section de berge, combinée à une augmentation de la sédimentation en rive opposée (formation de plage).

3.3 Photo-interprétation de l'évolution du tronçon des Îlets, 1950-1995

Dans cette section, nous présentons les résultats d'une étude de la dynamique d'érosion des berges dans le secteur des Îlets, faite à partir d'un jeu de photographies aériennes couvrant les 45 dernières années. L'intérêt de cette étude réside dans la démonstration du dynamisme géomorphologique naturel de ce secteur, et du changement de cette dynamique depuis la construction de la prise d'eau.

3.3.1 Méthodologie

Les photographies aériennes des années 1950, 1963, 1976, 1979, 1986, 1989 et 1995 ont été superposées par photo-restitution, afin de mesurer le recul des berges érodées entre chaque période couverte par photographie aérienne. Le patron de recul des berges révèle le degré d'instabilité du tracé du lit mineur, à travers le temps, et est d'un grand intérêt pour la gestion des infrastructures municipales et des propriétés résidentielles riveraines. Ainsi, la comparaison du patron d'évolution des berges dans la période succédant à la construction des bassins de captation

en 1986, avec la dynamique naturelle avant cette période est d'un intérêt particulier. La Figure 7 superpose le tracé des berges en 1950 (tracé gris) sur une carte de base correspondant au tracé en 1995. Cette comparaison met en évidence six principales sections de rive avec berges sub-verticales (escarpées), où un patron historique de recul systématique est apparent. Les berges de rivière où la sédimentation domine prennent généralement l'aspect de plages en pente latérale douce. Contrairement aux berges érodées et sub-verticales, la technique de photo-restitution utilisée ici ne permet pas de préciser l'évolution du bilan sédimentaire le long de ces berges en pente douce, puisque la position du rivage sur les photographies aériennes dépend alors fortement du niveau d'eau, donc du débit au moment de la photographie.

La superposition des photographies aériennes a été réalisée au moyen d'un appareil de photo-restitution optique appelé *Zoom Transfer Scope* (de Bausch & Lomb Ltd.). Celui-ci permet à l'opérateur de superposer deux images et de corriger les distorsions et les différences d'échelle. Pour caler les comparaisons, plusieurs points de contrôle tels que des maisons et des routes ont été superposés sur chaque image. Puis, le recul des berges a été mesuré à intervalles de 10-20 m, le long de chaque section de recul et ce, pour chaque période étudiée. Les taux de recul annuels maximum et médian, ainsi que le recul total ont été colligés, et ce pour chaque section de berge et chaque période d'analyse. Si une section de berge n'était pas visible sur une photographie, ou si le recul observé était en deçà de l'erreur de photo-restitution, la période d'analyse était prolongée jusqu'à inclure la prochaine couverture photographique disponible. En général, l'incertitude sur les reculs est de l'ordre 4 m. À cause de la qualité inférieure des photographies prises en 1950, l'incertitude était plutôt de 6 à 7 mètres pour la première période couverte.

Le tracé évolutif des berges de la rivière pour les années 1950, 1963, 1979, 1986 est rapporté de la Figure 8 à la Figure 11. Sur ces figures, les flèches indiquent la direction de recul maximal pour chaque section de berge, dans la période d'analyse qui suit celle correspondant au tracé. Ces figures peuvent être superposées à la Figure 12 (1995) pour apprécier les changements historiques du tracé depuis presque un demi-siècle.

Les statistiques de recul des berges sont rapportées au Tableau 1 (page 27).

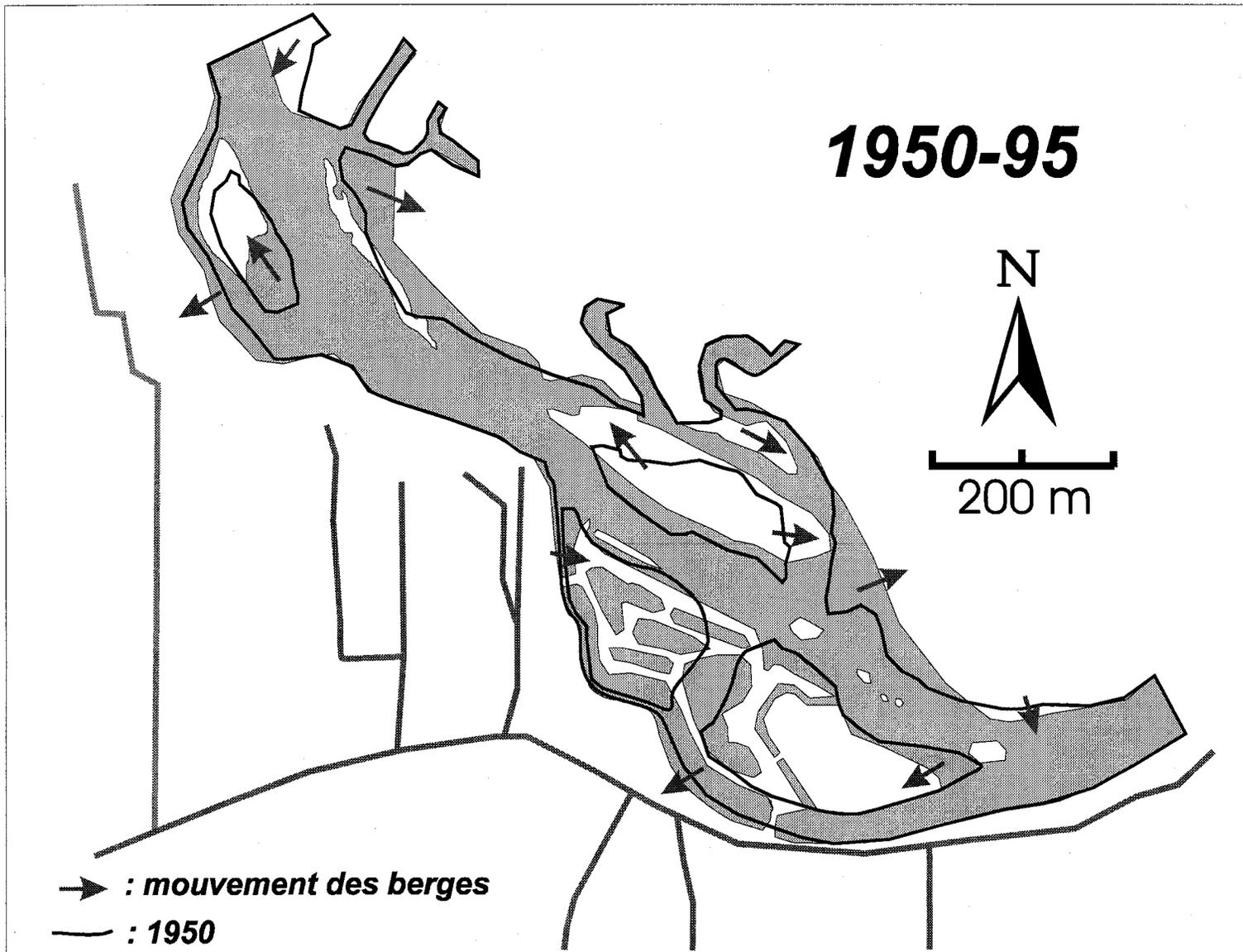


Figure 7 : Comparaison des limites du lit mineur (berges) entre 1950 et 1995 d'après les photographies aériennes

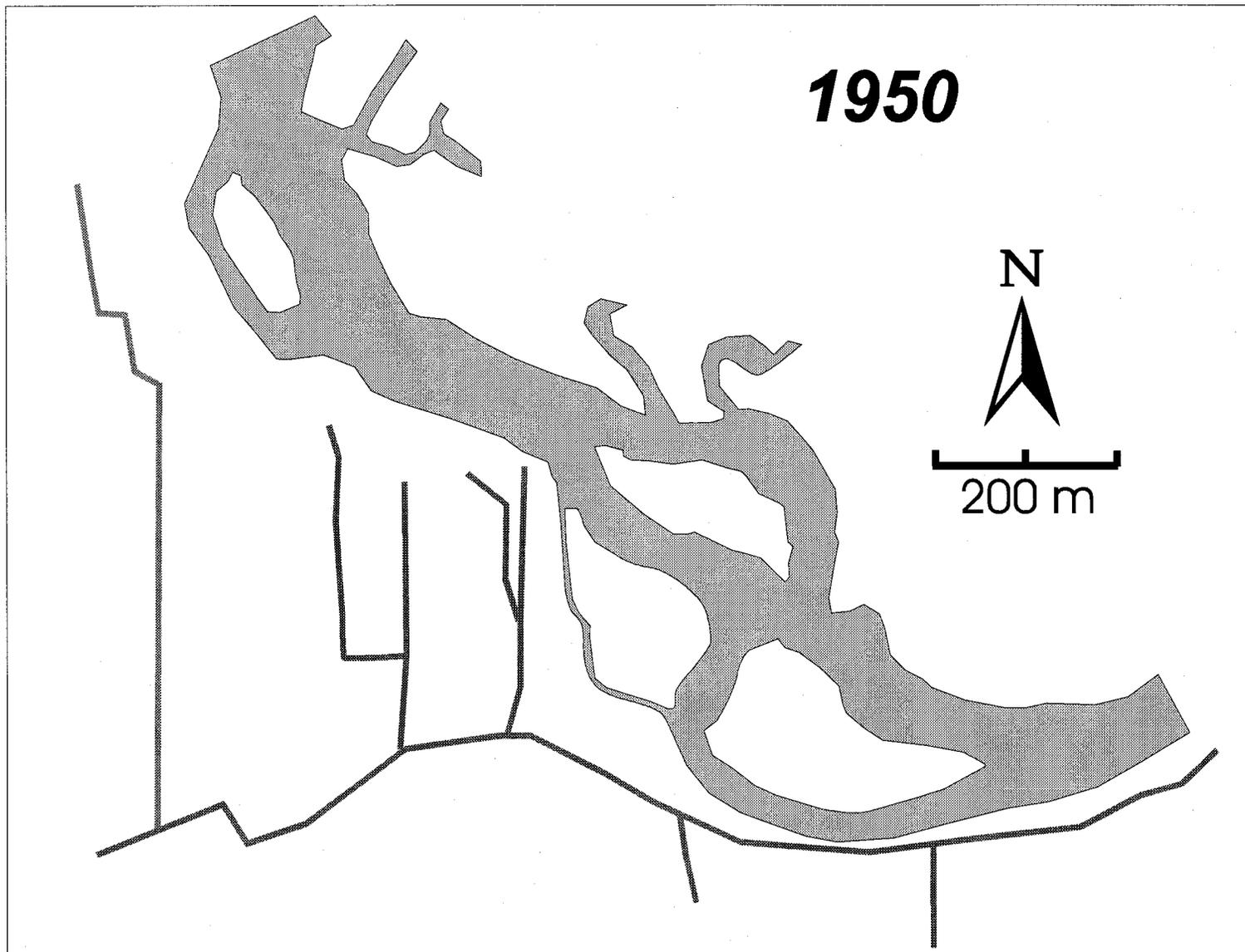


Figure 8 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1950

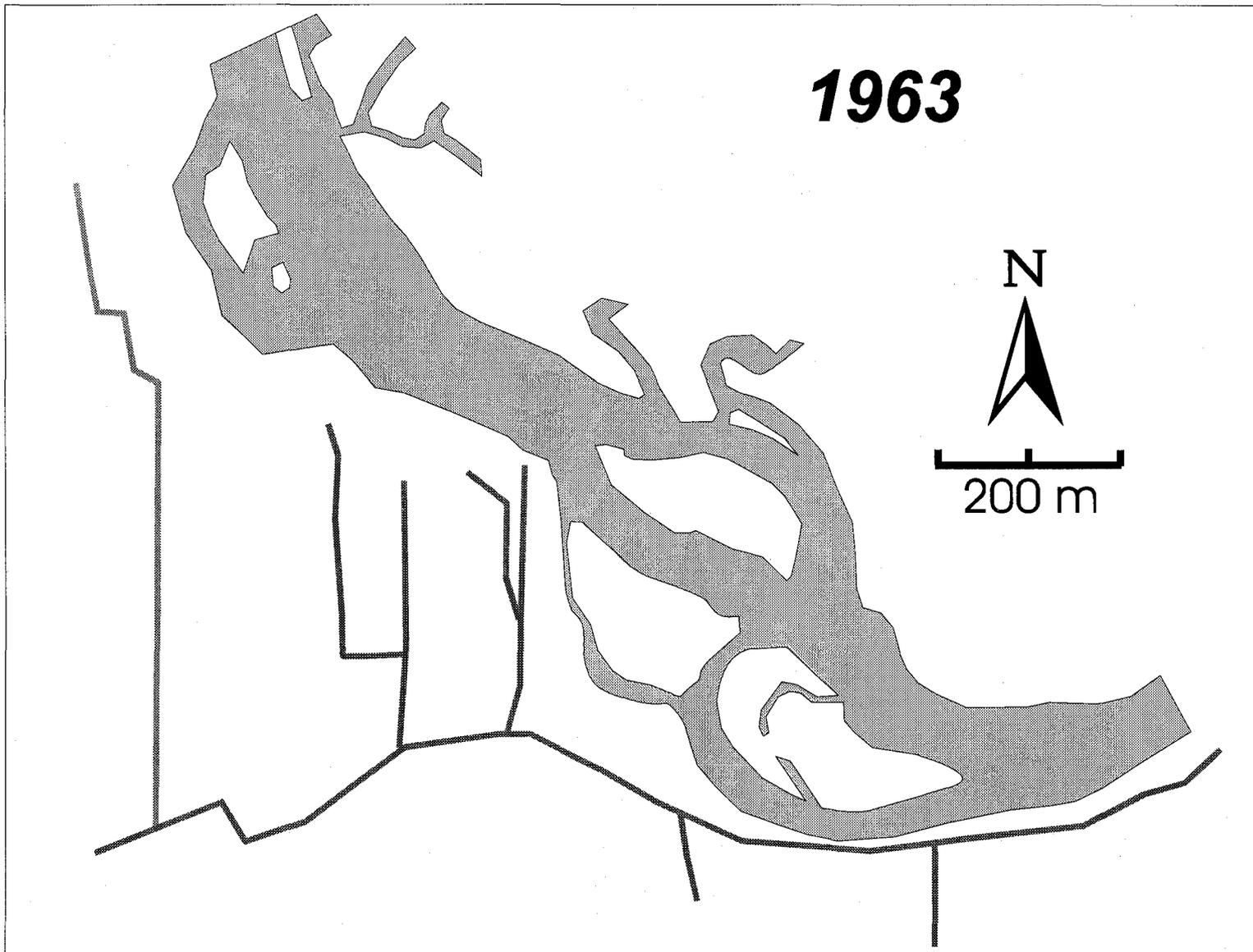


Figure 9 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1963

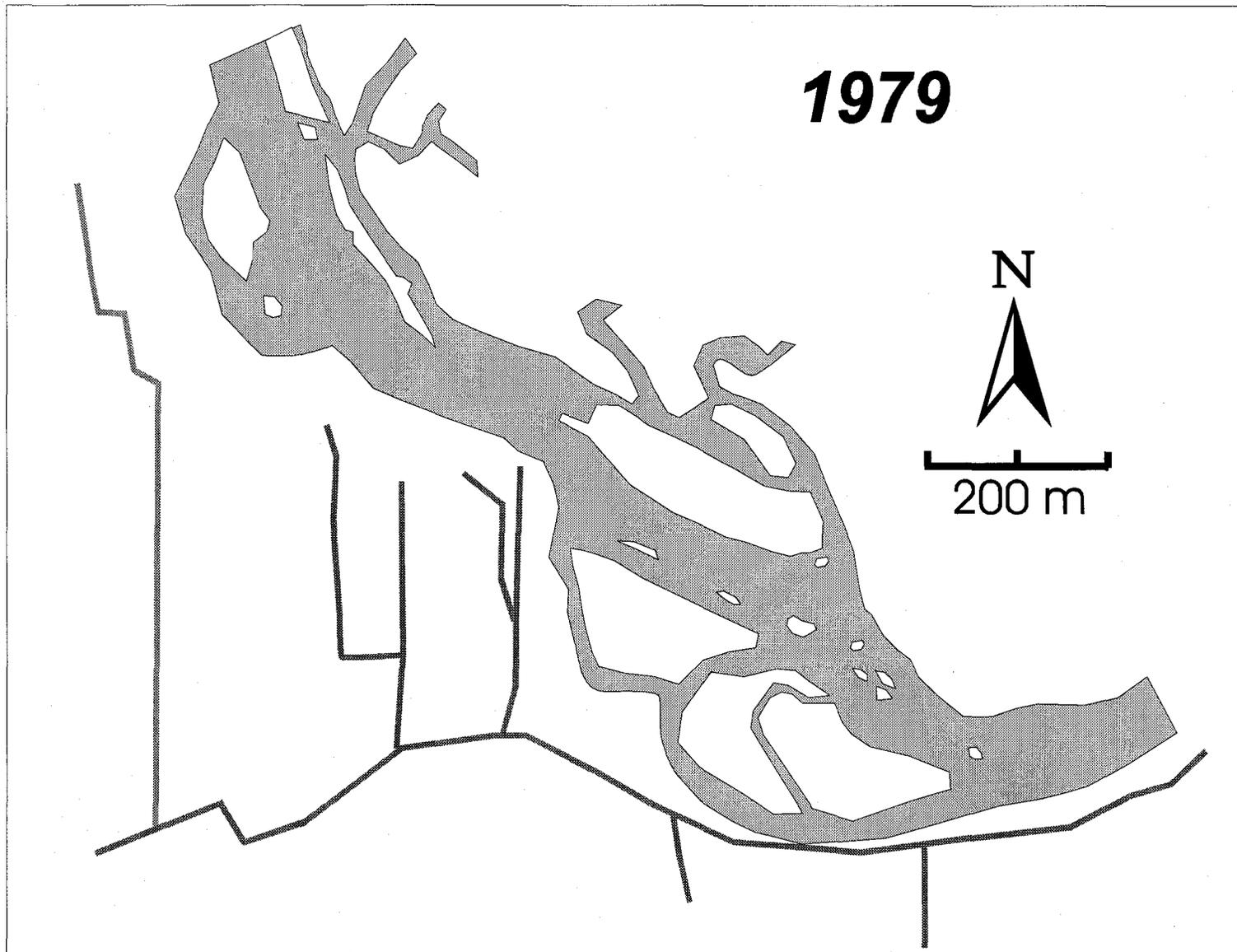


Figure 10 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1979

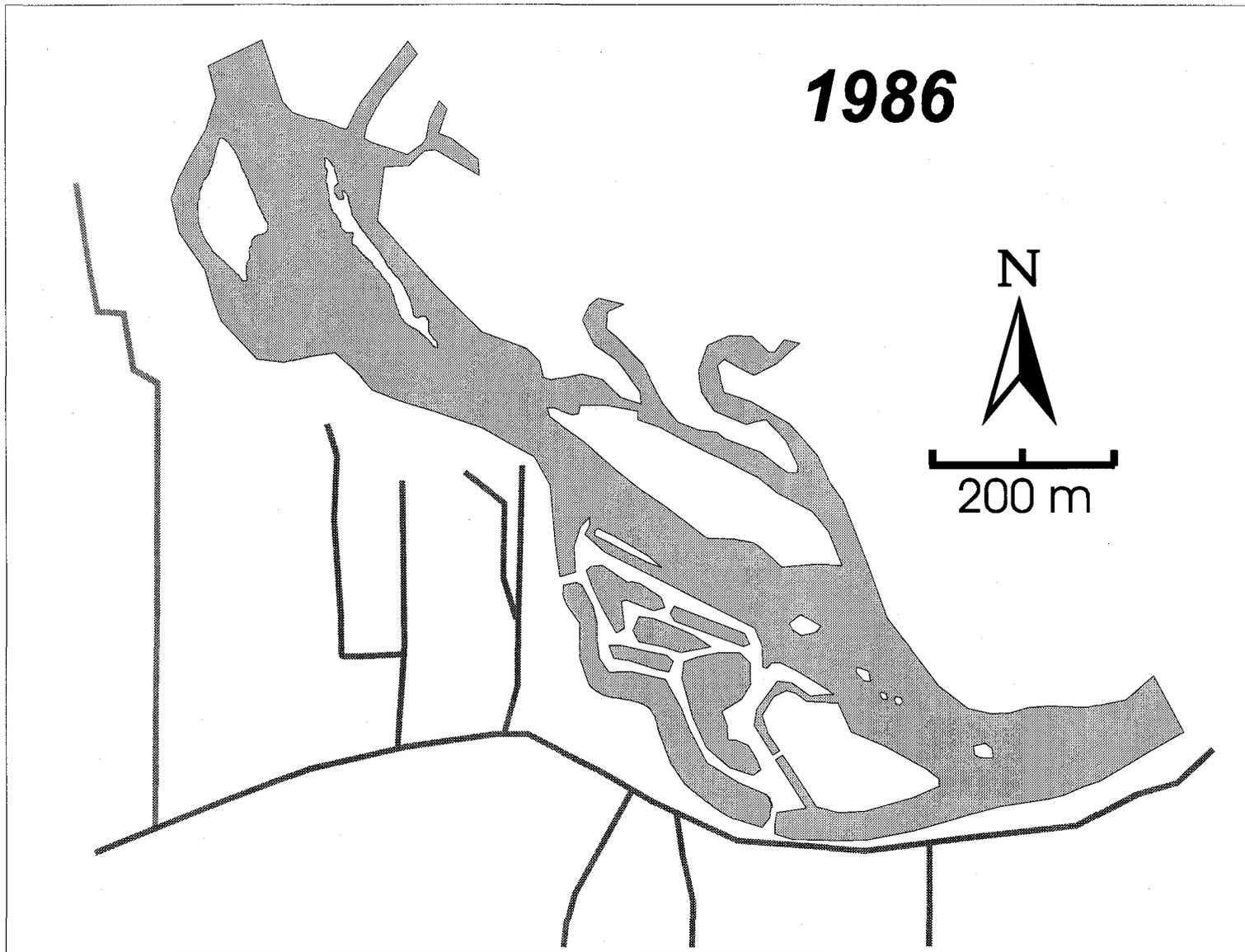


Figure 11 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1986

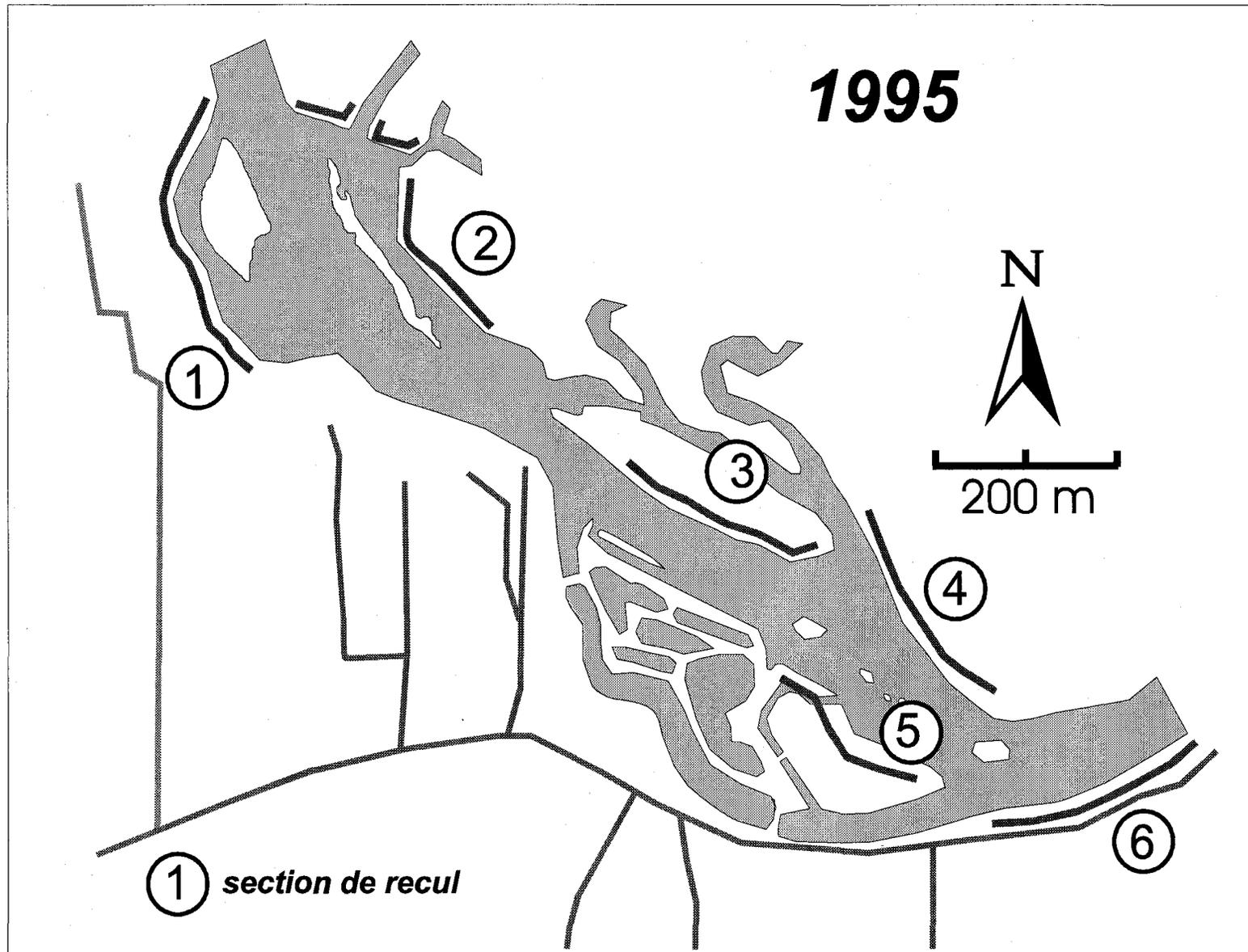


Figure 12 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1995

Tableau 1 : Sommaire des taux de reculs dans les différentes zones ciblées

Section de recul #1 (Figure 12, page 26)	1950-1976		1976-1995			
Longueur de la section (m)	260		260			
Recul maximum (m)	12,2		< 4			
Taux de recul maximum (m/an)	0,9		< 0,2			
Taux de recul médian (m/an)	0,5		< 0,2			
Section de recul #2	1950-1964	1964-1976	1976-1979	1979-1989	1989-1995	
Longueur de la section (m)	205	80	105	105	80	
Recul maximum (m)	32,3	17,0	12,2	29,8	15,2	
Taux de recul maximum (m/an)	2,5	1,3	4,1	3	2,5	
Taux de recul médian (m/an)	0,8	0,4	1,9	1,3	1,2	
Section de recul #3	1950-1964	1964-1976	1976-1979	1979-1986	1986-1989	1989-1995
Longueur de la section (m)	115	180	160	35	40	75
Recul maximum (m)	10,3	11,6	6,7	9,1	3	3,7
Taux de recul maximum (m/an)	0,8	0,9	2,2	1,3	1	0,6
Taux de recul médian (m/an)	0,6	0,5	1,5	0,9	0,6	0,4
Section de recul #4	1950-1964	1964-1976	1976-1979	1979-1986	1986-1989	1989-1995
Longueur de la section (m)	135	150	75	130	170	140
Recul maximum (m)	32,3	9,1	9,7	15,2	15,8	6,1
Taux de recul maximum (m/an)	2,5	0,7	3,2	2,2	5,3	1
Taux de recul médian (m/an)	0,7	0,5	1,2	0,9	1,8	0,3
Section de recul #5	1950-1964	1964-1976	1976-1979	1979-1986	1986-1989	1989-1995
Longueur de la section (m)	245	9	80	12	45	30
Recul maximum (m)	28	9,1	6,1	6,7	9,7	6,7
Taux de recul maximum (m/an)	2,2	0,7	2	1	3,2	1,1
Taux de recul médian (m/an)	0,9	0,7	1,4	1,0	1,3	0,6
Section de recul #6	1950-1964	1964-1979		1979-1995		
Longueur de la section (m)	nd	450		150		
Recul maximum (m)	nd	8,3				
Taux de recul maximum (m/an)	nd	0,5		Revêtement partiel de la berge		
Taux de recul médian (m/an)	nd	0,3				

3.3.2 Interprétation

Ci-après, nous rapportons brièvement quelques-uns des constats auxquels nous a conduits l'examen comparatif des photographies. Trois secteurs seront ainsi examinés en faisant référence à des interventions ou événements passés qui n'ont pas encore été rapportés : le secteur amont jouxtant le talus sableux de la rue Breton, le secteur de la station de pompage et des bassins de captation, ainsi que le secteur de la rue des Trois-Saults en aval de la rue du Gouffre.

3.3.2.1 *Le secteur amont : accumulation d'alluvions et activité érosive latérale*

On note la tendance historique à l'élargissement du lit mineur dans le secteur amont, entre les sections de berge 1 et 2 (localisées sur la Figure 12). La photo-interprétation indique que ce secteur d'élargissement est un lieu de sédimentation majeur de matériaux grossiers (constat confirmé par les observations rapportées par les résidents), où le lit principal est partiellement obstrué par un important banc médian de cailloux et galets, le front de ce banc s'avancant vers l'affleurement rocheux qui crée un rapide en rive droite. L'explication de ce comportement est fournie par le profil en long de la rivière qui montre que le rétablissement de la pente de la rivière commence à cet endroit.

En conséquence de la présence de ce vaste banc d'alluvions, l'écoulement en crue sollicite les talus sableux en rives droite et gauche, tandis qu'un bras secondaire est maintenu à travers la plaine d'inondation en rive gauche. Le Tableau 1 révèle un taux médian de recul sur la section 2 à l'entrée de ce bras secondaire variant entre 0,5 et 2 m/an, atteignant localement jusqu'à 4 m/an (1976-1979).

Des résidents du secteur nous ont par ailleurs rapporté une intervention antérieure (non documentée) ayant déjà permis de dégager la section principale d'écoulement au lieu où se trouve le banc d'alluvions. Les matériaux auraient été poussés en rive gauche à l'aide d'un bélier mécanique. L'évolution naturelle de la rivière dans le secteur tend, on le constate dans les photographies récentes, à rétablir cette forme naturelle.

Quelques résidents en rive droite du Domaine des Îlets un peu en aval ont procédé à des aménagements de protection de berge par l'entremise de moyens variés, plus ou moins heureux ou admissibles sur le plan environnemental ou esthétique, comme le bétonnage des rives. Ces protections semblent cependant avoir eu plus de succès sur le plan mécanique.

La ville de Beauport a également fait procéder à des travaux de protection de berge selon les règles de l'art un peu à l'aval du rapide Rigolet en rive droite. La hauteur d'implantation de la protection en enrochements ne semble pas modifier l'hydraulique du « Rigolet » par un éventuel effet de seuil qui bloquerait l'entrée des crues dans celui-ci. Le maintien de conditions hydrauliques contrôlées dans le secteur du Rigolet fera l'objet de recommandations appropriées à la fin de ce rapport.

3.3.2.2 Le secteur de la station de pompage : une région instable sujette aux bouleversements

Le tracé de la rivière illustré à la Figure 8 suggère d'abord qu'il a pu y avoir une importante coupure de méandre dans le secteur de la prise d'eau quelque peu avant 1950. Des photographies antérieures à 1950, si disponibles, pourraient confirmer cet événement. Ainsi, la prolongation du fossé de ceinture à son extrémité aval, aujourd'hui soustraite aux écoulements en temps normal, se trouvait alimentée en tout temps par un bras de la rivière ayant déjà constitué le méandre que l'on vient d'évoquer. Ce bras coupait donc l'île formant aujourd'hui les bassins de captation en deux parties sensiblement égales en superficie.

La Figure 7 superpose le tracé de 1950 sur le tracé actuel (1995); elle montre d'abord clairement que le tracé du fossé de ceinture actuel emprunte, à l'amont, le cours d'un bras secondaire d'importance mineure en 1950, et se poursuit à l'aval dans un des deux bras majeurs de la rivière visibles en 1950. Il ne semble pas y avoir de facteur commun à la création de ces deux unités hydrographiques formant le fossé de ceinture.

La comparaison de la Figure 11 (1986) et de la Figure 12 (1995) illustre aussi le patron de recul des berges observé dans le secteur des bassins de captation depuis la construction de la prise d'eau. On notera en particulier dans le Tableau 1 (page 27), le recul important, entre 1986 et 1995, des sections de berge 4 et 5 qui flanquent le chenal principal au droit de l'ouvrage. Conséquence prévisible, ce bras central s'est élargi notablement depuis la fermeture du fossé de ceinture et l'endiguement de l'île formant les bassins en plaine inondable. Ainsi, la largeur du chenal principal, mesurée à son minimum au droit des bassins est passée de 70 m (en 1986) à 79 m en 1995. Le Tableau 1 indique que le rythme de recul le plus intense (5.3 m/an) en section 4 a été observé dans les années suivant la construction de l'ouvrage, entre 1986 et 1989, ce taux n'étant plus que de l'ordre de 1 m/an depuis 1989, et ce malgré la forte crue de 1993 (516 m³/s le 17 avril, période de retour de 4 ans) ce qui semble indiquer une stabilisation vers un nouvel équilibre. Cependant, il ne faut pas s'y tromper car l'époque de référence avait été l'objet de deux crues *successives* assez *exceptionnelles* (...paradoxe...), soit 686 m³/s le 1^{er} avril 1987 et 697 m³/s le 6 mai 1987 pour des périodes de retour théoriques de 32 et 37 ans respectivement selon le MEF (Boucher et Picard, 1994).

3.3.2.3 La rue des Trois-Saults : une lente migration érosive interrompue partiellement

Plus loin en aval sur la rive droite (section 6, voir la Figure 12), soit le secteur jouxtant la rue des Trois-Saults, la rive droite est formée de berges escarpées constituées de dépôts meubles parfois consolidés par des interventions humaines comme nous le verrons plus loin. Ce secteur a également fait l'objet de bouleversements dans un passé pas si éloigné.

Mentionnons d'abord que des résidents du secteur nous ont rapporté (Photo 1) des changements majeurs de la berge survenus dans cette région de la rivière lors de la crue très exceptionnelle de décembre 1957 survenue en eau libre. Les témoignages des résidents rapportent qu'un redoux prolongé accompagné de fortes pluies et d'une fonte rapide des premières neiges tombées a sans aucun doute été la cause de ces crues. Ce type d'événement devrait d'ailleurs retenir l'attention des autorités comme un risque significatif en période automnale. Malheureusement, la station

hydrométrique du MEF (Marches naturelles) était désactivée en 1957, ce qui ne nous a pas permis de confirmer les témoignages.

Lors de cette crue, une section de la berge commençant vis-à-vis de la rue du Gouffre et allant jusqu'à un point indéterminé à l'aval avait alors été emportée avec les propriétés (chalets) qui y étaient construites. Le chemin des Trois-Saults lui-même passait devant les propriétés en bordure de la rivière un peu en contrebas et il a été emporté par la même occasion. La photographie aérienne de 1950 nous servant de référence antérieure à cet événement ne couvre malheureusement pas cette région.



Photo 1 : Conséquences érosives majeures de la crue de décembre 1957 dans le secteur de la rue des Trois-Saults au croisement de la rue du Gouffre

Cette région de berges abruptes est susceptible de subir plus fortement que jamais l'action érosive des courants qui la frappent plus directement depuis la fermeture du fossé de ceinture, les photographies aériennes disponibles ne permettent malheureusement pas de bien caler le taux de recul de la rive, depuis la construction de l'ouvrage. Le taux de recul médian observé entre 1964 et 1979 était de 0,3 m/an.

Il est à noter que, vers la fin des années 1970, des remblais de protection (et de récupération) ont été effectués à leurs frais par des propriétaires riverains en vue de stabiliser les berges, lesquelles avaient tendance à reculer lentement mais systématiquement depuis plusieurs années (0,3 m/an tel que rapporté). Quatre propriétaires adjacents sont ainsi intervenus : Roger Parent, Serge Jolin, Dollard Nolin et feu Eugène Garneau. La protection a été formée par le déversement de tout-venant formé d'un mélange de terre, de gravier et de morceaux de trottoirs et chaînes de rues en

provenance de rues publiques en réfection à Beauport. L'intervention postérieure du MEF avait stoppé cette entreprise et permis, une fois un accord officiel difficilement négocié et finalement obtenu, d'atténuer l'impact visuel et consolider ces interventions par l'entremise d'une corvée de plantation réalisée par les citoyens du secteur. Plusieurs milliers de plants d'arbustes en « multi-pots » (ex : aulne rugueux) ont ainsi été plantés sur l'ensemble des talus affectés, puis la région a été recouverte d'un mélange de graines variées (graminées) visant une reprise rapide de la végétation annuelle ou vivace. Plus loin en aval, les berges ont été laissées telles quelles, les propriétaires n'ayant pas eu le temps, l'occasion ou la permission d'intervenir.

Les interventions réalisées ont été suivies annuellement par l'un des auteurs de ce rapport, Michel Leclerc, lui-même résident non-riverain du secteur. La protection recherchée alors semble avoir été efficace comme l'indiquent les photographies aériennes récentes sur lesquelles peu de recul érosif additionnel a été constaté depuis dans les régions affectées. Les matériaux les plus grossiers (segments de trottoirs) ont résisté à l'arrachement bien qu'ayant subi de légers déplacements dans les pieds de talus. Les dépôts plus meubles qui enrobaient les blocs de béton ont été lessivés exposant ceux-ci à la vue. La hauteur à laquelle le lessivage s'est produit correspond aux crues faibles ou moyennes. Plus haut, la végétation arbustive a bien résisté et offre un recouvrement efficace tant biomécanique que visuel. Peu de tassement est observable. De plus, les espaces ainsi créés dans les interstices entre les blocs de béton ont aussi permis de créer des habitats pour de petits mammifères affectionnant la bordure des milieux aquatiques comme les marmottes.

Certains terrains situés plus loin en aval font encore l'objet de la même activité érosive qui a poussé les autres propriétaires de l'amont à intervenir. Quoique très peu sujets aux risques d'inondations vu leur position relativement élevée par rapport à la rivière, les résidents dont les propriétés sont ainsi menacées démontrent dans certains cas une vive inquiétude face à l'évolution future de la rivière. En 1997, seuls les pouvoirs publics ont réellement les moyens d'intervenir compte tenu des exigences environnementales applicables aux ouvrages de protection requis.

Sans promouvoir le type d'intervention décrite aux paragraphes précédents, on peut tirer des leçons techniques de bioingénierie¹ (et d'économie...) des actions passées en considérant la hauteur minimale requise où une intervention plus lourde en enrochements est requise (bas de talus). Est-il requis d'appuyer les remblais sur une membrane géotextile (source importante de coûts additionnels) ? L'expérience du passé n'en démontre pas l'évidence. Il est également démontré que l'implication des résidents du secteur est possible dans la réalisation des interventions, surtout pour les activités de protection en techniques végétales, ce qui permet d'en minimiser le coût tout en augmentant la sensibilisation des intervenants aux risques de la cohabitation avec les rivières.

¹ Techniques de protection de berges utilisant la végétation



4. Simulations des crues dans l'état actuel

4.1 Localisation et délimitation de la zone d'étude

Le mandat original prévoyait la prise en compte des crues les plus fréquentes dans le secteur des Îlets. Le débordement dans l'intégralité de la plaine d'inondation, en particulier dans le « Rigolet » du Domaine des Îlets, n'était donc pas obligatoirement considéré. Les efforts de caractérisation topographique du printemps et de l'été 1996 se sont donc limités au domaine fréquemment mouillé, soit le lit mineur et les abords du lit majeur de la rivière.

Cependant, la considération d'un événement de faible probabilité, semblable aux crues du Saguenay, nécessitait impérativement d'inclure la totalité de la plaine inondable dans le modèle de terrain en raison du rôle important que cette région joue dans le transfert des fortes crues vers l'aval. La zone potentiellement affectée devait donc voir ses cotes d'élévation intégrées au modèle numérique de terrain. Dans le cas présent, toutes les régions directement en contact avec la rivière et dont la cote d'altitude tombait sous les 160 mètres ont été insérées dans le modèle. Les capacités couvrant-découvrant du modèle hydrodynamique utilisé permettent, nous l'avons vu précédemment, une prise en compte simultanée de zones mouillées et exondées. C'est ainsi que les limites du domaine inondé par un débit donné sont définies dynamiquement en cours de calcul.

La Figure 2 (page 4) montre la localisation et l'étendue couverte par le modèle du secteur des Îlets. Celui-ci s'étend au sud jusqu'à la grande tourbière marécageuse (marécage des Trois-Saults) qui sert de plaine de débordement lors des crues de faible récurrence. Il est grossièrement délimité à l'ouest par le haut talus sableux jouxtant la rue Breton (Domaine des Îlets) que la rivière a elle-même creusé dans un passé récent mais indéterminé (glissement de terrain), et au nord-est par les collines de Boischatel. À l'est le modèle s'arrête aux limites de Beauport, endroit qui se prête naturellement à l'établissement des conditions aux limites hydrauliques.

4.2 Modèle numérique de terrain

Le modèle numérique de terrain est construit d'après les étapes principales suivantes:

- établissement des limites du modèle ;

- constitution de la base de données à l'aide des données d'élévation du terrain déjà disponibles ;
- caractérisations complémentaires (lit mineur);
- construction du maillage éléments finis comme support principal de l'information (maillage hydrodynamique);
- report des données topographiques de terrain sur le maillage;
- ajout des conditions de frottement dû aux alluvions et utilisations du sol (en milieu terrestre).

Les données de terrain ayant servi à l'élaboration de la base de données du secteur des Îlets proviennent de sources diverses et hétérogènes. Les sections suivantes identifient la provenance des différents ensembles de données et traitent de leur intégration à la base de données. On y propose également les trois variantes topographiques de maillage qui ont été utilisées pour la réalisation de cette étude.

4.2.1 Données photogrammétriques disponibles - Lit majeur

Le premier groupe de données topographiques du secteur provient du modèle numérique d'élévation (MNE) de la ville de Beauport. Il couvrait l'ensemble du secteur terrestre (lit majeur et hauteurs) du domaine spatial étudié. Il a été établi à l'aide de la photogrammétrie numérique (programme Digital Video Plotter ou DVP ; Nolette *et al.*, 1992) qui a utilisé des photographies aériennes récentes au 1:2000. Cette échelle de représentation procure une précision verticale de 0,2 m aux points cotés extraits des modèles. Le format des données obtenues qui prenait la forme de lignes d'isocontour de niveau a été transformé en format de semis de points en vue de faciliter leur intégration au maillage d'éléments finis. La précision obtenue n'est valable qu'aux endroits où des données sont fournies. Entre ces points, les élévations sont interpolées, l'erreur d'interpolation étant théoriquement maximale à mi-distance entre deux points cotés de référence. Cependant, si les points de référence sont suffisamment rapprochés, l'erreur est réduite à des marges acceptables. De plus, l'erreur est considérée comme aléatoire et ne donne pas lieu à des biais systématiques. La base de données photogrammétriques représentatives ainsi extraite pour les fins de l'étude comprenait 105 727 points cotés alignés sur des isolignes. La Planche 3, page A4 montre cette topographie de l'ensemble du secteur, conforme aux données de la Ville de Beauport.

4.2.2 Campagne de terrain - Lit mineur

4.2.2.1 Levé topographique du lit mineur

Le lit mineur de la rivière peut difficilement être caractérisé par la méthode photogrammétrique. Tout au plus peut-on espérer percevoir la partie exondée lors des épisodes d'étiage (basses eaux)

ce qui n'a pas été fait ici, mais pourrait l'être dans le futur en vue de réaliser un suivi à long terme du bilan sédimentaire dans les zones visibles par des moyens aéroportés.

La caractérisation de cette région a pu être réalisée par divers moyens dépendant de la profondeur rencontrée : par voie d'échosondage en embarcation lorsque la profondeur le permettait, ou à gué dans les zones peu profondes ou exondées. Le positionnement (géoréférenciation) des données peut s'effectuer à la station totale pour la deuxième approche. Pour ce qui est de la méthode par échosondage, on dispose notamment d'une méthode de positionnement par satellite, le GPS différentiel semi-cinématique (D.G.P.S. : *Differential Global Positioning System*) lequel permet, à l'aide d'une antenne fixe bien localisée sur un repère géodésique connu de corriger dynamiquement la position d'une antenne mobile embarquée à bord d'un bateau.

Quoique laborieuse, l'approche à gué permet d'obtenir directement et précisément la cote du fond aux points de mesure, qu'il s'agisse du lit mineur ou des berges escarpées aux abords de la plaine inondable. Le jugement de l'observateur permet d'éviter la redondance de l'information et d'optimiser l'effort de caractérisation. Il est préférable d'attendre des épisodes de basses eaux afin de favoriser l'accès et les déplacements sur le terrain, et travailler avec des conditions minimales de turbidité de l'eau. Sur le tronçon étudié, 7296 points cotés ont ainsi été extraits du terrain.

L'approche par échosondage fournit la cote topographique indirectement par réduction de la profondeur par rapport à la cote d'élévation de la surface de l'eau. Cette méthodologie demande donc de caractériser simultanément la ligne d'eau durant le levé topographique. Plusieurs points de mesure sont pris le long de la section caractérisée au début et à la fin du levé pour vérifier la stabilité du plan d'eau, et c'est par interpolation que les corrections de profondeur (réduction) sont effectuées localement aux points de sonde. L'avantage de la seconde méthode est de fournir un grand nombre de points très rapidement. Il n'est pas possible cependant d'éviter la redondance. De plus, il est préférable de réaliser le terrain en période de crue afin de maximiser le secteur accessible, mais un tel choix comporte certains dangers (vitesse du courant, froide température de l'eau en fin de crue de printemps). En travaillant ainsi, 7591 points de mesure se sont ajoutés aux mesures à gué. Une représentation topographique exhaustive du tronçon des Îlets a ainsi été obtenue. La Planche 4, page A5, montre cette géométrie telle que représentée par le maillage de calcul hydrodynamique.

4.2.2.2 Caractérisation des rugosités

La rugosité des matériaux des lits mineur et majeur détermine la valeur locale du coefficient de frottement de Manning dans le modèle hydrodynamique. Dans le lit mineur, elle a été déterminée par observation directe du milieu en utilisant une clé d'interprétation basée sur le degré de dominance des matériaux et leur classification en taille selon les classes suivantes :

- B : blocs erratiques ($0,25 \text{ m} < d' < 1 \text{ m}$),
- G : galets ($0,064 \text{ m} < d' < 0,25 \text{ m}$),
- C : cailloux ($0,032 \text{ m} < d' < 0,064 \text{ m}$),
- P: graviers ou *pebbles* ($0,004 < d' < 0,032 \text{ m}$),

- S : sable ($0,00006 \text{ m} < d' < 0,004 \text{ m}$),

Ces classes représentent les matériaux principalement rencontrés dans le tronçon. Un diamètre équivalent a également été estimé sans égard à la dominance de sous-classes. Des zones relativement homogènes ont ainsi été délimitées visuellement sur la carte topographique préalablement obtenue (section précédente) et les classes de matériaux présentes se sont vues attribuer un pourcentage de couverture spatiale tenant lieu d'indicateur de dominance. Cette approche a fait ses preuves à de nombreuses reprises dans toutes nos applications antérieures. Ailleurs dans le domaine d'étude, la photo-interprétation a servi à définir l'utilisation du sol laquelle, la plupart du temps, relève du domaine boisé. La Planche 6 (page A7 de l'annexe infographique) montre la carte des rugosités ainsi obtenue présentée sous la forme de coefficients de frottement (n de Manning).

4.3 Hydrologie

4.3.1 Source de données

L'hydrologie a été obtenue à partir des données produites à la station 051001 du ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF) située à 0,6 km en aval de la centrale des Marches Naturelles, soit un peu en amont des chutes Montmorency. Cette station est opérée sur une base horaire en continu depuis 1965. La station avait également été opérée entre 1926 et 1938 sur la base de deux relevés quotidiens. Le bassin versant de la rivière à cet endroit est de 1100 km^2 alors qu'il est inférieur de 6% au site étudié (1036 km^2). Les débits observés ou obtenus par des moyens statistiques à l'endroit de la station ont donc été réduits proportionnellement à la taille des bassins versants afin d'obtenir une estimation plus juste de l'hydrologie du secteur.

4.3.2 Caractéristiques hydrologiques de base

Comme pour toutes les rivières nordiques, les crues sont le résultat du ruissellement occasionné par la pluie et/ou la fonte de la neige. La fonte peut se produire lorsque la neige est dite « mûre », c'est-à-dire, quand le *stock* a comblé son déficit de « chaleur sensible » et qu'il est prêt à libérer de l'eau en phase liquide. La fonte susceptible de produire des crues se produit généralement au printemps (fin d'avril, début ou mi-mai) sur la rivière Montmorency (Tableau 2), ou tard à l'automne suite aux premières neiges (début novembre) lesquelles forment alors un *stock* initialement mûr (neige fondante).

La fonte se produit au moment de la journée qui apporte le plus de chaleur, c'est-à-dire, au milieu de la journée quand cette chaleur est associée à la température de l'air, ou n'importe quand lorsque c'est la pluie qui y contribue. Cette donnée affecte le synchronisme des crues à cause du temps de transfert du ruissellement dans le réseau hydrographique. Quoique cette caractéristique du bassin de la Montmorency reste à établir précisément, il est généralement reconnu que son

temps de concentration se situe autour de 12 heures. La conséquence de ceci est que les crues de fonte pure donnent leur maximum instantané au milieu de la nuit (vers 2-3H00). La Figure 13 montre une telle séquence les 1 et 2 mai 1997. On note une croissance soutenue du débit pendant deux jours avec des valeurs culminantes correspondant au maximum de la fonte journalière.

Tableau 2 : Crues maximums annuelles de la rivière Montmorency à la station 051001 du MEF (Marches naturelles). Source : Boucher et Picard (1994)

Dates	Débit moyen journalier (m ³ /s)	Débit horaire maximum journalier (m ³ /s)	Facteur de pointe
3 novembre 1966	391	1110	2,84
26 juin 1967	262	334	1,27
25 avril 1968	447	592	1,32
20 mai 1969	317	365	1,15
2 mai 1970	331	374	1,13
23 mai 1971	294	311	1,05
1 juin 1972	354	374	1,06
4 mai 1973	348	416	1,20
13 mai 1974	408	487	1,19
21 mai 1975	399	487	1,22
19 mai 1976	450	589	1,31
22 avril 1977	236	283	1,20
1978	n/d	n/d	n/d
27 novembre 1979	249	363	1,46
23 juin 1981	204	316	1,55
10 mai 1982	308	377	1,22
1 mai 1983	435	552	1,27
24 mai 1984	344	448	1,30
14 mai 1985	297	367	1,24
27 avril 1986	331	374	1,13
1 avril 1987	460	686	1,49
10 mai 1988	208	257	1,24
6 mai 1989	434	698	1,61
11 mai 1990	399	496	1,24
2 mai 1991	307	349	1,14
<i>F.P.</i> moyen :			1,26

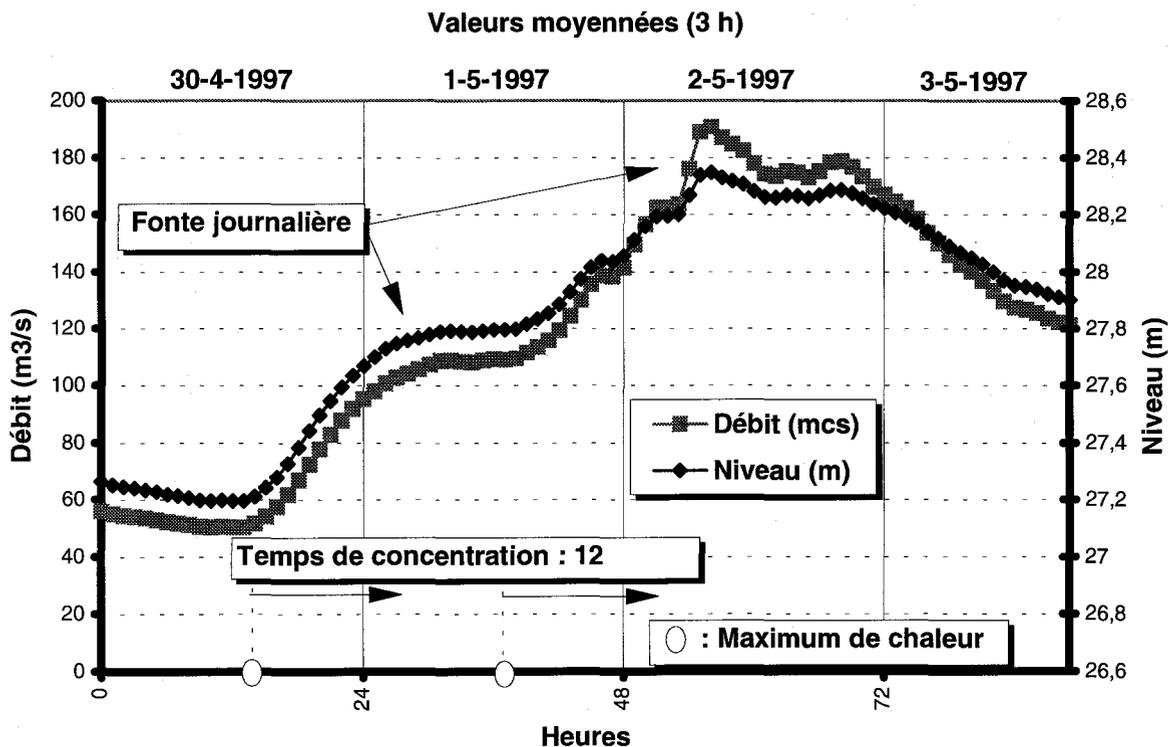


Figure 13 : Débit et niveau de crue de fonte journalière de la rivière Montmorency - Printemps 1997 - Station MEF 051001 (source MEF)

Lorsque la crue de fonte printanière se produit, le maximum de débit dépasse la moyenne journalière d'un facteur appelé « de pointe ». Le facteur de pointe se calcule ainsi :

$$\text{Facteur de pointe (F.P.)} = \frac{\text{Débit instantané (horaire) maximum de la crue}}{\text{Débit moyen journalier}}$$

Le facteur de pointe de la rivière Montmorency, habituellement associé à des crues de fonte printanière, a été établi à 1,26 par Boucher et Picard du MEF (1994). Toutefois, il n'est pas rare que le facteur de pointe puisse atteindre des valeurs voisines de 1,5-1,6, voire même beaucoup plus comme le 3 novembre 1966 où *F.P.* atteignait 2,84 pour un débit de 1110 m³/s (Boucher et Picard, 1994). Ce genre de crue est habituellement produit par une conjonction des facteurs fonte et pluie agissant en synchronisme. Ce genre de crue subite (*flash flood*) culmine très rapidement et d'autant plus vite que la pluie tombe au moment critique de la journée où la fonte est maximale.

Dans le Tableau 2, les événements de crue maximums annuels rapportés sont sélectionnés sur la base du maximum moyen journalier. Une sélection sur la base des maximums horaires ferait sans aucun doute ressortir beaucoup plus d'événements de type « crue subite », ces dernières étant la plupart du temps dépassées par les crues printanières lorsque considérées en moyennes

journalières. Des recommandations seront formulées à la fin de ce rapport afin d'éviter ce biais méthodologique qui tend à minimiser l'importance des crues subites dans les calculs statistiques.

Cette restriction mise à part, nous avons demandé aux services hydrométriques (Van Diem Hoang, 1996) d'effectuer une mise à jour de l'analyse statistique habituellement utilisée pour déterminer les débits ayant une période de retour de 20 ans et 100 ans. Cette méthode dite « du D.M.A. » (débit maximum annuel) procure la valeur du débit moyen journalier maximum annuel égalé ou dépassé avec une période de retour donnée. La série utilisée comprend 41 événements dont les premiers sont obtenus de la période initiale d'opération de la station (1926-1938 ; N=13) ; les derniers correspondent à l'opération horaire de la station depuis 1965 (1965-1993, N=28) à l'exclusion de 1981, année d'observation incomplète.

Tableau 3 : Statistiques de crues maximums annuelles sur la rivière Montmorency selon la méthode du DMA (Source : Hoang, V.D., 1996)

Lois statistiques appliquées	Crue de période de retour (m ³ /s)						Tests de validité	
	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	X ²	Kolmogorov Smirnov
Gumbel	335,4	418,6	473,6	526,4	594,7	645,9	3,634	0,104
Log Pearson 3 (W.R.C)	338,2	423,2	476,6	526,1	588,7	634,8	3,341	0,089
Log Pearson 3 (Moments)	341,2	424,5	474,1	518,4	572,0	610,0	3,341	0,085

Il est fort possible cependant que le maximum annuel instantané dépasse beaucoup plus fréquemment les valeurs du Tableau 3, même en considérant le facteur de pointe moyen, et seule une méthode de calcul statistique dite « au dépassement » (ou P.O.T. pour *Peak Over Threshold*) serait susceptible de nous renseigner sur le risque réel d'inondation dans le secteur étudié. Rasmussen *et al.* (1993), Lang *et al.* (1997), Ouarda et Ashkar (1995) ont réalisé diverses recherches en relation avec ces méthodes. Leclerc *et al.* (1997) ont développé un concept portant sur le rôle que pourraient jouer ces méthodes dans une approche intégrée de la gestion des zones inondables. Cette étude ne faisait pas partie de notre mandat et c'est pourquoi nous allons la recommander pour le futur.

Il n'est pas exclu cependant d'appliquer la méthode du maximum annuel (DMA) en utilisant, au lieu du maximum journalier annuel, la valeur du maximum horaire annuel. Cette approche nous rapprocherait un peu plus des vraies probabilités. Cependant, le fait de ne retenir qu'une valeur par année limite toujours l'interprétation puisque plus d'un événement de crue ayant une signification pour les résidents et les utilisateurs de la rivière est susceptible de se produire chaque année.

Les méthodes « au dépassement » sont aussi appelées méthodes de « durée partielle » pour faire référence au fait que plus d'une valeur annuelle peuvent être considérées dans les calculs

statistiques, donc que la période de temps séparant deux crues peut être inférieure à l'année. Il s'agit de construire un échantillon qui retiendrait tous les événements indépendants de débit horaire singuliers, c'est-à-dire, dépassant un seuil donné, lequel peut correspondre à une valeur ayant un sens physique du point de vue des inondations ou des dommages, par exemple, le débit « plein bord ». La durée moyenne entre deux événements consécutifs ayant atteint ou dépassé un seuil déterminé devient la période de retour recherchée, en quelque sorte sa probabilité. Une des difficultés de la méthode est d'obtenir une estimation de la probabilité dans des rivières non jaugées (Ouarda et Ashkar, 1995), ce qui n'est pas le cas de la rivière Montmorency.

4.3.3 Les embâcles

Pour les fins de cette recherche, nous avons considéré le facteur embâcle qui, sans contribuer à un ruissellement accru du bassin versant, peut modifier momentanément les débits et les niveaux de la rivière. Lors du démantèlement d'un embâcle, l'eau accumulée derrière le barrage de glace est libérée rapidement ce qui peut occasionner une courte pointe de débit. L'effet des embâcles est surtout perceptible sur le niveau d'eau en amont à cause de l'effet « retenue ». Dans le secteur étudié, les embâcles se produisent assez rarement et avec peu de sévérité. Lorsque le couvert de glace se détache au cours de l'hiver ou au début du printemps entre Sainte-Brigitte de Laval et l'île Enchanteresse, un secteur de fortes pentes, les glaçons sont transportés vers l'aval jusqu'à une île située au milieu de la rivière dans le secteur Bocage, élément qui forme obstacle à leur transfert vers le secteur des Îlets. L'embâcle ainsi formé se développe vers l'amont jusqu'à l'île Enchanteresse qu'il englobe la plupart du temps. Le secteur des Îlets est donc assez peu affecté par les embâcles à cause de ces conditions structurelles, et on considère que la majorité des crues se produisent en eau libre.

Assez rarement, des embâcles peuvent également se former à l'amont du rapide des Trois-Saults, mais elles n'ont pas la gravité de ceux du secteur Bocage puisqu'ils tendent à se défaire rapidement par la poussée du courant.

C'est pourquoi les simulations hydrodynamiques du secteur des Îlets ont toutes été effectuées dans des conditions libres de glace.

4.3.4 Événements hydrologiques singuliers non mesurés

Quelques personnes âgées résidentes du secteur nous ont rapporté des événements de crue intense qui se seraient produits dans l'intervalle de temps où la station hydrométrique du MEF (051001) n'était pas en opération (1939-1964). Il est utile de mentionner au moins la crue de décembre 1957 (date indéterminée) qui a occasionné une érosion importante (**Erreur! Source du renvoi introuvable.**, page 30) dans le secteur de la rue des Trois-Saults entre la rue du Gouffre et la rue du Torrent. Cette crue aurait inondé le chemin des Trois-Saults ce qui laisse supposer un débit très exceptionnel, ou encore des conditions d'obstruction indéterminées.

4.3.5 Débits de référence

Dans le cadre d'une telle étude de simulation, il est nécessaire de choisir des débits ayant une signification particulière pour les diverses fins d'analyse. Nous avons choisi de simuler les débits apparaissant au Tableau 4. Le registre couvert par ces événements est très large puisqu'il englobe un débit d'étiage estival ($33 \text{ m}^3/\text{s}$), des crues faibles ($91 \text{ m}^3/\text{s}$), moyennes ($398 \text{ m}^3/\text{s}$), fortes (617 et $638 \text{ m}^3/\text{s}$) et exceptionnelles (726 et $1039 \text{ m}^3/\text{s}$). Tous ces événements ont été sélectionnés en raison d'un objectif précis donné dans le tableau. Il est à noter que la période de retour du débit de $1039 \text{ m}^3/\text{s}$ serait voisine de 2000 ans en utilisant un facteur de pointe de 1,26 pour le ramener à une moyenne journalière. Comme le facteur de pointe réel était de 2,84, la moyenne journalière de $391 \text{ m}^3/\text{s}$ observée le 3 novembre 1966 correspond à une période de retour de 3 ans. Est-il besoin d'insister sur l'incertitude inhérente aux méthodes classiques d'estimation des débits d'inondation, lesquelles masquent l'hétérogénéité des causes des crues derrière un facteur de pointe moyen.

4.3.6 Relations niveau-débit

La modélisation hydrodynamique d'un tronçon de rivière demande, en plus des débits à représenter, le niveau aval de la rivière pour ces débits, soit une relation niveau-débit. Nous avons choisi d'établir la frontière aval de notre modèle à la limite de la ville de Beauport avec la municipalité de Boischatel (voir la Figure 2, page 4). L'établissement de la relation niveau-débit à cet endroit a nécessité de colliger quelques informations existantes en plus de procéder à des observations de niveau en crue, les débits horaires étant alors fournis par la station 051001 du MEF avec un facteur de correction de 6% pour le bassin versant au site. Les observations du niveau d'eau ont été effectuées par divers moyens :

- par observation directe de l'INRS-Eau (32 , 66 , 278 - 323 les 19 et 20 mai 1996 et $428 \text{ m}^3/\text{s}$ le 10 novembre 1996) ;
- par interpolation entre des lignes d'eau simulées avec le programme HEC-2 au site (événements de calibration $100 \text{ m}^3/\text{s}$ le 19 avril 1993 et $197 \text{ m}^3/\text{s}$ le 27 avril 1990 tels que rapportés par Boucher et Picard, 1994) ;
- par un témoignage de riverain ($536 \text{ m}^3/\text{s}$) le 12 novembre 1995;
- ainsi que par photo-interprétation d'une image aérienne (6 mai 1989 ; $638 \text{ m}^3/\text{s}$).

L'extrapolation graphique de ces données nous a permis d'obtenir les niveaux correspondant aux valeurs extrêmes à modéliser (738 , $1039 \text{ m}^3/\text{s}$). Étant donnée la gravité des conséquences prévisibles en relation avec la deuxième valeur de débit, nous avons appliqué une marge d'incertitude de 50 cm sur le niveau correspondant. Les deux niveaux d'eau ($159,0 \text{ m}$ et $159,5 \text{ m}$) ont donné lieu à deux simulations distinctes comme nous le verrons plus loin.

Tableau 4 : Débits de référence pour les simulations hydrodynamiques

Désignation du débit	Débit (m ³ /s)	Période de retour (DMA)	Remarques
Débit module (débit moyen interannuel)	33	-	Débit représentatif des conditions estivales habituellement observables.
Faible crue	91	-	Débit de validation de la berge du lit mineur. Observation aérienne par la CUQ.
Débit « plein bord » au Domaine des Îlets	398		Débit produisant le début du débordement de la rivière dans le « Rigolet » du Domaine des Îlets. Ce débit entraîne l'évacuation des résidents de ce secteur.
Débit 20 ans	617	20 ans	Débit de crue moyen journalier maximum annuel de 523 m ³ /s (Boucher et Picard, 1994) rapporté au site (-6%) ayant une période de retour de 20 ans d'après la méthode du DMA et majoré du facteur de pointe moyen de 1,26 pour estimer la valeur de pointe maximale.
Débit de validation (6 mai 1989)	638	37 ans	Débit de validation documenté par des photographies aériennes de la C.U.Q. La période de retour est estimée par la méthode du DMA.
Débit 100 ans	726	100 ans	Débit de crue moyen journalier maximum annuel de 616 m ³ /s (Boucher et Picard, 1994) rapporté au site (-6%) ayant une période de retour de 100 ans d'après la méthode du DMA et majoré du facteur de pointe moyen de 1,26 pour estimer la valeur de pointe maximale.
Crue subite exceptionnelle de type Saguenay, 1996. Observée le 3 nov. 1966	1039 a et b	-	Valeur de 1110 m ³ /s à la station 051001 réduite proportionnellement de 6% au domaine d'étude. La valeur moyenne journalière était de 391 m ³ /s avec un facteur de pointe de 2,84.

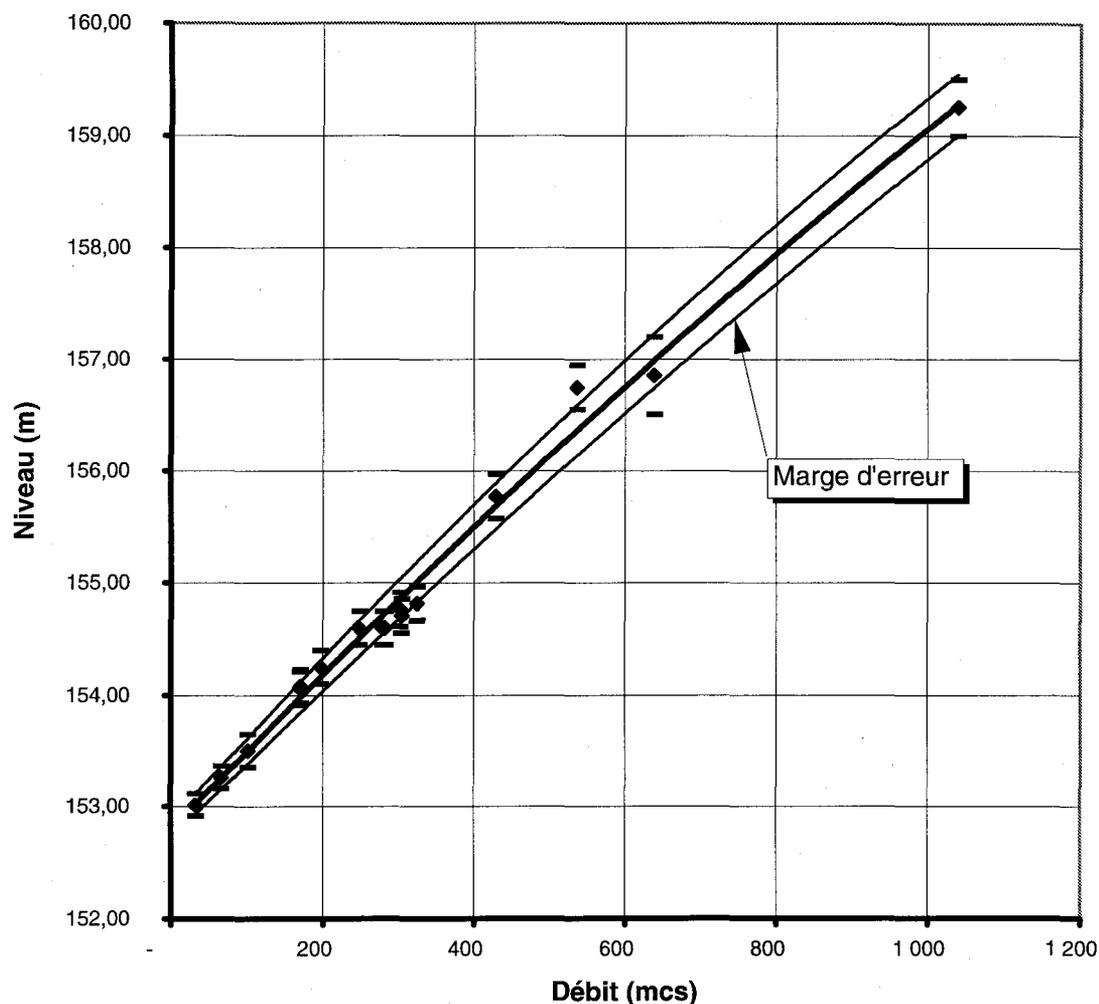


Figure 14 : Relation niveau-débit à l'aval du modèle (limites de Beauport)

On comprendra l'importance de procéder à des relevés précis du niveau d'eau pour tous les événements futurs se situant dans la gamme des crues fortes ou exceptionnelles. Un plus grand échantillon d'observations dans cette gamme contribuerait à réduire l'incertitude des niveaux extrapolés aux valeurs de débit extrême, et aiderait l'administration municipale à réglementer l'exploitation du territoire (par exemple, les sablières dans le secteur voisin) surtout lorsque des conséquences graves inhérentes à ces événements sont prévisibles. Des recommandations formulées à cet effet seront proposées à la fin du rapport.

4.4 L'établissement du modèle hydrodynamique

4.4.1 Maillage hydrodynamique de base

Le maillage hydrodynamique a été construit principalement en fonction de critères de représentation topographique du terrain. Ces critères sont définis en terme de distance moyenne entre les noeuds-sommets (des éléments) lesquels sont porteurs de l'information topographique dans le modèle hydrodynamique. Cette distance a été définie à 5 m en moyenne dans le fossé de ceinture des bassins de captation afin de pouvoir en évaluer l'influence, à 8 m en moyenne dans le lit mineur de la rivière à cause de l'influence dominante de cette région pour l'ensemble du registre hydrologique, et à 40 m au maximum dans le lit majeur, la plaine de débordement et les régions avoisinantes afin de pouvoir estimer l'étendue du débordement aux débits extrêmes. Ce maillage comprend 11 149 éléments triangulaires et 22 536 noeuds. Ce maillage est représenté à l'annexe infographique (Planche 1, page A2). Le « modèle numérique d'élévation » (topographie) résultant de ce maillage est donné sur la Planche 4 et la Planche 5, pages A5 et A6 (Annexe infographique). La deuxième illustre le détail de la topographie dans le secteur des Trois-Saults incluant le grand marécage jouxtant les sablières.

4.4.2 Calibration et validation

La calibration, c'est-à-dire, l'ajustement des paramètres du modèle HYDROSIM est une opération assez simple qui se contente le plus souvent d'appliquer une loi de comportement des paramètres de frottement du lit en fonction de la rugosité (n de Manning). Quand aucun ajustement n'est effectué sur les paramètres du modèle, ce qui fut le cas ici, la comparaison des résultats avec les observations tient lieu simultanément de calibration et de validation. Pour ce faire, nous avons accordé une valeur prépondérante au niveau d'eau en divers endroits stratégiques du modèle à cause de l'importance de cette variable dans notre étude. C'est ainsi que les niveaux d'eau connus pour les débits de 91, 398 et 638 m³/s ont servi à valider les résultats de nos simulations dans un registre hydrologique très étendu. Dans un cas (91 m³/s), il a été possible de se comparer directement à la position géoréférencée de la limite de l'écoulement observée le 30 avril 1992 par Boucher et Picard (1994) (voir la Planche 16, page A17). On y constate que la limite de profondeur nulle de nos simulations (la limite théorique de l'écoulement) recoupe assez fidèlement la ligne de berge observée de la rivière. Incidemment, cette limite est celle utilisée sur toutes nos illustrations pour représenter le lit mineur de la rivière.

Le Tableau 5 montre les niveaux d'eau calculés à ces différents débits ainsi que des mesures du niveau d'eau (ou résultats validés du modèle HEC-2 par Boucher et Picard, 1994) prises à l'occasion d'événements semblables. L'adéquation des simulations est excellente comme on peut le constater. Pour les crues importantes, il est difficile d'obtenir des données de niveau en plus

grand nombre étant donnée la rareté de tels événements et le moment de la journée (la nuit la plupart du temps) où ils se produisent. C'est pourquoi, nous ne disposons que de peu de points.

Suite à cet exercice de validation, il est possible d'affirmer que le modèle HYDROSIM représente convenablement les niveaux d'eau sur le domaine de simulation et ce, pour un registre hydrologique très étendu, incluant de fortes crues d'une période moyenne de retour de plus de 20 ans selon la méthode du débit maximum annuel (DMA) utilisée par le ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec.

Les paramètres de frottement du modèle ont été maintenus à une valeur constante en fonction du débit ce qui confirme l'adéquation de la formule utilisée, du moins dans le type de matériau recouvrant le lit de la rivière Montmorency à cet endroit (alluvions grossiers). L'extrapolation du modèle au-delà de la gamme de débits de validation a donc toutes les chances de demeurer fiable, à la restriction près de l'incertitude de la relation niveau-débit à l'aval du modèle dans la gamme des débits extrêmes. Toute donnée additionnelle de niveau à cet endroit dans les débits supérieurs contribuera à atténuer l'incertitude de la relation utilisée lorsqu'extrapolée.

Tableau 5 : Résultats de validation du niveau d'eau simulé pour différents débits

Points d'intérêt	Validation 91 m ³ /s		Validation 398 m ³ /s		Validation 638 m ³ /s	
	Mesuré ou validé MEF, 94	Niveau simulé (m)	Niveau mesuré (m)	Niveau simulé (m)	Mesuré ou validé MEF, 94	Niveau simulé (m)
9,5 ¹ (Limite amont)	156,7	156,8	-	-	-	-
10 ¹ (Île amont Rigolet)	156,2	156,3	-	-	-	-
Entrée du Rigolet	-	-	157,7	157,7	-	-
10,5 ¹ (Domaine Îlets)	155,5	155,4	-	-	-	-
11 ¹ (Amont bassins)	154,9	155,0	-	-	-	-
11,5 ¹ (Milieu bassins)	154,1	154,2	-	-	157,5	157,5
12 ¹ (Du Gouffre)	153,7	153,8	-	-	-	-
13 ¹ (Limite aval) - imposé	153,4	153,4	-	-	-	-

¹ Sections du MEF

L'adéquation des vitesses du modèle par rapport à la réalité n'a pas fait l'objet de validation détaillée étant donné l'aspect secondaire de cette variable dans nos interprétations. Cependant, dans la mesure où les structures topographiques sont représentées avec un assez haut degré de fidélité, que les coefficients de frottement sont définis localement en fonction des substrats

présents, et que les débits sont acheminés dans le modèle avec un niveau d'eau qui lui, a été validé, nous croyons, d'après nos expériences antérieures dans des milieux équivalents, que les vitesses de courant simulées sont représentatives de la réalité à 10% près en moyenne.

4.5 Analyse des conditions d'écoulement actuelles

Nous disposons de trois variables pour analyser les conditions d'écoulement : le niveau d'eau, la profondeur d'écoulement, qui devient profondeur de submersion dans les zones inondées, ainsi que la vitesse du courant. Pour interpréter les simulations réalisées, l'accent principal a été mis sur les deux premières variables : le niveau (Planche 7 à Planche 12), et la profondeur (Planche 15 à Planche 20). À l'occasion, les vitesses moyennes de courant seront également rapportées (de la Planche 23 à la Planche 30).

La Figure 15 montre les lignes d'eau simulées pour les divers événements rapportés au Tableau 4. À titre comparatif, le Tableau 6 rapporte la valeur du niveau d'eau en quelques points particuliers du domaine d'étude pour chacun des événements simulés.

Ci-après, les simulations seront présentées individuellement et à tour de rôle en débit croissant. La présentation de l'événement de crue exceptionnelle (1039 m³/s) sera effectuée au chapitre 6 (Simulation d'une crue exceptionnelle, page 61).

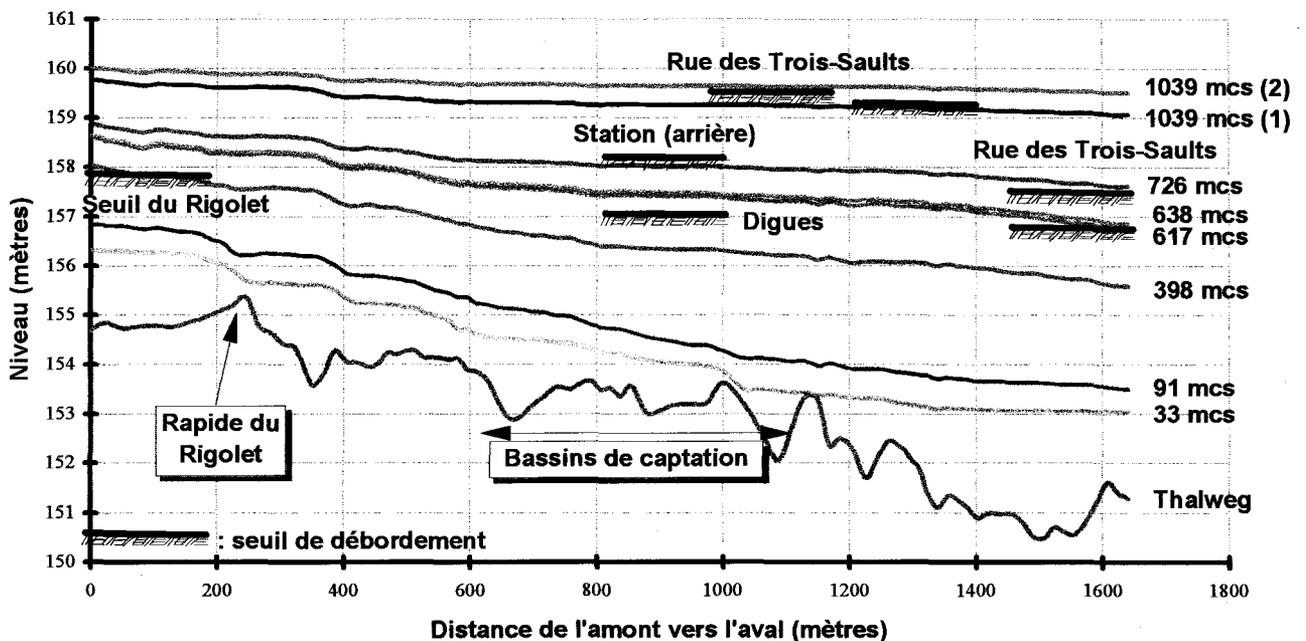


Figure 15 : Lignes d'eau simulées pour divers niveaux d'hydraulicité dans le secteur des îlets de la rivière Montmorency

4.5.1 Débit moyen de la rivière (module) : 33 m³/s

Ce débit est caractéristique des conditions hydrauliques estivales. La simulation visait à représenter l'état hydraulique de la rivière dans les conditions les plus souvent observables par les résidents. Le but est donc essentiellement de démontrer la représentativité du modèle. En considérant la carte des profondeurs (Planche 15, page A16), on remarque quelques structures caractéristiques des écoulements en été :

- une région d'écoulement assez profonde de 200 mètres environ alignée longitudinalement en rive droite dans le secteur aval le long de la rue des Trois-Saults,
- les bancs de sable exondés en rive gauche vis-à-vis de la rue du Gouffre qui résultent de la déposition des sédiments érodés immédiatement en amont,
- la barre transversale de cailloux au milieu de la rivière immédiatement à l'amont du banc de sable, structure prolongée par un chapelet d'îlots et de vastes hauts-fonds alluvionnaires formant un autre seuil, cette barre forme un seuil hydraulique et un petit rapide à débit faible ;
- un segment droit bien chenalisé et relativement uniforme jusqu'au petit rapide du Domaine des Îlets (*rapide du Rigolet*),
- un segment étroit formant le *rapide du Rigolet*,
- une barre transversale de 150 m à l'amont du rapide du Rigolet,
- et, pour finir, un segment droit plus profond et relativement uniforme se déversant latéralement au-delà d'un seuil dans des bras secondaires de part et d'autre des deux rives.

Sur la carte des vitesses de courant correspondantes (Planche 23, page A24), on remarque facilement les zones de courants plus rapides qui correspondent aux seuils, barres, hauts-fonds ou contractions identifiés ci-haut. Les courants dépassent rarement la valeur de 1 m/s et se tiennent plutôt autour de 0,6 à 0,9 m/s. Le niveau de la rivière (Planche 7, page A8) varie entre 153 m et 156,5 m de l'aval à l'amont.

4.5.2 Débit de crue estivale (91 m³/s)

Ce débit correspond à la rivière en crue estivale, typiquement suite à des précipitations abondantes mais sans excès de ruissellement. Il correspond grossièrement à la ligne de berges telle que définie sur certaines cartes de la rivière. On remarque (voir le Tableau 6 et la Planche 8, page A9) que le niveau de la rivière se retrouve rehaussé de 40 (aval) à 75 cm (amont) donnant une pente accrue. La plupart des bancs de sables et de graviers du lit de la rivière, visibles à 33 m³/s, se retrouvent submergés (Planche 16, page A17). Il en est de même des petits îlots dispersés au centre de la rivière notamment ceux localisés en rive droite en face des bassins de captation et de l'affleurement rocheux au rapide du Rigolet. Aucune zone habitée ni infrastructure publique n'est inondée notamment. Les vitesses de courant (Planche 24, page A25) se situent typiquement autour de 1 m/s avec de larges secteurs coulant encore plus rapidement entre 1,2 et 1,5 m/s.

Tableau 6 : Niveaux de l'eau et du terrain en différents points du secteur d'étude en fonction des divers événements hydrologiques simulés

Points d'intérêt	Débit / Niveau simulés						
	Sol	33 m ³ /s	91 m ³ /s	398 m ³ /s	617 m ³ /s	638 m ³ /s	726 m ³ /s
Rue des Trois-Saults Limite aval	156,8 m	153,1 m	153,4 m	155,5 m	156,8 m	156,9 m	157,5 m
Rue des Trois-Saults Coin du Gouffre	159,3 m	153,3 m	153,9 m	156,0 m	157,2 m	157,3 m	157,9 m
Bassins de captation (Aval)	157,0 m	153,6 m	154,1 m	156,2 m	157,3 m	157,5 m	157,9 m
Bassins de captation (Amont)	157,2 m	154,1 m	155,0 m	156,6 m	157,4 m	157,5 m	158,0 m
Seuil arrière de la station de pompage	158,1 m	-	-	156 m	157,3 m	157,6 m	158,4 m
Entrée du Rigolet Aval du seuil	157,3 m	155,3 m	155,8 m	157,4 m	157,9 m	158,0	158,4 m
Entrée du Rigolet Amont du seuil	157,8 m	155,4 m	156,2 m	157,7 m	158,1 m	158,2	158,5 m

4.5.3 Débit « plein bord » au Domaine des Îlets (398 m³/s)

Ce débit a été identifié comme celui marquant le début du surpassement par la rivière du talus fermant l'entrée du chenal du Rigolet au Domaine des Îlets. On peut considérer ce niveau d'hydraulicité comme celui qui amorce le début des inconvénients causés aux résidents du Domaine des Îlets. Sans que les résidences soient elles-mêmes inondées, les voies d'accès permettant le raccordement à la rue des Trois-Saults vont vite se retrouver coupées au-delà de ce débit. Par rapport au débit de 91 m³/s, le niveau d'eau (voir le Tableau 6, page 48 et la Planche 9, page A10) s'est relevé de 2 m en aval du secteur étudié (155,5 m) et de 1 m à l'amont (158,25 m).

En rive gauche, plusieurs secteurs voisins de la berge sont inondés (Planche 17, page A18) par la crue. Dès lors, l'extension du lit de la rivière dépasse largement en certains endroits la ligne de berges donnée sur les cartes officielles. Les digues délimitant les bassins de captation de la prise d'eau « surnagent » à peine au-dessus du niveau de la rivière, surtout celles situées à l'intérieur (fossé de ceinture) qui sont légèrement plus basses que les digues extérieures. On peut constater que l'eau en provenance du débordement du Rigolet ne tardera pas à s'évacuer vers le fossé de ceinture précédant ainsi un envahissement direct par la rivière par-dessus les digues extérieures qui devrait se produire un peu en haut de 500 m³/s. Les deux grandes îles situées en rive gauche, l'une en face des bassins de captation et l'autre en amont du Domaine des Îlets sont totalement

submergées. Il en est de même du terrain formant la pointe aval de l'île où sont situés les bassins de captation.

À ce débit, la rivière charrie habituellement des sédiments fins en assez grande quantité donnant à l'eau un aspect opaque. Les vitesses de courant atteignent une valeur caractéristique de 1,5 à 2,0 m/s avec des pointes à 2,5 m/s à l'amont du secteur d'étude (Planche 25, page A26). On ne voit presque plus la trace des structures morphologiques sous-jacentes du lit de la rivière.

4.5.4 Débit de crue de période de retour de 20 ans selon la méthode du DMA : 617 m³/s, et débit de 638 m³/s

Le premier débit (617 m³/s) est celui qui est considéré par le ministère de l'Environnement et de la Faune pour délimiter les zones inondables en moyenne une fois tous les vingt ans ou plus. Pour les propriétés incluses dans cette zone dite « zone des vitesses », le risque d'inondation est très significatif (périodes de retour plus courtes) de même que la probabilité de dommages aux bâtiments. Comme il a été mentionné précédemment (section 4.3, Hydrologie, page A36), nous avons longuement considéré la définition statistique de ce débit et il s'avère que, pour la rivière Montmorency du moins, sa probabilité d'occurrence semble beaucoup plus élevée que l'indique la période de vingt ans qui le définit. Cette affirmation tient, on l'a vu, aux insuffisances de la méthode statistique employée, la méthode du D.M.A. (Débit maximum annuel) qui ne retient qu'un événement annuel de crue pour établir une série d'observations, événement choisi sur la base des moyennes journalières. Dans le domaine des inondations, c'est la valeur du maximum instantané qui devrait retenir l'attention et non pas la moyenne journalière puisqu'il suffit d'une submersion de quelques minutes seulement des propriétés pour qu'un dommage significatif leur soit infligé. À titre d'exemple, la crue du 3 novembre 1966 a atteint la valeur maximale horaire de 1110 m³/s à la station des Marches naturelles alors que la moyenne journalière n'était que de 375 m³/s.

Nous croyons donc que la vraie période de récurrence du débit de 617 m³/s se situe plus vraisemblablement autour de 5-10 ans, chiffre qui reste à être évalué plus précisément à l'aide de méthodes statistiques plus appropriées à l'étude des inondations. Cette affirmation tient au fait que le débit en question a été dépassé ou approché plus de cinq fois depuis 1966.

Le débit de 638 m³/s est, nous l'avons mentionné précédemment, celui observé le 6 mai 1989 (698 m³/s aux Marches naturelles transposé au site d'étude). Nous avons groupé ces deux événements à cause de leurs similitudes.

Analysons maintenant les résultats de cette simulation. Du point de vue des niveaux d'eau (voir le Tableau 6, page 48, la Planche 10, page A11 et la Planche 11, page A12), on constate un rehaussement additionnel de 1,3 m à l'aval (156,8 m) et de 0,5 m à l'amont (159 m) par rapport au débit précédent de 398 m³/s.

Étant donné le caractère « plein bord » de ce dernier débit, une crue de plus de 600 m³/s ne peut faire autrement que de submerger une bonne partie du Domaine des Îlets (Planche 18, page A19 et Planche 19, page A20), l'ensemble des digues des bassins de captation ainsi qu'un petit segment de la rue des Trois-Saults aux limites de Beauport. De larges secteurs de la plaine

inondable en rive gauche se trouve également inondés et des bras secondaires habituellement très calmes voire, à sec, participent directement à l'écoulement.

Les vitesses de courant (voir la Planche 26, page A27 et la Planche 27, page A28) atteignent et dépassent souvent 2 m/s dans la majorité du lit mineur. Vis-à-vis des digues de la station de pompage, les vitesses varient entre 0,1 et 0,5 m/s selon la distance par rapport au lit mineur et également en fonction de la position vis-à-vis des digues ou des bassins. Toutefois, ces bassins ne sont pas représentés de manière très détaillée dans le modèle ; il ne faut donc pas prêter foi plus qu'il ne faut aux courants indiqués. Plus loin en aval, les berges en rive gauche, surtout celles présentant un profil sub-vertical (notamment, face aux bassins de captation), se trouvent fortement sollicitées par l'écoulement et ainsi exposées à l'érosion des dépôts meubles et de la végétation.

Il est pertinent de situer ici le début des dommages significatifs susceptibles d'être causés aux résidences et aux installations municipales. Nous avons inclus dans ce rapport une section spécifique portant sur les dommages résidentiels d'inondation (section 4.6, Complément sur le taux d'endommagement résidentiel , page 52) résultant des événements du Saguenay. Comme nous le verrons alors, la profondeur de submersion est un très bon indicateur du taux d'endommagement potentiel des maisons inondées (Figure 17, page 53).

Compte tenu que les profondeurs de submersion au Domaine des Îlets dépassent rarement 1 m sur les terrains, et que la plupart des bâtiments sont relativement surélevées en plus de ne pas disposer de sous-sol, il est raisonnable de supposer que les dommages résidentiels demeurent assez faibles aux débits voisins de 600-650 m³/s. Ce fait est confirmé par les témoignages et l'absence notable de réclamation par les résidents du secteur lors d'événements antérieurs comparables. Cependant, nous devons souligner que certaines résidences pourraient subir des dommages directs par l'action des courants même si la profondeur de submersion demeure acceptable. C'est le cas pour les résidences ou chalets situés à l'entrée du Rigolet. Ailleurs dans le secteur d'étude, peu de dommages de ce type ne devraient se produire. Par contre, des inconvénients liés à la submersion des voies d'accès seraient subis par l'ensemble des résidents du Domaine des Îlets ainsi que les citoyens de Boischatel et de Beauport demeurant tout près des limites de ces deux municipalités.

Concernant la station de pompage, des dommages d'érosion aux digues des bassins de captation sont certainement à envisager. Il est cependant difficile de préciser les endroits précis des digues qui seraient soumis aux plus fortes sollicitations érosives. Il est également plausible, compte tenu de l'expérience des crues antérieure (crue de 638 m³/s) d'envisager le colmatage massif des bassins par la déposition des matières fines transportées par la rivière.

4.5.5 Débit de crue 100 ans (726 m³/s) selon la méthode du DMA

On peut appliquer intégralement les critiques de la section précédente à la détermination du débit de période de retour théorique de cent ans. Nous n'allons donc pas insister sur ce point. Nous l'avons tout de même retenu pour les fins d'analyse car il correspond à la définition actuelle de la limite supérieure de la zone inondable aux fins de zonage municipal. La région comprise entre la

limite de 20 ans et celle de cent ans n'est pas considérée comme très active du point de vue des vitesses, les dommages aux bâtiments étant plutôt associés à la submersion seulement.

En termes de niveaux d'eau (voir le Tableau 6, page 48 et la Planche 12 à la page A13), cette crue se situe entre un minimum de 157,5 m aux limites de Beauport à l'aval et 159 m à l'amont du modèle en passant par 158 m au dessus des digues et des bassins de captation. On verra au chapitre 6 (Simulation d'une crue exceptionnelle, page 61) que le niveau aval de la crue de 726 m³/s correspondait jusqu'à 1997 à un point de déclenchement d'événements d'une extrême gravité pour l'ensemble de la région d'étude. Cette situation de risque considérable sera décrite en détail ultérieurement. Au débit considéré ici, les conséquences peuvent tout de même être considérées comme assez graves en termes de dommages, tant aux habitations qu'aux infrastructures municipales.

Considérons d'abord l'état de submersion auquel serait soumise la région d'étude. La Planche 20 (page A21) montre cet état. On constate que le Domaine des Îlets serait totalement submergé sauf deux petits îlots qui surnageraient en son centre. La submersion des terrains varierait entre 0,5 m et 1,5 m ce qui selon le graphique de la Figure 17 (page 53) serait de nature à produire un certain endommagement des résidences encore assez loin cependant de la destruction totale.

La submersion des digues et bassins de captation serait par contre beaucoup plus significative. Surpassés par un mètre d'eau en moyenne (158 m - vs - 157 m typiquement), l'ouvrage subirait certainement des dommages très importants tant par l'érosion au maximum de la crue que par l'accumulation de sédiments qui ne manqueraient pas de s'y déposer avec le retrait des eaux. Concernant le bâtiment de la station de pompage, il est notable que le niveau d'eau dépasserait de 30 cm le seuil de la porte arrière. Ceci est de nature à provoquer des dommages à l'intérieur de la station si l'étanchéité de la porte n'est pas assurée. Nous formulerons des recommandations à cet égard à la fin du rapport.

Plus loin en aval, la rue des Trois-Saults n'est pas encore submergée à un tel débit sauf aux limites de Beauport où une légère dépression du profil du chemin (cote de 156,8 m) est propice à une inondation plus importante (0,7 m). Bien sûr, l'inconvénient principal est représenté par la coupure des accès pour les résidents situés au-delà de ce point. Une simple correction du profil permettrait d'éliminer presque définitivement cet aléa.

Il est à noter aussi que la rivière bénéficie d'une large plaine d'inondation en rive gauche, situation qui contribue à atténuer les conséquences d'une crue d'une telle importance.

Concernant les vitesses d'écoulement (Planche 28, page A29), on remarque que l'ensemble des berges de la rivière tant en rive gauche qu'en rive droite sont soumises à de fortes sollicitations érosives (près de 0,75 m/s), en particulier, celles caractérisées par de fortes pentes (sub-verticales) et non-protégées par structures en enrochement ou végétalisées. C'est particulièrement le cas en rive gauche face à la station de pompage, et en rive droite pour certaines propriétés dont les berges sub-verticales en sable subiraient certainement de forts reculs. Dans ce dernier cas, la proximité des habitations ajoute au caractère problématique de la situation décrite. Il est aussi à noter que les propriétés voisines qui ont déjà reçu une certaine protection par l'installation de boucliers de tout-venant (voir la section 3.3.2.3, « La rue des Trois-Saults : une lente migration érosive interrompue partiellement », page 29) pourraient également subir certains reculs additionnels par une propagation latérale de l'érosion des propriétés non-protégées.

Au Domaine des Îlets, on remarque que si la submersion seule n'était pas de nature à provoquer des dommages importants, les vitesses d'écoulement pourraient bien infliger des dommages considérables à certaines propriétés situées dans la trajectoire principale de l'écoulement. C'est le cas notamment à l'entrée du Rigolet et sur les propriétés riveraines du secteur qui en plus d'une submersion de plus d'un mètre subiraient des vitesses de l'ordre de 0,75 m/s. Cette situation n'est pas attribuable seulement aux vitesses de courant mais également aux débris de tous types en provenance de l'amont, y compris la glace, le cas échéant. C'est pourquoi une protection arborescente (arbres) est fortement à recommander pour ajouter une certaine immunité aux berges, même si celles-ci bénéficient déjà d'un blindage en enrochements. L'idée ici est non seulement de consolider la berge en lui donnant plus de cohésion mais également de stopper la propagation des débris vers les bâtiments.

4.6 Complément sur le taux d'endommagement résidentiel résultant de la submersion - L'expérience du Saguenay en 1996

Les dommages matériels pouvant résulter d'inondations peuvent être évalués à partir des connaissances du comportement des cours d'eau en crue. Les facteurs hydrauliques comme la submersion des terrains et immeubles, les courants associés au débit de la rivière ainsi que les débris et éventuellement les embâcles de glace sont déterminants pour les dommages. Pour donner une idée des dommages qui pourraient résulter des crues de la rivière Montmorency dans le secteur étudié ici, nous avons cru utile de rapporter des travaux récents de l'INRS-Eau (Leclerc *et al.*, 1997a) réalisés suite aux événements du Saguenay en 1996.

En effet, le ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec nous a confié un mandat d'étude dont l'objectif était d'établir pour trois unités spatiales constituées des rivières Chicoutimi et Aux Sables et du lac Kénogami une relation quantitative entre les dommages résidentiels qui seraient causés par différentes crues, et le débit ou le niveau d'eau de celles-ci. La portée des dommages se limitait dans un premier temps au parc résidentiel, sans égard à leur statut permanent ou saisonnier. Bien qu'importantes, les autres catégories de dommages comme ceux aux infrastructures n'ont pas été prises en considération à cette étape.

L'approche appliquée reposait sur une définition géoréférencée des dommages d'inondation de chaque résidence. La variable explicative est la *profondeur locale de submersion* définie en fonction du niveau du premier plancher de l'immeuble (sous-sol ou rez-de-chaussée selon le cas ; voir la Figure 16). Selon le contexte, cette variable est définie par des mesures directes, ou à l'aide de la modélisation bidimensionnelle des courants telle qu'appliquée dans la présente étude.

Concernant les dommages, les données originales de dédommagement suite au déluge de 1996, et les données d'évaluation municipale pour chaque propriété ont servi de base (variable dépendante) pour établir des relations avec l'hydraulicité. Quatre relations fonctionnelles ont été établies entre les dommages d'inondation et la submersion. Les groupes de résidences sans et avec sous-sol et ayant une valeur inférieure ou supérieure à 50 000\$ se sont chacune vues attribuer une relation spécifique (Figure 17). Avec ces relations, il est possible de construire des courbes de dommages résidentiels cumulatifs pour une zone inondable en fonction du débit du cours d'eau.

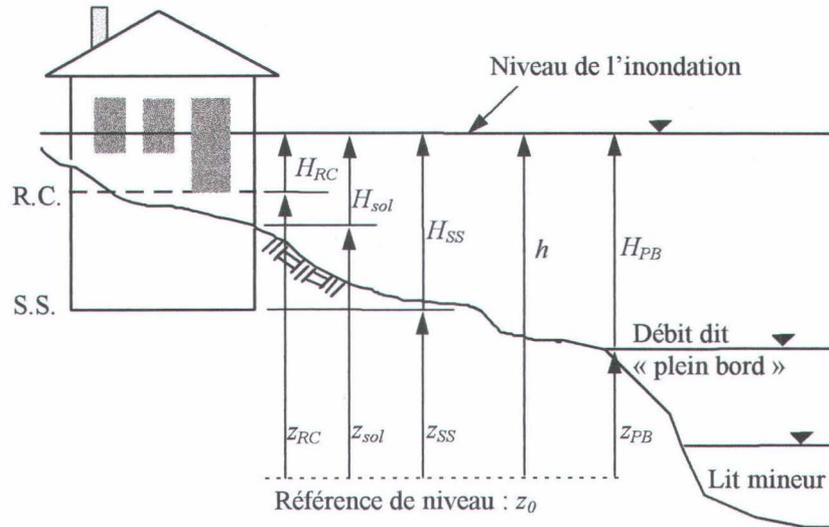


Figure 16: Définition des variables de submersion

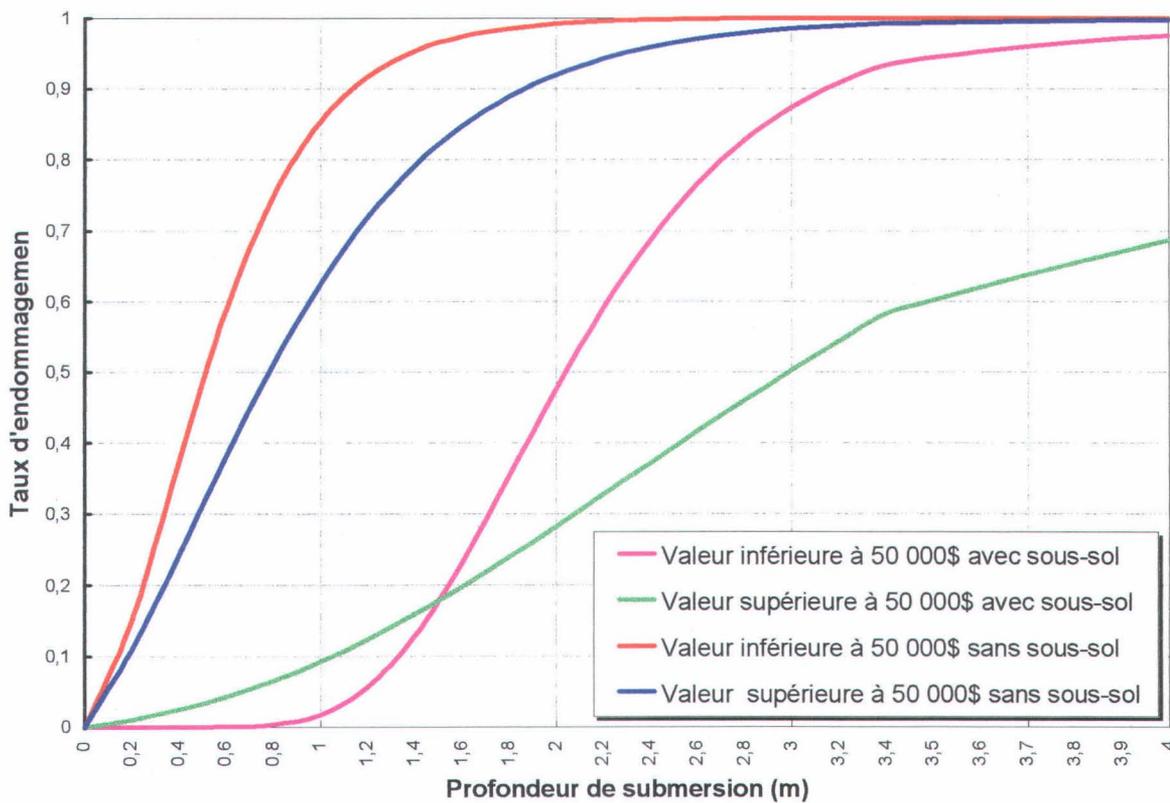


Figure 17: Courbes du taux d'endommagement des résidences du Saguenay (1996) en fonction de la profondeur de submersion des résidences. (Source : Leclerc et al., 1997a)

Note : La submersion est définie par rapport au plancher le plus bas de la résidence.

5. Scénarios d'aménagement alternatifs

5.1 Scénarios exploratoires étudiés

Il est d'abord à noter que les scénarios évoqués ici ne correspondent pas nécessairement à des intentions d'intervention par la Ville de Beauport dans le secteur d'étude. Le but des simulations présentées ci-après était de vérifier, à titre exploratoire seulement, les conséquences sur l'hydraulicité du secteur de trois différentes possibilités d'aménagement alternatif (Variantes) des bassins de captation de la prise d'eau (voir la Planche 31 : Variantes d'aménagement des bassins de captation, page A32).

L'hypothèse sous-jacente aux simulations suivantes est que la présence de l'aménagement nuirait à l'hydraulicité de la rivière en crue à cause de la réduction de la section d'écoulement qu'il induit. Avant que ces bassins ne soient implantés dans la rivière, les îles et bras secondaires (voir les illustrations de l'évolution de la morphologie du secteur, de la page 21 à la page 26) contribuaient au passage des crues, et ce faisant, pouvaient soulager le plan d'eau amont de quelques centimètres, voire décimètres de niveau d'eau, et par conséquent amoindrir les conséquences, ou la fréquence des inondations.

Cette contribution était-elle significative au point d'offrir une perspective d'aménagement alternative pour la morphologie actuelle de l'aménagement ? Dans un premier temps, il a été jugé que l'ensemble des bassins dans leur état actuel constituaient une intervention quasi-irréversible. Seules des adaptations partielles des ouvrages peuvent réellement être envisagées. C'est ainsi que nous avons d'abord voulu vérifier l'influence potentielle de l'ouverture du fossé de ceinture sur le niveau d'eau amont (Variante 1). Ce premier scénario vise donc une atténuation des conséquences d'inondation pour les résidents habitant à l'amont.

Nous avons vu au chapitre précédent que les bassins de captation sont vulnérables à des événements de crue relativement fréquents, typiquement tous les 3-5 ans. L'attitude de la Ville de Beauport à l'égard de la cote d'endiguement des bassins de captation a toujours été de demeurer le plus près possible des conditions naturelles afin de ne pas accroître l'effet restrictif de cette infrastructure sur l'hydraulicité du cours d'eau en conditions extrêmes. Nous avons voulu clarifier le bien-fondé de ce choix d'aménagement en soumettant le secteur d'étude à un rehaussement des digues des bassins de 1 m (Variante 2). Ce deuxième scénario va donc à l'encontre du premier qui viserait à soulager le secteur d'étude par un accroissement de la section d'écoulement. Le résultat de la deuxième variante serait-il d'atténuer les risques de dommages

aux infrastructures de la Ville de Beauport ? C'est la question à laquelle nous avons tenté de répondre par cette deuxième simulation.

Enfin, il nous est apparu intéressant de combiner ensemble les deux premières variantes en vue d'en évaluer les effets combinés (Variante 3). Sur le plan des niveaux d'eau, les deux scénarios présenteraient-ils des effets qui pourraient se compenser ? C'est la question posée ici.

Il restait à sélectionner un *débit de référence* qui permettrait d'apprécier les différentes variantes l'une par rapport à l'autre. Il nous est apparu inutile de reproduire tous les événements de faible ou moyenne hydraulité étudiés au chapitre précédent car ils ne présentent pas de risques significatifs tant pour les résidents que pour la Ville de Beauport. Nous nous sommes donc concentrés sur la crue de période de retour théorique de cent ans, soit $726 \text{ m}^3/\text{s}$. Il fut considéré également que l'extrapolation à des débits supérieurs des scénarios visés nécessitait un examen plus détaillé de la faisabilité des interventions et une définition plus précise des conditions de conception. C'est pourquoi seul le débit de $726 \text{ m}^3/\text{s}$ a été considéré dans un premier temps.

Afin de faire ressortir le mérite ou le risque additionnels engendrés par les différentes variantes, le mode d'illustration retenu pour les résultats est axé sur les différences de niveau d'eau entre la variante étudiée et les conditions actuelles d'hydraulité qui servent de variante de référence. Cette opération arithmétique distribuée dans l'espace est rendue possible très simplement à l'aide de la « calculatrice » du MODELEUR qui a été présenté à la section 2.2 (Le MODELEUR), page 11.

5.2 Adaptation du modèle aux nouvelles conditions

Cette opération consiste essentiellement à adapter le maillage de calcul et à reporter les valeurs des paramètres du modèle actuel sur le nouveau maillage. Pour ce faire, le maillage actuel a été maintenu dans son état pour la plupart des régions du tronçon, sauf au voisinage immédiat des interventions étudiées. Ainsi, il en a résulté une variante de grille de calcul beaucoup plus dense qui nous a permis de nous assurer d'une précision acceptable pour l'analyse. Nous avons dès lors en main un « support de données » considérablement accru constitué de 29 964 noeuds (vs 22 536) et de 14 863 éléments triangulaires, pour une augmentation de près de 25%. Ce maillage est visible à la Planche 2 (page A3 de l'annexe infographique). Les autres adaptations concernent la topographie et la géométrie des digues, aspects que nous allons aborder au fur et à mesure dans les sections suivantes.

5.3 Analyse des conditions d'écoulement alternatives

5.3.1 Variante 1 : Ouverture complète du fossé de ceinture

Il est d'abord nécessaire de préciser quelques éléments d'hydraulicité relatifs à ce scénario avant d'en entreprendre l'analyse. Contrairement à ce qu'on pourrait croire *a priori*, ce segment de la rivière n'a jamais formé une entité géomorphologique unique et homogène du point de vue de la capacité hydraulique (voir la Figure 9 : Plan du lit mineur et directions de recul des berges - Profil de 1963, page 23, pour une illustration représentative des conditions ayant précédé l'aménagement). Avant la construction des bassins de captation, le fossé de ceinture était formé à l'amont d'un premier segment relativement étroit ayant le plus souvent l'aspect d'un gros ruisseau avec des écoulements assez rapides, et d'un second segment plus large recevant le premier et d'autres ayant le même aspect en provenance du cours principal de la rivière en travers de l'île formant les bassins d'aujourd'hui. La capacité hydraulique du fossé de ceinture est donc limitée par la taille de la partie amont du chenal d'écoulement.

L'exercice conduit ici ne visait donc pas à restaurer l'ensemble des conditions hydrauliques antérieures à l'implantation de la station de pompage, l'aménagement actuel étant dans son ensemble relativement irréversible. Il s'agissait plutôt d'analyser le potentiel hydraulique d'une restauration partielle des conditions antérieures compte tenu de changements reliés à l'implantation de digues latérales au fossé.

Afin de mener à bien la simulation, nous avons d'abord procédé à la mise en place d'un modèle d'élévation représentatif du scénario envisagé. Trois interventions sur les conditions actuelles ont été réalisées dans le modèle :

1. le retrait de la digue d'entrée laquelle contient une chambre de vannes permettant de contrôler le niveau d'eau dans le fossé de ceinture ainsi que l'apport d'eau en provenance de la rivière;
2. le retrait d'une pointe s'avancant dans le fossé vis-à-vis de la station et comprenant des conduites d'alimentation à la station de pompage ainsi qu'un regard d'accès ;
3. le retrait d'une digue transversale en aval du fossé de ceinture, ouvrage permettant de maintenir le niveau d'eau dans ce bassin.

La section du pont d'accès aux bassins a été profilée de façon à assurer un raccordement harmonieux entre les parties amont et aval du fossé de ceinture. La faisabilité des autres interventions (ex : retrait de la pointe) n'a pas été examinée.

La Planche 32 (page A33) montre la différence de niveau d'eau qui peut être attendue des interventions envisagées par rapport à la condition actuelle des aménagements. On constate rapidement que l'effet de l'ouverture est un abaissement général du niveau de l'eau à l'amont de l'intervention (valeurs négatives sur l'illustration) variant entre 10 cm tout près de la digue amont du fossé et 2 cm dans la majeure partie du secteur subissant l'influence. Aucune influence perceptible ne peut être notée en amont et immédiatement en aval du petit rapide vis-à-vis de

l'entrée du Rigolet. On peut remarquer une très légère hausse du niveau de l'eau dans les bassins eux-mêmes sans doute à cause de l'apport additionnel d'eau réalisé dans ce secteur par l'intervention.

On peut donc conclure que l'effet attendu de l'intervention n'est pas très significatif en terme d'abaissement du niveau d'eau amont résultant de l'ouverture du fossé de ceinture. À niveau d'eau égal à l'amont, l'intervention aurait pour effet de permettre un transfert minime de 20 à 30 m³/s additionnels ce qui peut contribuer, certes de façon assez limitée, à abaisser le risque d'inondation sur les terrains jouxtant immédiatement le site. Mais, comme nous l'avons vu au chapitre précédent, ce ne sont pas les dommages de submersion qui constituent le principal de la problématique du Domaine des Îlets mais la coupure des accès routiers. Or, l'intervention visée par la variante 1 ne change en rien le niveau de l'eau à l'entrée du Rigolet pour l'événement étudié, et conséquemment, l'inondation des voies d'entrée au secteur.

Nous voulons également mentionner que l'interprétation de la présente simulation repose sur des écarts de niveau d'eau qui se situent à la limite de la marge d'incertitude du modèle dans les circonstances. En valeur relative, on peut cependant y prêter foi.

5.3.2 Variante 2 : Rehaussement de 1 m de la hauteur des digues

La Planche 31 (page A32) illustre la variante 2 de l'étude. Nous n'avons pas cherché à établir les digues à une cote donnée prédéterminée. L'intervention réalisée dans le modèle d'élévation a consisté simplement à relever d'un mètre la topographie existante des digues (typiquement de 157 à 158 m sur la digue extérieure, un peu moins sur la digue longeant le fossé de ceinture). Nous n'avons pas recherché non plus à rétablir les pentes intérieures et extérieures des endiguements afin de les conformer aux règles de conception de tels ouvrages. Le but de l'exercice était seulement d'analyser l'effet global d'une restriction additionnelle à l'écoulement sur le niveau d'eau dans le secteur, en particulier au voisinage du site et à l'amont. L'intention derrière cette variante étant d'accroître la sécurité de l'ouvrage de captation lui-même en cas de crue importante, nous avons limité le rehaussement des digues au périmètre des bassins de captation à l'exception des deux digues délimitant le fossé de ceinture à l'amont et à l'aval. En agissant de la sorte, on maintiendrait la capacité hydraulique du fossé de ceinture à son niveau actuel.

La Planche 33 (page A34) montre les résultats de la simulation réalisée avec le débit de 726 m³/s pour cette variante. Alors que la crue a pour effet de submerger l'ensemble des installations dans leur état actuel, un rehaussement des digues aurait pour effet d'immuniser l'ouvrage contre une crue d'une telle intensité. Le niveau atteint par la rivière (typiquement 158 m) serait cependant très près de la limite de submersion de l'ouvrage, si bien que compte tenu de l'incertitude inhérente du modèle, nous ne pouvons pas garantir le résultat.

En termes comparatifs, et comme on pouvait s'y attendre, on constate une surélévation générale du niveau de l'eau par rapport à la situation actuelle dans le secteur amont du Domaine des Îlets, rehaussement qui inclut le fossé de ceinture. Cette fois, le relèvement du plan d'eau se fait sentir jusqu'à l'amont du petit rapide du Rigolet dans l'ensemble du domaine d'écoulement. Dans la

région habitée du Domaine des Îlets, la différence relative varie entre 6 et 10 cm ce qui peut être considéré comme une valeur fiable compte tenu de la marge d'incertitude du modèle. Si l'on essaie d'interpréter un tel relèvement par rapport aux dommages additionnels qui pourraient être causés aux habitations, il faut se rapporter à la Figure 17, page 53 qui porte sur le taux d'endommagement lié à la submersion des résidences en cas d'inondation. En considérant les résidences sans sous-sol, le dommage additionnel occasionné par la différence de niveau d'eau évoquée pourrait se situer autour de 3-5 % de la valeur de la propriété à condition que le niveau d'eau atteigne le plancher de la résidence.

À l'amont du secteur affecté, soit à l'entrée du Rigolet, le relèvement du plan d'eau serait de l'ordre de 6 à 8 cm pour le débit considéré ce qui tend à précipiter le surpassement du terrain et l'envahissement du Rigolet par la rivière, situation qui provoque rapidement la coupure des voies d'accès au coin. Au niveau de cette coupure, la surélévation pourrait même atteindre une valeur de 15 cm ce qui serait de nature à en prolonger quelque peu la durée, quoique cette période d'inconvénient soit dans l'état actuel reliée à la capacité d'évacuation du Rigolet en direction du fossé de ceinture, dont il est séparé par une digue équipée d'une vanne-ballon agissant comme clapet. La gestion du niveau de l'eau dans le fossé de ceinture peut avoir pour effet de soutenir artificiellement le niveau de l'eau de l'autre côté de la digue, prolongeant ainsi les inconvénients de la crue pour les résidents du secteur.

À niveau égal dans ce secteur, nous avons cherché à établir quel serait le débit additionnel qui serait de nature à provoquer dans les conditions actuelles un résultat équivalent. Sachant qu'un rehaussement de 100 m³/s du débit provoque typiquement un relèvement de 25 cm du niveau de l'eau (simulations 617 - vs - 726 m³/s en conditions actuelles), on en déduit qu'une augmentation de débit de 25 à 35 m³/s pourrait donner un résultat équivalent à celui obtenu avec un rehaussement des digues. D'un autre point de vue, la mise en place d'une telle intervention occasionnerait un surpassement plus fréquent de l'entrée du Rigolet puisque cet influence s'exercerait à des débits inférieurs, donc avec une période de retour plus courte. Il n'a pas été possible dans le cadre de ce mandat de préciser l'augmentation de cette fréquence. Nous formulerons une recommandation spécifique à ce point en conclusion.

Considérant la station de pompage de la Ville de Beauport, nous avons vu au chapitre précédent que la porte arrière serait atteinte par l'eau, même dans les conditions actuelles, en cas de crue dite « centenaire ». Le rehaussement des digues accroîtrait ce risque approximativement de la même façon que pour les propriétaires du secteur, soit par une surélévation différentielle du niveau de l'eau de 6 à 8 cm à débit égal. L'intervention contribuerait à accroître le besoin d'immunisation de cette porte en vue de prémunir la station contre les dommages d'inondation.

En aval de la station de pompage, on ne remarque aucune influence notable de l'intervention.

5.3.3 Variante 3 : Influence combinée de l'ouverture du fossé de ceinture et d'un rehaussement de 1 m des digues

À l'origine, nous avons imaginé que ces deux interventions pourraient être considérées comme relativement complémentaires quant à l'influence sur le niveau d'eau. L'hydraulicité accrue par

la première se devait de compenser partiellement ou complètement pour la diminution de la capacité hydraulique provoquée par la deuxième. La Planche 31 (page A32) montre la topographie résultant de cette double intervention. La Planche 34 (page A35) en illustre le résultat hydraulique. Afin de mieux illustrer l'attente que nous avons par rapport à la complémentarité des interventions, nous avons rapporté sur cette planche les niveaux d'eau de la variante 3 et ceux de la variante 2. La seule différence entre les deux tient donc à l'ouverture du fossé de ceinture.

Comme on pouvait s'y attendre, le faible impact de l'ouverture du fossé de ceinture sur l'hydraulicité du secteur ne permet pas de réduire significativement l'impact du rehaussement des digues. La réduction des profondeurs de submersion dans le secteur habité du Domaine des Îlets se chiffre tout au plus à 4 cm. Il en est de même vis-à-vis des voies d'accès submergées ainsi que derrière la station de pompage. Bien que perceptibles, les effets bénéfiques recherchés par l'ouverture du fossé demeurent minimes, typiquement un tiers ($\frac{1}{3}$) de l'impact exercé par un rehaussement des digues.

6. Simulation d'une crue exceptionnelle

6.1 Mise en perspective

Les crues de juillet 1996 au Saguenay ont conduit les autorités de la Ville de Beauport à s'interroger sur les risques encourus par les résidents et les installations municipales dans le secteur advenant une telle éventualité. La notion de risque présuppose une analyse des probabilités des événements qui sous-tendent les dommages redoutés. Cette partie de l'analyse n'a malheureusement pas été incluse dans le mandat et nous croyons qu'une étude de probabilité des crues devrait être entreprise pour préciser les risques qui seront décrits ci-après. L'emploi d'une méthode dite « au dépassement » sera recommandée pour ce faire. Il est tout de même utile de mentionner que les crues du Saguenay auraient très bien pu devenir les « crues de Québec » ou « de Beauport » si le système dépressionnaire qui fut la cause du ruissellement exceptionnel au Saguenay s'était stationné à quelques dizaines de kilomètres plus au sud dans le massif des Laurentides. La Figure 19 montre le total des précipitations laissées par ce système sur l'ensemble du massif des Laurentides.

La probabilité des crues du Saguenay est très difficile à établir étant donné la rareté de l'événement ainsi que l'influence, positive ou négative, exercée par les barrages, certains de ceux-ci ayant de surcroît cédé sous la montée et la submersion des eaux (par exemple, la digue du lac Ha ! Ha !, les barrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud pour ne mentionner que ceux-là).

Il est également pertinent de rappeler que l'historique de la rivière Montmorency comprend au moins un débit documenté comparable, voire supérieur en valeur spécifique (par km² de bassin versant), à ceux de 1996 au Saguenay. En effet, le 3 novembre 1966, de très fortes précipitations dans le parc des Laurentides, sans doute accompagnées d'une fonte hâtive des premières neiges tombées, se sont transformées en un débit estimé à 1110 m³/s² ainsi que le révèlent les données de la station hydrométrique du ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF) aux Marches naturelles. Il ne semble pas que des dommages importants aient été rapportés alors, probablement à cause de la morphologie très encaissée de la rivière Montmorency sur la majorité de son

² Cette valeur est extrapolée (ou reconstituée) à l'aide d'une « courbe de tarage » empirique, ou relation niveau-débit qui, on le comprend aisément, inclut peu de points de mesures dans la gamme des débits supérieurs. C'est pourquoi, la valeur indiquée est entachée d'une marge d'erreur supérieure aux données hydrologiques habituelles qui est normalement de l'ordre de 5%.

parcours (sauf dans le secteur d'étude) qui l'immunise contre les sautes d'humeur du bassin versant.

Il est utile de mentionner aussi que les dommages matériels quantifiables sont en général associés aux implantations résidentielles et aux infrastructures publiques soumises aux inondations, qu'ils s'agisse de réseaux (électricité, rues, routes, etc.) ou d'immeubles. À l'époque des années 60, la majorité des installations en périphérie de la rivière étaient constituées de chalets. Comme la majorité de ces propriétés n'étaient pas fréquentées en dehors de la période estivale, aucun témoignage visuel n'a pu être retracé concernant cet événement datant de plus de trente ans.

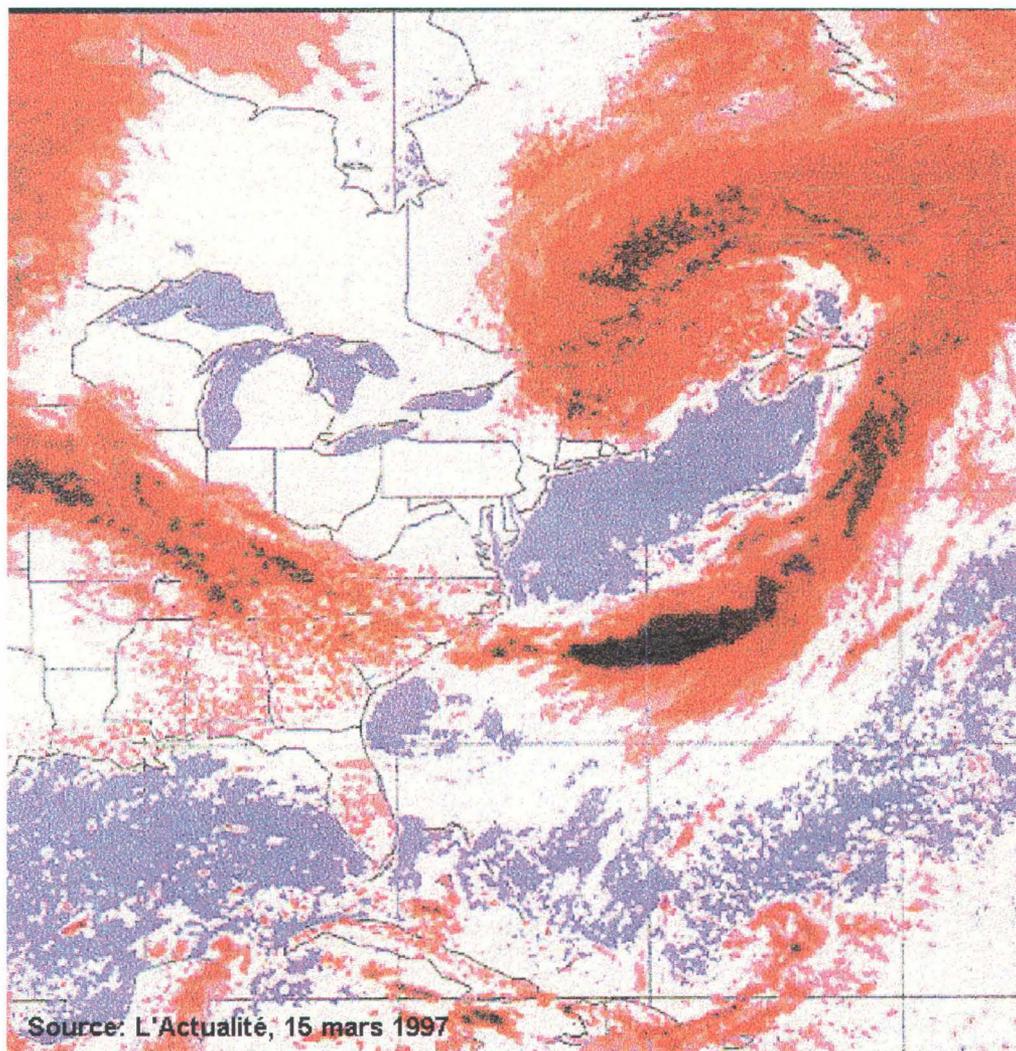


Figure 18: Système dépressionnaire à l'origine des précipitations abondantes au Saguenay en juillet 1996 (Source : L'Actualité, Mars 1997)

6.2 Analyse des résultats et dommages prévisibles

La Planche 21 et la Planche 22 montrent respectivement la profondeur de submersion simulée pour un débit de $1039 \text{ m}^3/\text{s}$ avec deux niveaux d'eau différents imposés à l'aval du modèle, soit 159 m et 159,5 m, ces deux valeurs, rappelons-le, représentant l'intervalle d'incertitude du modèle à cet endroit pour le débit simulé. Le Tableau 7 permet de comparer les niveaux d'eau atteints par la rivière au même débit en différents endroits considérés comme stratégiques pour l'analyse des conséquences.

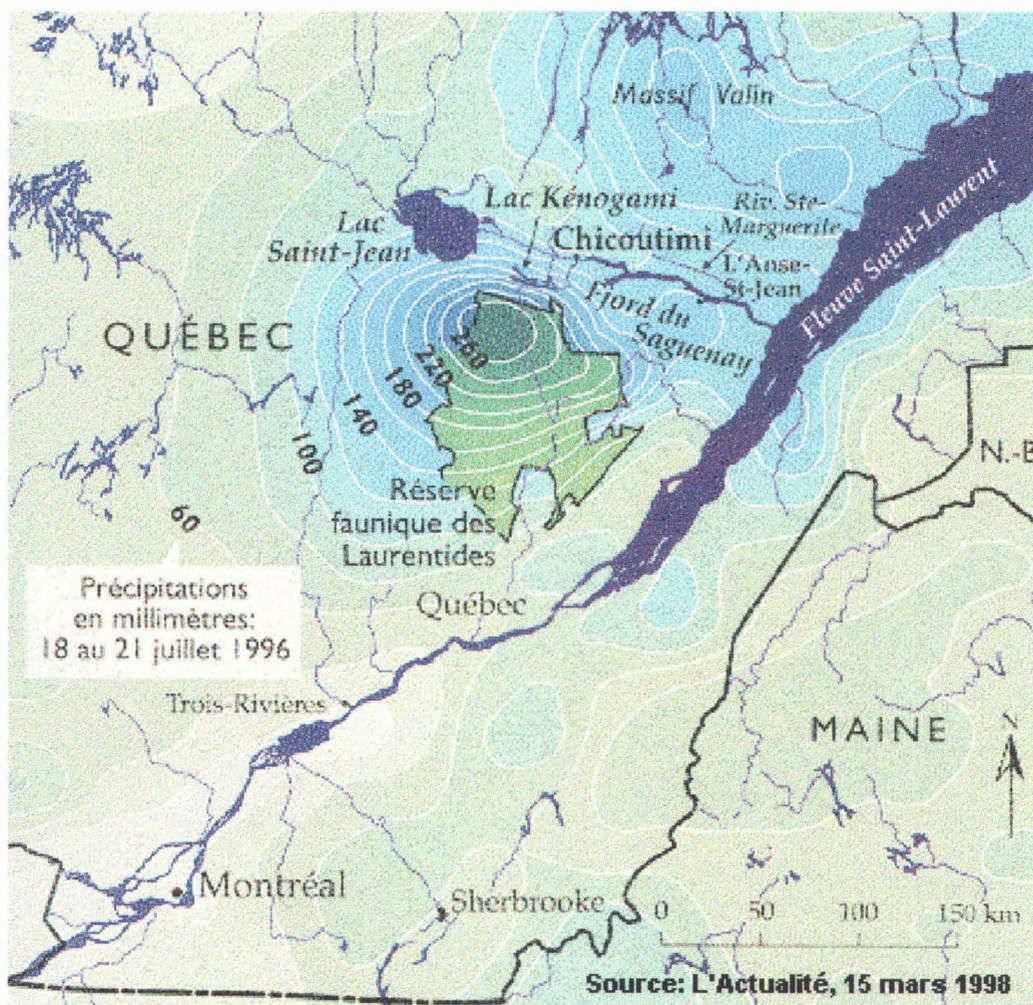


Figure 19: Précipitations laissées par le système dépressionnaire qui a produit les crues du Saguenay en juillet 1996

Ces conséquences sont de divers ordres : *dommages résidentiels, dommages aux infrastructures et transformation massive du lit de la rivière*. Considérons d'abord les dommages aux résidences. D'abord, on constate que toutes les propriétés du Domaine des Îlets seraient submergées advenant un tel événement, la profondeur de submersion pouvant atteindre jusqu'à trois mètres à certains endroits. Dans de telles circonstances, la plupart des résidences affectées subiraient des pertes totales en se basant sur les relations liant les dommages aux profondeurs de submersion développées pour le MEF (Leclerc *et al.*, 1997a; voir la Figure 17, page 53). Concernant la rue

Concernant la rue des Trois-Saults, les conséquences directes d'une submersion à $1039 \text{ m}^3/\text{s}$ seraient beaucoup plus limitées, voire acceptables étant donnée la position relativement surélevée des propriétés sur cette rue.

Concernant les dommages aux infrastructures, nous considérons principalement la prise d'eau de la ville de Beauport. Dans une telle situation, on peut redouter de lourdes pertes au niveau des bassins de captation étant donnée l'ampleur de la submersion à laquelle ils seraient soumis (2,5 à 3 m au dessus des digues) en plus de la force des courants (de l'ordre de 0,5 m/s) qui ne manqueraient pas de l'accompagner (voir la Planche 29, page A30). La station elle-même serait touchée particulièrement au niveau de la porte d'accès nord derrière l'édifice laquelle se situe à un niveau légèrement supérieur à celui des bassins. À cet endroit, une profondeur de submersion de 1,2 à 1,6 m selon le scénario est à prévoir. Les dommages qui pourraient résulter d'une telle situation dépendent de la solidité et de l'étanchéité de la porte. Cet aspect particulier donnera lieu à des recommandations spécifiques à la fin du rapport.

Là n'est pas cependant la conséquence la plus redoutable d'une crue semblable à celles du Saguenay en 1996. Avant d'aborder ce sujet délicat, nous devons prendre en considération la morphologie générale du secteur. Si l'on considère la topographie de la région d'étude en date de 1996 dans la région du grand marécage des Trois-Saults (voir la Planche 5, page A6), on constate l'existence de dépressions du relief (brèches) associées à l'exploitation de sablières immédiatement adjacentes (voir le schéma de la Figure 20, page 66). Ces dépressions se trouvent à connecter directement le drainage du marécage avec les sablières elles-mêmes. La cote caractéristique de la topographie du marécage varie de 157 m à 158 m entre la rue du Gouffre et les limites de Beauport avec des creux localisés à 156 m. À la limite entre le marécage et les sablières, des brèches ont été pratiquées récemment (autour de 1995) pour des fins de drainage et d'exploitation jusqu'à un niveau de 155 m voire, plus bas encore. Des données topographiques plus précises du secteur n'étaient pas disponibles lors de la rédaction. Au moment de l'étude, des traces de ravinement liées à la vidange du marécage étaient d'ailleurs aisément observables dans la sablière adjacente ce qui démontre l'intention de l'intervention. À titre indicatif, les sablières sont exploitées à un niveau caractéristique de 145 m.

Avant de poursuivre, il est nécessaire de mentionner que le niveau général du terrain avant l'exploitation des sablières se situait au voisinage de 170 m, niveau d'ailleurs observable en certains rares endroits n'ayant pas encore été affectés par les opérations d'extraction. Ce plateau sablonneux se trouvait à endiguer naturellement à la fois le marécage en temps normal, et la rivière en conditions extrêmes.

Tel n'est plus le cas actuellement suite aux modifications topographiques occasionnées par l'exploitation des sablières. Advenant une crue de l'ordre de $1039 \text{ m}^3/\text{s}$, on constate que le niveau d'eau de la rivière atteindrait la cote de 159 m ou 159,5 m selon le scénario ; il s'ensuivrait une mise en connexion du cours principal de la rivière et du marécage, inondant celui-ci dans sa presque totalité (Figure 20). L'eau en provenance directe de la rivière s'engouffrerait dans les différentes brèches en direction des sablières (voir la Figure 21, page 67). La dénivellation entre le marécage et le fond des sablières étant de l'ordre de 10 à 15 m, il s'ensuivrait une incision verticale massive dans les dépôts sablonneux (ravinement). Compte tenu de la courte distance (typiquement 100 m, pentes de 10-15%) qui sépare les deux régions, l'énergie de l'écoulement serait tellement élevée qu'un tel phénomène ne pourrait en aucun cas être stoppé une fois

amorcé. L'incision emprunterait une trajectoire d'abord verticale puis régressive, c'est-à-dire, dirigée vers l'amont du courant. Ce phénomène, bien connu des géomorphologues fluviaux est appelé *érosion régressive ou rétrogressive*. Il ne peut s'arrêter qu'une fois rencontré par la rivière un obstacle solide à l'érosion comme un verrou rocheux (socle granitique par exemple, semblable à l'assise du rapide des Trois-Saults, ou roche sédimentaire comme dans la plupart des carrières de pierre calcaire exploitées à Beauport).

Tableau 7: Comparaison des niveaux d'eau simulés en crue exceptionnelle avec quelques points de référence de la région étudiée

(En gris, les zones inondées, en gris foncé, les risques majeurs associés à l'inondation)

Points d'intérêt	Débit / Niveau		
	Sol	1039 m ³ /s (a)	1039 m ³ /s (b)
Dépression de la rue des Trois-Saults Limites de Beauport	156,8 m	159,0 m	159,5 m
Rue des Trois-Saults Coin du Gouffre	159,3 m	159,2 m	159,6 m
Grand marécage des Trois-Saults Croisement rue des Trois-Saults Limites de Beauport avec Boischatel	157,5 m	159,0 m	159,5 m
Grand marécage des Trois-Saults Niveau général	157-158 m	159,0 m	159,5 m
Grand marécage des Trois-Saults Rue du Torrent (Coin rue des Trois-Saults)	159,5 m	159,2 m	159,6 m
Grand marécage des Trois-Saults Croisement rue du Torrent (réservoir)	159,5 m	159,0 m	159,5 m
Bassins de captation (Aval)	157,0 m	159,2 m	159,6 m
Bassins de captation (Amont)	157,2 m	159,3 m	159,7 m
Seuil arrière de la station de pompage	158,1 m	159,3 m	159,7 m
Entrée du Rigolet - Aval du seuil	157,3 m	159,4 m	159,8 m
Entrée du Rigolet - Amont du seuil	157,8 m	159,6 m	159,9 m

La présence d'un tel verrou rocheux n'étant pas démontrée sur la trajectoire régressive de l'incision, soit entre le marécage et la rivière Montmorency approximativement aux limites est de Beauport, ni même dans les dépôts alluvionnaires de la rivière entre les Trois-Saults et le petit rapide à l'amont du Domaine des Îlets, l'incision pourrait très bien se poursuivre dans la rivière elle-même jusqu'à ce dernier point dans son axe longitudinal. Verticalement, seul l'existence d'un affleurement rocheux pour le moment enfoui dans les alluvions de la rivière permettrait d'arrêter l'érosion à un niveau donné impossible à définir actuellement. Latéralement, la rivière chercherait sans aucun doute à éroder ses berges, surtout en rive droite, sans qu'il soit possible là aussi d'en prédire la fin.

Est-il besoin d'en ajouter quant aux conséquences qui pourraient en résulter aux parcs résidentiels du secteur ainsi qu'aux infrastructures municipales. Notre avis est que l'ensemble du secteur d'étude pourrait être rayé de la carte, et que la rivière Montmorency subirait une *avulsion majeure*, c'est-à-dire, délaierait le rapide des Trois-Saults pour emprunter un nouveau cours situé directement dans la prolongation de son axe actuel nord-sud à l'amont du petit rapide du Domaine des Îlets, pour déboucher aux alentours du lac du Délaissé, soit dans la partie basse de la rue Saint-Pierre. Les dommages dans ce secteur résidentiel pourraient également y être extrêmement considérables, principalement par la déposition des matériaux et débris ainsi emportés. En terme de dépôts meubles arrachés, une évaluation sommaire des volumes potentiellement érodables situe à environ 20 millions de mètres cubes la quantité de matériaux qui seraient emportés par la rivière.

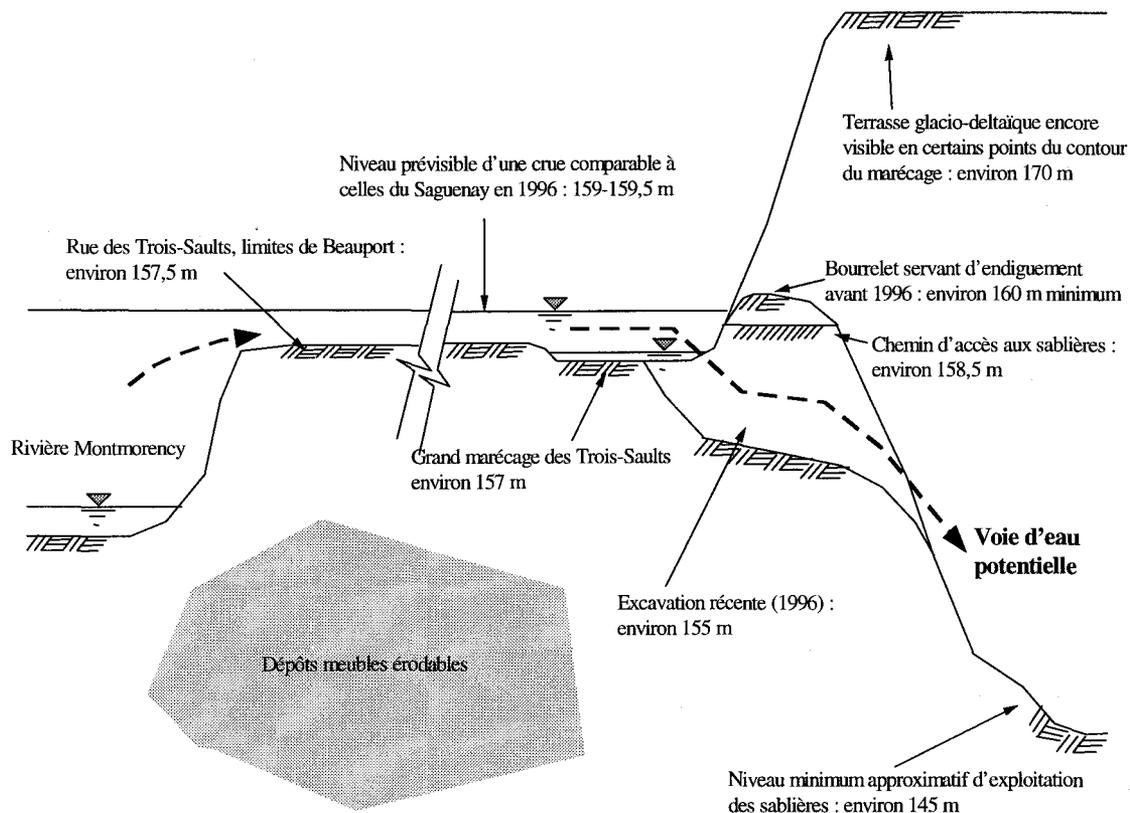


Figure 20: Coupe verticale schématique du secteur menacé

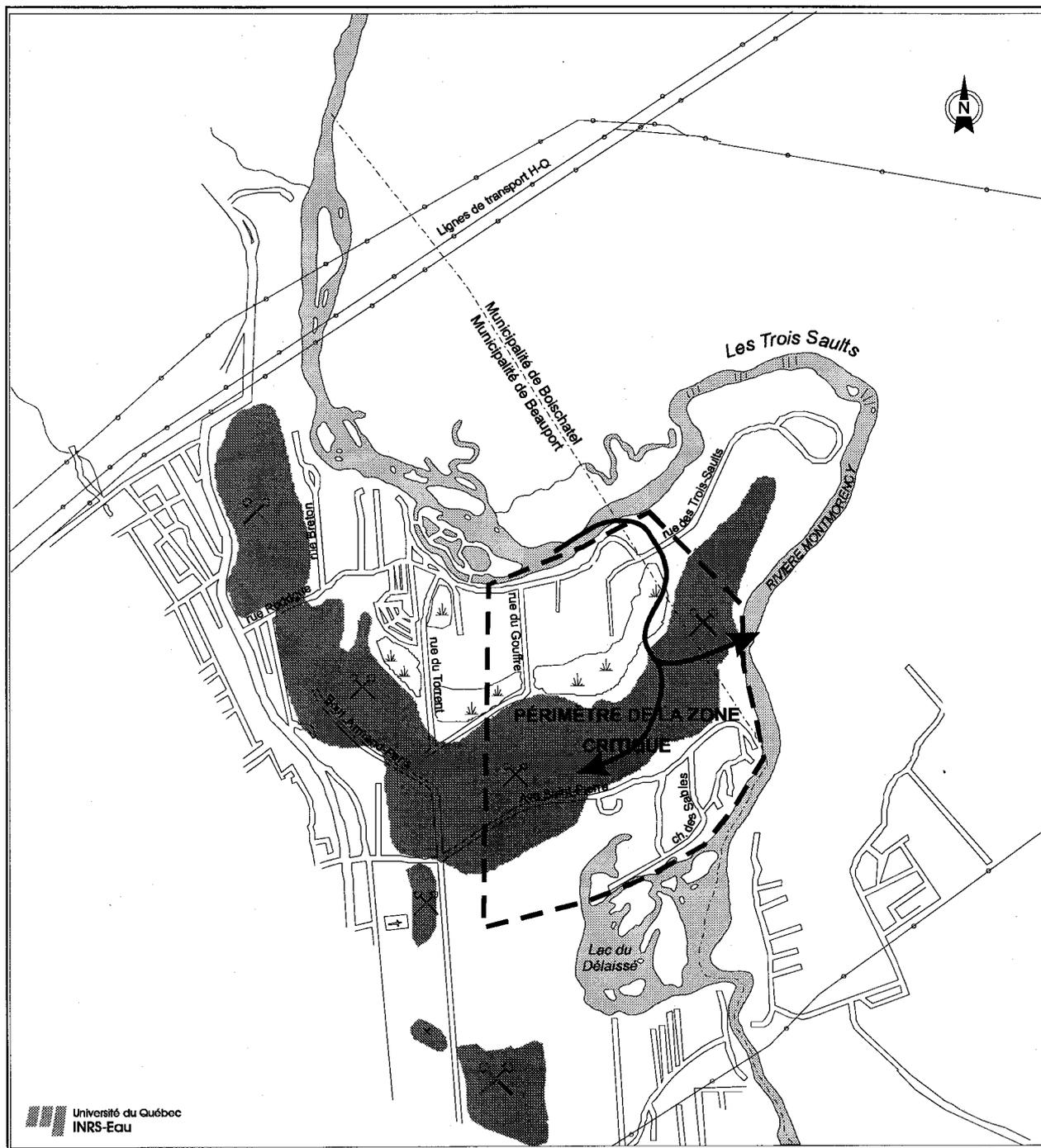


Figure 21 : Vue générale du secteur menacé et de la zone critique

6.3 Un précédent : la Chute-à-Perron au Saguenay

Pour ceux qui pourraient douter d'un tel scénario aux allures pour le moins apocalyptiques, nous rappelons que les crues du Saguenay ont occasionné plusieurs phénomènes d'une ampleur comparable, dont plusieurs *avulsions*. Ainsi, selon la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (1997), la rivière des Ha ! Ha ! a changé de cours à la Chute-à-Perron pour emprunter une vallée voisine auparavant obstruée par des dépôts fluvio-glaciaires. L'ampleur du débit qui a résulté de la rupture d'une digue située sur le pourtour du lac Ha ! Ha ! (près de 1000 m³/s) a rehaussé le niveau d'eau sur la chute Perron à une cote telle (200 m) que la vallée voisine située à la cote de 198,5 m a commencé à servir de trop-plein.

Cette situation n'avait jamais été observée depuis le retrait des glaciers il y a plus de 8000 ans. Il s'en est suivi une incision rapide rétrogressive des dépôts meubles sous-jacents à cette vallée perchée. La topographie s'est affaissée de près de 30 m au maximum de l'incision et une nouvelle vallée de près de 400 m de largeur s'est formée à une cote voisine de 170 m et ce, sur plus de trois kilomètres de longueur. Le volume de sédiments emportés par la rivière en furie fut de 9 millions de mètres cubes (incidemment, 2 à 4 fois moins que le volume estimé pour la Montmorency). Pour donner une idée de l'aspect apocalyptique du phénomène, mentionnons que ce volume a été emporté en cinq heures seulement par un volume d'eau de 25 millions de mètres cubes représentant le total de l'emmagasinement du lac Ha ! Ha ! avant la rupture de la digue. C'est donc un torrent de boue entremêlée de rochers et de blocs de toutes dimensions ainsi que de milliers de troncs d'arbres arrachés à la forêt qui a dévalé la rivière jusqu'à la municipalité de La Baie, soit une distance de près de trente kilomètres.

Immédiatement en aval de la Chute-à-Perron, soit dans le secteur des Eaux-Mortes, quelques millions de mètres cubes de matériaux et débris se sont déposés dans le lit de la rivière. Ces matériaux n'étant pas immédiatement consolidés, la dynamique sédimentaire du secteur demeurera très grande (sables mouvants) pour de nombreuses années à chacune des crues qui surviendront.

Pour illustrer notre propos, la Figure 22 et la Photo 2 montrent respectivement une carte des changements morphologiques qui ont accompagné cette avulsion majeure de la rivière Ha ! Ha ! et une photographie panoramique des lieux prise depuis la nouvelle rive gauche de la rivière suite aux événements.

D'autres avulsions ont également eu lieu sur la rivière Chicoutimi (contournements de barrages à Chute-Garneau et Pont Arnaud, pour ne mentionner que ceux-là), chacune entraînant plusieurs centaines de milliers de mètres cubes de sédiments vers l'aval.

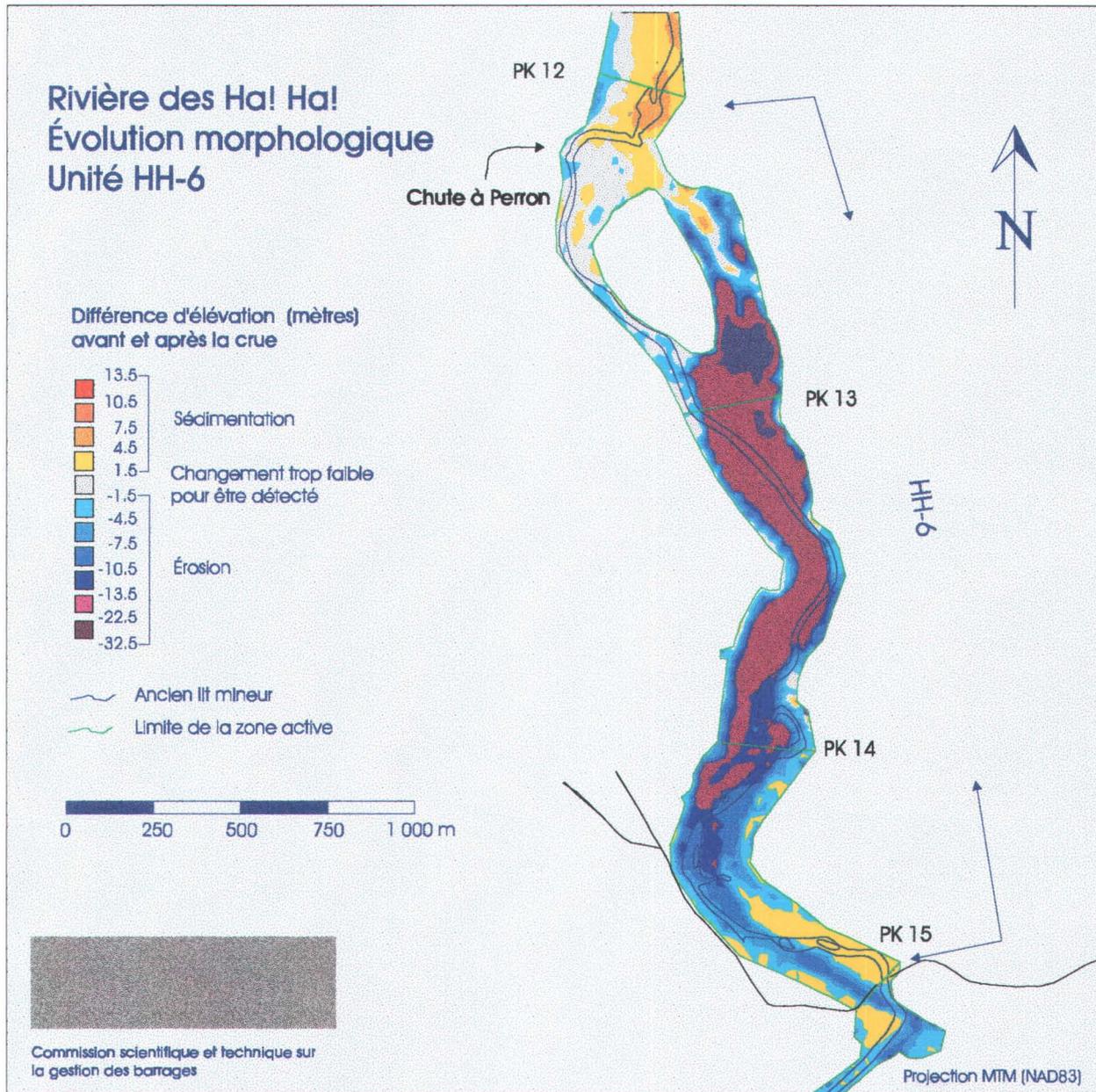


Figure 22: Changements morphologiques survenus à la Chute-à-Perron suite à l'avulsion de la rivière des Ha ! Ha ! lors de la crue de juillet 1996 au Saguenay (Source : INRS-Eau, 1997)



Photo 2: Photographie panoramique prise à la Chute-à-Perron suite au déluge de juillet 1996

6.4 Actions préventives de 1997

Les appréhensions qui viennent d'être évoquées sont apparues aux auteurs de ce rapport dès le printemps de 1997. Après de multiples vérifications réalisées auprès de collègues (d'ailleurs co-auteurs du rapport), experts en géomorphologie fluviale ayant participé aux travaux de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, afin de confirmer notre diagnostic de cette situation de risque sur la rivière Montmorency, il fut décidé d'alerter les autorités municipales ainsi que les divers intervenants impliqués dans la genèse de ce risque, notamment l'entreprise Loma inc. et Sablière Drapeau inc., afin que des mesures rapides soient prises pour abaisser à court terme ce risque à un niveau acceptable, et éventuellement, de l'éliminer complètement. Rappelons d'ailleurs que l'hiver 1996-1997 a donné lieu à de très fortes précipitations neigeuses à la limite des records historiques dans la région de Québec. La tardiveté du printemps 1997 formait avec la surabondance du manteau nival (neige) un ensemble de conditions prédisposantes à une forte crue printanière.

Il fut dès lors recommandé de rétablir le plus rapidement possible, soit avant la crue printanière, une forme d'endiguement à la jonction du marécage avec les sablières. La cote recommandée

pour l'ouvrage se situait au minimum à la cote 160 m et préférentiellement plus haut à 161 m sur l'ensemble du pourtour du marécage. Cette intervention visait les différents propriétaires des terrains visés dont les principaux étaient Loma inc. et Sablière Drapeau Inc. Par ailleurs, afin de limiter les possibilités de transfert d'écoulement de part et d'autre de la rue du Gouffre vis-à-vis du marécage, il a également été recommandé d'établir une digue en travers de celui-ci à l'ouest de la rue du Gouffre. Cette deuxième intervention visait plus précisément la Ville de Beauport.

Les travaux ont été entrepris avec le maximum de diligence par la Ville de Beauport qui est intervenue conformément aux recommandations préliminaires formulées par l'INRS-Eau, et selon les plans élaborés par la firme Génivar Inc. La firme Loma Inc. est également intervenue rapidement en déblayant des matériaux déclassés de la sablière aux endroits stratégiques à remblayer. Le niveau final donné à leur endiguement ne semble pas respecter intégralement les recommandations de l'INRS-Eau ni les plans et devis de Génivar Inc. sans doute à cause de l'insuffisance du volume de matériaux disponibles *in situ* pour compléter l'intervention, ou encore, du tassement normal de l'ouvrage. Une évaluation sommaire des niveaux minimums résiduels de l'endiguement situerait ceux-ci aux alentours de 158,5 m ce qui demeure en dessous du maximum pouvant être atteint par la crue de référence de 1039 m³/s, soit entre 159 et 159,5 m. La firme Loma inc. a été dûment informée de la situation par la Ville de Beauport au cours de l'automne 1997 et, selon les autorités municipales, des interventions de parachèvement ont été promises par l'entreprise. Au moment de la finalisation de ce rapport, les dites interventions n'avaient pas encore été réalisées.

Malgré plusieurs requêtes adressées à la firme Sablière Drapeau inc. dans le but de rétablir aux cotes recommandées les terrains leur appartenant adjacents au marécage (voisins de 158 m), aucune intervention n'a été entreprise et la firme ne semble pas manifester l'intention d'obtempérer.

Étant données les conditions prédisposantes à une crue exceptionnelle au printemps de 1997, il fut également décidé de mettre en place une procédure minimale de prévision de crue en temps réel. La méthode retenue était basée sur une veille météorologique et hydrologique axée sur les données disponibles aux différentes stations de mesures dans le bassin de la rivière Montmorency. En effet, la Sécurité civile dispose dans le Parc des Laurentides de sources de données continuellement mise à jour par le MEF sur l'état des précipitations journalières, la fonte estimée du jour, l'état du manteau nival (en équivalent-eau), la température (minimum et maximum), ainsi qu'une prévision de ces différentes variables pour le jour suivant. L'accès à cette précieuse source de données a été accordé à la Ville de Beauport à sa demande. Par ailleurs, le MEF a également donné accès aux données hydrométriques en temps réel de la station des Marches naturelles afin de pouvoir suivre à tout moment l'évolution du débit de la rivière.

Ces dispositions ont permis d'apaiser les appréhensions de la Ville de Beauport et des résidents avant que ne soient entreprises les interventions d'endiguement mentionnées précédemment. De plus, la fonte printanière de 1997 s'est effectuée doucement presque qu'en l'absence de précipitations liquides si bien que la crue redoutée ne s'est pas produite.

6.5 Risque résiduel (hiver 1998)

Compte tenu de l'état actuel de la situation (hiver 1998) qui se définit en fonction de la cote des points bas résiduels de l'endiguement, il est possible d'estimer le débit qui serait encore de nature à produire le genre de conséquences qui ont été évoquées à la section 6.2. En se référant à la Figure 14, page 43, et en choisissant une cote conservatrice de 158 m comme point bas théorique de l'endiguement, un débit de 775 à 850 m³/s (selon l'incertitude de la courbe) constituerait un risque significatif de mise en branle du processus d'érosion régressive évoqué plus tôt. Dans l'hypothèse où la cote minimale de l'endiguement serait de 158,5 m, le débit déclencheur serait tout de même de l'ordre de 875 à 950 m³/s, ce qui demeure inférieur aux événements du Saguenay et à la crue du 3 novembre 1966 sur la rivière Montmorency (1110 m³/s).

Il est à noter que le débit susceptible de déverser de l'eau dans le marécage à partir de la rivière aux limites de Beauport se définit en fonction du niveau de la rue des Trois-Saults à cet endroit, soit à la cote 157,5 m. Pour franchir cet obstacle, la rivière devrait déborder entre 700 et 775 m³/s dépendant de la marge d'incertitude de la relation niveau-débit. Avant les interventions d'endiguement, c'est ce débit qui déterminait le niveau de risque d'avulsion de la rivière dans le secteur. On est donc en mesure de constater que les interventions ont permis d'abaisser le risque de manière significative, mais il subsiste une possibilité très réelle que le phénomène puisse encore se produire compte tenu des antécédents de la rivière Montmorency documentés à la station hydrométrique des Marches naturelles.

Il est également à noter que le débit de la rivière Montmorency n'est pas l'unique facteur pouvant déclencher les processus d'érosion évoqués. En effet, c'est le *niveau maximal* atteint par la rivière qui représente le facteur principal à considérer, et celui-ci peut être affecté par d'autres événements comme les embâcles de glace, ou toute autre obstruction à l'écoulement entre les limites de Beauport et le rapide des Trois-Saults. Quoique plus rares ici qu'à la hauteur du Bocage ou de l'île Enchanteresse, les embâcles de glace sont une situation tout à fait plausible qu'il ne faut pas négliger. Par ailleurs, une obstruction à l'écoulement peut également se produire avec des glissements de terrain majeurs comme ce fut le cas, vraisemblablement dans les années cinquante, quand le talus escarpé de la rue Breton (immédiatement à l'amont du Domaine des Îlets) surplombant la rivière Montmorency à la cote 200 m, s'est affaissé dans la rivière. Une estimation sommaire du volume de ce glissement de terrain le situe autour de 400 000 mètres cubes. Une telle quantité de matériaux jetés quasi-instantanément à la rivière aujourd'hui ne manquerait pas de créer localement, et plus loin en aval, des obstructions importantes qui pourraient contribuer à déclencher le phénomène d'avulsion de la rivière aux limites de Beauport. D'ailleurs, un examen de la carte topographique du site (Planche 3, page A4) montre une île située immédiatement à l'amont du secteur étudié en rive droite et dont l'existence serait vraisemblablement due à ce glissement de terrain.

La situation d'ensemble du secteur des Trois-Saults demeure donc hautement problématique et elle le demeurera tant que les interventions requises en vue d'endiguer définitivement le marécage des Trois-Saults à une cote sécuritaire ne seront pas réalisées. Nous reviendrons sur cette recommandation au chapitre suivant.

7. Conclusions et recommandations

7.1 Éliminer, atténuer ou accepter les risques ?

Habiter le long d'une rivière, c'est nécessairement cohabiter avec elle dans son lit majeur. Il faut se préparer à faire face à toutes les situations, fréquentes ou rares, susceptibles de se produire. Le principe général de prévention et d'immunisation est d'appliquer des mesures adaptées, par leur conception et leur coût, à l'ampleur des dommages ou inconvénients attendus de tels événements sans interférer significativement avec le passage « naturel » de la crue. Il n'est pas toujours facile d'établir un juste équilibre entre les risques encourus et le coût des mesures devant être appliquées pour les réduire. Dans certains cas, une protection absolue doit être appliquée en raison de l'extrême gravité des conséquences prévisibles; dans d'autres cas, un simple abaissement du niveau de risque suffit à rendre les inconvénients acceptables aux intervenants. Enfin, pour les risques majeurs, reconnaître le risque et gérer les dommages qui en résulteraient en les planifiant ouvertement peut s'avérer une solution tout à fait acceptable. Une analyse économique peut parfois être requise lorsque de gros investissements sont requis pour la construction d'ouvrages majeurs.

Cependant, nous devons avoir toujours à l'esprit que :

Les crues des rivières, quelle qu'en soit la force, sont des certitudes absolues. Seuls demeurent incertaine leur probabilité et inconnu le moment où elles se produiront.

Dans les sections qui suivent, nous avons tenté d'identifier la plupart des mesures qui nous semblent requises pour abaisser dans certains cas, ou éliminer dans d'autres, les risques associés aux crues dans le secteur à l'étude. Ainsi, nous croyons que le risque *d'avulsion* de la rivière Montmorency dans l'état actuel d'exploitation des sablières constitue un risque majeur qui, bien qu'ayant déjà été abaissé lors des interventions de 1997, demeure très significatif et doit rapidement être éliminé de manière absolue pour le long terme.

Par ailleurs, la plupart des autres mesures ont plutôt été conçues pour éliminer certains inconvénients des crues (besoins d'évacuation, par exemple), abaisser les risques de dommages aux propriétés ou aux infrastructures municipales, ou encore pour mieux prévoir ces événements afin d'accélérer le déploiement des mesures d'urgence, le cas échéant.

7.2 Endiguer autour des sablières : une protection absolue

En raison de la gravité extrême des dommages prévisibles qui résulteraient d'une érosion rétrogressive associée à un débordement de la rivière Montmorency vers les sablières, nous recommandons :

- *de poursuivre et compléter l'implantation d'un périmètre d'endiguement autour du grand marécage encerclant l'ensemble du secteur des Trois-Saults, ouvrage qui reconfinera la rivière à son lit majeur naturel en cas de crue majeure et empêchera absolument tout déversement vers les sablières.*

L'altitude à laquelle doit être établie cette digue dépend du degré de sécurité à long terme qu'on doit garantir au secteur, degré qui dépend à son tour de l'ampleur des dommages auxquels on désire soustraire le secteur et des plans futurs établis pour celui-ci. Nous avons vu que, dans la situation actuelle, l'ensemble de la topographie ainsi que la position même de la rivière risquent des bouleversements majeurs advenant une inondation atteignant le marécage au-delà de la cote 158 m (Chapitre 6, « Simulation d'une crue exceptionnelle »). Dans un tel cas, tous les immeubles et infrastructures, actuels et futurs, sont menacés ou compromis par un événement d'une telle envergure, y compris l'existence même de la station de pompage de la Ville de Beauport. Conséquemment, en fonction du degré de gravité des dommages prévisibles, les règles de l'art en la matière (Association Canadienne pour la Sécurité des Barrages, 1995) imposent la recommandation suivante :

- *Le niveau de sécurité à recommander à long terme pour l'endiguement du secteur est le maximum normalement applicable pour la construction d'ouvrages de génie à l'amont de secteurs habités. Le niveau d'eau atteint par une crue de période de récurrence 1:10 000 ans majoré d'une marge de sécurité est donc à considérer pour l'établissement du périmètre d'endiguement.*

La crue 1:10 000 ans est établie directement par des méthodes statistiques appliquées à la série des observations de débits sur la rivière. Étant donnée l'importance du débit instantané pour l'atteinte du niveau maximum de crue dans de telles circonstances, l'utilisation d'une méthode statistique dite « au dépassement » (*Peak over threshold* ou POT) est recommandée. Ces divers exercices ne faisant pas l'objet du présent mandat, nous recommandons :

- *D'obtenir la confirmation par les autorités compétentes des règles de l'art à appliquer dans les circonstances concernant le débit de conception et d'en établir la valeur à l'aide d'une méthode appropriée à l'estimation de la probabilité des débits instantanés.*

Le niveau d'eau résultant devra également être évalué en conséquence afin d'établir le niveau définitif de la crête de l'endiguement proposé. La conception finale de l'endiguement restera à établir (revêtement, végétation, étanchéité) de même que les usages complémentaires qu'on voudra lui assigner (réseau routier, par exemple) sont à considérer mais ne font pas partie de notre mandat.

7.3 Protéger la station de pompage et les bassins de captation

Diverses mesures de protection seront également requises afin de diminuer les risques de submersion qui pèsent sur la station de pompage et ses bassins de captation. Encore ici, il serait utile d'établir avec précision la probabilité des événements de crues susceptibles d'affecter ces infrastructures coûteuses. Une telle estimation permettrait de déterminer précisément le niveau de protection à assurer. Quoi qu'il en soit, il nous apparaît d'abord nécessaire :

- *de consolider et étancher la porte d'entrée principale de la station de pompage située du côté nord au niveau des bassins afin de résister à la poussée hydrostatique qui serait exercée sur elle par une crue exceptionnelle.*

Concernant les bassins, nous recommandons :

- *de rehausser typiquement d'un mètre la cote des digues fermant les bassins de captation afin de soustraire ceux-ci à la majorité des événements de crue, plus spécifiquement ceux présentant une période de retour de dix ans et plus.*

L'érection de cette structure de protection aurait pour but de diminuer les coûts d'entretien des bassins soumis à des submersions fréquentes. La hauteur recommandée devra être définie en détail à la suite d'une étude d'hydrologie statistique appropriée, éventuellement une *méthode au dépassement*. Le rehaussement devrait assurer un *périmètre fermé* excluant le fossé de ceinture pour des raisons que nous verrons ci-après.

Nous sommes conscients que le relèvement de la cote des bassins pourrait avoir pour effet de provoquer un léger rehaussement du niveau d'eau dans le secteur des Îlets à l'amont (estimé à 8-12 cm). Un tel rehaussement du niveau d'eau se produirait de façon croissante jusqu'à la valeur indiquée dans la gamme des débits commençant au seuil de submersion actuel des bassins, soit 525 m³/s, jusqu'au seuil de submersion procuré par la nouvelle cote, soit approximativement 750 m³/s. Des contre-mesures sont donc requises pour compenser, du moins partiellement, le refoulement provoqué par des bassins surélevés. Il nous semble approprié de recommander l'utilisation occasionnelle du fossé de ceinture comme moyen d'évacuation d'appoint de la crue. L'implantation de structures de contrôle relativement coûteuses comme des vannes gonflables ou rétractables a été envisagée, mais il nous a semblé plus approprié dans un premier temps d'envisager:

- *la transformation de la digue actuelle barrant le fossé de ceinture à l'aval en digue-fusible ;*
- *d'analyser la faisabilité de faire de même avec la digue amont*

Tout en permettant le maintien d'un niveau d'eau dans le fossé de ceinture en temps normal, les digues-fusibles seraient submergées à partir d'un certain seuil de débit à déterminer (possiblement un débit quelque peu en deçà du seuil qui commence à créer des dommages additionnels significatifs aux résidences à l'amont, soit 600 m³/s), puis céderaient à l'érosion superficielle provoquée par les crues de la rivière au-delà d'un seuil de débit qui pourrait être typiquement de 700 m³/s. L'effet recherché serait de rétablir momentanément une partie de l'efficacité hydraulique de la rivière au prix d'un dommage limité, prévisible, et facilement

réparé. De plus, le rétablissement d'un débit significatif dans le fossé de ceinture et dans les segments de la rivière qui le prolongent en amont et en aval aurait pour effet d'entretenir mécaniquement ce tronçon de rivière avec une périodicité équivalente à la rupture des digues fusibles. Un débit important aurait pour effet d'évacuer la matière organique et les sédiments fins accumulés à ces endroits au fil des années, en plus de limiter la sédimentation de nouvelles matières apportées par la crue. L'évacuation des eaux du Rigolet pendant et après la crue serait également favorisée.

Enfin, cette solution aurait également le mérite d'induire dans le prolongement de l'axe du fossé de ceinture, un courant longeant la rive droite en aval des bassins, lequel aurait pour effet d'amenuiser la sollicitation directe sur le talus du courant provenant du cours principal de la rivière. On peut ainsi espérer une réduction des risques d'érosion locale sur les berges, escarpées à cet endroit, qu'elles soient consolidées ou non par des interventions de protection.

7.4 « Planifier les dommages » aux bassins de captation en cas de crue extrême

Dans l'hypothèse où une crue de faible fréquence de plus de 750 m³/s viendrait affecter le secteur, les digues des bassins, même rehaussées d'un mètre, seraient tout de même submergées. Dans un tel cas, les risques d'érosion et de déposition massive de sédiments et de débris dans les bassins associés à un événement d'une telle force sont difficiles à prévenir. Si l'ouvrage résistait, les bassins seraient colmatés massivement par les sédiments et les débris transportés par la crue; s'il cédait, nul ne peut prévoir actuellement l'endroit des incisions et des composantes importantes de l'ouvrage risqueraient des dommages irréversibles. De plus, la restriction additionnelle à l'écoulement occasionnée par le rehaussement des digues contribuerait à aggraver les dommages d'inondation aux résidences dans le secteur amont.

Nous devons donc envisager des mesures de protection qui permettraient de minimiser à la fois les dommages aux résidences et les risques encourus par les bassins de captation qui, ne l'oublions pas sont implantés dans le lit majeur de la rivière. La suggestion que nous faisons ci-après paraîtra audacieuse à certains, et nous reconnaissons qu'elle pourrait finalement s'avérer impraticable tout bien considérée. Toutefois, si l'on accepte le principe que, dans les conditions de risque les plus extrêmes, planifier les dommages a au moins le mérite d'éviter les surprises techniques et financières, tout en permettant de limiter les dégâts en les dirigeant vers les points les moins sensibles de l'ouvrage, le concept suivant peut présenter quelque vertu.

C'est pourquoi nous recommandons :

de considérer l'implantation de segments-fusibles au sein même de la digue principale encerclant les bassins afin de minimiser et diriger préférentiellement les dommages dans l'hypothèse d'une submersion complète des bassins pour des événements de crue de faible probabilité.

Les éléments de conception de telles composantes restent bien sûr à préciser et à définir qu'il s'agisse du positionnement, du dimensionnement, du choix des matériaux érodables, du seuil de

sensibilité aux crues et de la contribution additionnelle à l'hydraulicité de la rivière, des forces d'arrachement dues à l'écoulement au sein des bassins ainsi ouverts et le long de la face interne des digues soumises à l'influence de la crue. Pour ce qui est de la dimension hydraulique de ce concept, c'est-à-dire, de l'interaction entre la rivière et l'ensemble de l'ouvrage de captation selon les différentes variantes possibles, nous recommandons de poursuivre les simulations hydrodynamiques selon l'approche utilisée pour la présente étude.

7.5 Les risques de la migration du lit mineur en rive gauche

Nous avons fait ressortir au chapitre 3 (Le contexte géomorphologique), page 29, le grand dynamisme géomorphologique du secteur d'étude. En effet, les rives du secteur sont érodées rapidement, et ce processus tout à fait naturel repousse les berges de la rive gauche toujours plus loin vers le nord-est. Au début de ce mandat, les autorités de la Ville de Beauport ont démontré leur préoccupation quant au risque associé à cette lente migration du méandre par rapport à un assèchement consécutif des bassins de captation.

À cet égard, nous formulons l'avis suivant. Bien qu'ayant toujours été actif au cours des cinquante dernières années, le processus d'érosion s'est accéléré depuis la construction de la station de pompage pour atteindre 5,3 m/année entre 1986 et 1989. Depuis lors, le processus s'est stabilisé autour de 1 m/année. La fréquence et l'amplitude des crues observées depuis 1986 ont certainement contribué, en plus des installations de la Ville, à moduler cette dynamique. Quoi qu'il en soit, le mouvement rapide de la berge démontre la vulnérabilité des rives à cet endroit. Mais il semble que, pour l'instant, la rivière ait retrouvé un certain équilibre dynamique comparable à celui qui pré-existait en absence de la station de pompage.

Cette migration représente-t-elle une menace pour la fonction des bassins de captation ? Pour ce faire, il faudrait que le niveau d'eau soit abaissé de manière très significative dans la rivière, et par conséquent dans la nappe phréatique, consécutivement à un surcreusement du lit mineur. Telle n'est pas la tendance actuelle de la morphologie du secteur qui tend plutôt à s'aggrader (relèvement du fond) avec la déposition des matériaux arrachés aux rives en amont. C'est pourquoi nous croyons que l'évolution morphologique du secteur, qu'il s'agisse de l'aggradation du lit mineur ou de la migration du méandre en rive gauche, ne semble pas constituer une menace à court terme pour l'alimentation des bassins de captation.

Cependant, il est très difficile de prévoir la tendance morphodynamique à long terme du secteur, celle-ci étant le résultat de processus complexes qui interagissent entre eux sur de long cycles imperceptibles sur de courtes périodes. Nous recommandons donc :

d'établir une procédure de suivi environnemental de la morphologie fluviale du secteur à l'étude dont les éléments essentiels seraient formés de relevés topographiques et de la photo-interprétation à partir de nouvelles photos aériennes. La fréquence du suivi devrait être typiquement quinquennale et/ou corrélée avec les événements hydrologiques de crues importantes.

De plus, s'il s'avérait que la dynamique morphologique de la rivière en vienne à représenter une menace plus sérieuse pour l'efficacité des installations de la Ville, seule une intervention de consolidation des berges en rive gauche permettrait d'éliminer ce risque.

7.6 Réduire les besoins d'évacuation dans le secteur amont (Domaine des Îlets) et exploiter l'hydraulicité potentielle du Rigolet

La majorité des résidents du secteur amont sont conscients d'habiter dans une zone fréquemment inondée et ils acceptent les risques inhérents à une telle cohabitation. En fait, le principal inconvénient des crues n'est pas lié à la submersion des résidences qui, pour plusieurs, ont été construites sur les points hauts du secteur ; la majorité ne comportent d'ailleurs pas de sous-sol. Les crues fréquentes dans le secteur, typiquement tous les débits dépassant 400-425 m³/s se produisent accompagnées d'un rétablissement de la circulation de la rivière dans le « Rigolet », c'est-à-dire, le délaissé de rivière jouxtant l'arrière du secteur des Îlets. Cette capacité hydraulique de la rivière est nécessaire à notre point de vue pour favoriser l'évacuation des crues à un niveau acceptable. Elle sera d'autant plus requise qu'on procédera au rehaussement des digues des bassins de captation.

Cependant, ce comportement de la rivière a pour effet de couper les accès routier au secteur, isolant ainsi ses résidents et forçant des mesures de surveillance et d'évacuation. Afin de réduire ce type d'inconvénients, nous recommandons

- *le rehaussement du profil d'un des deux chemins permettant l'accès au secteur des Îlets et le réaménagement du réseau de rue du secteur afin d'en faire bénéficier l'ensemble des résidents.*

Le rehaussement du chemin d'accès devrait être réalisé à la même cote que celle des bassins de la ville procurant ainsi aux résidents du secteur une protection équivalente (10 ans de période de retour ou plus). Ces deux chemins (chemin ouest ou Chemin Carmichael et chemin est) étant totalement séparés, sans connexion aucune l'un à l'autre, une rationalisation des accès routiers sera également requise pour permettre le libre accès ou l'évacuation à l'ensemble des résidents du secteur en cas de crue extrême.

De plus, étant donnée sa capacité hydraulique d'appoint, nous recommandons :

- *de maintenir la libre circulation des eaux de crue transitant dans le Rigolet en direction du fossé de ceinture à l'aide de ponceaux d'une taille suffisante pour ce faire. La digue limitant le drainage du Rigolet vers le fossé de ceinture devra éventuellement être transformée en digue-fusible comme celles barrant le fossé de ceinture à ses deux extrémités.*

Comme pour les digues-fusibles de l'ouvrage de captation, les paramètres de l'ouvrage devront être analysés soigneusement. Nous croyons *a priori* que cette composante devrait céder au même

débit que les digues du fossé de ceinture, étant acquis que le maintien des accès routiers est assuré et que les inconvénients actuels causés par l'évacuation des résidents sont éliminés.

7.7 Protéger les berges du secteur aval (rue des Trois-Saults)

Nous avons vu que l'activité géomorphologique du secteur est naturellement assez grande dans ce secteur de la rivière (Chapitre 3, « Le contexte géomorphologique » page 17). Il en résulte une forte activité érosive caractérisée par le recul des berges en plusieurs endroits. Les restrictions à l'écoulement associées à l'implantation des bassins de captation dans la plaine inondable du secteur (lit moyen) ont pu occasionner une augmentation de cette dynamique, particulièrement le long de la rue des Trois-Saults. Dès lors, les risques d'érosion et de perte de terrain encourus par certaines propriétés sont devenus inacceptables sur le plan de la sécurité des résidents. Les règles de l'art en la matière consiste à réduire, voire éliminer, l'érodabilité des berges pour la plupart des événements de crues susceptibles de produire des reculs additionnels des berges. Il ne s'agit pas ici d'assurer le même degré d'immunité recommandé pour le risque d'avulsion liés aux crues extrêmes (section 7.2, « Endiguer autour des sablières : une protection absolue », page 74), une telle protection pouvant s'avérer prohibitive. Les résidents visés par ce risque devront sans doute accepter une part de risque qui demeurerait cependant très minime comme le démontrent les suites imperceptibles de la crue de 3 novembre 1966.

Conséquemment, nous recommandons :

- *De protéger les berges contre l'érosion dans le secteur de la rue des Trois-Saults entre la rue du Gouffre et les limites de Beauport.*

La protection à apporter devrait faire appel aux techniques reconnues de bioingénierie lesquelles combinent les moyens mécaniques comme le revêtement en enrochement pour les bas de talus (hauteur des crues fréquentes et du couvert de glace) avec des techniques végétales pour la consolidation des dépôts meubles dans le haut des talus. Cette approche permet également d'associer la population du voisinage à la réalisation des travaux (corvée) de plantation d'arbustes. Le concept de protection devrait à notre avis s'inspirer des protections actuelles que se sont données certains propriétaires du secteur depuis les années 1970, interventions qui, bien que douteuses sur le plan esthétique, se sont avérées efficaces mécaniquement en plus de contribuer à la création d'habitats pour les petits mammifères aquatiques.

Nous croyons aussi que la plantation d'arbres sur les hauts de talus devrait être encouragée afin d'augmenter la cohésion des dépôts meubles à long terme, en plus de permettre l'interception des débris ou de la glace dans le cas extrême où la rivière atteindrait et surpasserait le haut du talus. Pour contrer l'objection que la présence d'une telle végétation nuirait à la perspective visuelle sur la rivière, un simple émondage périodique des branches basses suffirait à maintenir la vue, limitant l'obstruction visuelle à la présence des troncs d'arbres.

7.8 À long terme, redonner les berges de la rivière au domaine public

Il est en général reconnu que la privatisation des berges d'une rivière prive en ces endroits la population en général d'un accès au cours d'eau qui, lui, appartient au domaine public. Habiter le long des cours d'eau doit être considéré par ceux qui en bénéficient comme un privilège. Souvent, comme c'est le cas ici, cette prérogative s'accompagne de risques divers reliés aux humeurs du cours d'eau, mais la plupart des résidents acceptent assez bien cette cohabitation plus ou moins aléatoire. Dans la mesure du possible, il nous apparaît souhaitable de réserver les terrains en bordure des cours d'eau au domaine public afin que tous les citoyens puissent bénéficier de cette nature si particulière. Dans les cas où les terrains en question ont été appropriés par des particuliers, une telle politique est difficile à appliquer à moins d'user de moyens coercitifs ce qui ne nous apparaît pas du tout souhaitable. C'est pourquoi la politique en question doit être appliquée à long terme en privilégiant des moyens axés sur les opportunités qui se présenteront dans le futur de restituer les propriétés désignées au domaine public. Nous recommandons donc :

- *d'appliquer une politique de rachat à long terme des propriétés désignées sises en bordure de la rivière, éventuellement sous la forme d'un droit de premier refus, lorsqu'une propriété est en voie de changer de propriétaire, soit par succession ou vente directe.*

Nous croyons que cette politique serait acceptable aux propriétaires ainsi affectés dans la mesure où les moyens de protection appliquées à la rivière vis-à-vis des terrains désignés sont appliquées gratuitement et que la cession s'effectuerait graduellement, à long terme, et sur une base volontaire.

7.9 Implanter un « système d'alerte précoce » axé sur la prévision des crues

Conformément à la recommandation formulée par le rapport de BPR, nous croyons qu'il serait nécessaire de mettre en place des moyens prévisionnels en vue de prémunir les résidents du secteur contre la soudaineté d'une crue exceptionnelle (typiquement, le temps de réponse des crues est de moins de douze heures avec un maximum au milieu de la nuit) et d'accélérer la mise en place de mesures d'urgence adaptées à la situation, le cas échéant. Un plan d'urgence devrait donc être élaboré et rendu public afin que les personnes visées puissent l'évaluer et participer activement et de plein gré à son application en cas de besoin. Depuis les différentes catastrophes d'inondation qui ont affecté le Québec, le Manitoba et plusieurs états américains au cours des toutes dernières années, de tels mesures s'imposent.

7.10 L'abaissement des rues Breton et Rodrigue

Enfin, nous avons cru nécessaire de formuler une recommandation concernant le profil final à donner au secteur de la rue Breton et de la rue Rodrigue suite à la fin de l'extraction du sable encore disponible dans le secteur. Notre recommandation ne tient pas compte de l'aspect urbanistique de la problématique quoiqu'il nous apparait pertinent de mentionner que le point de vue offert par la rue Breton sur l'ensemble du secteur des Îlets jusqu'au rapide des Trois-Saults est incomparable comme l'atteste la Photo 3, page suivante. Seul l'aspect esthétique immédiat et la sécurité des lieux a été pris en compte. Dans ce contexte, compte tenu des événements extrêmes relatifs au débit de la rivière aux risques croissants d'embâcles à mesure qu'on se rapproche du secteur de la rue Bocage, nous jugeons que la cote minimale de 164 m devrait être maintenue au sommet du talus formant la nouvelle berge. Il se peut qu'une cote supérieure soit nécessaire pour assurer un raccordement harmonieux avec les autres régions du territoire, notamment à la jonction de la rue Breton et de la rue Rodrigue où un niveau similaire à la celui du camping de l'Accueil Saint-Esprit nous semble plus indiqué. Quant au drainage des anciennes sablières comprises à l'intérieur du polygone comprenant les rues Breton et Rodrigue et le futur boulevard Armand-Paris, il nous semble préférable de l'organiser en direction opposée à la rivière à cause des problèmes d'érosion qui risquent de s'y produire tant qu'une nouvelle végétation de s'y sera pas réimplantée ou qu'une nouvelle fonction urbaine ou résidentielle ne s'y sera pas installée.

S'il s'avérait souhaitable de maintenir certains surplombs topographiques offrant même partiellement le point de vue actuel de la rue Breton à son extrémité nord, nous croyons que la planification du profil futur du terrain devrait prévoir une vocation de type « belvédère » à cet endroit, l'accès se faisant par les nouvelles rives ou encore à partir du Boul. Raymond près des lignes de transmission d'Hydro-Québec. Il est à noter que le point de vue obtenu à partir du Boul. Raymond actuellement en surplomb de la sablière sera considérablement amélioré par l'abaissement des rues Breton et Rodrigue, améliorant de ce fait la valeur générale du secteur lourdement handicapé dans son état actuel par l'exploitation des sablières.

Quant aux futures berges remplaçant le rue Breton, inutile de mentionner leur intérêt dans la mise en place d'un couloir vert du domaine public le long de la rivière Montmorency.

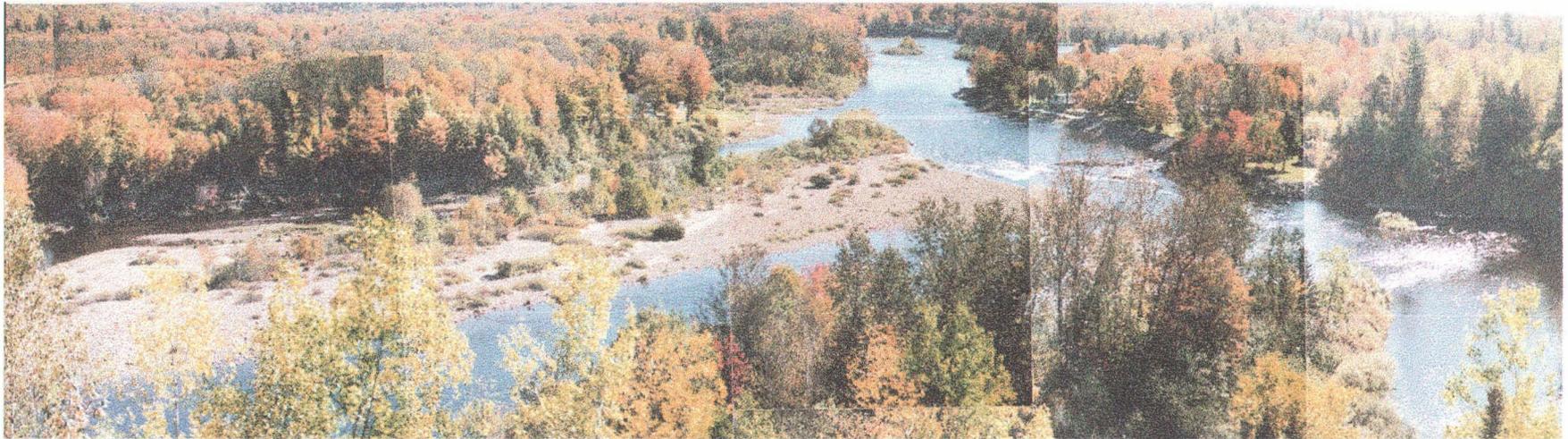


Photo 3: Point de vue en surplomb actuellement offert en automne sur le secteur des Îlets à l'extrémité de la rue Breton

8. Bibliographie

- Amoros, C. et Petts, G. E., éditeurs (1993). Hydrosystèmes fluviaux. Collection d'Écologie no 24, Masson, Paris, 300 pages.
- Association Canadienne pour la Sécurité des Barrages (1995). Directives relatives à la sécurité des barrages. Janvier. Pagination variable.
- Boucher, J.-P. et Picard, F. (1994). Cartographie des zones inondables - Rivière Montmorency, du rapide des Trois Saults jusqu'à l'île Enchanteresse. Ministère de l'Environnement et de la Faune, Direction du milieu hydrique, Service de l'hydrologie et de la cartographie, Rapport no DH-94-01, 25 pages + annexes.
- Boudreau, P., M. Leclerc et G.R. Fortin. (1994). Modélisation hydrodynamique du lac Saint-Pierre, fleuve Saint-Laurent: influence de la végétation aquatique. *Revue canadienne de génie civil* **21**(3): 471-489.
- Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (CSTGB). 1997. Rapport de la Commission. Janvier.
- Consultants BPR (1994). Rivière Montmorency - Recherche de solutions aux problèmes d'inondations. 12 pages + annexes. Mars
- Consultants BPR (1993). Inondations sur la rivière Montmorency - Étude hydrologique et hydraulique - Recherche de solutions. 42 pages + annexes. Mai.
- Hoang, Van Diem (1996). Rapport sur la mise à jour d'analyse hydrologique statistique de la rivière Montmorency. Ministère de l'Environnement et de la Faune. Non-consigné.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau et M. Leclerc. (1996). Programme de calcul hydrodynamique HYDROSIM associé au MODELEUR (voir Secretan *et al.*, 1996). Développé pour le compte du Fonds de recherche et de développement technologique en environnement (MEF) et HMS-Énergie inc.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau et M. Leclerc (1997). A new Finite Element Drying-Wetting Model for Rivers and Estuaries. Soumis à *Int. J. Num. Meth. In Fluids*. Juillet.
- INRS-Eau (1997). Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! suite aux crues exceptionnelles de juillet 1996. Rapport No R487. 198 p.
- Lang, M., T. Ouarda and B. Bobée. (1997). Towards Operational Guidelines for Over-Threshold Modeling. Soumis pour publication au *Journal of Hydrology*.

- L'actualité (1997). Autopsie d'une catastrophe. Par Georges-Hébert Germain. PP. 14-30. En collaboration avec le magazine *Canadian Geographic*.
- Laperrière, F. (1981). Influence du déboisement sur les débâcles hâtives de la rivière Montmorency. Rapport interne MENVIQ, 10 pages.
- Leclerc, M., J. Marion, M. Heniche, T. Ouarda, et Y. Secretan (1997a). Prédiction des dommages résidentiels d'inondation en fonction de l'hydraulicité des rivières Chicoutimi, aux Sables et du lac Kénogami. Rapport INRS-Eau No. R511. Travaux réalisés pour le compte du Ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec. 108 pages. Octobre.
- Leclerc, M., T. Ouarda, Y. Secretan, M. Heniche, G. Morin, J.P. Fortin, M. Lapointe et J. Morin (1997b). Towards a comprehensive multidisciplinary modeling approach for flood plain management in the perspective of sustainable development. Conférence présentée à : *International Seminar of Water Resources Management - Canada - América Latina*, CIRIA, March 10-12 1997, Toluca, Mexico.
- Leclerc, M., Y. Secretan, M. Heniche, Y. Roy et autres collaborateurs (1996). Projet MÉTRIQUE (acronyme pour Système de Modélisation hydroécologique à l'Échelle des Tronçons de Rivière pour la gestion Intégrée de la Qualité de l'eau, des Usages et de l'Ecosystème) : Bilan scientifique. Rapport d'étape #3 au Fonds de recherche et de développement technologique en environnement (MEF). Rapport INRS-Eau R482, 237 pages.
- Leclerc, M., J.F. Bellemare, S. Trussart. (1990a). "Simulation hydrodynamique de l'estuaire supérieur du fleuve Saint-Laurent (Canada) avec un modèle aux éléments finis couvrant-découvrant". *Revue canadienne de génie civil*, **17**(5):739-751.
- Leclerc, M., J.F. Bellemare, G. Dumas et G. Dhatt. (1990b). A finite element model of estuarian and river flows with moving boundaries. *Advances in Water Resources*, **4**(13):158-168.
- Leclerc, M., G. Dhatt, J.L. Robert, A. Soulaïmani, P. Dupuis et Y. Matte. (1987). Modélisation des écoulements de l'Archipel de Montréal par éléments finis: aspects divers de l'application. *Revue internationale des Sciences de l'eau*, **3**(2), 41-56.
- Morin, J., Leclerc, M., Y. Secretan and P. Boudreau. (1996). Integrated Two-Dimensional macrophytes-hydrodynamic modeling Application to Lake Saint-François (St-Lawrence River, Québec, Canada). In: Leclerc *et al.* (1996) Proceeding of the IInd Int. Conf. on Habitat Hydraulics. B187-B203.
- Nolette, C., P.A. Gagnon and J.P. Agnard (1992). The DVP : Design, Operation and Performance. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, **58**(1), pp. 65-69 . Special issue : Softcopy Photogrammetric Workstations. Janvier.
- Ouarda, T. et F. Ashkar (1995). The Peaks-over-threshold method for regional flood frequency estimation. 48^e Conférence annuelle de l'Association canadienne des Ressources en eaux : *Gérer le milieu aquatique*. Fredericton, 20-23 juin.

- Plamondon, A.P. (1981). Écoulement et modification du couvert forestier. *Le Naturaliste canadien*. **108**:289-298.
- Rasmussen, P.F., F. Ashkar, D. Rosbjerg and B. Bobée (1993). The POT Method for Flood Estimation: A Review. *International Conference on Stochastic and Statistical Methods in Hydrology and Environmental Engineering*, Waterloo, Ont., Canada, Juin 21-23.
- Secretan, Y., M. Leclerc, Y. Roy et collaborateurs multiples. (1996). Logiciel MODELEUR. Développé pour le compte du Fonds de recherche et de développement technologique en environnement (MEF) et HMS-Énergie Inc.

ANNEXE INFOGRAPHIQUE

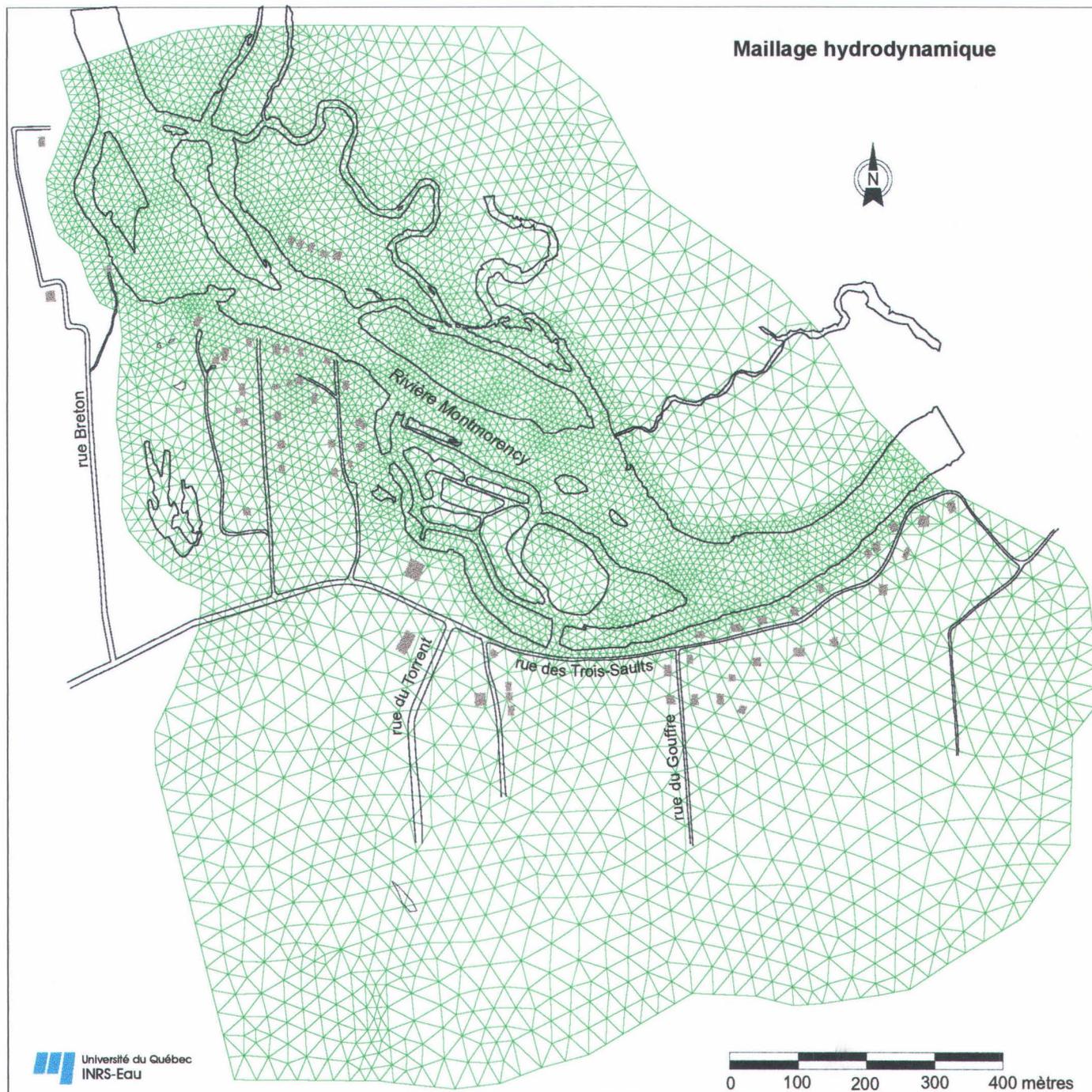


Planche 1 : Maillage hydrodynamique de base de la région étudiée

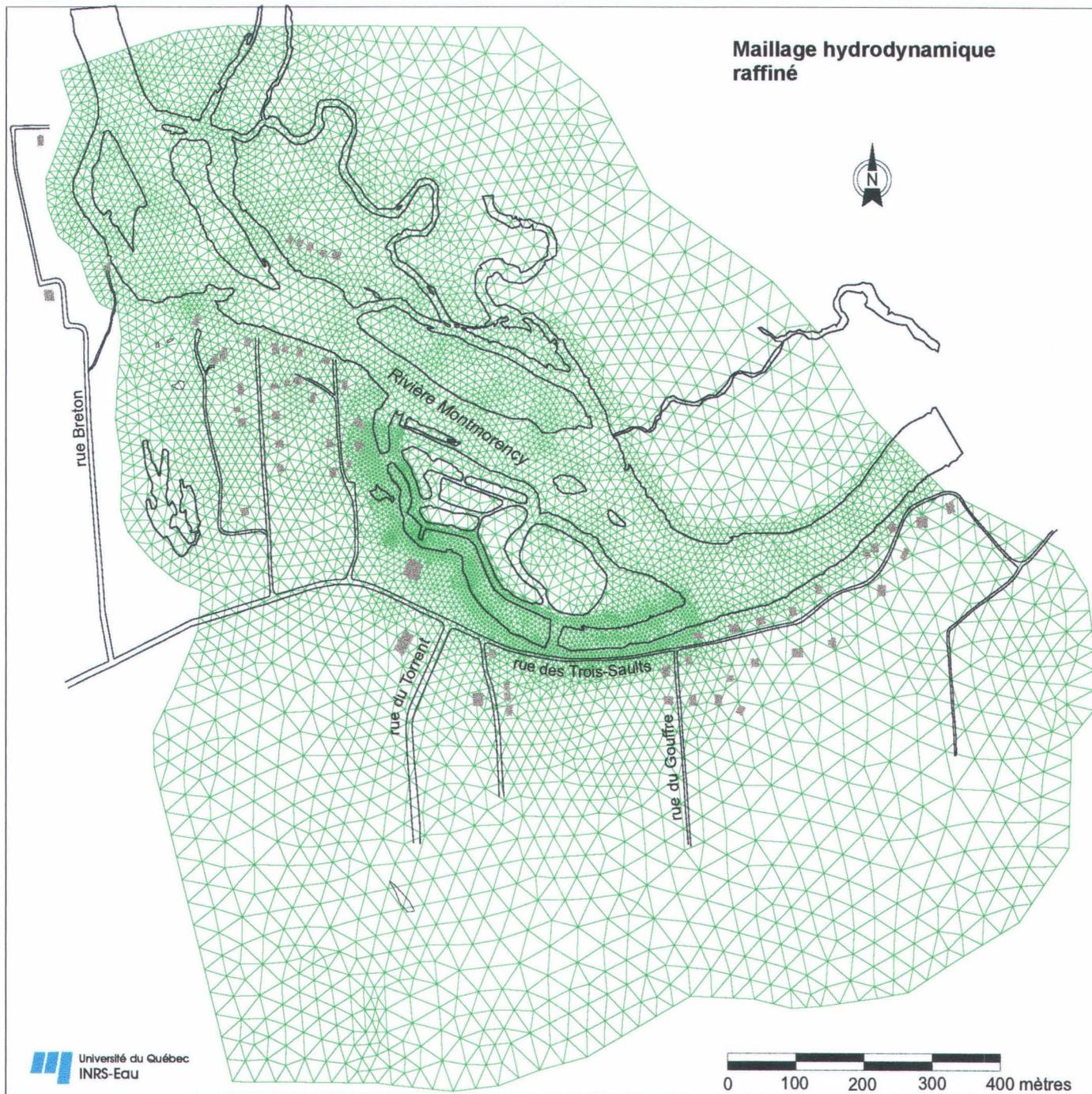


Planche 2 : Maillage utilisé pour les simulations hydrodynamiques des variantes d'aménagement

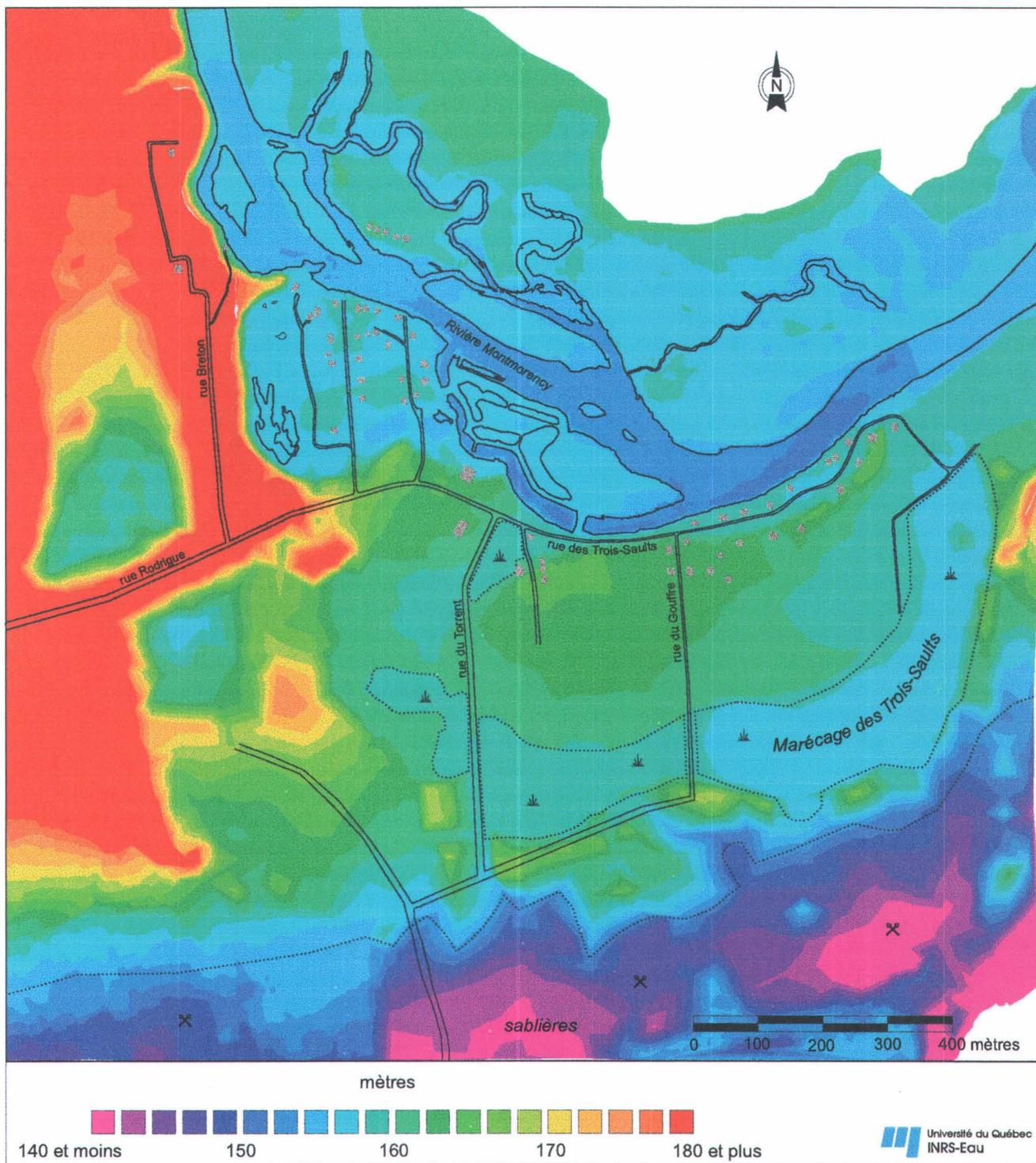


Planche 3 : Topographie de l'ensemble du secteur étudié et des alentours selon le « modèle numérique d'élévation » (MNE)

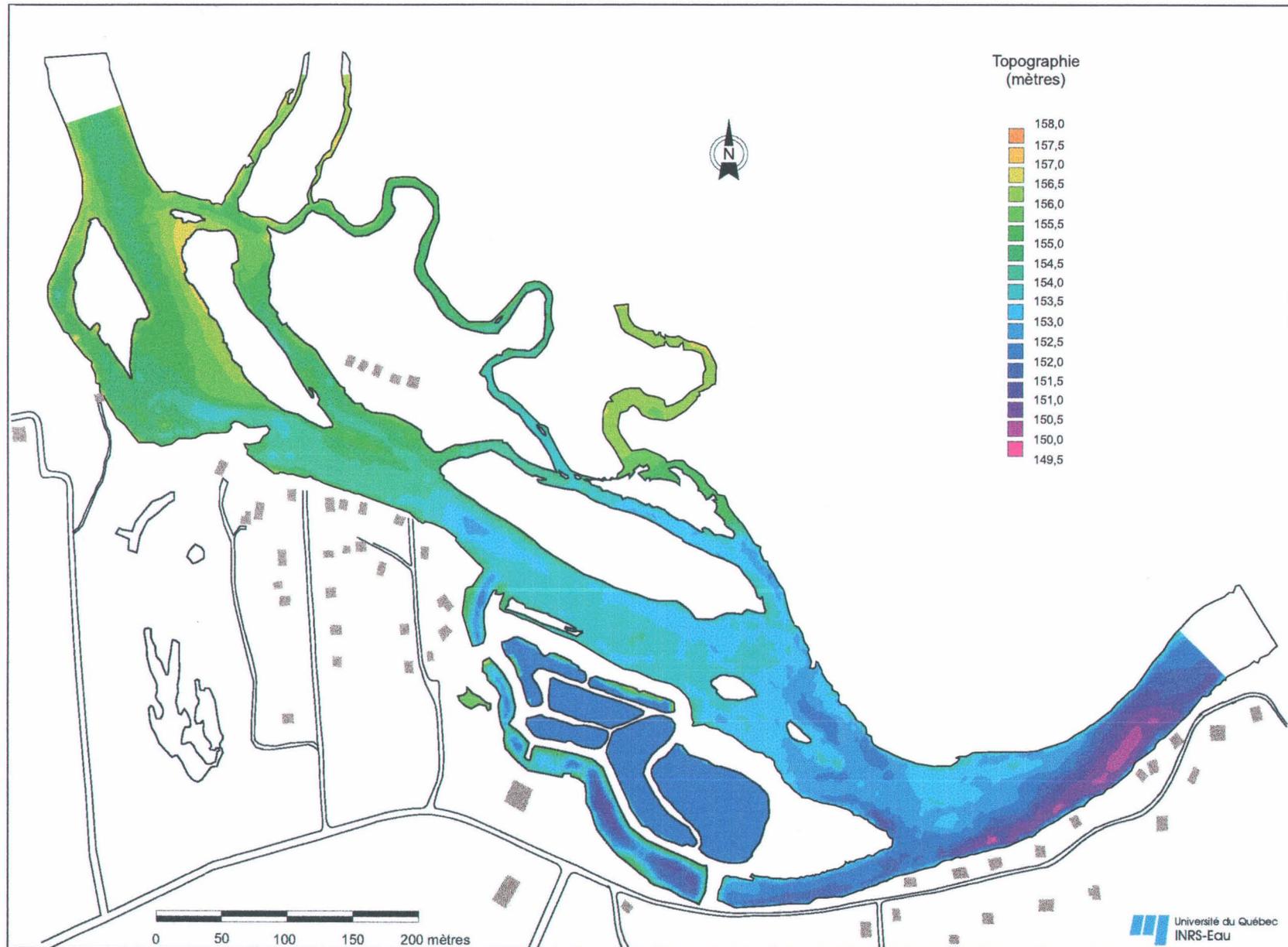


Planche 4 : Topographie d'une partie du secteur étudié (lit mineur) selon le « modèle numérique d'élévation » (MNE)

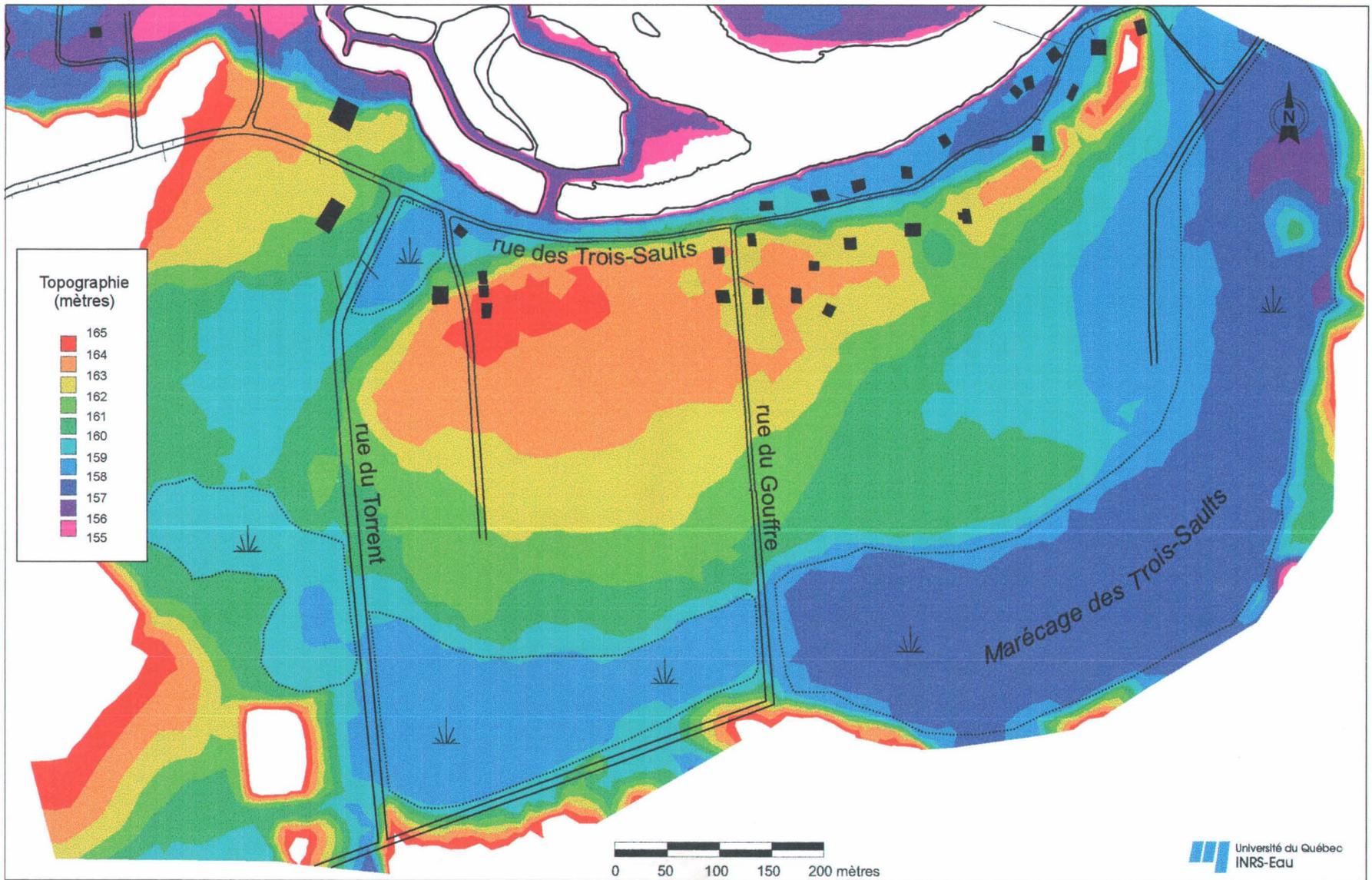


Planche 5 : Détail de la topographie du secteur étudié dans le secteur du « Grand marécage » des Trois-Sauts

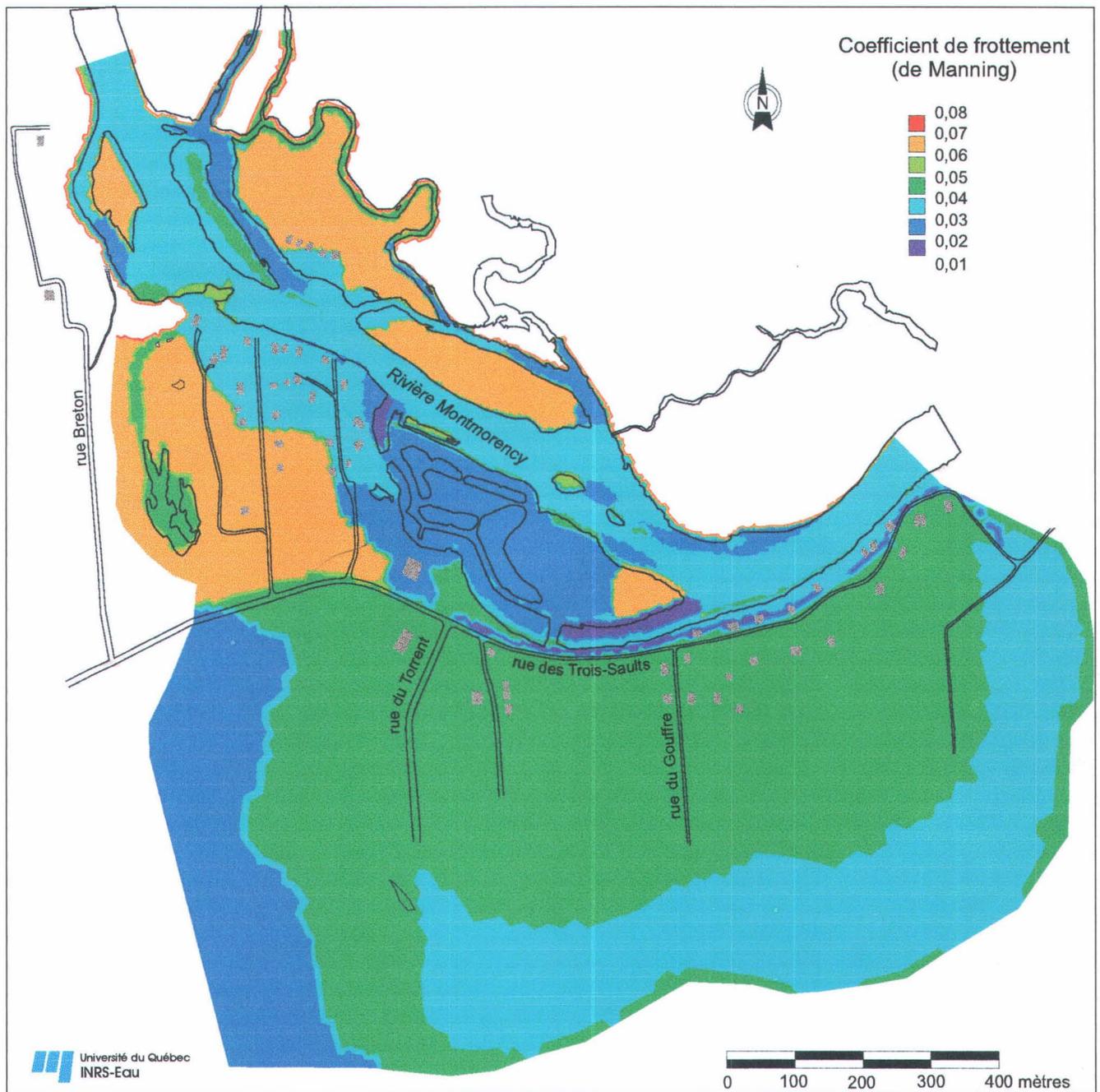


Planche 6 : Carte de la rugosité hydraulique du secteur (n de Manning)

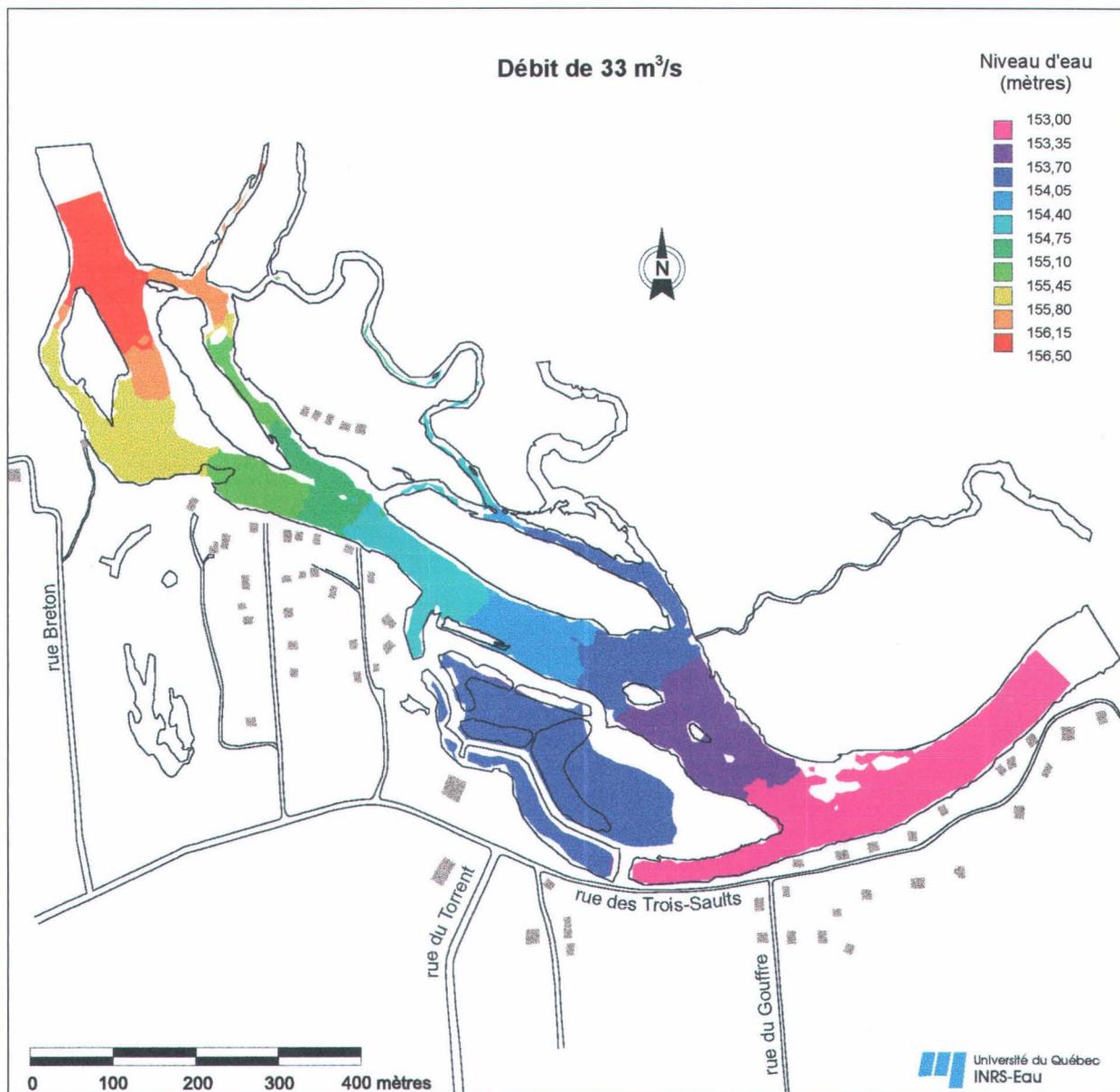


Planche 7 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 33 m³/s

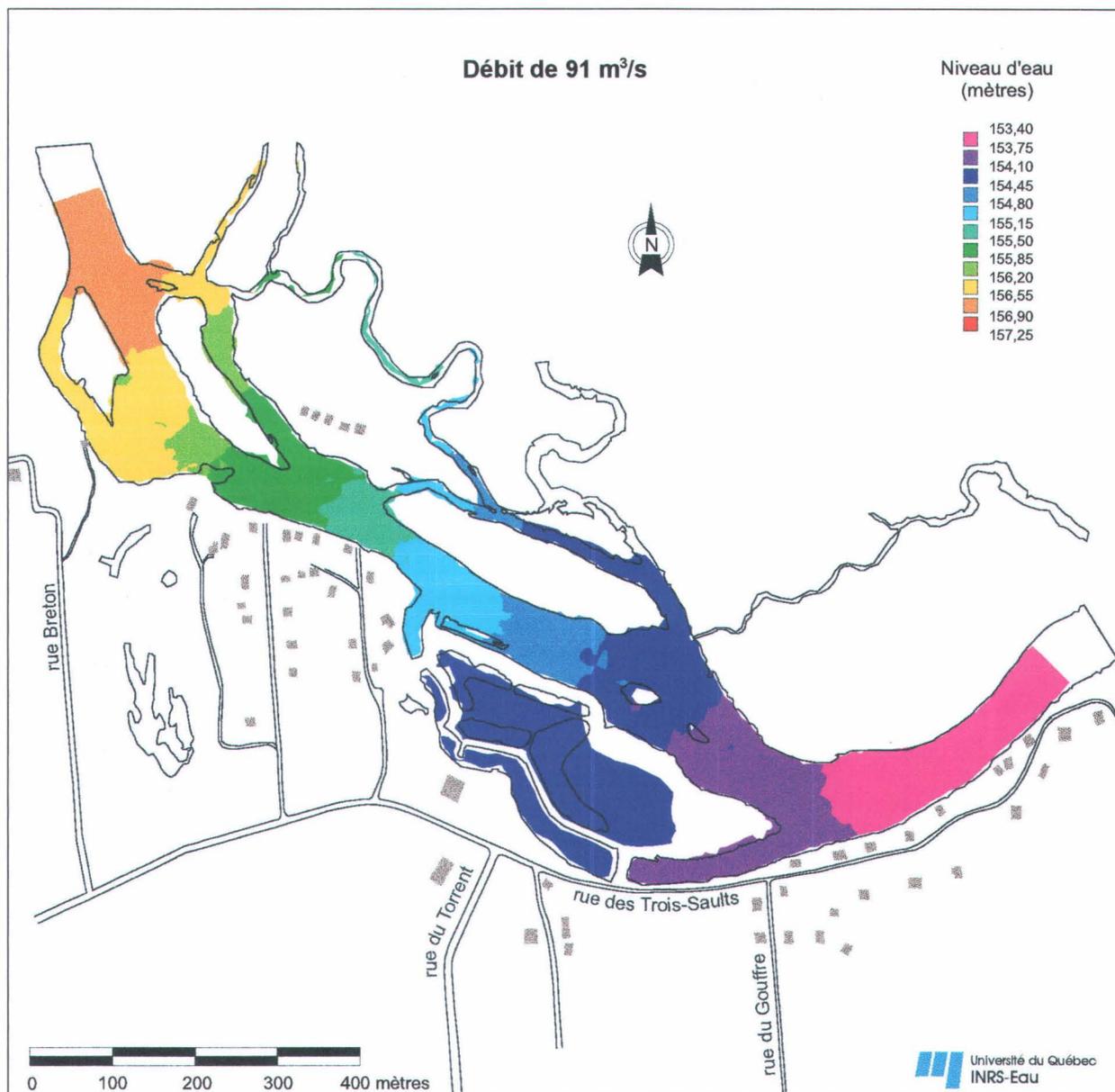


Planche 8 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 91 m³/s

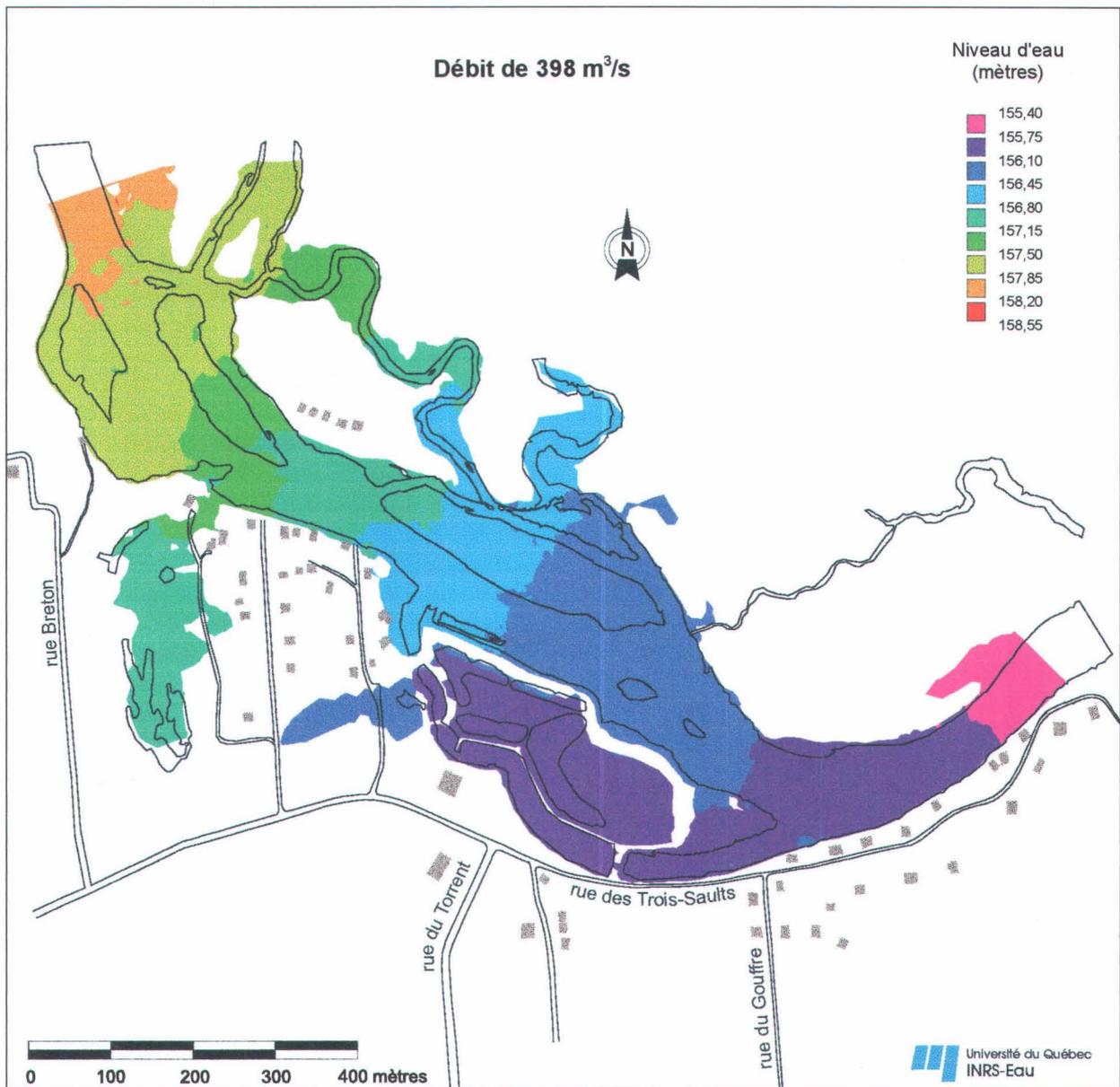


Planche 9 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 398 m³/s

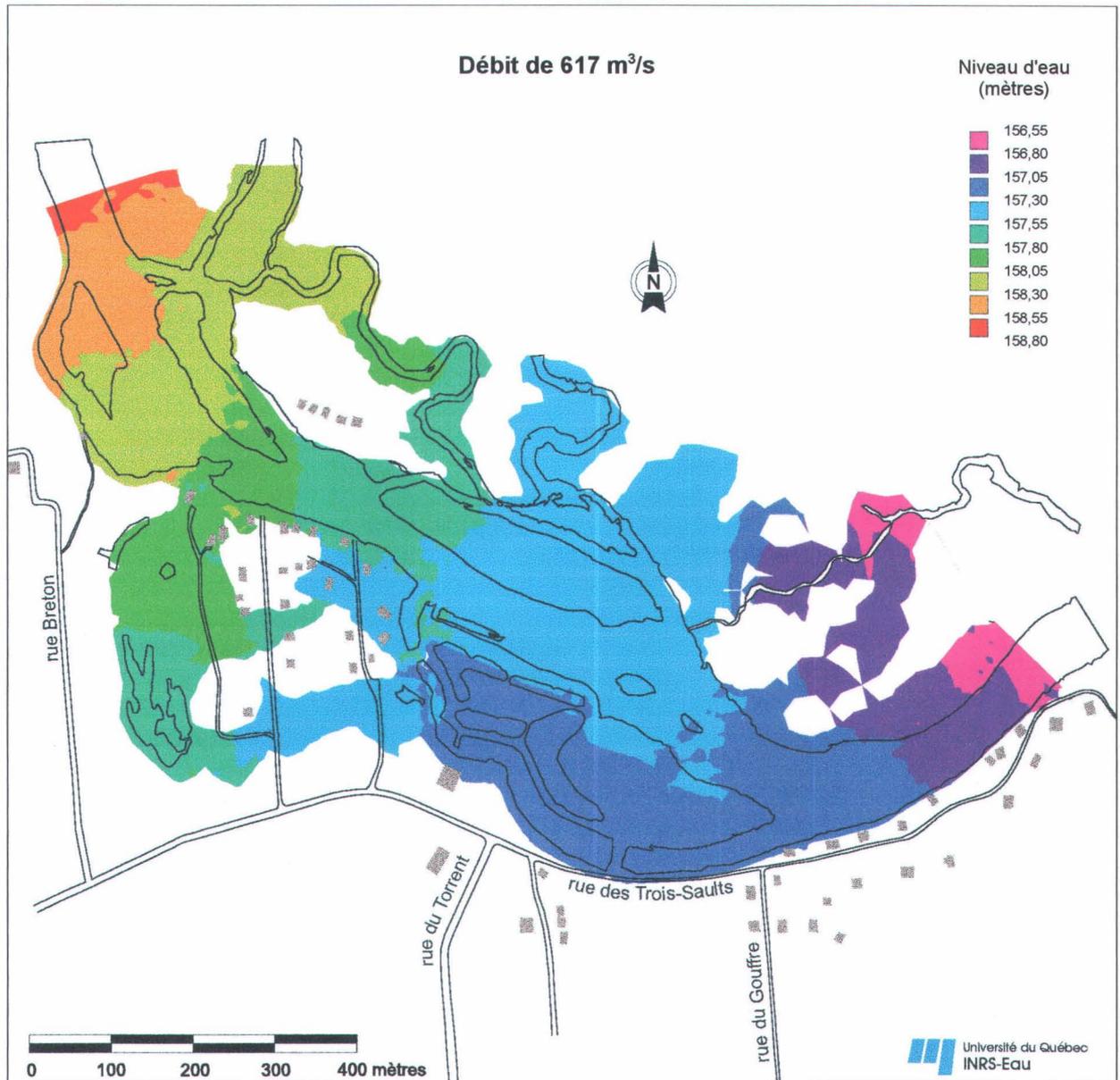


Planche 10 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 617 m³/s

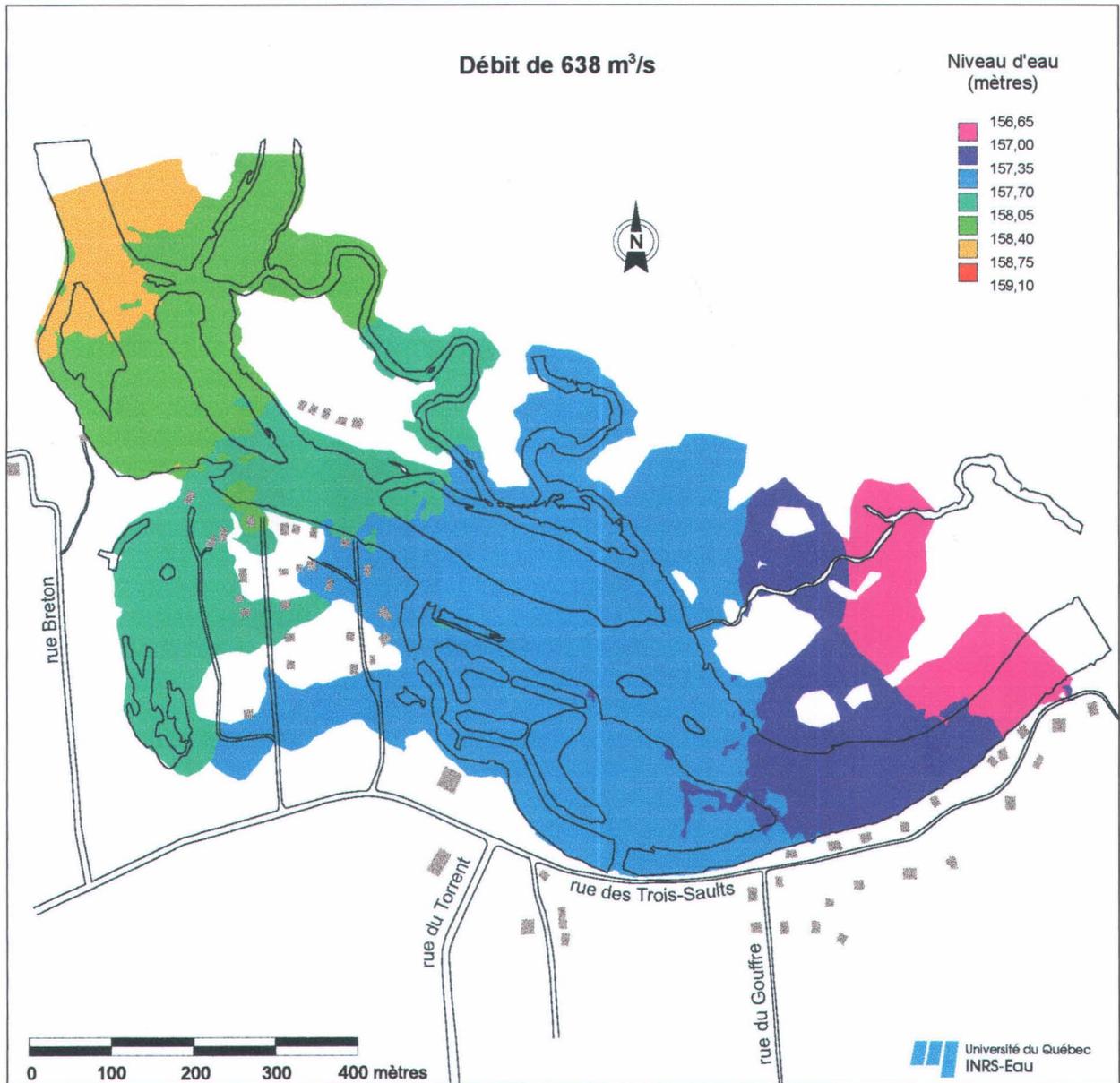


Planche 11 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 638 m³/s

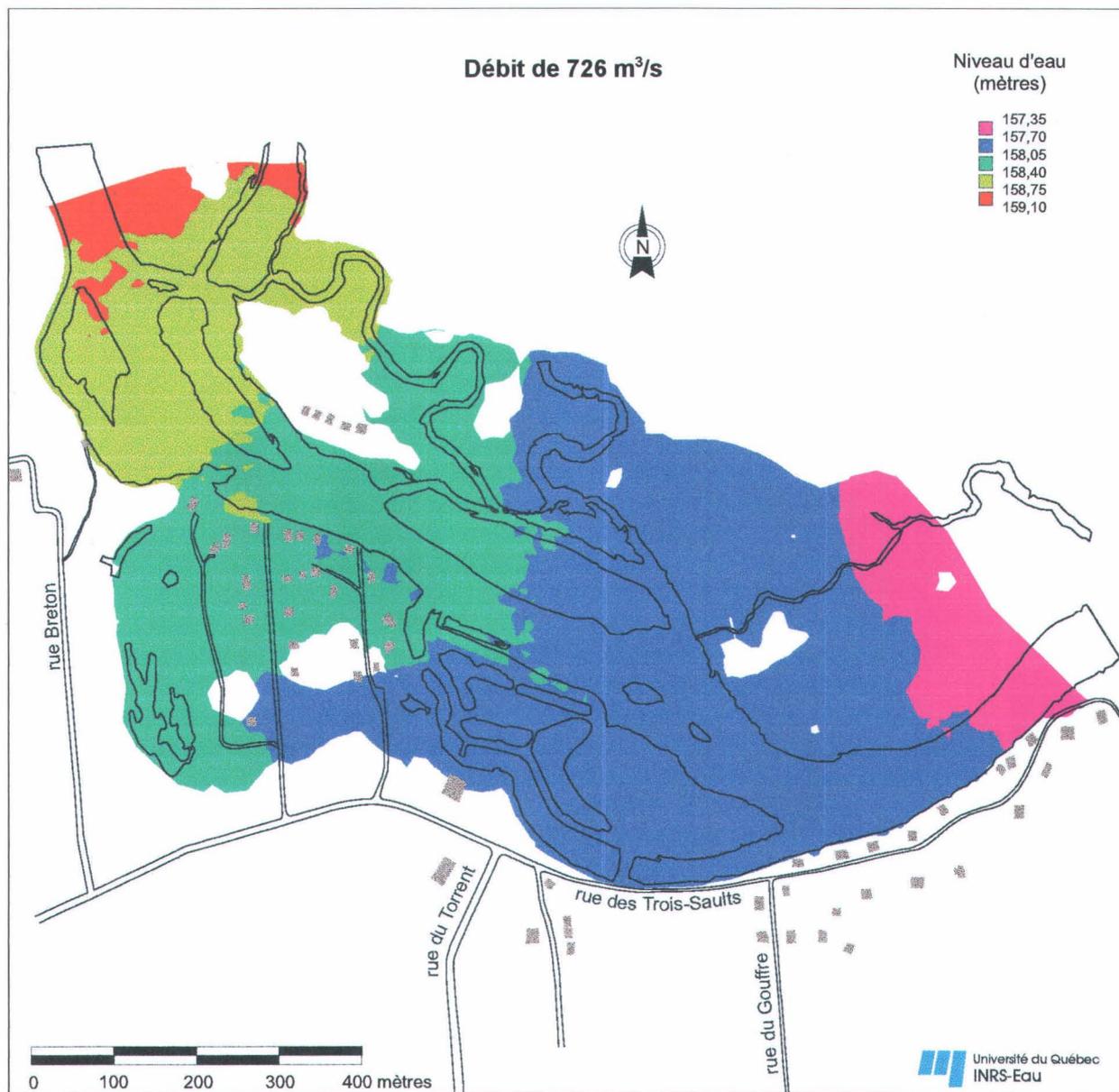


Planche 12 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 726 m³/s

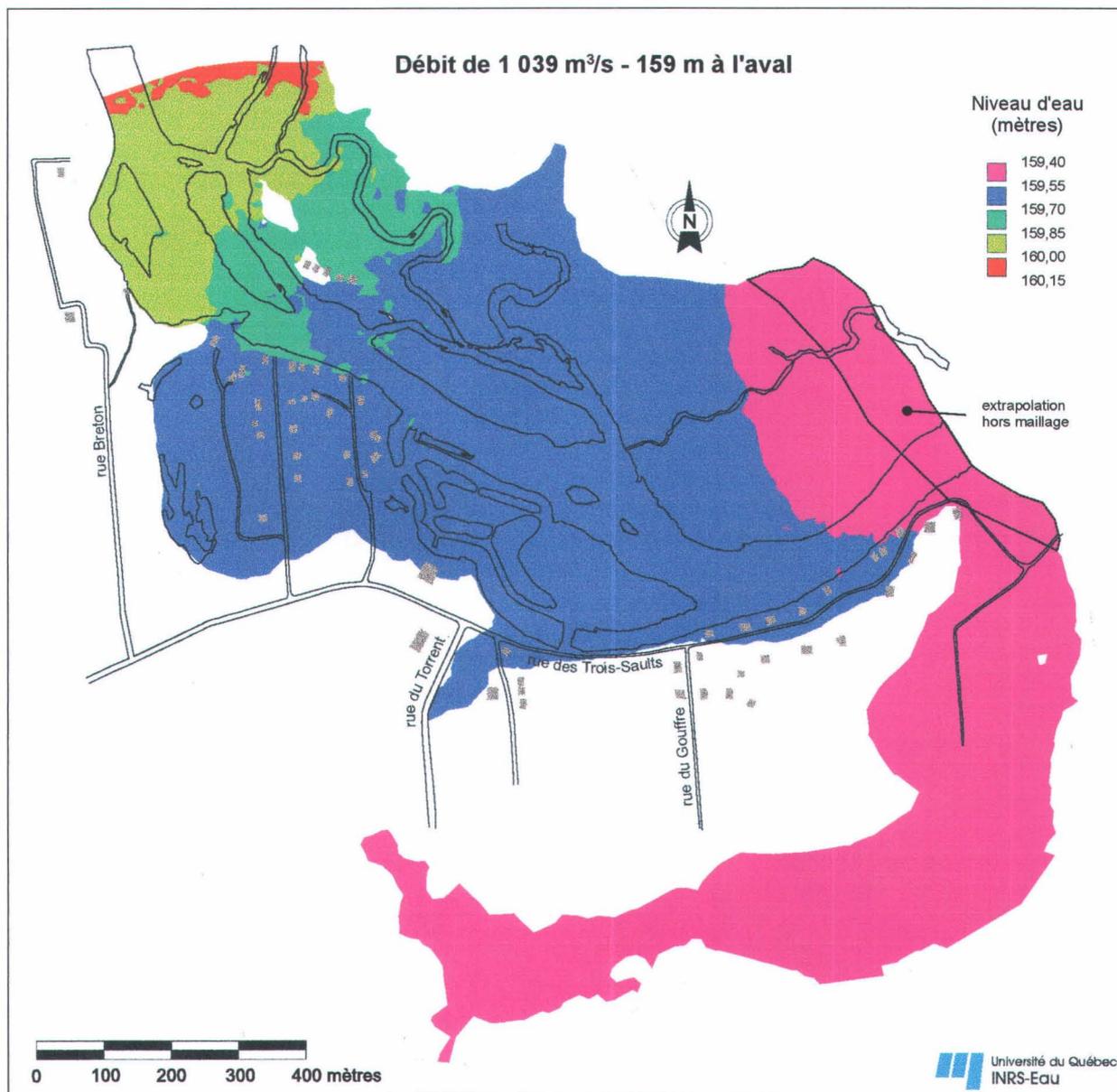


Planche 13 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159 m à l'aval du modèle

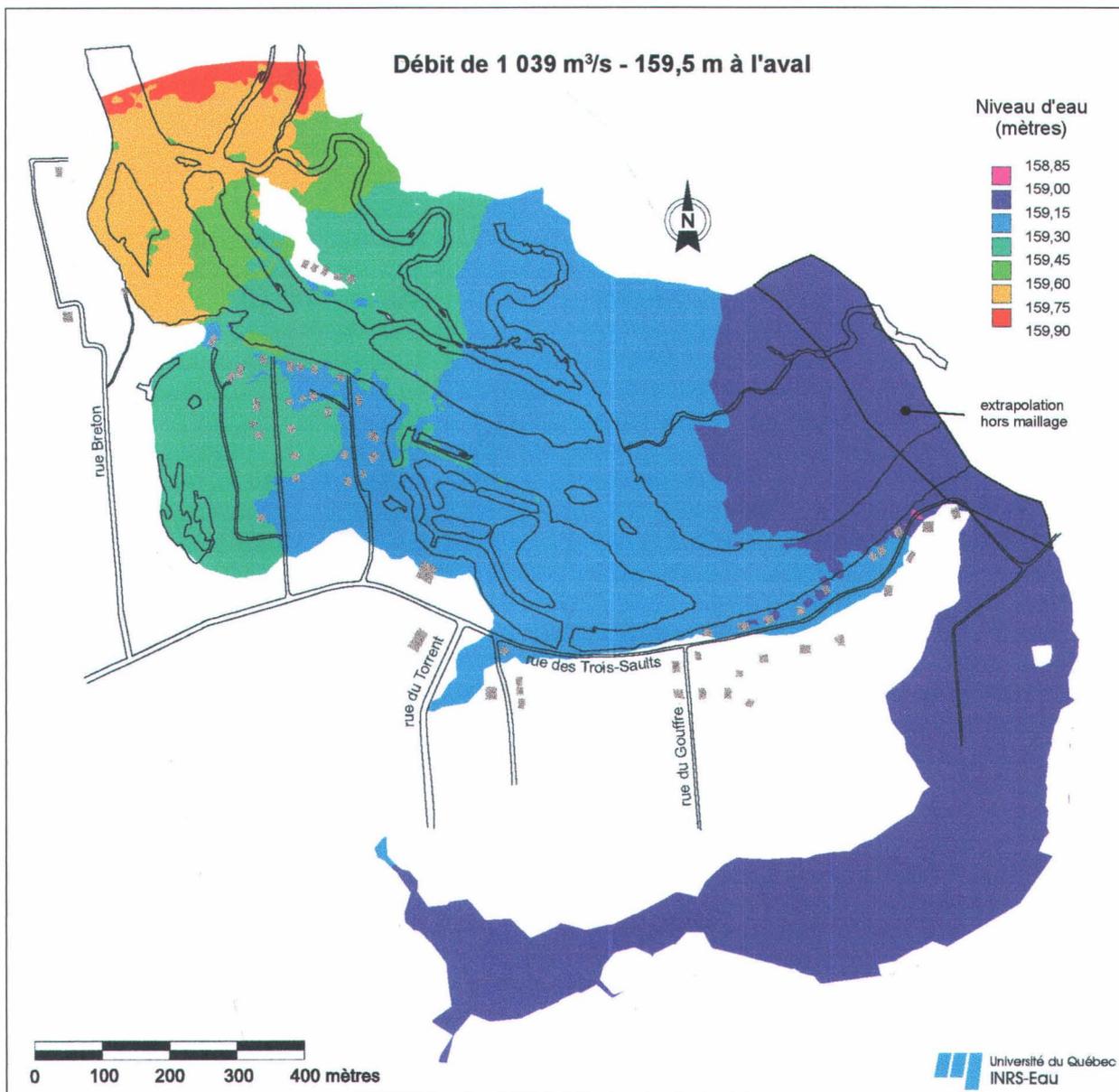


Planche 14 : Niveau d'eau simulé pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159,5 m à l'aval du modèle

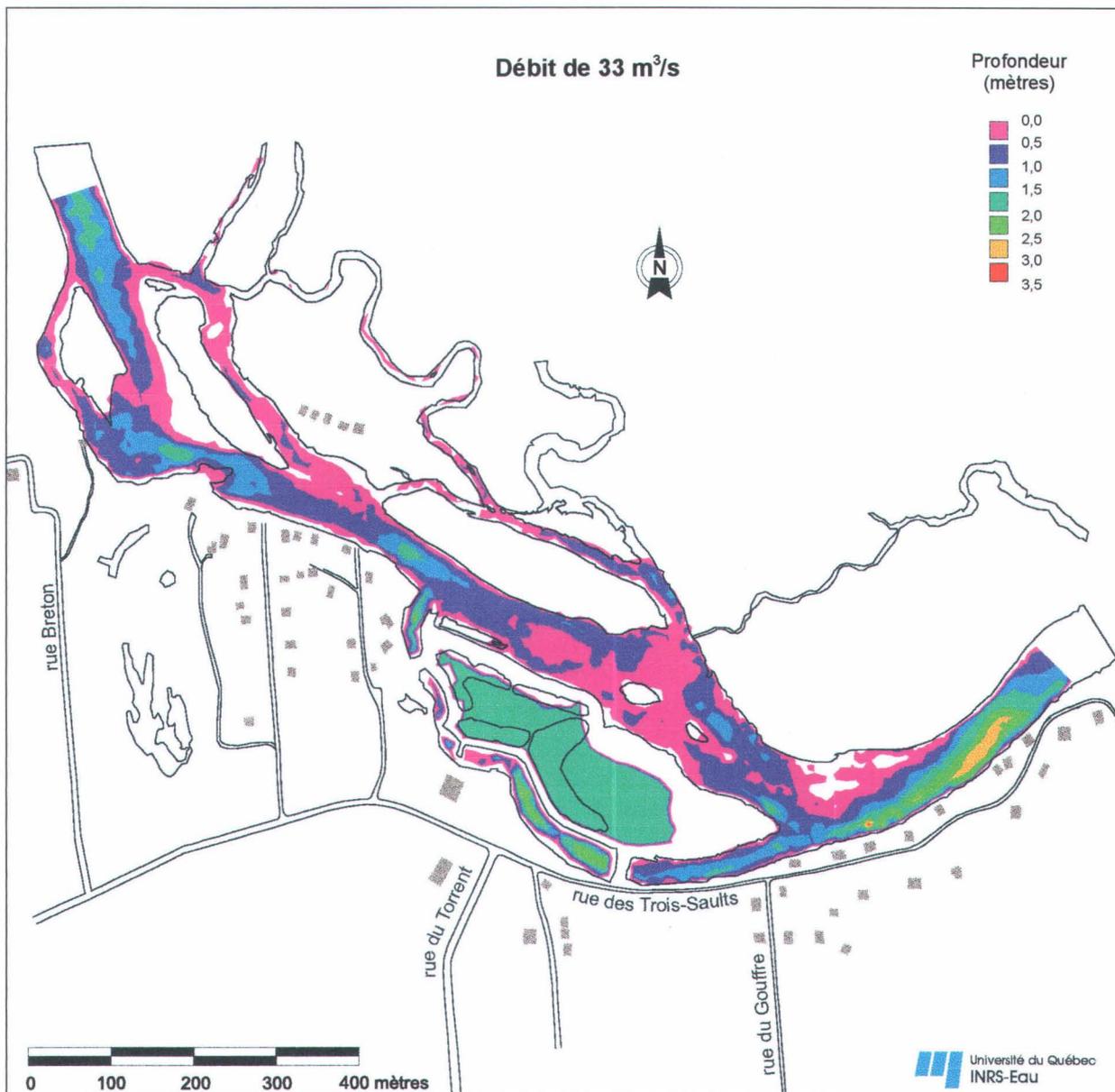


Planche 15 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 33 m³/s

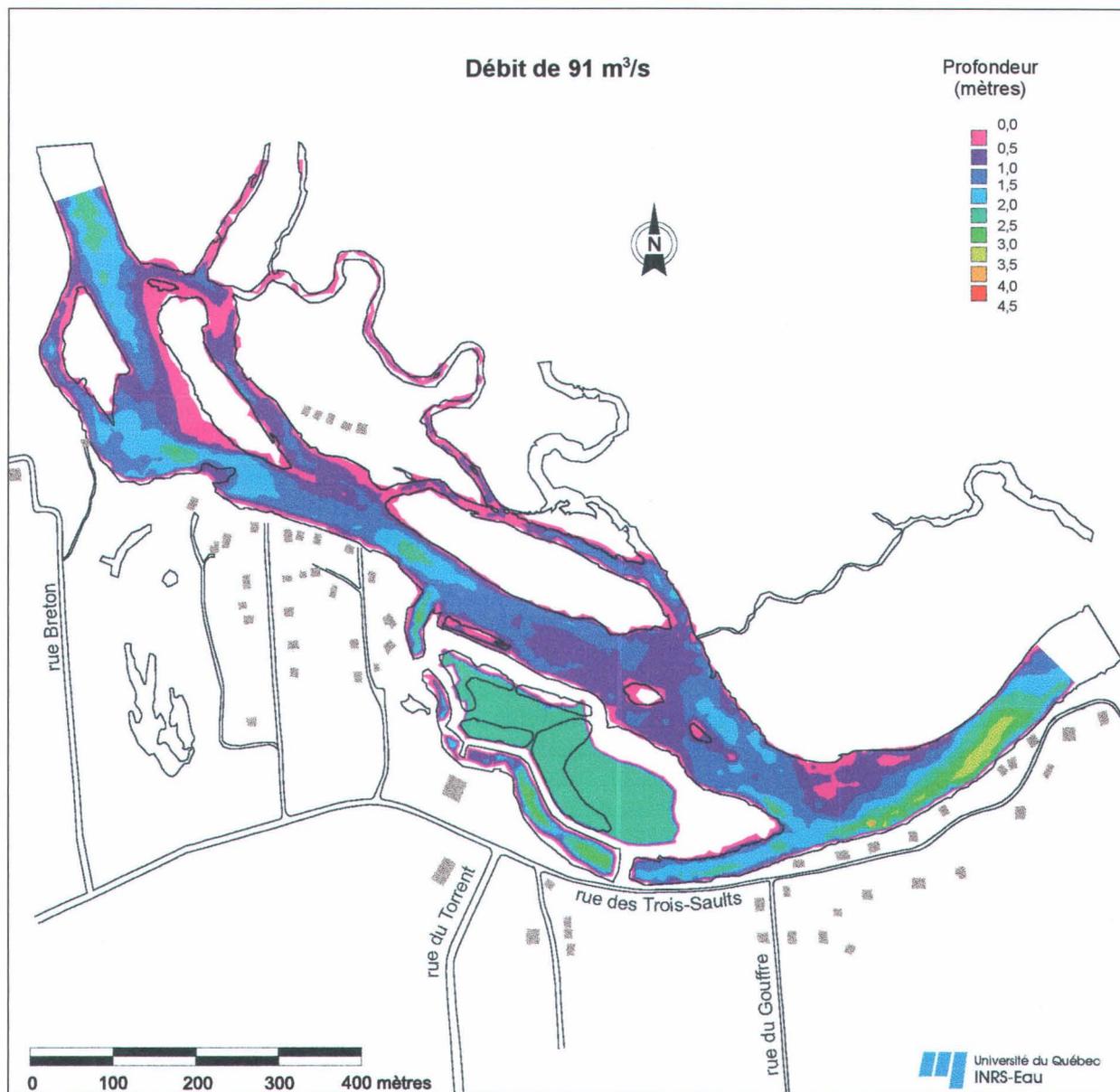


Planche 16 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 91 m³/s

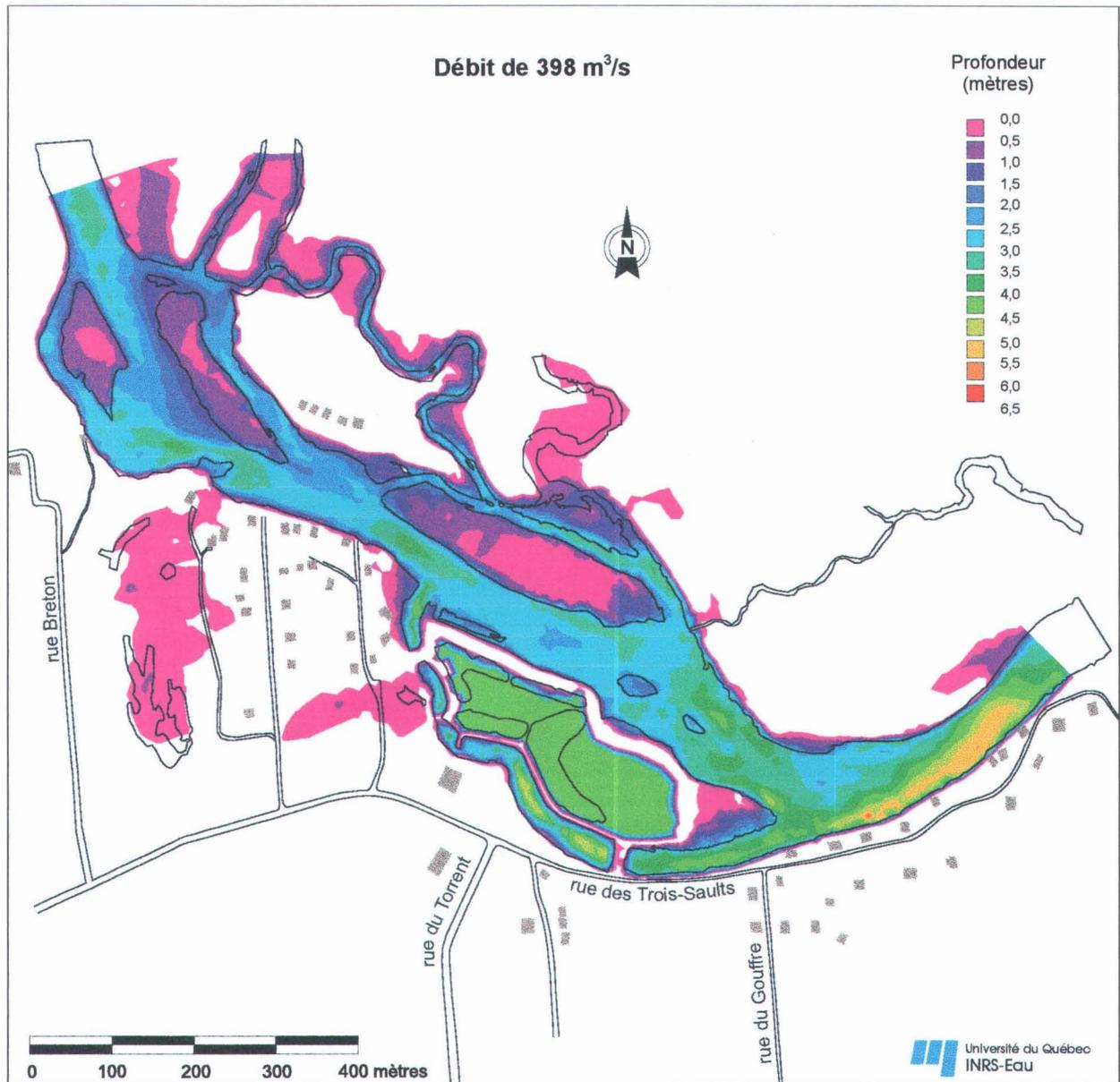


Planche 17 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 398 m³/s

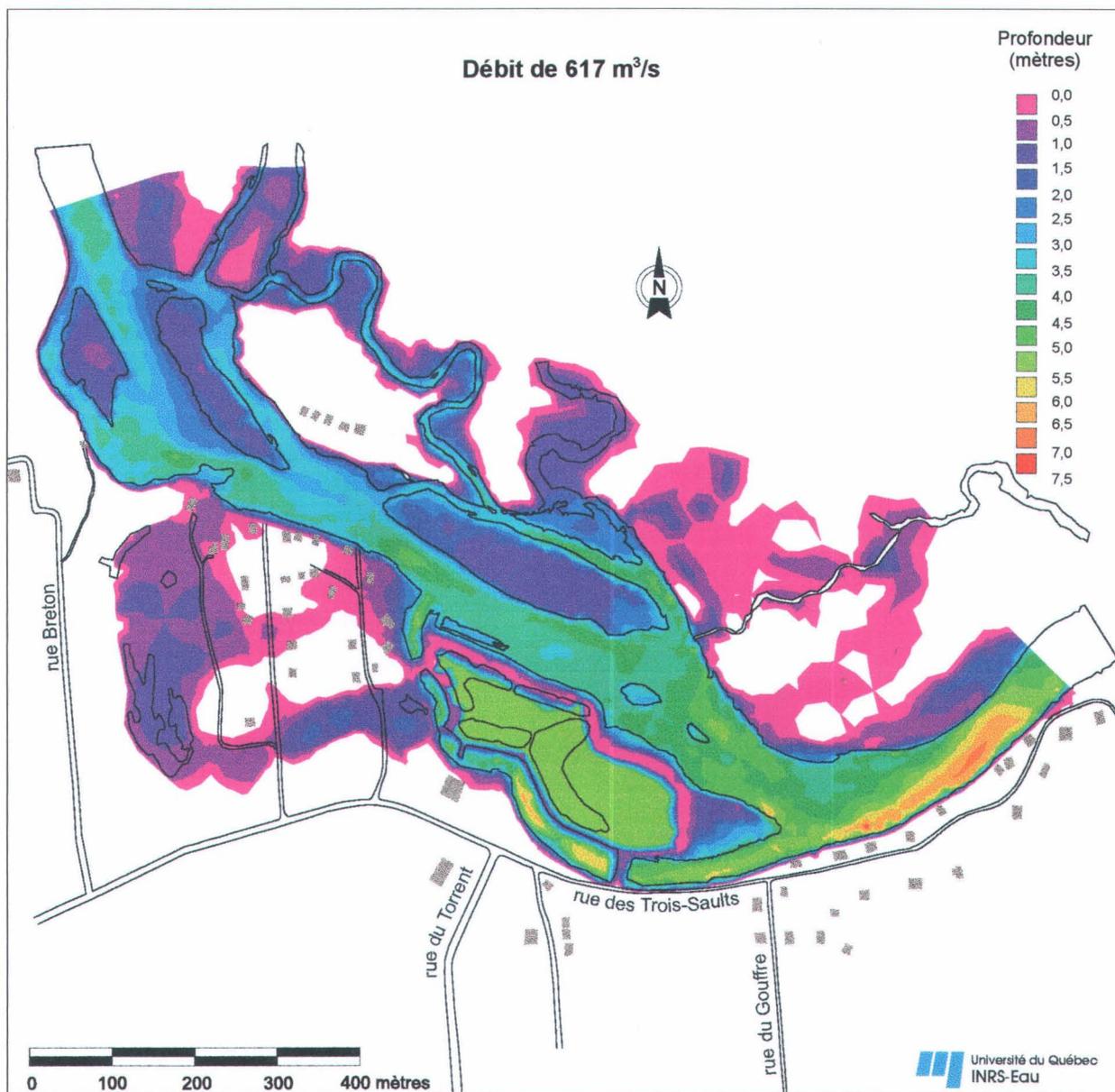


Planche 18 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 617 m³/s

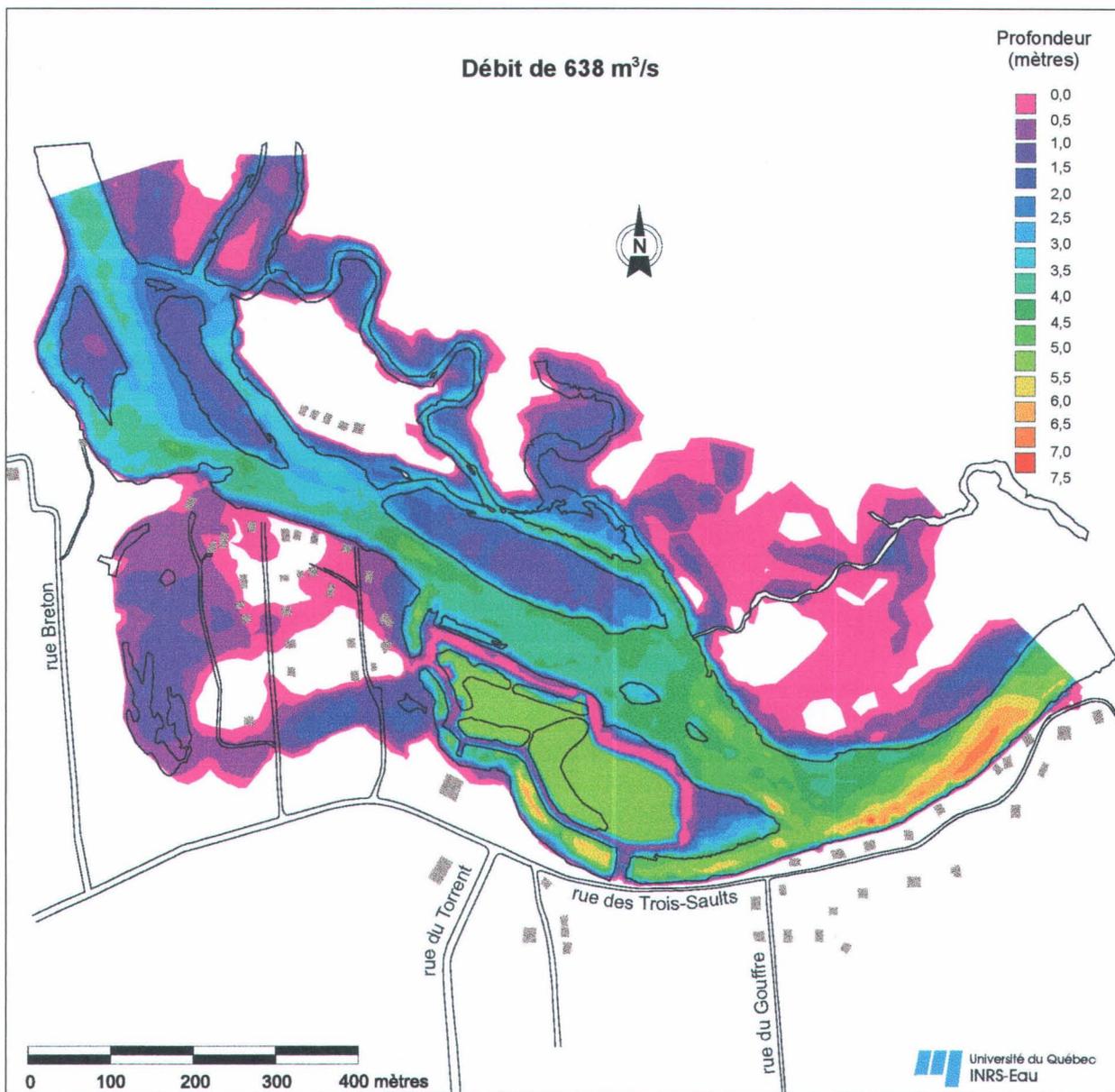


Planche 19 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 638 m³/s

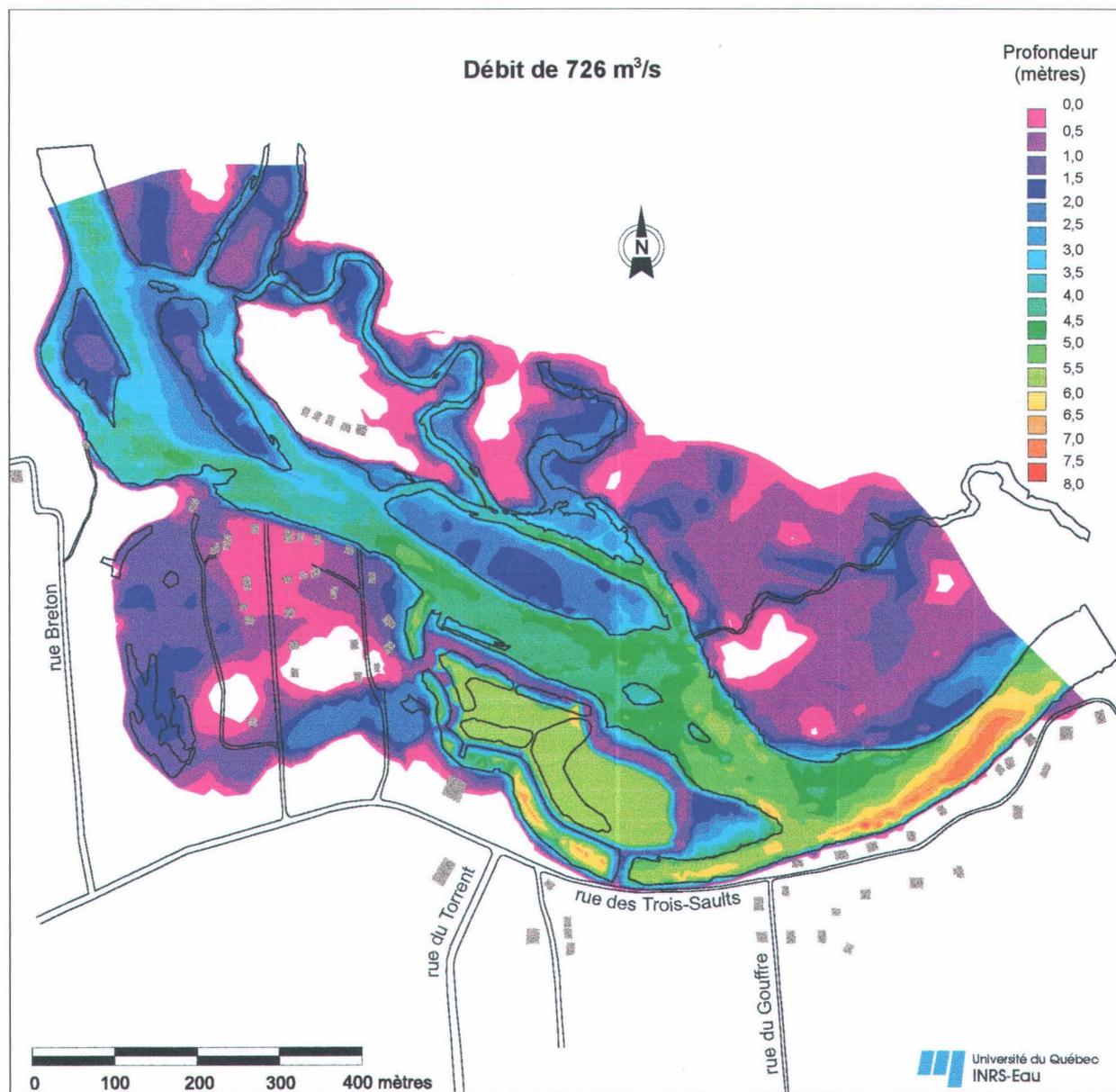


Planche 20 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 726 m³/s

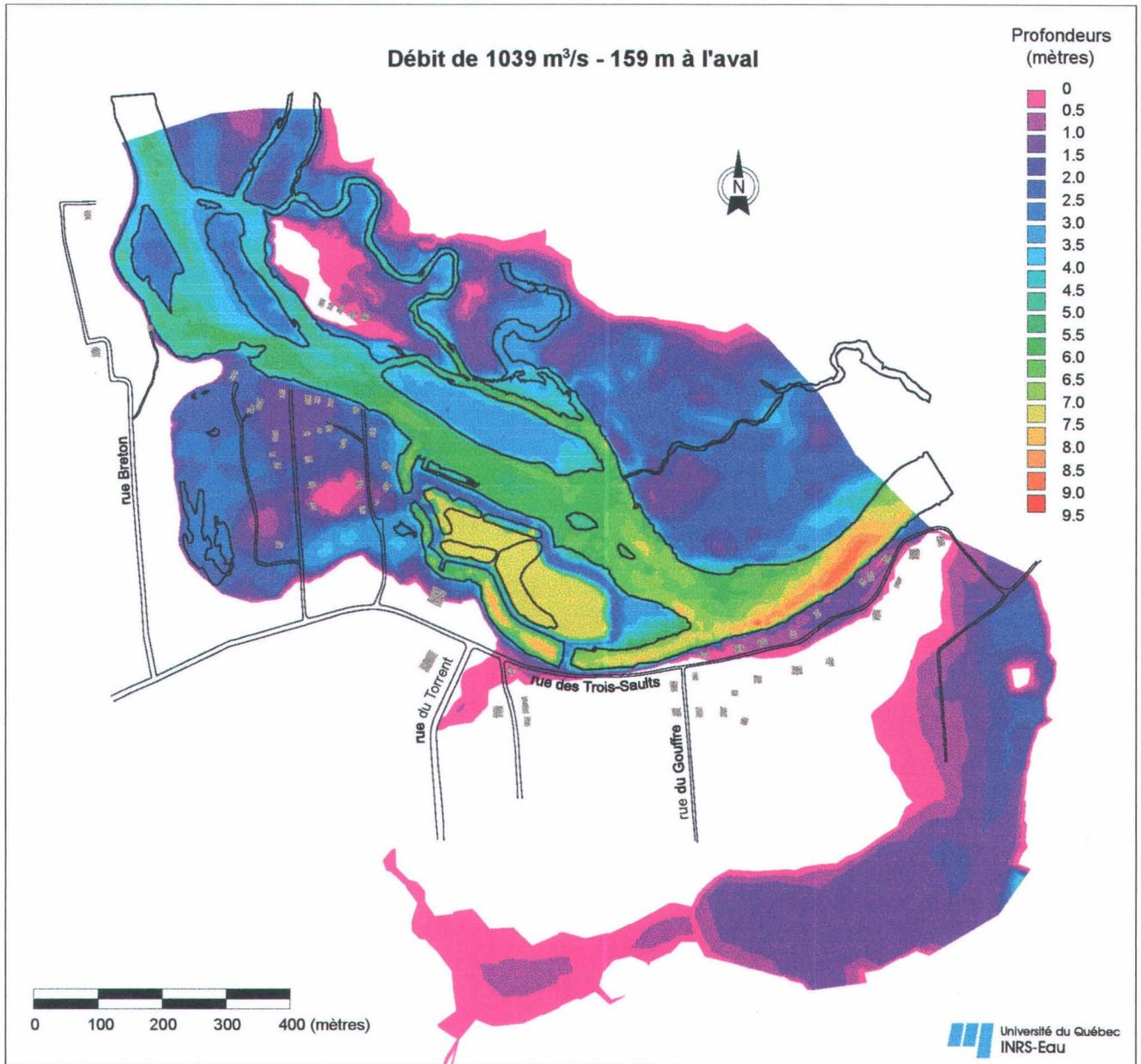


Planche 21 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159 m à l'aval du modèle

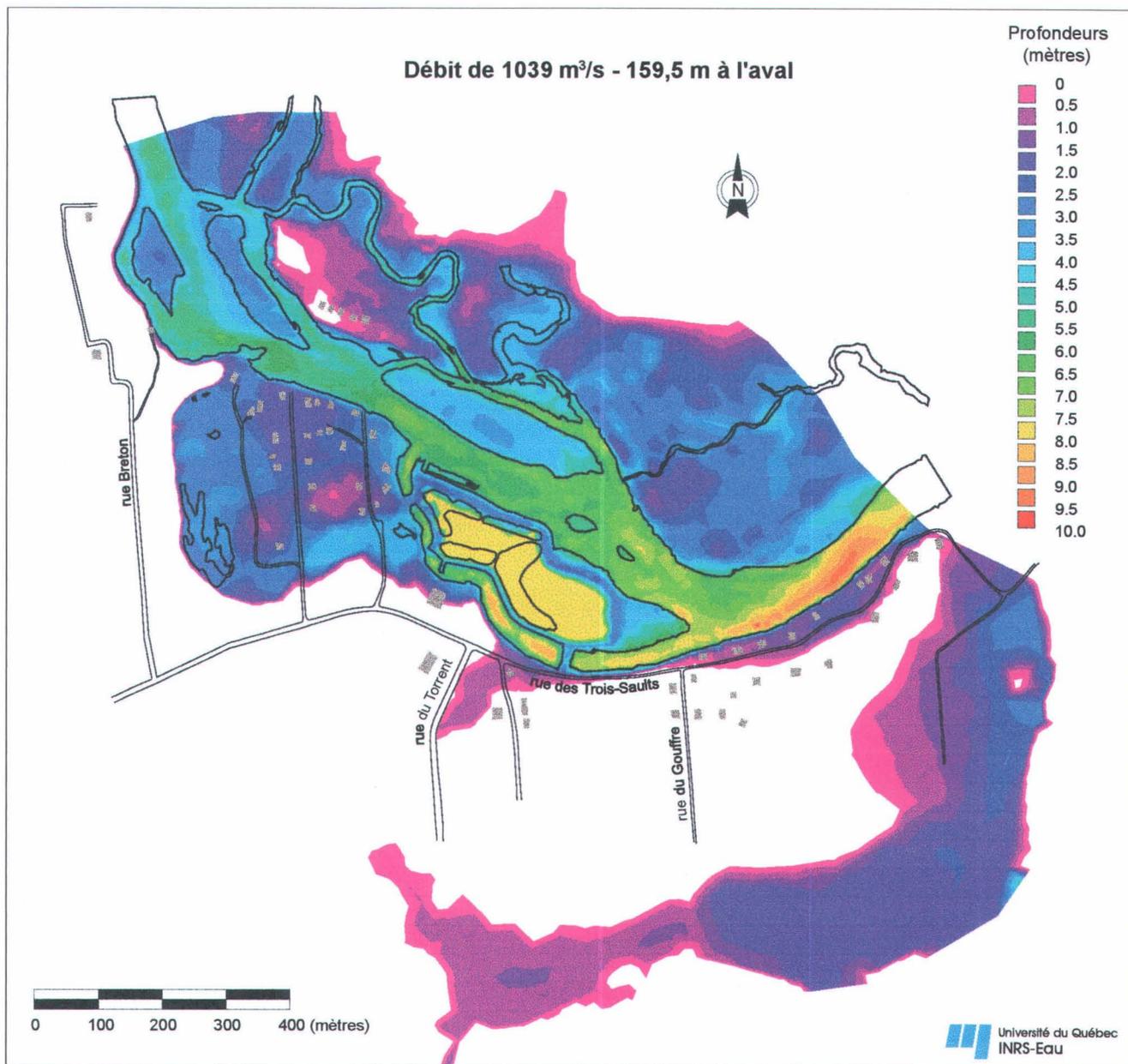


Planche 22 : Profondeur d'eau simulée pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159,5 m à l'aval du modèle

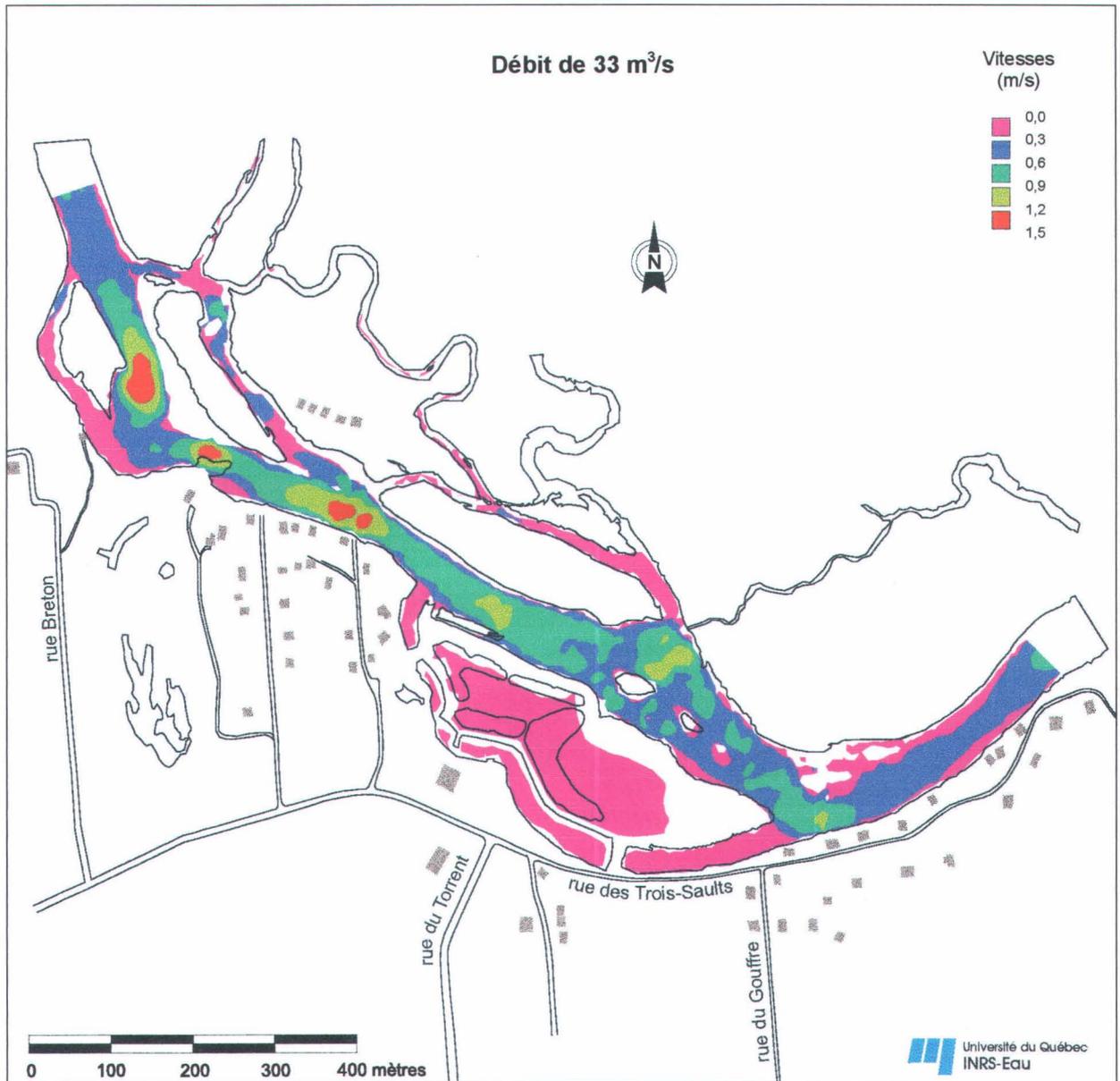


Planche 23 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 33 m³/s

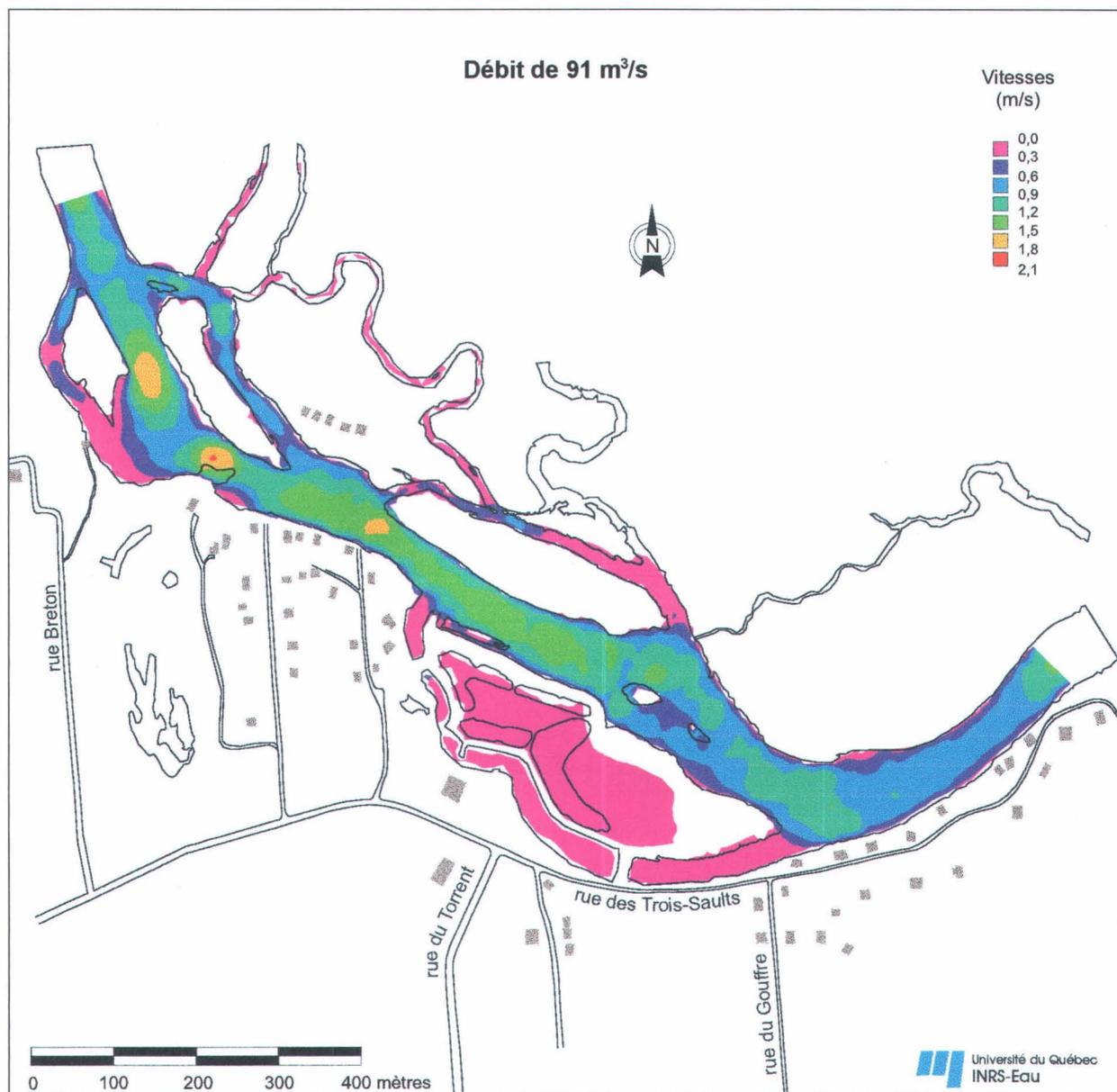


Planche 24 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 91 m³/s

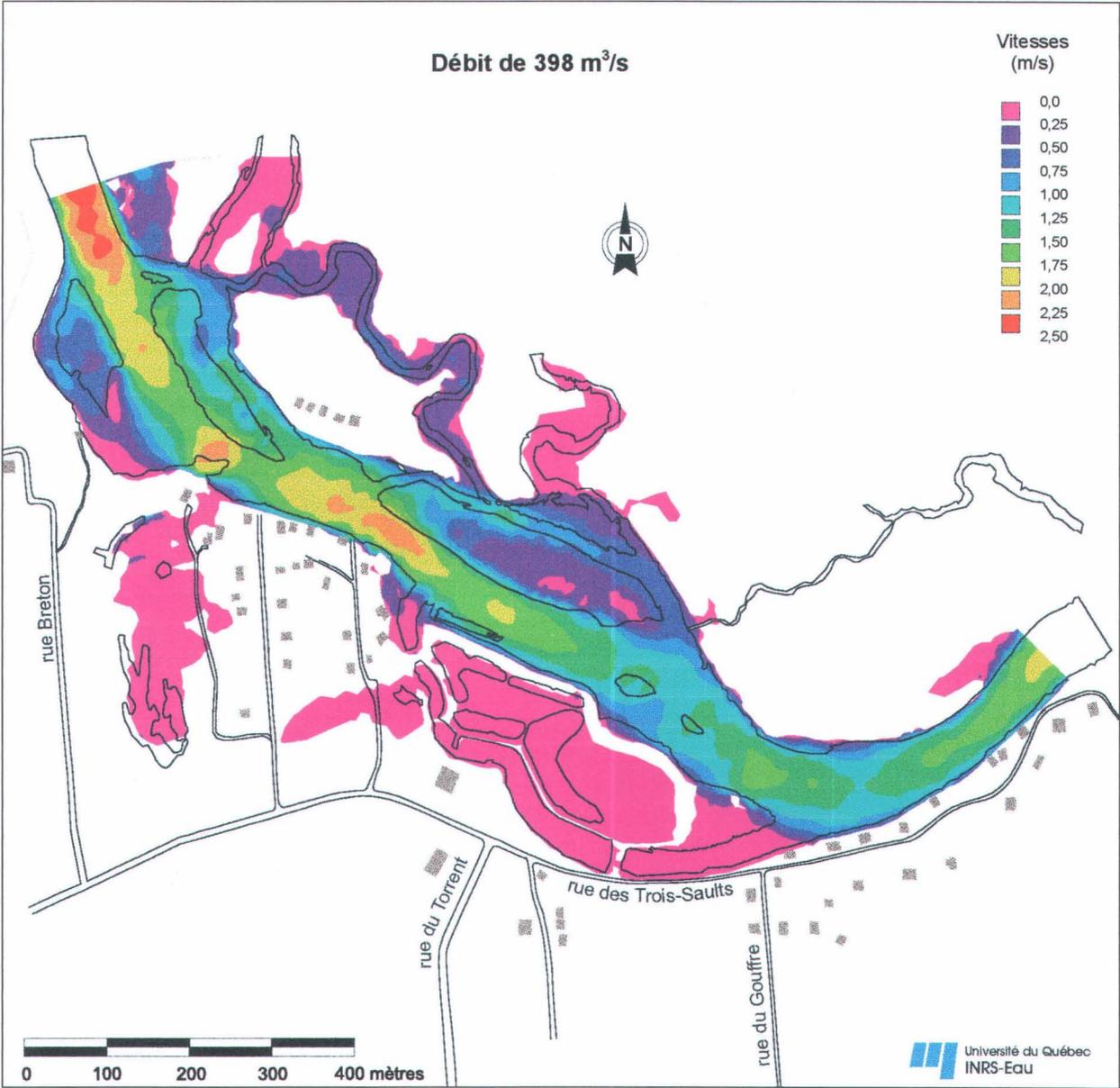


Planche 25 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 398 m³/s

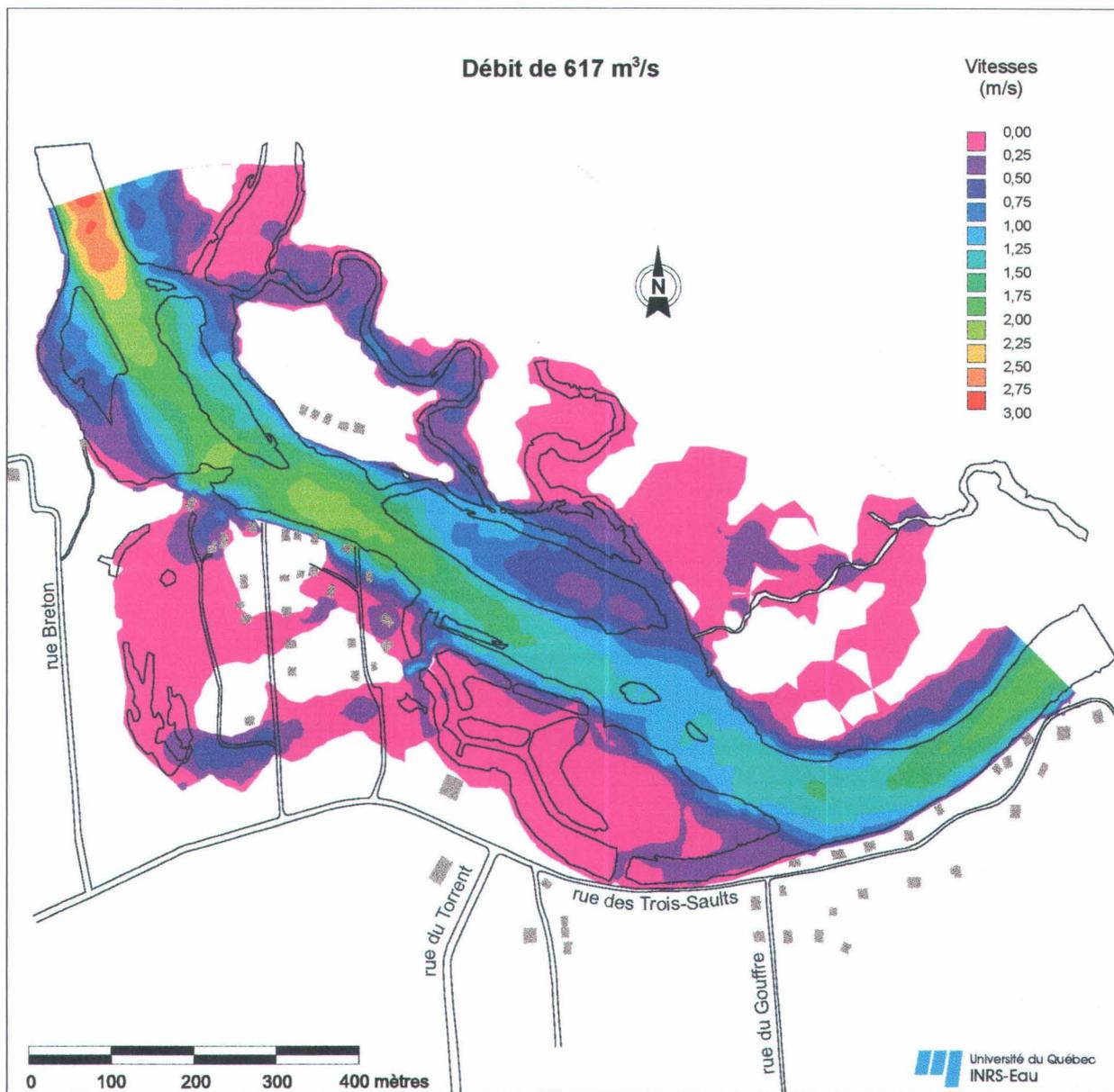


Planche 26 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 617 m³/s

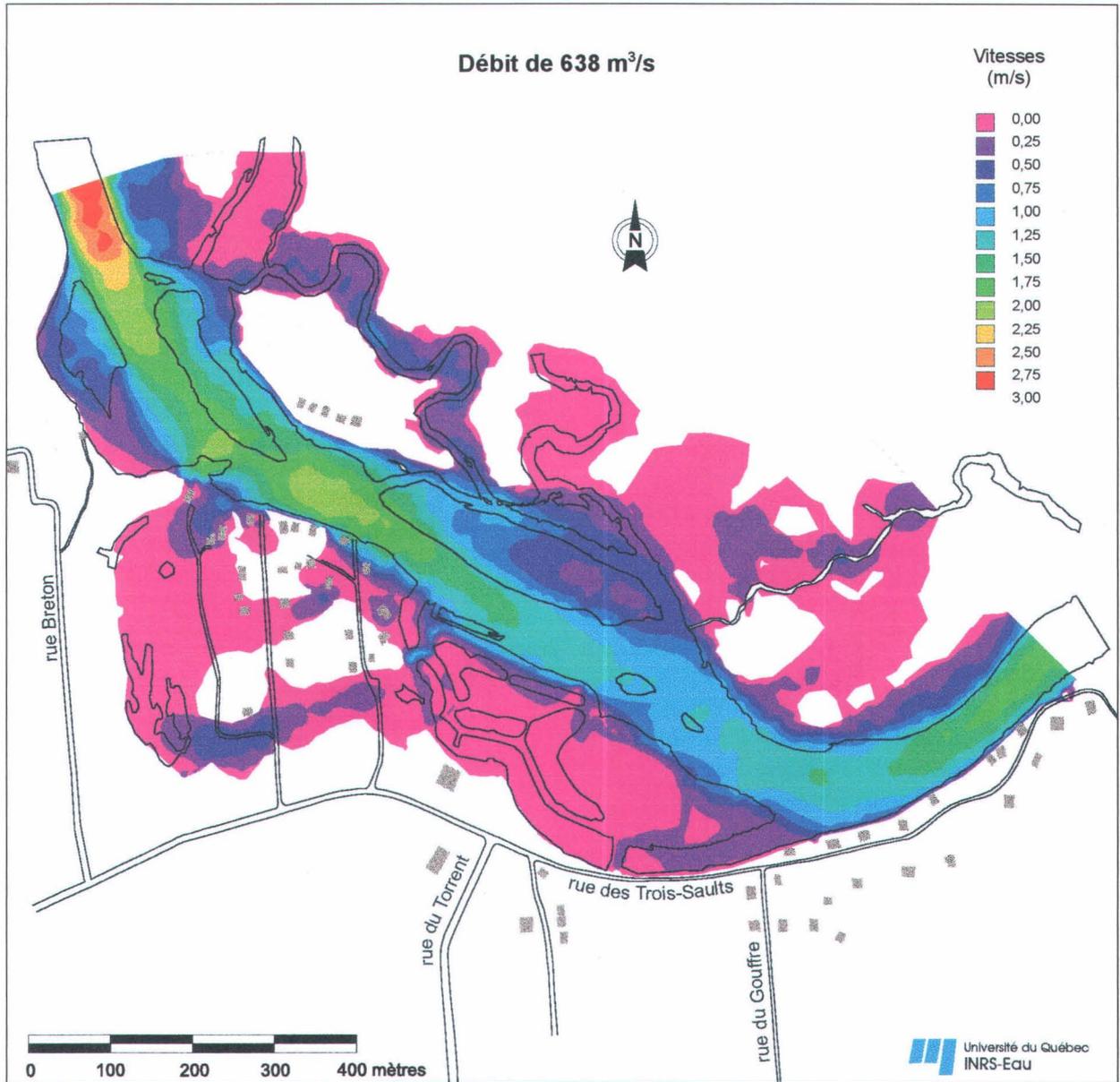


Planche 27 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 638 m³/s

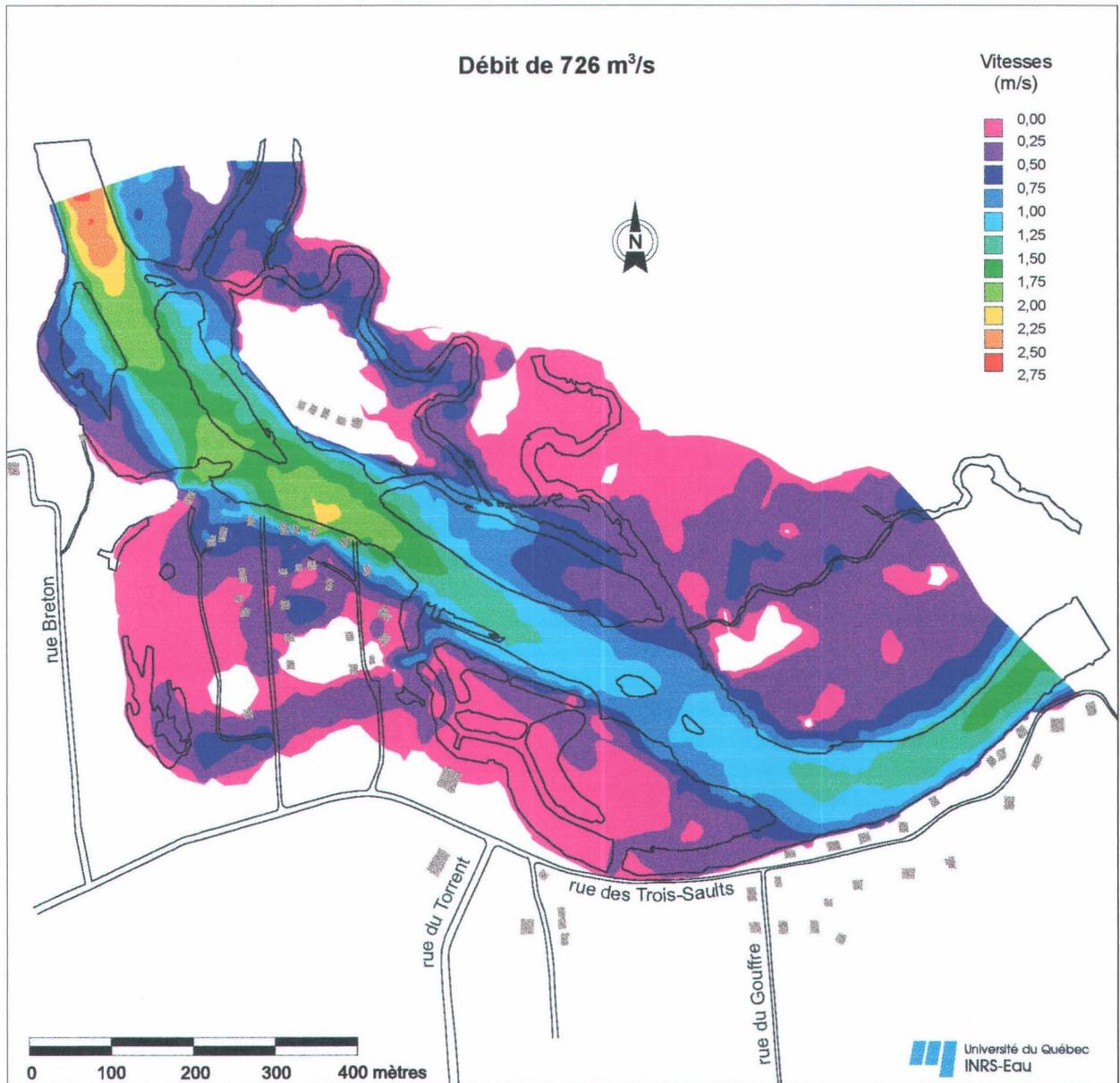


Planche 28 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 726 m³/s

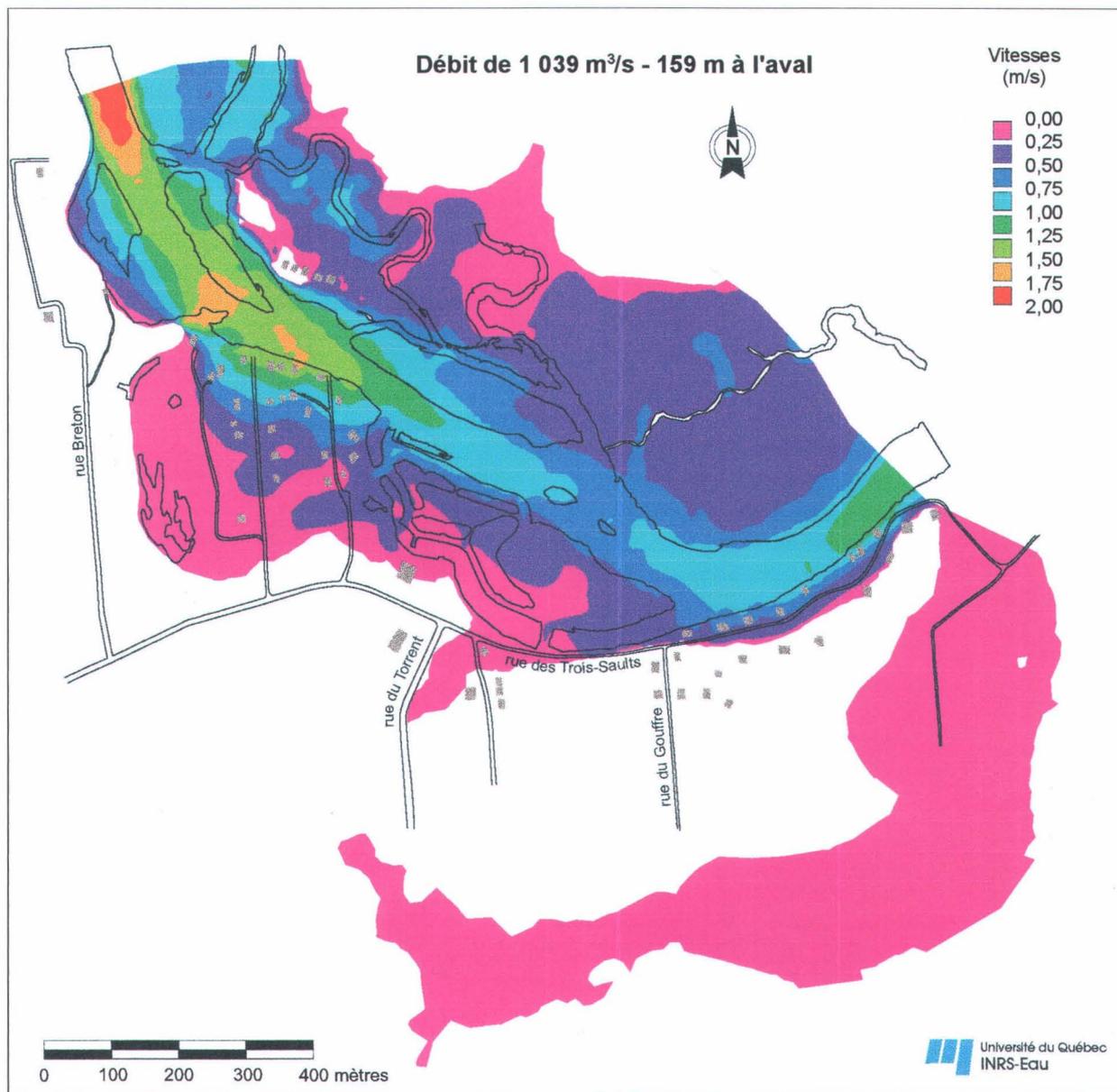


Planche 29 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159 m à l'aval du modèle

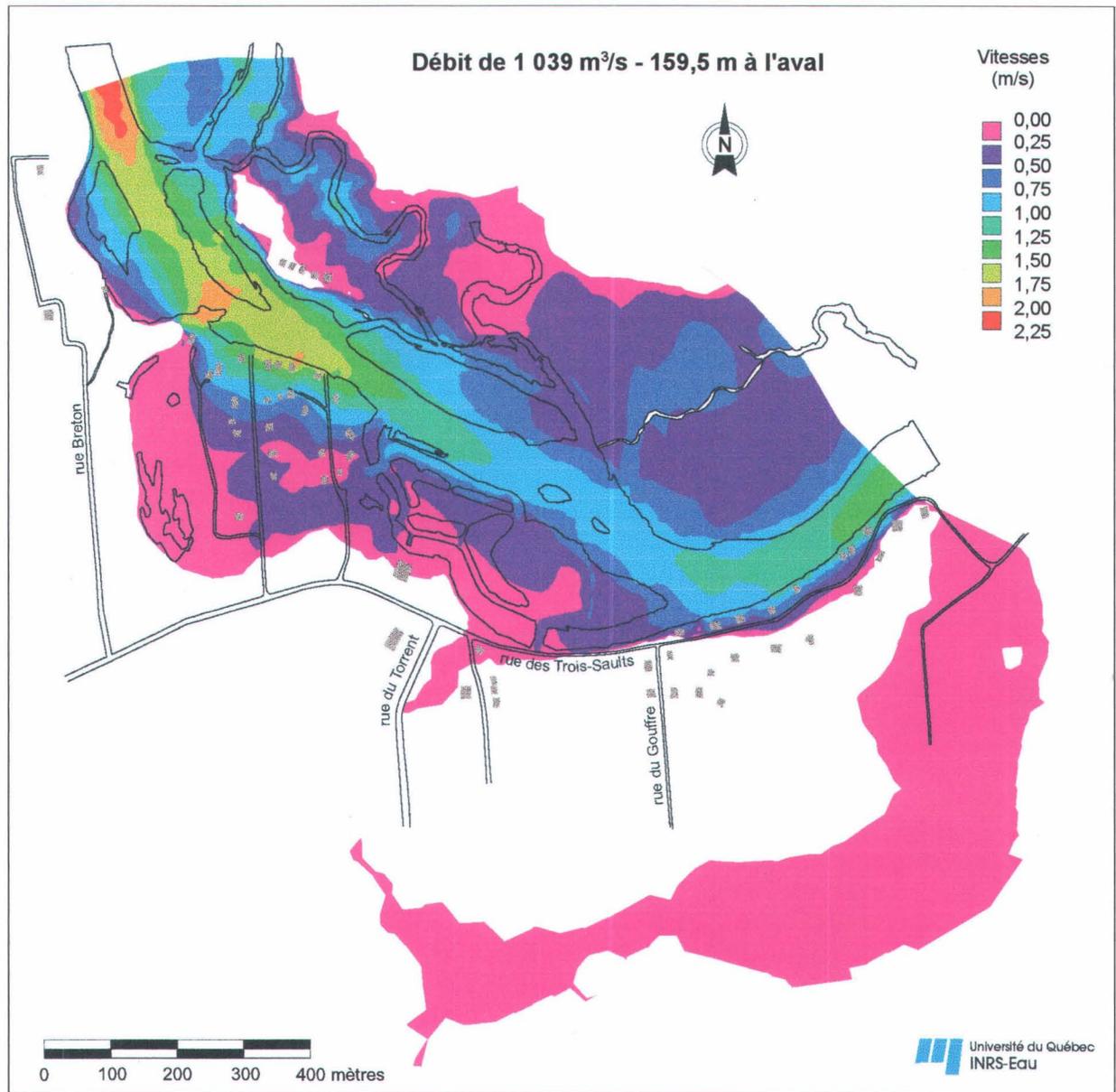


Planche 30 : Vitesse moyenne du courant simulée pour un débit de 1039 m³/s - Niveau de 159,5 m à l'aval du modèle

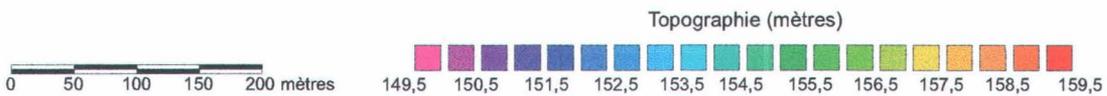
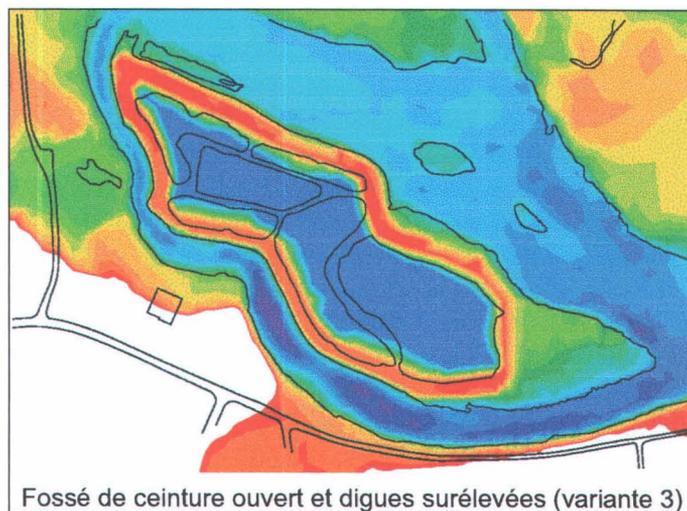
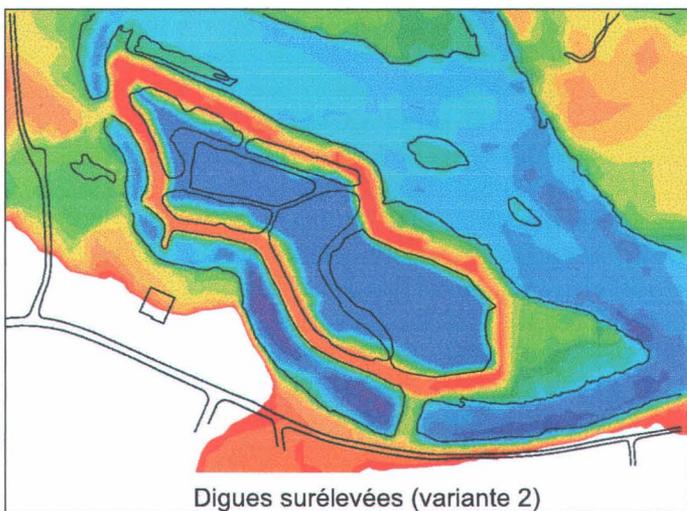
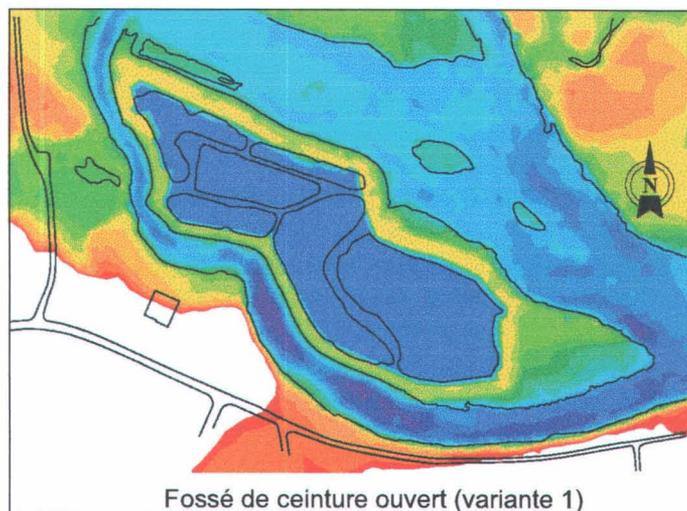
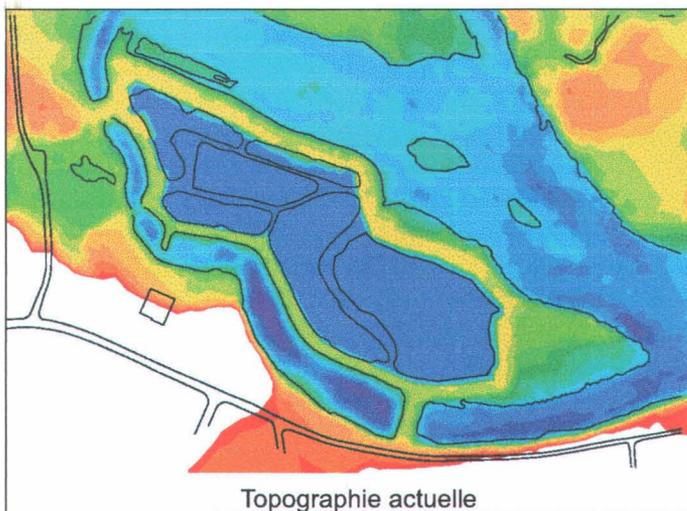


Planche 31 : Variantes d'aménagement des bassins de captation

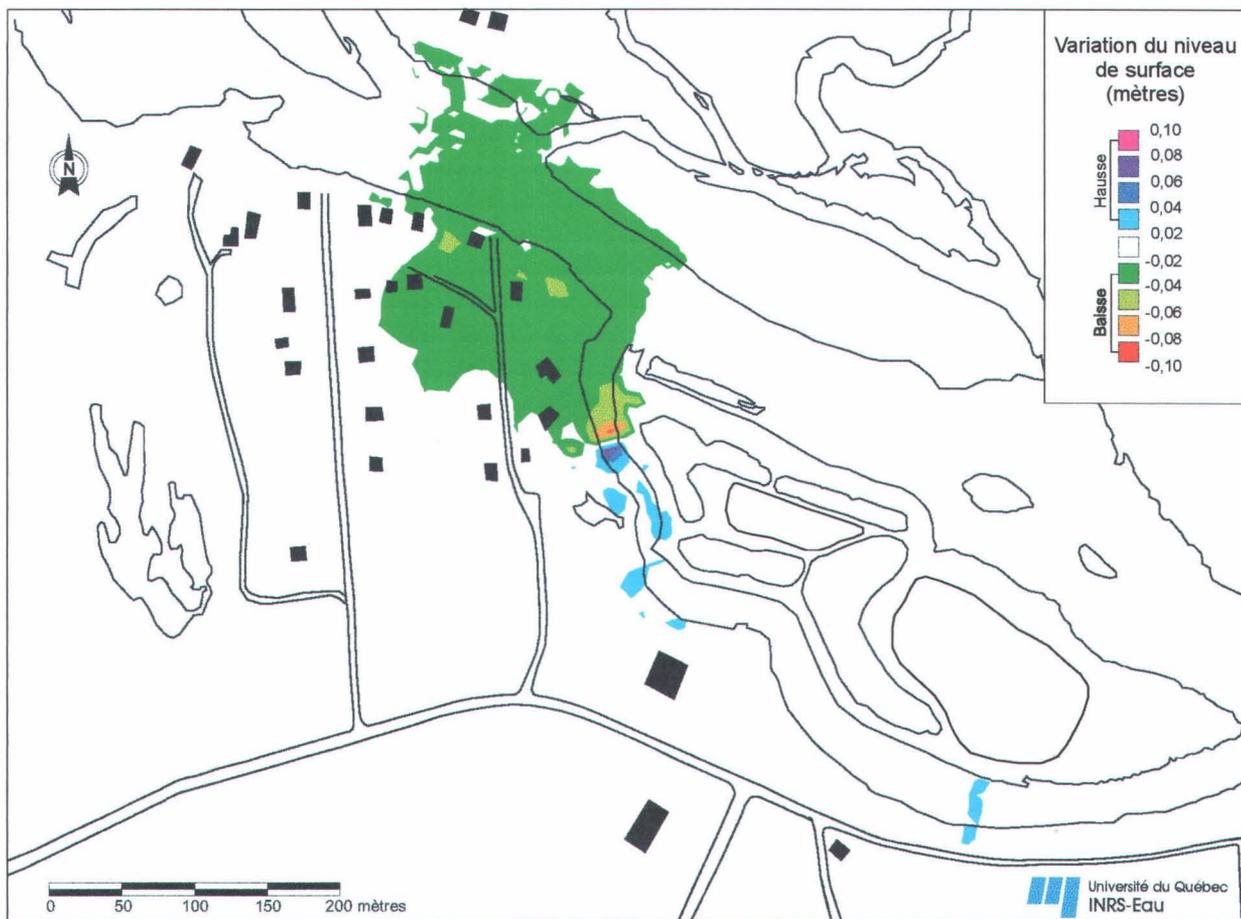


Planche 32: Influence sur le niveau d'eau de l'ouverture complète du fossé de ceinture (Variante 1)

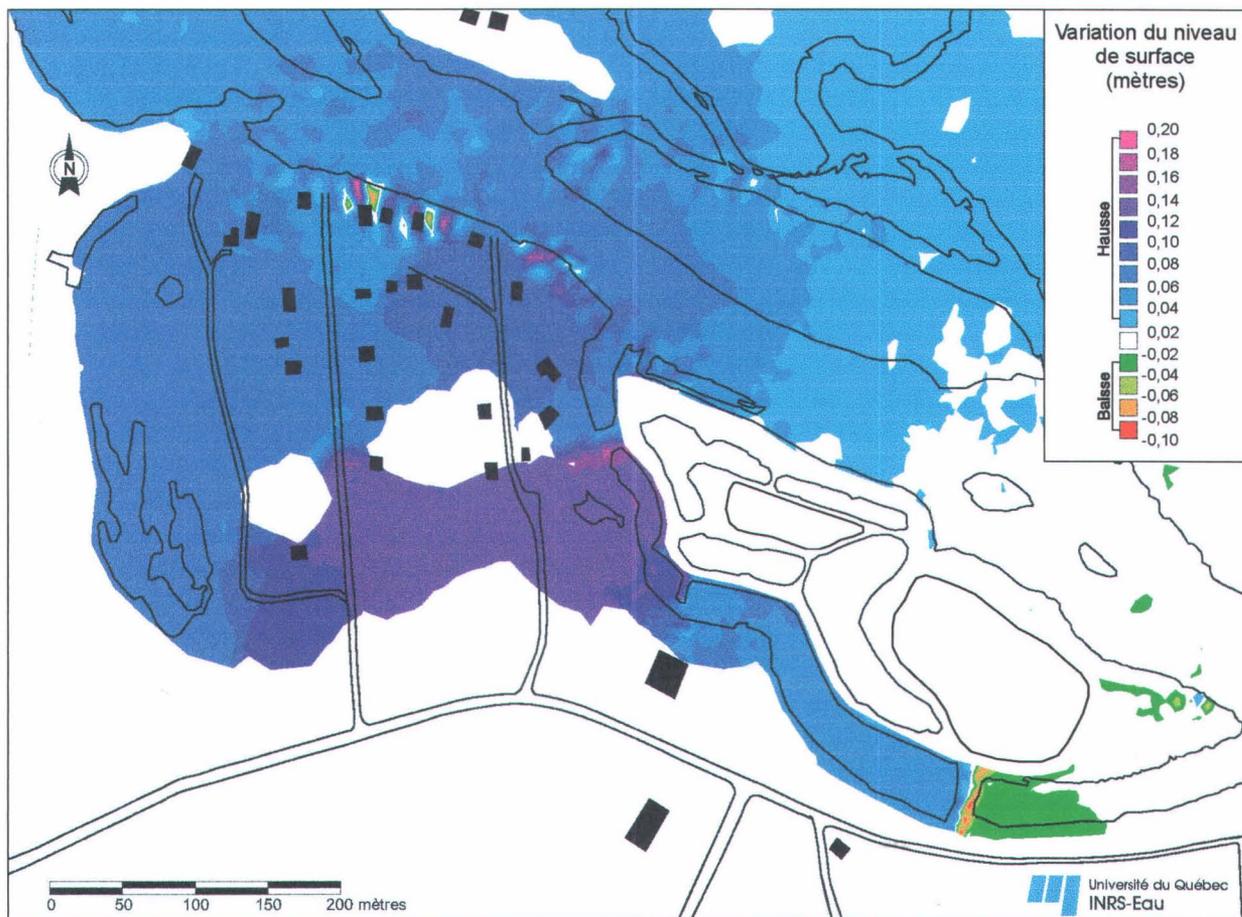


Planche 33 : Influence sur le niveau d'eau du rehaussement de 1 mètre des digues des bassins de captation (Variante 2)

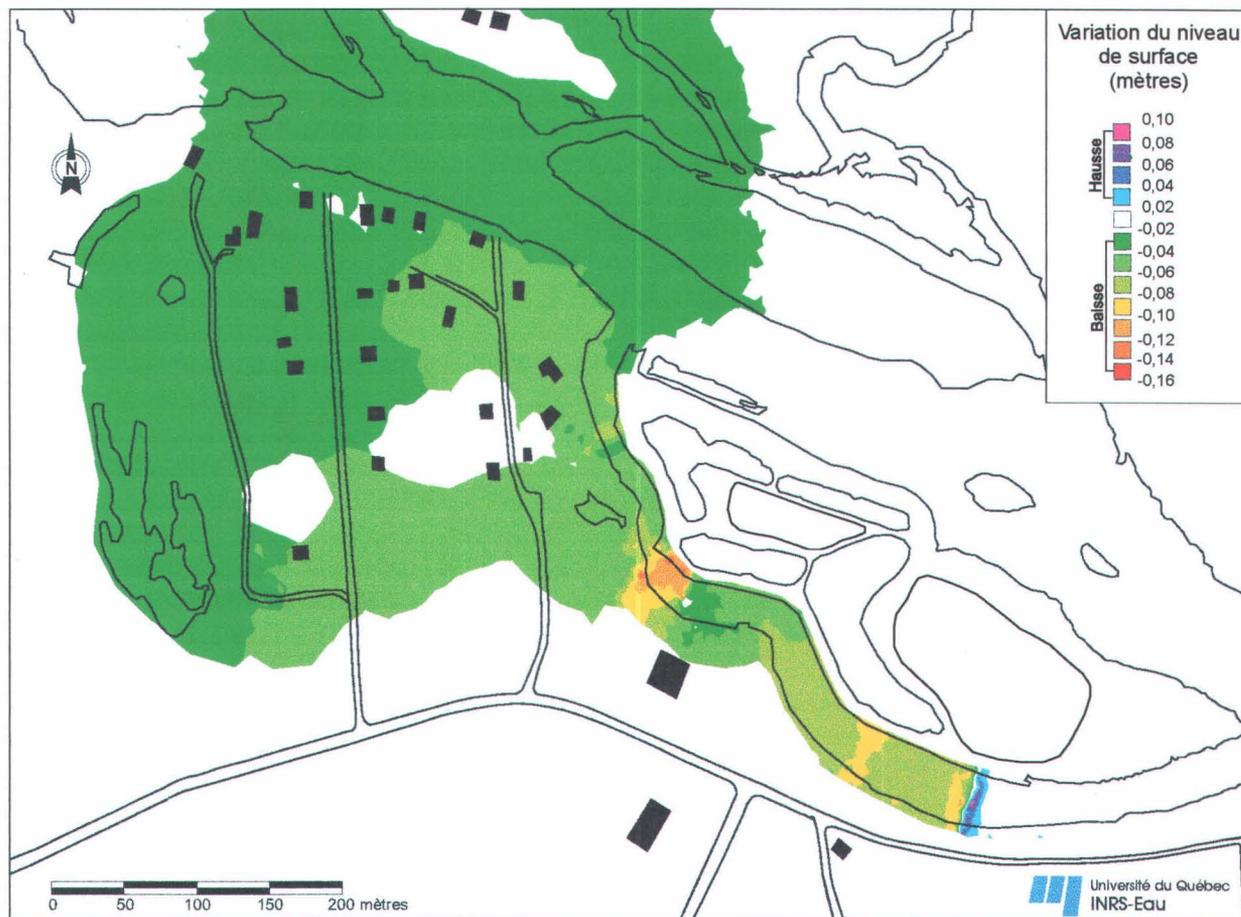


Planche 34 : Influence sur le niveau d'eau de l'ouverture complète du fossé de ceinture combinée au rehaussement de 1 m des digues des bassins de captation (Variante 3)