

**Simulation hydrodynamique et  
bilan sédimentaire des rivières  
Chicoutimi et des Ha ! Ha !  
suite aux crues exceptionnelles  
de juillet 1996**



*Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire  
des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha !  
suite aux crues exceptionnelles de juillet 1996*

**Rapport**

**présenté à la**

**Commission scientifique et technique  
sur la gestion des barrages**

Rapport INRS-Eau No. R487  
Janvier 1997

© 1997

ISBN : 2-89146-390-0

***Pour fins de citation :***

**INRS-Eau (1997).** Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! lors des crues exceptionnelles de juillet 1996.

Rapport INRS-Eau No. R487. Travaux réalisés pour le compte de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. 207 pages, janvier.

***Site Web de l'INRS-Eau contenant un résumé de ce rapport :***

***<http://www.inrs-eau.quebec.ca/saguenay/>***

## ÉQUIPE DE RÉALISATION

### Institut national de la recherche scientifique - Eau

Direction de projet

*Michel Leclerc, Ph.D., professeur*

Simulations hydrodynamiques :

*Mourad Heniche, Ph.D., associé de recherche*

*Paul Boudreau, M.Sc., agent de recherche*

Bilans sédimentaires, analyses géomorphologiques

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

*Normand Bergeron, Ph.D., professeur au centre INRS-Géoressources*

*Steve Driscoll, B.Sc., assistant de recherche*

*Joëlle Marion, B.Sc., assistante de recherche à INRS-Géoressources*

Développement d'outils numériques et informatiques

*Yves Secretan, Ph.D., professeur*

*Yves Roy, B.Sc., informaticien*

Géomatique, traitement de données spatiales et d'images, infographie

*Yves Gauthier, M.Sc., agent de recherche*

*Sophie Duchesne, B.Sc., étudiante de degré doctoral*

Rédaction du rapport

*Michel Leclerc*

*Ronald Greendale, B.Sc., consultant*

Webmestre

*Éric Chamberland, B.Sc., informaticien*

### Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages

Coordination scientifique

*Commissaire Gilles Marinier, M.Sc.*

Agente de liaison

*Christine Vaillancourt, B.Sc.*

### Fournisseur en photogrammétrie

*Géolocation Pagé et Leclair inc., Loretteville*



## TABLE DES MATIÈRES

<b>1. LE MANDAT</b>	<b>3</b>
<b>2. CONTEXTE ET AIRES D'ÉTUDE</b>	<b>5</b>
<b>2.1 Rivière Chicoutimi</b>	<b>5</b>
2.1.1 Occupation humaine	5
2.1.2 Géomorphologie	8
2.1.3 Ouvrage Portage-des-Roches	9
2.1.4 Ouvrages de Chute Garneau	9
2.1.5 Pont de la route 170 ou pont du boulevard du Royaume	10
2.1.6 Pont de l'autoroute 70	10
2.1.7 Ouvrages de Pont-Arnaud	14
2.1.8 Ouvrages d'Elkem Métal (Chute Blanchette)	16
2.1.9 Ouvrages d'Abitibi-Price	16
<b>2.2 Rivière des Ha! Ha!</b>	<b>16</b>
2.2.1 Occupation humaine	18
2.2.2 Géomorphologie	18
2.2.3 Ouvrages - Lac Ha ! Ha !	20
2.2.4 Ouvrage de retenue Stone 1	20
2.2.5 Ouvrage de retenue Stone 2	21
<b>2.3 Résumé des événements de juillet 1996</b>	<b>21</b>
2.3.1 Pluviométrie et hydrologie	21
2.3.2 Gestion des ouvrages de la rivière Chicoutimi	22
2.3.3 Résumé des conséquences sur la rivière Chicoutimi	26
2.3.4 Gestion des ouvrages de la rivière des Ha ! Ha !	27
2.3.5 Résumé des conséquences sur la rivière des Ha ! Ha !	28
<b>3. DIFFICULTÉS D'APPLICATION</b>	<b>31</b>
<b>3.1 Le contournement des barrages sur la rivière Chicoutimi</b>	<b>31</b>
<b>3.2 Une plaine inondable changeant dynamiquement</b>	<b>32</b>
<b>3.3 Disponibilité de données</b>	<b>32</b>
<b>3.4 Des écoulements chaotiques</b>	<b>33</b>
<b>4. THÉORIE ET MÉTHODES</b>	<b>35</b>
<b>4.1 Les outils : présentation du programme HYDROSIM</b>	<b>35</b>
4.1.1 Modèle de Saint-Venant à deux dimensions	36
4.1.2 Conditions aux limites et initiales	39
4.1.3 Méthode de discrétisation par éléments finis	39
4.1.4 Méthode de résolution numérique	41
4.1.5 Langage de programmation	41

<b>4.2 Les outils : présentation du MODELEUR</b>	<b>41</b>
4.2.1 Principales fonctionnalités	42
4.2.2 Le modèle de données du MODELEUR	42
4.2.2.1 Le maillage d'éléments finis	42
4.2.2.2 Les partitions	43
4.2.2.3 La partition de maillage	43
4.2.2.4 La partition de bathymétrie	44
4.2.2.5 La partition de frottement	44
4.2.2.6 La partition de conditions aux limites	45
4.2.3 Brève description des fonctionnalités du MODELEUR	45
4.2.3.1 La triangularisation de Delaunay ou l'intégration des données de base	45
4.2.3.2 Modélisation numérique de terrain	46
4.2.3.3 Traitement numérique de champs de variables (calculatrice)	46
4.2.3.4 Pilotage du modèle hydrodynamique	46
4.2.3.5 Visualisation des résultats	47
4.2.3.6 Données informatiques	47
<b>4.3 La démarche de la modélisation hydrodynamique</b>	<b>47</b>
4.3.1 Analyse préliminaire, choix d'une stratégie de résolution, adaptation du modèle	47
4.3.2 Inventaire, acquisition, traitement et validation des données de terrain	49
4.3.3 Modélisation numérique du terrain à l'aide du MODELEUR	49
4.3.3.1 Adaptation des maillages	49
4.3.3.2 Analyse morphodynamique sur la rivière Chicoutimi	49
4.3.3.3 Établissement et interprétation des bilans sédimentologiques sur la rivière des Ha ! Ha !	51
4.3.4 Mise en œuvre du modèle hydrodynamique - Initialisation, étalonnage, validation	52
4.3.5 Simulations hydrodynamiques - Scénarios alternatifs	53
<b>4.4 Approche utilisée pour la rivière Chicoutimi</b>	<b>53</b>
4.4.1 Stratégie de résolution	53
4.4.2 Données utilisées	55
4.4.2.1 Plaine inondable	55
4.4.2.2 Lit mineur	55
4.4.2.3 Données cartographiques	56
4.4.2.4 Données de télédétection	57
4.4.3 Le modèle numérique de terrain de la rivière Chicoutimi	57
4.4.3.1 Modèle de la plaine inondable dans le tronçon CH1	57
4.4.3.2 Modèle du lit mineur invariant dans le tronçon CH1	57
4.4.3.3 État initial du terrain de la plaine inondable et du lit mineur sur les tronçons CH2 et CH3	58
4.4.3.4 État final du terrain de la plaine inondable et du lit mineur sur les tronçons CH2 et CH3	59
4.4.3.5 Modèle de résistance du terrain à l'écoulement	60
4.4.3.6 Maillages de représentation	60
4.4.3.7 Maillages hydrodynamiques	61
4.4.4 Phasage de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau	61
4.4.5 Phasage de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud	64
<b>4.5 Approche utilisée pour la rivière des Ha ! Ha !</b>	<b>67</b>
4.5.1 Stratégie d'analyse détaillée	67
4.5.2 Données utilisées	71
4.5.2.1 Topographie de la plaine inondable	71
4.5.2.2 Topographie du lit mineur	72
4.5.2.3 Données cartographiques	72
4.5.2.4 Données de télédétection	72
4.5.2.5 Données de niveaux d'eau maximums atteints pendant la crue	73
4.5.3 Pré-traitement des données spatiales et validation	73

4.5.3.1 Modèles numériques d'élévation	73
4.5.3.2 Carte des différences d'élévation	73
4.5.3.3 Données cartographiques	74
4.5.3.4 Données de télédétection	74
<b>5. RÉSULTATS ET DISCUSSION: RIVIÈRE CHICOUTIMI</b>	<b>75</b>
5.1 Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau	75
5.2 Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud	76
<b>5.3 Simulation hydrodynamique du tronçon Portage-Des-Roches - Chute Garneau - Conditions de juillet 1996</b>	<b>77</b>
5.3.1 Présentation des résultats	77
5.3.2 Analyse de la propagation du débit	77
5.3.3 La montée du niveau d'eau et le retrait des eaux	78
5.3.4 Inondation maximale - Validation par le niveau d'eau	80
5.3.5 Rôle et comportement du barrage Chute Garneau lors de la crue	82
<b>5.4 Simulation hydrodynamique du tronçon Chute Garneau - Elkem Métal - Conditions de juillet 1996</b>	<b>82</b>
5.4.1 Présentation des résultats	82
5.4.2 Inondation maximale - Validation par le niveau d'eau	83
5.4.3 La zone inondée maximale : profondeurs de submersion	84
5.4.4 Rôle et comportement du barrage de Pont-Arnaud	85
<b>5.5 Alternative de gestion</b>	<b>85</b>
5.5.1 Conclusions pour l'alternative de gestion en l'amont du barrage de Chute Garneau	87
5.5.2 Conclusions pour l'alternative de gestion entre les barrages de Chute Garneau et d'Elkem-Métal	88
<b>6. RÉSULTATS ET DISCUSSION: RIVIÈRE DES HA! HA!</b>	<b>89</b>
6.1 Vue d'ensemble de l'évolution de la rivière des Ha ! Ha !	89
<b>6.2 Unité morphologique HH-1 (Grande Baie)</b>	<b>93</b>
6.2.1 Conditions antérieures	93
6.2.2 Changements morphologiques	93
6.2.3 Mécanismes	94
<b>6.3 Unité morphologique HH-2</b>	<b>94</b>
6.3.1 Conditions antérieures	95
6.3.2 Changements morphologiques	95
6.3.3 Mécanismes	96
<b>6.4 Unité morphologique HH-3</b>	<b>96</b>
6.4.1 Conditions antérieures	96
6.4.2 Changements morphologiques	96
6.4.3 Mécanismes	96
<b>6.5 Unité morphologique HH-4</b>	<b>97</b>
6.5.1 Conditions antérieures	97
6.5.2 Changements morphologiques	97
6.5.3 Mécanismes	98

<b>6.6 Unité morphologique HH-5 (Eaux Mortes)</b>	<b>98</b>
6.6.1 Conditions antérieures	98
6.6.2 Changements morphologiques	98
6.6.3 Mécanismes	99
<b>6.7 Unité morphologique HH-6 (Chute-à-Perron)</b>	<b>99</b>
6.7.1 Conditions antérieures	99
6.7.2 Changements morphologiques	100
6.7.3 Mécanismes	100
<b>6.8 Unité morphologique HH-7 (Secteur médian)</b>	<b>101</b>
6.8.1 Conditions antérieures	101
6.8.2 Changements morphologiques	101
6.8.3 Mécanismes	102
<b>6.9 Unité morphologique HH-8 (Boilleau)</b>	<b>102</b>
6.9.1 Conditions antérieures	102
6.9.2 Changements morphologiques	102
6.9.3 Mécanismes	102
<b>6.10 Unité morphologique HH-9 (Aval de la digue Cut-Away)</b>	<b>102</b>
6.10.1 Conditions antérieures	103
6.10.2 Changements morphologiques	103
6.10.3 Mécanismes	103
<b>6.11 Bilan sédimentaire</b>	<b>104</b>
<b>6.12 Cotes maximales d'inondation lors de la crue de juillet 1996</b>	<b>106</b>
<b>6.13 La rivière des Ha ! Ha ! a-t-elle atteint un équilibre stable ?</b>	<b>107</b>
<b>6.14 Simulation hydrodynamique - Conditions alternatives de gestion</b>	<b>112</b>
6.14.1 Conditions de simulation	112
6.14.2 Résultats - Analyse des niveaux d'eau - Profils en long	112
6.14.3 Résultats - Analyse de l'étendue des zones inondées	118
<b>7. CONCLUSIONS</b>	<b>119</b>
7.1 Sur le mandat	119
7.2 Conclusions pour la rivière Chicoutimi	120
7.3 Conclusions pour la rivière Ha ! Ha !	120
7.4 Sur les outils et méthodes	121
<b>8. BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>123</b>

## **ANNEXES INFOGRAPHIQUES**

<b>ÉLÉMENTS MÉTHODOLOGIQUES</b>	<b>128</b>
<b>RÉSULTATS DE L'ANALYSE MORPHOLOGIQUE AUX CONTOURNEMENTS DES BARRAGES SUR LA RIVIÈRE CHICOUTIMI</b>	<b>138</b>
<b>RÉSULTATS DES SIMULATIONS HYDRODYNAMIQUES SUR LA RIVIÈRE CHICOUTIMI</b>	<b>150</b>
<b>RÉSULTATS DE L'ANALYSE TOPOGRAPHIQUE DIFFÉRENTIELLE SUR LA RIVIÈRE DES HA ! HA !</b>	<b>169</b>
<b>RÉSULTATS DES SIMULATIONS HYDRODYNAMIQUES ALTERNATIVES SUR LA RIVIÈRE DES HA ! HA !</b>	<b>177</b>



## Liste des figures

Figure 1 : Bassin versant de la rivière Chicoutimi .....	6
Figure 2 : Tronçon à l'étude de la rivière Chicoutimi et ouvrages de génie civil présents .....	7
Figure 3 : Barrage Portage-des-Roches .....	11
Figure 4 : Ouvrages de Chute Garneau.....	12
Figure 5 : Implantation du pont du boulevard du Royaume (Source : Min. des Transports du Québec) .....	13
Figure 6 : Représentation schématique des ouvrages de Pont-Arnaud (D'après Hydro-Québec, 1996) .....	15
Figure 7 : Bassin versant de la rivière Ha ! Ha !.....	17
Figure 8 : Tronçon à l'étude de la rivière Ha! Ha! .....	19
Figure 9 : Carte des précipitations totales entre le 19 et le 21 juillet 1996 (Source : MEF, 1996)	23
Figure 10 : Hydrogramme simulé des apports dans le réservoir Kénogami (Selon CSTGB, 1997)	24
Figure 11 : Précipitations (a), et hydrogrammes simulés de la rivière Ha ! Ha ! à l'exutoire de La baie (b) et à la sortie du lac Ha ! Ha ! (c) (Selon CSTGB, 1997).....	25
Figure 12 : Hydrogramme reconstitué au barrage de Portage-des-Roches (d'après CSTGB, 1997)	26
Figure 13 : Niveau d'eau au barrage d'Elkem Métal au maximum de l'inondation de juillet 1996 (Adapté de Elkem Métal, 1996).....	27
Figure 14 : Niveau d'eau au lac Ha! Ha! lors de la rupture de la retenue (D'après CSTGB, 1997)	29
Figure 15: Notations du modèle de Saint-Venant bidimensionnel horizontal .....	37
Figure 16: Discrétisation des variables à l'aide des éléments T6L et L3L dans HYDROSIM .....	40
Figure 17 : Méthodologie générale de la simulation hydrodynamique.....	48
Figure 18 : Méthode de pondération pour l'analyse morphodynamique .....	51
Figure 19 : Phasage local du début de l'incision au barrage de Chute Garneau - Élaboré par avis d'expert .....	62
Figure 20 : Phasage local de la fin de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau - Élaboré par avis d'expert .....	63
Figure 21 : Phasage local du début de l'incision au contournement du barrage de Pont Arnaud - Élaboré par avis d'expert .....	65
Figure 22 : Phasage de la fin de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud - Élaboré par avis d'expert.....	66

Figure 23 : Délimitation des segments d'analyse morphologique <i>HH-i</i> et hydrodynamique (Hydro i) sur la rivière des Ha! Ha!.....	69
Figure 24 : Propagation du débit de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996.....	78
Figure 25: Niveau d'eau à Chute Garneau lors des événements - Condition limite imposée à l'aval du modèle .....	79
Figure 26: Évolution du niveau de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996 - Montée des eaux .....	79
Figure 27: Évolution du niveau de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996 - Retrait des eaux.....	80
Figure 28: Comparaison du niveau de crue maximal simulé avec les observations dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996.....	81
Figure 29 : Niveau d'eau mesuré ou reconstitué d'après observations au barrage de Pont-Arnaud lors des événements de juillet 1996 (Adapté du rapport d'Hydro-Québec, 1996).....	84
Figure 30: Comparaison du niveau de crue maximal simulé avec les observations dans le tronçon Chute Garneau - Elkem Métal lors des événements de juillet 1996.....	84
Figure 31: Niveaux maximums simulés selon l'alternative de gestion (916 m <sup>3</sup> /s) comparés à la phase maximale des événements de juillet 1996 à l'amont de Chute Garneau .....	86
Figure 32 : Niveaux maximums simulés selon l'alternative de gestion (916) et la phase maximale des événements de juillet 1996 entre Chute Garneau et Elkem Métal .....	87
Figure 33 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 dans la partie amont de la rivière des Ha! Ha! .....	90
Figure 34 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 dans la partie médiane de la rivière des Ha! Ha! .....	91
Figure 35 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 sur la partie aval de la rivière des Ha! Ha!.....	92
Figure 36 : Section transversale (PK 1,6) typique de l'évolution morphologique HH-1.....	94
Figure 37 : Section transversale (PK 2,8) typique de l'évolution morphologique HH-2.....	95
Figure 38 : Section transversale (PK 3,4) typique de l'évolution morphologique HH-3.....	97
Figure 39 : Section transversale (PK 6,6) typique de l'évolution morphologique HH-4.....	98
Figure 40 : Section transversale (PK 10,8) typique de l'évolution morphologique HH- 5.....	99
Figure 41 : Section transversale (PK 13,0) typique de l'évolution morphologique HH-6.....	100
Figure 42: Section transversale typique de l'évolution morphologique HH-7.....	101

Figure 43 : Section transversale (PK 33,0) typique de l'évolution morphologique HH-9..... 103

Figure 44 : Bilan sédimentaire volumétrique des érosions et dépositions par segment (1 km) de vallée sur la rivière des Ha! Ha! ..... 108

Figure 45 : Profondeur moyenne d'accumulation et d'érosion par segment (1 km) de vallée sur la rivière des Ha! Ha! ..... 109

Figure 46: Bilan sédimentaire volumétrique cumulatif d'amont à l'aval de la rivière des Ha! Ha! 110

Figure 47: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur amont de la rivière Ha! Ha! ..... 113

Figure 48: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur médian de la rivière Ha! Ha! ..... 114

Figure 49: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur aval de la rivière Ha! Ha!..... 115



## Liste des planches - Annexes infographiques

### Éléments méthodologiques

Planche 1 : Plaine inondable - Illustration d'un semis de points photogrammétriques - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	129
Planche 2 : Plaine inondable - Maillage de Delaunay sur le semis de points photogrammétriques - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	130
Planche 3 : Plaine inondable - Illustration de la topographie obtenue avec le maillage de Delaunay - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	131
Planche 4 : Lit mineur - Illustration de transects originaux et interpolés - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi (adaptation d'après les données originales du MEF, 1993).....	132
Planche 5 : Lit mineur - Illustration du maillage structuré à partir des transects bathymétriques originaux et interpolés - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	133
Planche 6 : Lit mineur - Illustration de la topographie obtenue avec le maillage structuré - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	134
Planche 7 : Maillage dense de représentation du modèle numérique d'élévation - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi .....	135
Planche 8 : Topographie de la plaine d'inondation et du lit mineur telle que reproduite à l'aide du maillage dense de représentation - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi.....	136
Planche 9 : Partition typique de frottement - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi.....	137

### Résultats de l'analyse morphologique aux contournements des barrages sur la rivière Chicoutimi

Planche 10 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau - Condition initiale (valable jusqu'à 12h00 le 20 juillet 1996).....	139
Planche 11 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau - Condition à 06h00 le 21 juillet 1996 .....	140
Planche 12 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau - Condition à 12h00 le 21 juillet 1996 .....	141
Planche 13 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau - Condition à 18h00 le 22 juillet 1996 .....	142
Planche 14 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau - Condition finale après le 25 juillet 1996 .....	143
Planche 15 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition initiale le 20 juillet 1996 à 12h00 .....	144

Planche 16 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition à 11h00 le 21 juillet 1996 .....	145
Planche 17 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition à 13h00 le 21 juillet 1996 .....	146
Planche 18 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition à 16h00 le 21 juillet 1996 .....	147
Planche 19 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition à 14h00 le 22 juillet 1996 .....	148
Planche 20 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud - Condition finale le 25 juillet 1996 .....	149

### **Résultats des simulations hydrodynamiques sur la rivière Chicoutimi**

Planche 21 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 0 à km 2 .....	151
Planche 22 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 2 à km 4,5 .....	152
Planche 23 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 4,5 à km 9 .....	153
Planche 24 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 9 à km 14 .....	154
Planche 25 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 14 à km 18 .....	155
Planche 26 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 0 à km 2 .....	156
Planche 27 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 2 à km 4,5.....	157
Planche 28 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 4,5 à km 9.....	158
Planche 29 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 9 à km 14.....	159
Planche 30 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon km 14 à km 18.....	160
Planche 31 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m <sup>3</sup> /s - Tronçon Chute Garneau à Elkem Métal .....	161

Planche 32 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 0 à km 2.....	162
Planche 33 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 2 à km 4,5.....	163
Planche 34 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 4,5 à km 9.....	164
Planche 35 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 9 à km 14.....	165
Planche 36 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 14 à km 18.....	166
Planche 37 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon de Chute Garneau à Elkem Métal.....	167
Planche 38 : Illustration de la progression de l'inondation telle que simulée dans le secteur des méandres (km 7 à km 10) - Image numérique radar en provenance du Centre Canadien de Télédétection .....	168

### **Résultats de l'analyse topographique différentielle sur la rivière Ha ! Ha !**

Planche 39 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unités morphologiques HH-1, 2, 3.....	170
Planche 40 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-4 .....	171
Planche 41 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-5 .....	172
Planche 42 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-6 .....	173
Planche 43 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-7a.....	174
Planche 44 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-7b.....	175
Planche 45 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-8 et 9.....	176

### **Résultats des simulations hydrodynamiques alternatives sur la rivière des Ha ! Ha !**

Planche 46: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur aval du lac Ha ! Ha !.....	178
---	-----

Planche 47: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur de Boilleau ..... 179

Planche 48: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur Chute-à-Perron..... 180

Planche 49: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur des Eaux-Mortes ..... 181

Planche 50: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur La Grande Baie ..... 182

## ***Avant-propos***

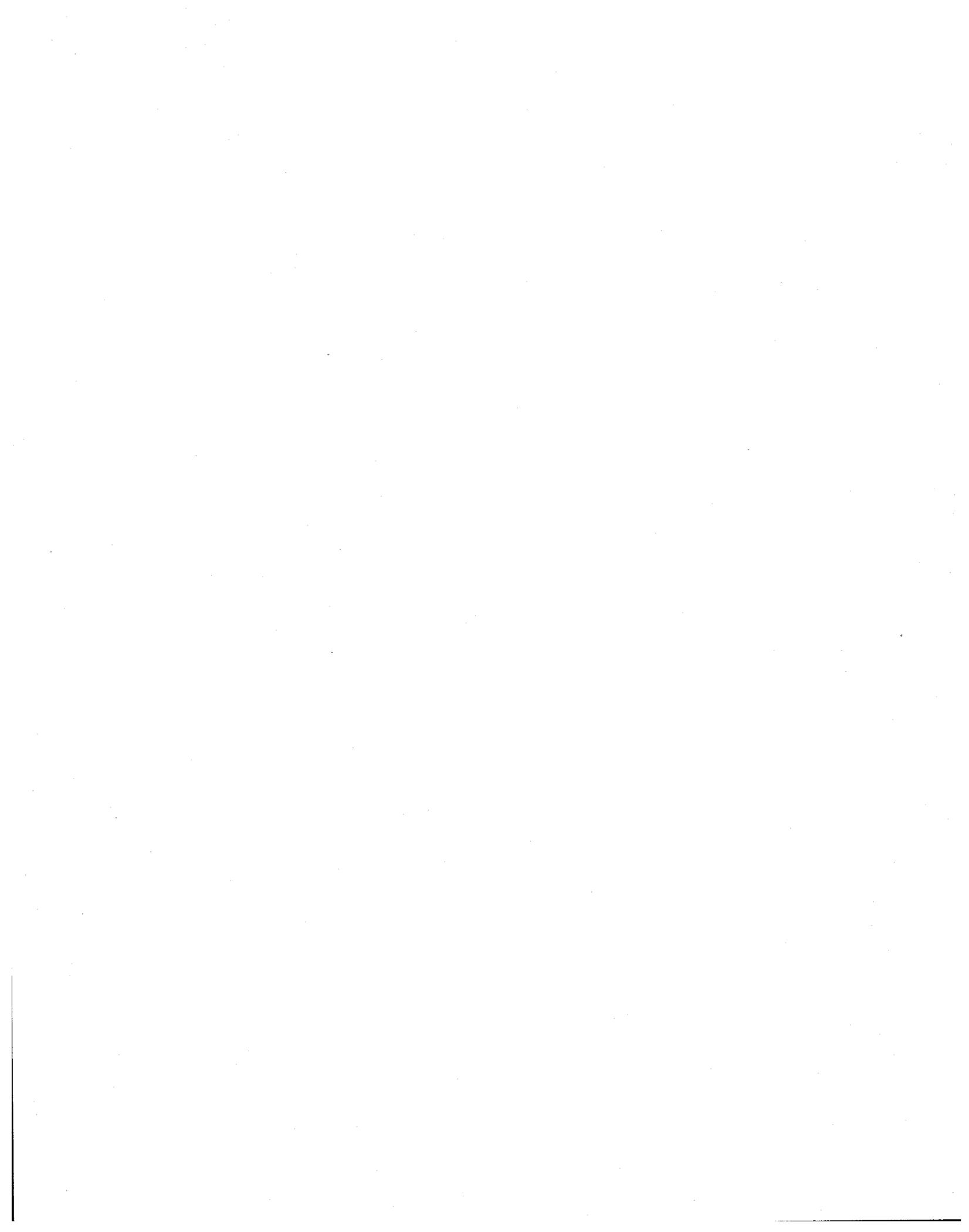
Lors de sa création, l'INRS-Eau répondait à un besoin largement identifié concernant les recherches en Sciences de l'eau. Sa mission s'est maintenue depuis et la problématique d'alors reste d'actualité. Au cours des dernières années, la dimension environnement s'est greffée aux activités de recherche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

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

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

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

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



---

# 1. Le mandat

---

Suite aux pluies torrentielles et aux inondations conséquentes survenues dans la région du Saguenay en juillet 1996, le gouvernement québécois a établi une Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, chargée de faire la lumière sur les événements climatiques et hydrauliques exceptionnels qui ont causé d'énormes dommages matériels dans la région. La Commission avait pour mandat d'évaluer les principes de gestion des barrages et d'analyser l'efficacité des interventions qui ont eu lieu lors des événements de juillet 1996. Parmi les moyens pour parvenir à ces fins, la Commission a confié aux chercheurs de l'INRS-Eau la mission de reconstituer la crue survenue sur les rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! et de la simuler à l'aide des méthodes numériques appropriées. Le mandat consiste essentiellement à élaborer un scénario temporel des événements et à le modéliser sur support informatique, de façon à visualiser le plus précisément possible ce qui s'est produit durant la période entre le 19 et le 25 juillet 1996 sur les deux rivières à l'étude et à déterminer avec exactitude les limites des zones inondées.

La modélisation hydrodynamique permet de suivre la séquence des événements en incorporant l'évolution temporelle des débits d'eau, des niveaux atteints, de l'érosion et de la sédimentation causées par les fortes crues, et les événements singuliers qui ont été observés particulièrement aux abords des ouvrages hydrauliques (barrages et digues) présents sur les rivières. Ces modèles précis, basés essentiellement sur plusieurs ensembles de données de terrain, des observations directes et indirectes, ainsi que des programmes prédictifs construits sur des principes d'équilibre de forces et de conservation du débit. Des simulations alternatives (modifications des conditions observées) sont bien sûr possibles avec de tel outils dans le but de délimiter des zones à risque pour différents débits et d'estimer ce qu'auraient pu être les impacts des crues exceptionnelles si les plans de gestion des barrages avaient été différents ou si les interventions d'urgence (ouvertures préventives de vannes d'évacuation d'eau, etc.) avaient été coordonnées différemment.

En fonction des attentes de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, et des possibilités de simulations inhérentes aux instruments de modélisation utilisés et aux données disponibles, les objectifs de la présente étude ont été ainsi définis :

- *reconstituer le mieux possible la séquence des causes et des résultantes hydrauliques ou morphologiques des événements de juillet 1996 sur la rivière Chicoutimi en aval de Portage-des-Roches et sur la rivière des Ha ! Ha ! en aval du lac Ha ! Ha ! ;*
- *simuler le comportement hydrodynamique des mêmes milieux soumis à des scénarios alternatifs de gestion des barrages ;*
- *établir le bilan sédimentaire de la rivière des Ha ! Ha !.*



---

## 2. Contexte et aires d'étude

---

### 2.1 Rivière Chicoutimi

À son embouchure, la rivière Chicoutimi draine un bassin versant de 3390 km<sup>2</sup>; elle prend sa source dans la Réserve faunique des Laurentides dans le secteur du grand lac Apica. Elle coule du sud au nord sur une distance approximative de 110 km avant d'atteindre le lac Kénogami, dont elle est aussi un des trois exutoires. Dans la partie en amont du lac Kénogami, elle reçoit les eaux de deux tributaires majeurs, la rivière aux Écorces et la rivière Pikauba (Figure 1).

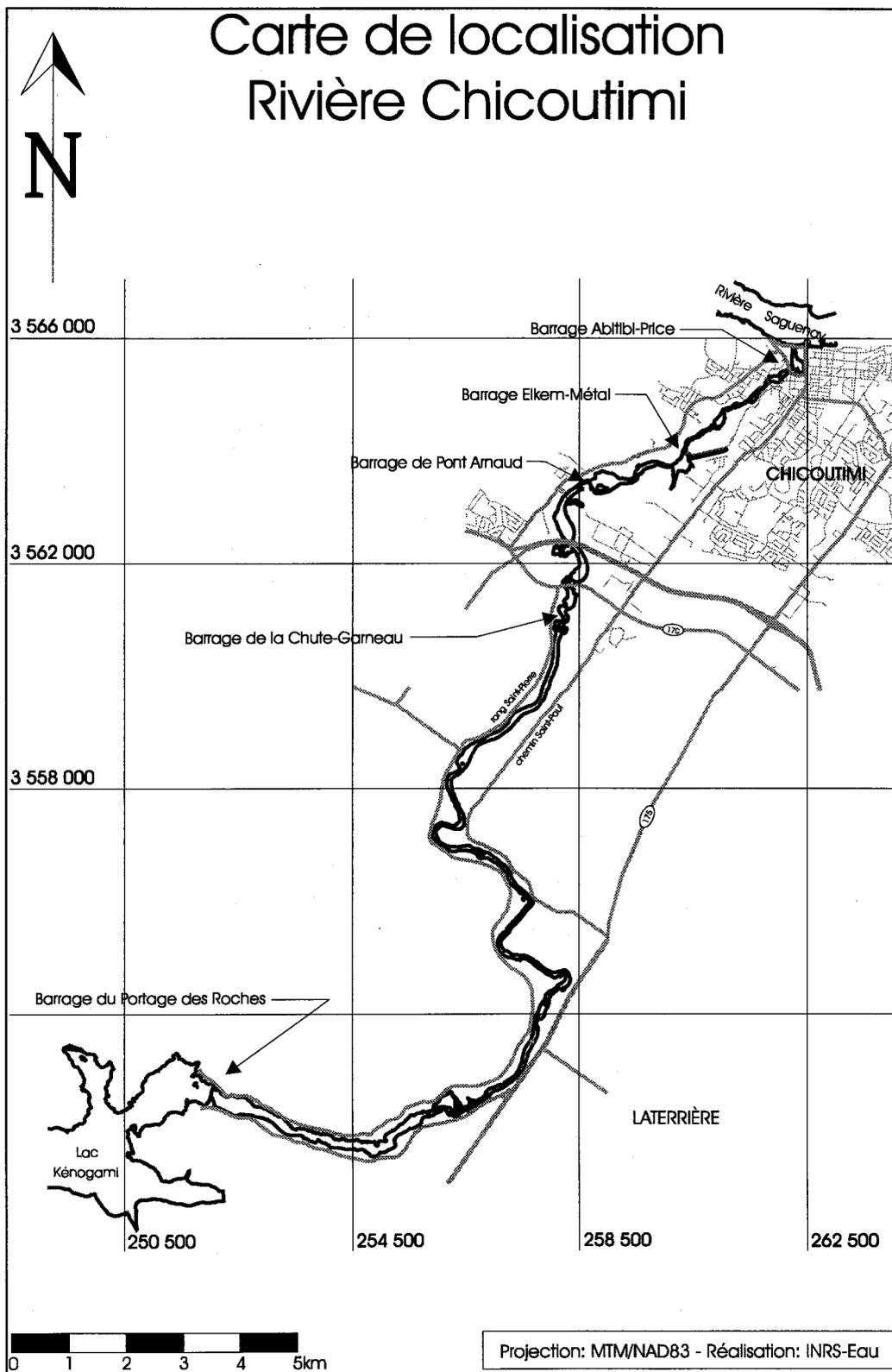
Le lac Kénogami constitue le principal réservoir du bassin de la rivière Chicoutimi, recevant aussi les eaux de la rivière Cyriac. La superficie totale du réservoir est d'environ 59 km<sup>2</sup> et son volume d'emmagasinement est de l'ordre de 405 millions de m<sup>3</sup>, soit l'équivalent de 4 685 m<sup>3</sup>/s/jour au niveau de la cote de 164,5 m et de 481 millions de m<sup>3</sup> au niveau de la cote 165,67 mètres (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997). Le lac possède trois exutoires : la rivière Chicoutimi et les exutoires Pibrac-Est et Pibrac-Ouest sur la rivière aux Sables. Les eaux du lac Kénogami sont retenues par plusieurs digues et barrages érigés autour du lac : la digue de la baie de Moncouche à l'est, les digues Ouiqui et Cascouia à l'ouest, les digues Coulée Gagnon, Pibrac-Est et Pibrac-Ouest, les deux digues Creek Outlet près des exutoires sur la rivière aux Sables et les barrages de Portage-des-Roches, Pibrac-Est et Pibrac-Ouest. Selon le plan de gestion, un tiers du débit du réservoir est dirigé vers la rivière aux Sables et deux tiers vers la rivière Chicoutimi.

En aval du barrage de Portage-des-Roches, la rivière Chicoutimi coule sur une distance d'environ 25 km avant de se jeter dans la rivière Saguenay au niveau de la municipalité de Chicoutimi. C'est cette section de la rivière qui fait l'objet de la présente étude (Figure 2). On ne retrouve aucun tributaire important dans ce tronçon.

#### 2.1.1 Occupation humaine

Dans sa portion en aval du barrage de Portage-des-Roches, la rivière Chicoutimi traverse successivement les municipalités et les paroisses de Portage-des-Roches-Sud et Portage-des-Roches-Nord, Laterrière, Chute Garneau, Pont-Arnaud et Chicoutimi.





**Figure 2 : Tronçon à l'étude de la rivière Chicoutimi et ouvrages de génie civil présents**

A l'amont de la zone d'étude, la rivière est bordée sur la rive gauche par le Rang du Portage-des-Roches-Nord, suivi du Rang Saint-Pierre jusqu'au niveau de la Chute Garneau, et sur la rive droite par le Rang du Portage-des-Roches-Sud, suivi de la route 175 (boulevard Talbot), puis du Rang Saint-Paul, jusqu'au niveau de la Chute Garneau. Dans cette portion, les berges sont généralement boisées et on y retrouve bon nombre de résidences et de chalets ainsi que quelques terres agricoles sur la rive droite.

A l'aval du barrage de Chute Garneau, la rivière coule dans un milieu plus urbain et industriel. Les berges sont occupées par de nombreuses cours à matériaux, des industries légères et des développements résidentiels de la ville de Chicoutimi. La rivière se jette dans le Saguenay après avoir traversé le quartier du Bassin, au centre-ville de Chicoutimi.

D'amont en aval, la rivière peut être franchie par les ponts suivants : pont de Laterrière, pont du boulevard du Royaume (route 170), pont de l'autoroute 70, pont Arnaud, pont Delisle et pont Price. Dans la section à l'étude on retrouve aussi cinq barrages, soit Portage-des-Roches, Chute-Garneau, Pont-Arnaud, Elkem Métal et Abitibi-Price (Figure 2). Les principaux ouvrages exerçant une influence hydraulique notable sont les cinq barrages, ainsi que les ponts de la route 170 et de l'autoroute 70. Ces ouvrages seront décrits brièvement un peu plus loin dans ce chapitre.

### 2.1.2 Géomorphologie

La rivière Chicoutimi a une dénivellation de 150 m entre le barrage Portage-des-Roches et son embouchure. Entre Portage-des-Roches et l'île près du pont Laterrière, la pente de la rivière est de l'ordre de 0,002. Dans cette section, la forme de la rivière est irrégulière avec une largeur moyenne de 150 m, contrôlée en plusieurs endroits par des affleurements rocheux. Cette forme indique une morphologie héritée de la période glaciaire qui a peu changé à cause d'un faible transport de sédiments. Le lit de la rivière est composé principalement de galets et parfois de blocs. À la hauteur de l'île située près du pont Laterrière, la rivière coule sur un rapide dont le fond est composé de blocs et d'affleurements rocheux.

En aval de ce rapide, la rivière coule dans une large plaine composée de sédiments plus fins. La pente diminue de 0,002 à une valeur moyenne de 0,001 et ce jusqu'au barrage de Chute Garneau. Cette section d'environ 13 km de longueur, possède une forme plus régulière que la section précédente. Ceci reflète la capacité de la rivière à réaliser son ajustement dans un sédiment meuble. Cette section de la rivière possède une largeur moyenne de 80 m et comprend plusieurs méandres bien développés.

Du barrage de Chute Garneau jusqu'à celui d'Elkem Métal la pente de la rivière s'accroît considérablement pour atteindre 0,006. Dans cette section, la rivière reprend une forme plus irrégulière. Cette section possède plusieurs rapides contrôlés par des socles rocheux. On peut citer par exemple les sites de Chute Garneau et de Pont-Arnaud. La présence de larges bassins naturels, qui atteignent plus de 200 m de largeur, indique encore une morphologie glaciaire qui a probablement duré à cause d'un faible transport de sédiments. Autour du barrage de Chute Garneau et jusqu'à environ 1 km en amont du barrage de Pont-Arnaud, la rivière coule dans un

dépôt argileux profond, ce qui a joué un rôle important dans l'évolution du lit pendant la crue de juillet 1996.

Les derniers 3 km de rivière, en aval du barrage d'Elkem-Métal présentent une dénivellation de 110 m, soit environ 70% de l'écart total entre le lac Kénogami et l'embouchure. La pente moyenne est d'environ 0,04, soit 40 fois plus abrupte que la section en amont de Chute Garneau. Presque partout dans cette section, la rivière coule dans un étroit canyon rocheux.

### 2.1.3 Ouvrage Portage-des-Roches

Selon le ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF, 1996), le barrage de Portage-des-Roches fait partie d'un complexe de treize ouvrages construits entre 1906 et 1924 pour contrôler les eaux du réservoir Kénogami. Les digues Cascouia, Coulée Gagnon, Creek-Outlet 1, Creek-Outlet 2, Creek-Outlet 3, Moncouche, Ouiqui (digue), Ouiqui (ravin), Pibrac-Est et Pibrac-Ouest ne servent qu'à retenir les eaux du lac, sans aucun équipement de contrôle. Les barrages Pibrac-Est et Pibrac-Ouest contrôlent le débit de la rivière aux Sables, alors que le barrage de Portage-des-Roches contrôle le débit de la rivière Chicoutimi. Tous ces ouvrages sont sous la responsabilité du ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec.

Le barrage de Portage-des-Roches (MEF, 1996) est un barrage de type béton-gravité avec une section de contrôle se déversant dans la rivière Chicoutimi. Il a été construit en 1906, à la suite d'une entente intervenue entre le gouvernement du Québec, la compagnie de pulpe de Jonquière et la compagnie de pulpe de Chicoutimi. Le barrage comprend dix-sept pertuis à poutrelles, cinq vannes de type Stoney, un appareil de levage pour les poutrelles et les vannes Stoney, et onze vannes de fond avec onze appareils de levage. Il mesure 454 m de long et 24,3 m de hauteur. Sa crête a été fixée à la cote géodésique 165,67 m. Le niveau maximal critique est à la cote 165,07 m, le niveau maximal d'alerte à la cote 164,20 m et le niveau maximal d'exploitation à la cote 164,16 m. Sa capacité maximale d'évacuation est de 2156 m<sup>3</sup>/s à la cote 165,67 m (Figure 3).

### 2.1.4 Ouvrages de Chute Garneau

Les données rapportées ici proviennent d'Hydro-Québec (1996a). Situés à 17,2 km en aval de Portage-des-Roches (Figure 4), la centrale hydroélectrique et le barrage de Chute Garneau ont été construits en 1924 par l'entreprise Riverin et Riverin pour le compte de la compagnie électrique de Chicoutimi pour fournir de l'électricité à la ville de Chicoutimi et à certaines usines avoisinantes. Depuis 1964, les installations de Chute Garneau sont la propriété d'Hydro-Québec.

Les aménagements de Chute Garneau (Figure 4) comprennent une centrale hydroélectrique d'une puissance installée de 2 000 kW et un barrage de type béton-gravité. La centrale est reliée à la rivière Chicoutimi par un court canal de fuite. Le barrage est d'une longueur totale de 146 m et d'une hauteur maximale de 8 m. Il comprend, de la rive droite à la rive gauche, le déversoir, l'évacuateur ayant 19 passes (dont 5 sont hors-service) à la cote 134,19 m, la prise d'eau et le barrage-poids en rive gauche. La crête du barrage a été fixée à la cote géodésique 137,54 m. Le

niveau maximal critique du réservoir est à la cote 137,24 m, le niveau maximal d'exploitation à la cote 136,50 m (crête déversante), le niveau maximal de la retenue à la cote 136,85 m, le niveau maximal d'alerte à la cote 136,62 m et le niveau minimal d'exploitation à la cote 136,32 m. La capacité totale d'évacuation du barrage est de 575 m<sup>3</sup>/s (retenue à la cote 136,50 m), dont 540 m<sup>3</sup>/s par l'évacuateur de crue et 35 m<sup>3</sup>/s par les turbines.

La prise d'eau de la ville de Jonquière est située sur la rive gauche du réservoir de Chute Garneau, à environ 100 m en amont du barrage. Son débit moyen est de 0,3 m<sup>3</sup>/s.

### **2.1.5 Pont de la route 170 ou pont du boulevard du Royaume**

Les données rapportées ici nous ont été fournies par le ministère des Transports du Québec (1996) sous la forme de plans de l'ouvrage. Cet ouvrage a été incorporé dans notre analyse en raison du rôle de restriction hydraulique qu'il a joué dans le déroulement des événements de juillet 1996. Cette influence s'est traduite par une surélévation très significative du niveau d'eau du côté amont du pont. C'est à partir de l'observation des séquences vidéo produites en hélicoptère par les opérateurs de barrages d'Hydro-Québec le dimanche 21 juillet que cette influence apparaît la plus évidente.

Le pont de la route 170 est situé à 0,6 km en aval du barrage de Chute Garneau. Il est implanté au droit d'une restriction naturelle de la rivière (Figure 5). Les approches de la travée centrale (longueur de 50,3 m) sont construites sous la forme de remblais à même le lit de la rivière ce qui a pour effet d'en rétrécir davantage la section d'écoulement. Le volume de remblais (perré placé à la main) utilisé pour les approches est impossible à déterminer. Toutefois, il est évident que sans ajouter énormément à la restriction horizontale, le remblai devient une restriction verticale importante en période de crues, empêchant le débordement latéral de la rivière et provoquant un refoulement à l'amont du pont.

### **2.1.6 Pont de l'autoroute 70**

Le pont de l'autoroute 70 est situé à 800 m en aval du pont de la route 170, donc à peu près à mi-chemin entre les barrages de Chute Garneau (en amont) et de Pont-Arnaud (en aval) (Figure 5). L'influence hydraulique de ce pont est liée à la présence de huit piles (quatre par travée) implantées dans la section d'écoulement et formant restriction par rapport à l'écoulement. Les piles ont une section en plan de forme rectangulaire arrondie aux extrémités, orientée dans le sens de l'écoulement. Les dimensions sont typiquement de 5 m par 2 m. Cette influence nous a semblé peu significative si bien qu'elle n'a pas été considérée.

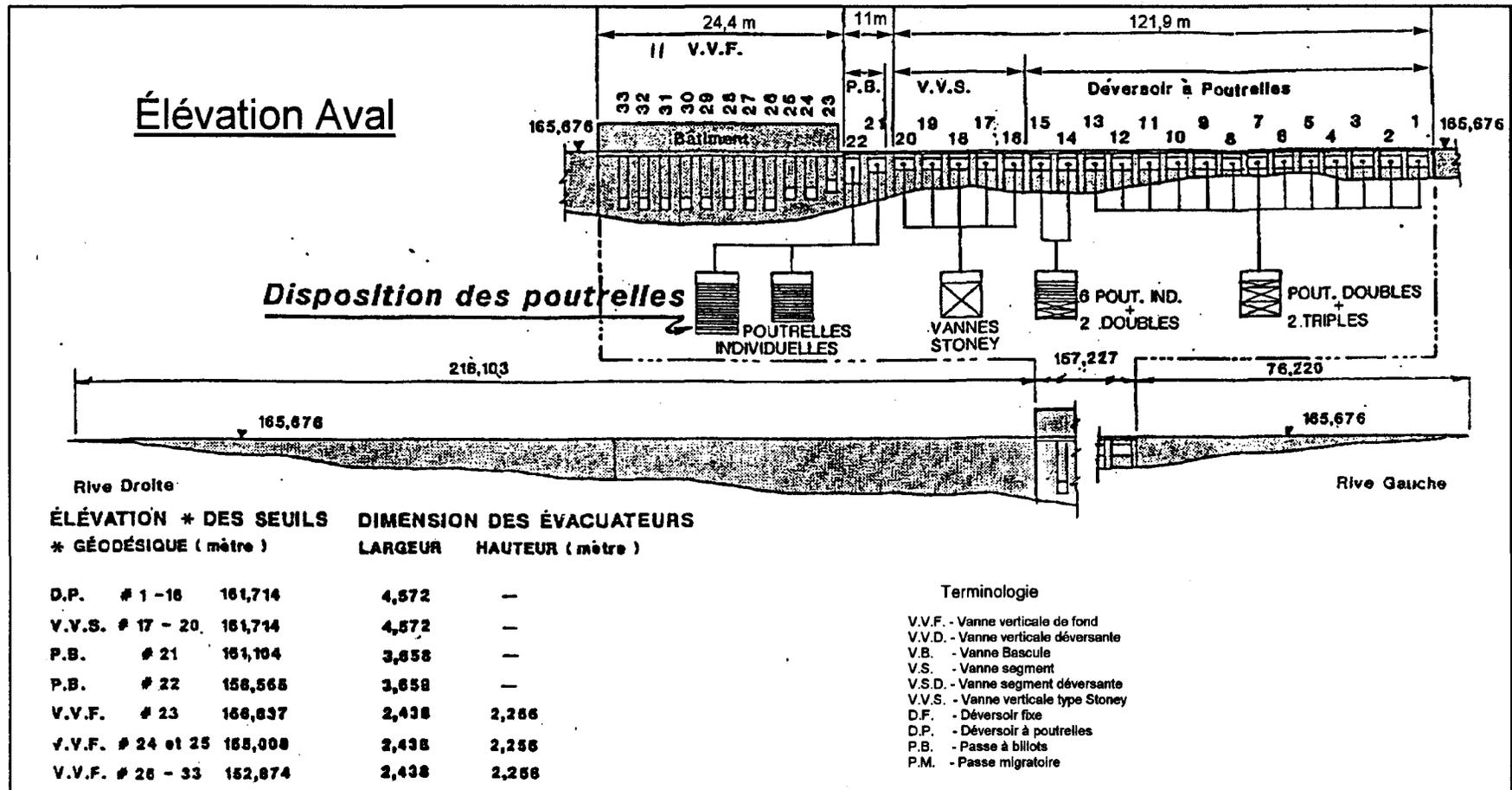


Figure 3 : Barrage Portage-des-Roches

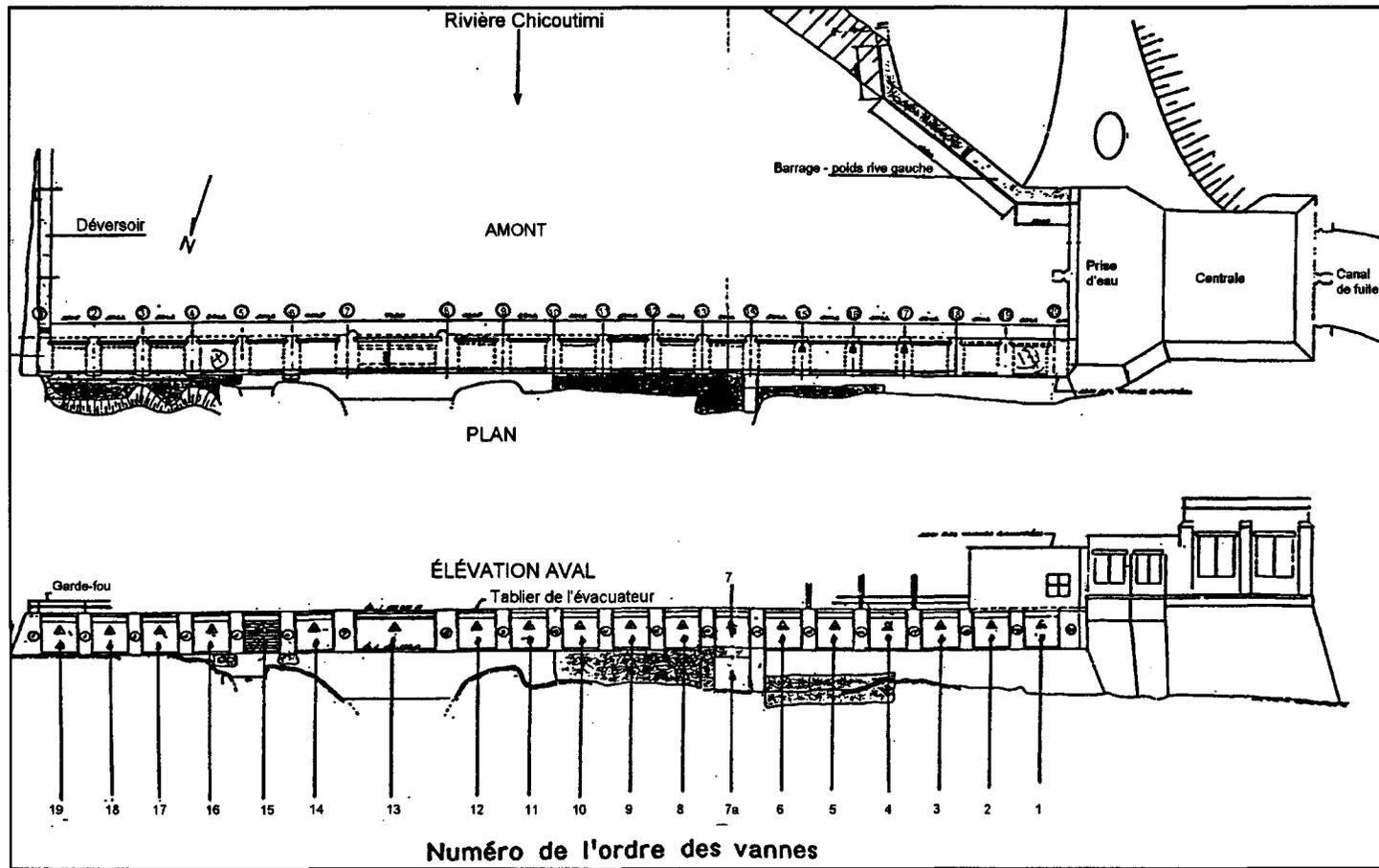


Figure 4 : Ouvrages de Chute Garneau

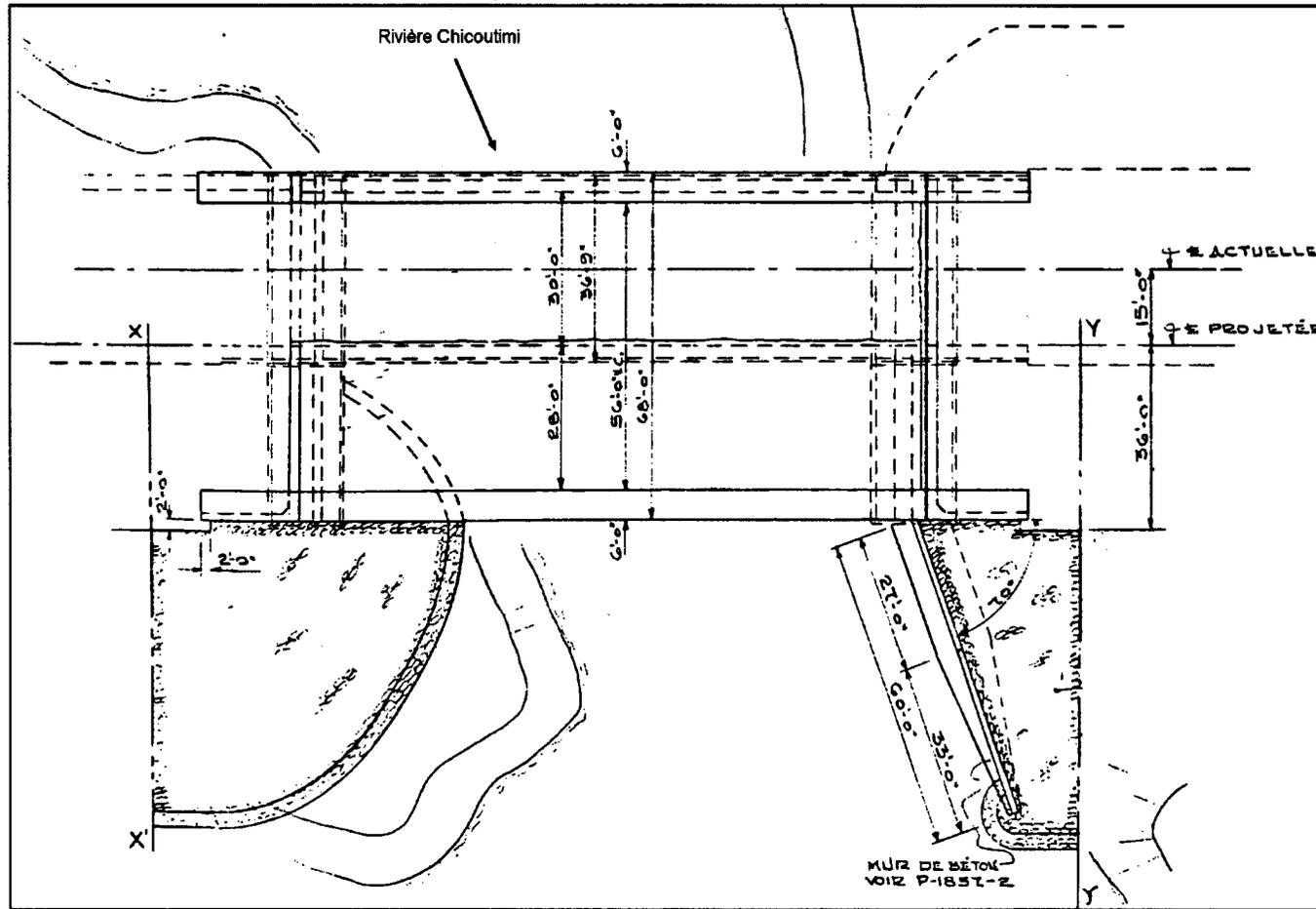


Figure 5 : Implantation du pont du boulevard du Royaume (Source : Min. des Transports du Québec)

### 2.1.7 Ouvrages de Pont-Arnaud

Les données rapportées ici proviennent également d'Hydro-Québec (1996a). Le barrage et la centrale hydroélectrique de Pont-Arnaud (Figure 6), situés à 3,2 km en aval du barrage de Chute Garneau, ont été construits entre 1910 et 1917 pour le compte de la Société d'éclairage et d'énergie électrique du Saguenay. L'aménagement permettait le passage du bois et la production d'électricité. La centrale a été mise en service en 1912 avec le premier de trois groupes électrogènes. Les deux autres groupes ont été mis en service en 1917. De 1964 à 1993, les installations ont été exploitées par Hydro-Québec. Depuis septembre 1993, la centrale est inopérante pour des raisons de sécurité des équipements mécaniques. Les installations demeurent sous la responsabilité d'Hydro-Québec.

Les aménagements de Pont-Arnaud (Figure 6) comprennent une centrale qui abrite trois groupes d'une puissance installée de 1875 kW chacun, trois conduites forcées en acier d'un diamètre intérieur de 3,05 m qui relie la prise d'eau à la centrale ainsi que le barrage de type béton-gravité. Le barrage mesure 168 m de longueur et 8 m de hauteur maximale. Il comprend de la rive droite à la rive gauche les éléments suivants : le barrage-poids rive droite, la prise d'eau, le barrage-poids intermédiaire qui comprend une passe à débris avec seuil à la cote géodésique 124,65 m, la section pertuis munie de trois passes avec seuil à la cote 119,89 m, le barrage-poids rive gauche et l'évacuateur muni de 14 passes avec seuil à la cote 123,53 m et de 8 passes avec seuil à la cote 123,83 m. La crête du barrage est à la cote 126,73 m, le niveau maximal critique à la cote 126,73 m, le niveau maximal d'exploitation à la cote 125,30 m, le niveau maximal de la retenue à la cote 125,45 m et le niveau minimal d'exploitation à la cote 125,15 m. La capacité totale d'évacuation du barrage (retenue à la cote 126,73 m) est de 682 m<sup>3</sup>/s, soit 640 m<sup>3</sup>/s par l'évacuateur et la section pertuis et 42 m<sup>3</sup>/s par les turbines.

La prise d'eau de la compagnie Alcan est située sur la rive gauche de la rivière à environ 500 m en amont du barrage. Tout juste à l'amont du barrage, on retrouve la prise d'eau de la ville de Chicoutimi.

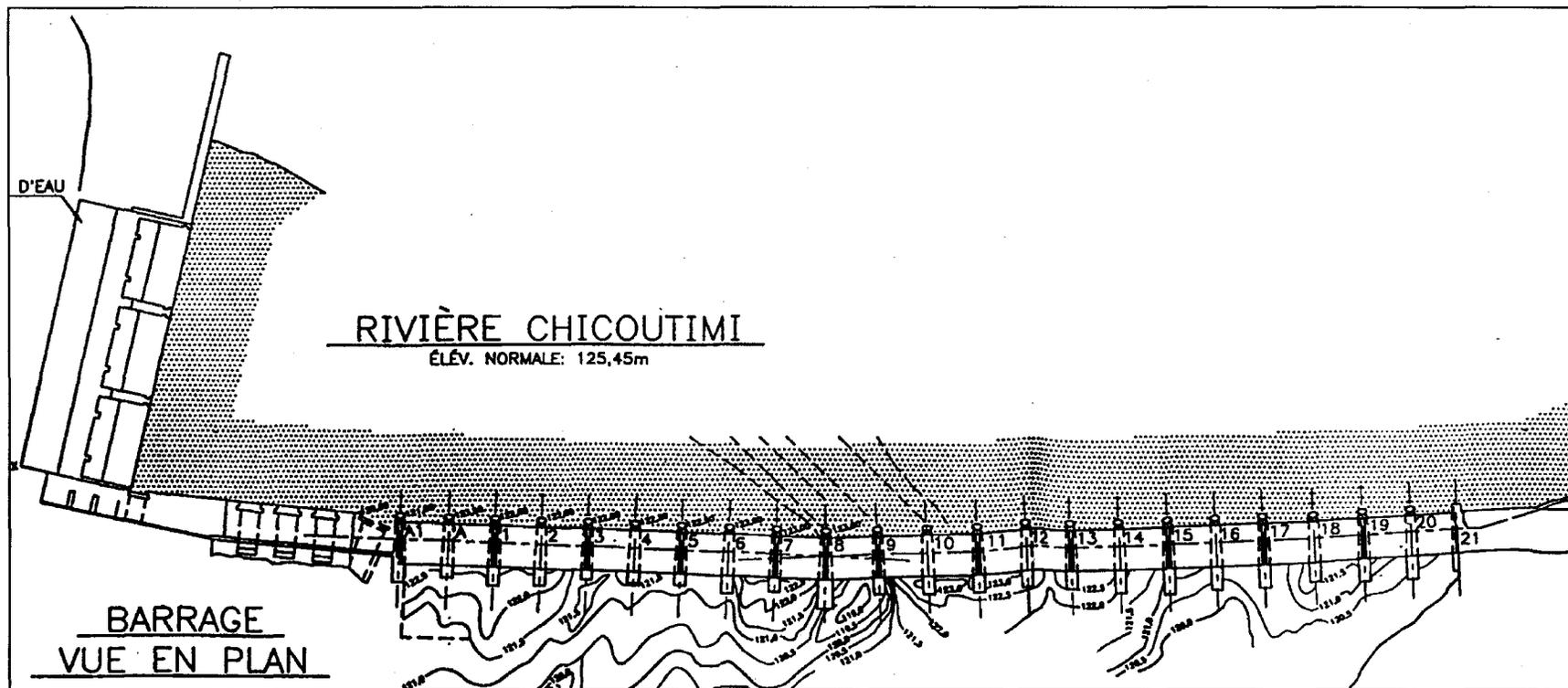


Figure 6 : Représentation schématique des ouvrages de Pont-Arnaud (D'après Hydro-Québec, 1996)

### **2.1.8 Ouvrages d'Elkem Métal (Chute Blanchette)**

Les aménagements d'Elkem Métal, situés à la chute Blanchette à 3,7 km en aval du barrage de Pont-Arnaud, comprennent une centrale hydroélectrique, un canal d'amenée et un barrage de type béton-gravité avec digue en terre en rive droite. Ces installations ont été remises en service en 1958. Le barrage mesure 137 m de long et 15 m de haut et sa crête a été fixée à la cote 109,73 m. Son niveau maximal critique est à la cote 109,42 m, son niveau maximal d'exploitation en hiver à la cote 108,72 m, son niveau maximal d'exploitation en été à la cote 108,11 m et son niveau minimal d'exploitation à la cote 107,20 m. Le barrage comprend cinq vannes avec poutrelles levées par un palan électrique de 28 tonnes, un pertuis avec vanne opérée par un moteur électrique et deux seuils déversants à la cote 108,11 m, d'une longueur totale de 25,68 m. La capacité totale d'évacuation est de 1 076 m<sup>3</sup>/s à la cote 108,72 m.

### **2.1.9 Ouvrages d'Abitibi-Price**

Les aménagements d'Abitibi-Price, situés à Chicoutimi tout près de l'embouchure de la rivière, comprennent une centrale hydroélectrique, un barrage de type béton-gravité et à contreforts en rive droite, une section de contrôle ayant un pertuis avec vanne radiale et une section déversoir de quatre passes avec vannes radiales. Le barrage mesure 295 m de long et 30 m de haut et sa crête est fixée à la cote 32,00 m.

Le niveau maximal critique est à la cote 32,0 m et le niveau maximal d'exploitation à la cote 30,48 m. La capacité totale d'évacuation à la cote 32,0 m est de 677 m<sup>3</sup>/s, dont 630 m<sup>3</sup>/s par le déversoir et 47 m<sup>3</sup>/s par les turbines.

## **2.2 Rivière des Ha! Ha!**

Le lac Ha ! Ha ! et le petit lac Ha ! Ha ! qui lui est rattaché, forment un réservoir d'une superficie approximative de 7,45 km<sup>2</sup>, avec un volume total d'emmagasinement de 25,1 millions de m<sup>3</sup>. Les deux lacs sont séparés par un chenal étroit qui permet de maintenir le niveau du petit lac Ha ! Ha !. À lui seul le lac Ha ! Ha ! couvre une superficie approximative de 5,53 km<sup>2</sup> et a un volume d'emmagasinement de 18 663 611 m<sup>3</sup>. Le niveau du lac est maintenu à la cote 380 m par deux digues en remblai et un barrage (propriété de la Stone Consolidated) qui contrôle le débit vers l'exutoire, c'est-à-dire la rivière des Ha ! Ha !. Ces ouvrages seront décrits plus précisément à la section 2.2.3 (Ouvrages - Lac Ha ! Ha !, page 20).

La présente étude couvre la rivière des Ha ! Ha ! sur toute sa longueur, de l'aval du barrage de la Stone Consolidated jusqu'à l'embouchure dans la baie des Ha ! Ha ! (Figure 7). La rivière draine un bassin versant de 608 km<sup>2</sup> et coule sur une distance approximative de 32 km, entre le lac Ha ! Ha ! et son embouchure dans la baie des Ha ! Ha !. Elle reçoit les apports de trois tributaires importants, le Bras Hamel, le Bras Rocheux et la rivière des Cèdres.

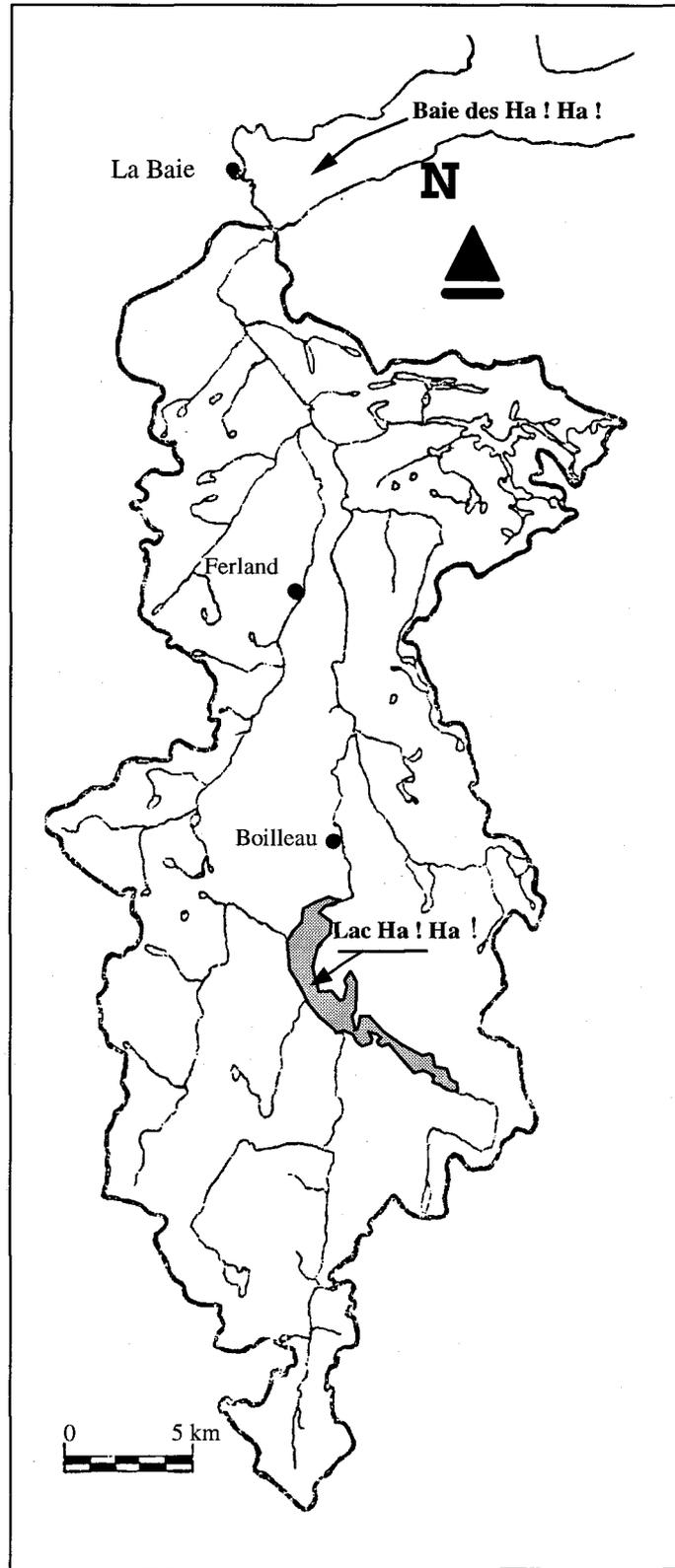


Figure 7 : Bassin versant de la rivière Ha ! Ha !

## 2.2.1 Occupation humaine

De l'amont vers l'aval, la rivière des Ha ! Ha ! coule dans les municipalités de Boilleau, Ferland et ville de La Baie, secteur de Grande-Baie (Figure 8). Dans la partie amont, seules les résidences de la petite municipalité de Boilleau sont situées à proximité de la rivière, ainsi que quelques chalets et camps de chasse. Plusieurs petits chemins forestiers sillonnent ce secteur où l'exploitation forestière demeure l'activité économique première. Le long de ce tronçon amont, la route 381, qui relie Baie Saint-Paul à ville de La Baie, traverse la rivière tout juste à l'aval du barrage du lac Ha ! Ha ! et longe la rivière sur la rive gauche jusqu'au lac à Bélanger.

La route s'éloigne alors de la rivière et seuls quelques petits chemins forestiers y donnent accès. Ce tronçon médian, étant peu accessible, n'est pas habité et on n'y rencontre que de rares camps ou chalets isolés, et ce jusqu'à l'aval de la Chute-à-Perron. À cet endroit, avant les événements de juillet, la route 381 se rapprochait à nouveau de la rivière qu'elle franchissait pour ensuite la longer sur la rive droite. Aujourd'hui, la route a été reconstruite à l'ouest de la rivière. Dans ce secteur, connu sous le nom de «les Eaux Mortes », plusieurs résidences privées et chalets occupent la rive.

Les derniers kilomètres de la rivière sont en milieu urbain, traversant avant les événements le cœur du quartier Grande Baie de ville de La Baie. Dans ce tronçon final, la rivière était bordée par le Chemin de la rivière (route 381) sur la rive droite et par le Chemin Saint-Jean sur la rive gauche.

## 2.2.2 Géomorphologie

La rivière des Ha ! Ha ! draine un bassin versant d'une superficie de quelque 570 km<sup>2</sup> dont les sommets culminent généralement sous 1000 m. La crue annuelle (en moyenne journalière) est de l'ordre de 70 m<sup>3</sup>/s à la station hydrométrique située dans la partie aval de la rivière (MEF-060601). La forêt boréale recouvre des sols minces sur les versants et des dépôts glaciaires plus épais dans les vallées. Là où elles ne sont pas recouvertes de till, les roches acides du Bouclier Canadien affleurent sur les hauts plateaux. Les vallées bordant le Saguenay sont en général découpées dans des dépôts glaciaires stratifiés plus épais (argiles, sables et graviers) qui datent de l'épisode de transgression marine tardi-glaciaire. La rivière emprunte généralement une vallée qui court du sud vers le nord, déviée localement par les nombreuses failles dans la structure du soubassement rocheux.

La pente moyenne de la rivière depuis sa tête jusqu'à la Grande Baie est de 1%. Le profil en long de la rivière des Ha ! Ha ! (voir la section 6.1, Vue d'ensemble de l'évolution de la rivière des Ha ! Ha !, page 89) est cependant marqué par un certain nombre de discontinuités importantes qui donnent à certains tronçons des caractéristiques géomorphologiques très distinctes. En particulier, le lac Ha ! Ha ! interrompt le profil fluvial vers 380 m d'altitude, coupant par le fait même le transport sédimentaire graveleux provenant de l'amont et laminant naturellement le régime de crue dans le tronçon le séparant des principaux tributaires à l'aval, soit le bras Hamel, le bras Rocheux et la rivière des Cèdres situés à une vingtaine de km à l'aval. Un point fort sur le profil à quelques 6 km de l'exutoire du lac délimite une première unité à l'aval du lac à faible pente d'énergie (0,1%) et lit plutôt sableux ; l'agglomération de Boilleau longe ce secteur.

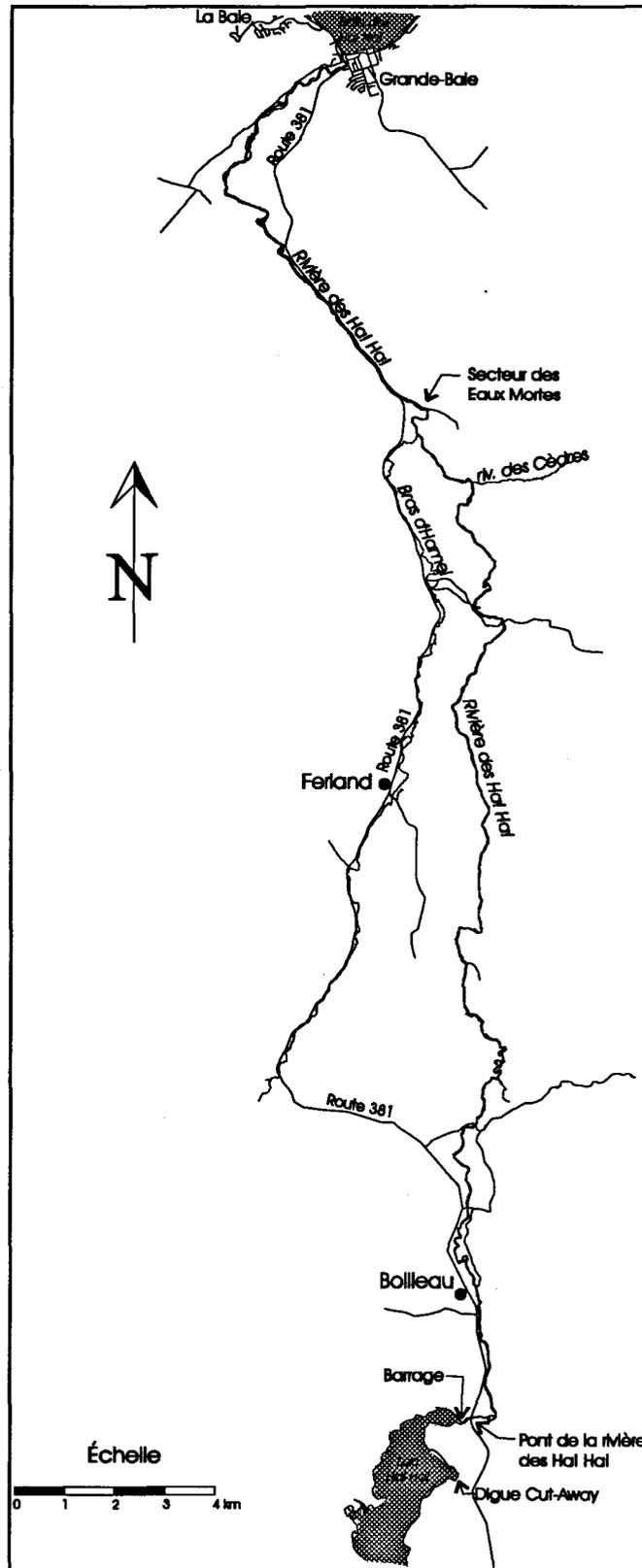


Figure 8 : Tronçon à l'étude de la rivière Ha! Ha!

À l'aval de cette unité, la pente moyenne de la rivière est de 1% sur un secteur de 13 km dominé par les canyons et les rapides. Au delà du pied de la Chute-à-Perron, d'un dénivelé total de 30 m et marquant la fin de ce secteur, débute une seconde unité fluviale de faible énergie: il s'agit du secteur des Eaux Mortes, qui s'étend sur presque 5 km avec une pente d'énergie de 0,1%. Un dernier bris important du profil introduit la vallée inférieure, où le lit est formé d'une succession de rapides sur blocs, les pentes avoisinant 2%.

### **2.2.3 Ouvrages - Lac Ha ! Ha !**

Les ouvrages hydrauliques contrôlant la retenue du lac Ha ! Ha ! et ayant contribué aux événements de juillet 1996 sont le barrage principal (barrage évacuateur du lac Ha ! Ha !) et une digue latérale (digue « Cut-Away ») en remblai, fermant une vallée secondaire. Cette digue a été submergée par le rehaussement du niveau de la retenue et il en est résulté une érosion massive et conséquemment la perte de contrôle de la vidange du réservoir.

Le barrage mis en service en 1950, est de type béton-gravité. Il est d'une longueur en crête de 106,3 m et d'une hauteur maximale de 8,2 m. Sa crête a été fixée à la cote 381,06 m. Le niveau maximal critique se situe à la cote 380,45 m, le niveau maximal d'exploitation à la cote 380,15 m et le niveau minimal d'exploitation à la cote 378,93 m. Le barrage comporte quatre vannes d'évacuation à poutrelles avec seuil à la cote 376,5 m et un système de levage à crémaillère mû par un moteur diesel. La capacité installée d'évacuation totale au niveau maximal d'exploitation est de 219,5 m<sup>3</sup>/s, alors qu'au niveau maximal critique, elle est de 247,5 m<sup>3</sup>/s. Cependant, trois des quatre vannes étaient fermées, et une seule était réellement en état de fonctionner rapidement pour l'évacuation des crues. Lors des événements de juillet 1996, cette vanne n'a pas pu être ouverte complètement. Le mécanisme d'évacuation était surtout dédié au contrôle du niveau du lac en conditions saisonnières normales d'exploitation.

Pour sa part, la digue « Cut-Away », mise en service en 1917, a été submergée et complètement érodée lors des événements. Elle était construite en terre et sa cote géodésique de submersion était située à 380,6m. Elle était d'une longueur à la crête de 162 m et d'une hauteur maximale de 2-3 m. Le niveau maximal critique se situait à la cote 380,45 m, le niveau maximal d'exploitation à la cote 380,15 m et le niveau minimal d'exploitation à la cote 378,93 m.

### **2.2.4 Ouvrage de retenue Stone 1**

Le barrage n° 1 de la Stone-Consolidated (appelé Stone 1 dans ce rapport) est situé à environ 5 km en amont de l'embouchure de la rivière. Il a été construit et mis en service en 1917. Il s'agit d'un barrage de type béton-gravité, d'une longueur à la crête de 74 m et d'une hauteur maximale de 4,1 m. Sa crête se situe à la cote 129,5 m et son niveau maximal d'exploitation à la cote 128,3 m. L'évacuation se fait par un évacuateur à seuil déversant long de 30,5 m situé au centre du barrage, à la cote 128,3 m.

## 2.2.5 Ouvrage de retenue Stone 2

Le barrage n° 2 de la Stone-Consolidated (appelé Stone 2 dans ce rapport) est situé à environ 1,7 km en amont de l'embouchure de la rivière. Il a été construit et mis en service en 1955. Il s'agit d'un barrage de type béton-gravité, d'une longueur à la crête de 158,9 m et d'une hauteur maximale de 4,6 m. Sa crête se situe à la cote 46,5 m et son niveau maximal d'exploitation à la cote 46,5 m. L'évacuation se fait par un évacuateur à seuil déversant long de 12,2 m situé au centre du barrage, à la cote 46,5 m.

## 2.3 Résumé des événements de juillet 1996

Dans ce qui suit, nous nous limiterons à rapporter et interpréter sommairement les données de base essentielles permettant de nous faire une idée qualitative des événements de juillet 1996 sur les rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha !. La période considérée se situe entre vendredi le 19 juillet à 12h00, soit avant la montée des eaux, et jeudi le 25 juillet alors que les rivières étaient retournées dans leur lit mineur antérieur ou modifié. Bien que la rivière aux Sables fasse partie du système de drainage du réservoir Kénogami, notre mandat n'incluait pas l'analyse des événements sur ce cours d'eau.

### 2.3.1 Pluviométrie et hydrologie

Selon le rapport du ministère de l'Environnement et de la Faune (MEF, 1996), au cours des premières semaines de juillet 1996, des pluies abondantes se sont abattues sur l'ensemble du territoire québécois. Dans plusieurs régions, dont le Saguenay-Lac-Saint-Jean, le sol s'est retrouvé saturé d'eau, à la limite de sa capacité d'absorption. Puis, du jeudi 18 juillet au dimanche 21 juillet 1996, une importante dépression a parcouru le sud du Québec, laissant au passage des précipitations extrêmement abondantes, particulièrement dans les régions de la Haute-Mauricie, du Lac-Saint-Jean, du Saguenay, de Charlevoix et de la Côte-Nord. En fait, durant cette période de 72 heures, il est tombé plus de 250 mm de pluie sur l'ensemble des bassins versants des rivières Chicoutimi et des Ha ! Ha ! (Figure 9 et Figure 11a). Cet événement est d'autant plus marquant que la majorité des précipitations est tombée avec grande intensité sur une période de 36 heures, de 8 h le 19 juillet à 20 h le 20 juillet.

Il en est résulté des apports naturels exceptionnels dans les différents bassins versants situés à l'amont et à l'aval des ouvrages de retenue. L'abondance et l'intensité des précipitations ont eu pour effet d'élever rapidement les niveaux d'eau des lacs, des réservoirs et des rivières des régions affectées. Il s'en est suivi une crue subite et des inondations causant des dommages matériels considérables et entraînant dans certains cas l'évacuation de centaines de résidents. La Figure 10 montre l'hydrogramme d'apports naturels de la rivière Chicoutimi tel que rapporté par le MEF (1996) et simulé par La Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (CSTGB, 1997). La Figure 11 montre ceux simulés à l'aide du programme CEQUEAU (selon CSTGB, 1997) à l'amont du lac Ha ! Ha ! et à l'embouchure de la rivière des Ha ! Ha ! dans le Saguenay.

On note que le débit naturel (apports à l'amont du réservoir Kénogami) de la rivière Chicoutimi a culminé à une valeur horaire de 2700 m<sup>3</sup>/s autour de 04h00 le 21 juillet 1996. Les apports additionnels à l'aval du réservoir n'ont pas été considérés en raison de la faible proportion de bassin versant que cet ajout implique.

Dans la rivière des Ha ! Ha !, l'exercice de simulation de la CSTGB (1997) a permis la simulation de l'hydrogramme d'apports naturels au droit du barrage. La simulation a également été effectuée pour la portion de bassin versant de la rivière située à l'aval de l'ouvrage. La Figure 11b,c et la Figure 14. rapportent ces deux simulations et les niveaux du lac Ha ! Ha ! sur lesquels elles sont basées. On peut noter immédiatement que le débit d'apport naturel instantané maximum se serait élevé à 160 m<sup>3</sup>/s à l'exutoire du lac Ha ! Ha ! autour de minuit le 20 juillet 1996, à condition que le réservoir n'exerce aucun laminage<sup>1</sup>. À l'embouchure de la rivière, le débit correspondant simulé aurait atteint 384 m<sup>3</sup>/s.

### 2.3.2 Gestion des ouvrages de la rivière Chicoutimi

La gestion des ouvrages de la rivière Chicoutimi a été décrite dans le témoignage du MEF lors des audiences publiques de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (MEF, 1996), dans un rapport interne d'Hydro-Québec, région Saguenay (Hydro-Québec, 1996), ainsi que dans les témoignages d'Elkem Métal (Elkem Métal, 1996) et d'Abitibi-Price (Abitibi-Price, 1996). Du point de vue de la simulation numérique des événements et de l'appréciation des conséquences, les hydrogrammes observés ou reconstitués, les niveaux d'eau observés ou reconstitués ainsi que les mesures bathymétriques relatives aux contournements d'ouvrages sont les données essentielles permettant d'apprécier la séquence des événements et éventuellement de les simuler.

Concernant les débits évacués, seul l'hydrogramme reconstitué au barrage de Portage-des-Roches (MEF, 1996) permettait de représenter le débit dans la rivière Chicoutimi en aval de l'ouvrage. La Figure 12 montre cet hydrogramme. On notera que le débit a culminé à une valeur de 1100 m<sup>3</sup>/s entre 10h00 et 14h00 dimanche le 21 juillet 1996.

Les niveaux d'eau résultant du transfert de cette crue ont été observés à l'amont des barrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud par les instruments de mesures et subséquemment par les opérateurs d'Hydro-Québec, région Saguenay, tant qu'il leur a été possible de le faire sans danger (Hydro-Québec, 1996). À partir du dimanche matin, des vols d'hélicoptère semi-journaliers, puis journaliers ont permis d'observer l'évolution des niveaux d'eau au voisinage des ouvrages. Ces données seront présentées en même temps que les simulations hydrodynamiques.

---

<sup>1</sup> Pour plus de détails à cet égard, consulter le rapport de la CSTGB (1997)

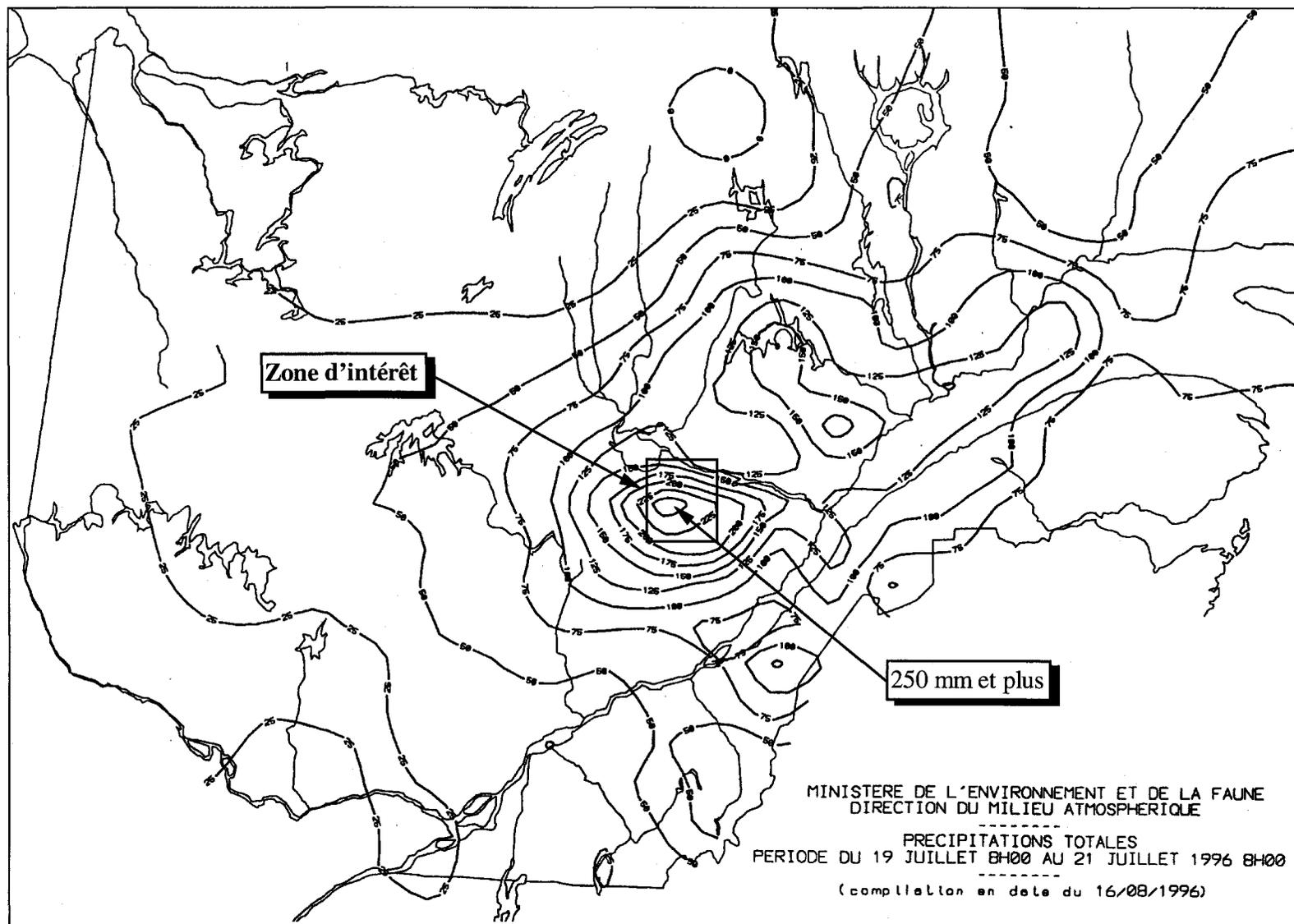


Figure 9 : Carte des précipitations totales entre le 19 et le 21 juillet 1996 (Source : MEF, 1996)

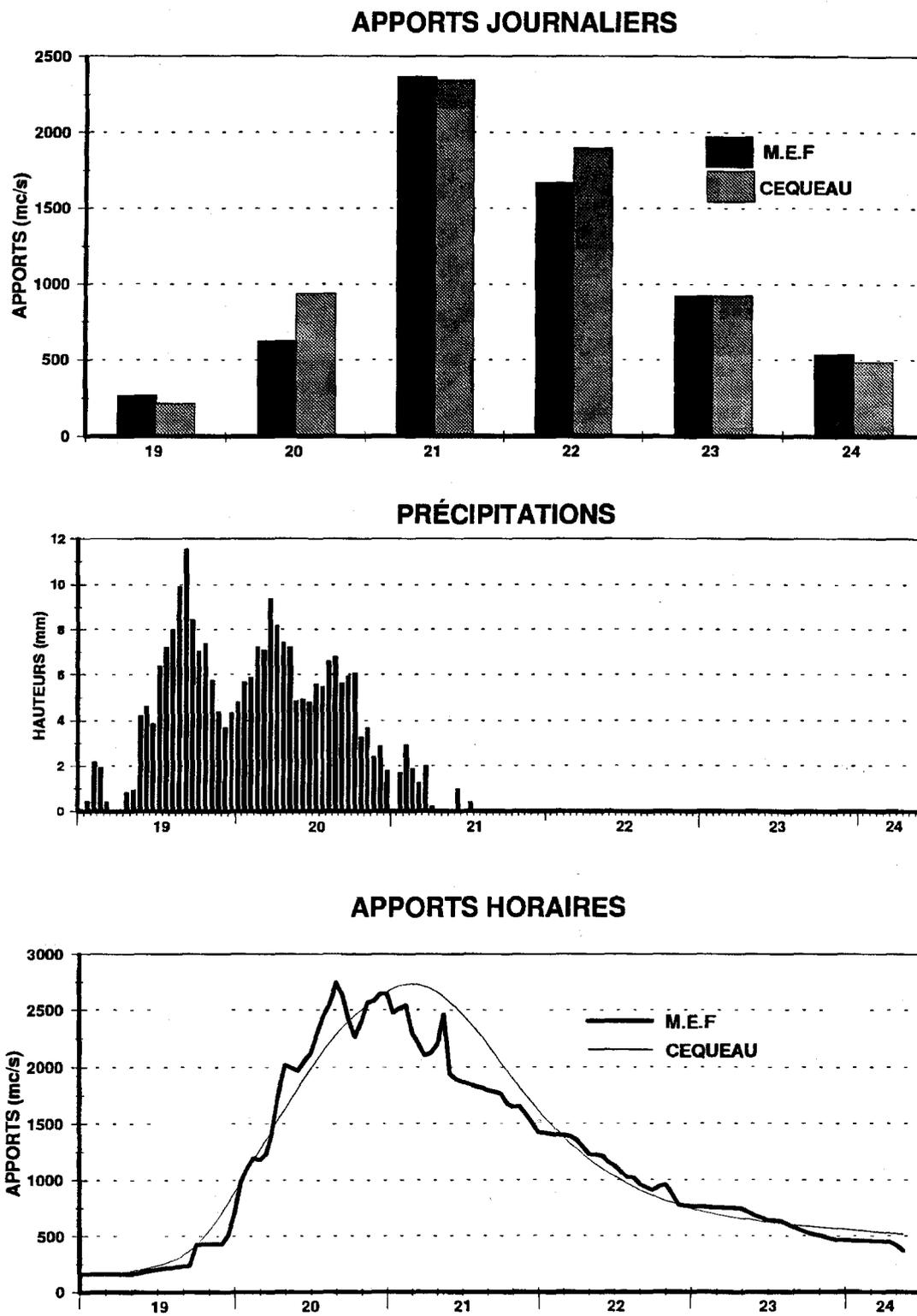
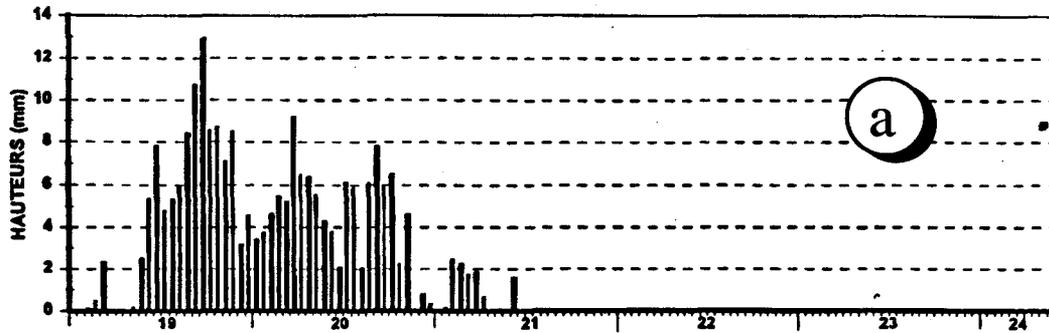
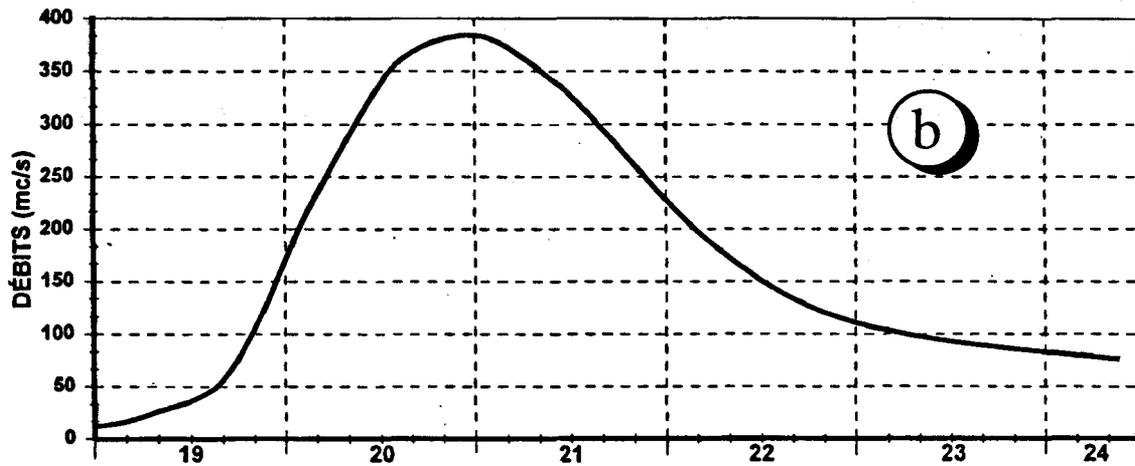


Figure 10 : Hydrogramme simulé des apports dans le réservoir Kénogami (Selon CSTGB, 1997)

## PRÉCIPITATIONS HORAIRES



## DÉBITS À L'EXUTOIRE



## DÉBITS AU LAC HAI HAI

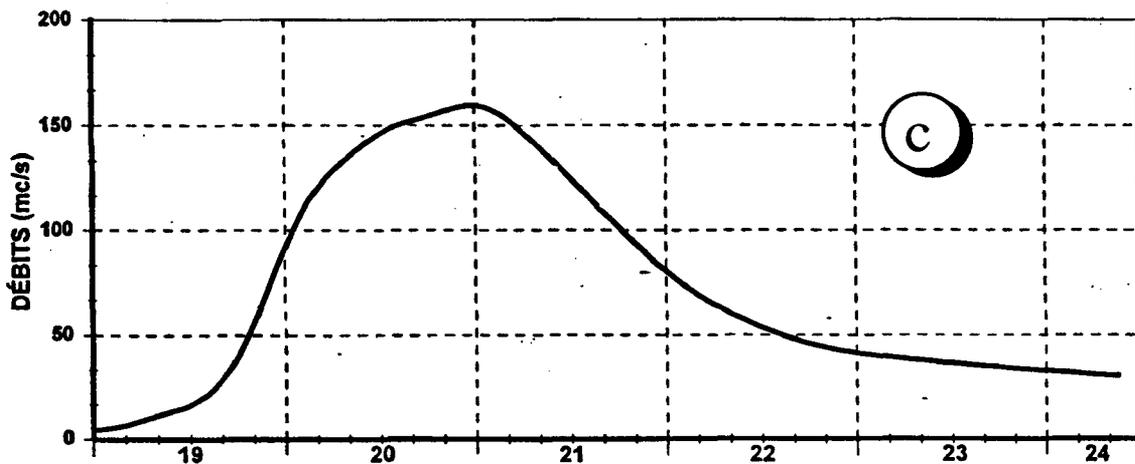
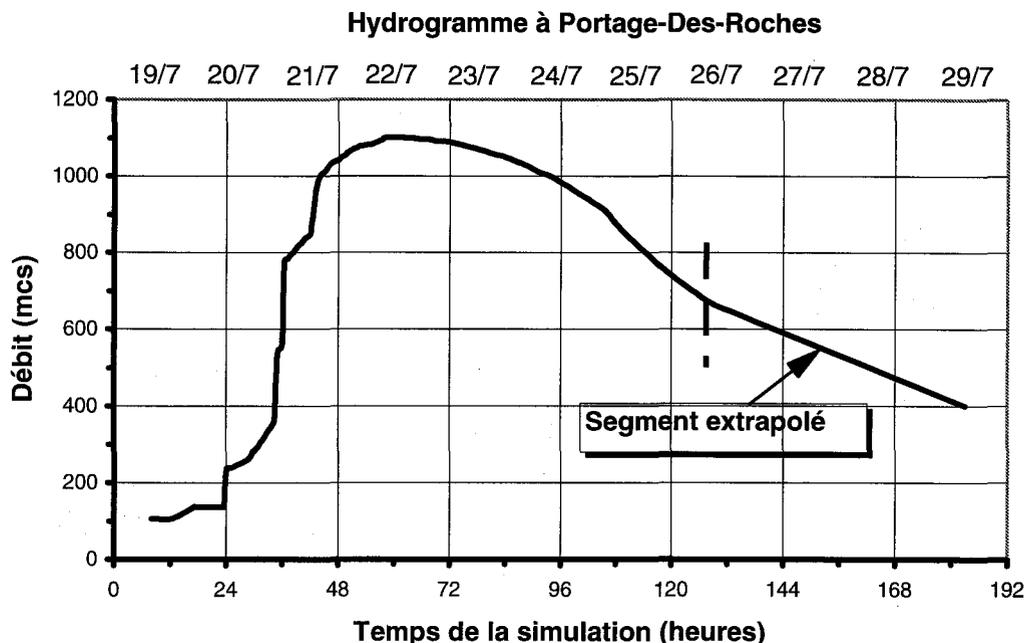


Figure 11 : Précipitations (a), et hydrogrammes simulés de la rivière Ha ! Ha ! à l'exutoire de La baie (b) et à la sortie du lac Ha ! Ha ! (c) (Selon CSTGB, 1997)



**Figure 12 : Hydrogramme reconstitué au barrage de Portage-des-Roches (d'après CSTGB, 1997)**

Les niveaux d'eau ont également été observés au barrage d'Elkem Métal ainsi qu'à l'extrémité aval du canal d'amenée de la centrale (Source : Elkem Métal). Ces données sont illustrées à la Figure 13.

Aucune donnée précise n'a été enregistrée au barrage d'Abitibi-Price durant la crue. Toutefois, une inspection visuelle postérieure aux événements a permis de déterminer que l'eau avait atteint environ 1,80 m au-dessus de la crête déversante, soit la cote 33,80 m.

### 2.3.3 Résumé des conséquences sur la rivière Chicoutimi

Les conséquences du passage de cette crue dans la rivière Chicoutimi sont associées à l'insuffisance des capacités d'évacuation des ouvrages en aval de Portage-des-Roches, à l'effet massif d'obstruction des évacuateurs par les débris emportés par la crue, à l'effet restrictif d'ouvrages de voirie (ponts), ainsi qu'à la présence d'infrastructures dans des zones à haut risque d'inondation, comme à l'aval du barrage d'Abitibi-Price. En procédant de l'amont vers l'aval et sans prétendre être exhaustif, les principales conséquences ont été les suivantes :

- Inondations massives et prolongées au-delà de la cote de risque centenaire (telle que définie par le MEF, 1993) sur l'ensemble du parcours de la rivière Chicoutimi, et en résultante, production et transport massifs de débris par l'écoulement ;
- Submersion autour de 800 m<sup>3</sup>/s, et subséquemment contournement par la rivière Chicoutimi des ouvrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud, incision massive des dépôts meubles (en rive gauche à Chute Garneau et en rive droite à Pont-Arnaud) et assèchement des deux barrages, reconfiguration massive du lit et de la berge localement

autour de ces ouvrages ; ces deux contournements font l'objet d'un traitement spécial de simulation dans le cadre de cette étude.

- Submersion du barrage d'Elkem Métal amenant l'ouvrage à un niveau élevé de risque de rupture ; le barrage a cependant résisté ;
- Submersion du barrage d'Abitibi-Price et déversement du surplus de capacité d'évacuation dans le quartier résidentiel du Bassin au cœur de la ville de Chicoutimi ; dommages matériels élevés aux résidences et aux infrastructures municipales.

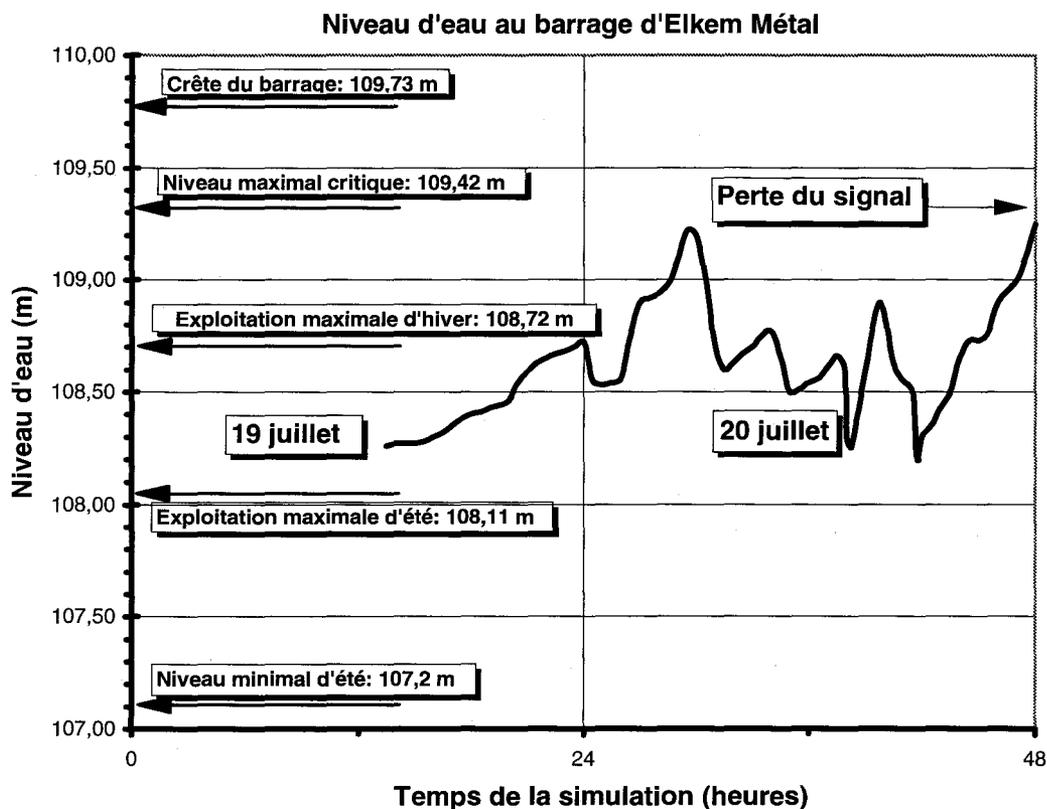


Figure 13 : Niveau d'eau au barrage d'Elkem Métal au maximum de l'inondation de juillet 1996  
(Adapté de Elkem Métal, 1996)

### 2.3.4 Gestion des ouvrages de la rivière des Ha ! Ha !

C'est un euphémisme que de parler de « gestion » des ouvrages sur la rivière des Ha ! Ha !. En effet, le système déficient d'évacuation au barrage (voir la section 2.2.3 : Ouvrages - Lac Ha ! Ha !, page 20) n'a pas permis de contrôler la montée du niveau d'eau du lac, qui a rapidement atteint le sommet de la digue Cut-Away (Figure 14). Puisque la crête de la digue Cut-Away est située à un niveau inférieur (380,6 m) à celui de la crête du barrage évacuateur du lac Ha ! Ha ! (381,06 m), il s'en est suivi un débordement sur la digue et une érosion massive de cette dernière, entraînant la vidange complète des 25,2 millions de m<sup>3</sup> du lac (volume à la cote 380,6 ; CSTGB,

1997) par une vallée secondaire rejoignant le lit principal de la rivière des Ha ! Ha ! à quelques kilomètres en aval du barrage.

Les ouvrages de retenue situés dans le tronçon aval de la rivière n'ayant pas de mécanismes d'évacuation, ils n'ont eu qu'un effet temporaire de retardement de la crue, étant rapidement renversés ou débordés/contournés.

### 2.3.5 Résumé des conséquences sur la rivière des Ha ! Ha !

Il demeure difficile d'évaluer le débit de la crue ainsi engendré par l'érosion de la digue Cut-Away, non plus que sa propagation le long de la vallée d'autant plus que l'onde ne s'est pas propagée en continu tout le long de la rivière. En effet, les nombreux débris entraînés par la crue ont créé des embâcles importants, particulièrement au niveau des constrictions du lit de la rivière. La séquence temporelle de formation et de rupture de ces embâcles demeure inconnue ; on peut toutefois extrapoler les niveaux maximum atteints à l'amont des embâcles par simple observation des débris demeurés sur place après rupture. En résumé, les conséquences de cette crue de vidange sont les suivantes :

- Incision d'un nouveau chenal en pleine forêt entre la digue rupturée (Cut-Away) du lac Ha ! Ha ! et l'ancien lit de la rivière, à l'aval du barrage (Point kilométrique initialisé à 0 à l'embouchure de la rivière: PK 31,5) ;
- Embâcles de débris de bois, inondations et accumulations boueuses dans le secteur Boilleau (PK 31,5 à 26) ;
- Dans la section médiane de la rivière (PK 14 à 26) dominée par des canyons rocheux, élargissement du lit, là où les dépôts meubles le permettaient ;
- *Avulsion* (déplacement soudain et à grande échelle) du cours de la rivière au droit de la Chute-à-Perron et érosion rétrogressive d'un nouveau lit à l'amont du contournement (PK 12 à 15) ;
- Ensablement massif du lit et de la plaine d'inondation dans le secteur des Eaux Mortes à l'aval de la Chute-à-Perron (PK 9 à 12) ;
- Important encaissement vertical du lit dans les dépôts glaciaires à l'amont du barrage Stone 1 (PK 5 à 7) ;
- Contournement et destruction des barrages Stone 1 et 2, élargissement et encaissement du lit de la rivière entre les PK 4 et 1 ;
- Élargissement et rehaussement du lit au PK 1 à la Grande Baie.

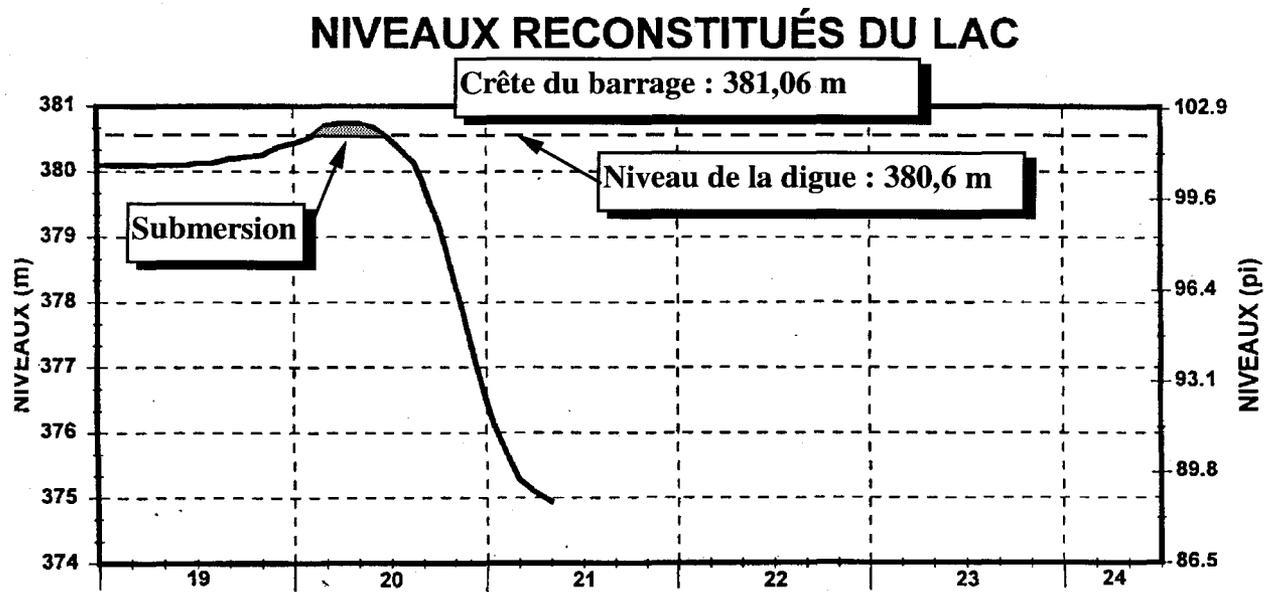


Figure 14 : Niveau d'eau au lac Ha! Ha! lors de la rupture de la retenue (D'après CSTGB, 1997)



### 3. Difficultés d'application

---

Compte tenu de ce qui a été mentionné au chapitre précédent, il est vite devenu évident que les simulations nécessitaient une stratégie de résolution très adaptée aux problèmes à résoudre. Ci-après, nous allons en identifier quelques uns en distinguant la rivière Chicoutimi de la rivière des Ha ! Ha !, cette dernière présentant un degré de difficulté très supérieur à la première.

Ces diverses considérations ont contribué à préciser les objectifs qui pouvaient être poursuivis dans le cadre de cette étude.

#### 3.1 Le contournement des barrages sur la rivière Chicoutimi

Parmi les difficultés de modélisation sur la rivière Chicoutimi, on compte principalement l'évolution massive du lit d'écoulement dans la région des ouvrages contournés, en particulier à Chute Garneau où l'incision régressive a pris l'aspect du recul d'une chute. Pour faire face à cette difficulté, nous avons d'abord développé une approche de représentation géométrique des incisions dans les dépôts meubles à l'aide d'un algorithme de simulation morphodynamique faisant appel à une grille de calcul de type éléments finis, semblable à celle utilisée pour les simulations hydrodynamiques. La formulation mathématique retenue et sa paramétrisation vont être développées au chapitre 4 (Théorie et méthodes).

L'inclusion ou non de ce résultat comme donnée d'entrée bathymétrique dans la simulation hydrodynamique posait également des difficultés majeures à cause de l'aptitude des modèles mathématiques à représenter de tels phénomènes. Ainsi dans le cas particulier de Chute Garneau, l'incision régressive met directement en cause l'hypothèse de pression hydrostatique qui est posée lors de la dérivation de modèles de simulation basés sur les équations de Saint-Venant, qu'ils soient unidimensionnels (Boudreau et Leclerc, 1990, Boudreau, 1990), à deux dimensions (Leclerc *et al*, 1987, 1990a, 1990b, 1996, Boudreau *et al*, 1994, Heniche *et al*, 1996, Morin *et al*, 1996) et même, à trois dimensions (Leclerc, 1985, Dhatt et Leclerc, 1987, Heniche, 1995). Lors de l'analyse préliminaire des divers phénomènes hydrauliques à simuler sur la rivière Chicoutimi, il est vite devenu évident que l'inclusion dans le modèle hydrodynamique du contournement du barrage de Chute Garneau n'était pas faisable avec un degré acceptable de validité de la solution obtenue, et nous avons conséquemment choisi de nous en abstenir. Nous avons plutôt opté pour reproduire l'évolution morphologique du terrain au voisinage de l'ouvrage durant son contournement.

Le cas du contournement du barrage Pont-Arnaud posait moins de difficultés pour les raisons qui seront mentionnées à la section 4.4.5 (Phasage de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud, page 64). La simulation hydrodynamique de ce tronçon pouvait donc être conduite en tenant compte explicitement de ce phénomène.

Dans les deux cas, le traitement morphodynamique nécessitait une approche bidimensionnelle axée sur la modélisation numérique du terrain. Ce type d'analyse peut être réalisé à l'aide d'outils d'analyse spatiale comme les Systèmes d'Information Géographique (S.I.G.). Comme nous disposions d'un logiciel-maison dénommé provisoirement MODELEUR (Secretan *et al*, 1996) parfaitement adapté pour réaliser cette tâche et permettant un couplage hydrodynamique naturel, nous avons opté pour son utilisation (voir la section 4.2, Les outils : présentation du MODELEUR, page 41).

### **3.2 Une plaine inondable changeant dynamiquement**

La mise en oeuvre d'un modèle hydrodynamique à deux dimensions dans un contexte de transfert d'ondes de crue exceptionnelles n'est pas un problème trivial. Cette analyse nécessite un modèle capable d'ajuster dynamiquement la partie mouillée de la rivière, c'est-à-dire un modèle de type couvrant-découvrant. Très peu de modèles existent de ce type et leur utilisation pose parfois des problèmes numériques de robustesse difficiles à résoudre. Nous avons à notre disposition deux outils-maison de ce type : le programme MEFLU (Leclerc *et al*, 1990a,b, 1987, Boudreau *et al*, 1994) qui a été employé depuis 1986 dans le cadre de nombreuses applications stationnaires ou transitoires (problèmes de marée, par exemple) et le programme HYDROSIM (appellation provisoire) qui comporte, en plus des fonctionnalités inhérentes à MEFLU, de nombreuses qualités additionnelles convenant très bien aux problèmes à résoudre sur les rivières à l'étude (voir Leclerc *et al*, 1996).

### **3.3 Disponibilité de données**

Simuler le comportement hydrodynamique transitoire de rivières nécessite l'approvisionnement du modèle en données de toutes sortes : bathymétrie, topographie, débits, niveaux d'eau, caractéristiques des ouvrages et singularités, etc. Lors de crues exceptionnelles comme celle de juillet 1996, l'aspect transitoire est extrêmement rapide, et on doit parfois conjecturer sur les événements pour en extraire les données de base essentielles à la simulation. L'exercice prend la forme d'un travail d'enquête où le moindre indice peut prendre une grande importance.

C'est ainsi que plusieurs informations, en particulier en ce qui concerne l'évolution des niveaux d'eau, ont été extraites soit à partir des témoignages livrés à la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, soit à partir des nombreuses photos ou documents vidéo pris au cours des événements.

La construction des cartes bathymétriques (ou topographiques) nous a conduits à utiliser des moyens très hétérogènes et parfois inédits en modélisation hydrodynamique, comme par exemple, la photo-interprétation, la photogrammétrie et la simulation morphodynamique.

Dans la mesure du possible, nous avons toujours essayé de respecter les limites intrinsèques d'applicabilité de nos modèles tout en faisant apparaître explicitement les marges d'incertitude résultantes.

### 3.4 Des écoulements chaotiques

La complexité de l'écoulement qui a caractérisé le passage de la crue dans la rivière des Ha ! Ha ! relevait du pur chaos ce qui rendait pratiquement impossible la reconstitution à l'aide de modèles hydrodynamiques. L'essentiel du travail de modélisation aurait consisté à poser de nombreuses hypothèses, la plupart hasardeuses et difficile à valider, sur les événements singuliers ayant influencé les écoulements comme : les accumulations massives de débris végétaux dans les zones de rétrécissements (barrages temporaires), les retenues d'eau qui en ont résulté, le bris ultérieur de ces obstructions ainsi que les éclusées (augmentation subite du débit reliée à l'ouverture) consécutives. La chaîne de cause à effet étant trop complexe pour être paramétrisée dans l'espace et le temps, il devenait à toutes fins utiles impossible d'établir un modèle hydrodynamique fiable et crédible de ce cours d'eau pour les événements de juillet.

Cette réflexion nous porte également à mettre en doute certains exercices de simulation de type DAMBRK - ce genre d'exercice est requis en vue d'établir les programmes d'évacuation et les mesures d'urgence - qui ne prennent pas nécessairement en compte les phénomènes chaotiques, lesquels, on l'a vu au Saguenay, prédominent sur plusieurs tronçons, en particulier dans les zones de dépôts meubles soumises à des forces hydrauliques d'arrachement exceptionnelles. Sur la rivière des Ha ! Ha !, ce sont les débris végétaux en provenance de l'amont qui se sont accumulés dans plusieurs secteurs dont le village de Boilleau, et qui ont occasionné des rehaussements additionnels des plans d'eau à l'amont et l'aggravation de la submersion des propriétés situées en ces endroits.

C'est pourquoi l'approche adoptée sur la rivière des Ha ! Ha ! s'attardera plutôt à documenter les conséquences du passage de la crue sur la morphologie de la rivière et à établir le bilan sédimentaire associé aux nombreuses zones d'érosion et de déposition de matériaux transportés.

Quant à l'hydrodynamique, un scénario alternatif a été élaboré en supposant que la crue naturelle aurait pu être évacuée du lac Ha ! Ha ! par l'ouvrage principal (voir le rapport de la CSTGB, 1997). Cette hypothèse préservait la digue Cut-Away et aucun des événements de l'ampleur de ceux évoqués plus haut ne se serait produit. Les résultats en termes de ligne d'eau seront ensuite comparés aux conséquences observées (zone inondée) afin d'obtenir une vision contrastée de ce qui est survenu en juillet 1996.



---

## 4. Théorie et méthodes

---

Nous allons présenter brièvement ci-après les outils employés pour réaliser les différentes analyses de cette étude. Ceux-ci comprennent un programme de calcul hydrodynamique à deux dimensions appelé provisoirement HYDROSIM et un outil de traitement spatial de données appelé (lui aussi provisoirement) MODELEUR qu'on peut assimiler à un système d'information géographique dédié aux écoulements fluviaux. Ces outils ont été développés entièrement à l'INRS-Eau depuis quelques années et ils sont voués à la commercialisation sur le marché international. Étant donnée leur nouveauté, nous allons nous y attarder peut-être un peu plus qu'il ne le faudrait dans un rapport comme celui-ci. Le lecteur plutôt intéressé par les résultats pourra donc s'exempter de lire les premières sections de ce chapitre.

Ces instruments ont été mis en œuvre en suivant une méthodologie élaborée spécifiquement pour le problème des crues du Saguenay. Il est rare que de tels catastrophes se produisent et les approches utilisées pour instruire ces événements doivent être élaborées au cas par cas. Dans ce chapitre, nous allons donc faire état des différentes méthodologies employées pour résoudre les questions posées par les événements exceptionnels de juillet 1996. L'emphase sera mise sur :

- Les stratégies d'analyse développées sur chacune des rivières ;
- Les méthodes de production et de traitement des données spatiales ;
- L'adaptation de la méthode de la modélisation hydrodynamique aux contextes présents ;
- La méthode de reconstitution morphodynamique aux sites de contournement des ouvrages ;
- La méthode de calcul des bilans sédimentaires.

### 4.1 Les outils : présentation du programme HYDROSIM

Pour fixer les idées, nous distinguons différentes étapes dans le processus de construction d'un modèle hydrodynamique :

1. Le *modèle mathématique* obtenu par la formalisation de principes de conservation de la masse et de la quantité de mouvement ;
2. Le *modèle numérique* obtenu par la discrétisation du modèle mathématique à l'aide des méthodes numériques ;
3. Le *programme de calcul* qui représente la version informatique du modèle numérique ;

4. Le *logiciel* qui permet avec une *interface-usager*, de faciliter la mise en œuvre du programme de calcul sur un tronçon de rivière donné, et d'analyser rapidement les résultats avec des outils de visualisation ;
5. Le *modèle hydrodynamique de tronçon* qui est le résultat de l'application du programme de calcul sur un segment de rivière donné.

Ci-après nous allons traiter très brièvement du modèle mathématique utilisé et de ses hypothèses sous-jacentes, ainsi que des méthodes numériques utilisées pour le résoudre .

#### 4.1.1 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). L'intégration latérale des équations de Saint-Venant produit le modèle unidimensionnel (1D). Le modèle de Saint-Venant est également appelé « modèle des eaux peu profondes », « équations d'ondes longues » et en anglais « shallow water equations ».

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 ou du niveau d'eau (chutes, ressauts hydrauliques). On verra qu'aux contournements des barrages de Chute-Garneau et de Pont-Arnaud, nous avons dû examiner attentivement le déroulement des changements bathymétriques afin de vérifier l'applicabilité de nos modèles (voir la section 3.1, Le contournement des barrages sur la rivière Chicoutimi, page 31).

Le modèle de Saint-Venant apparaît sous deux formes fondamentales quand on considère ses variables d'état :

- la *forme conservative* qui s'appuie sur le niveau d'eau en guise de pression et sur les composantes en  $(x,y)$  du débit spécifique  $(q_x, q_y)$  pour le mouvement de l'eau ;
- la *forme non-conservative* qui utilise également le niveau d'eau pour la pression mais traite le mouvement à l'aide des variables primitives de vitesse  $(u, v)$ .

La Figure 15 illustre les notations employées dans les deux versions du modèle mathématique.

Depuis quelques années, nous avons opté pour l'utilisation de la version conservative qui est réputée procurer une meilleure conservation de la masse puisque les variables décrivant le mouvement sont axées sur le débit spécifique (pour tous les détails sur la théorie derrière HYDROSIM, voir l'annexe principale de Heniche *et al* présentée dans Leclerc *et al*, 1996).

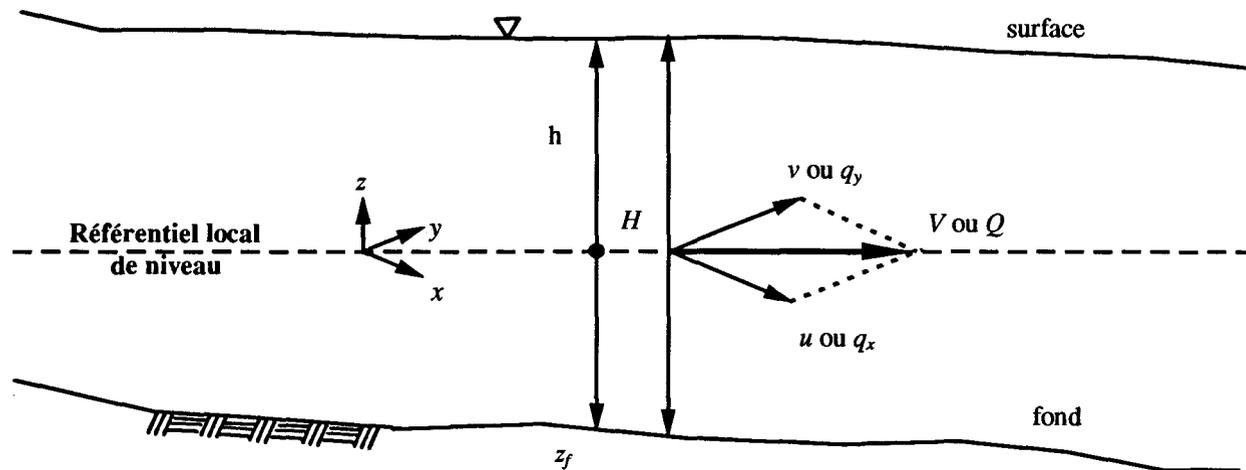


Figure 15: Notations du modèle de Saint-Venant bidimensionnel horizontal

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

Equation 3

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

Equation 4

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

Equation 5

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

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) ;
- $\rho$  : masse spécifique de l'eau ;
- $\tau_{ij}$  : contraintes 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 » appelé « longueur de mélange ».

Pour les applications au Saguenay, 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. La glace et les macrophytes ne sont évidemment 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 naturels. Dans le problème du Saguenay, ce fut également le cas à cause des grandes différences de débit entre les différents épisodes des crues (voir la section 3.2, Une plaine inondable changeant dynamiquement, page 32). 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), la précaution n'est pas requise.

La méthode utilisée dans HYDROSIM traite le problème en se basant 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 (voir plus loin à la section 4.2.2.1, Le maillage d'éléments finis, page 42), on retrouve ainsi des éléments secs (découverts), partiellement découverts, ou mouillés.

#### 4.1.2 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 stationnaires, 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 d'eau 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 comportement 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.

#### 4.1.3 Méthode de discrétisation par éléments finis

La formulation mathématique (Équations 1 à 4) est transformée en formulation variationnelle faible de type Galerkin (méthode des résidus pondérés) avant de procéder à la discrétisation laquelle assure le passage au modèle numérique. Nous n'élaborerons pas plus en détail cet aspect mathématique très particulier.

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 ». La méthode des éléments finis est une technique spatiale d'interpolation nodale qui se prête admirablement bien à la discrétisation. Il existe aussi d'autres méthodes de discrétisation (ou d'interpolation) comme la méthode des différences finies dont nous ne parlerons pas ici.

Dans HYDROSIM comme dans la plupart des programmes de calcul hydrodynamique en éléments finis, 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 (ponts, seuils, etc.). La discrétisation temporelle des variables transitoires s'effectue par un schéma de type « différences finis » convenant pour la méthode de résolution d'Euler (section suivante).

Les éléments utilisés par HYDROSIM sont décrits à la Figure 16. On compte d'abord les éléments triangulaires linéaires à six noeuds (T6L) qui sont en fait des super-éléments construits de quatre éléments triangulaires linéaires à trois noeuds. On note que les variables géométriques (hauteur d'eau  $h$ , profondeur  $I$ , topographie du fond  $z_f$ ) et le coefficient de frottement  $n$  sont portés aux noeuds sommet du T6L ce qui procure une approximation linéaire des variables considérées à cette échelle. Les vitesses et les débits spécifiques sont l'objet d'une approximation linéaire sur chacun des éléments T3 formant le T6L. Aux frontières du domaine d'écoulement, les côtés des éléments T6L sont associés à des éléments rectilignes linéaires à trois noeuds L3L lesquels permettent d'approximer certaines données reliées particulièrement aux conditions aux limites. Comme les T6L, ces éléments sont des super-éléments formés cette fois de deux éléments linéaires L2.

Nous verrons un peu plus loin comment ces éléments, une fois assemblés en un maillage, permettent de représenter des champs de variable distribuées (voir la section 4.2.2.1, Le maillage d'éléments finis, page 42).

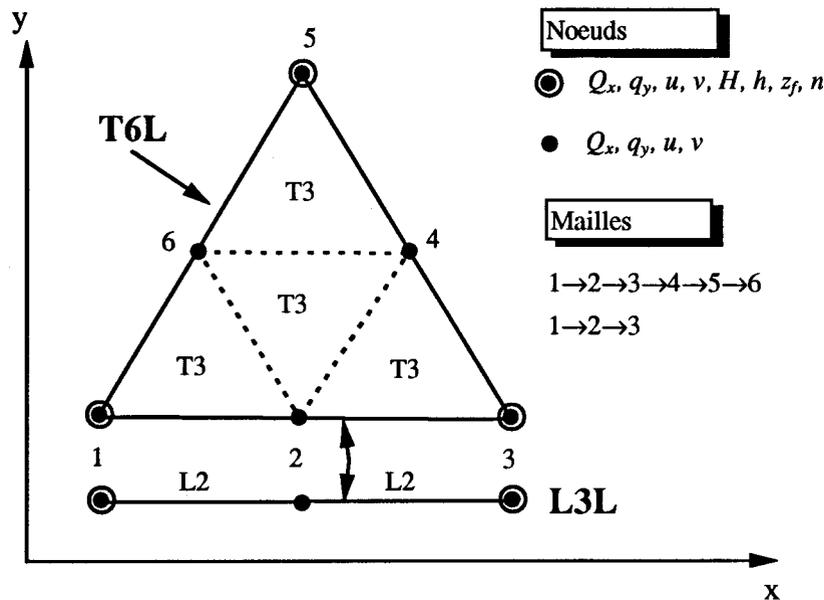


Figure 16: Discrétisation des variables à l'aide des éléments T6L et L3L dans HYDROSIM

#### 4.1.4 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. Au Saguenay par exemple, les deux approches ont été utilisées. L'approche non-stationnaire consiste essentiellement à discrétiser les termes temporels (vitesse verticale du plan d'eau et accélération locale du courant) par rapport à l'axe du temps et nous avons opté pour ce faire pour le schéma d'Euler. Ce schéma permet de moduler la pondération des événements dans un intervalle de temps (début et fin du pas de temps) de manière implicite, semi-implicite ou explicite. Pour la cas du Saguenay, l'approche implicite a été retenue en raison de la stabilité inconditionnelle du schéma.

La résolution algébrique du système d'équations non-linéaires peut s'effectuer par des méthodes directes ou itératives, les dernières représentant une approche plus récente au problème offrant l'avantage de résoudre des problèmes de grande taille en minimisant l'espace mémoire requis. Dans le cas d'HYDROSIM, le choix s'est porté sur la méthode GMRES (Generalized Minimum Residual Method) dans sa version non-linéaire. Contrairement aux méthodes directes lesquelles demandent le stockage de la matrice du système algébrique, la méthode GMRES ne nécessite pas une telle opération qui peut s'avérer difficile à réaliser surtout sur des machines de calcul de capacité réduite comme les 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.

#### 4.1.5 Langage de programmation

Le programme HYDROSIM est écrit en Fortran standard ce qui permet de le compiler sur toutes les machines de calcul comportant un tel compilateur. Cette possibilité est très utile quand la taille du problème dépasse la capacité de calcul des ordinateurs personnels et que l'utilisation de machines plus puissantes est requise ce qui fut le cas pour les crues du Saguenay. La construction des fichiers d'entrée et le pilotage des simulations est effectuée avec le MODELEUR (voir la section 4.2.3.4, Pilotage du modèle hydrodynamique, page 46).

## 4.2 Les outils : présentation du MODELEUR

Étant donné l'originalité du mandat qui nous a été confié par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, il nous est apparu utile de décrire quelque peu l'outil de traitement de données qui nous a servi à remplir ce mandat. Il s'agit du MODELEUR (Secretan *et al.*, 1996). Cet outil a été entièrement développé à l'INRS-Eau depuis 1993 et il a nécessité tout près de 45 années-personnes d'investissement humain, technique et financier pour en arriver au

produit dont nous disposons maintenant. L'application de l'outil aux événements du Saguenay constitue sa première « sortie publique » et la complexité des tâches qui ont été accomplies durant ce mandat ont démontré son potentiel extraordinaire pour l'analyse du milieu fluvial.

#### **4.2.1 Principales fonctionnalités**

- Importation et intégration des données de terrain dans une base de données dont la structure est adaptée aux éléments finis ;
- Modélisation numérique de terrain dans un repère géoréférencé ;
- Traitement numérique de champs avec des maillages d'éléments finis (calculatrice) ;
- Pilotage du modèle hydrodynamique ;
- Visualisation des résultats ;
- Environnement WIN32 (Windows 95, NT, multi-fenêtres, etc).

Ci-après, nous allons présenter brièvement quelques-uns de ces aspects.

#### **4.2.2 Le modèle de données du MODELEUR**

##### **4.2.2.1 Le maillage d'éléments finis**

Nous avons introduit précédemment les notions d'éléments et de noeuds propres à la méthode des éléments finis. Le maillage d'éléments finis est un assemblage de ces structures élémentaires lequel permet de représenter toute variable, scalaire ou vectorielle dans l'espace. L'espace du MODELEUR est essentiellement bidimensionnel dans le plan, quoique cette approche permet de représenter la troisième dimension à l'aide de fonctions de contourage (isolignes et isosurfaces). Dans les outils classiques de représentation spatiale de données, comme les systèmes d'information géographiques (S.I.G.), on appelle autrement les maillages d'éléments finis ; ce sont des TIN ou Triangular Irregular Network. Contrairement à d'autres structures de données comme par exemple les quadtree (structure de base du logiciel SPANS<sup>®</sup>), le maillage d'éléments finis permet une classification des variables (contourage) sans qu'il soit nécessaire de générer une nouvelle variable classée. Les données fondamentales sont les valeurs nodales et, à moins de vouloir transférer une base de données d'un maillage à un autre, la variable distribuée demeure intacte quelque soit les opérations de classification qu'on lui fait subir.

Le maillage d'éléments finis est utilisé pour représenter des données actuelles connues (solutions de problèmes algébriques ou mesures directes) ou encore, construire des champs de variables inconnues comme solution de problèmes de mécanique (écoulements, par exemple).

La Planche 2 de l'annexe infographique montre un maillage construit à partir de données connues obtenues par photogrammétrie sur la rivière Chicoutimi, et la Planche 7 montre un maillage de

représentation élaboré par notre équipe d'analystes en vue de regrouper sur un maillage unique divers ensembles d'information ayant des structures hétérogènes.

#### **4.2.2.2 Les partitions**

Le concept de partition d'un domaine d'analyse est l'aspect le plus fondamental du modèle de données inhérent au MODELEUR. Il permet de fractionner une région en sous-régions (sous-domaines) afin d'ajuster le traitement des données au contexte particulier à chacune. C'est une procédure déclaratoire qui consiste à associer une information à une certaine délimitation de l'espace. Cette procédure sert de charnière entre l'information elle-même et les supports sur lesquels elle est portée. Par exemple, une bathymétrie peut être obtenue de plusieurs sources distinctes dans une région. Elle peut également varier dans le temps. La partition permet de pré-assembler les données de bathymétrie selon un patron déterminé (une carte) par un scénario particulier. Plusieurs patrons (partitions) peuvent ainsi être assemblés. Ensuite, une application (ex : une simulation hydrodynamique) fera appel à une de ces partitions en fonction des besoins particuliers qu'elle pose.

Dans le MODELEUR, on compte ainsi plusieurs types de partition :

- la *partition de maillage* qui permet de construire des maillages éléments finis adaptés aux différentes phases d'une étude ;
- la *partition de bathymétrie* (données topographiques du lit de la rivière ou du terrain de la plaine inondable) ;
- la *partition de frottement ou de substrat* qui permet de composer avec la variabilité de la rugosité du lit de la rivière ;
- les *partitions de plantes aquatiques, de vitesse du vent, d'épaisseur de la glace* ;
- ainsi que les *partitions de conditions aux limites*.

Les sous-domaines prennent la forme d'un polygone irrégulier et les données sont portées soit comme une valeur constante pour l'ensemble de la zone, soit aux noeuds du polygone, soit encore sur ses arêtes.

#### **4.2.2.3 La partition de maillage**

La partition de maillage permet, en fonction des besoins locaux d'information dans une sous-région, de spécifier une densité spatiale de mailles triangulaires adaptée au problème à résoudre. Les critères de définition du maillage sont la limite à la durée des calculs qui résultera de la taille du maillage, la durée d'affichage des résultats, la précision locale recherchée, la variable traitée. Par exemple, le maillage utilisé lors des simulations sur la rivière Chicoutimi est construit de manière à ce que la densité des éléments soit accrue à l'intérieur du lit mineur de la rivière, aux environs des barrages et des ponts, ainsi qu'aux endroits où la pente du terrain s'accroît.

Les maillages peuvent s'échanger de l'information entre eux par une opération dite de « projection de données » et appelée familièrement « repompage ». Les sous-domaines polygonaux définissent ainsi des sous-maillages en fonction des densités de mailles définies en leurs noeuds de contour.

La majorité du temps, les maillages sont dits *hydrodynamiques* puisque la plupart servent à de telles simulations. À l'occasion, un maillage peut servir à d'autres fins comme l'homogénéisation de données topologiques différentes (ex : un semis aléatoire de points cohabitant avec des transects). Il s'agit alors d'un *maillage de représentation* que rien ne distingue d'un maillage hydrodynamique, sauf le motif de son élaboration.

#### **4.2.2.4 La partition de bathymétrie**

La préparation des fichiers d'entrée pour le modèle hydrodynamique nécessite une procédure d'intégration des données topographiques de base sur le maillage qui servira aux simulations, soit à chaque noeud du maillage hydrodynamique. Si le maillage ne sert qu'à la représentation des données (infographie), la démarche est similaire. Quelle que soit l'utilisation de la partition, il en résulte une représentation de la bathymétrie qu'on appelle « modèle numérique d'élévation ». On parle de modèle ici car le résultat du transfert des données de base sur un maillage entraîne une transformation de cette information.

La partition de bathymétrie est donc l'entité qui détermine quelles sont les données de bathymétrie et de topographie à intégrer au modèle numérique d'élévation. La conception de cette partition consiste à diviser le domaine étudié, (éventuellement défini par les limites du maillage hydrodynamique), en un nombre limité de zones. Par la suite, on précise la source de données où devront être puisées les informations topographiques et bathymétriques sur chacune des zones préalablement définies. La procédure est d'abord déclaratoire.

Une fois la partition de bathymétrie construite, on procède à ce qu'on appelle l'assemblage de la partition avec le maillage auquel elle est destinée. L'assemblage transpose par interpolation les données de bathymétrie et de topographie du maillage donneur sur chaque noeud du maillage récepteur. Les valeurs transposées aux noeuds sont donc interpolées sur les éléments du maillage donneur construit à partir des données originales de bathymétrie. Tel que mentionné à la section 4.2.3.1 (La triangularisation de Delaunay ou l'intégration des données de base, page 45), ce maillage est une triangularisation de Delaunay produite par le MODELEUR, ou encore un maillage construit par l'utilisateur. Dans les deux cas, il en résulte un maillage triangulaire à trois noeuds à interpolation linéaire. Ainsi, les données de bathymétrie et de topographie sont interpolées de façon linéaire afin d'être transposées sur les noeuds du maillage hydrodynamique.

#### **4.2.2.5 La partition de frottement**

En vue de paramétrer les termes de résistance à l'écoulement dans le modèle hydrodynamique, il est nécessaire de classifier le terrain en ces termes. Le MODELEUR comporte plusieurs possibilités à cet égard. Sur chacun des sous-domaines faisant partie d'une partition de frottement, on peut y définir la valeur du paramètre qui peut être une fonction de la granulométrie des sédiments présents ou la taille caractéristique des aspérités, de la végétation sub-aquatique ou

terrestre ou de la glace. Une partition spécifique à chacun de ces facteurs peut également être définie.

Le coefficient de frottement représentant ces éléments est alors déduit par une formule empirique le reliant au facteur (ex : la taille caractéristique des aspérités). Si la taille des aspérités n'est pas connue, on spécifie directement la valeur du coefficient dans chaque sous-domaine.

Plusieurs partitions de frottement peuvent cohabiter simultanément pour représenter une situation évolutive d'utilisation du sol, ou tout simplement des patrons de coefficients de frottement du modèle hydrodynamique. La Planche 9 de l'annexe infographique présente une telle partition.

Dans un second temps, le maillage hydrodynamique viendra s'alimenter à une de ces partitions en vue de simulations. Chaque noeud du maillage se verra affecter une valeur nodale de frottement repompée du sous-domaine auquel il appartient.

#### **4.2.2.6 La partition de conditions aux limites**

La partition de conditions aux limites permet de porter les données qui serviront à piloter le modèle aux frontières du domaine d'écoulement. Comme pour la bathymétrie ou le frottement, ces conditions sont définies indépendamment du maillage hydrodynamique et celui-ci viendra s'y alimenter en vue de simulations ; les données seront alors transférées aux noeuds de ce maillage.

### **4.2.3 Brève description des fonctionnalités du MODELEUR**

#### **4.2.3.1 La triangularisation de Delaunay ou l'intégration des données de base**

Après avoir recueilli l'ensemble des données de bathymétrie et de topographie, ou de toutes autres informations décrivant le terrain à l'étude, on importe ces dernières dans le MODELEUR selon le mode correspondant au type de traitement désiré. Ainsi, il est possible d'importer les données sous forme de maillages structurés pré-construits, ou sous forme de semis de points. Les coordonnées spatiales permettent de créer des noeuds géoréférencés. Ces noeuds sont ensuite connectés entre eux pour former un maillage. Quand le maillage n'est pas déjà construit, le MODELEUR triangularise automatiquement les points à l'aide d'éléments à trois noeuds (maillage parfois appelé TIN pour Triangular Irregular Network). La procédure utilisée est basée sur l'algorithme de Delaunay, lequel procure une solution unique de maillage. La Planche 2 de l'annexe infographique illustre un tel maillage raccordant des points de mesure obtenus par photogrammétrie sur la rivière Chicoutimi (Planche 1).

Par interpolation au sein des éléments du maillage dit « de Delaunay », il est possible de porter les données de base sur d'autres supports adaptés aux problèmes à résoudre : maillages hydrodynamiques ou maillages de représentation (Planche 7 et Planche 8 de l'annexe infographique).

#### **4.2.3.2 Modélisation numérique de terrain**

La modélisation numérique de terrain (MNT) au sein du MODELEUR permet d'assembler toutes les informations utiles à une étude sur un support commun. On distingue le modèle numérique d'élévation (MNE) lequel porte sur la bathymétrie ou la topographie, le modèle de substrat (MNS), le modèle de plantes aquatiques (MPA), et ainsi de suite. La plupart de ces composantes sont construites par transfert de données d'un maillage donneur (ex : de Delaunay) vers le maillage du MNT. Autrement, elles font l'objet d'une entrée directe par sous-domaine dans le MODELEUR. Ce sont les différentes partitions qui servent à gérer la provenance de données dans ce processus d'assemblage.

#### **4.2.3.3 Traitement numérique de champs de variables (calculatrice)**

Le MODELEUR comporte une fonctionnalité extrêmement utile appelée « calculatrice ». Cet utilitaire permet d'effectuer des opérations arithmétiques et trigonométriques de base ayant pour objet l'ensemble des données d'un champ de variables nodales. Ainsi, si un maillage comporte  $N$  noeuds, chacune des variables nodales portées par ce maillage comporte autant de valeurs servant à définir le champ. Il est donc possible d'effectuer des opérations simples, comme par exemple soustraire deux ensembles, afin d'obtenir un résultat souhaité ; sur la rivière des Ha ! Ha !, les différences d'élévation entre la topographie antérieure aux événements de juillet et celle qui a résulté des érosions massives ont été obtenues à l'aide de la calculatrice. Cependant, les divers ensembles de données entrant dans une formule doivent être portés sur un même maillage afin d'assurer leur homogénéité topologique.

La calculatrice permet également d'effectuer certaines opérations différentielles, comme les calculs de gradient de variables, ou intégrales, comme l'intégration de champs sur un domaine donné (utile pour calculer des volumes de sédimentation ou de déposition). L'outil permet de sauvegarder les formules de calcul sous la forme de programmes ou de fonctions appelables par les programmes. Le langage utilisé est de type Basic adapté pour la prise en compte de champs scalaires ou vectoriels. Dans le MODELEUR, la calculatrice accède directement à la base de données dont elle épouse la topologie. Les résultats des calculs ont exactement la même forme que les données de base ayant servi à les produire ; une fois sauvegardés, ils peuvent donc eux-mêmes devenir des champs nodaux utilisables pour des calculs ultérieurs.

#### **4.2.3.4 Pilotage du modèle hydrodynamique**

Le MODELEUR comporte également une interface-usager pour choisir et regrouper tous les éléments nécessaires à la définition d'une simulation hydrodynamique. On peut sauvegarder ces assemblages sous la forme de fichiers d'entrée au modèle hydrodynamique et les exporter vers d'autres machines de calcul plus puissantes si la taille du problème le requiert. Cette interface permet aussi d'éditer la définition d'une simulation, de lancer des tâches de calcul, et d'en suivre la progression.

#### **4.2.3.5 Visualisation des résultats**

Le MODELEUR comporte plusieurs fonctionnalités permettant à l'utilisateur d'accéder rapidement à tous les ensembles de données spatiales et de les visualiser séparément ou simultanément. Il est possible d'afficher les variables nodales (les résultats par exemple) sous la forme d'isocontours ou d'isosurfaces. Le format de représentation par vecteur est également disponible. On peut se déplacer dans le champ de variable par l'entremise de fonctions zoom ou panoramique. La classification des variables est simple et naturelle et on peut afficher la légende de couleur correspondant à la classification retenue. Plusieurs fenêtres de visualisation peuvent être activées simultanément et on peut aller de l'une à l'autre et le contexte de chacune s'ajuste automatiquement en l'activant. Les fonctions de visualisation comportent également des possibilités d'habillage complémentaire des images afin de pouvoir introduire une échelle, l'orientation du nord, une grille de localisation géoréférencée, du texte, etc. Il est également assez simple d'introduire des éléments cartographiques dans la mesure où ceux-ci sont dans une forme vectorielle convertible en maillage (ex : les routes). Dans le cadre du présent mandat, les images de l'annexe infographique ont été produites dans le MODELEUR et un habillage minimal additionnel dans CorelDraw® a été requis pour compléter la présentation des résultats (inclure les logos). Le MODELEUR comporte enfin des fonctionnalités d'impression basées sur l'utilisation du protocole Postscript.

#### **4.2.3.6 Données informatiques**

Le MODELEUR a été développé dans un environnement d'ordinateur personnel sous WIN32 (Windows NT ou Windows 95). Le modèle de données est entièrement défini en orienté-objet et le langage de programmation est le C++.

### **4.3 La démarche de la modélisation hydrodynamique**

Un diagramme fonctionnel général (Figure 17) permet de mieux comprendre les étapes de la mise en oeuvre d'un modèle hydrodynamique dans un contexte générique. Les sections suivantes décriront le rôle joué par chacune de ces activités dans la démarche.

#### **4.3.1 Analyse préliminaire, choix d'une stratégie de résolution, adaptation du modèle**

L'objectif principal de cette activité est d'élaborer les principaux éléments de la problématique des tronçons de rivière à l'étude et de préciser les paramètres méthodologiques. Plus précisément dans les cas qui nous occupent ici, il s'agissait :

- de bien définir les attentes vis-à-vis de l'exercice ;
- d'examiner les tronçons-cible et d'identifier les besoins en information correspondants ;

- d'élaborer les mandats de caractérisation et de traitement de l'information à mettre en œuvre, surtout en ce qui concerne la géométrie antérieure et actuelle du cours d'eau et l'évolution de l'occupation des territoires inondés ;
- de préciser la stratégie de validation des simulations hydrodynamiques (éventuellement, l'évolution des niveaux d'eau) ;
- d'identifier des événements secondaires dont le modèle devait tenir compte pour acquérir un degré de crédibilité acceptable (rupture d'ouvrages, contournements) ;
- de définir la bonne stratégie de résolution numérique du problème (densité de mailles, stationnarité ou non, traitement par sous-domaines ou par phases caractéristiques).

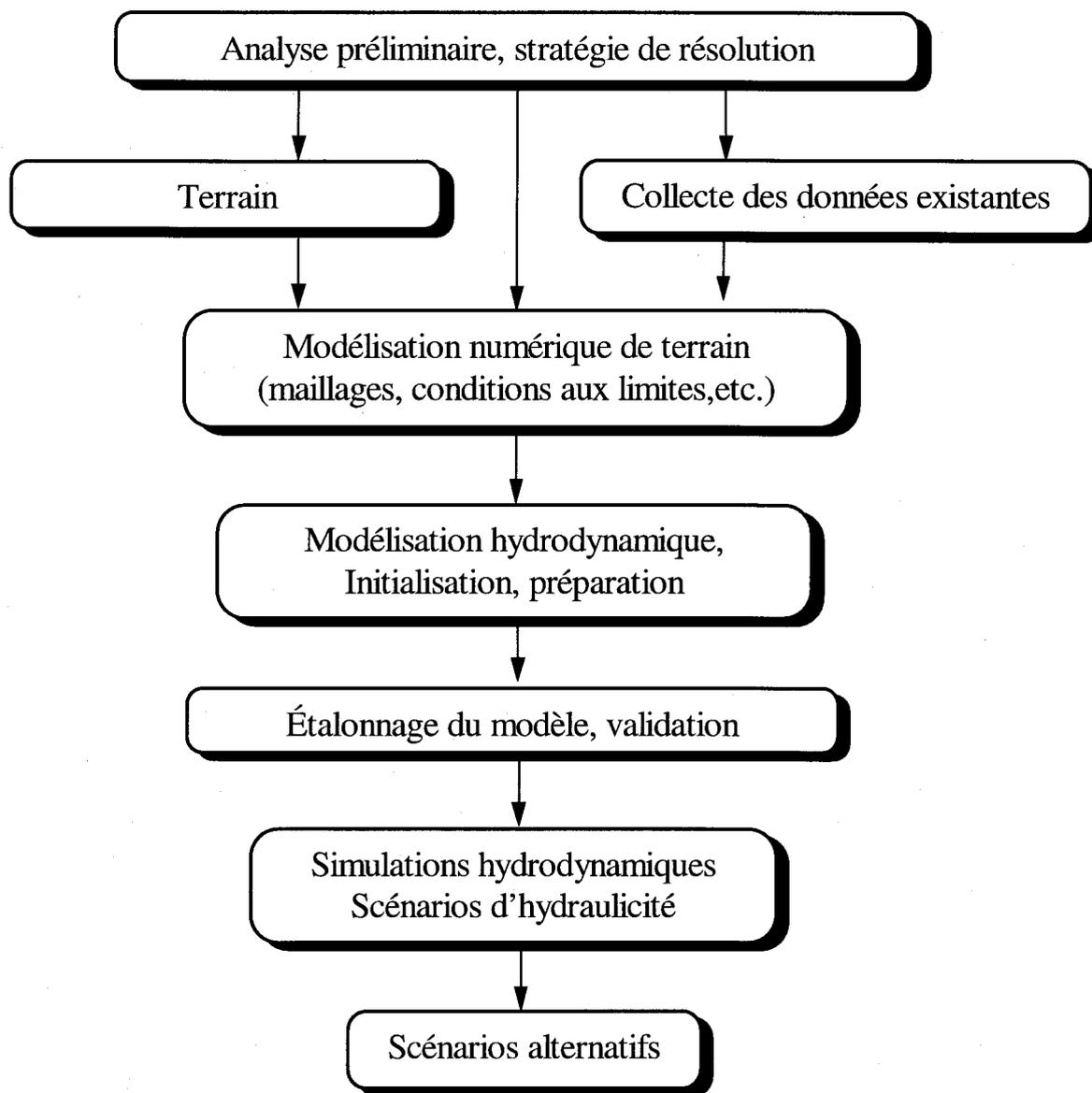


Figure 17 : Méthodologie générale de la simulation hydrodynamique

### 4.3.2 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 bathymétrie du cours d'eau ou la topographie 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. Certaines manipulations nécessitent l'intervention de spécialistes à l'externe, surtout en ce qui concerne la photogrammétrie à partir des photos aériennes antérieures et postérieures à la catastrophe. En résumé, cette activité comprend:

- L'inventaire, la collecte et l'évaluation des données spatiales disponibles (bathymétrie antérieure à l'événement, bathymétrie postérieure à partir de photos aériennes, occupation du sol antérieure et postérieure, données de validation sur l'événement à reproduire), ainsi que la production de nouvelles données (ex : photogrammétrie) ;
- Le traitement et la validation des données spatiales.

### 4.3.3 Modélisation numérique du terrain à l'aide du MODELEUR

Cette activité marque le début effectif de l'exercice de simulation des événements dont elle permet surtout de traiter les dimensions morphologiques. 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 peut ainsi être produite en vue d'alimenter le modèle hydrodynamique en données bathymétriques. Dans le cas présent, ces données peuvent varier dynamiquement dans les zones d'érosion ou de sédimentation massive. Ce modèle sert donc aussi directement à l'interprétation morphodynamique du domaine d'écoulement, ainsi qu'à effectuer des bilans massiques des matériaux transportés. C'est également le MODELEUR qui procure les outils de visualisation des résultats.

#### 4.3.3.1 Adaptation des maillages

Plusieurs maillages adaptés aux différentes tâches de calcul peuvent être nécessaires. Ici, malgré sa grande taille, le maillage dense original pouvait être utilisé pour l'analyse morphologique et les bilans sédimentologiques car les algorithmes utilisés sont peu gourmands en opérations de calcul. Cependant, les calculs hydrodynamiques demandaient une taille de maillage beaucoup plus petite en raison de la lourdeur des programmes de simulation (surtout à cause de la taille des domaines de simulation et de la dimension transitoire des problèmes à résoudre). C'est ainsi que les fonctionnalités du MODELEUR, qui permettent de préparer rapidement des maillages de différentes tailles puis de transférer aisément les données de base d'un maillage de référence à un autre, ont permis de résoudre efficacement les difficultés d'adaptation des maillages.

#### 4.3.3.2 Analyse morphodynamique sur la rivière Chicoutimi

Nous indiquons ici les moyens algébriques employés pour reproduire les transformations bathymétriques aux sites des contournements des barrages sur la rivière Chicoutimi.

Pour ce faire, nous disposons des modèles d'élévation du terrain avant les événements  $z(x,y,t_0)$  et après  $z(x,y,t_f)$ . Pour simplifier nous emploierons la notation  $z_0, z_f$  pour désigner ces champs bathymétriques. Par reconstitution des différentes séquences de débit et de niveau d'eau au droit des barrages et en fonction des cotes de submersion du terrain aux endroits où les contournements se sont produits, il s'avérait possible de situer dans le temps l'amorce des processus d'incision ( $t_0$ ). Le moment approximatif ( $t_f$ ) d'aboutissement des changements pouvait également être situé dans le temps par l'analyse des hydrogrammes de crue, de même que par l'examen des séquences vidéo prises par Hydro-Québec à différents moments durant les événements.

Avec ces données disponibles, soit les conditions initiales  $z_0$  et finales  $z_f$ , et les extrêmes  $t_0$  et  $t_f$  des phases des incisions, il restait à définir un mode de transformation pour les phases intermédiaires, si possible continu dans le temps et l'espace. La continuité dans l'espace pouvait être obtenue par la méthode d'interpolation par éléments finis. La continuité dans le temps nécessitait une formulation mathématique d'interpolation entre les états extrêmes, qui soit fonction du temps et paramétrisable localement.

Ainsi, la cote intermédiaire d'un point quelconque, soit  $z(x,y,t)$ , peut être exprimée par la formule suivante :

$$z(x,y,t) = z_0\alpha(x,y,t) + z_f(1 - \alpha(x,y,t))$$

**Equation 7**

$$\text{avec } 0 \leq \alpha(x,y,t) \leq 1$$

Le coefficient  $\alpha$  est une pondération qui permet de répartir le poids de l'interpolation entre l'état initial et l'état final. À mesure que progresse l'incision, sa valeur doit passer progressivement de la valeur 1 à la valeur 0. Les éléments d'interprétation géomorphologique qui permettent de décrire l'incision suggèrent que celle-ci a dû se produire lentement au début, s'accélérer avec le maximum de débit et enfin ralentir avec la décrue. Pour exprimer cet énoncé, il a été décidé de faire appel à une fonction cosinoïdale adaptée offrant un tel comportement (Figure 18). Ainsi le coefficient  $\alpha$  a été défini de la façon suivante :

**Equation 8**

$$\alpha(x,y,t) = \frac{1}{2} \left( 1 + \cos \pi \frac{t - t_0(x,y)}{t_f(x,y) - t_0(x,y)} \right)$$

Cette fonction met justement le poids sur la condition initiale quant  $t=t_0$  et sur la condition finale quant  $t=t_f$ . On note que les phases  $t_0$  et  $t_f$  sont définies localement en fonction de  $(x,y)$ . Pour réaliser une simulation morphodynamique, il est donc nécessaire de spécifier un champ de phases initiales et finales en tous points de la région affectée. En pratique, cela se limite aux noeuds de la grille de calcul. Afin d'éviter au modélisateur la tâche fastidieuse d'avoir à définir tous les noeuds individuellement, nous avons fait appel au MODELEUR qui, à l'aide d'un nombre fini et limité de points, permet de reporter par interpolation les paramètres de phases sur tous les noeuds de la grille de calcul.

À la fin, il ne reste qu'à donner le temps  $t$  de la phase à calculer dans l'Equation 8 et une boucle de calcul sur les noeuds est automatiquement mise en œuvre par la calculatrice pour générer un champ topographique intermédiaire. Cette procédure est idéale pour produire les plans successifs d'une animation infographique.

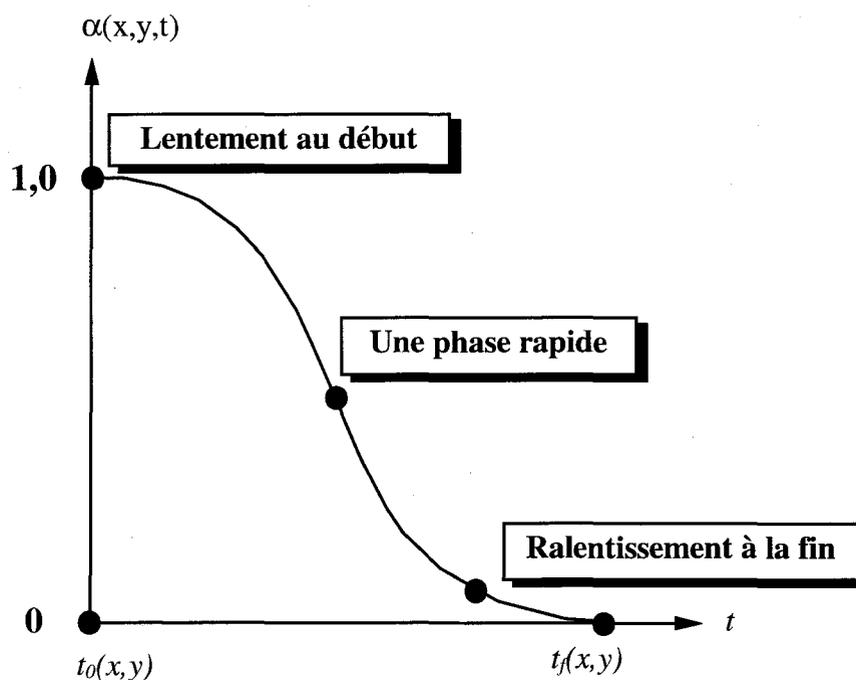


Figure 18 : Méthode de pondération pour l'analyse morphodynamique

#### 4.3.3.3 Établissement et interprétation des bilans sédimentologiques sur la rivière des Ha ! Ha !

Nous indiquons ici la méthode utilisée pour établir le bilan du transport massif de sédiments dans la rivière des Ha ! Ha !. Nous disposons au départ des données topographiques de la plaine inondable de la rivière avant les événements ( $z_0$ ) ainsi que les résultats de l'activité érosive dans la zone active de la rivière après les événements ( $z_f$ ). On définit la zone active comme toute région de la vallée ayant subi soit une dégradation de ses dépôts meubles, soit une aggradation de sédiments en provenance de l'amont. La définition comprend également les segments abandonnés par un détournement.

Pour effectuer un bilan, les données photogrammétriques originales ayant été validées puis portées sur un support d'éléments finis homogène, il suffit d'abord de soustraire les deux champs de données l'un de l'autre.

**Equation 9**

$$\Delta z(x, y) = z_0(x, y) - z_f(x, y)$$

Cette opération s'effectue noeud à noeud à l'aide de la calculatrice du MODELEUR. On obtient ainsi les différences topographiques entre les deux états. Une valeur positive indique l'érosion tandis qu'une valeur négative suppose une aggradation, aux incertitudes topographiques près.

Pour en arriver au bilan volumique proprement dit, la rivière est découpée en  $N$  tranches transversales couvrant au minimum la zone active et de largeur  $\Delta s_i$ ,  $s$  représentant une coordonnée

curviligne longitudinale. Sur chacune des tranches de surface  $A_i$  on intègre numériquement par éléments finis la différence topographique pour obtenir le volume différentiel de matériaux. Cette opération algébrique est effectuée naturellement par la calculatrice du MODELEUR.

**Equation 10** 
$$\Delta V_i = \int_{A_i} [z_0(x, y) - z_f(x, y)] dx dy$$

où

$\Delta V_i$  : le bilan volumique d'un segment donné.

Les bilans cumulatifs en un point donné de la rivière, ou global à l'embouchure, sont aisément obtenus par la somme de ces volumes partiels aux points considérés.

**Equation 11** 
$$V_T = \sum_1^N \Delta V_i$$

où

$V_T$  : est le volume cumulé à la sortie du dernier segment  $N$ .

En remplaçant  $N$  par le numéro d'un segment intermédiaire, on obtient un bilan cumulatif pour celui-ci. Le décompte s'effectue de l'amont vers l'aval.

#### **4.3.4 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. Dans notre cas, il s'agissait plus particulièrement :

- d'adapter le programme hydrodynamique au contexte particulier du mandat ( ex: pour la prise en compte d'une double séquence hydrologique et bathymétrique );
- de définir, tester et valider une stratégie de résolution par tronçons et par phases ;
- d'établir les patrons de conditions aux limites (C.L.) correspondant au choix retenu ;
- d'initialiser (conditions initiales) le modèle ;
- de paramétrer le modèle, i.e. étalonner ses paramètres ;
- de définir et appliquer un instrument de validation (état de référence, outils de comparaison) .

La difficulté principale de cette activité tenait au découpage de l'événement de référence en séquences d'évolution bathymétrique, en tenant compte de sous-domaines de simulation homogènes.

### 4.3.5 Simulations hydrodynamiques - Scénarios alternatifs

Chaque étude hydrodynamique comporte sa propre logique d'analyse qui est lié au contexte où elle s'inscrit. Dans le cas présent, cette activité visait à vérifier le résultat dans les rivières étudiées de scénarios alternatifs de gestion obéissant à des règles d'opération différentes de celles appliquées lors des événements de juillet 1996. L'exercice est plus sommaire que les scénarios de reconstitution puisque la bathymétrie ne peut vraisemblablement être prise en compte que sur une base invariante. En effet, les événements singuliers comme les ruptures d'ouvrages ou les profondes transformations du lit majeur sont très difficiles à prévoir à moins de pouvoir extrapoler leur occurrence à partir d'une transposition de la situation vécue en juillet 1996. La stratégie de résolution ne nécessitait donc pas de sous-séquence d'évolution bathymétrique et se limitait à l'hydrodynamique. Cette activité comportait les tâches suivantes:

- Adaptation des conditions de simulation (débit, géométrie, conditions aux limites de niveau d'eau) ;
- Simulations alternatives ;
- Analyse de vraisemblance et validation d'un scénario ;
- Comparaisons avec les conditions observées.

## 4.4 Approche utilisée pour la rivière Chicoutimi

### 4.4.1 Stratégie de résolution

La rivière Chicoutimi a été subdivisée en quatre tronçons distincts pour les fins d'analyse:

- Du barrage de Portage-des-Roches à l'amont du barrage de Chute Garneau (CH1) ;
- Le bief du barrage de Chute Garneau (CH2) ;
- De l'aval du barrage de Chute Garneau au barrage d'Elkem Métal (CH3) ;
- De l'aval du barrage d'Elkem Métal à celui d'Abitibi-Price (CH4) ;

Cette subdivision était nécessaire d'abord pour réduire le volume de calcul sur chacun des modèles à un niveau acceptable compte tenu de la précision recherchée. De plus, ces tronçons correspondent à des conditions de simulations homogènes donc plus faciles à définir en termes de phase (aspect temporel), de conditions aux limites, et/ou de mode de traitement retenu.

Ainsi, le tronçon CH1 (Du barrage de Portage-des-Roches à l'amont du barrage de Chute Garneau ) a une condition aux limites amont bien connue, définie par le débit sortant du barrage. En aval, le niveau d'eau est contrôlé au barrage de Chute Garneau, ou par le seuil de l'incision dans les dépôts meubles. Aucune influence en provenance de l'aval du barrage de Chute Garneau n'est détectable pour aucune des phases des événements. La simulation a été réalisée en une seule phase allant du vendredi 19 au jeudi 25 juillet 1996 . Les simulations ont été conduites en régime

transitoire avec des pas de temps variant entre 1 et 15 min.. À l'amont du modèle, l'hydrogramme de sortie de Portage-des-Roches a été imposé au modèle alors qu'en aval c'est le niveau d'eau observé ou reconstitué d'après observations au barrage de Chute Garneau qui a été spécifié.

Le tronçon CH2 (Le bief du barrage de Chute Garneau ) n'a pas fait l'objet d'une simulation hydrodynamique pour les raisons qui ont déjà été exposées précédemment (voir la section 3.1, Le contournement des barrages sur la rivière Chicoutimi, page 31). Ce tronçon est donc défini distinctement. Notre effort a plutôt porté sur l'analyse des conditions qui ont présidé au contournement du barrage (à quel niveau ? quel débit ?) et sur la reconstitution morphologique de ce contournement, lequel s'est produit entre samedi le 20 juillet vers minuit et mercredi le 24 juillet alors que le débit avait vraisemblablement cessé d'inciser le lit de la rivière (d'après les séquences vidéo d'Hydro-Québec); les topographies initiales et finales ont été spécifiées ainsi que les phases locales (interprétées) de début et de fin d'incision.

De son côté, le tronçon CH3 (De l'aval du barrage de Chute Garneau au barrage d'Elkem Métal a démontré un comportement interne des plus complexes en raison des empiétements existants au droit des ponts (route 170 surtout) et surtout de l'incision au barrage de Pont-Arnaud. La condition à la limite amont est définie par le débit sortant du tronçon CH1. En aval, le niveau au barrage d'Elkem Métal a servi à ancrer le niveau d'eau du modèle dans la retenue de ce barrage. Les fortes pentes et l'écoulement fortement encaissé immédiatement à l'amont du réservoir donnent lieu à un écoulement torrentiel qui rend le niveau amont indépendant de la gestion du barrage d'Elkem Métal. Le tronçon CH3 étant relativement court et incliné, le transfert de la crue s'effectue dans un très court laps de temps (typiquement ½ heure) ce qui a permis de procéder par simulations stationnaires, l'accent étant mis sur les phases critiques de la crue, c'est-à-dire les conditions rencontrées au moment où le niveau maximal a été atteint. À l'amont de Pont-Arnaud jusqu'au pont de la route 170, la phase la plus critique correspondait au moment où le débit atteignait 950 m<sup>3</sup>/s et que le contournement était commencé avec un niveau au barrage à la cote de 127,8 m; à l'amont du pont de la route 170 et à l'aval du barrage de Pont-Arnaud, le débit de 1100 m<sup>3</sup>/s a été utilisé car c'est ce débit qui a donné lieu aux pires conditions d'inondation. Dans ce tronçon, la reconstitution du contournement du barrage de Pont-Arnaud a été réalisée par la même méthode que celle appliquée au barrage de Chute Garneau.

Quant au tronçon CH4 (De l'aval du barrage d'Elkem Métal à celui d'Abitibi-Price ), l'écoulement y est en quelque sorte ré-initialisé par la présence du barrage d'Elkem Métal, lequel reconduit déjà presque sans délai le débit de Pont-Arnaud. L'encaissement de la vallée à l'aval de ce barrage, les très fortes pentes qui caractérisent le tronçon et la distance relativement courte entre l'ouvrage d'Elkem Métal et celui d'Abitibi-Price réduisent le délai de transfert de la crue à moins d'une heure. C'est donc le débit sortant de CH3 légèrement décalé dans le temps qui influence le barrage d'Abitibi-Price. Il suffisait de comparer le débit sortant d'Elkem Métal aux capacités d'évacuation d'Abitibi-Price pour tirer nos conclusions sur la viabilité du dernier en de telles situations. Dans ce tronçon, l'écoulement est typiquement torrentiel, encaissé qu'il est entre des berges étroites et escarpées. Il ne s'agit pas d'un tronçon comportant une problématique d'inondation, vu qu'il ne comporte pas de plaine inondable. Ce tronçon n'a pas pu être simulé faute de données suffisantes sur sa topographie. De plus, il a été convenu que l'exercice de simulation n'aurait apporté aucun éclairage additionnel à ce qu'un simple examen sommaire procurait.

## 4.4.2 Données utilisées

Les données topographiques et bathymétriques nécessaires à la conception du modèle numérique de terrain proviennent de sources diverses et hétérogènes. Ces données couvrent soit la plaine inondable ou lit majeur, soit le lit mineur. Quant au temps, on distingue également les données antérieures et postérieures aux événements de juillet 1996. La présente section expose les caractéristiques des différents ensembles de données géométriques tandis que la section suivante (voir la section 4.4.3, Le modèle numérique de terrain de la rivière Chicoutimi, page 57) explique la stratégie d'agencement de ces ensembles pour constituer le modèle numérique de terrain.

### 4.4.2.1 Plaine inondable

La topographie de la plaine inondable de la rivière Chicoutimi a été obtenue par photogrammétrie à partir de photos aériennes acquises le 30 juillet 1996 et du 21 au 24 mai 1994 à l'échelle du 1:15 000. Sur ces photos, prises par Aéro-Photo inc.<sup>2</sup>, le groupe Géolocation Inc.<sup>3</sup> a construit un semis de points couvrant la plaine inondable, en prenant soin d'augmenter la densité des points aux endroits où la pente du terrain s'accroissait. Pour la saisie de données, les limites de la plaine ont été établies comme étant celles de l'inondation causée par la rupture éventuelle du barrage de Portage-des-Roches (Hoang, 1990). La géoréférenciation des points est conforme à la projection MTM et au référentiel de niveau NAD83. L'élévation a été déterminée par photogrammétrie avec une erreur maximale de 75 cm.

Ces données brutes consistent en 29 339 points pour 1996 et 4 075 points pour 1994 dont on connaît la longitude, la latitude et l'élévation. Les points de 1996 couvrent la plaine inondable de la rivière Chicoutimi en entier alors que ceux de 1994 sont concentrés aux environs des ouvrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud, soit où l'on retrouve les principaux changements de topographie causés par l'inondation de juillet 1996. Aucun point ne se situe dans le lit mineur de la rivière, car la topographie ne peut être déterminée par photogrammétrie qu'en terrain découvert.

### 4.4.2.2 Lit mineur

La topographie du lit mineur a été caractérisée en 1987 par le ministère de l'Environnement du Québec (Chamberland *et al.*, 1993) dans le cadre d'une étude visant à tracer le contour des zones d'inondations de récurrence 20 ans et 100 ans sur le tronçon de la rivière Chicoutimi situé dans le canton de Laterrière. Sur ce tronçon, on retrouve un total de 62 sections transversales à l'écoulement choisies selon la topographie du terrain, l'emplacement des rapides et celui du pont-route. Le profil du lit de la rivière a été établi par sondage et les berges ont été relevées par arpentage. Ces sections ont été rapportées selon une coordonnée curviligne à une dimension

---

<sup>2</sup> Aéro-Photo inc., 1564 Notre-Dame, Ancienne-Lorette, Québec, Qc.

<sup>3</sup> Géolocation Inc., Services en géomatique, 2290 Jean-Perrin, Bureau 200, Édifice Gaz Métropolitain, Québec, Qc.

conforme au programme HEC-2 utilisé pour simuler les niveaux d'eau. La localisation dans un espace géoréférencé à deux dimensions de ces tronçons a été établie à l'aide de photographies aériennes ainsi que par arpentage, puis elle a été transposée sur carte pour fins de numérisation.

Le format des données brutes de cette source consistent en un ensemble de sections composées de points pour lesquels on connaît la distance les séparant de l'origine de la section et l'élévation géodésique du terrain. Nous disposons également d'une photocopie de photo aérienne sur laquelle étaient localisées ces sections.

La topographie du lit mineur a également été caractérisée en 1984 et 1989 par la Direction du domaine hydrique du ministère de l'Environnement du Québec (Hoang, 1990) pour les fins d'une étude de rupture du barrage de Portage-des-Roches. Cette campagne de mesure comporte 35 sections transversales à l'écoulement distribuées sur l'ensemble de la rivière Chicoutimi. Toutefois, seules les données concernant 20 de ces sections ont pu être retracées; on retrouve ces sections sur le tronçon de la rivière Chicoutimi situé à l'extérieur de Laterrière.

Les données brutes de cette source consistent en un ensemble de sections composées de points pour lesquels on connaît la distance les séparant de l'origine de la section et l'élévation du terrain. Nous disposons également d'une carte à l'échelle 1:20 000 de projection MTM et de datum NAD27 sur laquelle sont localisées ces sections. Le même traitement que celui appliqué aux données de calcul HEC-2 a été utilisé.

La topographie du lit mineur a finalement été caractérisée de août à octobre 1996 par le Service hydraulique de la Vice-présidence Ingénierie et Services d'Hydro-Québec. Les données, recueillies par sondage et arpentage, sont composées de 58 sections perpendiculaires à l'écoulement et de 10 200 points concentrés aux environs des ouvrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud. Le format de ces données brutes consiste en un total de 13 141 points dont on connaît la longitude, la latitude et l'élévation.

#### **4.4.2.3 Données cartographiques**

Les données cartographiques utilisées servent de repérage lors de la validation, de l'interprétation et de la présentation des résultats. Ce sont :

- L'information sur les rives des cours d'eau, les routes, les chemins de fer et les rues avant la crue, obtenue à partir des feuillets 22D6-200-0101 et 22D6-200-0201 de la cartographie numérique de base au 1:20 000 du ministère des Ressources naturelles du Québec en projection MTM/NAD83. Ces données nous ont été fournies par le MRN en format DXF ;
- La cartographie numérique au 1:2000 du territoire de la Ville de Chicoutimi, fournie en format Autocad (DWG), par le service d'urbanisme de la Ville de Chicoutimi ;
- Les limites des zones d'inondation de période de récurrence 20 ans et 100 ans, extraites de la cartographie au 1:2000 du risque d'inondation produite par le ministère de l'Environnement et de la Faune pour une section de la rivière Chicoutimi (secteur de Laterrière). Les feuillets 22D6-413, 414, 512, 514, 515, 615, 715 et 814 ont été acquis en format DXF, en projection MTM/NAD83;

- La limite d'inondation en cas de rupture du barrage de Portage-des-Roches(programme DAMBRK) sur toute la rivière Chicoutimi, fournie par Hydro-Québec sur une carte papier à l'échelle du 1:20 000 (1992) ;
- La limite approximative observée des inondations de juillet 1996, fournie par le ministère de l'Environnement et de la Faune, service du Milieu hydrique (échelle du 1:20 000).

#### **4.4.2.4 Données de télédétection**

Les données de télédétection utilisées sont des images numériques infrarouges obtenues par survol aéroporté le 6 août 1996. Ces images à haute résolution (1m) enregistrent une information dans les bandes verte, rouge et infrarouge et couvrent la rivière Chicoutimi au complet. Elle ont été utilisées pour la reconnaissance terrain, pour l'aide à l'interprétation, et pour la présentation des résultats. Les images ont été acquises par le Centre canadien de télédétection et prêtées par l'entremise du Service des technologies à références spatiales du ministère des Ressources naturelles du Québec.

#### **4.4.3 Le modèle numérique de terrain de la rivière Chicoutimi**

La conception du modèle de terrain représentant les topographies et les bathymétries antérieures et postérieures à la crue de juillet 1996 nécessitait l'intégration complexe des diverses sources de données hétérogènes décrites à la section précédente.

##### **4.4.3.1 Modèle de la plaine inondable dans le tronçon CH1**

Afin de décrire adéquatement la topographie de la plaine inondable, nous avons construit un maillage composé d'éléments finis triangulaires à trois noeuds (T3) dont les sommets sont les points de mesure obtenus par photogrammétrie. La topologie de ces données en semis de points a été définie dans le devis de photogrammétrie de telle sorte que l'algorithme de triangularisation de Delaunay implanté dans le MODELEUR (Secretan *et al.*, 1996) (voir la section 4.2, Les outils : présentation du MODELEUR, page 41) puisse être utilisé directement. Cette procédure permet d'obtenir une information topographique interpolable en éléments finis afin d'alimenter en données le maillage hydrodynamique utilisé pour les simulations.

##### **4.4.3.2 Modèle du lit mineur invariant dans le tronçon CH1**

Le tronçon amont de la rivière Chicoutimi (CH1) a été considéré comme invariant en première approximation. Comme nous l'avons mentionné précédemment, la bathymétrie du lit mineur était décrite par des sections transversales relativement distancées. Pour que les points composant ces sections puissent être utilisés par le modèle hydrodynamique bidimensionnel, on devait en connaître la position exacte en latitude et longitude. À cette fin, les coordonnées des extrémités des sections ont été numérisées, puis la position des autres points a été évaluée par interpolation entre ces extrémités.

Les 82 sections réparties sur l'ensemble de la rivière Chicoutimi n'étaient toutefois pas suffisantes pour décrire adéquatement la forme sinueuse de la rivière ainsi que les nombreux élargissements et rétrécissements qu'on y retrouve. Il a donc été nécessaire d'insérer entre les transects de mesure des sections intermédiaires artificielles dont la densité variait en fonction des particularités locales du lit mineur. Comme pour les vraies sections de mesure, ces sections intermédiaires ont été localisées sur carte et les coordonnées de leurs extrémités ont été numérisées. Pour traiter l'élévation, une procédure d'interpolation linéaire sur la distance relative a été mise en œuvre. Pour y arriver, il était d'abord nécessaire d'homogénéiser les données de tous les transects, originaux et intermédiaires, en termes de nombre de points documentés (30 a été le chiffre retenu) et de distance uniforme entre les points d'un même transect. Ainsi, il devenait facile de joindre deux points correspondants de deux transects originaux et d'interpoler linéairement la cote des points intermédiaires sur la base de leur distance relative entre les transects originaux.

De cette façon, un total de 7 800 points cotés ont été obtenus, répartis sur 260 sections perpendiculaires à l'écoulement. Par la suite, un maillage d'éléments finis triangulaires à trois noeuds (T3) a été généré selon un patron uniforme de connectivités en utilisant ces points comme noeuds-sommets. L'algorithme de triangularisation de Delaunay n'était pas nécessaire dans ce cas, mais le résultat obtenu était consistant avec la topologie de données obtenue pour la plaine inondable.

Pour caractériser la forme du lit mineur, nous disposions également de 13 141 points de mesure obtenus par Hydro-Québec suite à la crue de juillet 1996 au voisinage des ouvrages. Ces données couvraient parfois des zones n'ayant pas subi de changements significatifs. Elles ont donc été mises à profit pour compléter la description du lit mineur à l'amont de Chute Garneau. Bien que ces points représentent la situation postérieure à la crue de juillet 1996, cette information demeure malgré tout plus exacte que les élévations calculées par interpolation entre les transects du MEF aux endroits où la bathymétrie de la rivière a subi peu de changements durant les inondations. Nous avons ainsi retenu les sections d'Hydro-Québec qui apportaient une information supplémentaire utile sur la bathymétrie initiale du cours d'eau ; elles ont été intégrées au maillage construit à partir des sections du ministère de l'Environnement et de la Faune.

Nous avons donc conservé sept sections transversales (335 points) de l'étude d'Hydro-Québec. Ces données ont finalement été incorporées dans la base de données sous la forme d'un maillage structuré par une procédure similaire à celle utilisée pour les transects du MEF. Ce maillage qui représente la bathymétrie du lit mineur de la rivière Chicoutimi pour le tronçon CH1 comporte 7 920 noeuds et 15 254 éléments T3.

#### **4.4.3.3 État initial du terrain de la plaine inondable et du lit mineur sur les tronçons CH2 et CH3**

Pour caractériser la topographie de la plaine inondable du tronçon intermédiaire, nous disposions des points photogrammétriques antérieurs et postérieurs aux événements. Les points provenant des photos aériennes de 1994 ont été utilisés pour décrire la topographie initiale aux environs de Pont-Arnaud et nous nous sommes servi des points provenant des photos aériennes de 1996 pour compléter la description de la topographie initiale du tronçon dans les zones invariantes.

Quant à la bathymétrie du lit mineur, elle a été décrite par un maillage composé des sections transversales provenant des études du ministère de l'Environnement. Ces sections ont dû être enrichies de sections intermédiaires interpolées et géoréférencées pour reproduire adéquatement la forme de la rivière. L'élévation des points placés sur ces dernières sections ayant été obtenue par interpolation, nous ne pouvons être assurés de leur exactitude.

Pour améliorer la description de la bathymétrie initiale des tronçons CH2 et CH3, nous avons examiné la possibilité d'y intégrer les données recueillies par Hydro-Québec suite à la crue. Rappelons que ces données consistent en 31 sections perpendiculaires à l'écoulement s'étalant du barrage de Chute Garneau jusqu'à celui de Pont-Arnaud, ainsi qu'en 10 200 points concentrés aux environs de ces deux barrages. Puisqu'immédiatement en aval des barrages, la bathymétrie a peu évolué au cours de la crue, les points d'Hydro-Québec ont été utilisés pour décrire la bathymétrie initiale à ces endroits.

Entre le barrage de Chute Garneau et celui de Pont-Arnaud, nous disposons de 31 sections transversales dont l'élévation des points a été déterminée après la crue de juillet 1996. Bien que la bathymétrie de ce secteur ait été fortement touchée par la crue, ces données demeuraient plus complètes et exactes que celles interpolées à partir des sections du ministère de l'Environnement et de la Faune pour décrire la bathymétrie antérieure à l'événement. Un traitement de restitution basé sur l'interprétation géomorphologique conforme avec l'évolution observée de la bathymétrie leur a cependant été appliqué.

Ainsi, entre le pont de l'autoroute 70 et le barrage de Pont-Arnaud, nous avons observé que le principal changement apporté à la bathymétrie consistait en une incision localisée autour du thalweg de la rivière. Sur ce tronçon, nous avons utilisé les données d'Hydro-Québec en modifiant les élévations de certains points situés à l'intérieur de la zone d'incision. La modification des élévations avait pour objectif de conserver la forme du fond telle que décrite par les sections d'Hydro-Québec, tout en maintenant l'élévation du thalweg obtenue par interpolation à partir des sections du ministère de l'Environnement.

#### **4.4.3.4 État final du terrain de la plaine inondable et du lit mineur sur les tronçons CH2 et CH3**

Pour caractériser la topographie de la plaine inondable des tronçons intermédiaires de la rivière Chicoutimi suite à la crue, nous disposons du semis de points photogrammétriques extraits des photos aériennes prises après la crue de juillet 1996. Le maillage composé d'éléments dont ces points constituent les noeuds-sommets est celui qui représente la topographie finale de la plaine inondable de la rivière Chicoutimi pour le tronçon allant du barrage de Chute Garneau jusqu'à celui d'Elkem Métal.

Les données brutes disponibles pour décrire la bathymétrie finale du lit mineur du tronçon aval étaient les 31 transects d'Hydro-Québec répartis entre le barrage de Chute Garneau et celui de Pont-Arnaud, ainsi que les 10 200 points concentrés aux environs des deux ouvrages. Après avoir éliminé deux transects pour lesquels les données de bathymétrie étaient incomplètes, la procédure de construction de maillage appliquée aux données du MEF a également été employée pour les données d'Hydro-Québec. Ainsi, 30 points équidistants sur chacune des lignes sont d'abord générés, puis leur élévation est déterminée par interpolation linéaire entre les points de mesure.

Les points ainsi obtenus constituent les sommets des éléments du maillage structuré qui représente la bathymétrie finale du lit mineur entre Chute Garneau et Pont-Arnaud.

Les seules données de bathymétrie disponibles en aval du barrage de Pont-Arnaud étaient celles du MEF recueillies avant la crue de juillet 1996. Toutefois, le lit de la rivière Chicoutimi a subi peu de changements à cet endroit lors de la crue. Il était donc justifié d'utiliser ces données pour décrire la bathymétrie finale du lit mineur entre le barrage de Pont-Arnaud et le barrage d'Elkem Métal.

#### **4.4.3.5 Modèle de résistance du terrain à l'écoulement**

La Planche 9 (Annexe infographique) montre une carte typique des coefficients de frottement utilisés pour réaliser les simulations sur la rivière Chicoutimi. On note que la plaine inondable a un coefficient  $n$  de Manning de 0,035-0,038. Le lit mineur de la rivière s'est vu attribuer une valeur de 0,025 sauf aux rapides de Laterrière (4 km en aval de Portage-des-Roches) qui ont reçu la valeur de 0,033. Il est à noter qu'en modélisation bidimensionnelle, le frottement est une propriété locale de l'écoulement et il n'est pas nécessaire de recourir à un coefficient de frottement pour représenter les singularités de la rivière comme les convergences (ex : restriction causée par un pont) et les divergences (élargissement brusque). Les coefficients utilisés lors des premières simulations ont été ajustés à la baisse pour la calibration finale du modèle. Les premiers résultats de simulation obtenus en décembre 1996 et présentés dans le rapport de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages ont été jugés satisfaisants à ce moment, en guise de première approximation. Comme le démontrent les résultats finaux (voir plus loin la section 5.3.4, Inondation maximale - Validation par le niveau d'eau, page 80), l'ajustement additionnel des paramètres a permis d'obtenir une réponse plus précise et tout à fait satisfaisante du modèle, en particulier, entre le km 7 et le km 13 de la vallée de la rivière Chicoutimi en amont du barrage de Chute Garneau, où le modèle initial s'écartait systématiquement des observations dans le sens d'une surélévation.

#### **4.4.3.6 Maillages de représentation**

Les données topographiques originales ont été portées sur un support de type maillage éléments finis plus approprié à la représentation de ce type de données, soit des maillages de représentation. Rappelons que ces maillages sont constitués de noeuds d'information qui tombent généralement entre les points de données originaux ; la topographie à ces noeuds doit donc être interpolée entre ces points. La règle de construction d'un maillage de représentation vise d'abord à reproduire le plus fidèlement possible la topographie originale. Comme il ne sert qu'à regrouper et à reproduire les données dans un format homogène plus pratique qui permet d'éviter les redondances, le maillage de représentation n'est pas nécessairement limité en taille comme l'est le maillage hydrodynamique, lequel est utilisé pour les lourds calculs hydrodynamiques. On l'utilise pour certains calculs légers comme pour cartographier les différences d'élévation entre deux états (ex : les incisions aux barrages), pour représenter l'évolution topographique ou encore pour effectuer des bilans sédimentologiques.

Pour la rivière Chicoutimi, quatre maillages de représentation ont été utilisés sur différents sous-domaines de la rivière :

- Du barrage de Portage-des-Roches à l'amont du barrage de Chute Garneau : maillage de 42 095 noeuds et 20 542 éléments utilisé essentiellement pour regrouper les ensembles hétérogènes de données disponibles sur le tronçon ;
- Le bief du barrage de Chute Garneau : maillage de 2 752 noeuds et 1 345 éléments utilisé pour simuler l'évolution topographique du contournement de l'ouvrage ;
- Le bief du barrage de Pont-Arnaud : maillage de 2 602 noeuds et 1 227 éléments ayant servi pour simuler le contournement du barrage ;
- De l'aval du barrage de Chute Garneau au barrage d'Elkem Métal : maillage de 15 124 noeuds et 7 369 éléments ayant servi au regroupement des données topographiques originales sur un médium commun.

#### 4.4.3.7 Maillages hydrodynamiques

Dans le tronçon CH1 (Du barrage de Portage-des-Roches à l'amont du barrage de Chute Garneau) le maillage utilisé pour les calculs hydrodynamiques comprenait 8 722 mailles triangulaires à 6 noeuds et 18 243 noeuds de calcul, ce qui représentait un optimum entre la précision recherchée et le volume de calcul.

Dans le tronçon CH3 (De l'aval du barrage de Chute Garneau au barrage d'Elkem Métal), le maillage hydrodynamique comportait 13 642 noeuds de calcul et 6 537 éléments.

#### 4.4.4 Phasage de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau

Les phases locales  $t_0(x,y)$  et  $t_f(x,y)$  respectives de début et de fin d'incision au contournement du barrage de Chute Garneau (Figure 19 et Figure 20) servent à paramétrer l'Equation 7. Ces phases ont été établies à partir des photos, des séquences vidéo et les notes d'observation fournies dans le rapport des événements produit par Hydro-Québec, plus particulièrement celles qui documentent la progression de l'incision du 20 au 25 juillet 1996. Localement, la durée de l'incision (c'est-à-dire,  $t_f - t_0$ ) a été établie pour recouper les phases connues observées (voir, par exemple la Photo 1) et conserver la continuité dans le lit de la rivière en tout temps. De plus, ces phases intermédiaires devaient être comprises à l'intérieur des phases extrêmes. Les phases de l'hydrogramme ont également été considérées. Comme les observations nous amenaient à conclure que la dynamique de l'incision laissait le contrôle du niveau d'eau au seuil amont de celle-ci, cet élément a servi à définir les phases. L'affleurement du socle rocheux en certains endroits a également été un facteur d'interprétation. La démarche de la définition de ces phases a été réalisée par essais et erreurs et le critère d'appréciation des résultats, mises à part les données visuelles observées, a été la vraisemblance des résultats du point de vue géomorphologique.

Les résultats de cette simulation seront montrés et analysés à la section 5.1 (Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau, page 75)

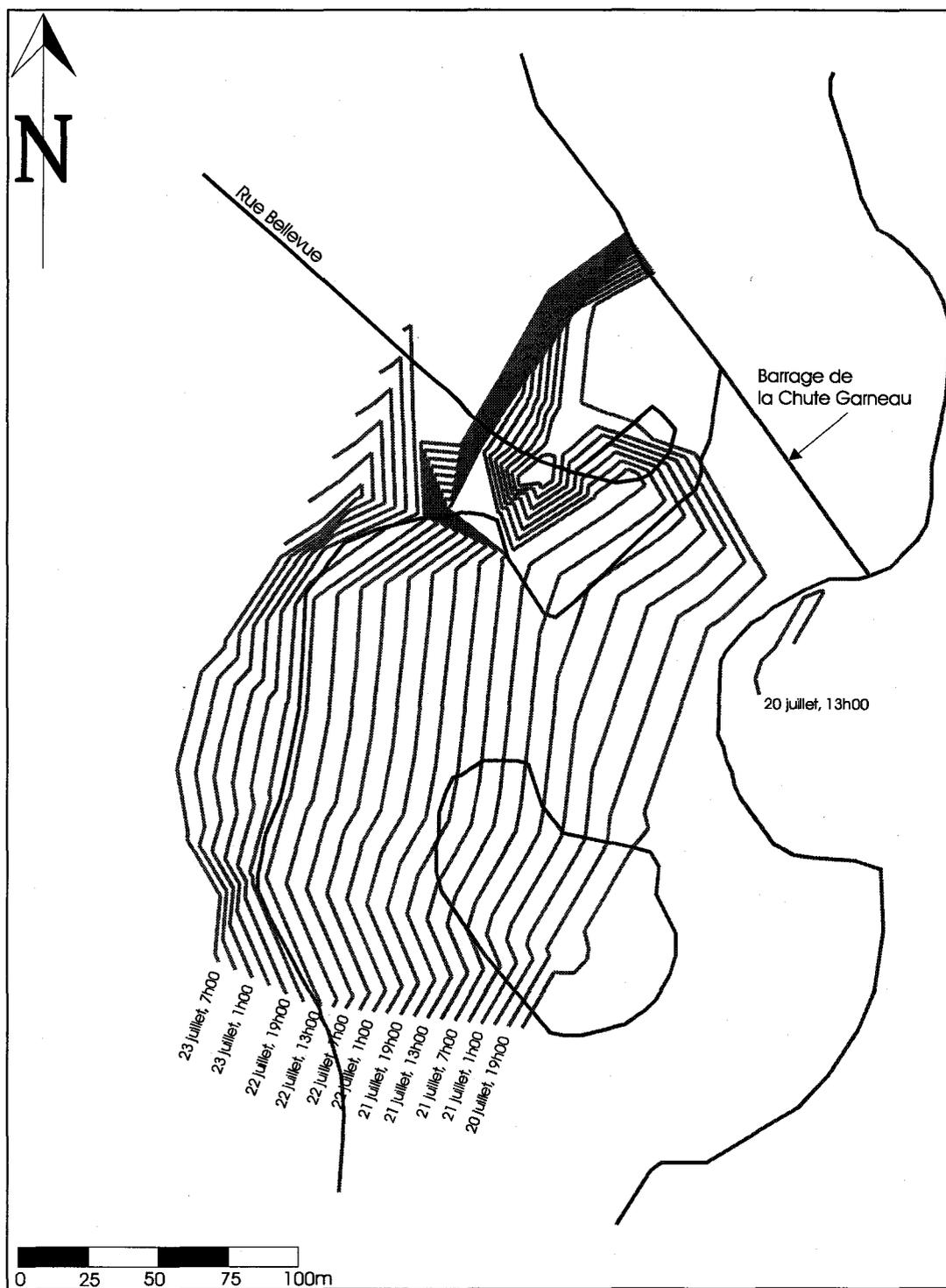
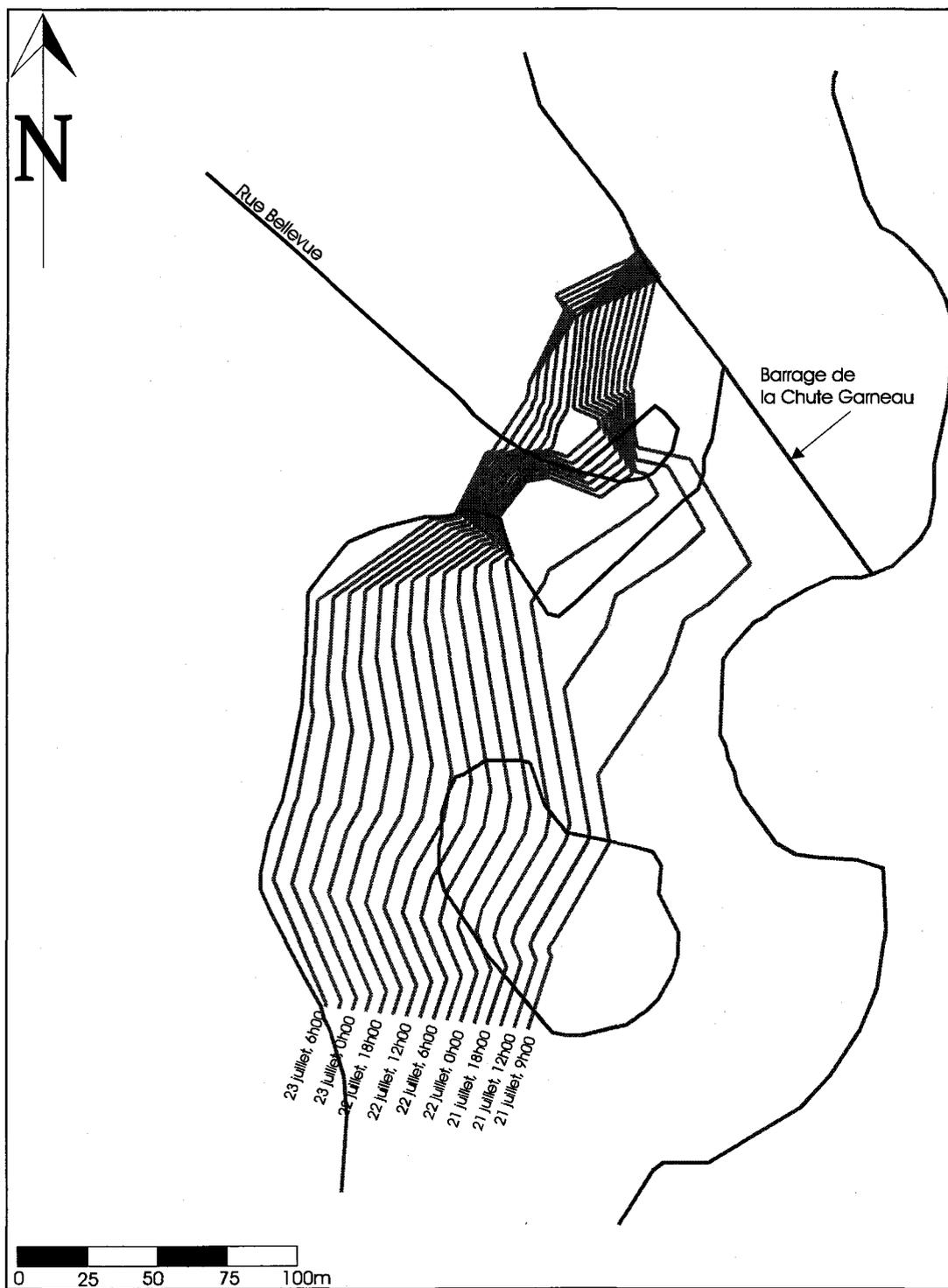


Figure 19 : Phasage local du début de l'incision au barrage de Chute Garneau -  
Élaboré par avis d'expert



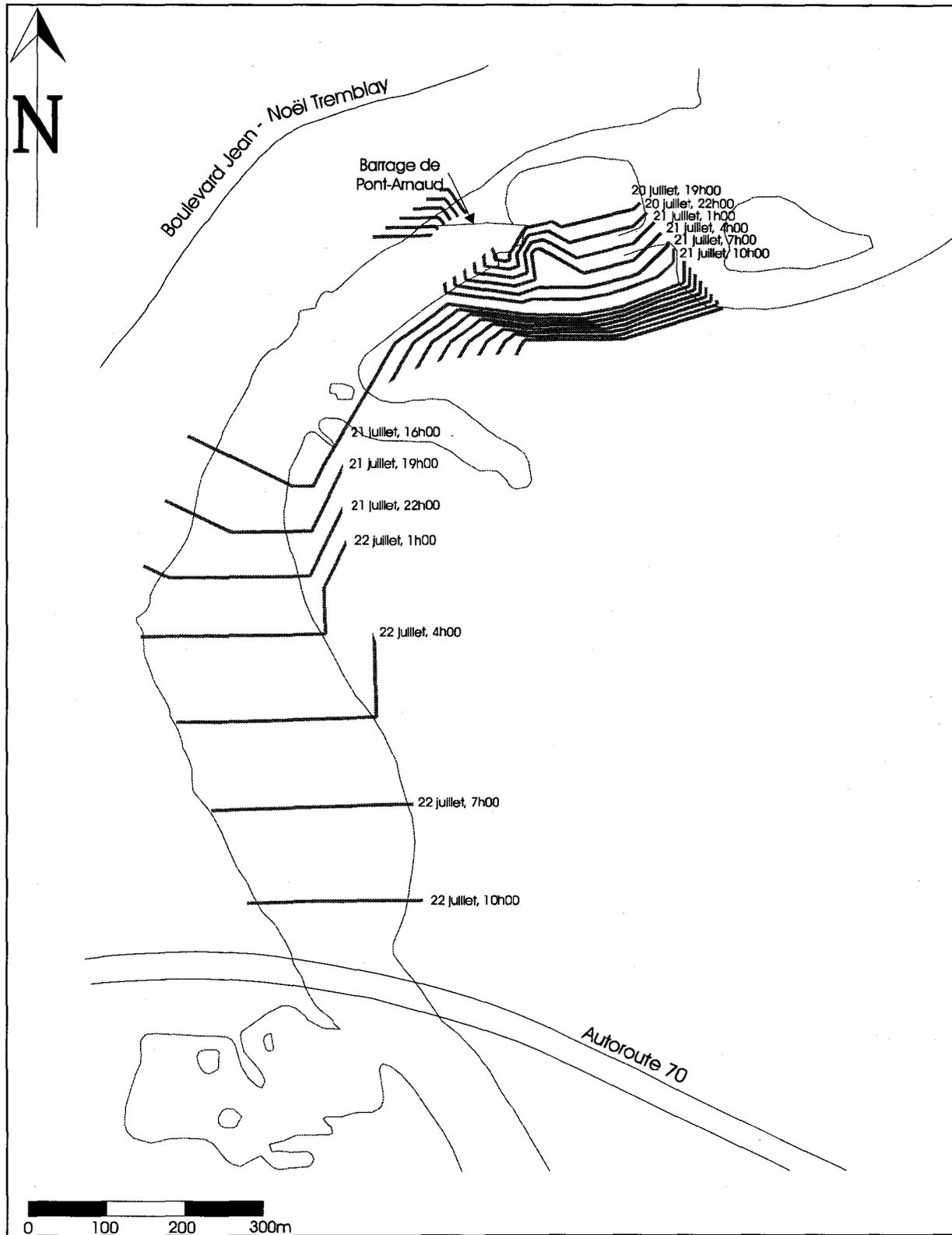
**Figure 20 : Phasage local de la fin de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau - Élaboré par avis d'expert**



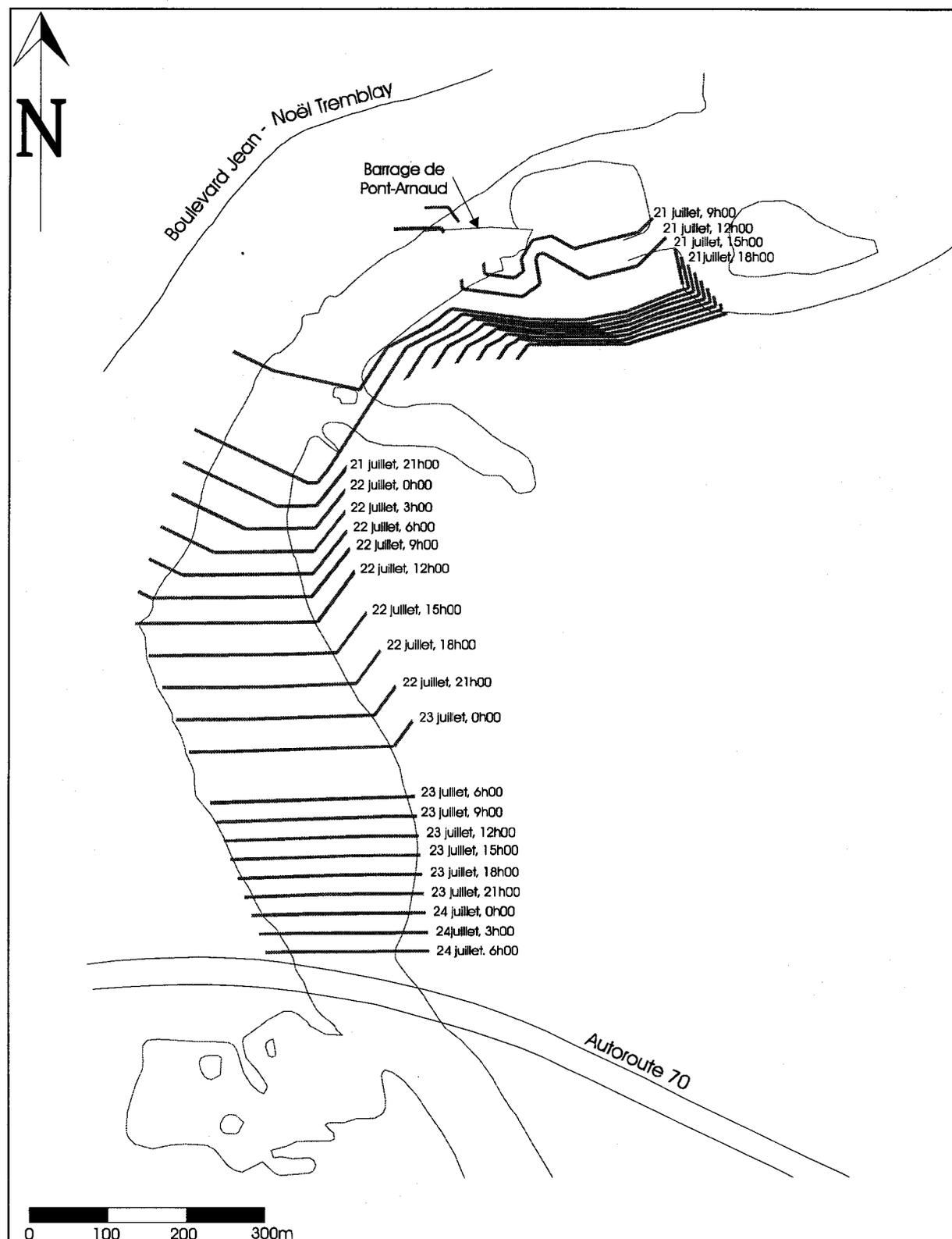
**Photo 1: Observation aérienne de la progression de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau à 14h30 le 22 juillet 1996 (D'après Hydro-Québec, 1996)**

#### **4.4.5 Phasage de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud**

De la même façon, les phases de début et de fin de l'incision ont été décrites par avis d'expert au contournement du barrage de Pont-Arnaud (Figure 21 et Figure 22). Comme le démontreront les résultats (voir la section 5.2, Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud, page 76), deux phases principales ont dû être considérées ici : le contournement proprement dit qui s'est effectué très rapidement et simultanément sur l'ensemble de la zone selon un mode vertical, et l'incision régressive dans le lit argileux jusqu'à l'autoroute 70 qui s'est étalée sur une plus longue période, typiquement jusqu'au 24 juillet 1996. Les mêmes éléments d'interprétation que pour Chute Garneau ont été utilisés : présence de structures stables, phases de l'hydrogramme, documents photos, vidéos. La Photo 2 montre une vue aérienne de l'état de l'incision au droit du contournement le 21 juillet 1996 à 16h30.



**Figure 21 : Phasage local du début de l'incision au contournement du barrage de Pont Arnaud - Élaboré par avis d'expert**



**Figure 22 : Phasage de la fin de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud -  
Élaboré par avis d'expert**



**Photo 2 : Observation aérienne de la progression de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud à 16h30 le 21 juillet 1996 (d'après Hydro-Québec, 1996)**

## **4.5 Approche utilisée pour la rivière des Ha ! Ha !**

La stratégie d'analyse adoptée pour la rivière des Ha ! Ha ! se distingue de celle utilisée pour la rivière Chicoutimi à cause de l'ampleur des conséquences qui ont affecté cette rivière. La complexité de l'écoulement qui a caractérisé le passage de la crue relevait du pur chaos, ce qui rendait pratiquement impossible la reconstitution des événements à l'aide de modèles hydrodynamiques. L'approche adoptée s'est plutôt attardée aux conséquences du passage de la crue sur la morphologie de la rivière et au bilan sédimentaire associé aux nombreuses zones d'érosion et de déposition de matériaux transportés. La simulation du passage d'une crue vidangée « normalement » à partir du lac Ha ! Ha ! a cependant fait partie de la démarche.

### **4.5.1 Stratégie d'analyse détaillée**

Une fois établis les éléments de compréhension reliés à l'hydrologie et à la gestion des ouvrages de retenue au lac Ha ! Ha ! par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, la stratégie d'analyse adoptée pour comprendre la réponse hydraulique et sédimentaire de la rivière des Ha ! Ha ! reposait sur quatre aspects principaux :

- L'évolution morphologique du lit de la rivière associée aux événements ;

- Le bilan sédimentaire associé à ces changements ;
- L'analyse des niveaux maximums atteints lors de la crue ;
- La simulation hydrodynamique de la rivière en présence d'un scénario de gestion optimisé en fonction d'une vidange normale du lac Ha ! Ha !.

L'évolution morphologique de la rivière a été étudiée en faisant appel essentiellement à des données obtenues à l'aide de moyens aéroportés. Comme nous le verrons en détail un peu plus loin, la *zone active* du point de vue sédimentologique a été d'abord délimitée à l'aide d'images numériques satellitaires dans la bande infrarouge. En effet, les régions qui ont été soumises à une érosion ou une sédimentation significative étaient aisément identifiables sur ces photos et il a été possible d'en numériser le contour à l'aide de techniques de traitement d'image. Certaines singularités importantes, comme les accumulations résiduelles de débris correspondant à des embâcles formés durant la crue, étaient également visibles sur ces images, ce qui a facilité l'interprétation des phénomènes morphodynamiques survenus lors de la crue.

Par la suite, à l'aide de techniques photogrammétriques classiques appliquées aux photos aériennes antérieures et postérieures aux événements, il a été possible grâce au MODELEUR de construire une carte des différences d'élévation entre les deux périodes, et de procéder à l'analyse quantitative des changements morphologiques. Pour ce faire, la rivière a été segmentée selon différentes logiques de partition appropriées au type d'analyse :

- En segments de 1 km de longueur ou *segments kilométriques*; un système de coordonnées curviligne kilométrique ayant son origine à l'embouchure et longeant la vallée sur 35 km jusqu'au lac Ha ! Ha ! a servi à identifier chacune des tranches par son PK (point kilométrique) propre. Chacune de ces tranches a été recouverte par un petit maillage local appelé *maillage de représentation kilométrique*, utilisé pour établir son bilan sédimentologique propre ou cumulatif, ainsi que pour extraire des profils en long de l'altitude du lit et des niveaux d'eau ;
- En neuf *unités morphodynamiques homogènes* du point de vue des phénomènes; ces unités numérotées *HH-i* (*i* variant de 1 à l'embouchure à 9 en aval de la digue Cut-Away) sont identifiées en détail plus loin. Elles ont servi de base pour la représentation graphique des changements rapportés dans l'annexe infographique ; un maillage de représentation par éléments finis constitué d'un assemblage de maillages de segments kilométriques est associé à chacune de ces unités. La Figure 23 montre la délimitation de ces unités ;
- En six *tronçons hydrauliques homogènes* ayant servi pour définir des modèles hydrodynamiques (définis *Hydro-i* à la Figure 23 Les maillages ne chevauchent pas exactement les tronçons morphodynamiques (définis *HH-i*), du fait que leurs limites sont définies en des endroits constituant des frontières naturelles pour les modèles (problème des conditions aux limites). La densité des mailles est aussi plus faible en vue d'optimiser les calculs hydrodynamiques. Le Tableau 1 donne les détails de la partition de la rivière des Ha ! Ha ! pour les fins de la modélisation hydrodynamique. Les conditions particulières de simulation (débits, niveaux) seront introduites en même temps que les résultats (voir la section 6.14 : Simulation hydrodynamique - Conditions alternatives de gestion, page 112).

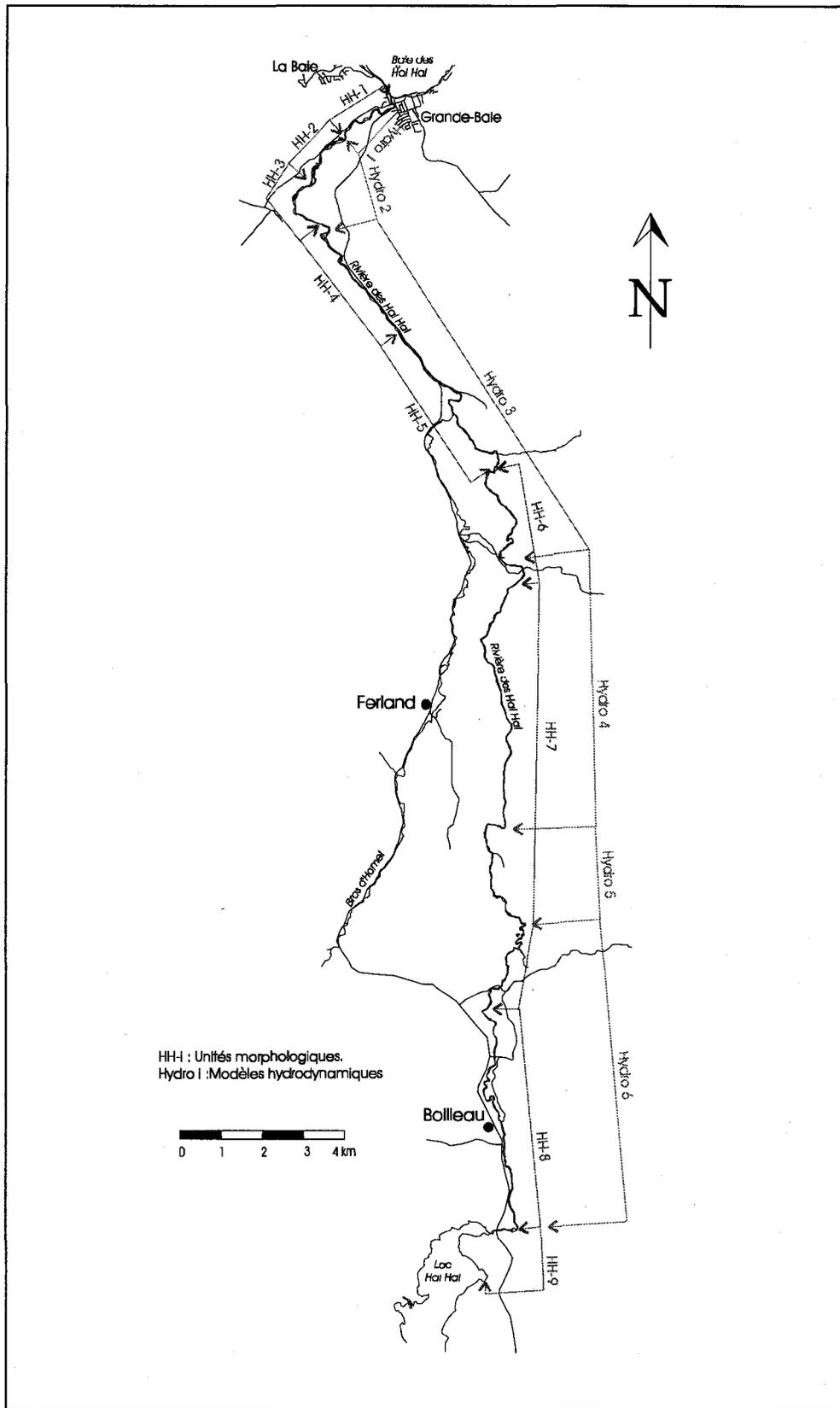


Figure 23 : Délimitation des segments d'analyse morphologique *HH-i* et hydrodynamique (Hydro *i*) sur la rivière des Ha! Ha!

**Tableau 1 : Taille et délimitation des maillages hydrodynamiques sur la rivière des Ha ! Ha !**

<b>Maillage #</b>	<b>Limite aval</b>	<b>Limite amont</b>	<b>Nombre d'éléments</b>	<b>Nombre de noeuds</b>	<b>Éléments singuliers</b>
1	PK 0	PK 1,5	4 087	8 398	Zone partiellement à marée délimitée à l'amont par le barrage Stone 2
2	PK 1,6	PK 4,9	5 525	11 584	Zone fluviale délimitée à l'aval par le barrage Stone 2 et à l'amont par le barrage Stone 1
3	PK 4,9	PK 12,1	8 190	17 731	Zone fluviale délimitée à l'aval par le barrage Stone 1 et à l'amont par la Chute-à-Perron ; inclut les Eaux-mortes
4	PK 12,3	PK 21,7	6 301	13 538	Zone fluvio-torrentielle délimitée à l'aval par la Chute-à-Perron (l'excluant), et à l'amont par la Chute-à-Baptiste (exclue)
5	PK 21,8	PK 24,3	1 802	4 013	Zone fluvio-torrentielle délimitée à l'aval par la Chute-à-Baptiste et à l'amont par la première chute (nom N/D)
6	PK 24,4	PK 32,7	8 499	18 342	Zone fluvio-torrentielle délimitée à l'aval par la première chute, et à l'amont dans le bief d'aval du barrage du lac Ha ! Ha !

Pour réaliser les analyses morphodynamiques et les bilans sédimentaires, les méthodes décrites au chapitre 4 (Théorie et méthodes, page 35) ont été appliquées. Concernant la compréhension des phénomènes d'évolution du lit, une expertise géomorphologique a été requise.

Les cotes maximales de niveau d'eau lors des événements ont été obtenues sur le terrain par voies d'enquêtes et d'observations directes.

En ce qui concerne la modélisation hydrodynamique, l'accent a été mis sur la simulation d'un hydrogramme de crue alternatif défini par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. Des hypothèses simplificatrices ont dû être appliquées en vue de concilier l'exercice de simulation avec des ensembles de données déficients, voire à la limite des besoins de l'exercice. Un principe a été appliqué systématiquement à chaque étape de la modélisation, plus particulièrement à chaque fois qu'une décision pouvait affecter le résultat d'un modèle en termes de niveau d'eau : *l'option retenue devait favoriser l'obtention d'un résultat conservateur*, c'est-à-dire, un niveau plus élevé que normal. Les choix ont tous été faits pour ne pas handicaper la comparaison entre les résultats *alternatifs* et les observations recueillies suite aux événements.

Les décisions de modélisation concernaient l'absence de lit mineur dans le modèle, le choix des coefficients de frottement élevés, la prise en compte simultanée de tous les débits de pointe injectés dans la rivière par les tributaires en aval du lac Ha ! Ha !, ainsi que l'hypothèse d'écoulement stationnaire sans effet d'emmagasinement ni laminage dans la vallée. Par ailleurs, nous avons également posé comme hypothèse qu'aucun changement morphologique significatif à la bathymétrie antérieure aux événements (par érosion, aggradation ou accumulation de débris) n'aurait affecté le passage de la crue, ce qui est habituellement l'hypothèse posée pour les exercices de simulation de bris de barrage (DAMBRK).

Après avoir décrit les différents ensembles de données utilisés pour réaliser nos analyses, quelques détails méthodologiques additionnels seront présentés.

## 4.5.2 Données utilisées

### 4.5.2.1 Topographie de la plaine inondable

La partie extérieure au lit de la rivière étant visible sur une photographie aérienne, il a été possible, comme pour la rivière Chicoutimi, d'obtenir un modèle numérique d'élévation de ce secteur à partir de la technique de photogrammétrie. Les photographies aériennes suivantes étaient disponibles pour l'ensemble de la zone d'étude :

- Situation antérieure<sup>4</sup> : 24 mai 1994, échelle du 1:15 000 ;
- Situation postérieure<sup>5</sup> : 30 juillet 1996, échelle du 1:15 000

Le lit de la rivière des Ha ! Ha ! ayant été profondément modifié par la crue, deux modèles numériques d'élévation ont été construits, l'un à partir des photographies aériennes de 1994 et l'autre à partir des photographies aériennes de 1996. Chaque modèle couvre une bande d'environ 1 kilomètre de large sur toute la longueur de la rivière. Ces modèles topographiques ne sont pas fournis dans ce rapport.

---

<sup>4</sup> Haut-Mont Inc.

<sup>5</sup> Aéro-Photo Inc.

La précision attendue de ces modèles numériques d'élévation est de 50 à 75 cm aux points relevés. Le modèle complet de la rivière des Ha ! Ha ! contient 30 812 points pour l'ensemble 1994 et 40 780 points pour l'ensemble 1996. Ces derniers sont généralement distants d'une trentaine de mètres l'un de l'autre, mais leur densité augmente le long des berges et dans les secteurs d'intérêt. Quelques ajustements manuels ont été effectués pour pallier aux artefacts d'interpolation de la triangulation de Delaunay. Pour chaque point, les coordonnées géographiques (projection MTM/NAD83) et l'altitude du terrain sont fournies.

#### **4.5.2.2 Topographie du lit mineur**

La topographie du lit mineur de la rivière n'est pas détectable sur les photographies aériennes puisqu'elle est recouverte d'eau. C'est habituellement à partir de relevés effectués sur le terrain que cette information peut être reconstituée. Des transects topographiques relativement distancés du lit mineur (bien sûr, antérieur aux événements) avaient été produits par Polytech (1990) dans le cadre d'une étude DAMBRK portant sur la rupture hypothétique du barrage du lac Ha ! Ha !. Nos informations nous laissent croire que ces données, très schématisées, ont été extraites à partir de cartes à l'échelle 1:20 000, ce qui est moins précis que ce dont nous disposons déjà. De plus les sections d'écoulement se trouvaient représentées de façon schématisée conformément au modèle DAMBRK (sections trapézoïdales). Il a donc été résolu de ne pas utiliser ces données.

D'ailleurs, la méthodologie adoptée dans les circonstances sur la rivière des Ha ! Ha ! (voir la section précédente) permettait ceci. En effet, comme nous le verrons lors de l'analyse des résultats des bilans sédimentologiques, les volumes d'alluvions érodés, transportés et déposés durant la crue dépassaient largement ceux représentés par le volume du lit mineur en conditions hydrologiques moyennes typiques, soit les états représentés sur les photos. La topographie du lit mineur pouvait donc être considérée comme accessoire. Il était cependant nécessaire d'adopter la même démarche pour les conditions antérieures et postérieures aux événements.

#### **4.5.2.3 Données cartographiques**

Les données cartographiques utilisées sont celles des rives des cours d'eau, des routes, des chemins de fer et des rues, avant la crue. Elles ont servi de repérage lors de la validation, de l'interprétation et de la présentation des résultats. Ces données proviennent des feuillets 22D7-200-0101, 22D2-200-0201 et 22D2-200-0101 de la cartographie numérique de base au 1:20 000 du ministère des Ressources naturelles du Québec en projection MTM/NAD83. Ces données nous sont fournies en format DXF.

#### **4.5.2.4 Données de télédétection**

Les données de télédétection utilisées sont des images numériques infrarouges obtenues par survol aéroporté le 6 août 1996. Ces images à haute résolution (1m) enregistrent une information dans les bandes verte, rouge et infrarouge et ont été acquises sur 2 secteurs de la rivière des Ha ! Ha ! : de La Baie jusqu'aux Eaux Mortes et du lac à Bélanger jusqu'au lac Ha ! Ha !. Elle ont été utilisées pour la reconnaissance terrain, pour l'identification de la zone modifiée par la crue, pour l'aide à

l'interprétation et pour la présentation des résultats. Les images ont été acquises par le Centre canadien de télédétection et prêtées par l'entremise du Service des technologies à références spatiales du ministère des Ressources naturelles du Québec.

#### **4.5.2.5 Données de niveaux d'eau maximums atteints pendant la crue**

Ces données ont été obtenues soit par une enquête auprès des résidents affectés ou non par les événements, soit encore par observation directe de signes résiduels évidents (délaiés de crue) de la montée des eaux aux divers endroits considérés : dépôts de sédiments au sol, marques sur les bâtiments, évidence d'activité érosive, végétation perturbée. En chacun des points de mesure ainsi définis, les coordonnées (x, y, z) ont été établies avec exactitude à l'aide d'une station totale ou d'un DGPS. De plus, une cote d'appréciation de la fiabilité des données recueillies a été attribuée à chaque valeur et seuls les points cotés avec une fiabilité acceptable (4/5 et plus) ont été retenus pour fins d'analyse.

### **4.5.3 Pré-traitement des données spatiales et validation**

#### **4.5.3.1 Modèles numériques d'élévation**

En vue d'obtenir une carte des élévations de la rivière offrant une couverture spatiale complète, une procédure d'interpolation entre les points disponibles était requise. L'interpolation des points cotés par photogrammétrie s'est effectuée à partir d'un maillage d'éléments finis triangulaires (triangles à trois noeuds dont les sommets sont les points cotés) obtenu selon l'algorithme de Delaunay. La classification et l'affichage de ce résultat sous forme d'isolignes ou d'isosurfaces dans le MODELEUR ont permis d'examiner les modèles numériques d'élévation ainsi obtenus pour y détecter les anomalies causées par des erreurs de saisie et les corriger.

L'interpolation des points situés immédiatement sur les deux rives de la rivière permettait aussi de déterminer l'altitude de la surface de l'eau pour en extraire ensuite un profil longitudinal, avant et après la crue. Bien sûr, mis à part l'état du lit, ces profils sont homogènes au débit près.

Dans un second temps, il était nécessaire de porter les données d'élévation antérieures et postérieures sur un support homogène, c'est-à-dire, construit selon la même distribution spatiale de noeuds. Cette procédure, réalisée à l'aide du MODELEUR, était nécessaire en vue d'effectuer naturellement les analyses différentielles entre les deux états, ainsi que les bilans volumiques d'alluvions transportés. Les *maillages de représentation kilométriques* présentés en 4.5.1 (Stratégie d'analyse détaillée, page 67) ont été utilisés pour ce faire.

#### **4.5.3.2 Carte des différences d'élévation**

Sur le maillage de représentation, les modèles numériques d'élévation 1994 et 1996 sont soustraits l'un de l'autre afin de cartographier les zones à dominance d'érosion, les zones stables et les zones

à dominance de sédimentation. Ces cartes ont constitué la matière première ayant servi à l'interprétation morphosédimentologique sur la rivière des Ha ! Ha ! et leur examen sera effectué au chapitre 6 (Résultats et discussion : rivière des Ha ! Ha !), page 88 et suivantes.

#### **4.5.3.3 Données cartographiques**

Les données cartographiques numériques ont été épurées pour ne conserver que les informations principales adjacentes à la rivière des Ha ! Ha !. Les fichiers ont ensuite été convertis dans un format importable pour le MODELEUR, utilisé pour la préparation et la visualisation des données de simulation hydrodynamique.

#### **4.5.3.4 Données de télédétection**

Sur certains secteurs comportant des points de contrôle, les images infrarouges ont été corrigées géométriquement à partir de la carte numérique au 1:20 000. Ce traitement a été effectué à l'aide du système de traitement d'images EASI/PACE de PCI inc. Sur les images, la présence de sédiments à nu est clairement visible dans des teintes de bleu pâle, permettant ainsi d'identifier la zone affectée par la crue. Les limites de cette zone ont été tracées et transférées dans la base de données du MODELEUR pour servir à délimiter les zones d'analyse des bilans sédimentologiques.

---

## 5. Résultats et discussion: rivière Chicoutimi

---

### 5.1 Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Chute Garneau

Cinq étapes caractéristiques de l'incision des dépôts meubles au voisinage du contournement du barrage de Chute Garneau sont présentées à l'annexe infographique (Planche 10 à Planche 14), soit :

- le 20 juillet à 12h00 (condition initiale),
- le 21 juillet à 06h00,
- le 21 juillet à 12h00,
- le 22 juillet à 18h00,
- et la phase finale après le 25 juillet.

Les données disponibles révèlent que la profondeur maximale d'incision a atteint 16 m dans la section latérale vis-à-vis du barrage, se terminant sur le socle rocheux. L'incision s'est produite dans les dépôts meubles argileux à l'ouest d'un affleurement rocheux formant la base d'une île située en amont du barrage, et sur lequel s'appuyait le barrage lui-même. En plus de contrôler la profondeur de l'incision, cet affleurement lui a imposé une direction. L'incision a suivi une dynamique relativement lente (comparée à Pont-Arnaud), qui a contribué à maintenir le niveau d'eau élevé à l'amont du barrage (autour de 140 m toute la journée de dimanche le 21 juillet). Par conséquent, le barrage a continué de contribuer à l'évacuation du débit à cause du niveau d'eau élevé soutenu. La progression lente de l'incision jusqu'au 23 juillet a maintenu l'ouvrage submergé pendant presque toute la durée des événements, en plus de prolonger l'effet de l'inondation dans la majorité du tronçon amont.

Au total, le volume d'érosion des dépôts meubles a été estimé à 147 000 m<sup>3</sup> d'après les différences de relief entre le début et la fin des événements.

## 5.2 Reconstitution de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud

L'annexe infographique (de la Planche 15 à la Planche 20) illustre quelques étapes caractéristiques de l'incision au contournement du barrage de Pont-Arnaud, soit :

- avant le 20 juillet 1996 (condition initiale),
- le 21 juillet à 11h00 (phase de contournement),
- le 21 juillet à 13h00 (phase de contournement),
- et le 21 juillet à 16h00 (phase de contournement),
- le 22 juillet à 14h00 ( phase d'incision régressive à l'amont),
- et le 25 juillet (condition finale).

À cet endroit, la dynamique et l'ampleur du contournement ont adopté un comportement nettement distinct de Chute Garneau, sauf pour la profondeur maximale d'incision qui y a atteint 18 m également. Ici, l'incision s'est produite en deux phases distinctes : rapidement vis-à-vis du barrage dans un premier temps, puis lentement selon un processus régressif sur 800 m à l'amont. En se concentrant sur la première phase, on note que la vitesse d'incision a pu être accélérée par la présence près du barrage d'un ancien canal de dérivation que nous ne sommes pas parvenus à localiser précisément. Dans l'hypothèse où ce canal aurait été comblé à la fin de la construction du barrage à l'aide de matériaux plus friables que l'argile consolidée formant les dépôts meubles voisins, ce canal aurait alors agi à la manière d'une « digue-fusible ». De plus, l'orientation de l'ouvrage par rapport au courant a certainement dû avoir pour effet de dévier celui-ci vers la section de contournement, en commençant par la zone des conduites forcées. Nous avons estimé que l'incision près du barrage a duré environ 9 heures, pendant la nuit et le matin du 21 juillet (selon les observations en hélicoptère effectuées le matin du 21 juillet par Hydro-Québec). Cependant, le gros de l'incision se serait produit entre 6h00 et 13h00 le même jour. Dans ces circonstances, le débit maximum de 1000 à 1100 m<sup>3</sup>/s qui a coulé alors dans la rivière a fortement contribué à accélérer le processus d'incision. Le socle rocheux a peu contribué à limiter l'érosion.

Par ailleurs, concernant la progression de l'incision vers l'amont de l'ouvrage, notons seulement que celle-ci était une réponse différée et progressive, sur près de trois jours, à l'affaissement de la topographie au droit du barrage. En termes géomorphologiques, cette réponse correspond à un rétablissement d'équilibre de la ligne d'énergie du plan d'eau.

Au total, le volume de l'incision, donc de l'exportation de matériaux hors du tronçon, a été estimé à 750 000 m<sup>3</sup> d'après les différences de relief entre le début et la fin des événements.

## 5.3 Simulation hydrodynamique du tronçon Portage-Des-Roches - Chute Garneau - Conditions de juillet 1996

### 5.3.1 Présentation des résultats

Les résultats de la simulation du passage de la crue dans le tronçon allant du barrage de Portage-des-Roches à celui de Chute Garneau peuvent être présentés de multiples façons, en mettant l'accent sur différentes variables : le *niveau d'eau*, les *vitesse de courant* ou les *profondeurs de submersion* et ce, pour différentes phases. Afin de répondre aux interrogations de la Commission, il nous est apparu pertinent de limiter notre analyse à :

- au temps et au mode de propagation du débit dans la vallée ;
- à l'évolution de la ligne d'eau pendant la montée et le retrait des eaux ;
- aux profondeurs de submersion et aux vitesses de courant maximales dans les zones inondées (le premier étant le principal facteur de dommages matériels);
- et à la comparaison de l'étendue des zones inondées par rapport à la situation normale ou de crues de période de récurrence plus faible dans les secteurs affectés.

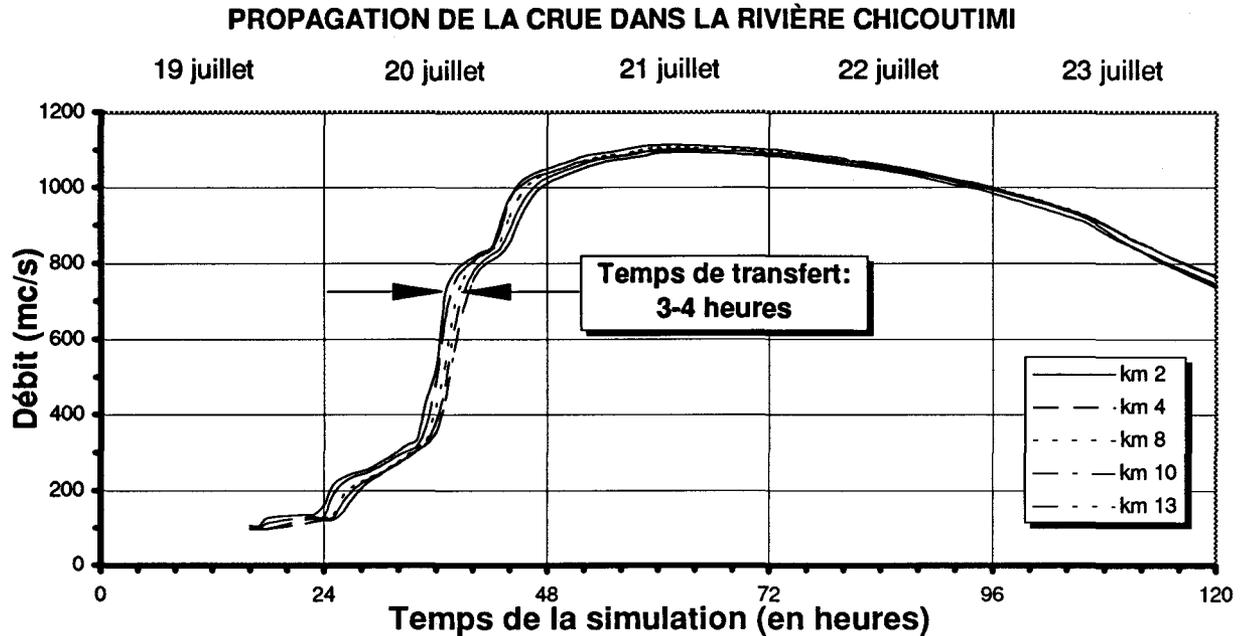
Quand les données le permettaient, nous avons procédé à la validation des résultats du modèle. Dans le cas présent, seules les observations des niveaux d'eau maximum atteints lors des événements permettaient un tel exercice.

Enfin, suite à ces diverses analyses, une analyse du rôle joué par les ouvrages lors des événements a été effectuée.

### 5.3.2 Analyse de la propagation du débit

La Figure 12 (voir à la page 26) montre l'hydrogramme de vidange au barrage de Portage-des-Roches tel que rapporté par le MEF (1996). Cette donnée a servi de condition limite imposée à l'amont du modèle lors des simulations. Il est à noter que le débit à partir du 24 juillet a été extrapolé linéairement pour les jours subséquents. Le niveau d'eau imposé au modèle à la limite aval est présenté à la section suivante en même temps que les résultats de ligne d'eau.

La Figure 24 présente la propagation du débit de crue en divers points de contrôle du tronçon lors des événements. Elle révèle que la crue a mis entre trois et quatre heures à parvenir à Chute Garneau depuis le barrage de Portage-des-Roches, et que l'effet d'emménagement local relié à la montée des eaux donnait une différence de débit entre l'amont et l'aval variant momentanément entre 100 et 200 m<sup>3</sup>/s, dépendant des phases de montée du débit de crue. Au maximum de la crue, on ne constate que peu d'effet de laminage (réduction de la pointe), ce qui est sans doute dû à la durée prolongée de l'épisode du maximum. Le moment du maximum du débit de crue s'est donc produit au milieu de la journée du 21 juillet alors que le débit atteignait tout près de 1100 m<sup>3</sup>/s.



**Figure 24 : Propagation du débit de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996**

### 5.3.3 La montée du niveau d'eau et le retrait des eaux

La Figure 25 montre le niveau d'eau au barrage de Chute Garneau, signal qui a été imposé à la limite aval du modèle hydrodynamique pour la simulation des événements de juillet 1996. On note quatre phases principales délimitées par des points d'inflexion : la phase de montée des eaux (20 juillet), l'atteinte du maximum de débit et le début du contournement (21 juillet), le retrait graduel des eaux et la progression de l'incision vers l'amont. Il est à noter que les données de niveau d'eau sont un amalgame d'observations directes enregistrées au barrage (jusqu'à la phase de débordement), puis de reconstitutions d'après des témoignages d'observateurs et des documents photographiques ou vidéographiques (Hydro-Québec, 1996) constitués dans les heures et les jours qui ont suivi.

La Figure 26 rapporte l'évolution simulée du profil longitudinal du niveau d'eau du même tronçon lors de la montée des eaux de crue le 20 juillet 1996 jusqu'au maximum observé, tandis que la Figure 27 illustre le retrait des eaux dans les jours subséquents. Nous y observons que, selon les endroits, le niveau de la rivière s'est élevé de 3,5 à 4,5 m entre le début des événements (débit de  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et le maximum de la crue. Entre midi et 18h00 le 20 juillet, le niveau d'eau s'est élevé de près de 2 m en six heures ( $35 \text{ cm/h}$ ) à l'aval du rapide de Laterrière alors qu'il ne s'élevait que de la moitié à l'amont durant la même période, ce qui s'explique par l'effet de contrôle du niveau d'eau exercé par le barrage de Chute Garneau même durant la phase de contournement.

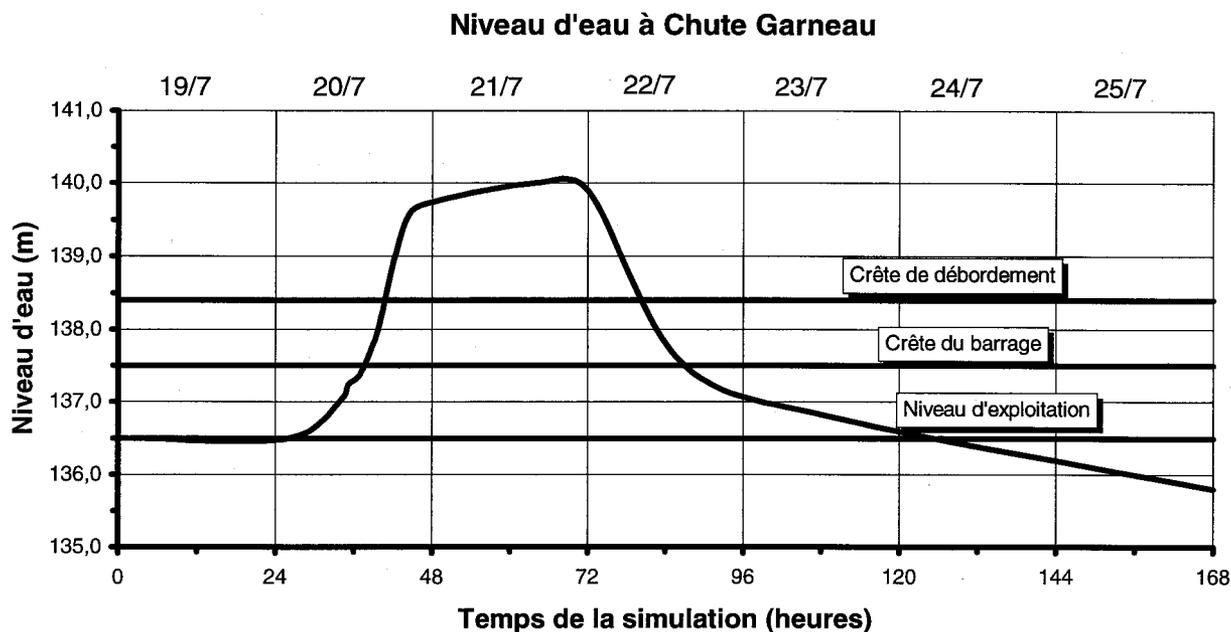


Figure 25: Niveau d'eau à Chute Garneau lors des événements - Condition limite imposée à l'aval du modèle

### MONTÉE DES EAUX DE LA RIVIÈRE CHICOUTIMI DURANT LA CRUE

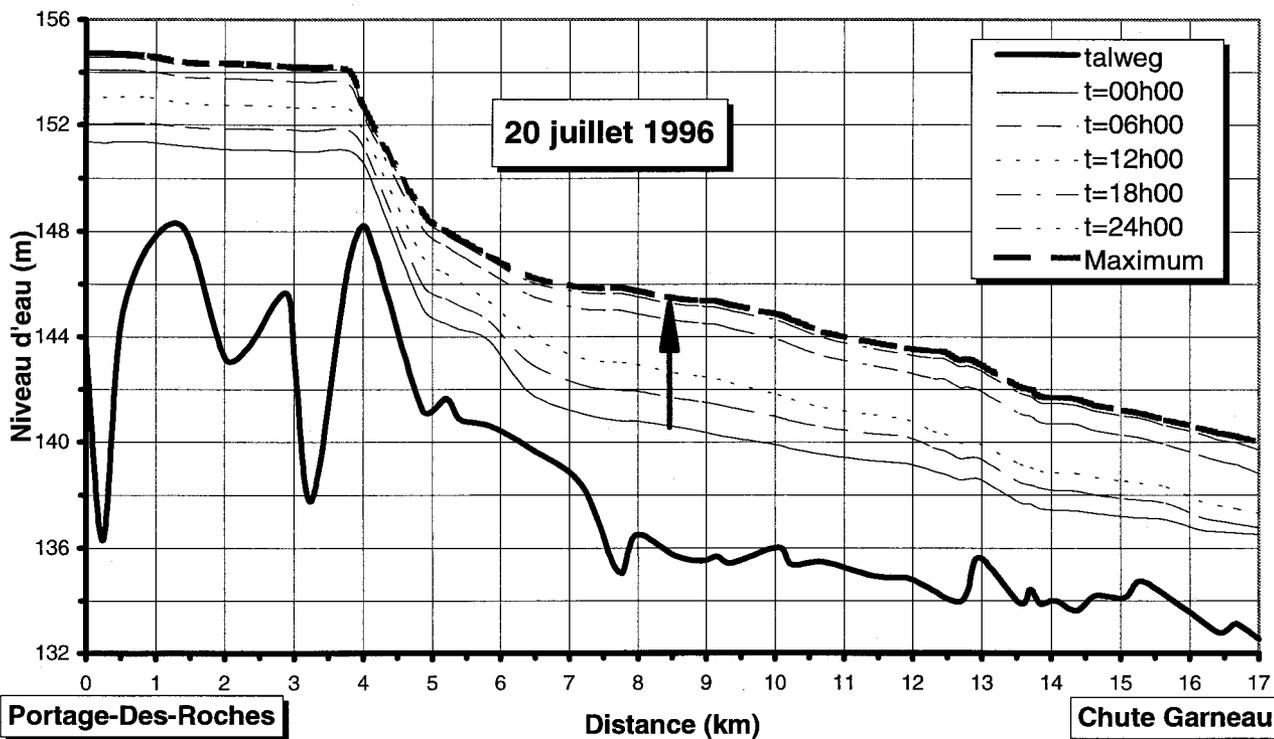
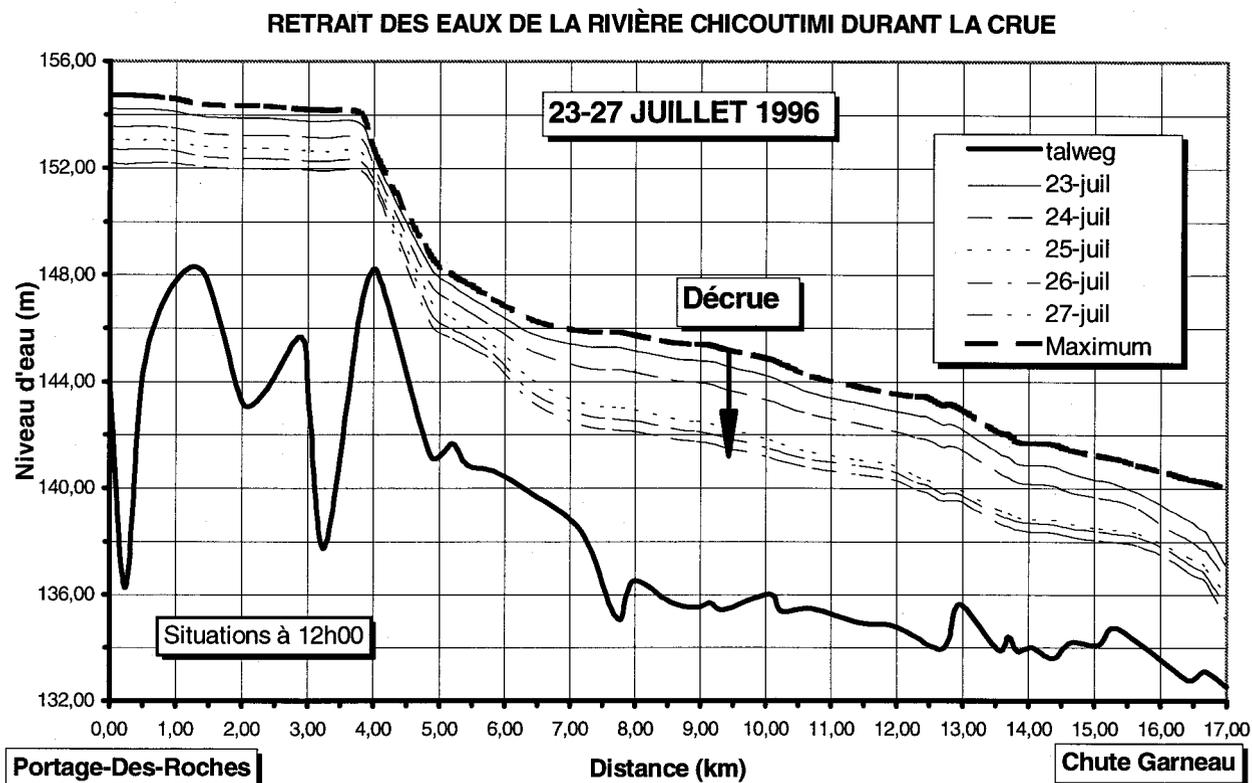


Figure 26: Évolution du niveau de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996 - Montée des eaux



**Figure 27: Évolution du niveau de crue dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996 - Retrait des eaux**

En fait, nous estimons que le processus d'incision des dépôts meubles au contournement s'est déroulé d'une telle manière (voir les commentaires donnés à la section 4.3.3.2 : Analyse morphodynamique sur la rivière Chicoutimi, page 49) qu'un effet de seuil abrupt était toujours observable à l'amont, et qu'ainsi, le niveau d'eau à l'amont de Chute Garneau a toujours été indépendant du comportement des autres ouvrages situés à l'aval.

### 5.3.4 Inondation maximale - Validation par le niveau d'eau

La Figure 28 montre les niveaux maximum simulés et observés par Hydro-Québec (1996) pour le tronçon considéré. Cette activité représente en quelque sorte une étape de validation non seulement des coefficients de frottement sélectionnés mais également des autres estimations effectuées pour reconstituer les événements (débits, niveau à l'aval). On observe en général une très bonne correspondance entre les simulations et les observations.

Ces résultats se distinguent de ceux présentés dans le rapport de la Commission par une meilleure reproduction des niveaux maximums atteints lors des événements de juillet 1996. Ce résultat a été obtenu par un ajustement plus fin des coefficients de frottement du modèle initial, particulièrement

dans le lit mineur. La plaine inondable a également été affectée par les changements de coefficients mais le modèle montrait une plus grande sensibilité à la paramétrisation du lit mineur.

### NIVEAUX D'EAU MAXIMUM ATTEINTS LORS DE LA CRUE DE JUILLET 96 DANS LA RIVIÈRE CHICOUTIMI

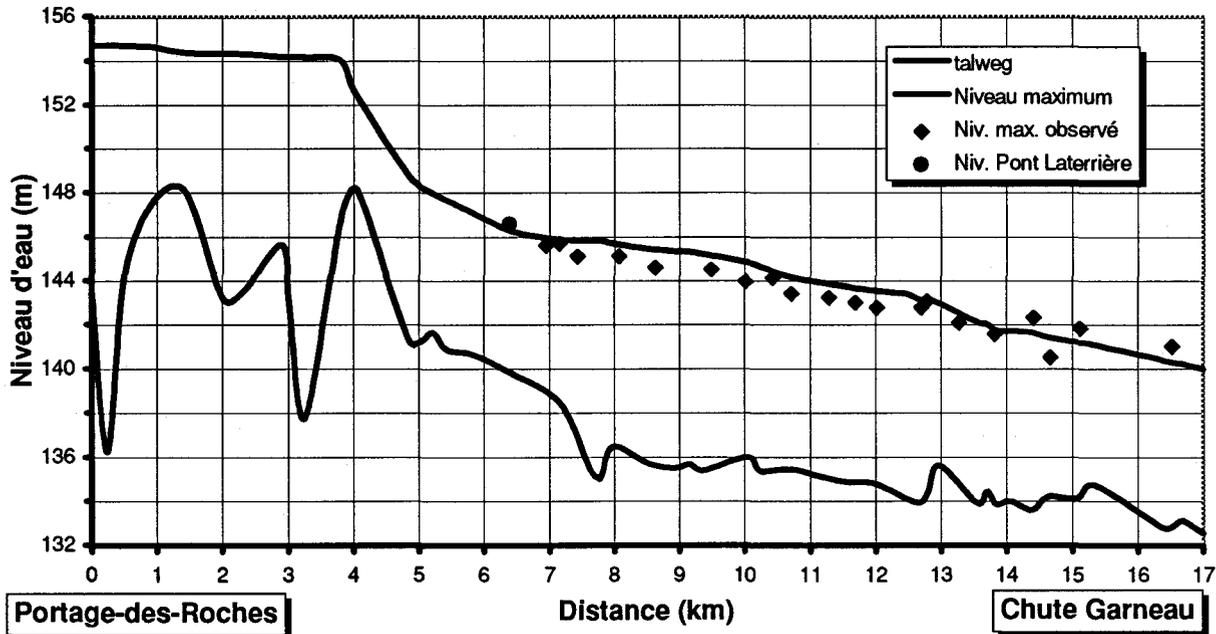


Figure 28: Comparaison du niveau de crue maximal simulé avec les observations dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau lors des événements de juillet 1996

L'annexe infographique (voir de la Planche 26 à la Planche 30) illustre le résultat de la simulation hydrodynamique en termes de profondeur de submersion (inondation) maximale dans le tronçon Portage-des-Roches - Chute Garneau. La variable démontrée dans le plan est la profondeur d'eau maximale atteinte durant les événements en tout point du domaine d'écoulement. Dans le lit majeur (plaine inondable), cette profondeur est dite « de submersion ». Il est à noter que cette donnée doit être interprétée en fonction de la précision intrinsèque ( $\pm 0,75$  m) des données topographiques obtenues au 1:15 000 par des techniques photogrammétriques. La limite des profondeurs positives sur ces planches représente la limite de l'inondation. Afin de mieux apprécier l'étendue des régions ainsi inondées, nous avons porté sur les mêmes planches la position de la berge dans les conditions hydrologiques normales de la rivière.

Il nous est également apparu utile de comparer sur une même illustration les limites maximales de l'inondation de juillet 1996 aux limites d'inondation de 100 ans telles que définies par le MEF (Chamberland *et al*, 1993) ainsi qu'aux conditions normales d'hydraulicité. Les données du MEF ne sont cependant pas disponibles sur l'ensemble de la zone étudiée. L'annexe infographique (Planche 32 à Planche 36) démontre l'ampleur de la crue en comparaison des événements de référence mentionnés. Ces planches contiennent également les résultats d'une simulation portant sur des conditions alternatives de gestion. Ces résultats seront présentés plus loin à la section 5.5 (Alternative de gestion, page 86). Enfin, seulement à titre indicatif, nous avons incorporé dans l'annexe infographique une planche (Planche 38) démontrant la progression dans le temps de

l'inondation pendant la phase de montée des eaux dans le secteur des méandres (km 7 à km 10). Le fond de carte est représenté par une image numérique radar produite par le Centre canadien de télédétection.

### **5.3.5 Rôle et comportement du barrage Chute Garneau lors de la crue**

Concernant le comportement des barrages, nous allons traiter ici celui de Chute Garneau. Cet ouvrage avait, on l'a déjà mentionné, une capacité nominale installée d'évacuation de 590 m<sup>3</sup>/s. Cette capacité était réduite à 390 m<sup>3</sup>/s lors de la crue en raison de travaux de réparation de vannes d'évacuation, et possiblement à cause de difficultés d'ouverture de certaines vannes. De plus, des débris accumulés à l'amont de l'ouvrage lors de la crue ont contribué à en réduire encore plus la capacité d'évacuation. Conformément aux observations de l'opérateur de l'ouvrage (Hydro-Québec, 1996), nous estimons que le barrage a commencé à être submergé (cote 137,4 m) vers 13h30 le 20 juillet à un débit avoisinant 550 m<sup>3</sup>/s, ce qui était encore loin du maximum atteint (voir la Figure 25). Le niveau d'eau, dès lors devenu hors de contrôle, a continué à augmenter par la suite jusqu'à une valeur maximale autour de 140 m entre le 20 juillet à minuit et le 21 juillet à minuit. Le débit avait alors presque atteint son maximum.

Nous estimons que le barrage était sérieusement menacé dès le moment où le débit a atteint 600 m<sup>3</sup>/s et que le terrain immédiatement voisin du barrage (socle rocheux) a été submergé à la cote 138,4 m et a commencé à évacuer du débit. La menace s'est transformée en condamnation irréversible lorsque le débit a atteint 700 m<sup>3</sup>/s vers 19h00 le 20 juillet et que l'incision s'est amorcée dans les dépôts meubles situés à l'ouest de l'affleurement rocheux. Le barrage a été submergé pendant toute la durée des événements et seule la réduction du débit (décru) a pu finalement occasionner l'assèchement de l'ouvrage.

## **5.4 Simulation hydrodynamique du tronçon Chute Garneau - Elkem Métal - Conditions de juillet 1996**

### **5.4.1 Présentation des résultats**

Pour ce tronçon, conformément à la stratégie adoptée, nous limitons la présentation des résultats à l'analyse des niveaux maximums, à la validation du modèle en rapport avec cette variable, aux profondeurs correspondantes ainsi qu'à l'analyse comparée de la zone inondée par rapport à la situation normale.

Concernant la propagation du débit dans le tronçon, la longueur et les caractéristiques morphologiques du lit dans le tronçon donnaient un temps de propagation relativement court (de l'ordre d'une demi-heure). La durée de l'événement et son caractère soutenu durant la phase du maximum n'ont pas occasionné d'effet de laminage notable, ce qui, par conséquent, nous exemptait d'un traitement non-stationnaire.

## 5.4.2 Inondation maximale - Validation par le niveau d'eau

La Figure 29 montre l'évolution du niveau d'eau atteint lors de la crue au barrage de Pont-Arnaud. Ces données ont été mesurées directement par Hydro-Québec tant qu'il a été possible de le faire de manière sécuritaire. Par la suite, des observations visuelles sur des repères connus de niveau (cotes des ouvrages, élévations de points connus sur le terrain environnant, etc.), ont permis d'estimer l'évolution du niveau d'eau durant les événements. Comme pour Chute Garneau, on note trois phases semblables mais pas nécessairement simultanées : la montée des eaux lors de l'arrivée de la crue dans la journée du 20 juillet, la submersion dans le cours de la soirée, le contournement et l'incision rapide des dépôts meubles à proximité de l'ouvrage tard dans la nuit et en matinée du 21 juillet puis, l'assèchement final de l'ouvrage associé à un abaissement équivalent du plan d'eau.

La Figure 30 montre les niveaux maximums simulés et observés dans le tronçon. La même figure illustre également l'écart de bathymétrie produit par l'incision dans la région de l'ouvrage et en amont. Les niveaux maximums se sont vraisemblablement produits à des moments distincts dépendant de la section. Contrairement au tronçon en amont de Chute Garneau où le niveau maximum a été atteint lors du maximum du débit, ici le niveau maximum entre Pont-Arnaud et le pont de la route 170 aurait été obtenu un peu avant, lorsque le débit atteignait  $950 \text{ m}^3/\text{s}$ . En effet, l'incision au barrage a commencé à affecter le niveau de la retenue à l'amont avant le maximum de débit. Par contre, à l'aval de l'ouvrage et en amont de la route 170, le contrôle du niveau d'eau n'était pas affecté par le barrage et nous en avons déduit que le maximum de niveau se serait produit au maximum du débit, soit à  $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ . En conséquence, les niveaux d'eau maximums simulés du tronçon ont été extraits de deux simulations stationnaires distinctes dépendant du bief: celles de  $1100$  et de  $950 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La comparaison des deux ensembles de données de niveau d'eau a servi d'exercice de validation du modèle à l'égard de cette variable. On peut d'abord noter la marge d'incertitude très significative qui entache les données d'observation : typiquement 2-4 m en aval de l'ouvrage de Pont-Arnaud et 1-2 m en amont. Malgré ceci, on remarque que le modèle a réussi à reproduire le patron observé, exercice facilité, par la grande dénivellation qui caractérise ce tronçon (25 m). Conséquemment, nous avons considéré la simulation comme satisfaisante dans les circonstances.

Il est à noter également que le pont de la route 170 (Boul. du Royaume) a exercé une influence très significative au cours du passage de la crue en refoulant le débit à l'amont et en provoquant un rehaussement local du niveau d'eau de près de 3 m. Il n'est cependant pas possible d'apprécier cet effet en valeur relative par rapport à une absence de ce pont, étant donné qu'une restriction naturelle de l'écoulement est déjà présente au site du pont. Quoiqu'il en soit, cette influence n'est certainement pas à négliger dans l'interprétation du déroulement des événements puisque le niveau d'eau à l'amont du pont était contrôlé par cet ouvrage.

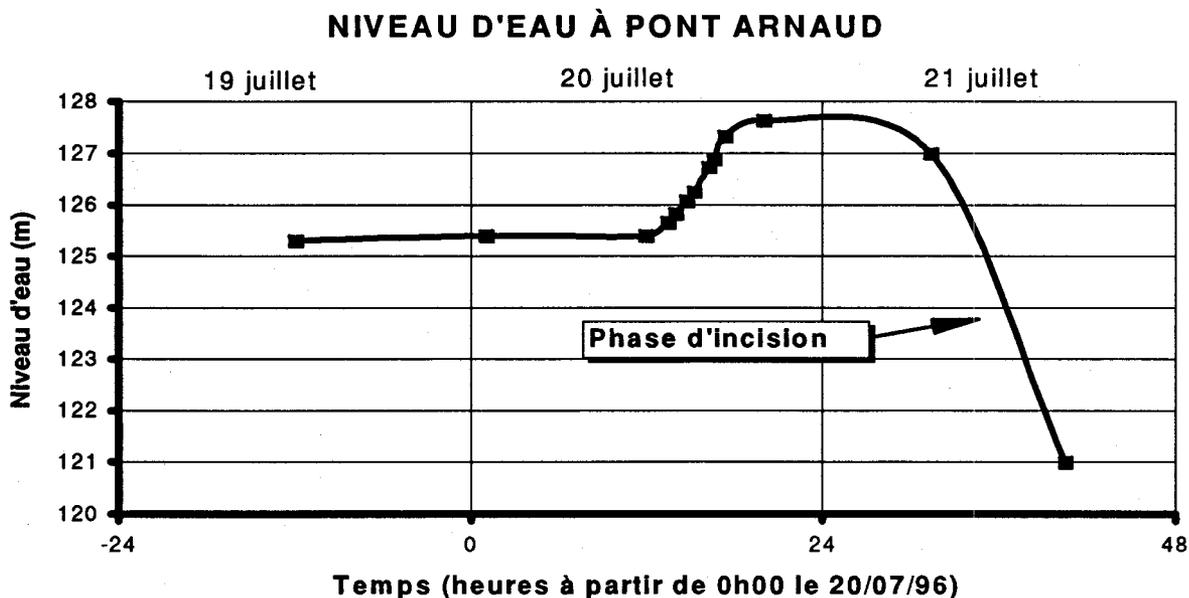


Figure 29 : Niveau d'eau mesuré ou reconstitué d'après observations au barrage de Pont-Arnaud lors des événements de juillet 1996 (Adapté du rapport d'Hydro-Québec, 1996)

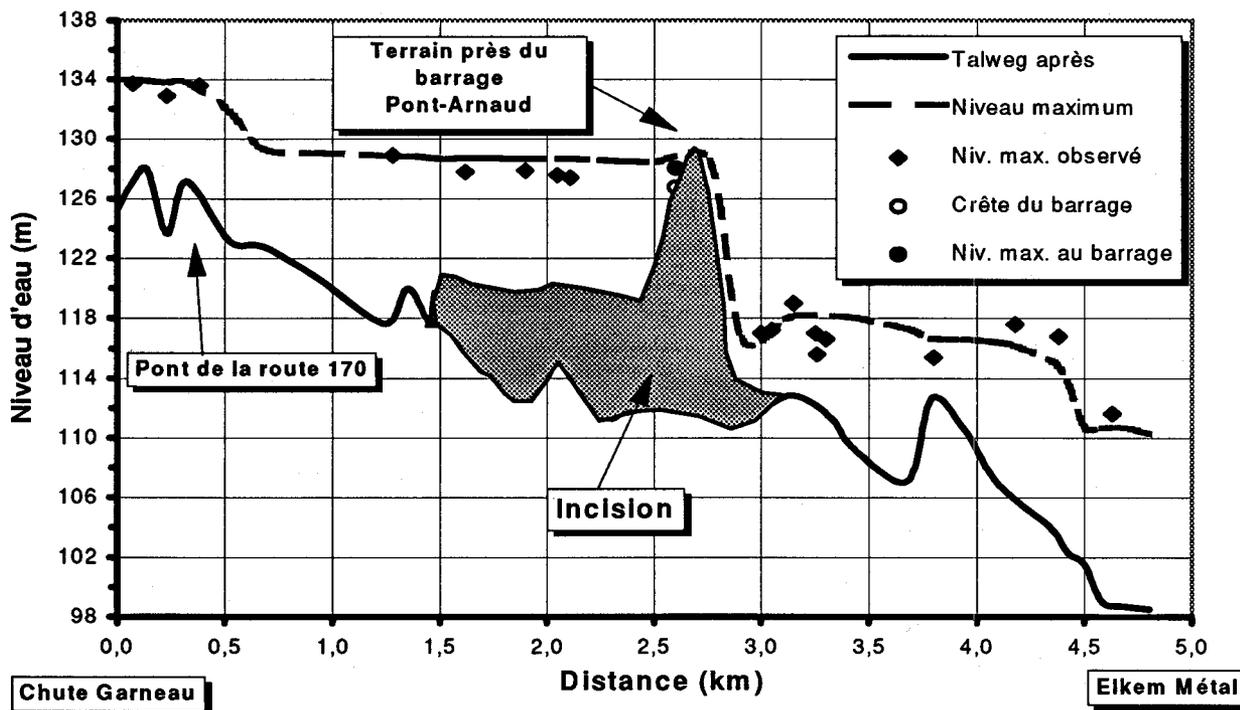


Figure 30: Comparaison du niveau de crue maximal simulé avec les observations dans le tronçon Chute Garneau - Elkem Métal lors des événements de juillet 1996

### 5.4.3 La zone inondée maximale : profondeurs de submersion

L'annexe infographique (Planche 31) illustre le résultat de la simulation hydrodynamique en termes d'inondation maximale dans le tronçon Chute Garneau - Elkem Métal. Comme précédemment, la variable démontrée dans le plan est la simple profondeur dans le lit mineur qui devient la profondeur maximale de submersion en dehors du lit mineur. Cette donnée doit être interprétée en fonction de la précision intrinsèque ( $\pm 0,75$  m) des données topographiques obtenues au 1:15 000 par des techniques photogrammétriques. La limite de profondeur nulle sur ces planches représente la limite de la submersion du terrain. Afin de mieux apprécier l'étendue des régions ainsi inondées, nous avons porté sur les mêmes planches la position de la berge dans les conditions hydrologiques normales de la rivière. Ces données peuvent aisément être extraites en des points particuliers en vue de les confronter aux dommages et, éventuellement en tirer une ou des relations fonctionnelles, ce qui pourrait s'avérer utile pour optimiser de futurs plans de gestion.

Enfin, la Planche 37 isole la limite de la zone inondée par rapport aux conditions normales et également, par rapport à un scénario alternatif d'exploitation à Portage-des-Roches (la présentation de cette simulation suit un peu plus loin).

### 5.4.4 Rôle et comportement du barrage de Pont-Arnaud

Le comportement hydraulique de l'ouvrage de Pont-Arnaud a aussi été analysé. L'ouvrage étant du type « au fil de l'eau », sa retenue ne permettait aucun emmagasinement significatif, et par conséquent, aucun laminage ou atténuation du débit. Du point de vue de la gestion, c'est un ouvrage passif qui se contente de reconduire (convenablement quand il le peut) à l'aval le débit qu'il reçoit de l'amont sur une base synchrone.

Le barrage disposait d'une capacité d'évacuation totale de  $682 \text{ m}^3/\text{s}$ , quoique le rapport d'Hydro-Québec sur les événements situe cette capacité à  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ , possiblement à cause de l'accumulation de débris en travers des évacuateurs constatée durant les événements. Toujours selon Hydro-Québec, le contournement de l'ouvrage a commencé par la section des conduites forcées, au moment où le débit atteignait  $900 \text{ m}^3/\text{s}$  vers 19h00 le 20 juillet 1996. L'ouvrage était donc submergé et débitait entre 200 et  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  de plus que sa capacité (nominale ou effective). Cet ouvrage a donc résisté plus longtemps au début de contournement que celui de Chute Garneau. Cependant, étant donné que l'incision près du barrage s'est produite très rapidement durant la nuit et le matin du 21 juillet, le barrage s'est retrouvé complètement exondé (à sec) vers 13h00 le 21 juillet. L'assèchement du barrage s'est donc produit au moment où le débit de crue culminait à sa valeur maximale.

Ajoutons qu'à 6h00 du matin, les opérateurs d'Hydro-Québec estimaient que le débit transitant par la brèche se situait autour du tiers du débit total, soit  $350 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui laissait  $650 \text{ m}^3/\text{s}$  évacué par le barrage.

## 5.5 Alternative de gestion

Le mandat qui nous a été confié par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages comprenait la simulation du transfert d'une crue qui aurait été obtenue avec une gestion améliorée du débit au barrage de Portage-des-Roches. Il est à noter qu'au moment des événements, les conditions pour la mise en œuvre d'un tel scénario n'étaient pas réunies. Le lecteur trouvera le détail précis de ce scénario dans le rapport de la Commission. Essentiellement, mentionnons que le débit relâché à Portage-des-Roches aurait été de  $916 \text{ m}^3/\text{s}$ , et sur une période suffisamment longue pour considérer le régime hydraulique stabilisé à ce niveau sur l'ensemble du tronçon de la rivière Chicoutimi.

En raison du caractère soutenu (quasi-permanent en termes de modélisation) du débit ainsi relâché au barrage du lac Kénogami, l'alternative de gestion a pu être simulée en régime stationnaire. Les paramètres de frottement de la simulation finale de juillet 1996 ont été conservés. Pour les fins de la simulation, le niveau imposé à Chute Garneau était celui observé ( $139,5 \text{ m}$ ) lors des événements alors que le débit atteignait la même valeur à cet endroit. À Pont-Arnaud et à Elkem Métal, la même procédure a été adoptée pour imposer le niveau d'eau avec un débit de  $916 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La Figure 31 et la Figure 32 montrent les profils longitudinaux des niveaux d'eau obtenus à l'amont et à l'aval de Chute Garneau pour ce scénario optimisé. Pour comparer, nous avons ajouté sur ces courbes le niveau maximum simulé qui a été atteint lors des événements.

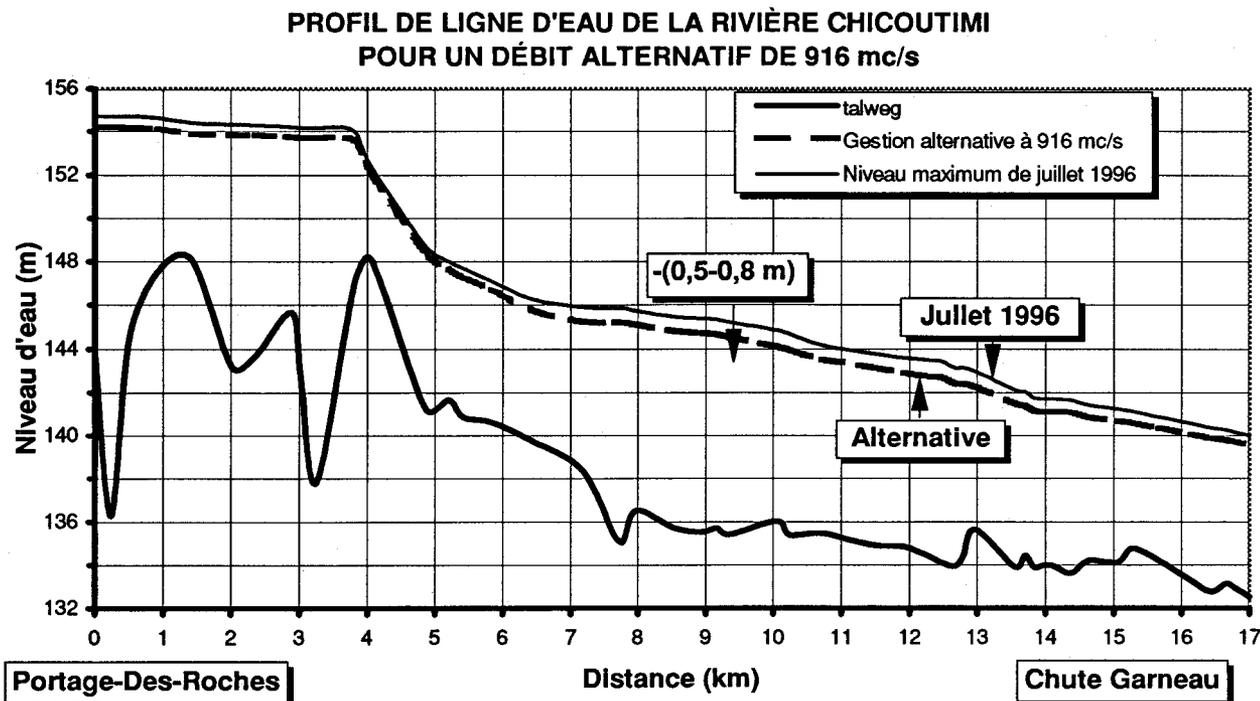


Figure 31: Niveaux maximums simulés selon l'alternative de gestion ( $916 \text{ m}^3/\text{s}$ ) comparés à la phase maximale des événements de juillet 1996 à l'amont de Chute Garneau

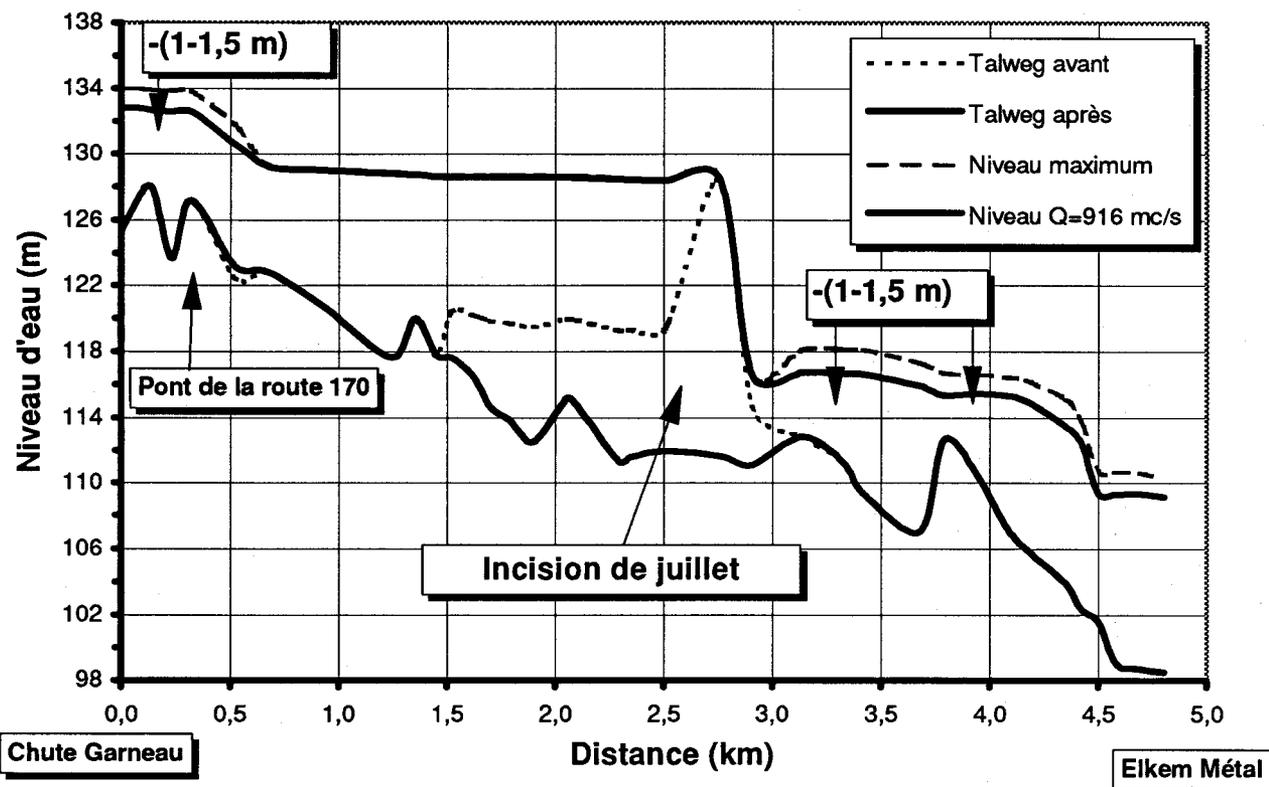


Figure 32 : Niveaux maximums simulés selon l'alternative de gestion (916) et la phase maximale des événements de juillet 1996 entre Chute Garneau et Elkem Métal

### 5.5.1 Conclusions pour l'alternative de gestion en l'amont du barrage de Chute Garneau

À l'examen de ces courbes, nous avons conclu que :

*C* : Pour toute la vallée en amont de Chute Garneau, le gain en niveau d'eau dans les zones inondées, donc en profondeur de submersion, associé à une alternative de gestion du barrage Portage-des-Roches à  $916 \text{ m}^3/\text{s}$  tel que proposé par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages aurait varié entre 50 cm et 80 cm dépendant de la position sur le tronçon. Le gain est significatif quoique peu considérable.

*C* : Nous concluons également que, compte tenu des capacités d'évacuation limitées au barrage de Chute Garneau, il ne fait aucun doute que cet ouvrage aurait été contourné de toute façon avec cette alternative de gestion produisant un débit de  $916 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 5.5.2 Conclusions pour l'alternative de gestion entre les barrages de Chute Garneau et d'Elkem-Métal

*C : Dans le tronçon en aval de Chute-Garneau, l'abaissement du niveau d'eau associé au scénario alternatif aurait pu atteindre 1-1,5 m immédiatement en amont de la route 170 ainsi qu'en aval de l'ouvrage de Pont-Arnaud tandis qu'il aurait été négligeable immédiatement à l'amont de cet ouvrage. Ceci est dû au fait que le niveau maximum à cet endroit a été atteint à un débit voisin de 916, soit 950 m<sup>3</sup>/s selon nos estimés.*

*C : Dans le cas de l'ouvrage de Pont-Arnaud, compte tenu du comportement de l'ouvrage lors des événements, un débit alternatif de 916 m<sup>3</sup>/s aurait certainement amorcé un contournement semblable à ce qui s'est produit dans la soirée du 20 juillet. Il est cependant difficile avec les simulations d'évaluer si un tel débit aurait pu produire une incision de la même ampleur que celle constatée avec un débit de 1100 m<sup>3</sup>/s. La grande vitesse à laquelle s'est déroulé le contournement à cet endroit nous permet de croire que les dommages dus à l'érosion des dépôts meubles auraient atteint la même ampleur à cause de la persistance plus grande reliée à l'étalement de la crue.*

*C : De plus, si dans l'hypothèse du scénario alternatif, l'ouvrage Pont Arnaud avait résisté plus longtemps au contournement, le niveau d'eau quant même élevé correspondant au scénario alternatif aurait aussi persisté sur une période accrue, situation susceptible de produire des dommages alternatifs plutôt reliés à la prolongation de la submersion.*

*C : Bien que le barrage d'Elkem Métal ait bien résisté à la crue de juillet, on ne peut évaluer avec certitude le danger de rupture ou de débordement qui a été occasionné alors mais, selon les témoignages, il est passé bien près de subir le même sort que ses deux voisins à l'amont. Un abaissement du niveau d'eau de 1-1,5 m associé au scénario alternatif de 916 m<sup>3</sup>/s aurait certainement diminué significativement le danger extrême couru par l'ouvrage d'Elkem Métal durant la crue de juillet 1996.*

L'annexe infographique (Planche 32 à Planche 37) montre quel aurait le résultat de l'alternative de gestion proposée par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages en termes de zone inondée comparée aux événements de juillet. Rappelons que ces planches démontrent également les limites du lit mineur antérieur à 1996, et parfois les limites de la crue de période de récurrence de 100 ans du MEF (Chamberland *et al*, 1993). Nous laissons le lecteur le soin d'apprécier lui-même ces résultats comparés.

---

## 6. Résultats et discussion: rivière des Ha! Ha!

---

### 6.1 Vue d'ensemble de l'évolution de la rivière des Ha ! Ha !

La rivière des Ha ! Ha ! présente de forts contrastes géomorphologiques le long de son cours entre le lac Ha ! Ha ! et La Grande Baie (voir la section 2.2.2, Géomorphologie, page 18). Ceux-ci expliquent la variété des modifications morphologiques observées lors de la crue de juillet 1996. De l'amont vers l'aval, les principaux processus qui ont structuré le nouveau lit lors de la crue sont résumés dans les paragraphes suivants (voir aussi de la Figure 33 à la Figure 35).

L'incision d'un nouveau lit de rivière à travers la forêt entre la digue rompue (Cut-Away) et le lit de la rivière où se jette l'exutoire préexistant du lac Ha ! Ha ! a injecté un volume considérable de sédiments fins et de débris de forêt dans le tronçon à faible énergie longeant le village de Boilleau, provoquant des embâcles de débris ligneux, de vastes débordements et une ample sédimentation fine sur le lit, les rives et dans les champs.

À l'aval de ce secteur, dans le segment médian où dominent canyons et fortes pentes d'énergie, le lit de rivière a été élargi et la forêt arrachée, là où la nature des dépôts meubles le permettait. Plus loin, un rehaussement très important du niveau d'eau à la cote 200 m à la Chute-à-Perron a porté le plan d'eau suffisamment haut pour forcer une avulsion de la rivière qui, contournant une colline de 30 m, a réussi à emprunter la vallée d'un petit tributaire préexistant, quelques centaines de mètres vers l'est. Le nouveau lit s'est incisé profondément dans les dépôts glaciaires fins de ce côté de la colline, et cette tranchée recula vers l'amont sur 2 km, jusqu'à ce qu'elle atteigne un rapide et des matériaux plus résistants. Dans une situation qui offre certaines analogies avec les processus constatés près de Boilleau, l'immense volume de sédiments fins mobilisés lors de cette avulsion s'est accumulé dans le tronçon suivant (dit « des Eaux Mortes ») à faible pente d'énergie, qui s'étend sur 5 km à partir du pied de la Chute-à-Perron, y provoquant par le fait même des embâcles de débris ligneux et emportant les ponts.

Le tronçon suivant, entre le pont près de la station hydrométrique (MEF-060601) et le barrage Stone 1, est caractérisé par un soudain renforcement de la pente d'énergie ; et contrairement au rehaussement du lit observé aux Eaux Mortes, il a connu une forte incision verticale de son lit. À l'aval du barrage Stone 1 et du court canyon rocheux qui lui succède, la rivière maintient une forte pente jusqu'à l'aval du barrage Stone 2, à 1,5 km de l'embouchure. Ce secteur a aussi connu un abaissement du lit et un élargissement de la vallée limité en de nombreux points par l'affleurement rocheux. L'élargissement et un léger rehaussement du lit caractérisent le secteur à l'aval du barrage Stone 2, à l'approche du niveau de base marin dans La Grande Baie.

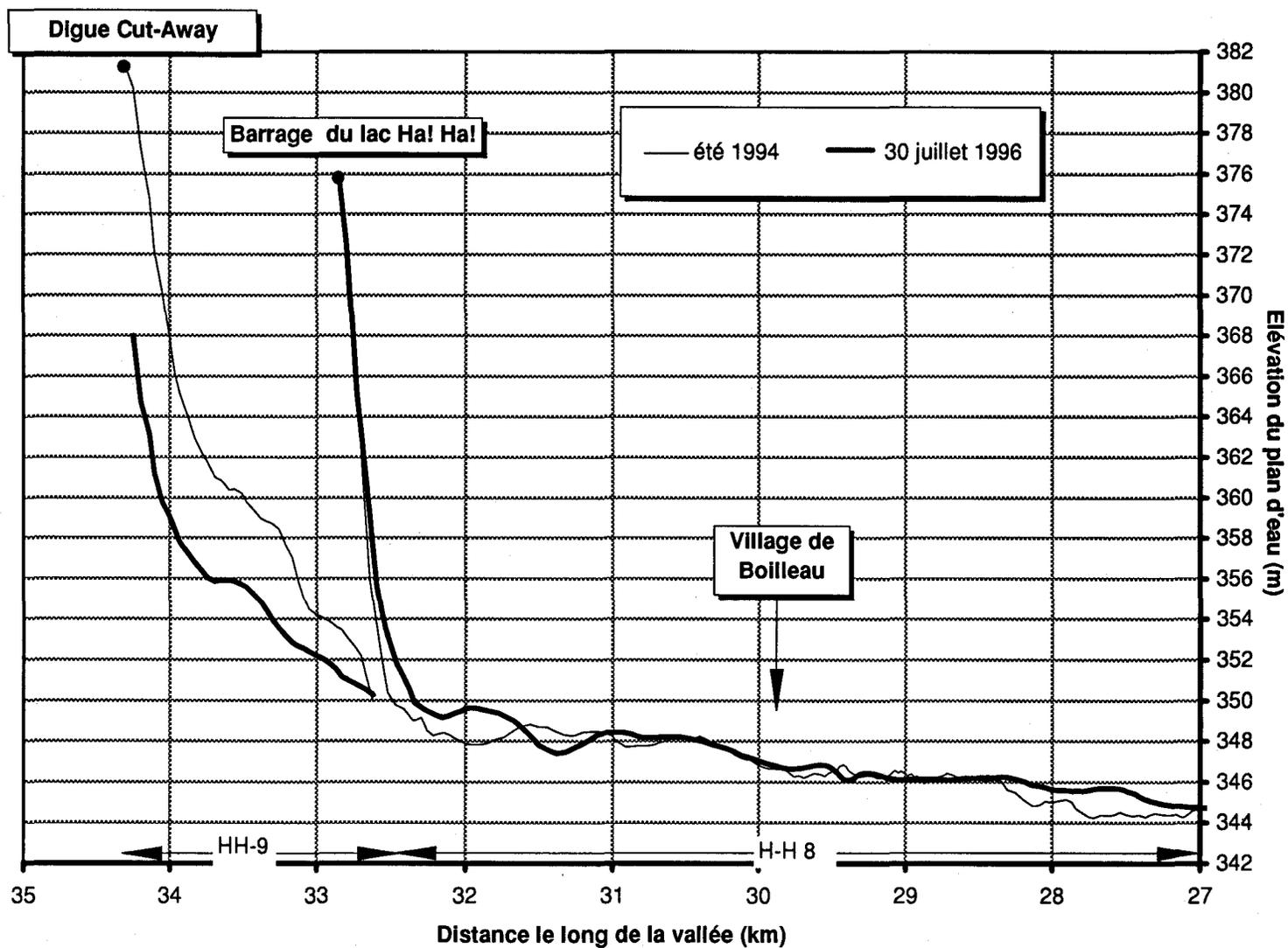


Figure 33 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 dans la partie amont de la rivière des Ha! Ha!

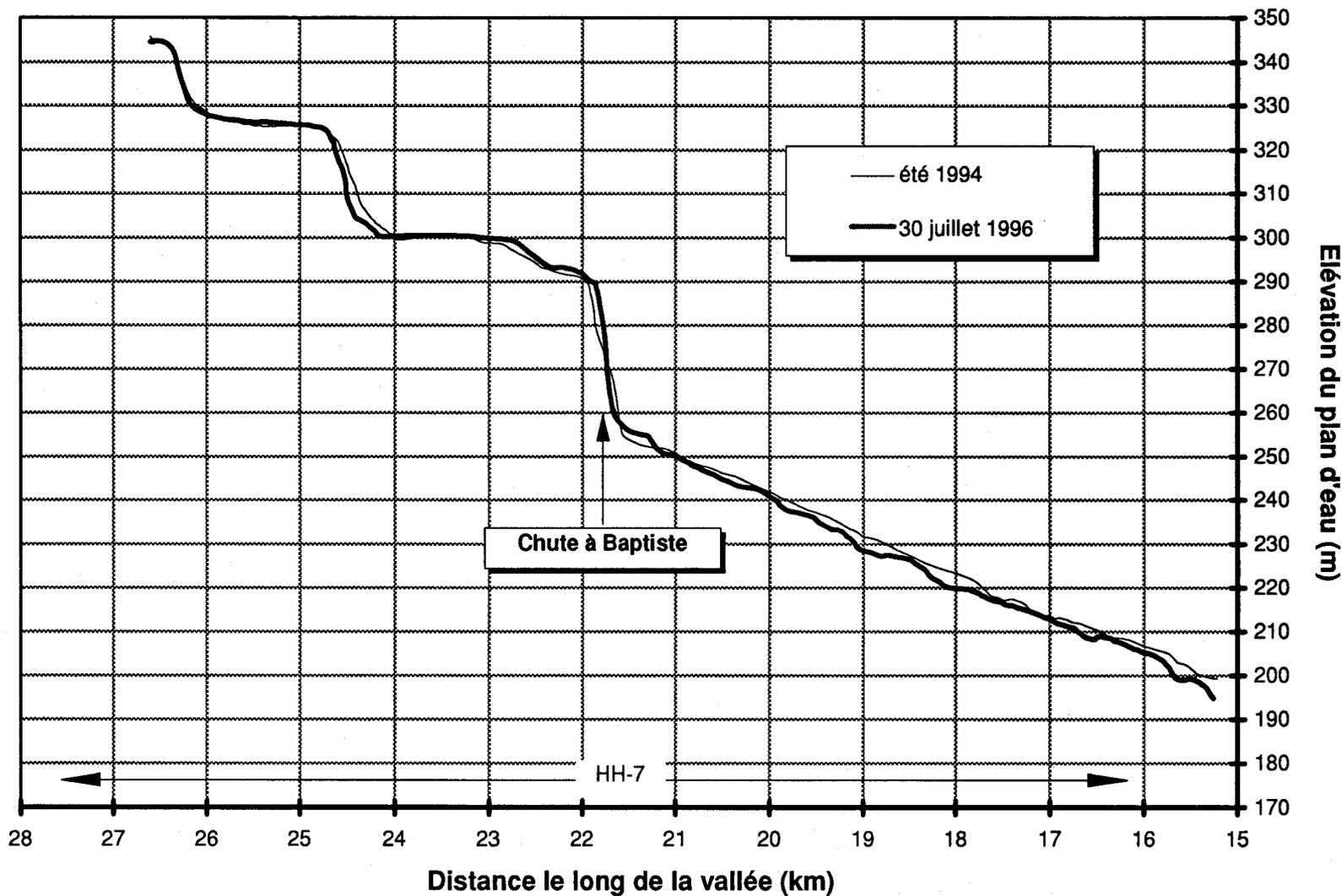


Figure 34 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 dans la partie médiane de la rivière des Ha! Ha!

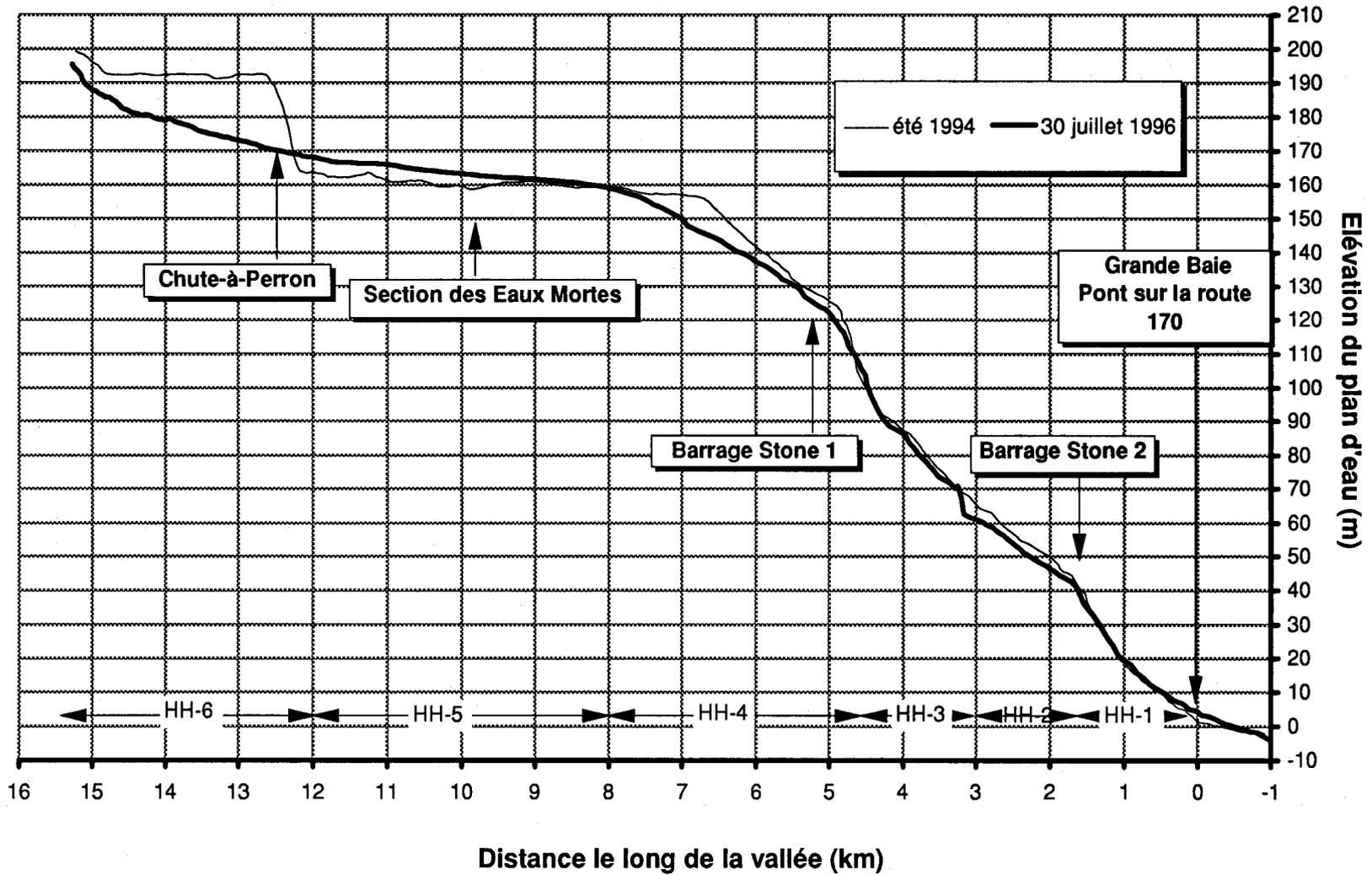


Figure 35 : Profils longitudinaux antérieur et postérieur à la crue de juillet 1996 sur la partie aval de la rivière des Ha! Ha!

Compte tenu de cette variété de comportements, nous présentons dans les sections suivantes une analyse détaillée, à l'échelle du tronçon, des modifications au lit et à la vallée de la rivière des Ha ! Ha !. L'analyse proposée est basée sur une segmentation du cours de la rivière en unités distinctes au niveau du comportement morphologique. Ces unités reflètent en premier lieu le type de modification du lit dans le secteur (abaissement ou relèvement du lit, élargissement plus ou moins grand de la vallée, etc.). Figurent aussi dans cette classification les caractéristiques initiales propres à chaque unité morphologique du cours de la rivière: pente d'énergie, nature des sédiments formant le lit mineur et caractéristiques de la vallée. Ces paramètres locaux interviendront en particulier dans la description des mécanismes hydrosédimentaires responsables des modifications observées dans chaque unité de comportement.

Une section subséquente portera sur la bilan du transport sédimentaire, calcul effectué en fonction d'une segmentation détaillée au km près de la rivière.

## 6.2 Unité morphologique HH-1 (Grande Baie)

Le secteur est délimité en aval par le PK -1,0 (Point kilométrique<sup>6</sup>) et en amont par le PK 1,6 (barrage no. 2 de la compagnie Stone-Consolidated ou Stone 2) (voir la Figure 23, page 69).

### 6.2.1 Conditions antérieures

En raison de la forte concavité du profil en long, la pente d'énergie diminue vers l'aval. Dans le secteur amont (PK 0,3 à PK 1,6), la pente moyenne est de 0,028 alors qu'elle n'est que de 0,007 dans le secteur aval (PK 1,0 à PK 0,3). La pente moyenne calculée sur toute la longueur de l'unité est de 0,017. Les matériaux du lit de la rivière sont dominés par la présence de blocs métriques. La rivière est constituée de nombreux méandres et elle s'écoule dans une plaine d'inondation assez large entre deux niveaux de terrasses distincts découpés dans les matériaux glaciaires.

### 6.2.2 Changements morphologiques

La Planche 39 à l'annexe infographique, la Figure 35 et la Figure 36 démontrent les changements morphologiques survenus dans l'unité HH-1. Ce secteur est caractérisé par un fort élargissement du lit de la rivière dans les dépôts meubles de la plaine d'inondation. Cet élargissement est de l'ordre d'environ 100 à 150 m immédiatement en aval du barrage Stone 2 (PK 1,2 à PK 1,6) et il

---

<sup>6</sup> La valeur initiale (PK 0) est spécifiée au pont de la route 170 dans la ville de La Baie. À cause des changements importants survenus en juillet 1996, la coordonnée curviligne servant à calculer cette distance longitudinale est définie le long de la vallée plutôt que sur l'un ou l'autre des tracés de la rivière (1994, 1996).

atteint une valeur de 200 à 300 m en se rapprochant de l'ancien pont de la route 170 (du PK 1,2 au PK 0,0). De façon générale, le lit semble assez près de son niveau original. On note cependant une incision significative en aval du barrage qui atteint près de 5 m. au PK 1,6 et un léger remblaiement près du PK 0. De vastes champs de blocs hétérométriques à matrice sableuse ont été formés à plusieurs endroits, le plus souvent dans la partie intérieure des boucles de méandres.

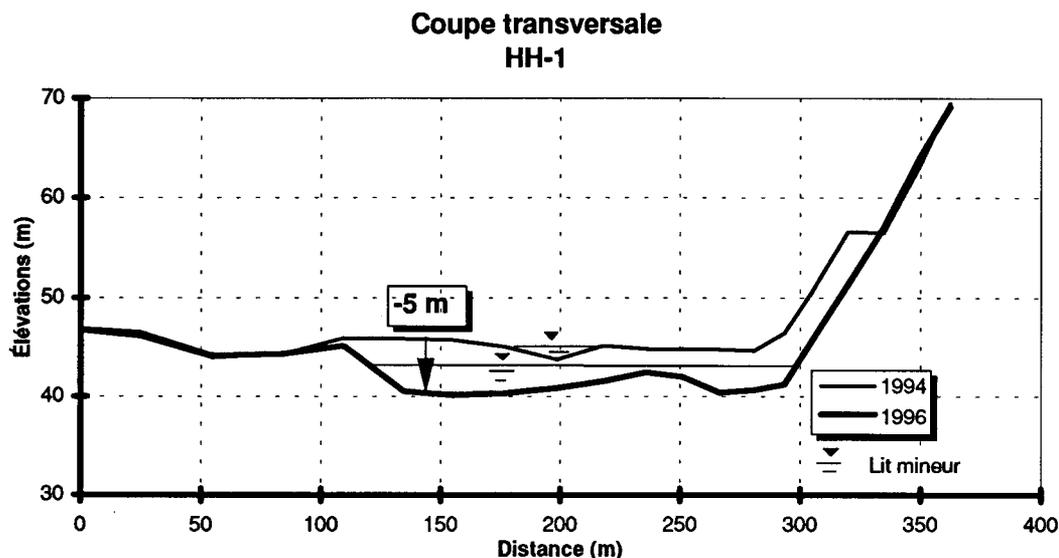


Figure 36 : Section transversale (PK 1,6) typique de l'évolution morphologique HH-1

### 6.2.3 Mécanismes

Trois facteurs principaux permettent d'expliquer le très fort élargissement de la rivière. Premièrement, la présence de dépôts meubles bordant la plaine d'inondation a facilité l'érosion de ces talus. Deuxièmement, l'énorme quantité de sédiments de fort calibre transportés de l'amont en charge de fond a limité l'incision du lit au profit d'une plus grande érosion latérale et d'un élargissement de la rivière. Ceci s'explique par le fait qu'un lit de rivière large et peu profond est plus efficace afin de transporter en charge de fond des matériaux de forte taille. Troisièmement, la proximité du roc dans le secteur du barrage Stone 2 (PK 1,6) a empêché l'érosion régressive du lit et ainsi limité l'incision de la rivière.

## 6.3 Unité morphologique HH-2

Le secteur est délimité en aval par le PK 1,6 (barrage Stone 2) et en amont par le PK 3 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.3.1 Conditions antérieures

Mis à part les 300 premiers mètres en amont du réservoir où la pente de la surface de l'eau est très faible, cette unité est caractérisée par une pente de la surface d'eau assez forte (0,016). Dans ce secteur, le substrat est dominé par la présence de gros blocs. Malgré la présence de quelques méandres, le cours de la rivière est assez linéaire et plutôt encaissé. La plaine d'inondation est d'étendue limitée. On note quelques îles au niveau de la plaine d'inondation.

### 6.3.2 Changements morphologiques

La Planche 39, la Figure 35 et la Figure 37 représentent les changements morphologiques survenus dans cette unité. Celle-ci est caractérisée par une grande incision du lit sur toute sa longueur ainsi que par un fort élargissement de la rivière. Le lit est maintenant situé en moyenne 4 m en dessous de son niveau original. La valeur maximale d'incision est d'environ 6 m et elle se situe près du PK 2,8. L'incision du lit a mis à jour une petite chute d'environ 5 m de hauteur qui n'existait pas avant la crue. Cette chute constitue la limite amont de l'unité. On peut s'attendre à ce que cette chute devienne une unité génératrice de frasil au cours de l'hiver.

L'érosion des berges de la rivière a causé un élargissement moyen d'environ 150 m. On retrouve aussi localement des bancs d'accumulation composés de blocs hétérométriques à matrice sableuse.

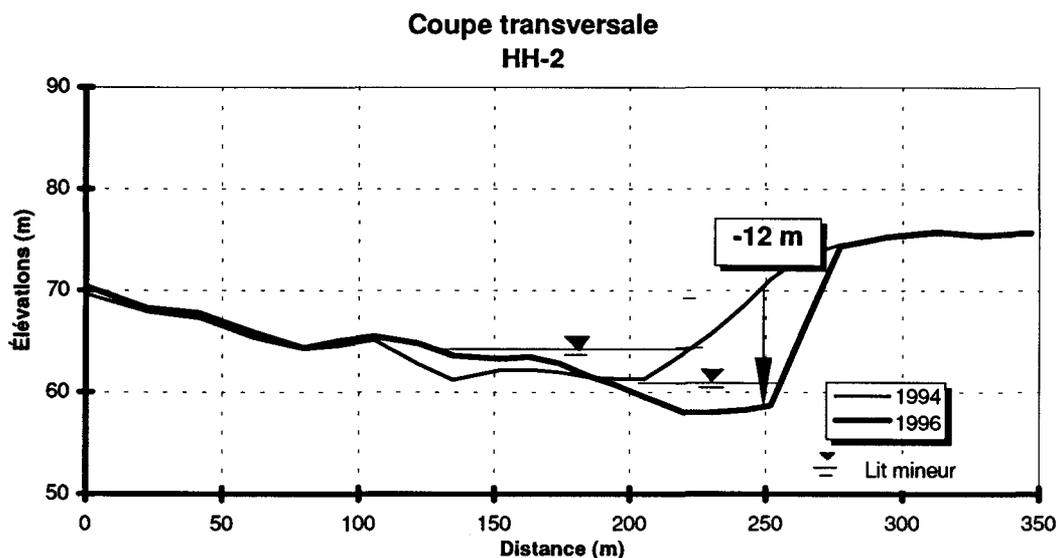


Figure 37 : Section transversale (PK 2,8) typique de l'évolution morphologique HH-2

### **6.3.3 Mécanismes**

L'incision s'est produite en raison de la forte pente d'énergie et du plus grand encaissement du lit dans la vallée. Cette situation a limité l'agrandissement de la coupe transversale par érosion latérale des rives et ainsi causé l'incision. Néanmoins, la rivière s'est élargie de façon considérable là où la présence de dépôts meubles facilement érodables a permis l'érosion des berges.

## **6.4 Unité morphologique HH-3**

Le secteur est délimité en aval par le PK 3 et en amont par un canyon rocheux au PK 4, (voir la Figure 23, page 69).

### **6.4.1 Conditions antérieures**

Cette unité est caractérisée par une très forte pente d'énergie (0,025). Le substrat est dominé par la présence de blocs hétérométriques. Le lit quelque peu sinueux de la rivière est incisé dans la vallée boisée. L'étendue de la plaine d'inondation est très réduite et à toutes fins utiles confinée à une île près du PK 3,6.

### **6.4.2 Changements morphologiques**

La Planche 39 de l'annexe infographique, la Figure 35 et la Figure 38 montrent les changements morphologiques survenus dans cette unité. Celle-ci est caractérisée par une incision d'environ 3 m du lit en dessous de son niveau original. La valeur maximale d'incision est d'environ 19 m et elle localisée dans une petite région près du PK 3,5. On note un peu d'érosion latérale des berges, mais l'élargissement de la rivière est en général assez faible (environ 50 à 75 m) comparativement au reste de la rivière.

### **6.4.3 Mécanismes**

L'incision s'est produite, ici aussi, en raison de la forte pente d'énergie et du confinement latéral du lit mineur par le roc et les dépôts glaciaires de fort calibre. Cette situation a limité l'agrandissement de la coupe transversale par érosion latérale et ainsi causé l'incision.

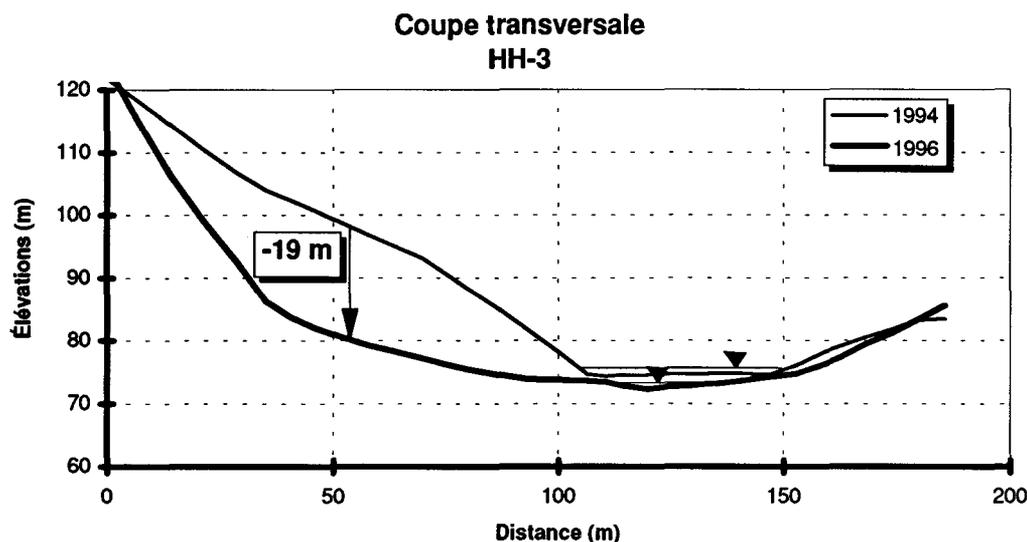


Figure 38 : Section transversale (PK 3,4) typique de l'évolution morphologique HH-3

## 6.5 Unité morphologique HH-4

Le secteur est délimité en aval par le PK 4,5 (canyon rocheux) et en amont par le PK 8 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.5.1 Conditions antérieures

Bien que la pente moyenne du lit de cette unité soit de 0,016, il convient de diviser le profil longitudinal en deux sections : une première section de pente très forte (0,02) située entre les PK 4,8 et 6,5 et une deuxième section de pente relativement faible (0,004) localisée entre le PK 4,8 et le PK 8. Avant la crue, cette dernière section appartenait donc au secteur des Eaux Mortes dont la limite est aujourd'hui située plus en amont. Le substrat est dominé par la présence de blocs hétérométriques. Le lit de la rivière est très rectiligne et constitué d'une succession de rapides. La plaine d'inondation est extrêmement limitée.

### 6.5.2 Changements morphologiques

Dans toute cette unité (voir la Planche 40, la Figure 35 et la Figure 39), le lit s'est incisé à des niveaux très inférieurs à ceux de 1994. On note une incision moyenne d'environ 6 à 8 m ainsi qu'une valeur maximale atteignant 11 m près du PK 6,6. Dans ce secteur, les fortes valeurs d'incision sont liées à la rétrogression de la rupture de pente délimitant la limite aval du secteur des Eaux Mortes.

### 6.5.3 Mécanismes

L'incision s'est produite en raison de la forte pente d'énergie et de la faible étendue de la plaine d'inondation. Cette situation a limité l'agrandissement de la coupe transversale par érosion latérale et ainsi entraîné l'incision.

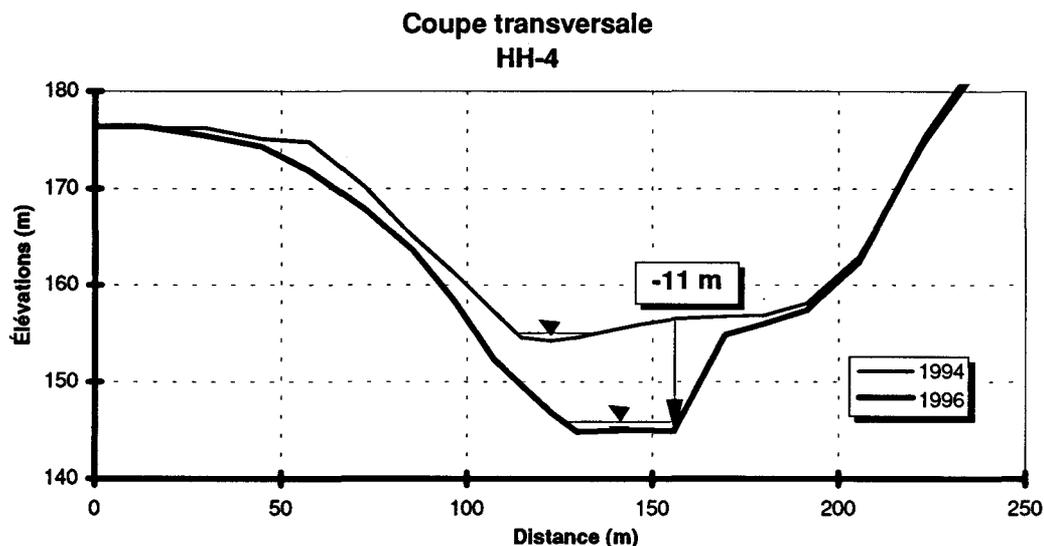


Figure 39 : Section transversale (PK 6,6) typique de l'évolution morphologique HH-4

## 6.6 Unité morphologique HH-5 (Eaux Mortes)

Le secteur est délimité en aval par le PK 8 et en amont par la Chute-à-Perron au PK 12,2 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.6.1 Conditions antérieures

Ce secteur, dit des Eaux Mortes, est caractérisé par une faible pente d'énergie (0,001) ainsi que par des matériaux fins de la taille des sables. Bien que le tracé de la rivière soit plutôt rectiligne, on note la présence d'un important méandre au PK 10,2 autour duquel on retrouve une plaine d'inondation de faible étendue.

### 6.6.2 Changements morphologiques

Cette unité (voir la Planche 41, la Figure 34 et la Figure 40) est caractérisée par un ensablement massif du lit et de la plaine d'inondation. Cette accumulation s'est traduite par un rehaussement

moyen du lit de la rivière d'environ 3 à 4 m. L'épaisseur de l'accumulation sédimentaire atteint 6 m immédiatement en aval de la Chute-à-Perron (près du PK 12,2) et va en s'amincissant vers l'aval où elle est d'environ 3 à 4 m au PK 10,0, 1 m au PK 9,0 et réduite à zéro à la limite aval de l'unité (PK 8,0).

### 6.6.3 Mécanismes

L'ensablement massif est liée à la surcharge sédimentaire créée par l'avulsion de la rivière dans le secteur de la Chute-à-Perron. Les sédiments mobilisés lors de l'érosion du nouveau chenal se sont accumulés dans le secteur des Eaux Mortes en raison de la faible pente d'énergie. Il est possible qu'un embâcle formé dans la partie aval de cette unité ait également favorisé l'accumulation sédimentaire.

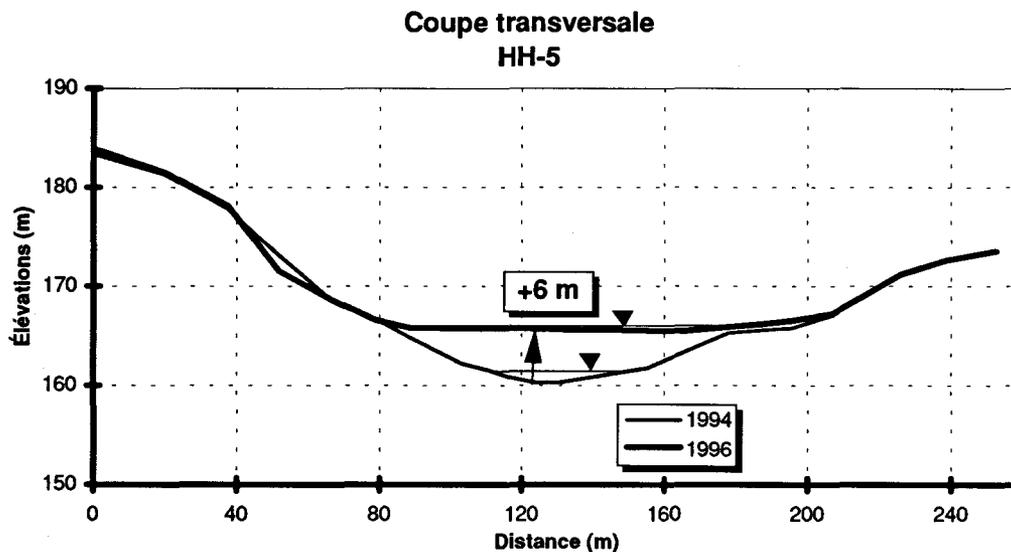


Figure 40 : Section transversale (PK 10,8) typique de l'évolution morphologique HH- 5

## 6.7 Unité morphologique HH-6 (Chute-à-Perron)

Le secteur est délimité en aval par le PK 12,2 (Chute-à-Perron) et en amont par le PK 15,3 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.7.1 Conditions antérieures

L'unité de la Chute-à-Perron se divise en deux secteurs distincts. Un premier secteur de pente forte (0,080) correspond à la chute elle-même (PK 12,2 à PK 12,5), et la rivière y coule sur le roc. Un

deuxième secteur, situé immédiatement en amont de la chute (PK 12,5 à PK 14,0), montre une pente faible (0,0007) et le substrat y est composé de sédiments fins de la taille des sables.

### 6.7.2 Changements morphologiques

Cette unité (voir la Planche 42, la Figure 34 et la Figure 41) est caractérisée par un déplacement majeur du cours de la rivière (avulsion) dont le nouveau tracé contourne maintenant l'ancienne Chute-à-Perron et s'écoule dans une vallée ancestrale. L'incision de ce nouveau chenal a entraîné l'érosion partielle de deux collines de sable. Le chenal ainsi créé est large d'environ 75 m et s'étend sur environ un demi kilomètre avant de rejoindre l'ancien lit de la rivière en aval de la Chute-à-Perron. L'érosion régressive du chenal a entraîné l'incision du lit de la rivière en amont de la Chute-à-Perron. Dans ce secteur, le lit est maintenant situé à environ 20 m en dessous de son niveau original. Cet épisode a eu pour conséquence d'aplanir la rupture de pente qui était jadis causée par la présence de la chute. La nouvelle pente moyenne d'énergie de cette unité est de 0,006.

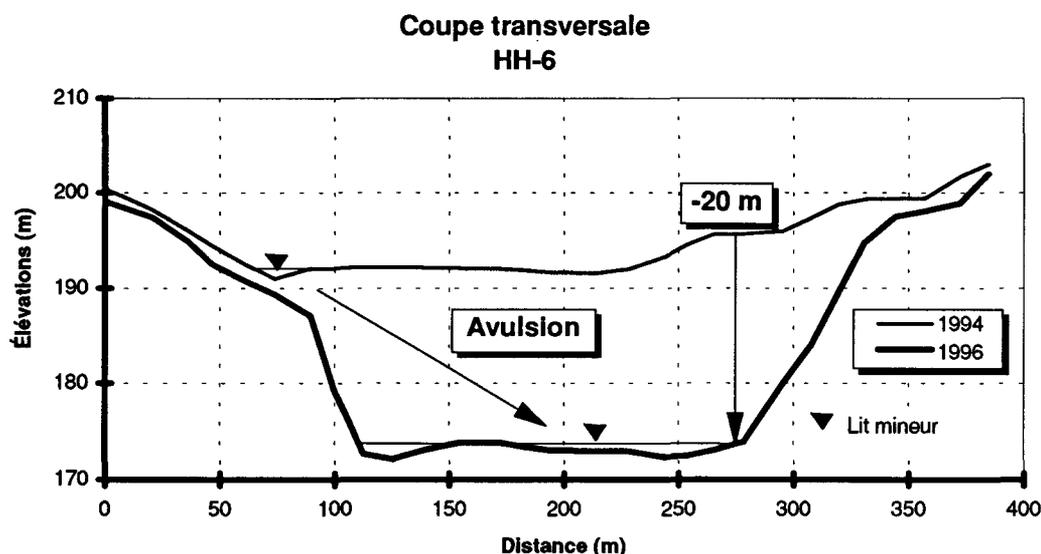


Figure 41 : Section transversale (PK 13,0) typique de l'évolution morphologique HH-6

### 6.7.3 Mécanismes

L'avulsion (déplacement soudain et à grande échelle) du chenal de la rivière des Ha! Ha! s'est produite suite au rehaussement très important du niveau d'eau en amont de la chute. L'hypothèse d'une surélévation causée par l'accumulation de débris sur le haut de la chute a été envisagée mais n'a pas pu être vérifiée sur le terrain. Ce rehaussement (valeur maximale mesurée de 200 m) a dépassé celui de la crête de la vallée établie à 198,5 m. L'eau s'est alors déversée dans la vallée d'un petit tributaire qui coulait parallèlement à la rivière des Ha! Ha!. Le nouveau lit s'est alors

rapidement incisé dans les dépôts glaciaires, créant un chenal d'environ 75 m de large. L'érosion régressive de ce chenal s'est poursuivie vers l'amont sur environ 2 km, jusqu'à ce qu'elle atteigne des matériaux plus résistants.

## 6.8 Unité morphologique HH-7 (Secteur médian)

Le secteur est délimité en aval par le PK 15,3 et en amont par le PK 26,5 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.8.1 Conditions antérieures

La pente moyenne de la ligne d'énergie de cette unité est de 0,013. On peut cependant diviser le profil en long en deux sections distinctes : une première située entre le PK 15,3 et le PK 21,5 (pied de la Chute-à-Baptiste) dont la pente est de 0,009 et une seconde localisée à l'amont de l'unité, dont la pente est de 0,013. Dans cette unité où dominent les canyons et les fortes pentes d'énergie, la rivière s'écoule souvent en cascades entre les parois rocheuses et la plaine d'inondation est restreinte au pourtour de quelques méandres.

### 6.8.2 Changements morphologiques

Sur la majeure partie de l'unité (voir la Planche 43, la Planche 44, et la Figure 34), on note une érosion moyenne latérale d'environ 50 à 75 m ainsi que de légères incisions du lit dont la valeur maximale atteint 5 m près des PK 18 et PK 24,5.

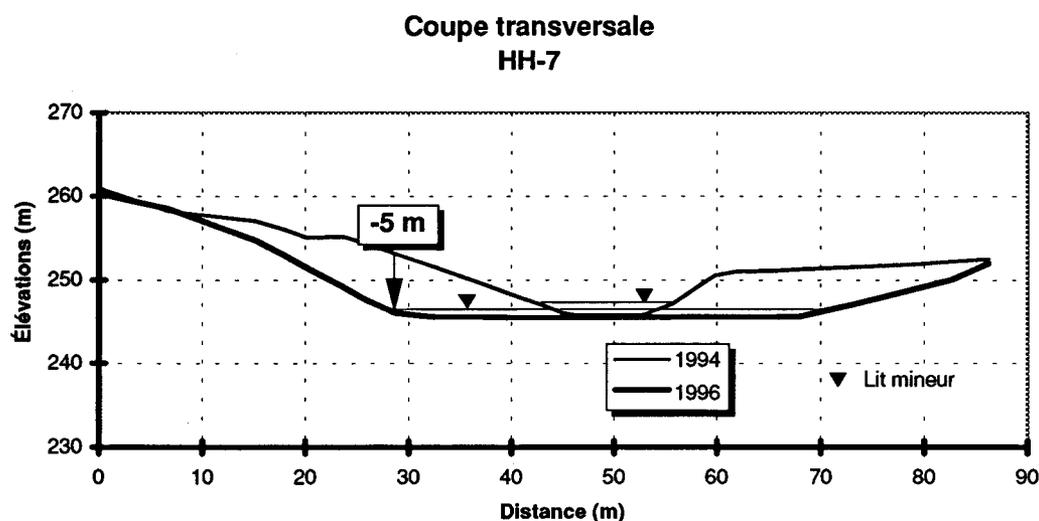


Figure 42: Section transversale typique de l'évolution morphologique HH-7

### **6.8.3 Mécanismes**

Dans cette unité, l'érosion a été limitée par la proximité du socle rocheux et par des matériaux glaciaires de forts calibres. La rivière ne s'est donc élargie et/ou incisée que dans les secteurs où la nature des dépôts meubles le permettait.

## **6.9 Unité morphologique HH-8 (Boilleau)**

Le secteur HH-8, dit Boilleau, est délimité en aval par le PK 26,5 et en amont par le PK 32,6 (voir la Figure 23, page 69).

### **6.9.1 Conditions antérieures**

Ce secteur, situé près du village de Boilleau, est caractérisé par une faible pente d'énergie (0,001) ainsi que par des matériaux fins de la taille des sables. La rivière est formée de méandres adossés sur la rive droite au versant de la vallée composée de matériel glaciaire.

### **6.9.2 Changements morphologiques**

Comme le démontrent la Planche 45 et la Figure 35, ce secteur a été relativement moins affecté morphologiquement par la crue quand on le compare au reste de la rivière. Les conséquences ont été bien plus importantes en terme d'inondation et de profondeurs de submersion à cause des embâcles de débris comme nous le verrons un peu plus loin. On note cependant un léger rehaussement du lit mineur causé par l'accumulation de sable et de boue, ainsi qu'une sédimentation fine sur les rives et dans les champs. L'amplitude de ces changements est cependant inférieure au seuil de détection de 1,5 m de la méthode photogrammétrique.

### **6.9.3 Mécanismes**

L'accumulation sédimentaire observée dans ce secteur est liée à l'effet combiné du faible gradient d'énergie et de la formation d'embâcles au PK 32,6 et PK 29,2. Ces embâcles ont créé localement des retenues d'eau qui ont favorisé l'accumulation de sédiment fins sur les rives et dans les champs.

## **6.10 Unité morphologique HH-9 (Aval de la digue Cut-Away)**

Le secteur est délimité en aval par le PK 31,5 et en amont par la digue Cut-Away au PK 33,3 (voir la Figure 23, page 69).

### 6.10.1 Conditions antérieures

Ce secteur ne comporte aucune caractéristique propre à un lit de rivière. Il présente une pente de 0,020 et est composé de dépôts glaciaires recouverts par une forêt d'épinettes.

### 6.10.2 Changements morphologiques

Comme l'indiquent la Planche 45, la Figure 33 et la Figure 43, la digue de terre située sur la rive est du lac Ha! Ha! a été détruite et un nouveau chenal d'une largeur d'environ 90 m et d'une longueur de près de 2 km a été creusé entre la digue et la rivière des Ha! Ha! aux environs du PK 31,5. L'incision de ce chenal s'est faite jusqu'à une profondeur approximative de 10 m sous la surface.

### 6.10.3 Mécanismes

Lorsque le niveau du lac des Ha! Ha! a dépassé celui de la crête de la digue, celle-ci s'est progressivement érodée, provoquant ainsi la vidange du lac et l'incision d'un chenal qui est allé rejoindre le cours naturel de la rivière des Ha! Ha! près du PK 31,5.

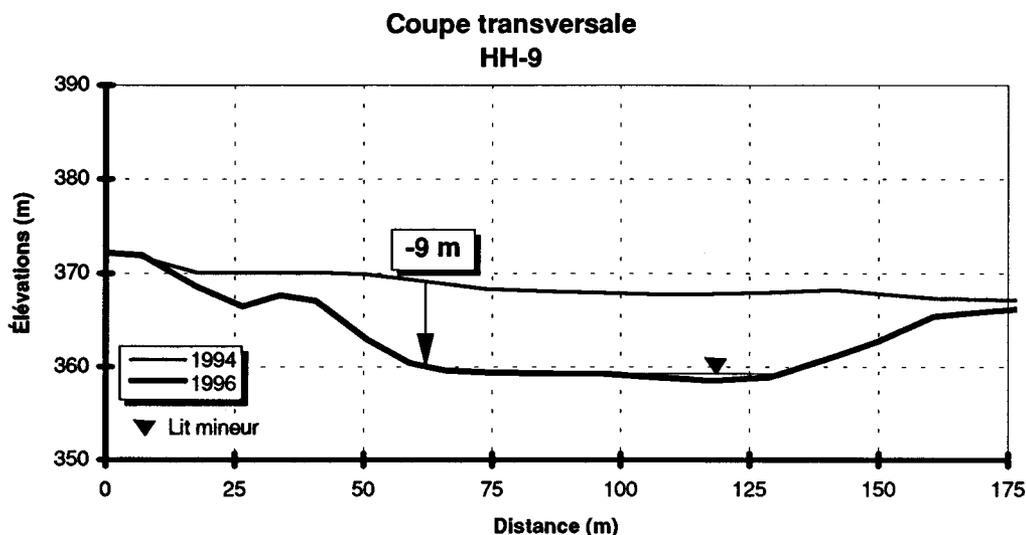


Figure 43 : Section transversale (PK 33,0) typique de l'évolution morphologique HH-9

## 6.11 Bilan sédimentaire

Le Tableau 2 présente, par segment de vallée (zones actives), certaines données morphométriques et volumétriques montrant les changements survenus lors des événements de juillet 1996.

Nous présentons ici une analyse détaillée du bilan sédimentaire (distinguant l'érosion de l'accumulation) par segment d'un km de vallée, basée sur une comparaison par photogrammétrie des photos aériennes au 1:15 000 prises en juillet 1994, avec celles prises à la même échelle le 30 juillet 1996, immédiatement après la crue. La photogrammétrie ne permettant pas de pénétrer l'eau, les modèles topographiques élaborés décrivent la surface du plan d'eau (à l'exclusion du lit mineur) et la vallée environnante. Compte tenu d'une incertitude moyenne de l'ordre de 0,75 m sur les élévations du sol, caractéristique de la photogrammétrie à cette échelle, nous avons appliqué un seuil de détection de relèvement ou d'abaissement du terrain de 1,5 m en tous points.

Malgré cette marge d'erreur, cette approche suffit à faire ressortir les changements dominants constatés sur la rivière des Ha ! Ha !, compte tenu de l'ampleur tout à fait inusitée des transformations du lit majeur de la rivière lors de cet événement. En particulier, les changements à la section d'écoulement d'étiage apportés par la crue sont négligeables en comparaison des changements au lit majeur décrits ici.

L'erreur sur les élévations obtenues par photogrammétrie étant essentiellement indépendante d'un point coté au suivant, l'incertitude sur les changements moyens affectant des zones décrites par un dense semis de points est généralement bien inférieure au seuil de 1,5 m. Ceci permet d'estimer avec une précision raisonnable les volumes d'érosion et de sédimentation et de dresser des bilans sédimentaires par tronçon de vallée. Les résultats de ces bilans sont illustrés à la Figure 44 (bilans volumétriques), à la Figure 45 (profondeurs d'érosion et de sédimentation) et à la Figure 46 (bilan cumulatif). Il est à noter que pour convertir ces bilans volumétriques en terme de masse, un facteur de conversion moyen de 1,6 tonnes métriques par mètre cube est généralement approprié pour des dépôts hétérométriques non-cohésifs (sables, cailloux, blocs).

L'annexe infographique (de la Planche 39 à la Planche 45) présente une cartographie des changements aux niveaux du lit de la vallée observés dans cette étude. Il est à noter que les secteurs en gris représentent des secteurs où les changements aux cotes du lit, si elles existent, sont inférieurs au seuil de détection de 1,5 m.

La Figure 44 fait ressortir les deux principaux secteurs exportateurs nets de sédiments.

*C : L'unité morphologique HH-9 (segments kilométriques PK 34 et PK 35) correspondant au chenal nouveau à l'aval de la digue Cut-Away du lac Ha ! Ha ! a contribué près d'un million de m<sup>3</sup> d'activité érosive alors que la vallée immédiatement en amont de la Chute-à-Perron dans le tronçon HH-4 (segments PK 13, PK 14 et PK 15) a exporté quelque 5,8 millions de m<sup>3</sup>. Ce secteur a constitué le principal foyer d'érosion de la rivière Ha ! Ha !.*

Tableau 2: Résultats de l'analyse morphométrique et des bilans sédimentaires par kilomètre de la rivière des Ha! Ha!

Segment de vallée (km)	Accumulation (m <sup>3</sup> )	Érosion (m <sup>3</sup> )	Bilan cumulatif (m <sup>3</sup> )	Aire du segment (m <sup>2</sup> )	Aire d'accumulation (m <sup>2</sup> )	Aire d'érosion (m <sup>2</sup> )	Largeur moyenne (m)	Profondeur d'accumulation (m)	Profondeur d'érosion (m)
1	67 900	-588 500	-9 281 500	285 000	29 000	144 100	285	2,3	-4,1
2	31 000	-326 800	-8 760 900	175 800	13 900	86 100	176	2,2	-3,8
3	97 400	-485 600	-8 465 100	203 500	37 500	91 800	204	2,6	-5,3
4	54 600	-309 800	-8 076 900	123 300	17 000	61 700	123	0,0	-5,0
5	34 500	-133 600	-7 821 700	76 400	7 400	36 100	76	0,0	-3,7
6	95 000	-180 400	-7 722 600	117 200	35 000	45 200	117	2,7	-4,0
7	800	-548 600	-7 637 200	83 200	400	76 200	83	2,0	-7,2
8	1 800	-95 900	-7 089 400	51 000	700	25 500	51	2,6	-3,8
9	20 500	-900	-6 995 300	55 800	10 500	500	56	2,0	-1,8
10	294 600	-33 600	-7 014 900	191 700	95 900	11 800	192	3,1	-2,8
11	663 000	-1 300	-7 275 900	245 700	203 400	600	246	3,3	-2,2
12	353 300	-19 100	-7 937 600	151 300	100 300	7 900	151	3,5	-2,4
13	201 800	-1 653 400	-8 271 800	270 500	56 000	138 500	271	3,6	-11,9
14	12 100	-2 935 800	-6 820 200	230 100	3 000	215 600	230	4,0	-13,6
15	16 100	-1 272 200	-3 896 500	204 300	6 800	151 000	204	2,4	-8,4
16	1 500	-346 400	-2 640 400	87 700	500	67 300	88	3,0	-5,1
17	11 000	-215 800	-2 295 500	81 500	2 400	54 200	82	4,6	-4,0
18	1 200	-153 400	-2 090 700	60 000	700	36 900	60	1,7	-4,2
19	0	-225 700	-1 938 500	51 700	0	47 700	52	0,0	-4,7
20	0	-250 100	-1 712 800	55 300	0	46 600	55	0,0	-5,4
21	1 700	-178 500	-1 462 700	51 000	900	32 800	51	1,9	-5,4
22	29 400	-164 000	-1 285 900	55 800	9 800	29 300	56	3,0	-5,6
23	39 500	-12 400	-1 151 300	54 700	18 000	4 800	55	2,2	-2,6
24	5 300	-41 000	-1 178 400	50 400	1 900	15 500	50	2,8	-2,6
25	6 900	-125 800	-1 142 700	117 300	3 700	35 800	117	1,9	-3,5
26	22 200	-79 100	-1 023 800	113 600	10 500	18 500	114	2,1	-4,3
27	14 400	-141 400	-966 900	101 600	5 700	44 000	102	2,5	-3,2
28	2 000	0	-839 900	77 943	900	40 600	78	2,2	0,0
29	0	0	-841 900	72 107	0	31 100	72	0,0	0,0
30	2 300	0	-841 900	116 761	1 000	31 100	117	0,0	0,0
31	600	0	-844 200	86 878	200	37 900	87	0,0	0,0
32	3 500	0	-844 800	104 658	1 900	25 100	105	0,0	0,0
33	74 700	0	-848 300	198 721	29 700	28 200	199	2,5	0,0
34	3 500	-532 300	-923 000	162 856	1 700	118 600	163	2,1	-4,5
35	7 400	-401 600	-394 200	40 443	1 400	37 900	162	5,3	-10,6

*C : Le secteur principal d'accumulation est celui des Eaux Mortes (pour un volume de sédimentation total de près de 1,5 millions de m<sup>3</sup>; tronçon HH-3 ou segments PK 10 à PK 12) ; la majorité des sédiments proviennent du secteur de la Chute-à-Perron.*

*C : Le volume de sédimentation dans le secteur Boilleau à l'aval du PK 31 n'a pu être quantifié exactement par photogrammétrie, les valeurs d'accumulation sur le lit majeur n'y franchissant que rarement le seuil de détection de 1,5 m. Une estimation sommaire basée sur les observations de terrain porterait cette sédimentation à moins de 0,25 million de m<sup>3</sup>.*

Les profondeurs moyennes de sédimentation et/ou d'érosion par secteur (Figure 45) ont été établies en divisant le volume total d'accumulation (ou d'érosion) par la superficie affectée (zone active). Cette analyse fait bien ressortir l'importance des accumulations dans les Eaux Mortes, qui atteignent des moyennes de près de 3 à 4 m. L'abaissement moyen du lit dans le secteur à l'aval de la digue Cut-Away atteint localement 10 m et même près de 15 m à l'amont de la Chute-à-Perron.

La Figure 46 présente les bilans cumulatifs de l'amont vers l'aval, et peut servir à estimer l'apport total de sédiments vers le Saguenay en provenance de la vallée. Dans les 15 derniers kilomètres à eux seuls, l'érosion cumulative constatée dans la vallée apporta approximativement 7 millions de m<sup>3</sup> de sédiments vers la Grande Baie.

*C : Le bilan sédimentaire total calculé pour l'ensemble de la rivière des Ha ! Ha ! porte à plus de 9,3 millions de m<sup>3</sup> le volume de sédiments exportés de la vallée vers la Saguenay.*

## 6.12 Cotes maximales d'inondation lors de la crue de juillet 1996

Plus loin (de la Figure 47 à la Figure 49, pages 113-115), nous rapportons sur les profils en long de la rivière les niveaux d'eau maximums atteints en divers endroits sur la rivière des Ha ! Ha ! pendant les événements. Ces données y ont été rapportées afin de les mettre en rapport avec la simulation du scénario de gestion alternatif (voir la section 6.14.2 : Résultats - Analyse des niveaux d'eau - Profils en long, page 112). Ces données de niveau nous ont été fournies par Les Consultants RSA d'Alma qui les ont établies selon la procédure décrite en 4.5.2.5 (Données de niveaux d'eau maximums atteints pendant la crue, page 73). Étant donné que les profils en long de la rivière représentent la surface des plans d'eau avant et après les événements, les ensembles de données sont homogènes au débit près. En analysant ces graphiques, on constate que la rivière a coulé en causant de forts rehaussements du niveau d'eau par rapport aux conditions estivales normales :

- Dans les secteurs HH-9, HH-7 et HH-3 aucune donnée n'est disponible ;
- Dans l'ensemble du secteur HH-8, 6 m de rehaussement en moyenne et dans le village de Boilleau, un maximum de 8 m est enregistré ;
- Dans le secteur HH-6 ou Chute-à-Perron, 3 à 7 m de rehaussement ;

- Dans HH-5 ou secteur des Eaux Mortes, 5-7 m ;
- Dans HH-4, le secteur du barrage Stone 1, 2-3 m ;
- Dans HH-2, le secteur du barrage Stone 2, 11-12 m ;
- Dans HH-1 complètement à l'aval, entre 8 et 12 m de rehaussement ; il est à noter toutefois que ce secteur est soumis à de bonnes marées. Or, le moment de la pleine mer se situait au matin du dimanche 21 au moment vraisemblable où le maximum de la crue devait affecter ce secteur. Cependant, l'influence de la marée ne semble pas affecter les zones situées à l'amont du pont de la ville de La Baie.

### 6.13 La rivière des Ha ! Ha ! a-t-elle atteint un équilibre stable ?

A l'échelle de temps géologique, toute rivière travaille à s'inciser progressivement dans sa vallée pour tendre ultimement vers le niveau marin moyen. C'est une situation de recherche graduelle et perpétuelle d'équilibre. Une rivière n'est donc jamais véritablement stable. La rivière des Ha ! Ha ! n'échappe pas à cette règle, s'étant découpée une vallée dans le roc, les tills et les dépôts stratifiés (argiles, sables et graviers) laissés par les glaciers qui quittèrent la région il y a près de 10 000 ans. Le taux d'incision verticale d'une rivière dépend de l'énergie hydraulique dissipée par son régime de crue (lui-même fonction de la pente de la vallée et du débit y transitant), de la résistance à l'incision de certains matériaux, particulièrement le roc qui localement peut affleurer au lit, ainsi que du temps nécessaire pour évacuer tous les débris (sous forme d'alluvions) provenant de l'amont. La crue extraordinaire de juillet 1996 avec ses séquelles d'incisions et d'élargissements peut être considérée comme une évolution en accéléré de la rivière, qui normalement s'inscrit dans des échelles de temps géologiques.

Que peut-on retenir des grandes transformations du profil en long de la rivière des Ha ! Ha ! ? Les discontinuités notables dans le profil antérieur, par exemple autour de la Chute-à-Perron et à l'aval des Eaux Mortes, se sont dans une large mesure aplanies et le profil 1996 est plus régulier sur ce plateau surplombant les derniers kilomètres de vallée. Les fortes discontinuités de pente d'énergie qui y caractérisaient la rivière (sa pente moyenne pouvant varier sur quelques kilomètres d'un facteur de 20 pour 1, par exemple entre les Eaux Mortes et les secteurs adjacents) ont été partiellement rééquilibrés par l'événement hydraulique exceptionnel, celui-ci concentrant l'érosion dans les secteurs énergiques et la sédimentation dans les secteurs plus lents.

A la Chute-à-Perron, il a suffi d'un rehaussement exceptionnel du niveau d'eau associé à un écoulement torrentiel pour que la rivière retrouve une vallée ancestrale comblée de sédiments fluvio-glaciaires stratifiés, quitte le verrou rocheux sur lequel son cours s'était accroché depuis la déglaciation et accomplisse en une nuit près de 20-30 m d'incision. Désormais, sur l'échelle de temps géologique, le niveau du profil de tout le secteur allant du PK 15 au PK 8,5 est contrôlé par la résistance au transport du till à blocs dans lequel la partie aval des Eaux Mortes s'est incisée rétrogressivement.

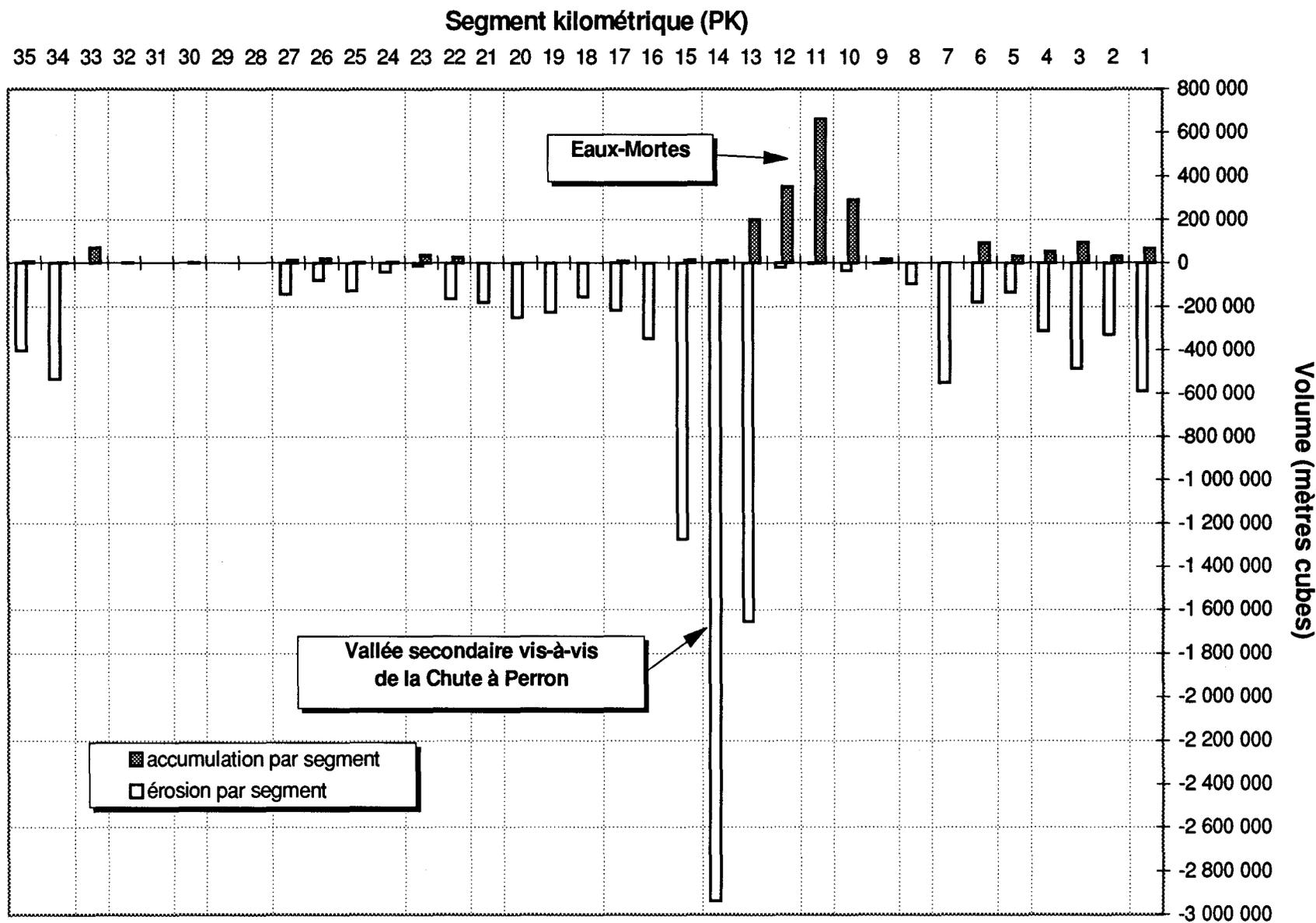


Figure 44 : Bilan sédimentaire volumétrique des érosions et dépositions par segment (1 km) de vallée sur la rivière des Ha! Ha!

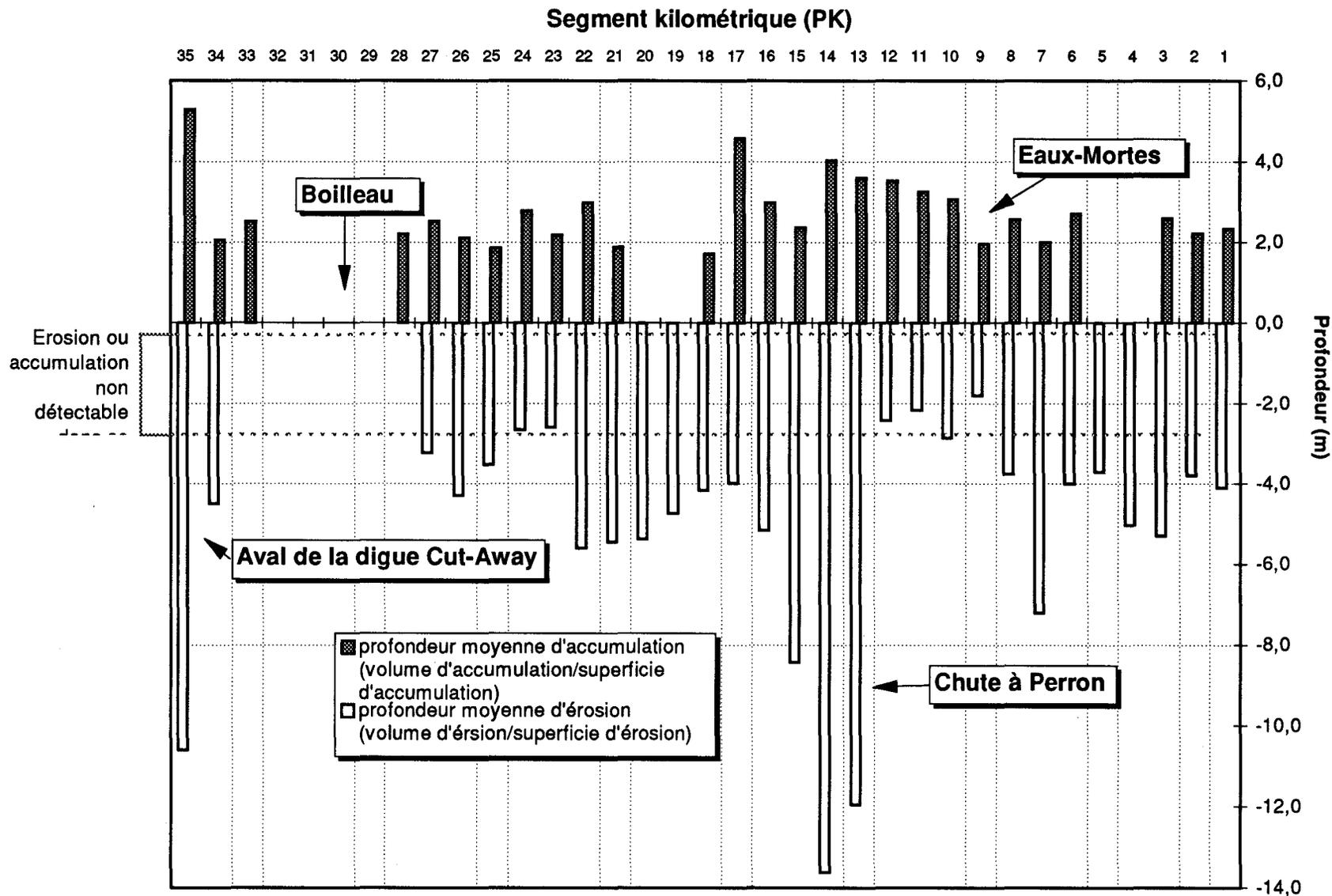


Figure 45 : Profondeur moyenne d'accumulation et d'érosion par segment (1 km) de vallée sur la rivière des Ha! Ha!

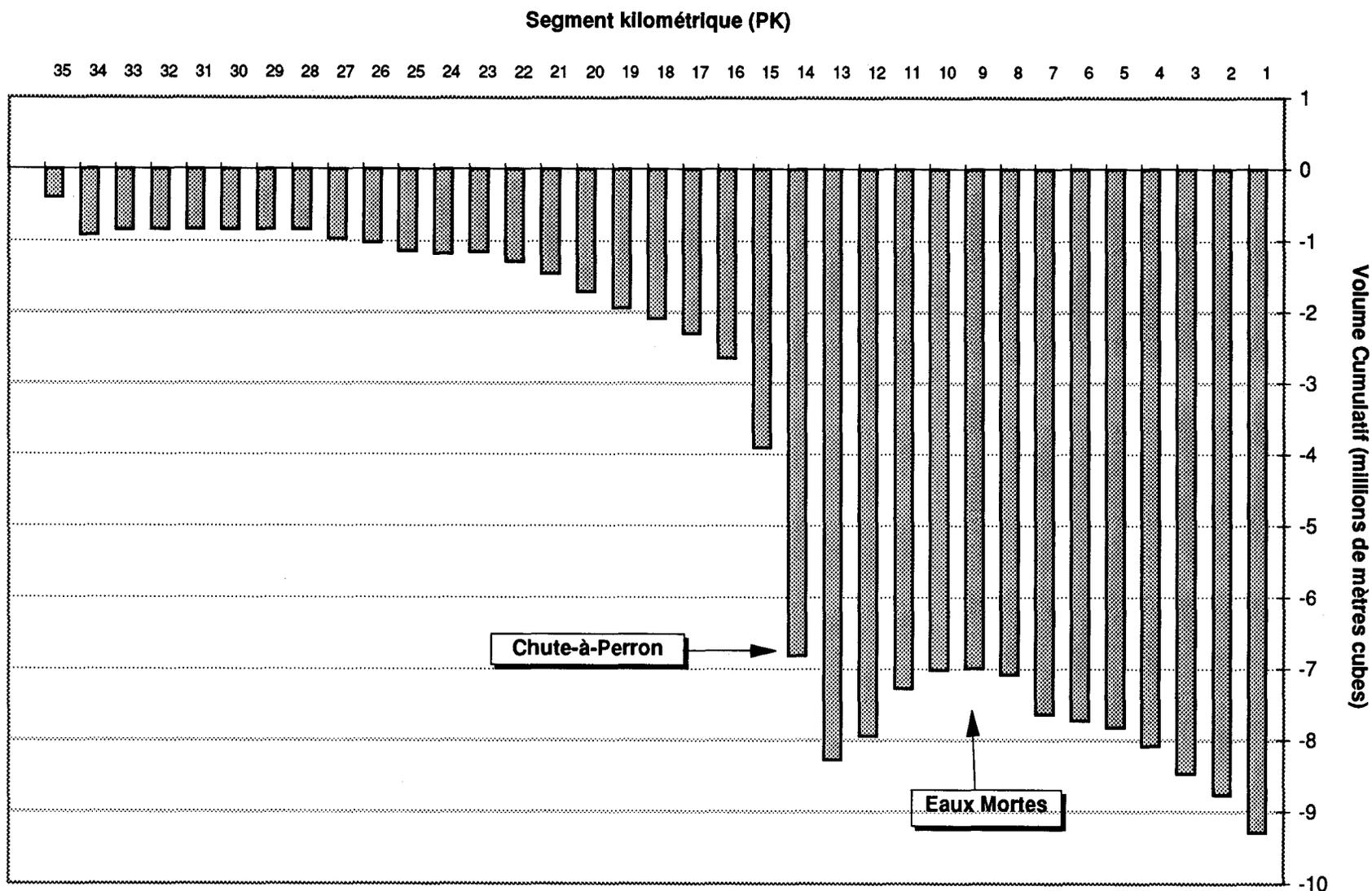


Figure 46: Bilan sédimentaire volumétrique cumulatif d'amont à l'aval de la rivière des Ha! Ha!

Par contre, dans la basse vallée (à partir du PK 5), le profil en long ne s'est pas simplifié notablement, l'incision étant déjà limitée par des verrous rocheux existants (assises du barrage Stone 2 au PK 1,5 et canyon au PK 4,5), ou par de nouveaux verrous obtenus par l'évacuation de quantités d'alluvions qui recouvraient le roc ( nouvelle chute au PK 3.2).

Un processus analogue à celui touchant le profil en long a affecté le tracé en plan du cours d'eau : l'inertie importante de l'écoulement torrentiel de juillet dans les secteurs d'érosion a laissé à plusieurs endroits un nouveau lit plus droit que l'ancien. Là où la largeur de la vallée le permettait, la longueur d'onde des méandres de l'écoulement à son plus fort s'est aussi accrue. On peut comparer (Planche 39, page 170) les méandres du lit ancien dans les 3 derniers kilomètres de la vallée aux courbes dans l'écoulement torrentiel, détectables (en bleu foncé) par les limites de recul des grands talus. A l'instar du nouveau profil en long qui épouse par endroits les contraintes des affleurement rocheux, les méandres de la vallée inférieure sont eux aussi localement contraints latéralement par la présence des parois rocheuses .

Doit-on en déduire que la rivière des Ha ! Ha ! s'est rapprochée d'un nouvel équilibre relativement stable et que les prochaines années seront marquées par une stabilité accrue ? Non, ce serait trop simple. Les événements extrêmes de courte durée, s'ils refaçonnent les paramètres principaux de l'équilibre fluvial (tels les nouveaux points forts du profil, les sédiments grossiers contrôlant le rythme d'évolution et la pente dans divers secteurs), laissent des volumes énormes de matériaux potentiellement très mobiles à cause de leur position instable (pentes argileuses trop fortes, matrice sableuse surabondante dans les nouveaux bancs alluviaux insuffisamment triés). Ceux-ci se réorganiseront, à l'intérieur des paramètres dictés par le nouvel équilibre d'ensemble, au fil des ans et des crues plus normales. C'est ainsi que la végétation recouvrira le vaste lit majeur érodé dans la partie aval de la rivière et que les excédents de sable, lessivés des bancs de blocs sur le lit mineur et transportés en suspension, formeront graduellement des basses levées végétalisées, stabilisant les marges du nouveau lit mineur.

Un certain nombre de phénomènes géomorphologiques plus ou moins prévisibles sont à suivre. Un transport sableux plus intense et une incision graduelle dans les lits rehaussés des secteurs de Boilleau et des Eaux Mortes pourront causer des embarras (stabilité des nouvelles berges, problèmes de prises d'eau et modifications soutenues du niveau de la nappe phréatique locale). On peut aussi prévoir des transports accrus de sable en suspension vers la basse vallée, et ce pendant des années, provenant à la fois de l'encaissement graduel dans les secteurs à l'amont où le lit a été rehaussé ainsi que du lessivage de la matrice sableuse contenue dans les bancs de blocs insuffisamment triés qui dominent maintenant le lit à l'aval des Eaux Mortes. Finalement, à moins que des mesures particulières ne soient prises, on peut craindre une tendance chronique au rehaussement du lit par apports de cailloux, graviers et sables (et les divagations du lit mineur qui en découlent) près de l'embouchure de la rivière et à l'entrée de la baie (en particulier, là où la pente d'énergie est inférieure à 0,005).

## 6.14 Simulation hydrodynamique - Conditions alternatives de gestion

### 6.14.1 Conditions de simulation

Le Tableau 3 présente les conditions de simulation spécifiées aux modèles des différents tronçons de la rivière des Ha ! Ha !. Ces conditions comprennent les coefficients de frottement appliqués en fonction des types de conditions d'écoulement, les débits imposés à l'amont des modèles incluant les tributaires intermédiaires (scénario 4 fourni par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages), ainsi que les niveaux d'eau imposés à l'aval. Dans le cas du modèle 1 dans le secteur Grande Baie, le niveau maximum de la marée du jour (4,9 m) a été majoré à 7 m afin de tenir compte du rehaussement du niveau d'eau provoqué par le pont de la route 170. Cependant, le modèle prend fin exactement à l'amont du pont et il n'est pas sûr que la marée exerce son influence jusque là.. Les caractéristiques des maillages utilisés ont été définies à la Figure 23, (page 69) et à la section 4.5.1 (Stratégie d'analyse détaillée, page 67).

**Tableau 3: Conditions de simulation utilisées pour les différents modèles de la rivière des Ha! Ha!**

Modèle #	Débit amont (m <sup>3</sup> /s)	Débit aval (m <sup>3</sup> /s)	Débit des tributaires (m <sup>3</sup> /s)	Niveau à l'aval (m)	Coefficients de Manning
1	306	306	-	7	Berges : 0,045 Vis-à-vis du lit mineur : 0,03-0,04
2	306	306	-	47,5	Berges : 0,045-0,06 Vis-à-vis du lit mineur : ,035
3	185	306	Cèdres : 37 Rocheux et Hamel : 84	129,5	Berges : 0,06 Vis-à-vis du lit mineur : 0,025 À l'aval : 0.04
4	160	185	Grand-Père : 25	188	Berges : 0,06 Vis-à-vis du lit mineur : 0,033
5	160	160	-	285	Berges : 0,06 Vis-à-vis du lit mineur : 0.03
6	126	160	Huard : 34	314,5	Berges: 0,045-0,06 Vis-à-vis du lit mineur : .027-.04

### 6.14.2 Résultats - Analyse des niveaux d'eau - Profils en long

La Figure 47, la Figure 48 et la Figure 49 montrent les résultats des simulations du passage d'une crue obtenue par une gestion de l'ouvrage d'évacuation du lac Ha ! Ha ! selon le scénario 4 de la

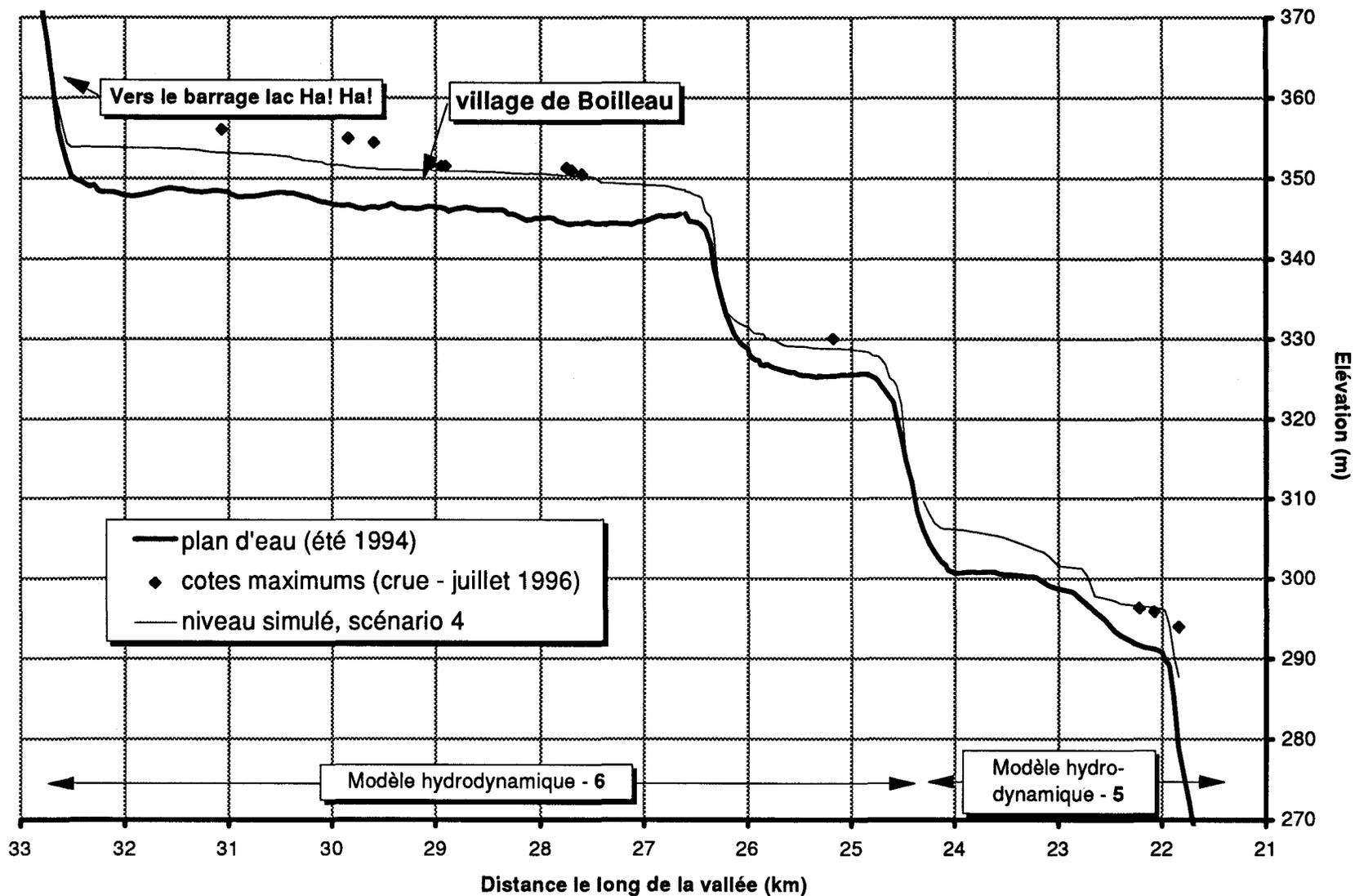


Figure 47: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur amont de la rivière Ha! Ha!

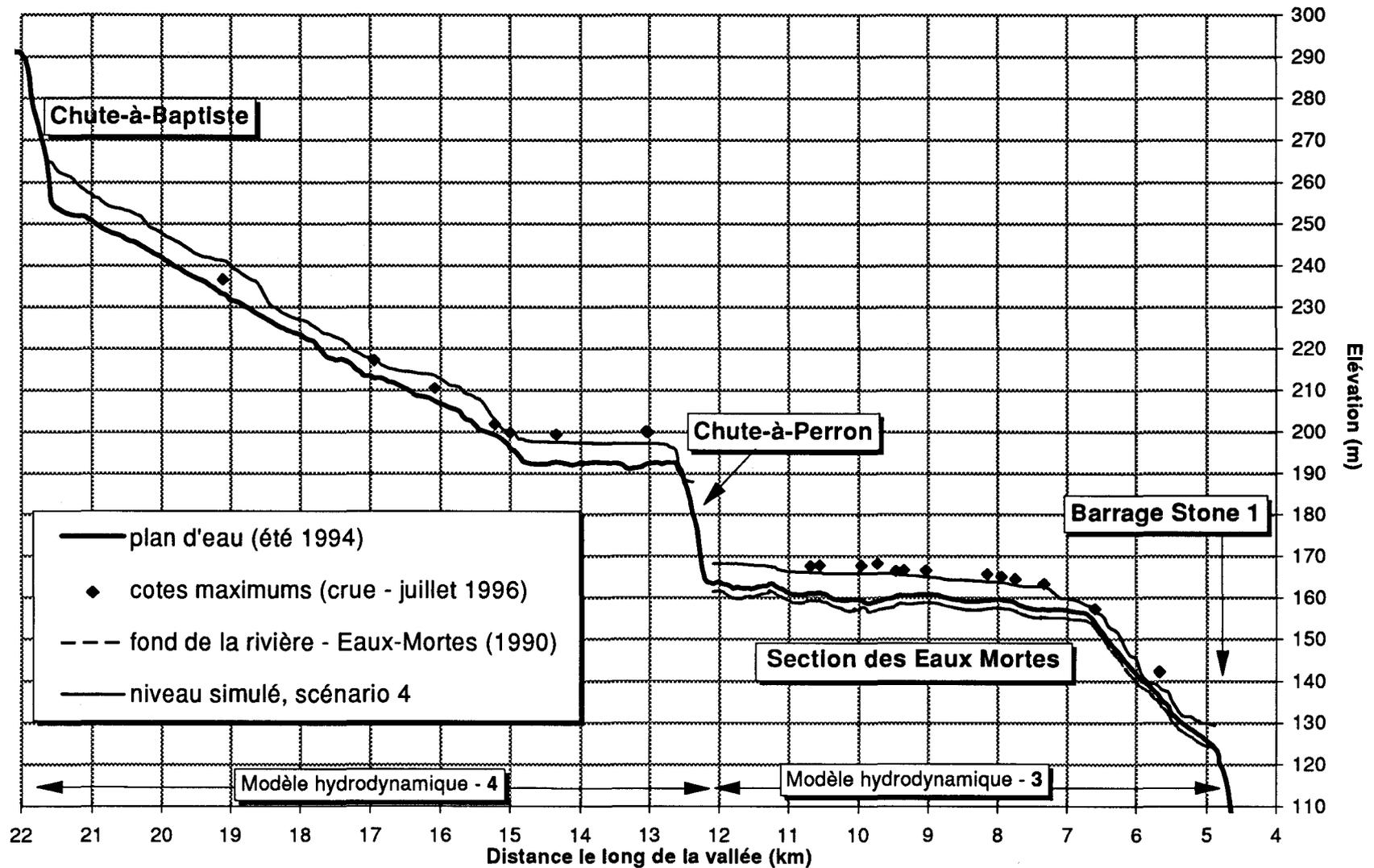


Figure 48: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur médian de la rivière Ha! Ha!

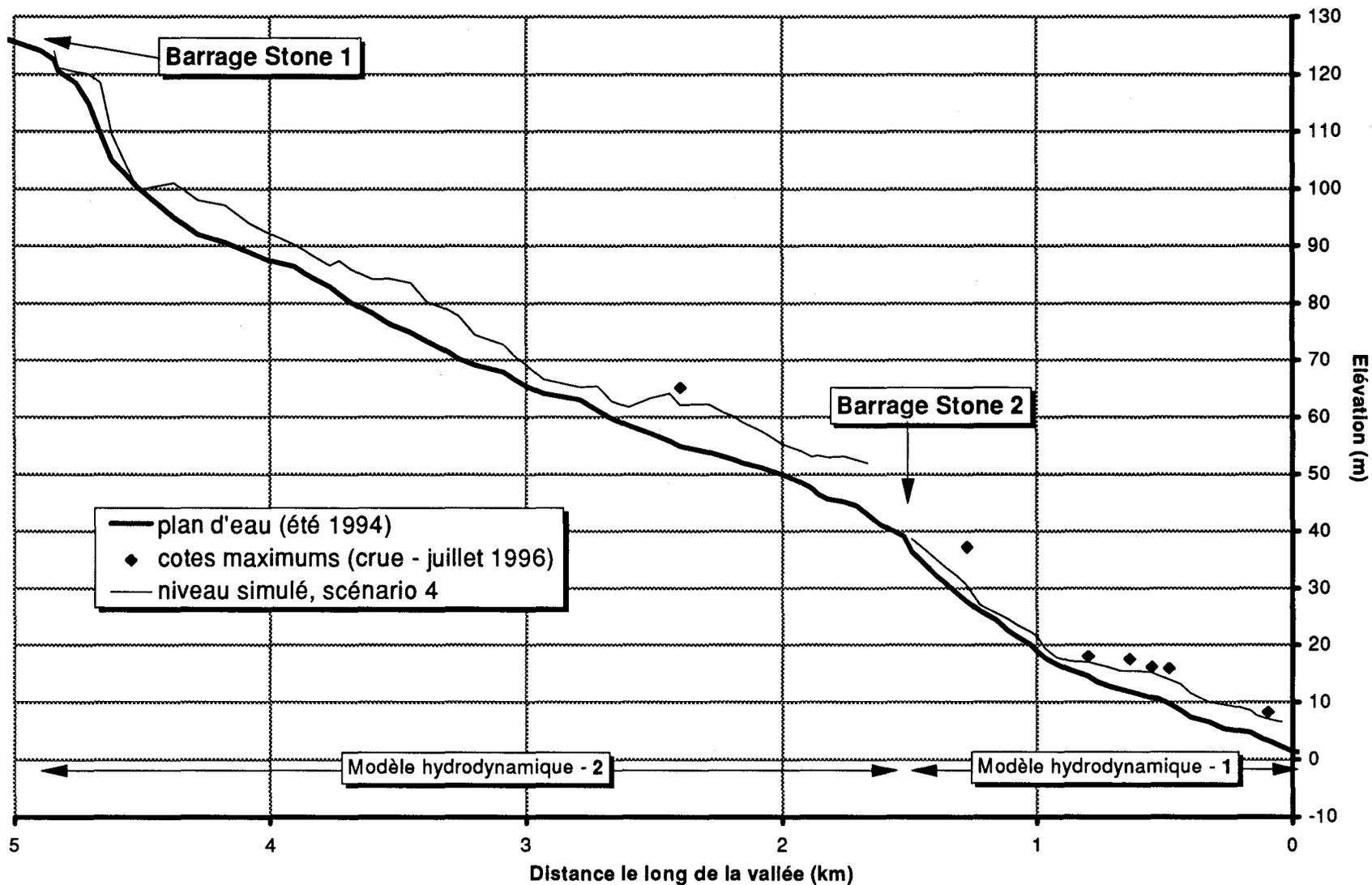


Figure 49: Ligne d'eau simulée selon le scénario de gestion alternatif -vs- maximums observés en juillet 1996 - Secteur aval de la rivière Ha! Ha!

Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. Sur l'ensemble de la rivière des Ha ! Ha !, on y compare les résultats de simulation aux observations réalisées suite aux crues de juillet 1996, ceci dans le but de contraster les deux états. La variable démontrée est le niveau d'eau. La deuxième figure rapporte également la cote du lit mineur du secteur Eaux Mortes telle que rapportée par Boucher et Hébert (1990). Ci-après, nous allons procéder à une analyse comparative des lignes d'eau en y apportant quelques commentaires mettant en relief les contrastes, les incertitudes ou le caractère conservateur de l'exercice de simulation.

En commençant par le tronçon amont, on conclut que :

*C : La simulation de l'alternative de gestion (scénario 4) donne des niveaux d'eau de 1 à 4 mètres inférieurs aux observations des cotes maximales atteintes par la crue de juillet. Nous estimons que cette différence pourrait être en réalité de 1 à 2 mètres de plus dans la mesure où la topographie de la rivière antérieure aux événements n'a pas été incorporée dans le modèle ce qui a pour effet de surélever le niveau de la crue simulée.*

Rappelons que le lit mineur du modèle a été établi à la hauteur du niveau d'eau en conditions normales estivales. En effet, la technique de la photogrammétrie ne détecte pas la topographie subaquatique.

Dans le secteur aval du modèle 6, dans le modèle 5 et à l'amont du modèle 4 (Figure 47 et Figure 48), nous estimons que les résultats du modèle ne sont pas fiables partout pour les mêmes raisons en tenant compte de plus que l'encaissement du tronçon associé aux très fortes pentes rencontrées tend à exagérer notablement le niveau d'eau simulé en l'absence de lit mineur. À notre avis, la conséquence de la faiblesse des données topographiques serait d'exagérer les niveaux d'eau simulés d'un minimum de 2 mètres. Nous ne tirerons donc pas de conclusions dans ces secteurs.

Immédiatement à l'amont de la Chute-à-Perron (Figure 48), le rétablissement de la pente de la rivière a permis l'obtention de résultats nettement plus fiables quoique surestimés de l'ordre de 1 m. à notre avis à cause du lit mineur absent du modèle.

*C : L'analyse des résultats de la ligne d'eau à la Chute-à-Perron nous révèle les causes exactes de l'incision massive des dépôts meubles dans ce secteur. Lors de la crue de juillet, le niveau d'eau a atteint sur la chute le cote de 200 m. Or, le niveau du seuil de la vallée secondaire située de l'autre côté de la colline en rive droite de la rivière se situait à 198,5 m d'après notre modèle d'élévation à cet endroit ( $\pm 0,75$ m). Au moment où la rivière a atteint ce niveau, à un débit qu'il est difficile à estimer, le débordement dans cette vallée s'est amorcé de manière irréversible à cause de la mobilité des matériaux qu'on y retrouvait.*

*C : De son côté, la simulation du scénario alternatif 4 de la Commission a donné 196,5 m comme cote maximale à l'amont de la Chute-à-Perron ce qui, sans considérer la surestimation du niveau d'eau occasionnée par les données topographiques surélevées dans le lit mineur, aurait permis d'éviter le débordement observé et les énormes conséquences qui s'en sont suivies. Il est donc facile de conclure que la crue de juillet a été la cause du déclenchement de l'érosion massive*

*à la Chute-à-Perron. Il est également démontré hors de tout doute que les conditions de gestion alternatives établies par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages n'auraient pas causé de tels dommages puisque la crue aurait passé normalement par la chute.*

Plus loin dans le secteur des Eaux Mortes, l'analyse des résultats de la simulation a démontré que le niveau d'eau atteint par la crue a dépassé systématiquement de 2 m le niveau de la ligne d'eau simulée avec l'alternative de gestion. Dans ce secteur, des données sur la topographie du lit mineur (Boucher et Hébert, 1990) ont permis de produire une simulation plus près de la réalité (niveau d'eau inférieur) que les précédentes. Un exercice comparable à ceux des autres secteurs (pas de lit mineur) avait été essayé avant la simulation présentée ici, et il nous a été permis de constater une différence de près de 1 m entre les deux simulations. Par rapport aux autres tronçons de la rivière, cette valeur nous semble un minimum étant donnée la capacité de la rivière de déborder en terrain plus plat que les autres tronçons encaissés qui ne peuvent répondre que verticalement à une crue.

Dans le secteur des Eaux Mortes, il est difficile d'établir même approximativement le moment où le niveau maximum a été atteint. Aussi, on peut s'interroger sur l'impact transitoire des conditions de déposition des sédiments arrachés à la hauteur de la Chute-à-Perron et de l'érosion relativement importante survenue à l'aval du modèle hydrodynamique 3. Ces deux facteurs ont pu momentanément causer un abaissement du niveau d'eau (avant la phase de déposition aux Eaux Mortes ; aux endroits érodés vis-à-vis du seuil à l'aval des Eaux Mortes) et éventuellement un relèvement subséquent.

*C : En résumé pour le secteur des Eaux Mortes, il a été clairement démontré que les profondeurs de submersion associées aux niveaux d'eau anormalement élevés auraient été beaucoup moindres (minimum de 2 m) dans les conditions alternatives du scénario 4 proposées par la Commission. De plus, les changements morphologiques survenus dans ce secteur ainsi que les dommages à l'environnement sont directement reliés à l'érosion massive à la Chute-à-Perron qui est elle-même associée à une gestion déficiente des ouvrages du lac Ha ! Ha !. Ces dommages auraient certainement été évités ou au minimum réduits à ceux d'une crue naturelle exceptionnelle.*

Les résultats du modèle 2 (Figure 49) ne peuvent pas être commentés substantiellement étant donnée la carence de données observées dans ce secteur. À tout le moins, peut-on noter que le seul point de niveau maximum mesuré disponible dans ce secteur révèle une hauteur d'eau supérieure à 3 m par rapport à la simulation ce qui est tout de même significatif malgré l'incertitude de l'exercice dans ce secteur de fortes pentes (85 m en 3,5 km).

*C : Dans le secteur de l'embouchure de la rivière Ha ! Ha ! à l'amont du pont de La Baie, les niveaux d'eau observés en juillet dépassent de nouveau de 2 à 7 m (1 point) les résultats de la simulation du scénario 4 proposé par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 2 m étant la valeur la plus fréquente. Encore ici, l'effet comparatif de la crue de juillet par rapport à la simulation démontre clairement des profondeurs de submersion accrues significativement par une crue causée par des carences de gestion.*

### **6.14.3 Résultats - Analyse de l'étendue des zones inondées**

L'annexe infographique rapporte (de la Planche 47 à la Planche 51) des vues en plan des résultats des simulations hydrodynamiques du scénario alternatif comparés aux maximums d'inondation atteints lors de la crue de juillet. Sur les mêmes images sont rapportés les contours du lit mineur antérieur, les limites de la zone morphologiquement activée lors de la crue de juillet 1996, la zone inondée obtenue par le modèle hydrodynamique ainsi que la zone inondée en juillet obtenue par l'intersection des niveaux disponibles avec la topographie du terrain . Ces informations permettent de se représenter l'ampleur de la catastrophe survenue dans la rivière des Ha ! Ha !.

Nous avons limité la représentation des résultats aux secteurs Boilleau, Eaux Mortes et Grande Baie en raison des plus grandes concentrations de population dans ces endroits. Le secteur de la Chute-à-Perron a également été rapporté afin de démontrer les causes du débordement de la rivière des Ha ! Ha ! dans le ruisseau voisin de la chute, facteur déclencheur de l'incision dans les dépôts meubles qui a causé l'exportation de quelque 6 millions de m<sup>3</sup> de matériaux vers l'aval, une partie de ceux-ci s'étant accumulés dans le secteur des Eaux Mortes. Ces résultats sont corollaires à ceux dont nous venons de discuter à la section précédente et nous n'allons pas y ajouter de commentaires.

## 7. Conclusions

---

### 7.1 Sur le mandat

Comme nous l'avons mentionné au début de ce rapport, le mandat qui nous a été confié par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages prévoyait que des simulations hydrodynamiques devaient être réalisées sur la rivière Chicoutimi afin de reconstituer aussi fidèlement que possible le déluge compte tenu des difficultés inhérentes aux processus simulés et des données disponibles. Les simulations devaient également permettre de reproduire le comportement de la rivière dans l'hypothèse d'un scénario de gestion alternatif des débits vidangés au barrage Portage-des-Roches. Toutes ces simulations ont pu être réalisées avec un niveau de précision très satisfaisant, surtout à l'égard du niveau d'eau qui est la variable utilisée pour valider le modèle

Les analyses conduites sur la rivière Chicoutimi ont également permis de reproduire les faits et observations reliées aux contournements des barrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud. La reconstitution des débits et des niveaux d'eau lors des événements a été validée par les simulations et le comportement des ouvrages consistant avec ces faits a par le fait même été confirmé.

Le mandat prévoyait au tout début de simuler le passage de la crue provenant de la vidange accidentelle du lac Ha ! Ha !. Devant le caractère extrêmement chaotique des écoulements provoqués par cette vidange et les événements singuliers qui les accompagnaient (embâcles de débris, avulsions, sédimentation massive), il a été rapidement décidé de renoncer à réaliser cette simulation. La simulation d'un scénario alternatif de gestion des débits du lac Ha ! Ha ! (scénario 4 de la Commission) a cependant été possible. Comparée aux données disponibles sur les niveaux maximums atteints lors du déluge, cette simulation a permis de faire ressortir sans équivoque, et malgré les incertitudes de l'exercice, le rôle déterminant du bris de la digue Cut-Away (lac Ha ! Ha !) dans l'ampleur de la catastrophe qui a affecté la rivière Ha ! Ha !.

Enfin le mandat comprenait la réalisation d'un bilan sédimentaire complet sur la rivière Ha ! Ha !. Ce bilan a pu être réalisé grâce aux techniques de photogrammétrie.

## 7.2 Conclusions pour la rivière Chicoutimi

Nous avons jugé superflu de reprendre une à une les conclusions et interprétations auxquelles ont conduit les simulations sur la rivière Chicoutimi. Les conclusions ont été clairement identifiées dans le texte en retrait de marge et en italique précédées d'un **C** tandis que les interprétations sont présentées dans le format normal. Ci-après, nous allons nous contenter de signaler les sujets de ces conclusions et interprétations et de renvoyer le lecteur aux divers passages correspondants.

**Sur la gestion des ouvrages lors de la crue :** voir la section 2.3.2, *Gestion des ouvrages de la rivière Chicoutimi* page 22.

**Résumé des conséquences sur la rivière :** voir la section 2.3.3, *Résumé des conséquences sur la rivière Chicoutimi*, page 26.

**Sur le comportement du barrage de Chute Garneau lors du déluge :** voir la section 5.3.5, *Rôle et comportement du barrage Chute Garneau lors de la crue*, page 82.

**Sur le comportement du barrage de Pont-Arnaud lors du déluge :** voir la section 5.4.4, *Rôle et comportement du barrage de Pont-Arnaud*, page 85.

**Sur la propagation du débit dans le tronçon en amont du barrage de Chute Garneau :** voir la section 5.3.2, *Analyse de la propagation du débit*, page 77.

**Sur l'évolution du niveau d'eau pendant le déluge :** voir la section 5.3.3, *La montée du niveau d'eau et le retrait des eaux*, page 78.

**Sur les résultats de l'alternative de gestion à l'amont du barrage de Chute Garneau :** voir la section 5.5.2, *Conclusions pour l'alternative de gestion entre les barrages de Chute Garneau et d'Elkem-Métal*, page 88 :

**Sur les résultats de l'alternative de gestion à l'aval du barrage de Chute Garneau :** voir la section 5.5.2, *Conclusions pour l'alternative de gestion entre les barrages de Chute Garneau et d'Elkem-Métal*, page 88.

## 7.3 Conclusions pour la rivière Ha ! Ha !

**Sur la gestion des ouvrages lors de la crue :** voir la section 2.3.4, *Gestion des ouvrages de la rivière des Ha ! Ha !*, page 27.

**Sur les conséquences de la crue sur la rivière Ha ! Ha ! :** voir la section 2.3.5, *Résumé des conséquences sur la rivière des Ha ! Ha !*, page 28.

**Sur l'analyse des changements morphologiques :** voir de la section 6.16.2, *Unité morphologique HH-1 (Grande Baie)*, page 93, à la section 6.10, *Unité morphologique HH-9 (Aval de la digue Cut-Away)*, page 102.

**Sur le bilan sédimentaire de la rivière suite à la crue :** voir la section 6.11, *Bilan sédimentaire*, page 104.

**Sur les niveaux maximums atteints lors du déluge :** voir la section 6.12, *Cotes maximales d'inondation lors de la crue de juillet 1996*, page 106.

**Sur l'équilibre de la rivière résultant du déluge:** voir la section 6.13, *La rivière des Ha ! Ha ! a-t-elle atteint un équilibre stable ?* page 107.

**Sur les résultats de la simulation du scénario alternatif 4 de la Commission :** voir la section, 6.14.2, *Résultats - Analyse des niveaux d'eau - Profils en long*, page 112, ainsi que la section 6.14.3, *Résultats - Analyse de l'étendue des zones inondées*, page 118.

## 7.4 Sur les outils et méthodes

Le mandat qui nous a été confié par la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages nous a permis d'achever le prototypage de deux outils-logiciels particulièrement bien adaptés pour les simulations du régime fluvial. Le premier, appelé MODELEUR, a été d'une grande utilité pour prendre en charge les données très hétérogènes nécessaires pour réaliser le mandat, en particulier pour charger les données topographiques dans la base de données, mais également pour la préparation des maillages éléments finis de différents types.

Le deuxième outils est un programme de calcul appelé provisoirement HYDROSIM qui est piloté par l'interface-usager du MODELEUR. Il permet de résoudre en éléments finis les équations à deux dimensions de Saint-Venant (équations du régime fluvial et estuarien) dans leur forme conservative en tenant compte de l'évolution temporelle du domaine mouillé.

Le mandat de la Commission a permis d'exploiter les ressources de la photographie aérienne et de la photogrammétrie comme moyen alternatif de caractériser la topographie du modèle, en particulier dans la plaine inondable.

Le mandat a enfin permis de tester un nouvel algorithme de « morphisme numérique » afin de reproduire les changements morphologiques majeurs survenus au voisinage des barrages de Chute Garneau et de Pont-Arnaud.

En ce qui concerne les modèles hydrodynamiques des tronçons, l'application à la rivière Chicoutimi a été un succès compte tenu des difficultés de l'exercice (voir le chapitre 3, *Difficultés d'application*, page 31). Les résultats des simulations comparés aux observations en font foi. Cependant, il reste place à l'amélioration car le modèle n'a pas été validé pour les débits intermédiaires. De plus, aucune mesure de vitesse n'étant disponible, et c'est compréhensible, la validation réalisée dans le cadre de ce mandat ne peut être étendue sans quelque risque à cette variable. Toutefois, le registre des valeurs produites dans le cadre de ce mandat est valide quand on considère que le bon débit a été reproduit au bon niveau. Seule une légère redistribution du débit, conséquence d'un ajustement additionnel des coefficients de frottement, serait susceptible de se produire le cas échéant.

Dans le cas de la rivière des Ha ! Ha !, on a vu que la mise en œuvre d'un modèle ne pouvait bénéficier de données de validation. Le modèle a donc été conçu pour produire une réponse sécuritaire par rapport aux événements de juillet, c'est-à-dire, une simulation permettant d'envelopper la réponse naturelle (niveaux supérieurs à la réalité). Ainsi, toute interprétation des résultats obtenus, même si elle s'appuie sur un contraste certes amoindri par rapport aux faits survenus en juillet, permet au moins de tirer des conclusions sécuritaires. Divers facteurs ont contribué à amoindrir les contrastes : absence de lit mineur dans le modèle, coefficients de frottement élevés, débits de pointe des tributaires synchronisés, absence de laminage dans la vallée, etc.

## 8. Bibliographie

---

- Boucher, J.-P. et L. Hébert. 1990. Cartographie des zones inondables, rivière des Ha ! Ha ! à La Baie, Ministère de l'Environnement du Québec, direction de l'hydraulique, rapport DH-90-06
- Boudreau P..1990. "Utilisation d'éléments à degrés de discrétisation variable pour la modélisation numérique des écoulements à surface libre". Thèse de maîtrise de l'INRS-Eau
- 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.
- Chamberland, M., R. Roberge, J.-P. Boucher et F. Picard. 1993. Cartographie des zones inondables, rivière Chicoutimi à Laterrière. Ministère de l'Environnement du Québec, direction du domaine hydrique. DH-93-01.
- Dhatt, G. et M. Leclerc. 1987. An algorithm for global volume conservation constraint in lake circulation. *Int. J. Num. Meth. Fluids*, 7(9), 919-925.
- Heniche, M. 1995. Modélisation tridimensionnelle par éléments finis d'écoulements à surface libre. Thèse de doctorat de l'université technologique de Compiègne, France, soutenue le 17 mai 1995, 237 pages.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau et M. Leclerc. (1996). Programme de calcul hydrodynamique HYDROSIM (appellation provisoire) 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.
- Hoang, V.D. 1990. Rivière Chicoutimi. Évaluation des conséquences d'une rupture du barrage de Portage-des-Roches. Ministère de l'Environnement du Québec, direction de l'hydraulique.
- Hydro-Québec. 1996. Aménagements Chute Garneau et Pont-Arnaud. Rapport des événements du 20 au 23 juillet 1996.
- Hydro-Québec. 1992. Rivière Chicoutimi. Étude des conséquences d'une rupture du barrage de Portage-des-Roches sur la rivière Chicoutimi.

- Leclerc, M. Y. Secretan, M. Heniche, Y. Roy *et al.* . 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.. 1985. Modélisation tridimensionnelle des écoulements à surface libre par éléments finis: application au lac Saint-Jean. Thèse de docteur-ingénieur, Université de Technologie de Compiègne, spécialité génie mécanique, méthodes numériques. 294 p., 4 annexes.
- 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.
- 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 Ressources*, **4**(13):158-168.
- MEF. 1996. Gestion du lac Kénogami et des autres lacs-réservoirs. Crue des 19, 20 et 21 juillet 1996. Direction de l'hydraulique, 17 août 1996. ISBN 2-550-30550-7.
- 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 II<sup>nd</sup> Int. Conf. on Habitat Hydraulics. B187-B203. Invités à publier dans *Journal of Hydraulic Research* (AIRH/IAHR) .
- Polytech (1990). Analysis of the downstream flood hydrograph produced by the dam break of Lake Ha ! Ha ! (Étude DAMBRK de la rupture du barrage du lac Ha ! Ha ! ;titre non-vérifié)
- 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.

# **ANNEXES INFOGRAPHIQUES**



## **Éléments méthodologiques**

---



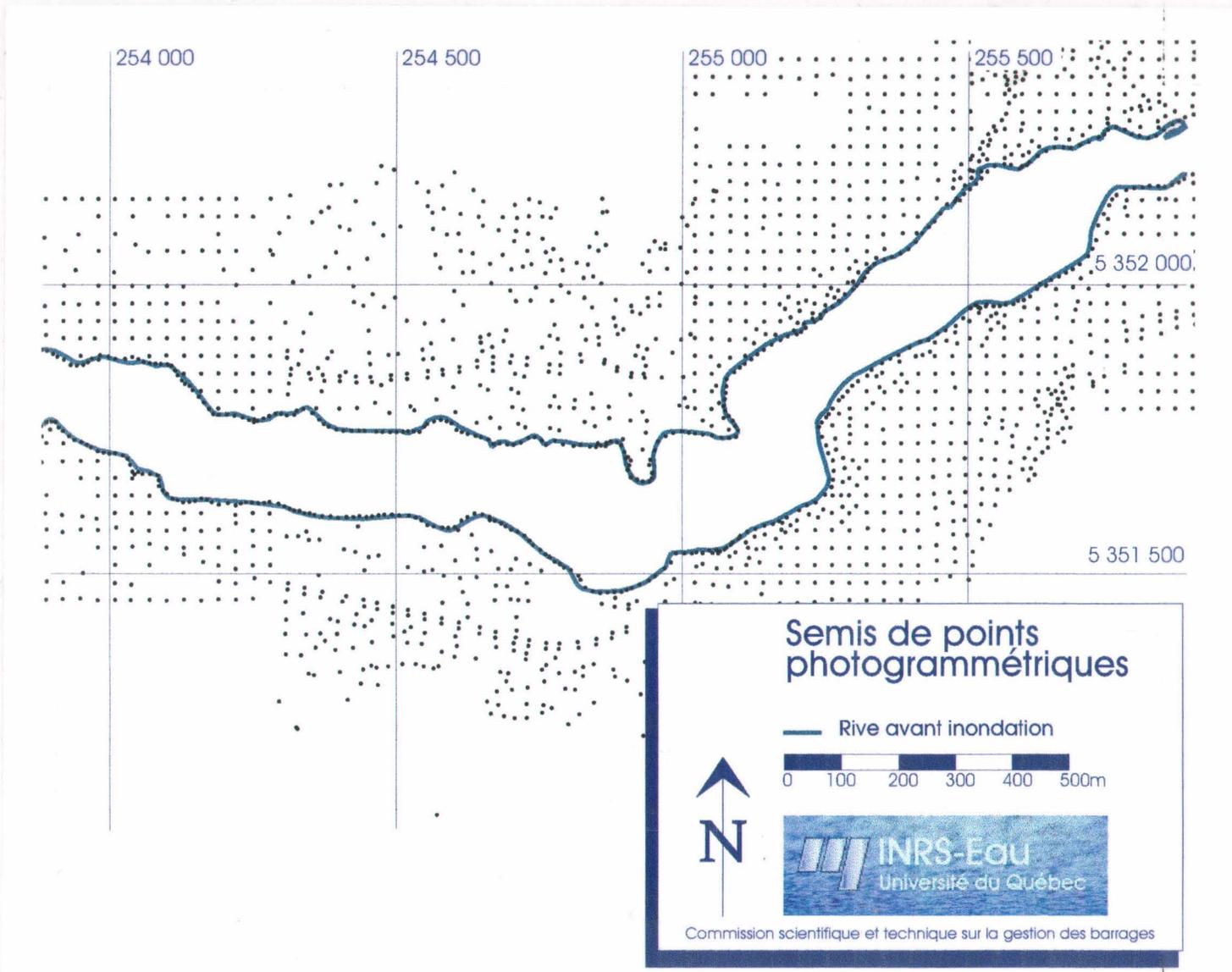
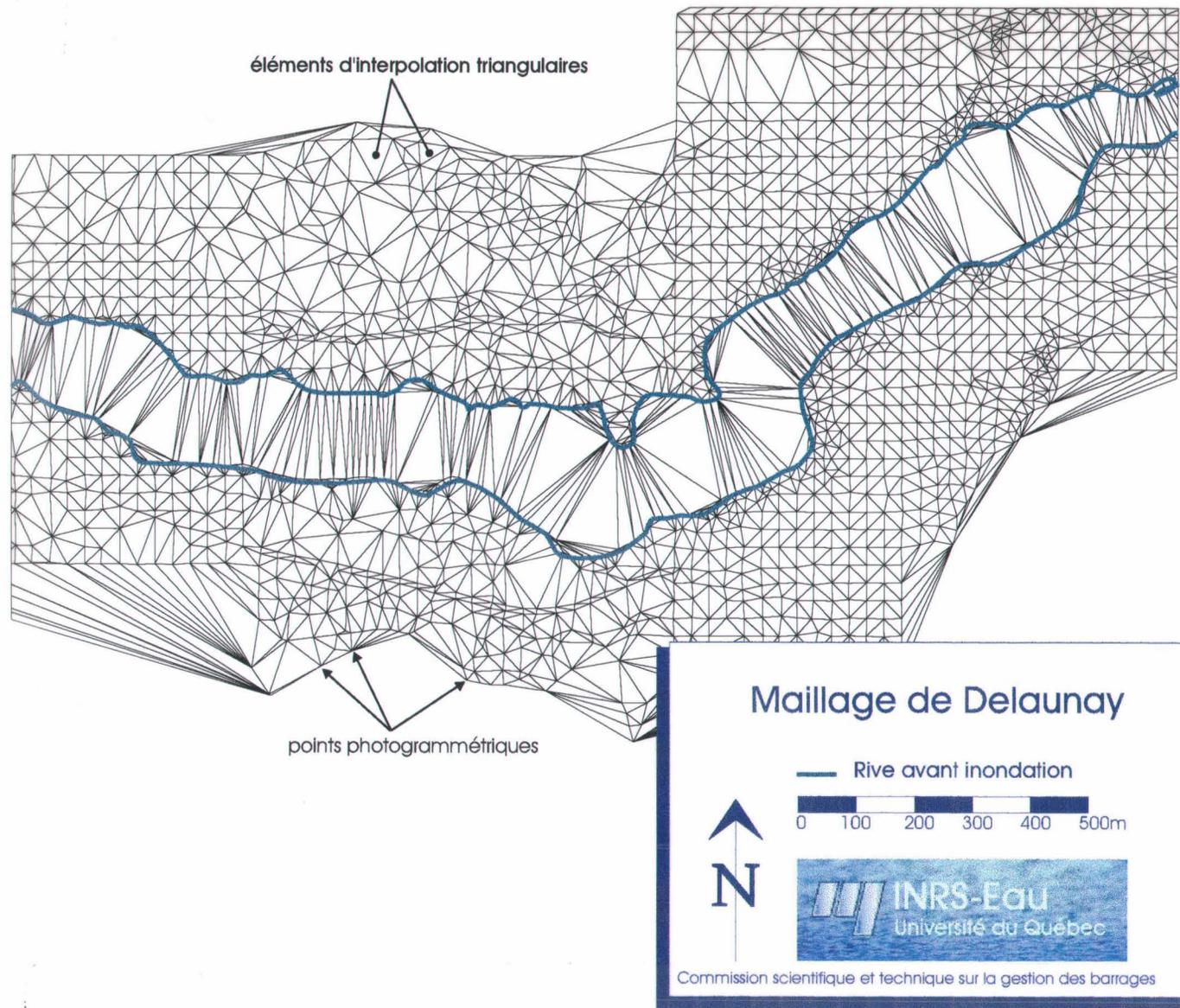
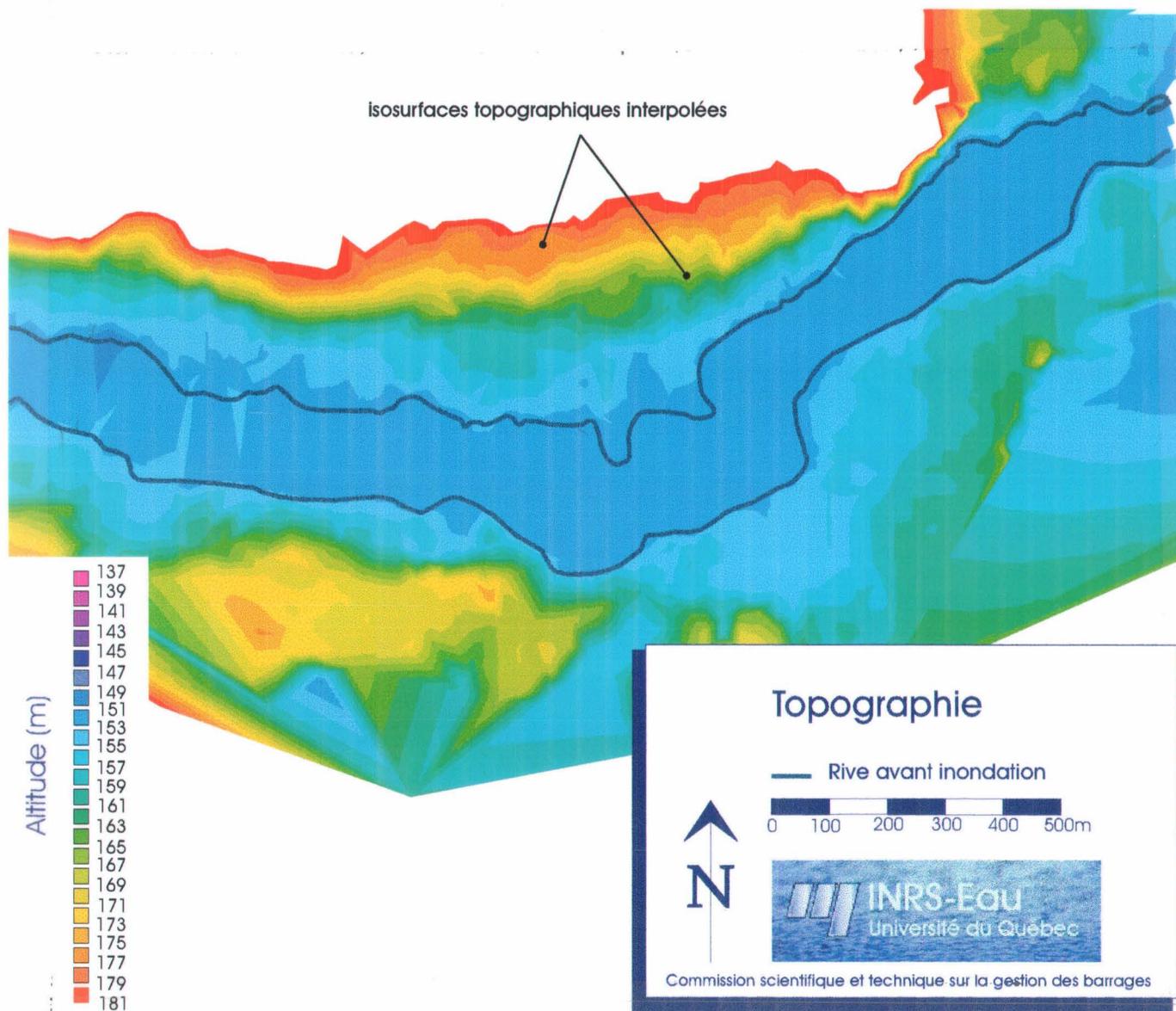


Planche 1 : Plaine inondable - Illustration d'un semis de points photogrammétriques - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi



**Planche 2 : Plaine inondable - Maillage de Delaunay sur le semis de points photogrammétriques - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi**



**Planche 3 : Plaine inondable - Illustration de la topographie obtenue avec le maillage de Delaunay - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi**

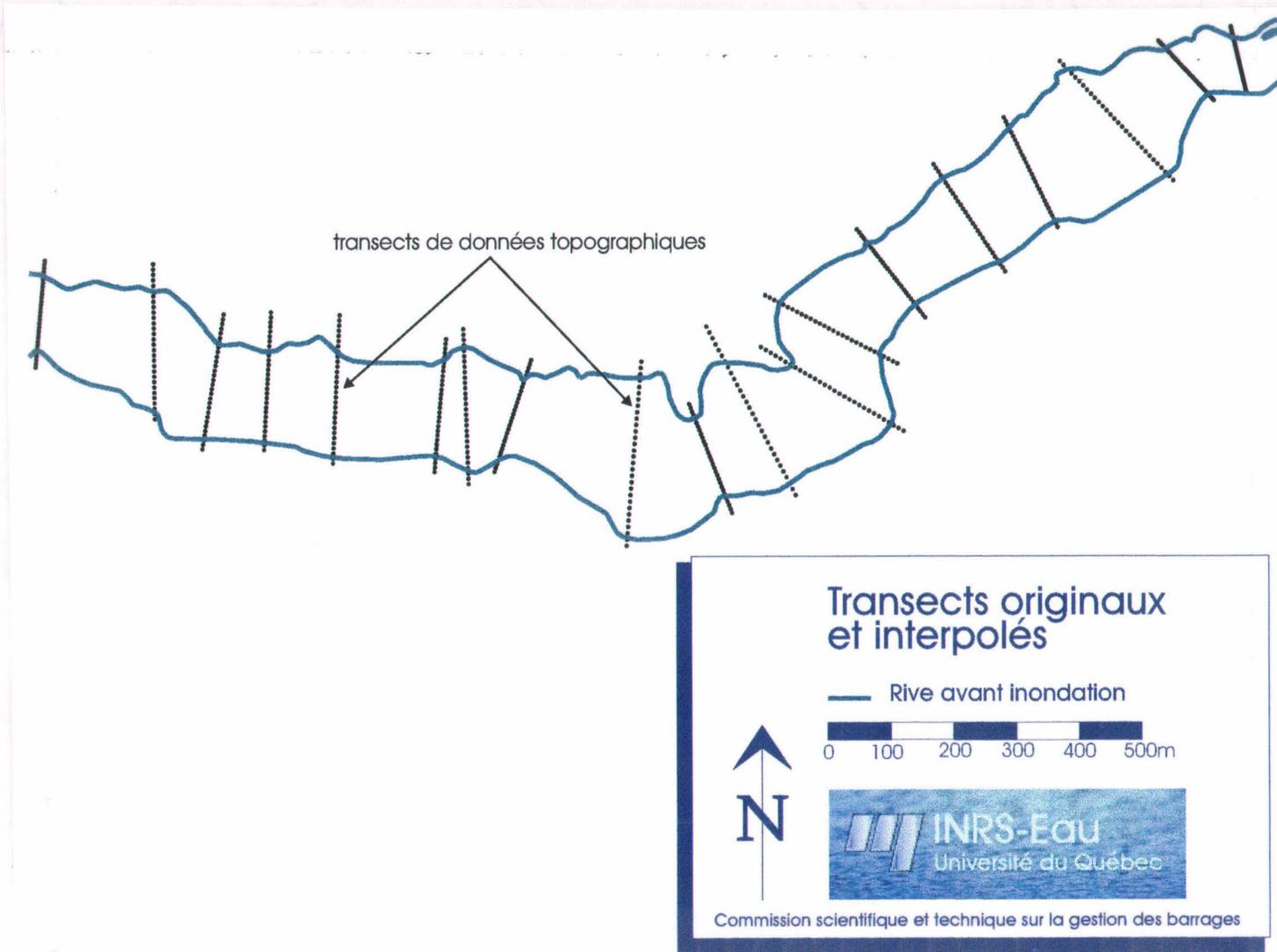


Planche 4 : Lit mineur - Illustration de transects originaux et interpolés - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi (adaptation d'après les données originales du MEF, 1993)

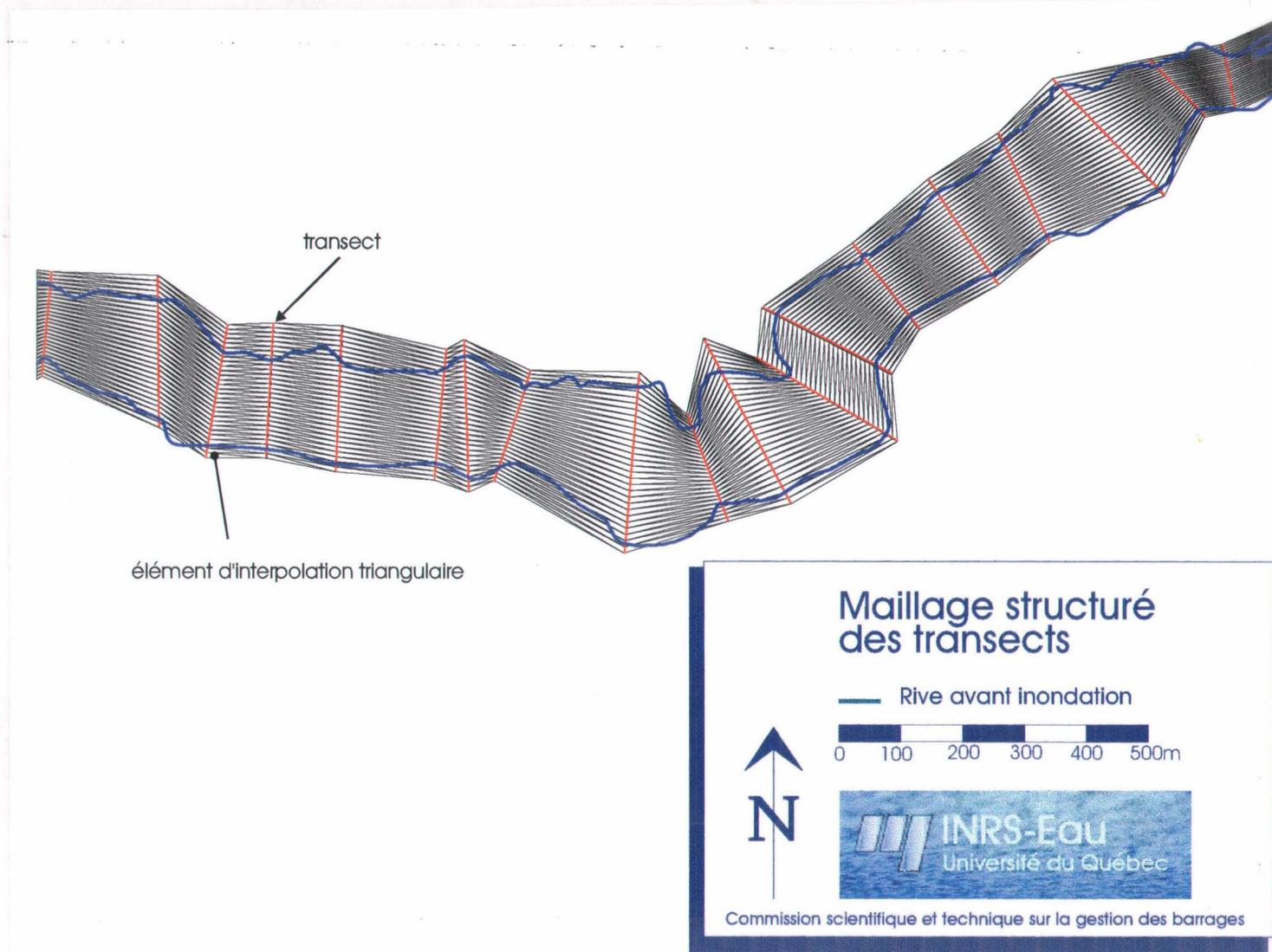


Planche 5 : Lit mineur - illustration du maillage structuré à partir des transects bathymétriques originaux et interpolés - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi

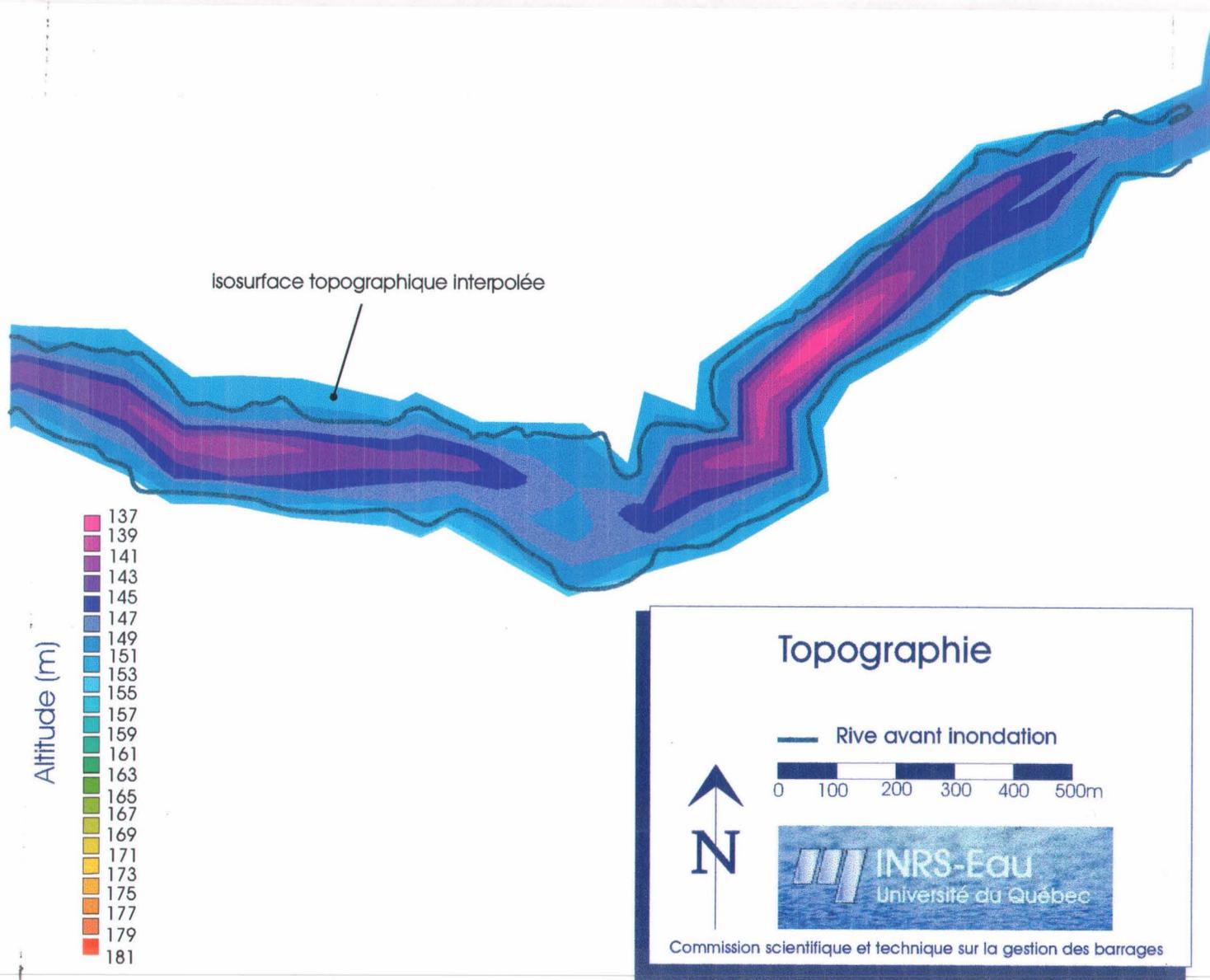


Planche 6 : Lit mineur - Illustration de la topographie obtenue avec le maillage structuré - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi

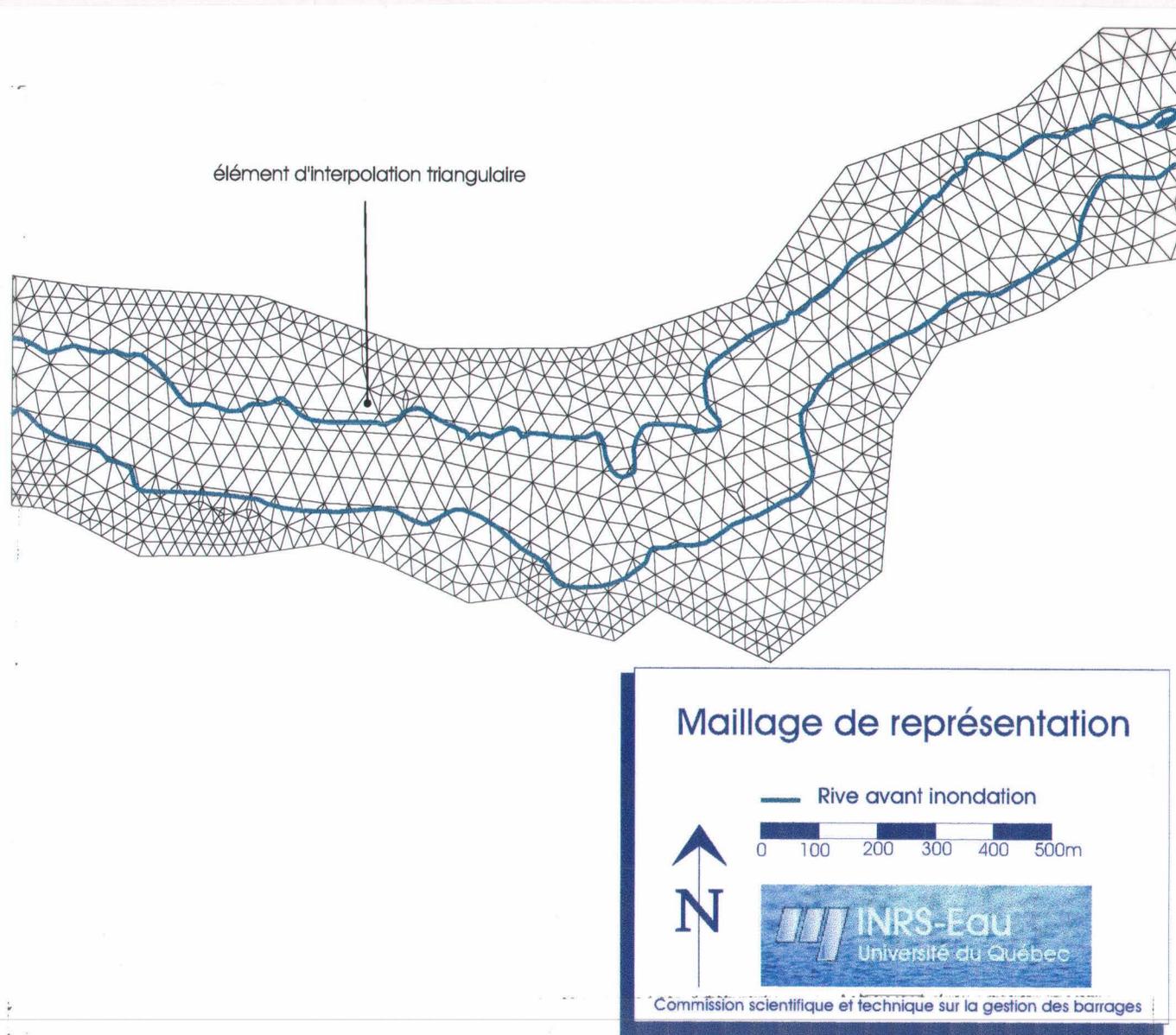


Planche 7 : Maillage dense de représentation du modèle numérique d'élévation - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi

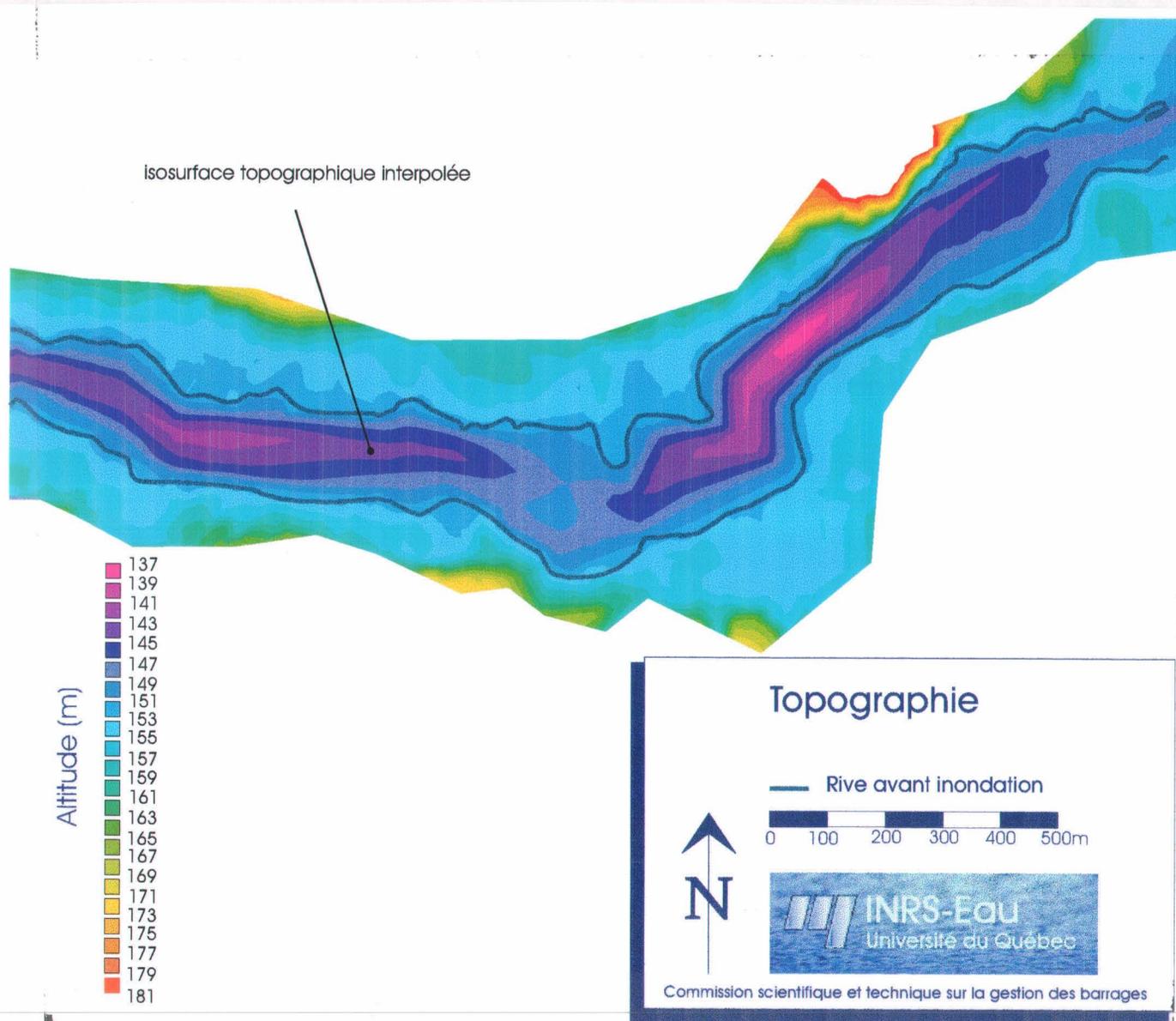


Planche 8 : Topographie de la plaine d'inondation et du lit mineur telle que reproduite à l'aide du maillage dense de représentation - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi

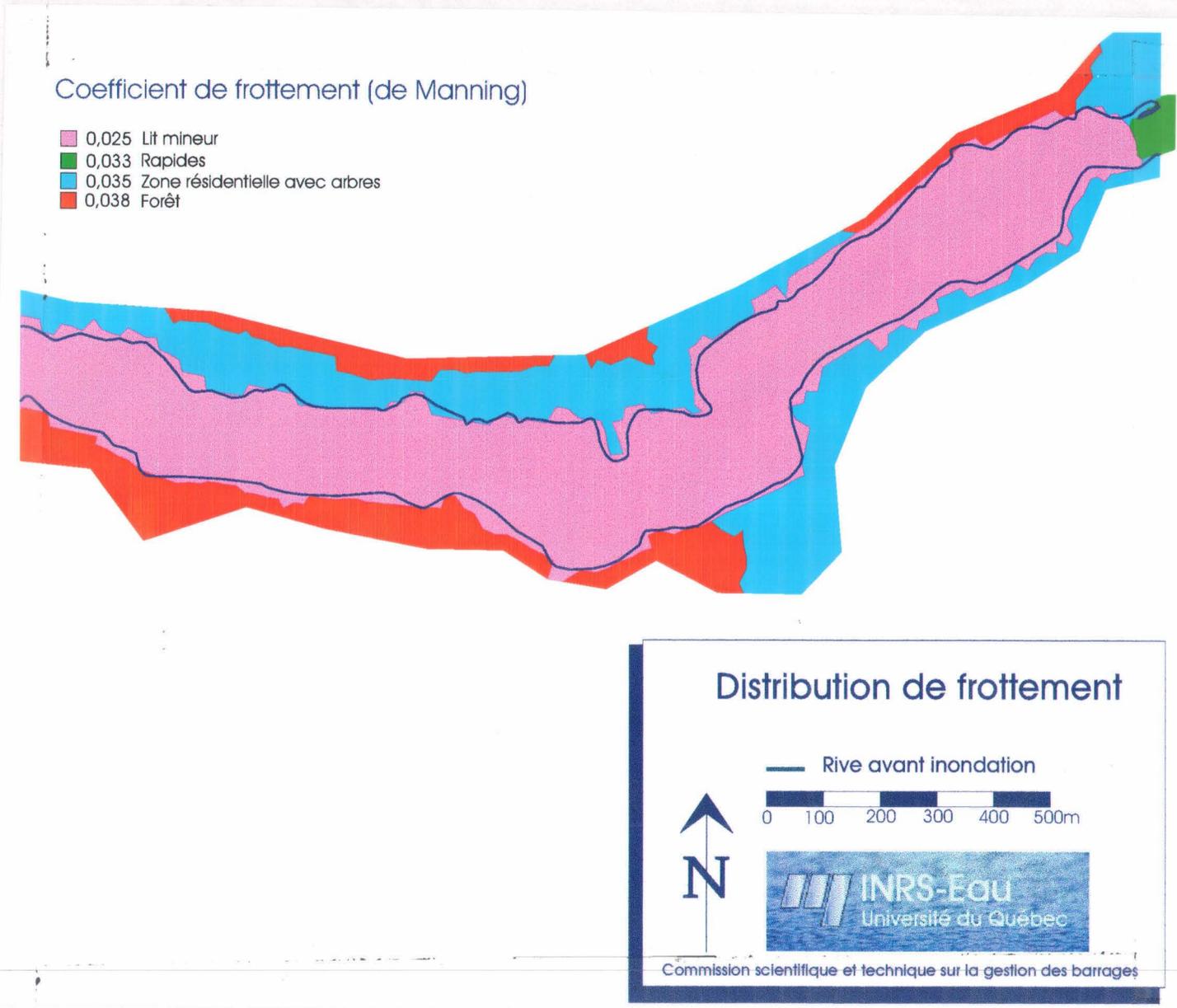


Planche 9 : Partition typique de frottement - Secteur des méandres de la rivière Chicoutimi



## **Résultats de l'analyse morphologique aux contournements des barrages sur la rivière Chicoutimi**

---

Contournement du barrage de la Chute-Gameau  
Condition initiale

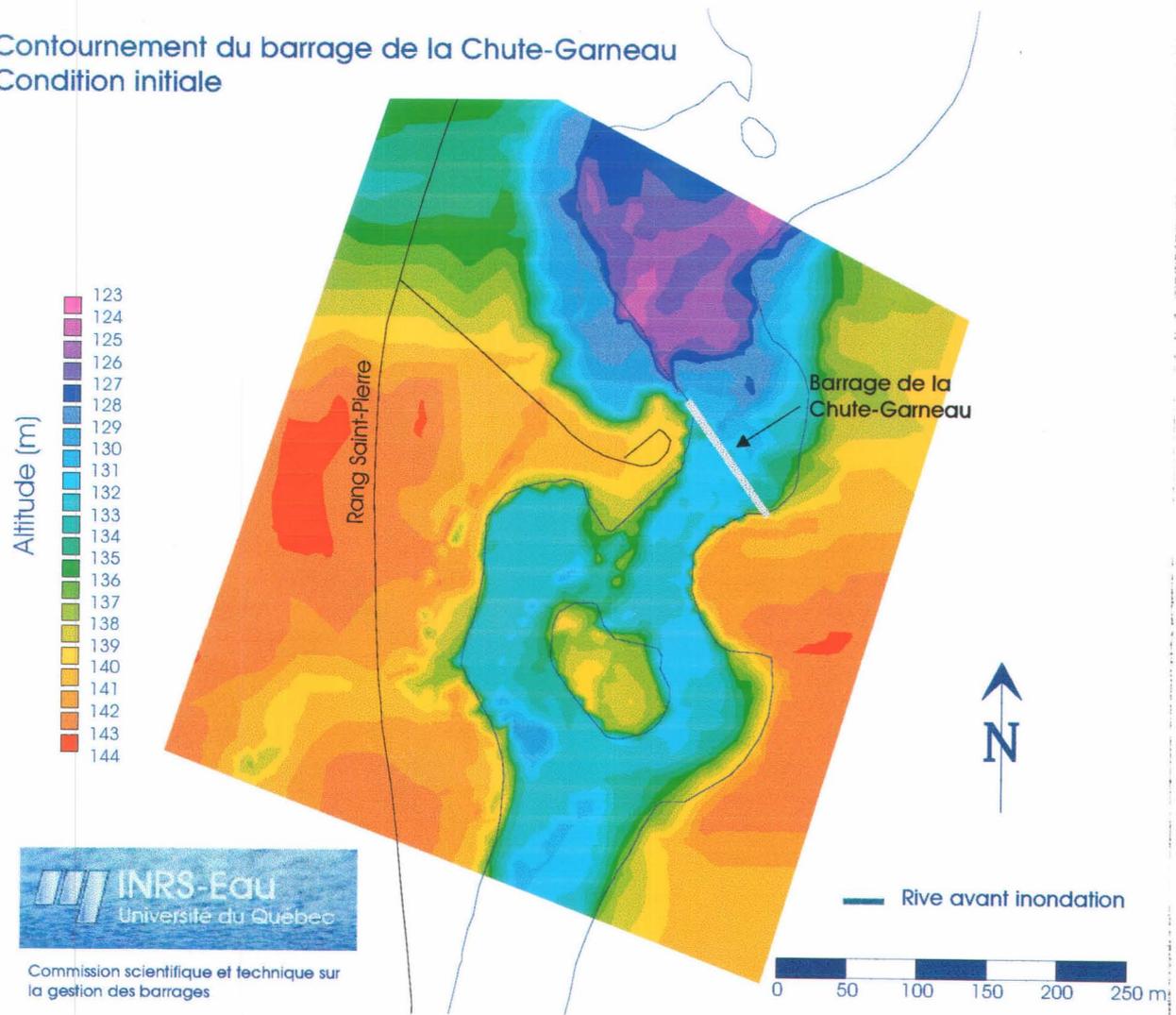


Planche 10 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Gameau -  
Condition initiale (valable jusqu'à 12h00 le 20 juillet 1996)

Contournement du barrage de la Chute-Garneau  
06h00 le 21 juillet 1996

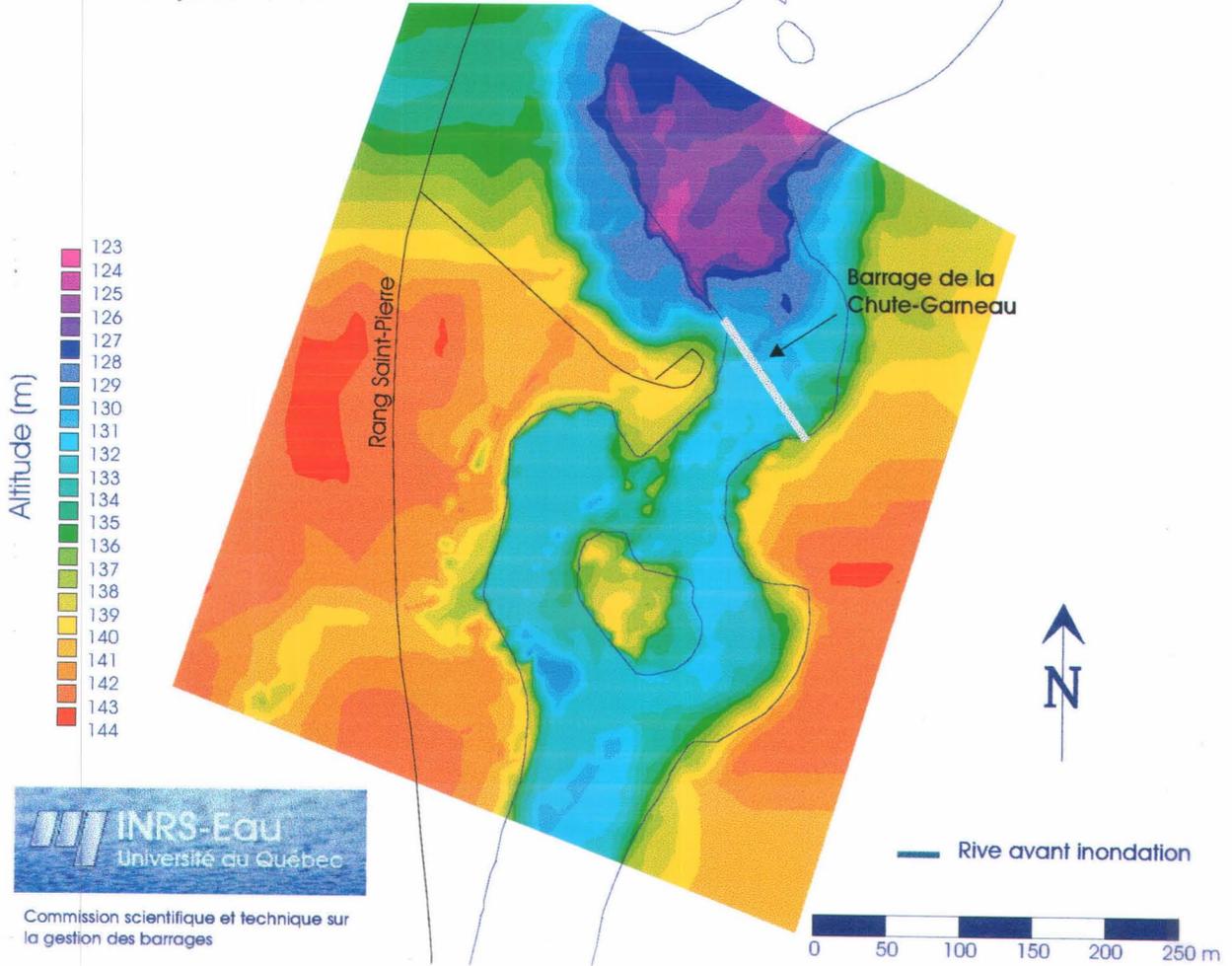


Planche 11 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau -  
Condition à 06h00 le 21 juillet 1996

Contournement du barrage de la Chute-Garneau  
12h00 le 21 juillet 1996

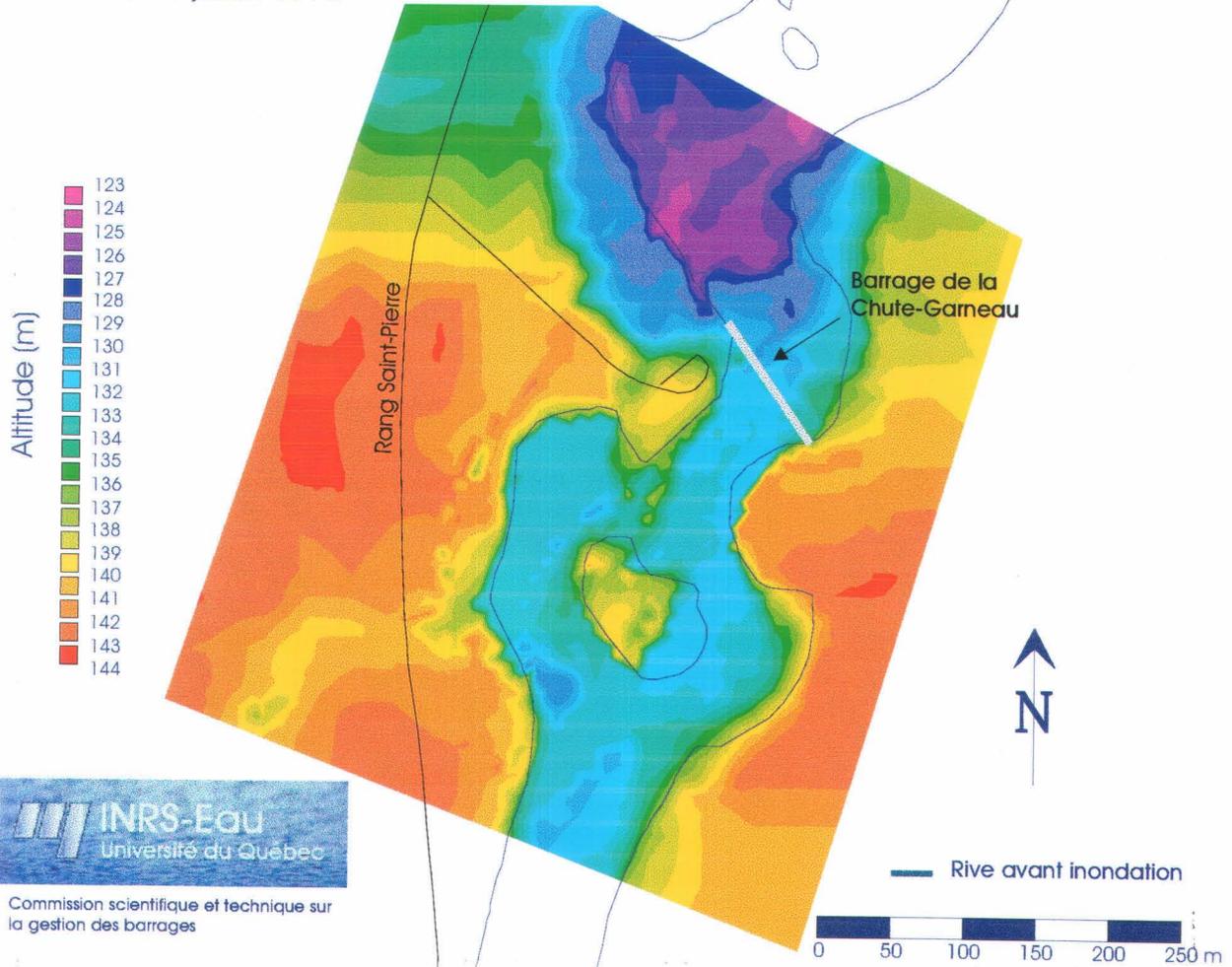


Planche 12 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau -  
Condition à 12h00 le 21 juillet 1996

Contournement du barrage de la Chute-Garneau  
18h00 le 22 juillet 1996

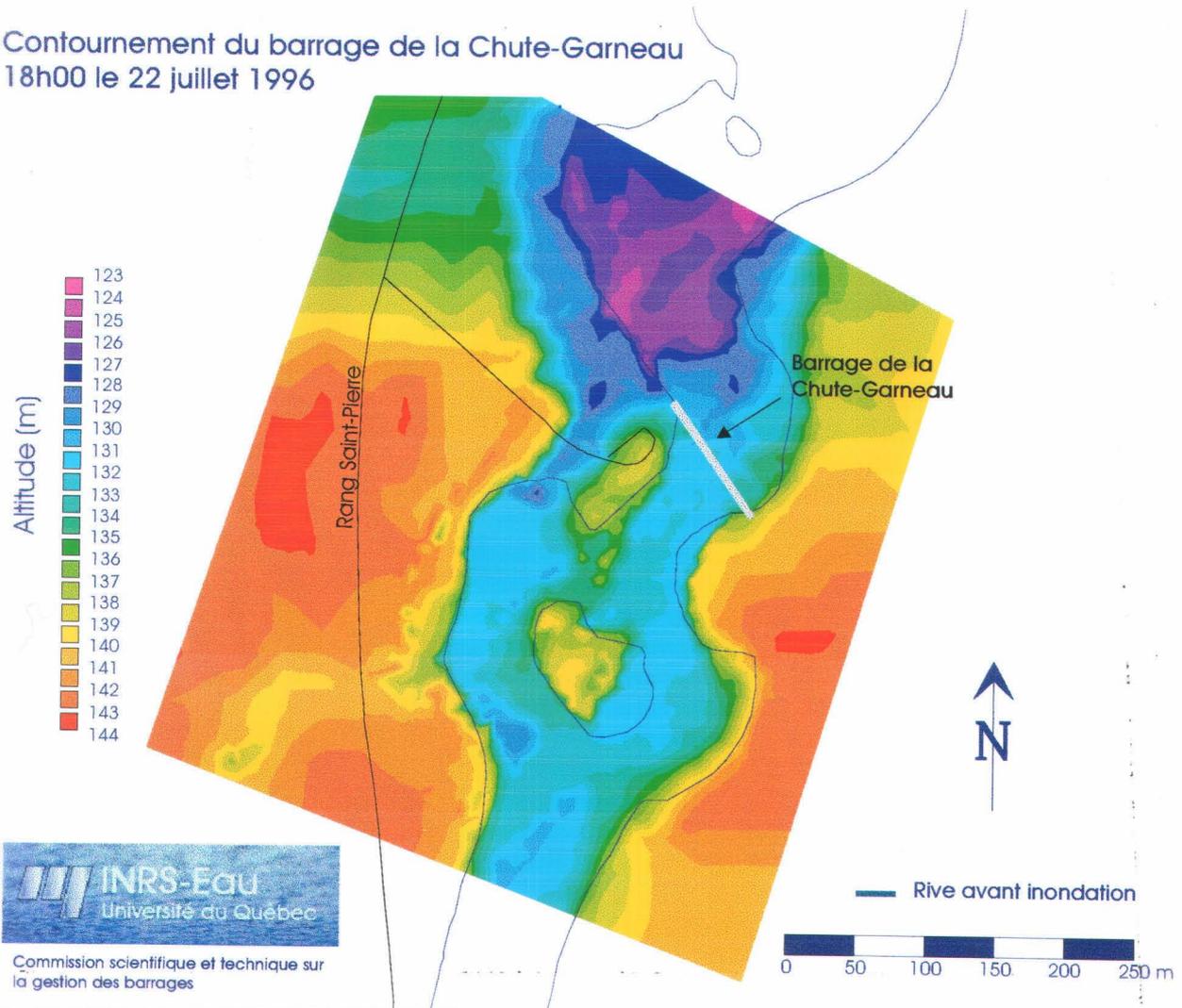


Planche 13 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau -  
Condition à 18h00 le 22 juillet 1996

Contournement du barrage de la Chute-Garneau  
condition finale après le 25 juillet 1996

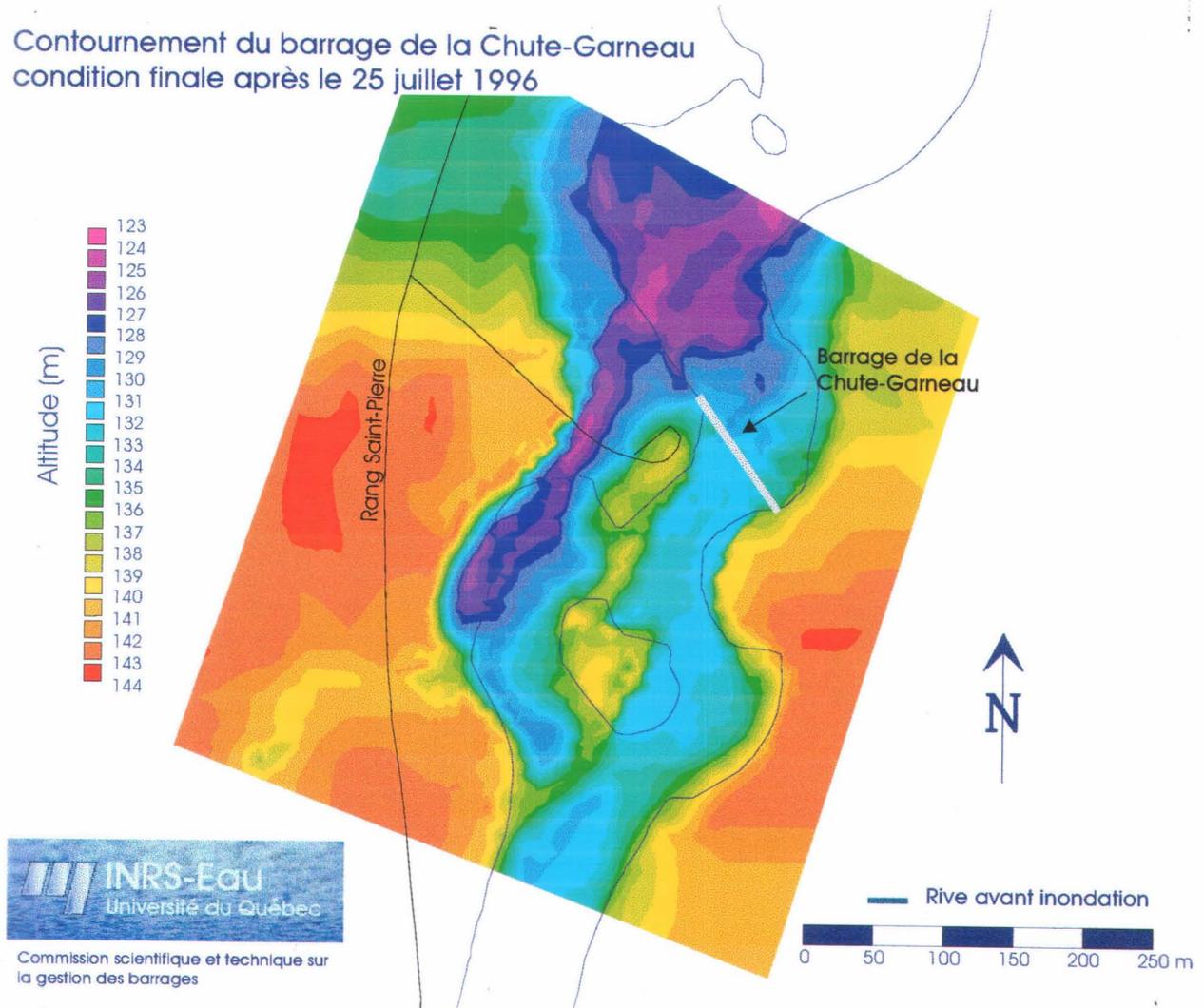


Planche 14 : Évolution topographique du contournement du barrage Chute Garneau -  
Condition finale après le 25 juillet 1996

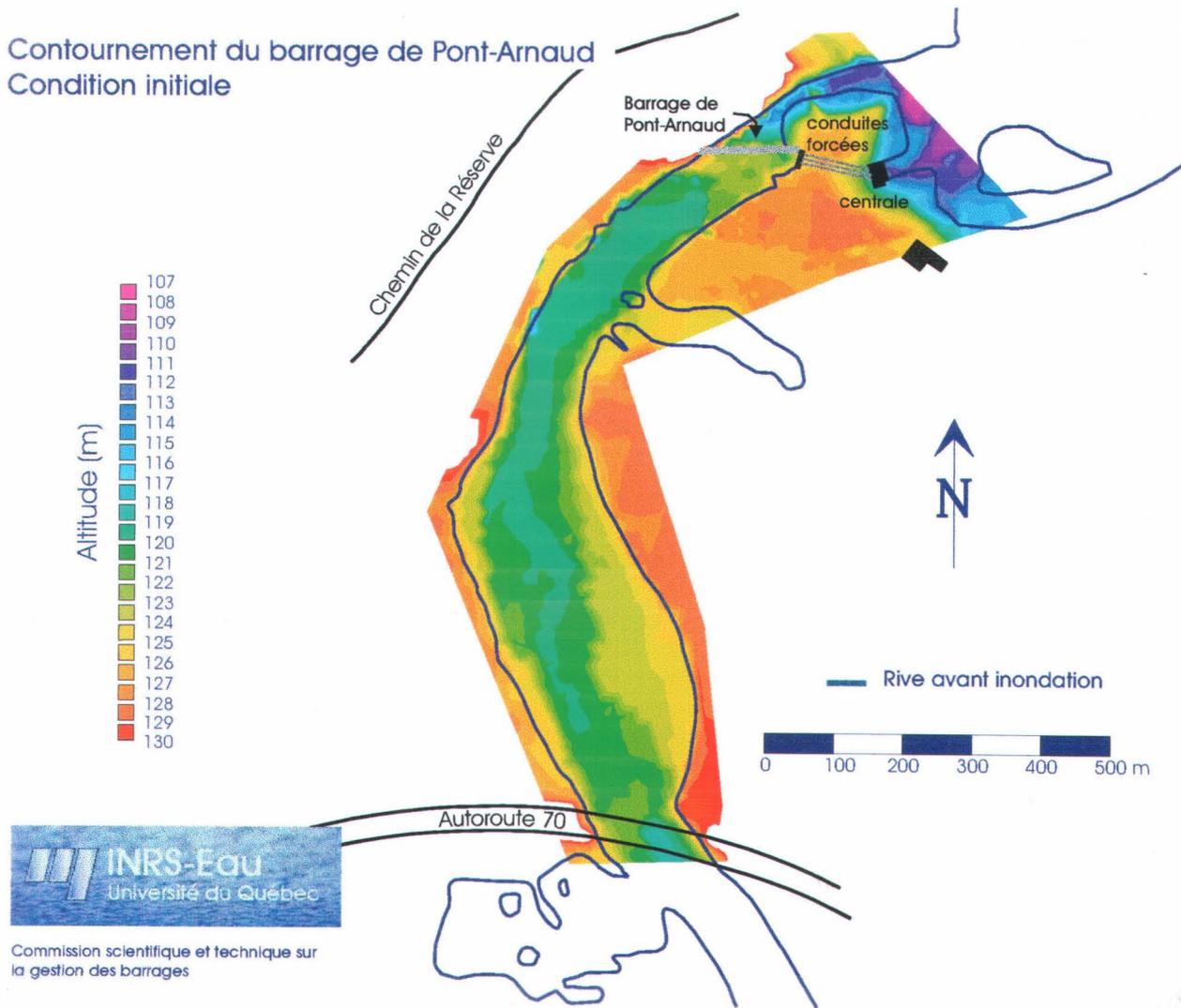


Planche 15 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition initiale le 20 juillet 1996 à 12h00

Contournement du barrage de Pont-Arnaud  
11h00 le 21 juillet 1996

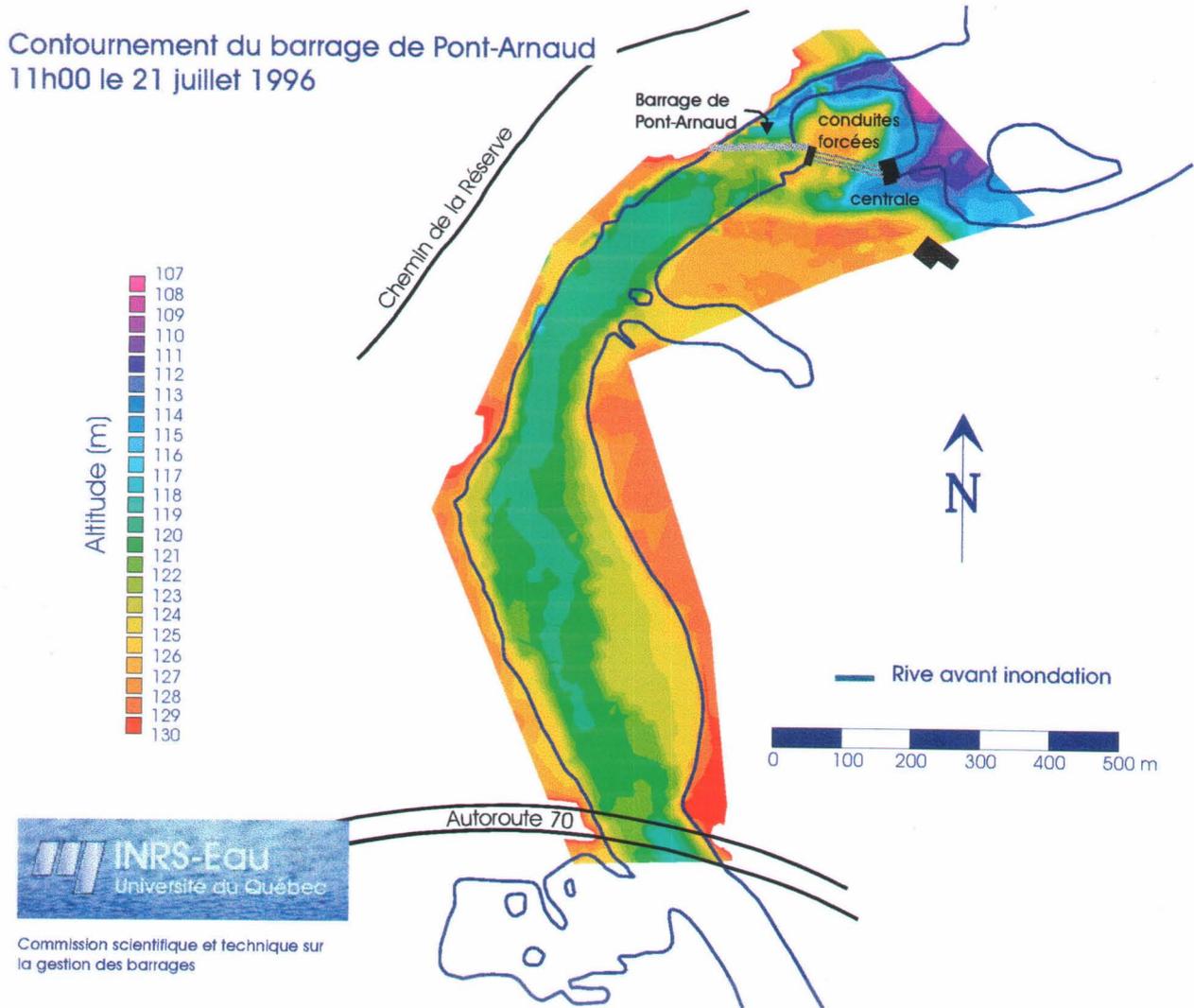


Planche 16 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition à 11h00 le 21 juillet 1996

Contournement du barrage de Pont-Arnaud  
13h00 le 21 juillet 1996

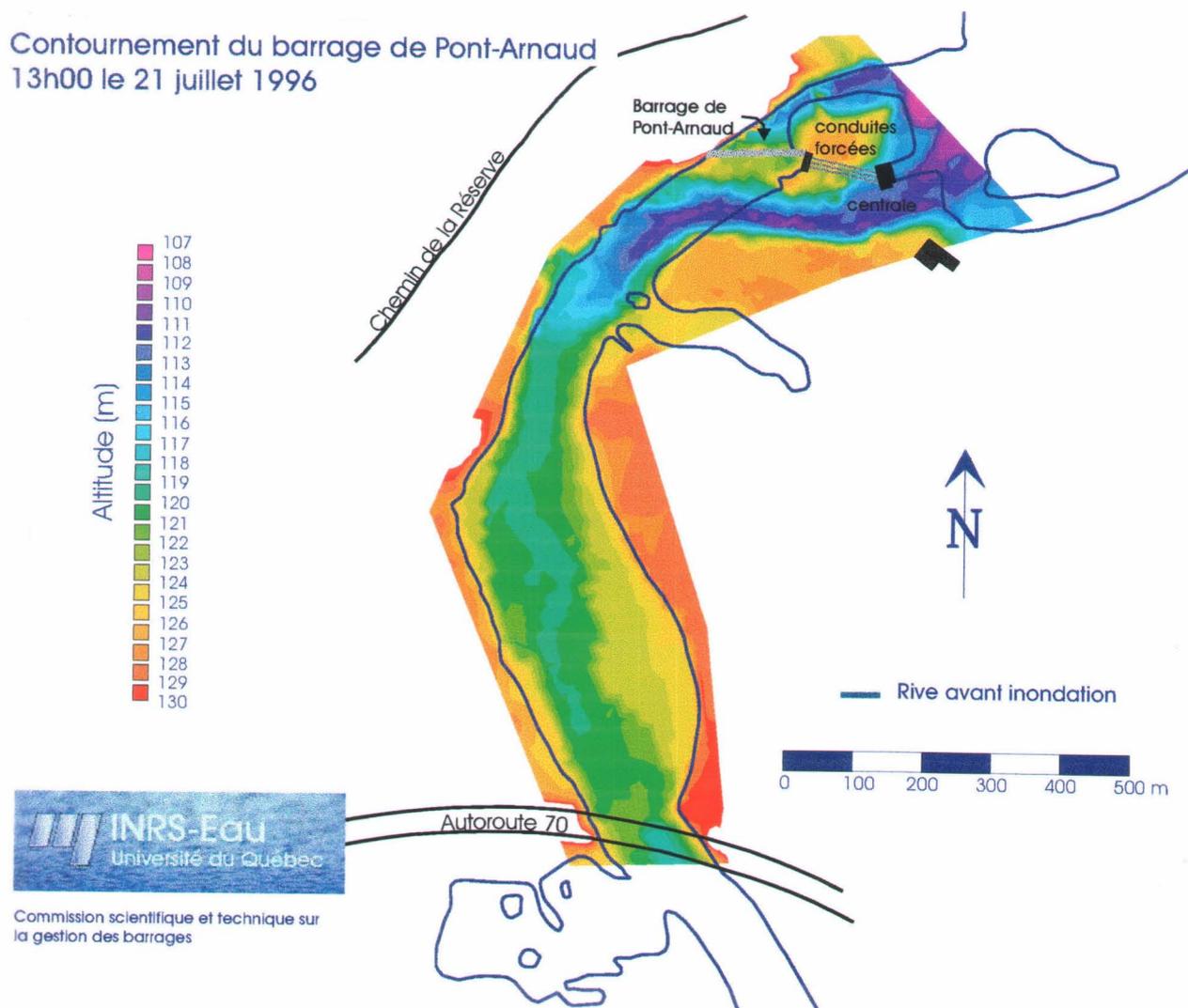


Planche 17 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition à 13h00 le 21 juillet 1996

Contournement du barrage de Pont-Arnaud  
16h00 le 21 juillet 1996

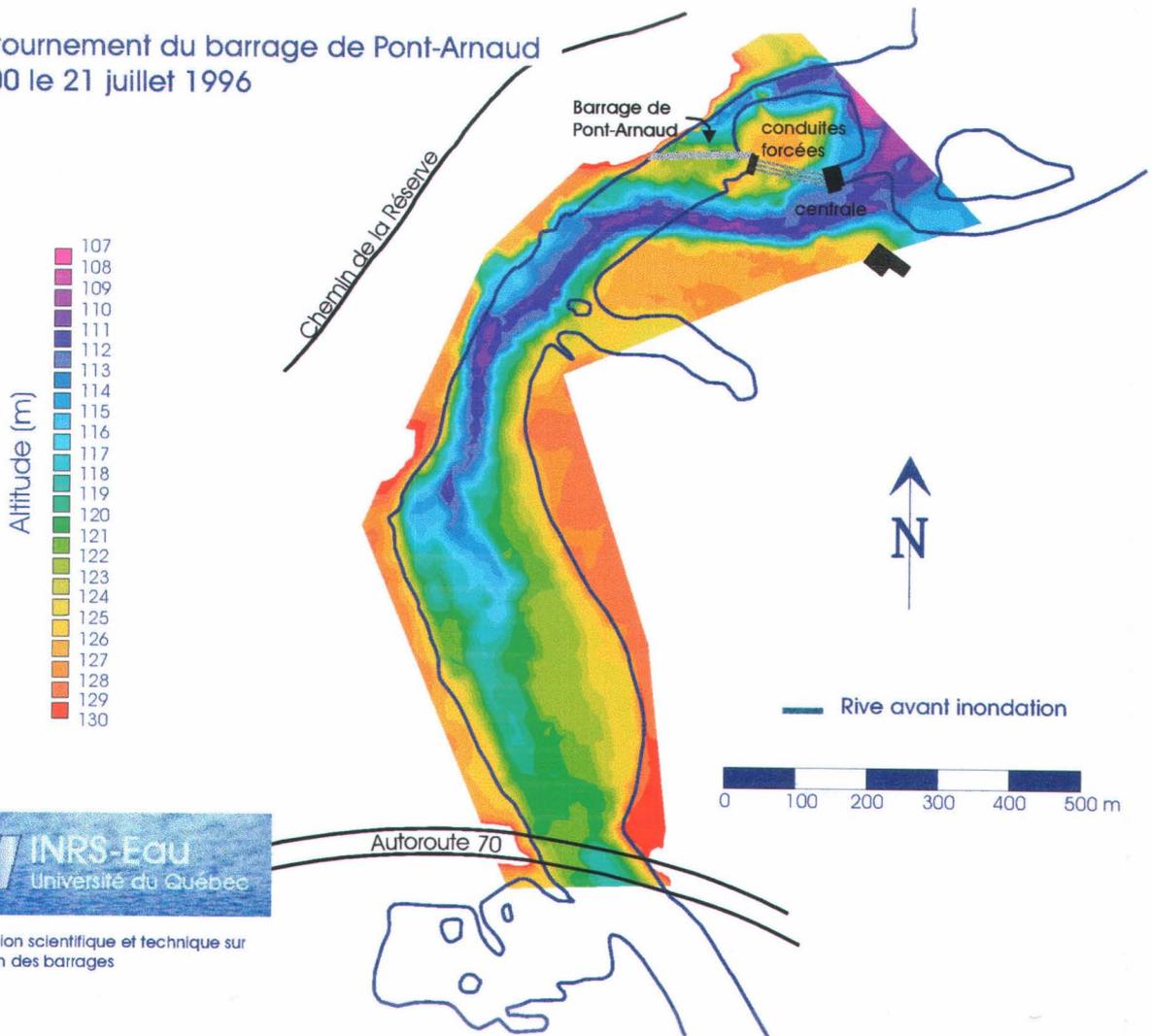


Planche 18 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition à 16h00 le 21 juillet 1996

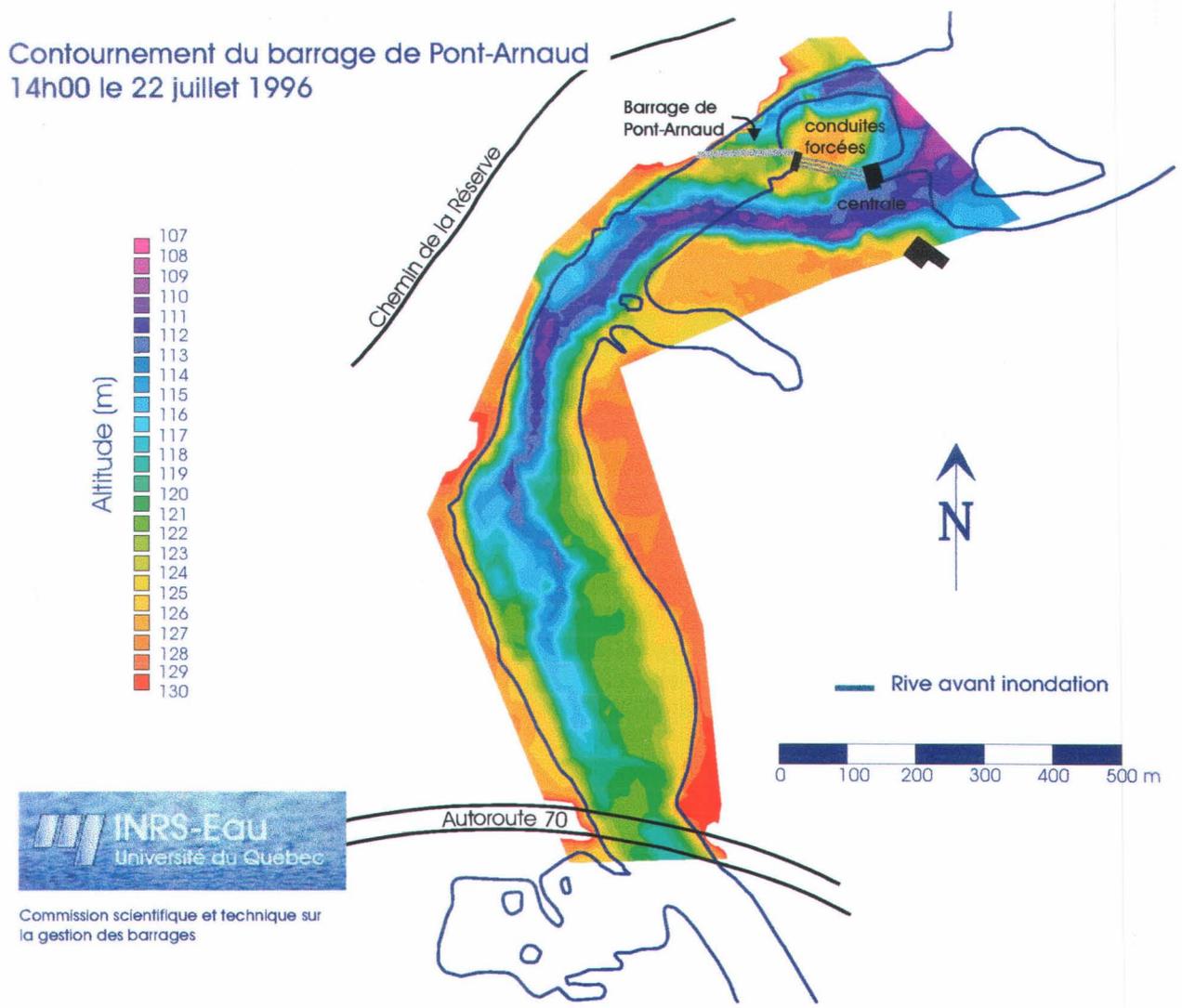


Planche 19 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition à 14h00 le 22 juillet 1996

Contournement du barrage de Pont-Arnaud  
Condition finale le 25 juillet 1996

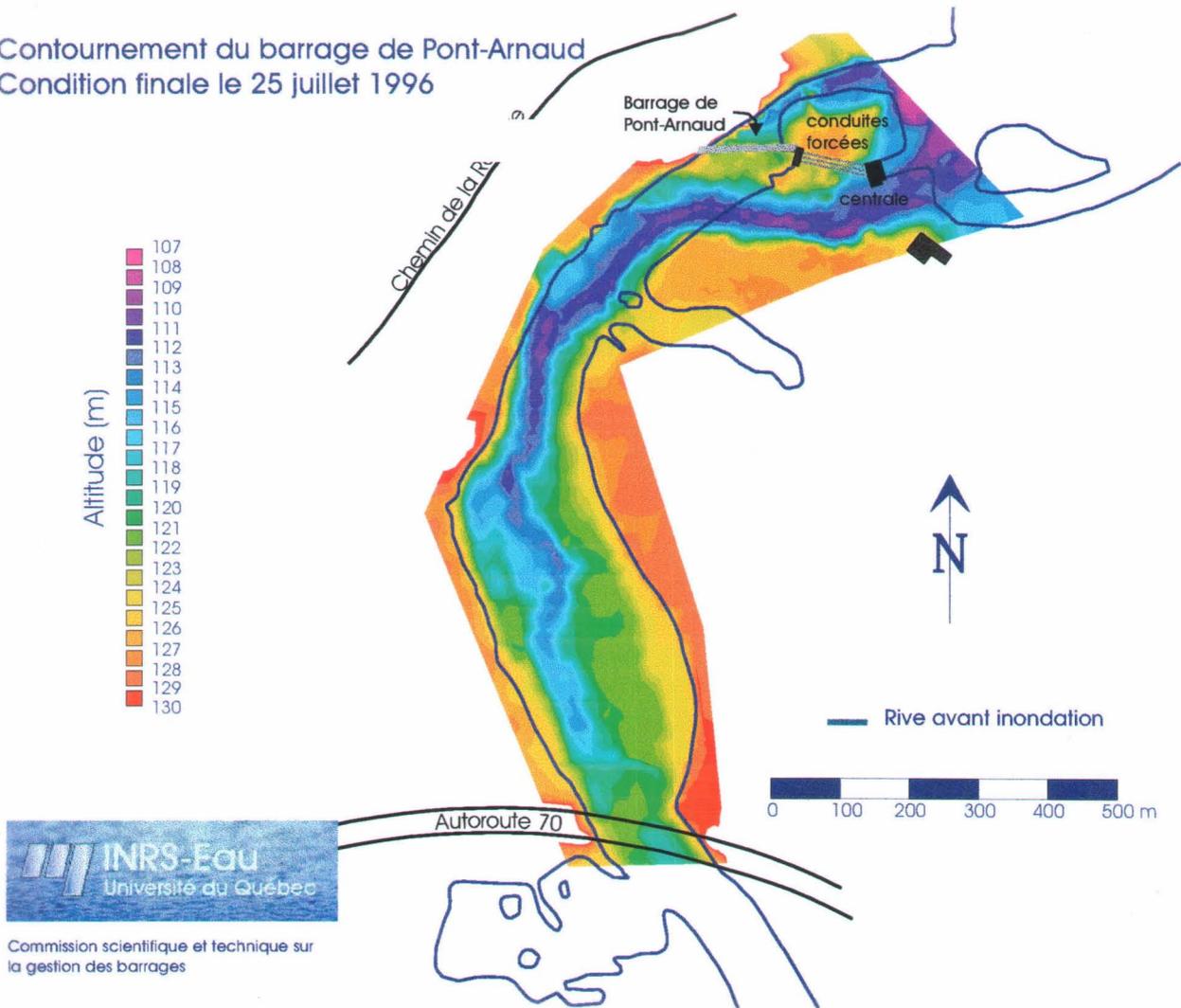
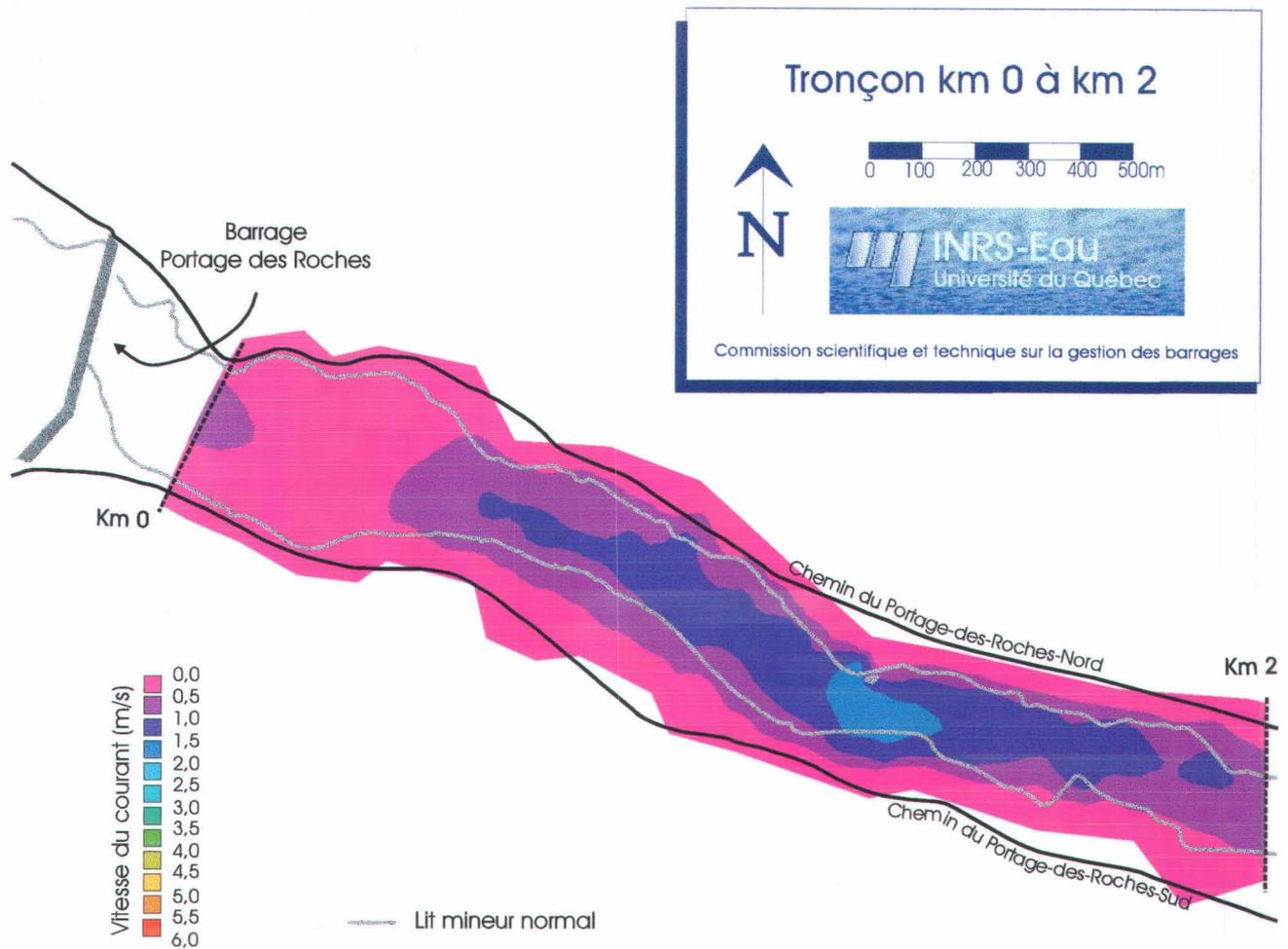


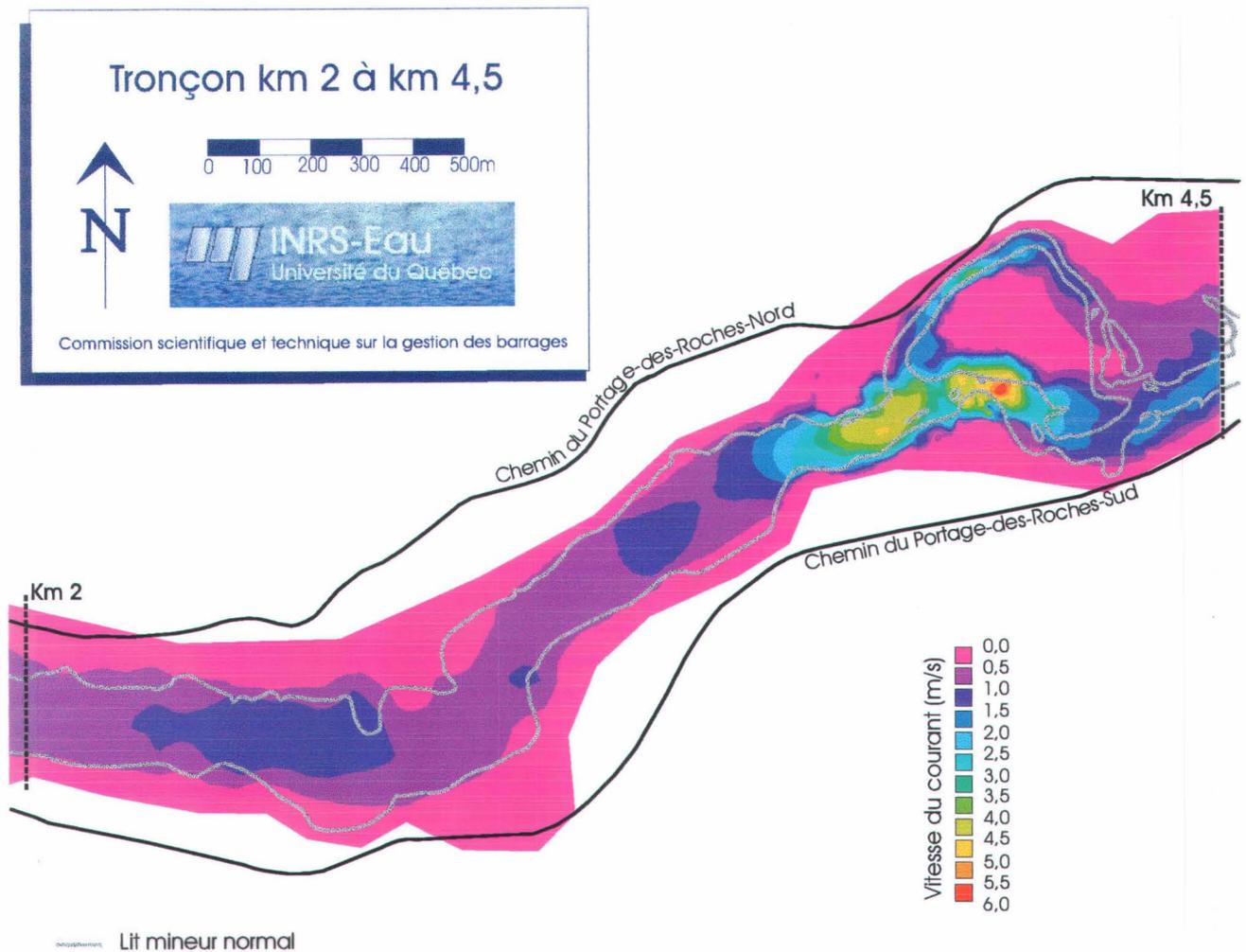
Planche 20 : Évolution topographique du contournement du barrage Pont-Arnaud -  
Condition finale le 25 juillet 1996

## **Résultats des simulations hydrodynamiques sur la rivière Chicoutimi**

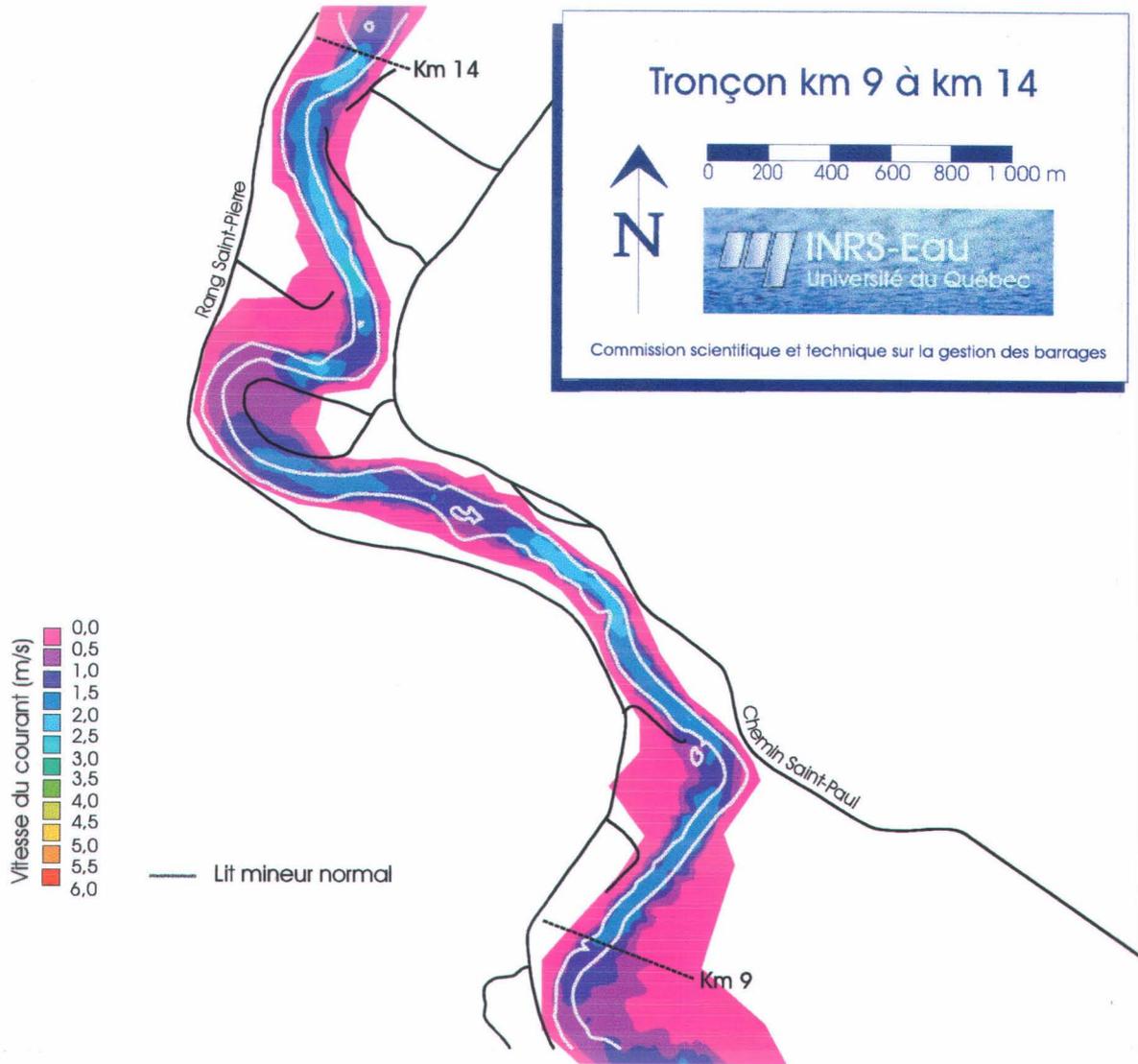
---



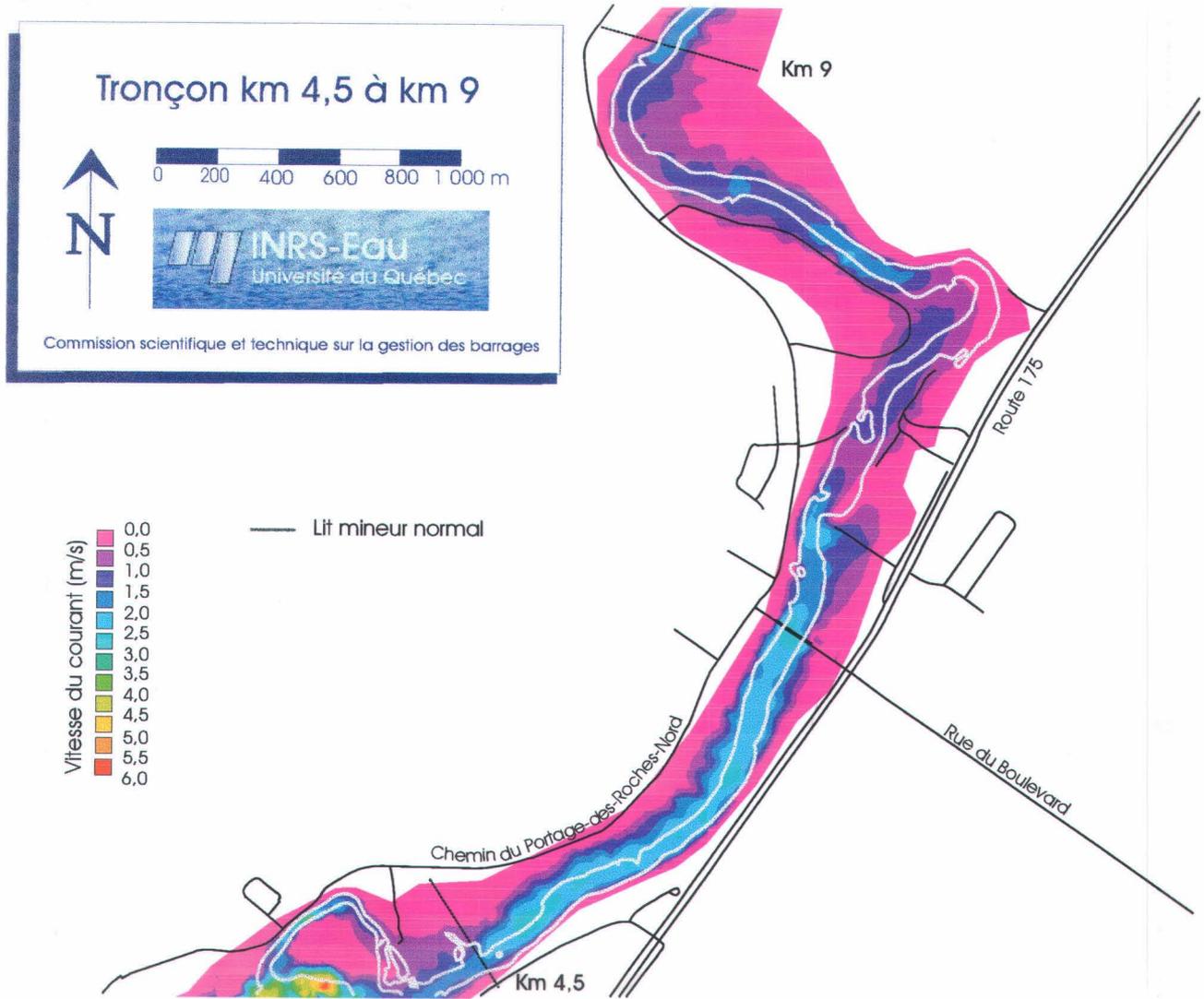
**Planche 21 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 0 à km 2**



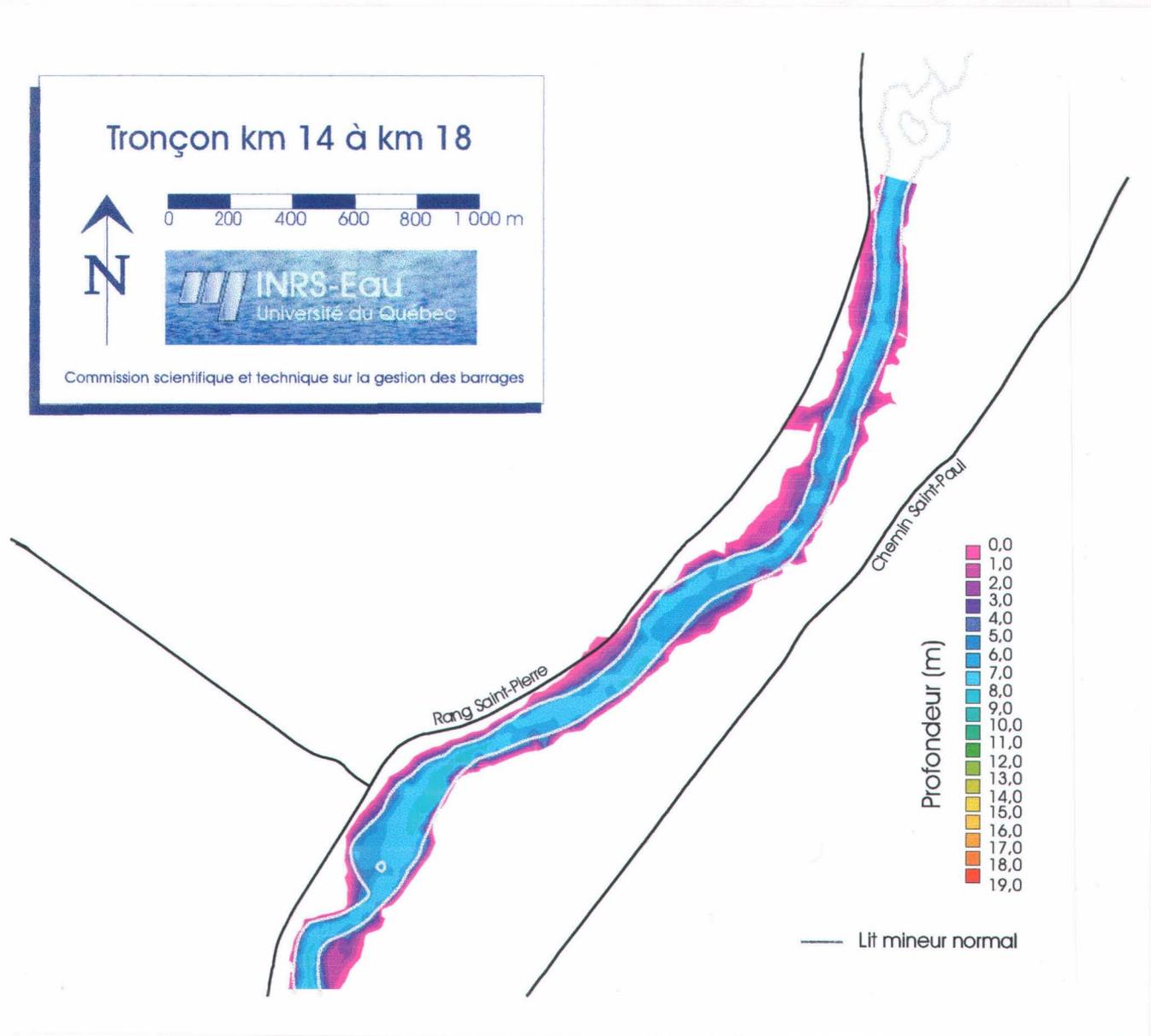
**Planche 22 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 2 à km 4,5**



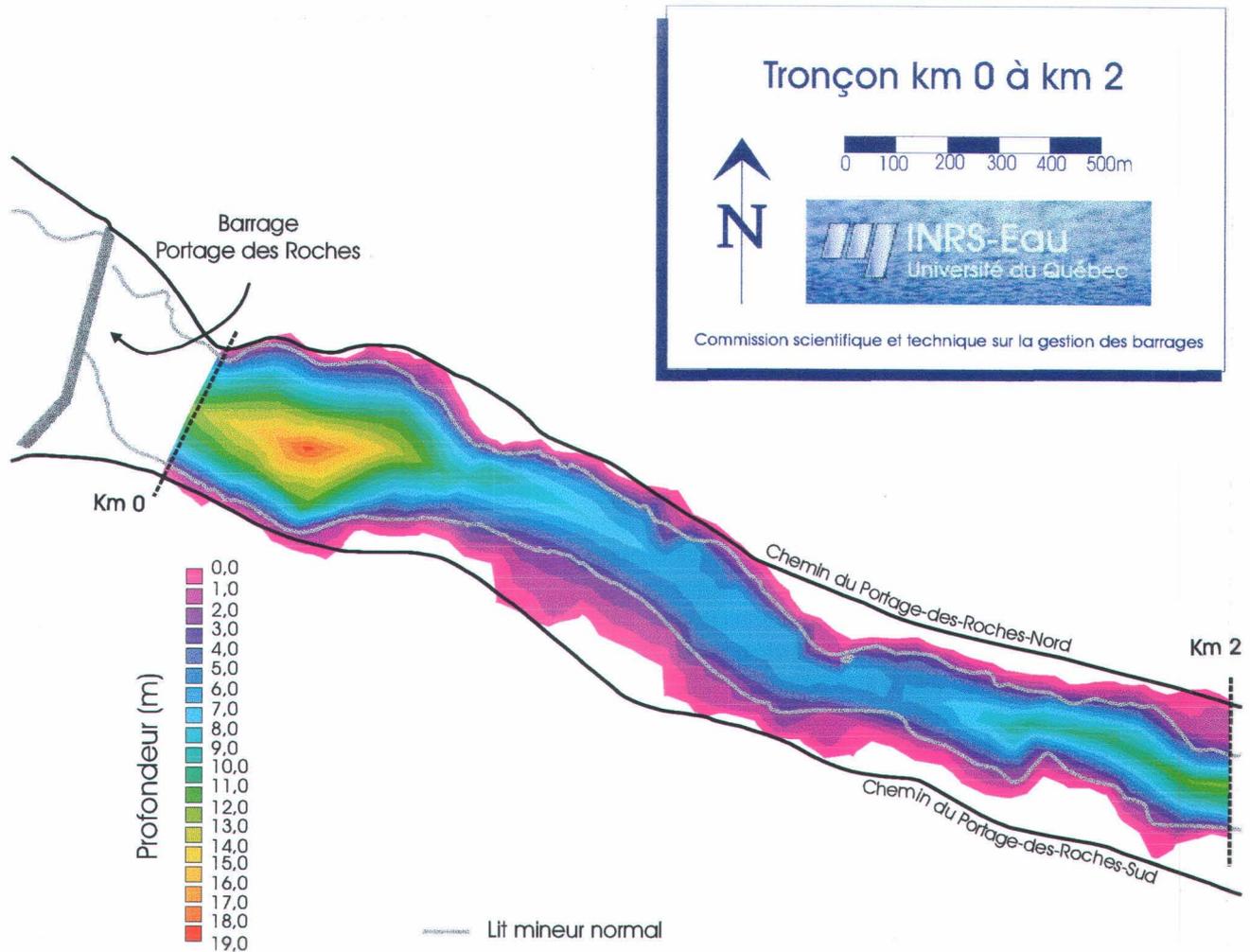
**Planche 24 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 9 à km 14**



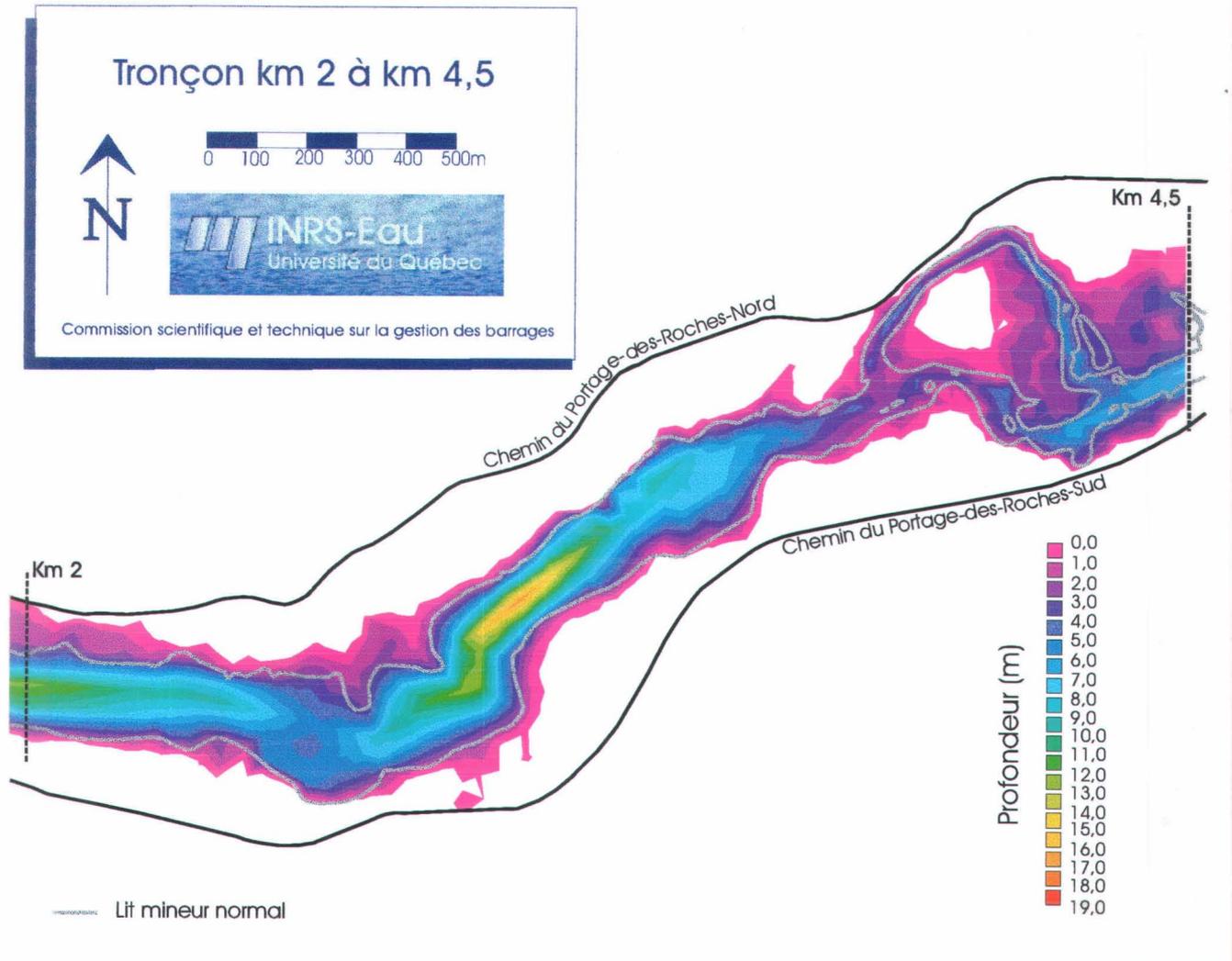
**Planche 23 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 4,5 à km 9**



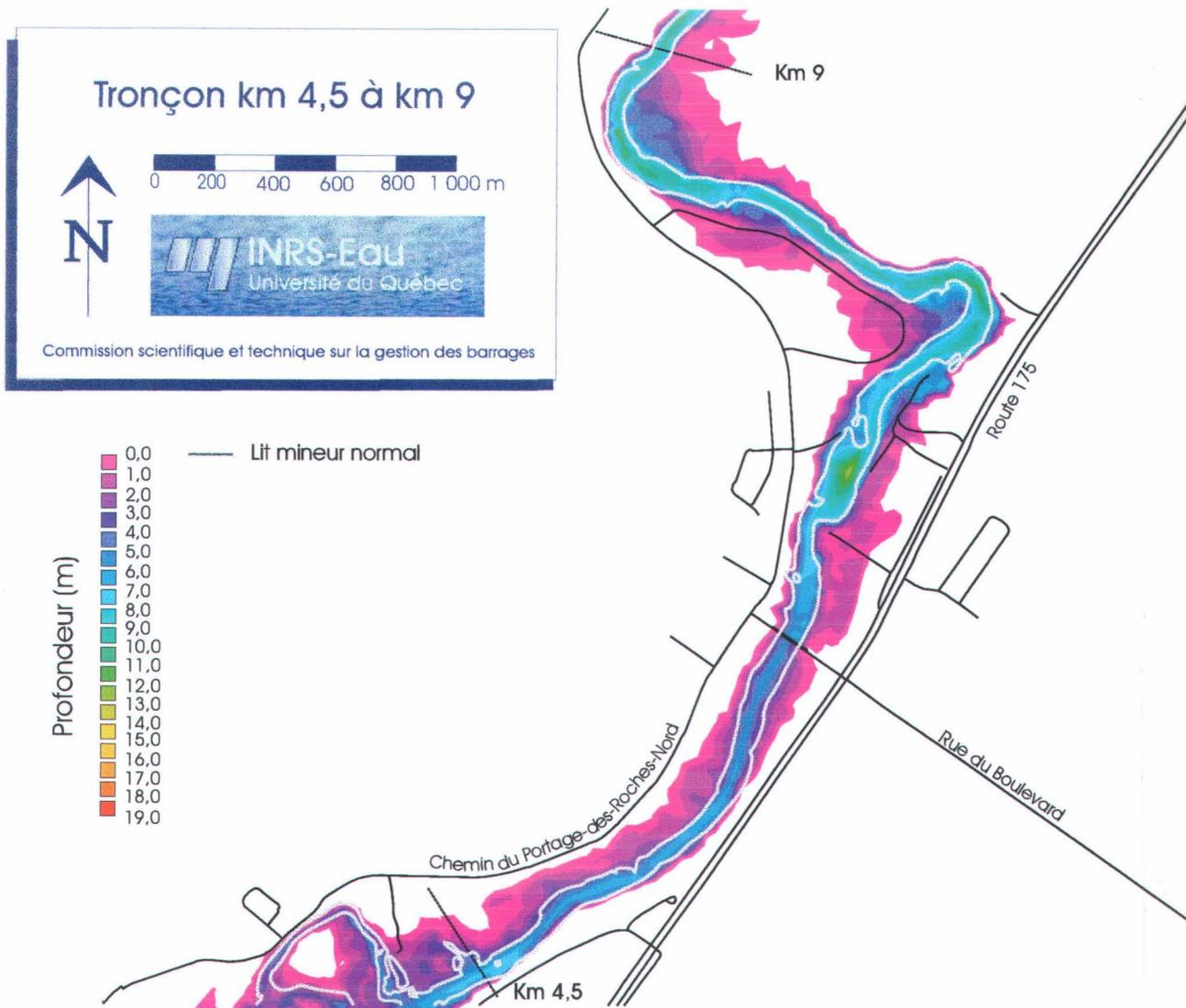
**Planche 25 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des vitesses de courant (module) - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 14 à km 18**



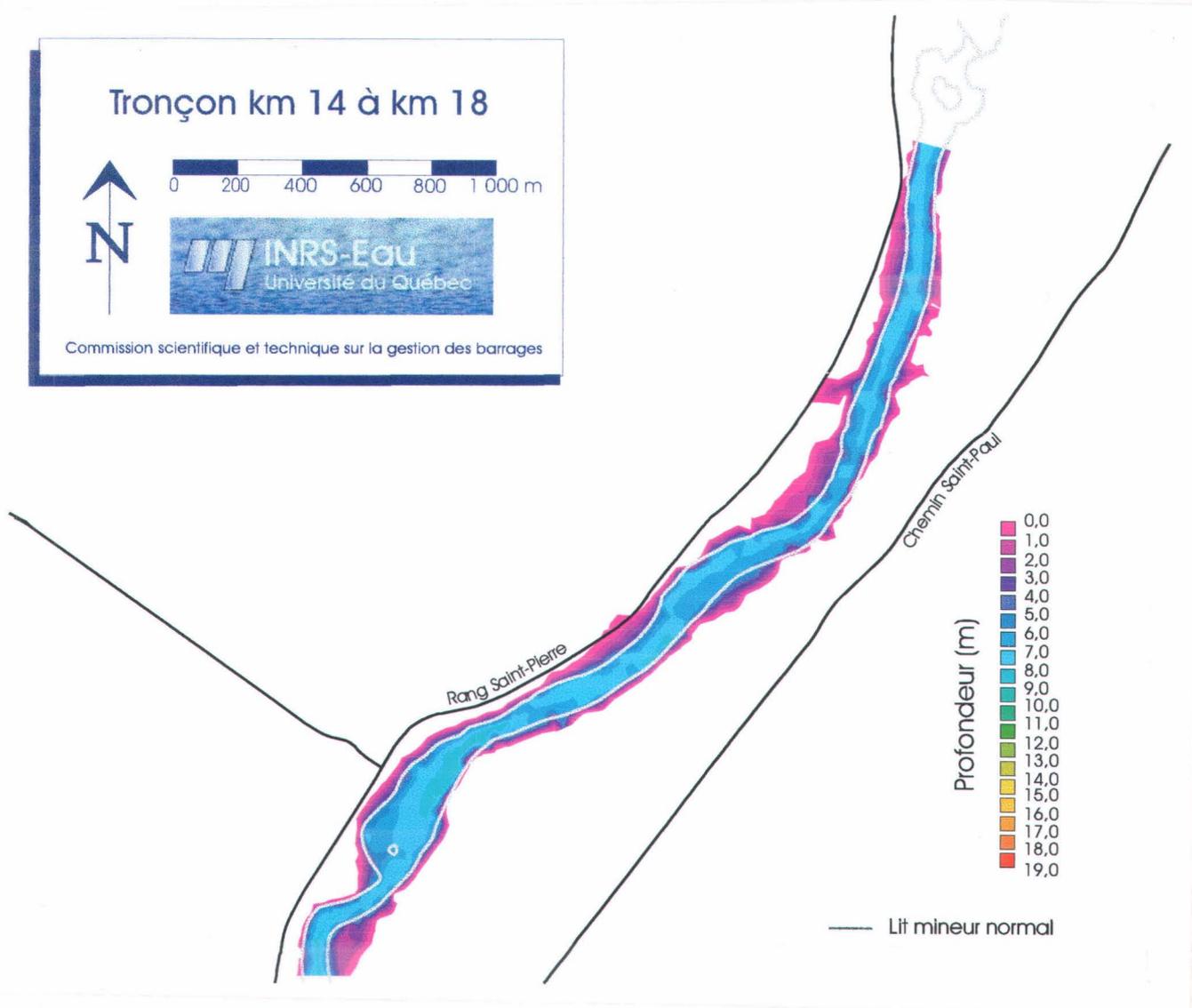
**Planche 26 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 0 à km 2**



**Planche 27 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 2 à km 4,5**



**Planche 28 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 4,5 à km 9**



**Planche 30 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon km 14 à km 18**

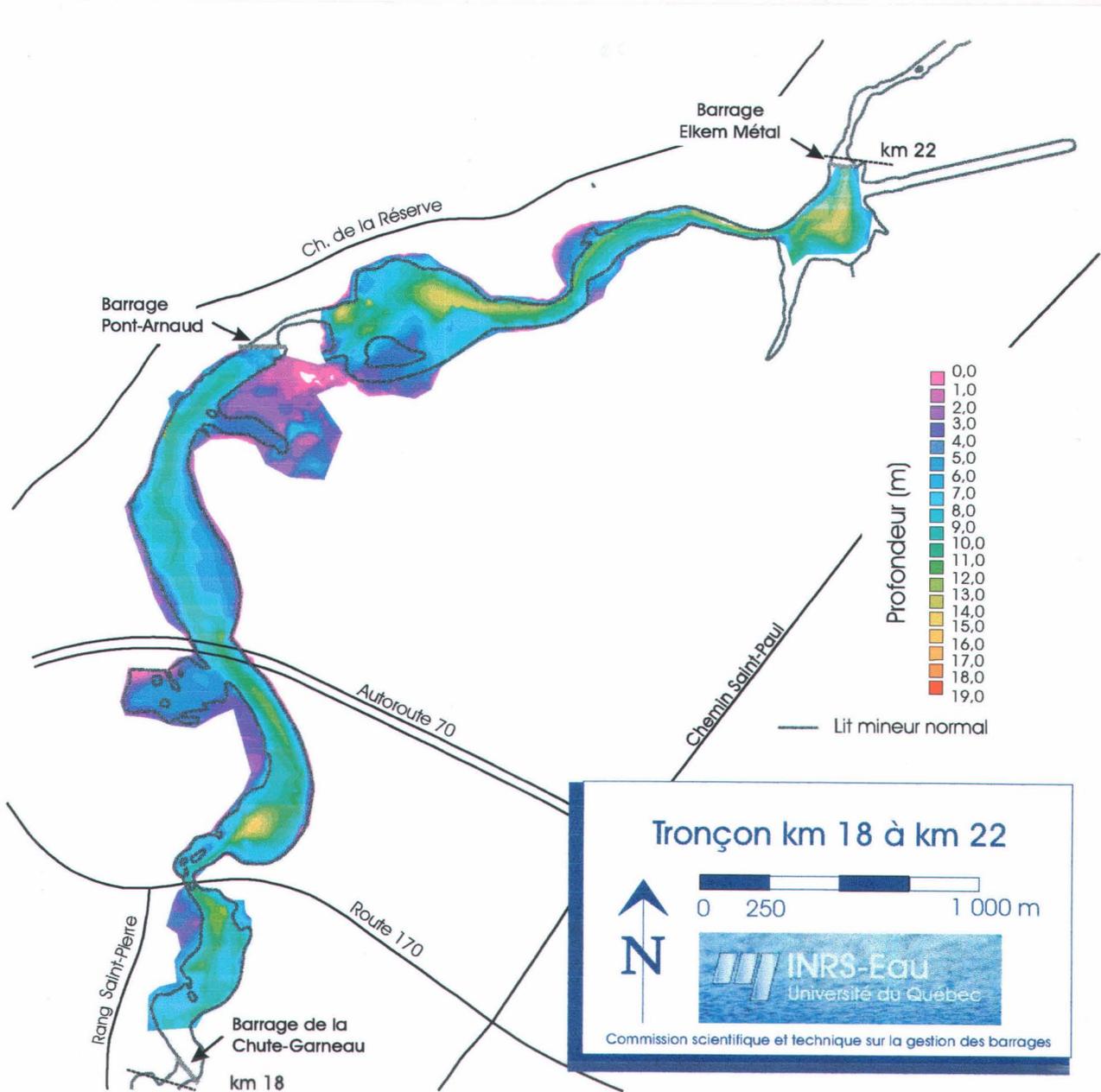
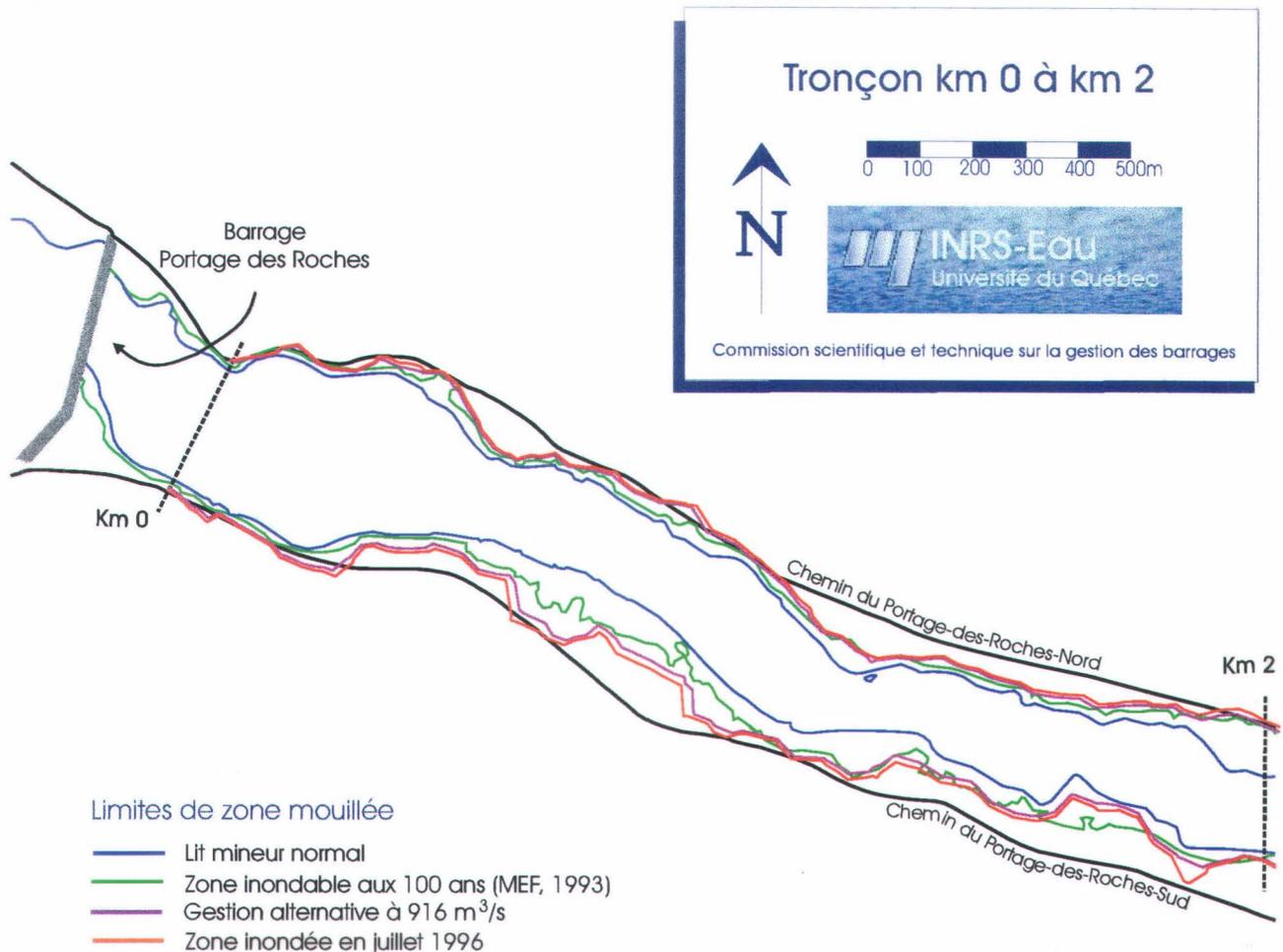
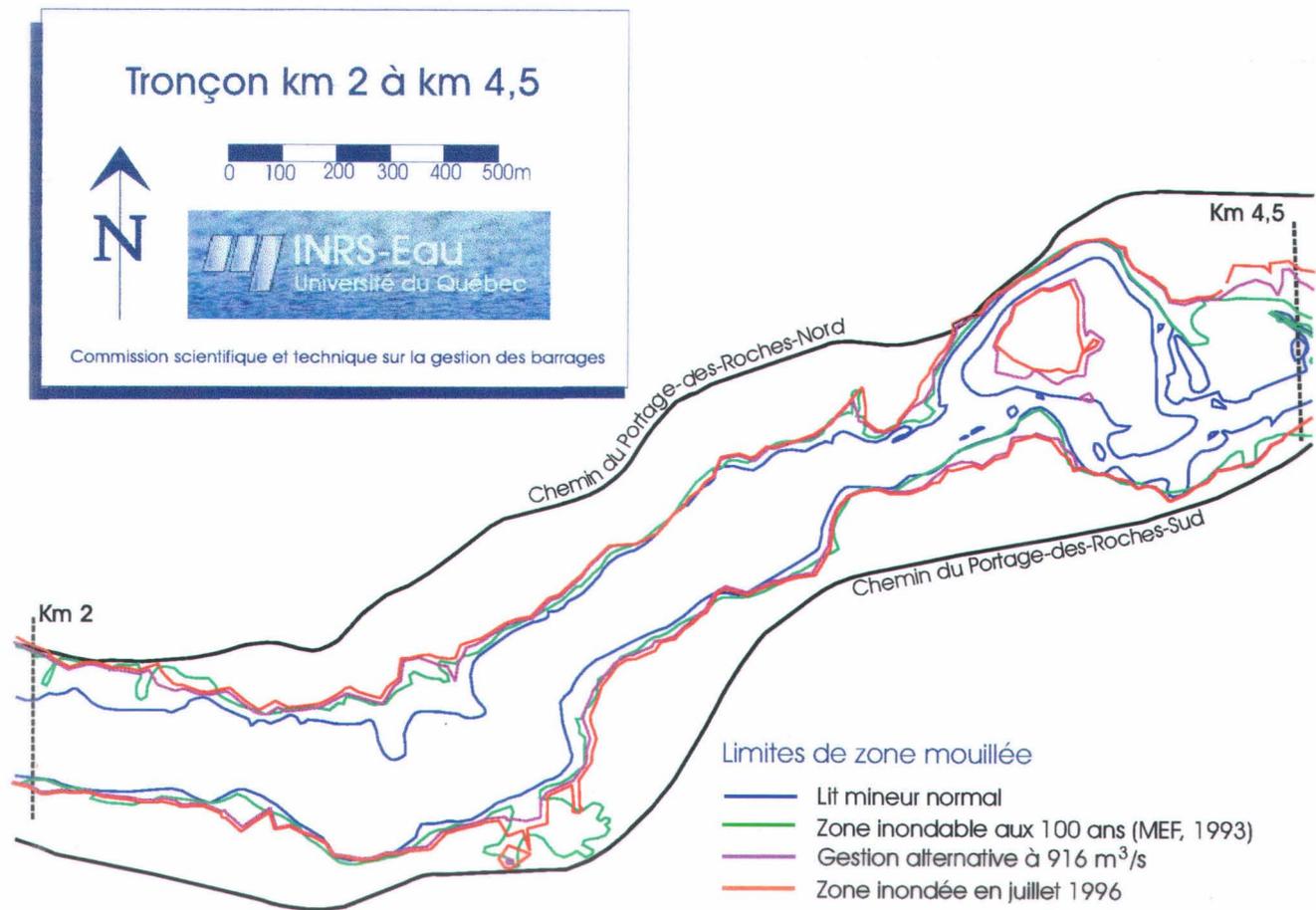


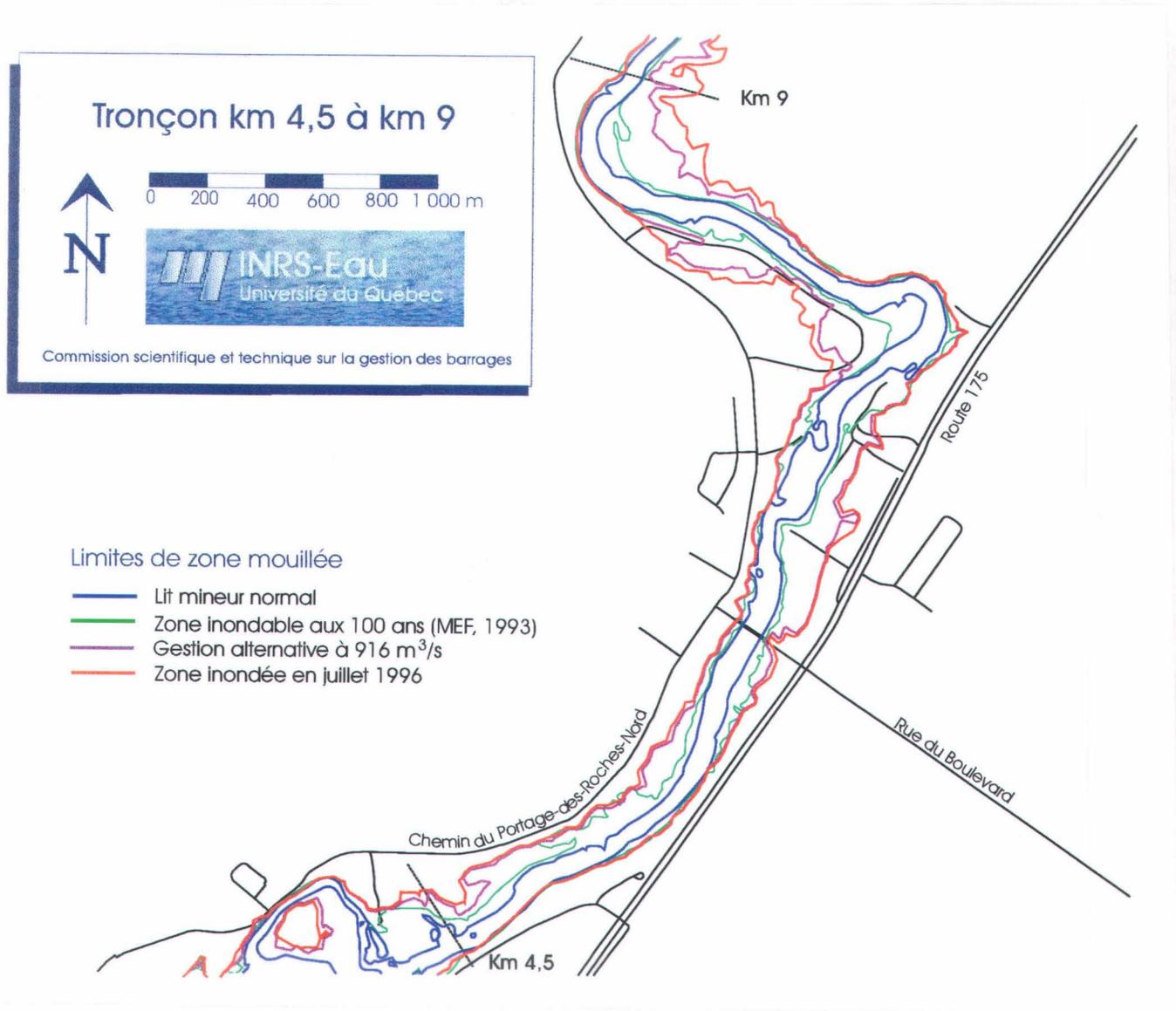
Planche 31 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
 Carte des profondeurs d'eau - Débit de 1100 m<sup>3</sup>/s - Tronçon Chute Garneau à Elkem Métal



**Planche 32 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 0 à km 2**



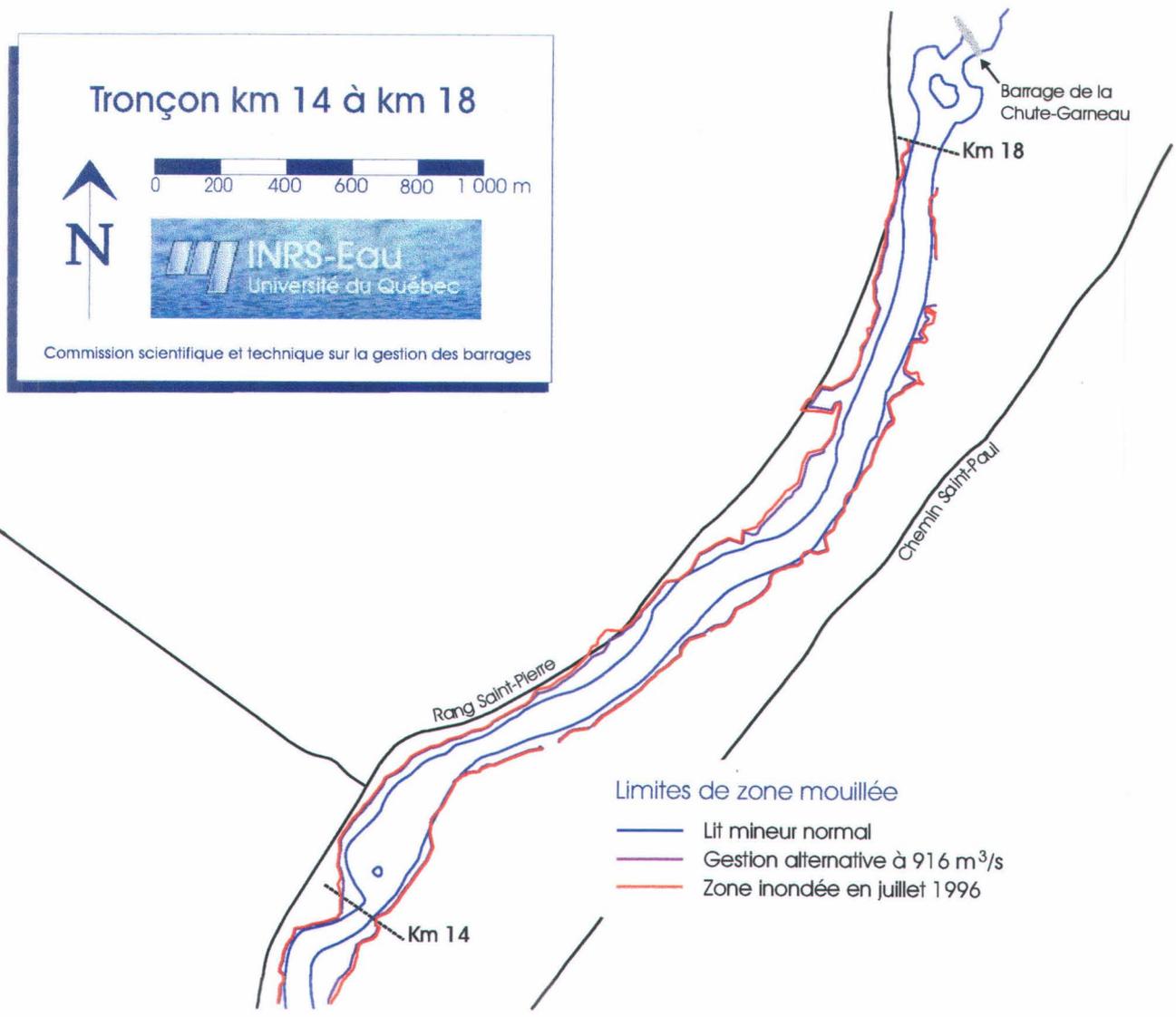
**Planche 33 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 2 à km 4,5**



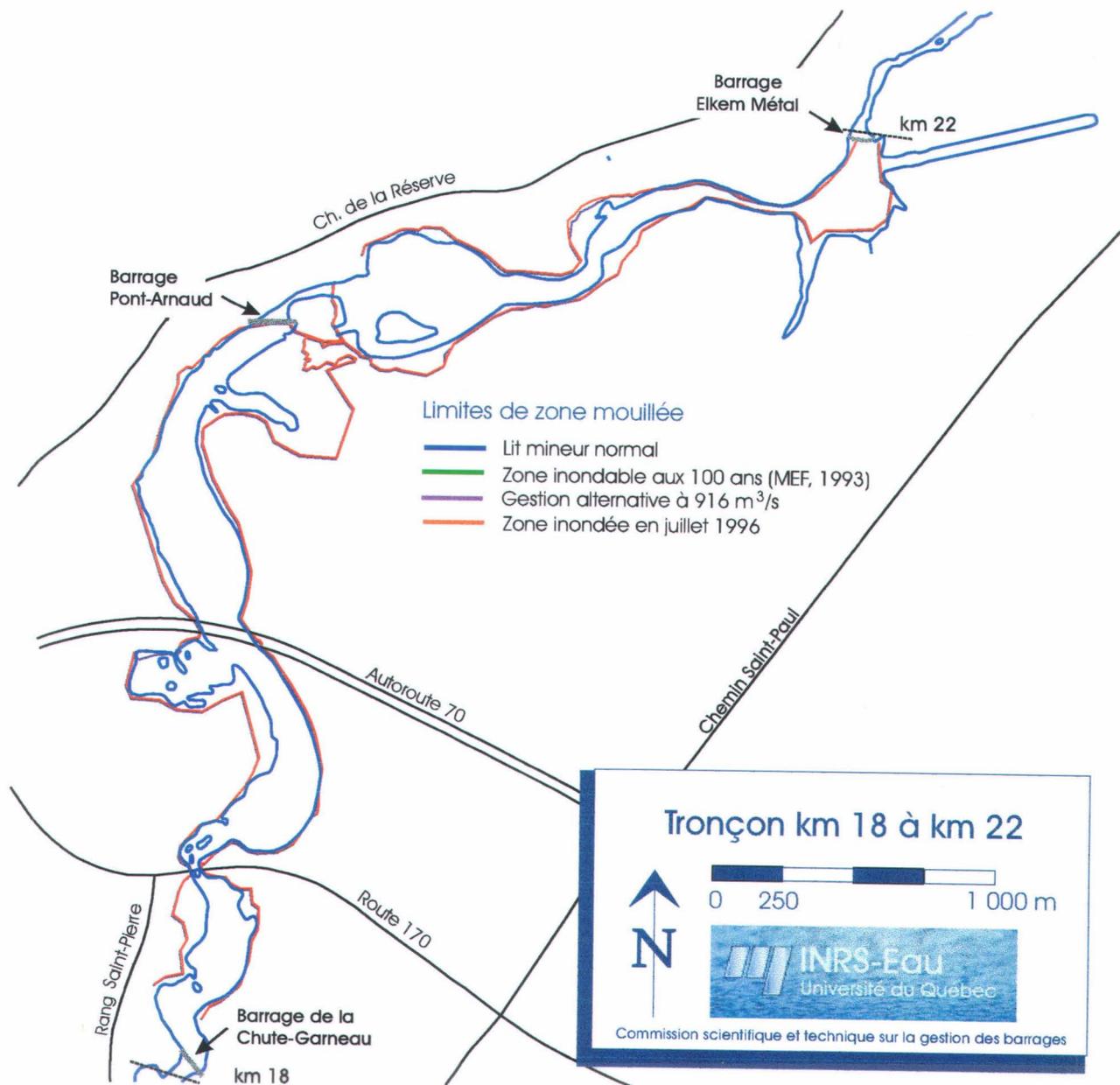
**Planche 34 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 4,5 à km 9**



**Planche 35 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
 Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 9 à km 14**



**Planche 36 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi -  
Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon km 14 à km 18**



**Planche 37 : Maximum de l'inondation sur la rivière Chicoutimi - Comparaison de différentes limites d'inondation - Tronçon de Chute Garneau à Elkem Métal**



**Planche 38 : Illustration de la progression de l'inondation telle que simulée dans le secteur des méandres (km 7 à km 10) - Image numérique radar en provenance du Centre Canadien de Télédétection**

## **Résultats de l'analyse topographique différentielle sur la rivière des Ha ! Ha !**

---

Rivière des Ha! Ha!  
Évolution morphologique  
Unités HH-1 à HH-3



Commission scientifique et technique sur  
la gestion des barrages

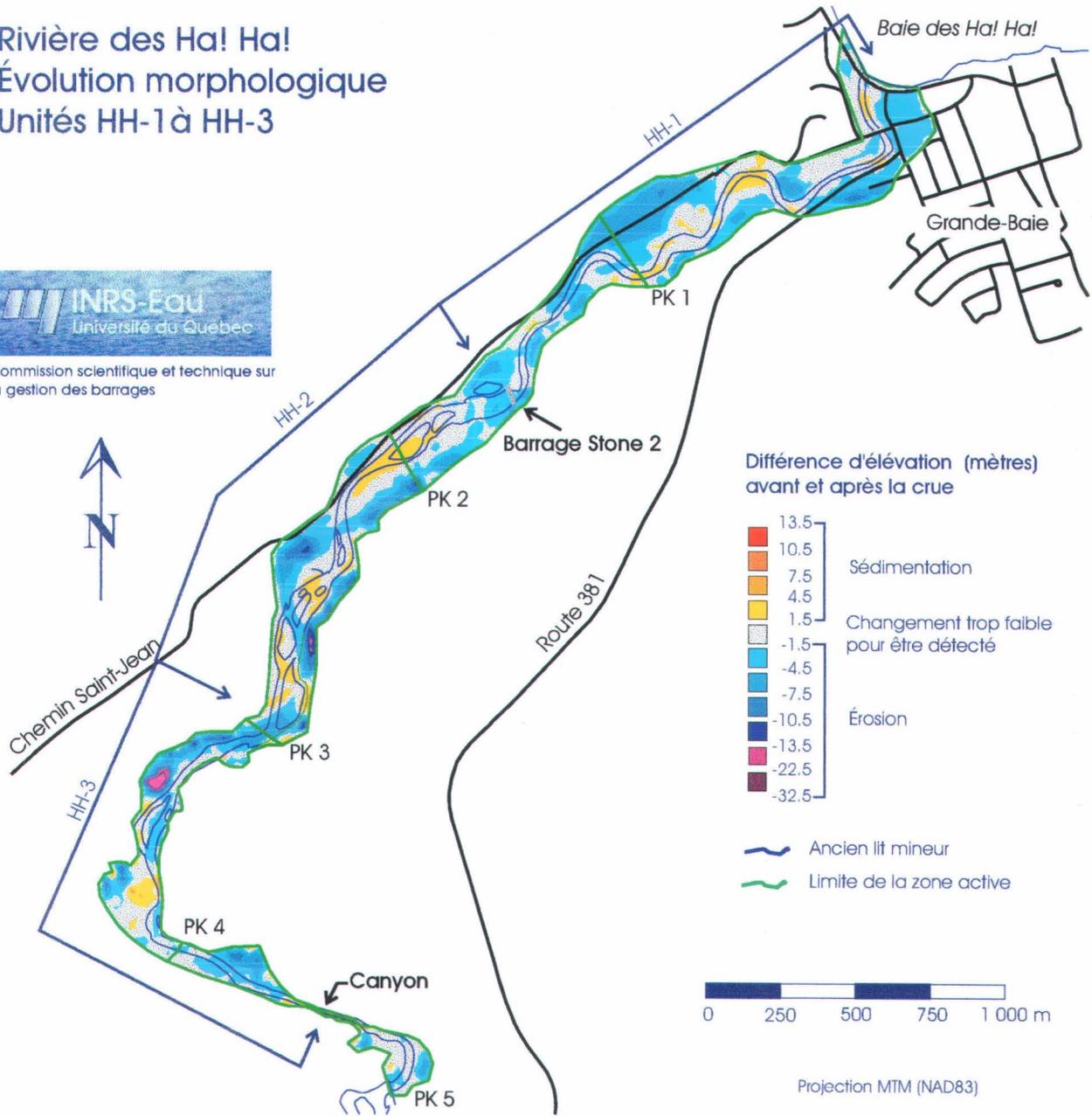
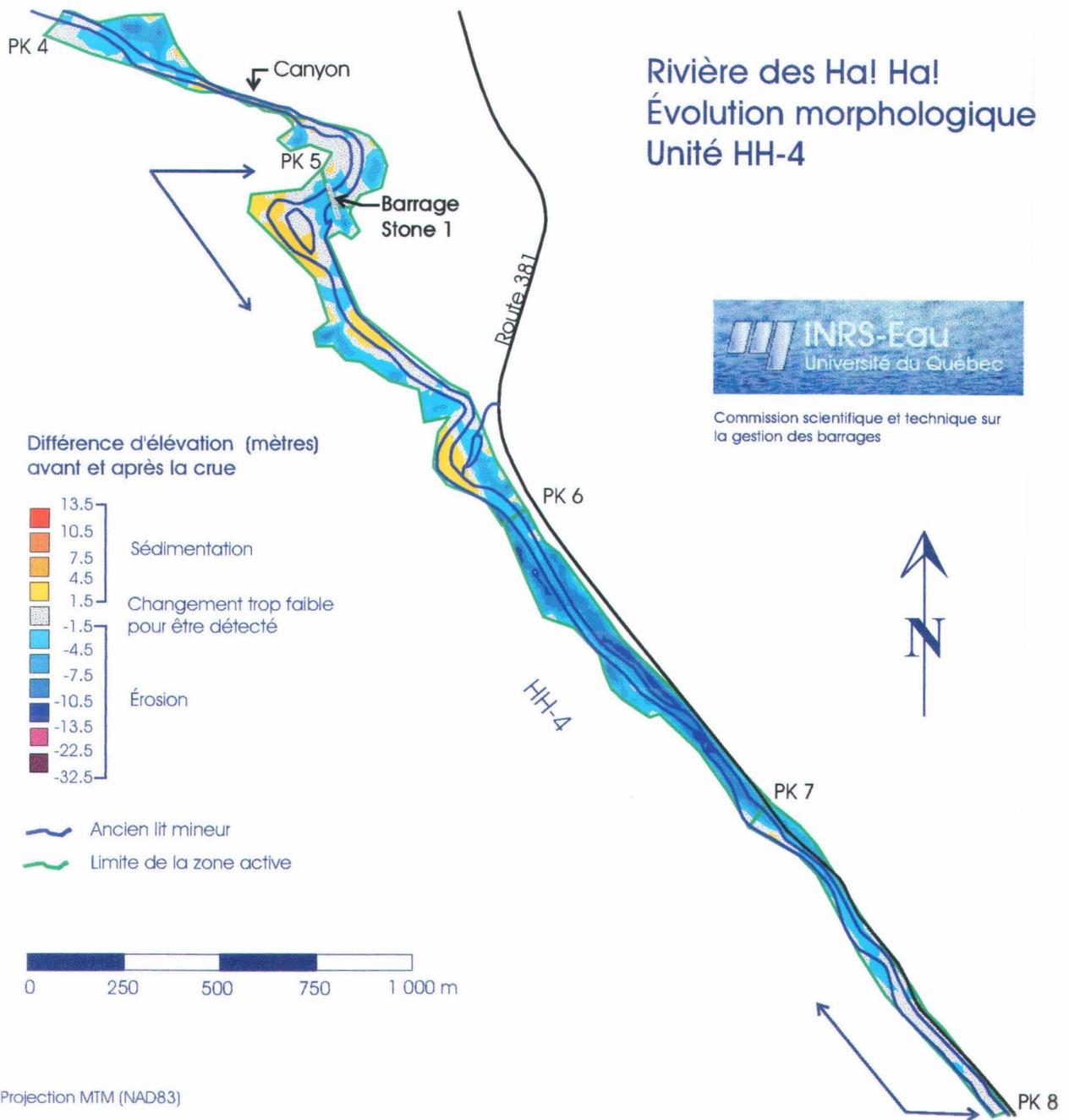
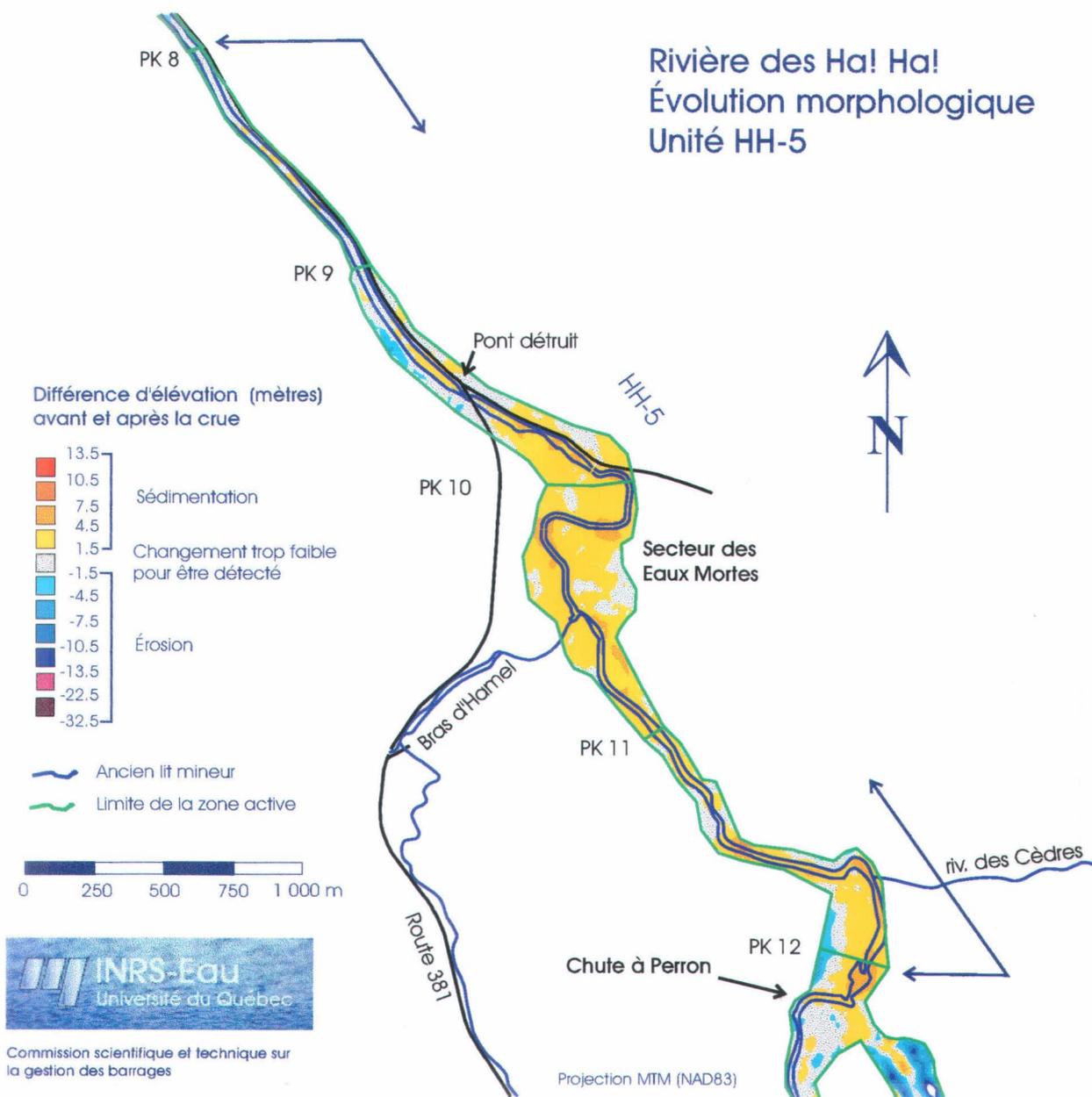


Planche 39 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unités morphologiques HH-1, 2, 3



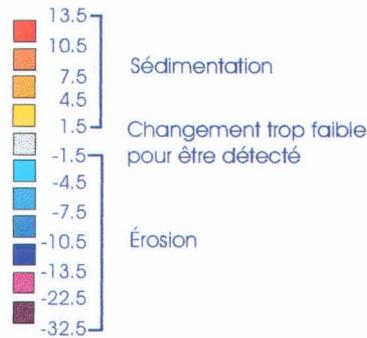
**Planche 40 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-4**



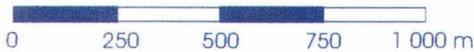
**Planche 41 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-5**

Rivière des Ha! Ha!  
Évolution morphologique  
Unité HH-6

Différence d'élévation (mètres)  
avant et après la crue



-  Ancien lit mineur
-  Limite de la zone active



Commission scientifique et technique sur  
la gestion des barrages

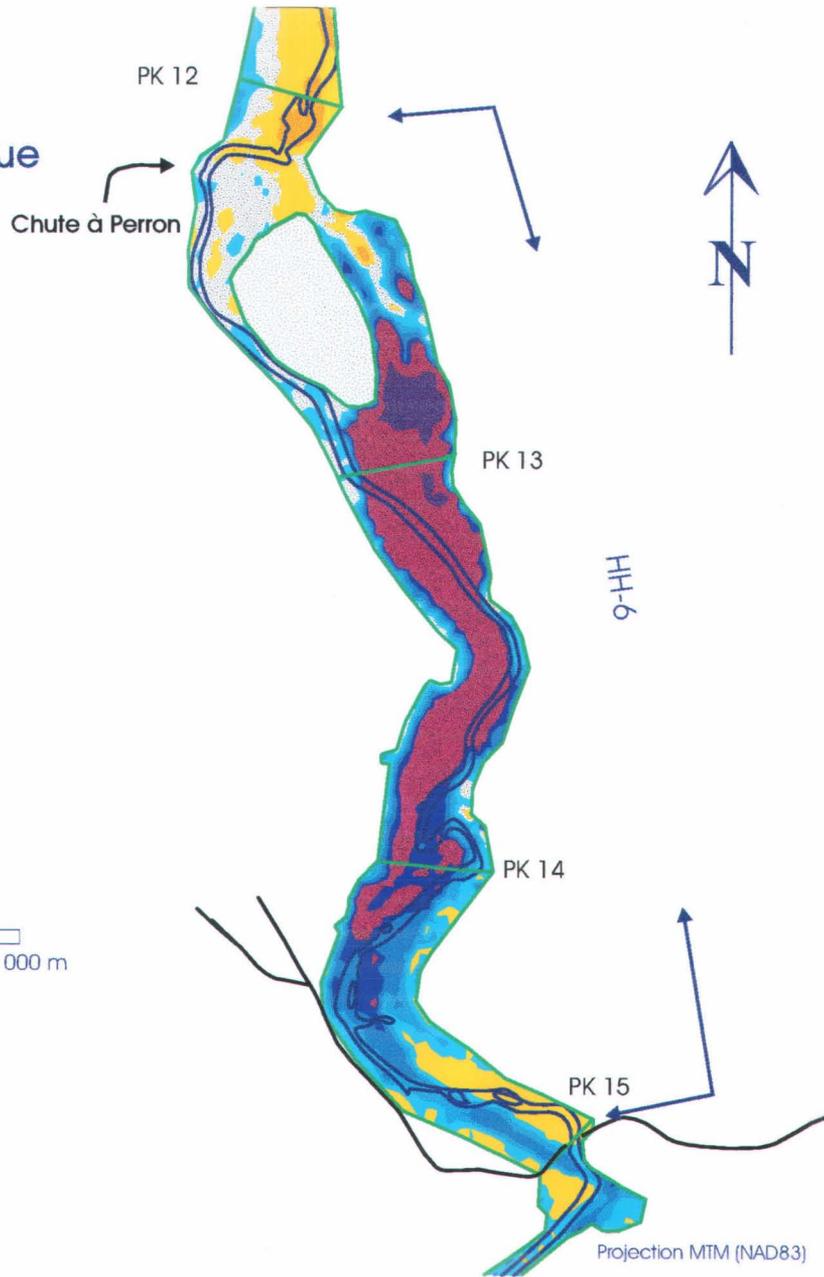


Planche 42 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha !  
avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-6

Rivière des Ha! Ha!  
Évolution morphologique  
Unité HH-7 (aval)

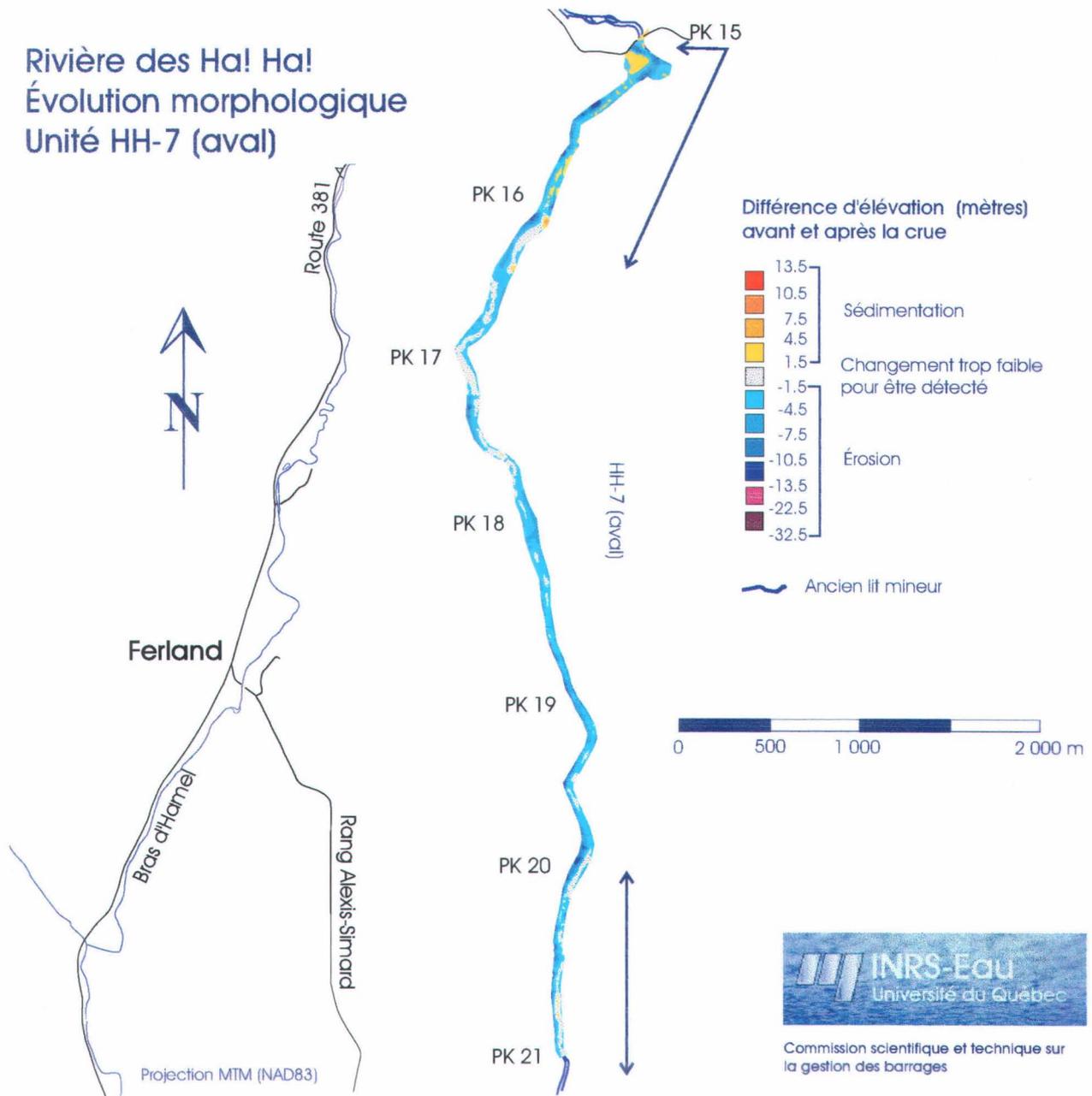
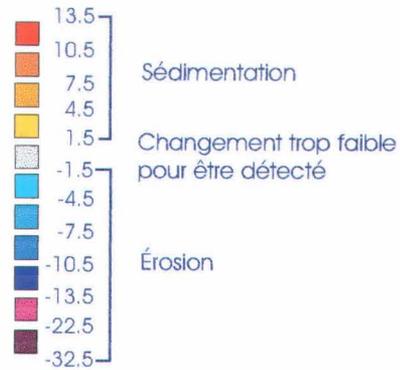


Planche 43 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-7a

# Rivière des Ha! Ha! Évolution morphologique Unité HH-7 (amont)

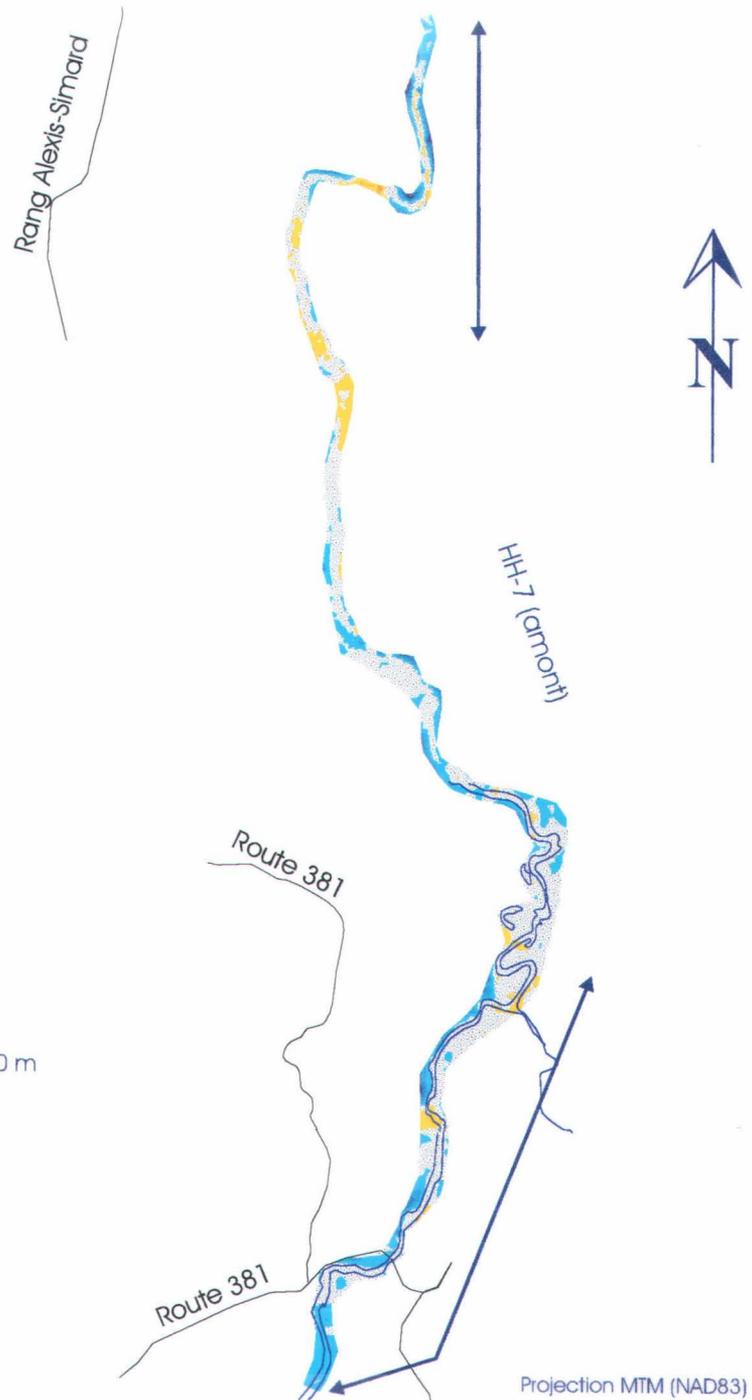
Différence d'élévation (mètres)  
avant et après la crue



Ancien lit mineur

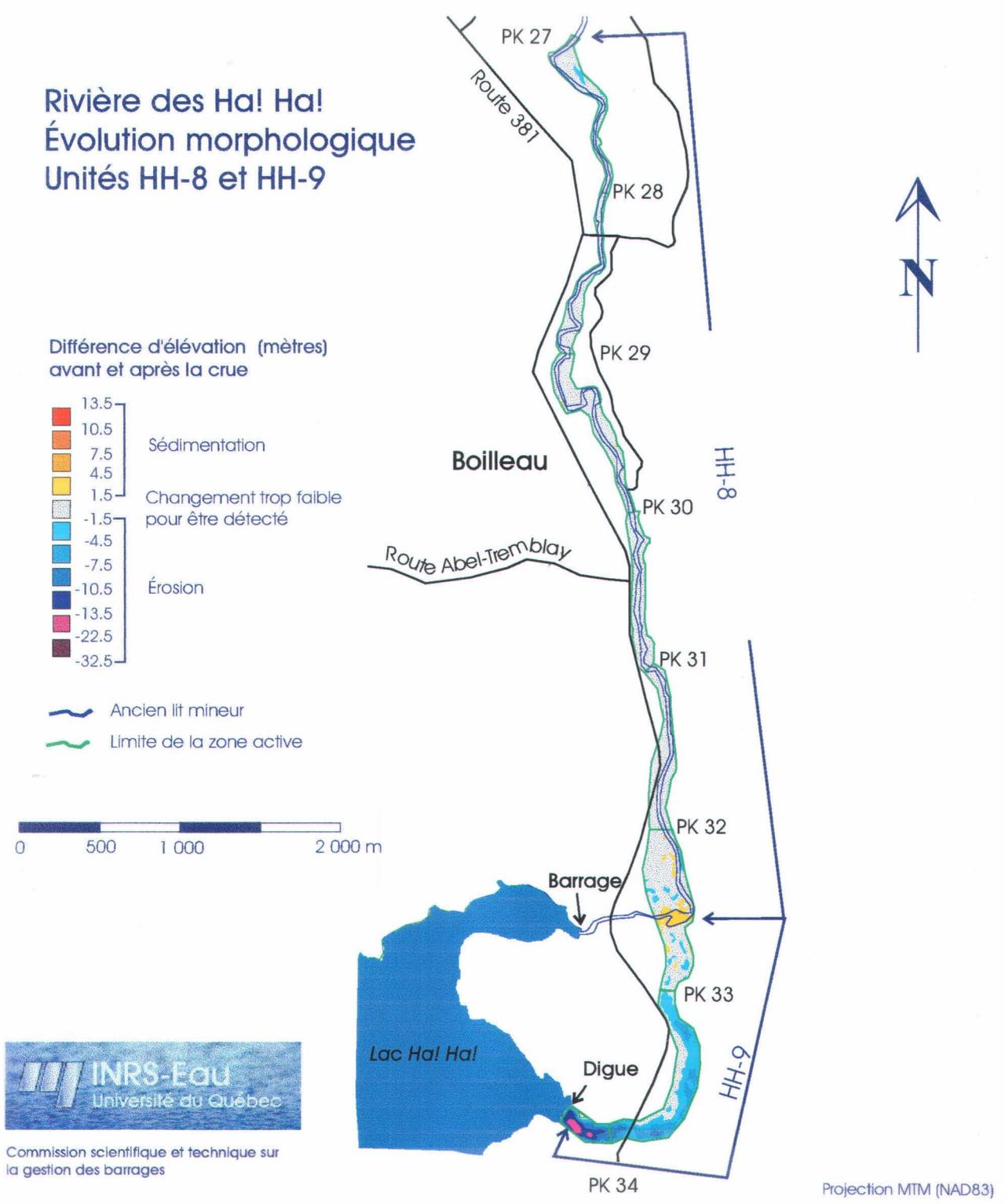


Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages



**Planche 44 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-7b**

# Rivière des Ha! Ha! Évolution morphologique Unités HH-8 et HH-9

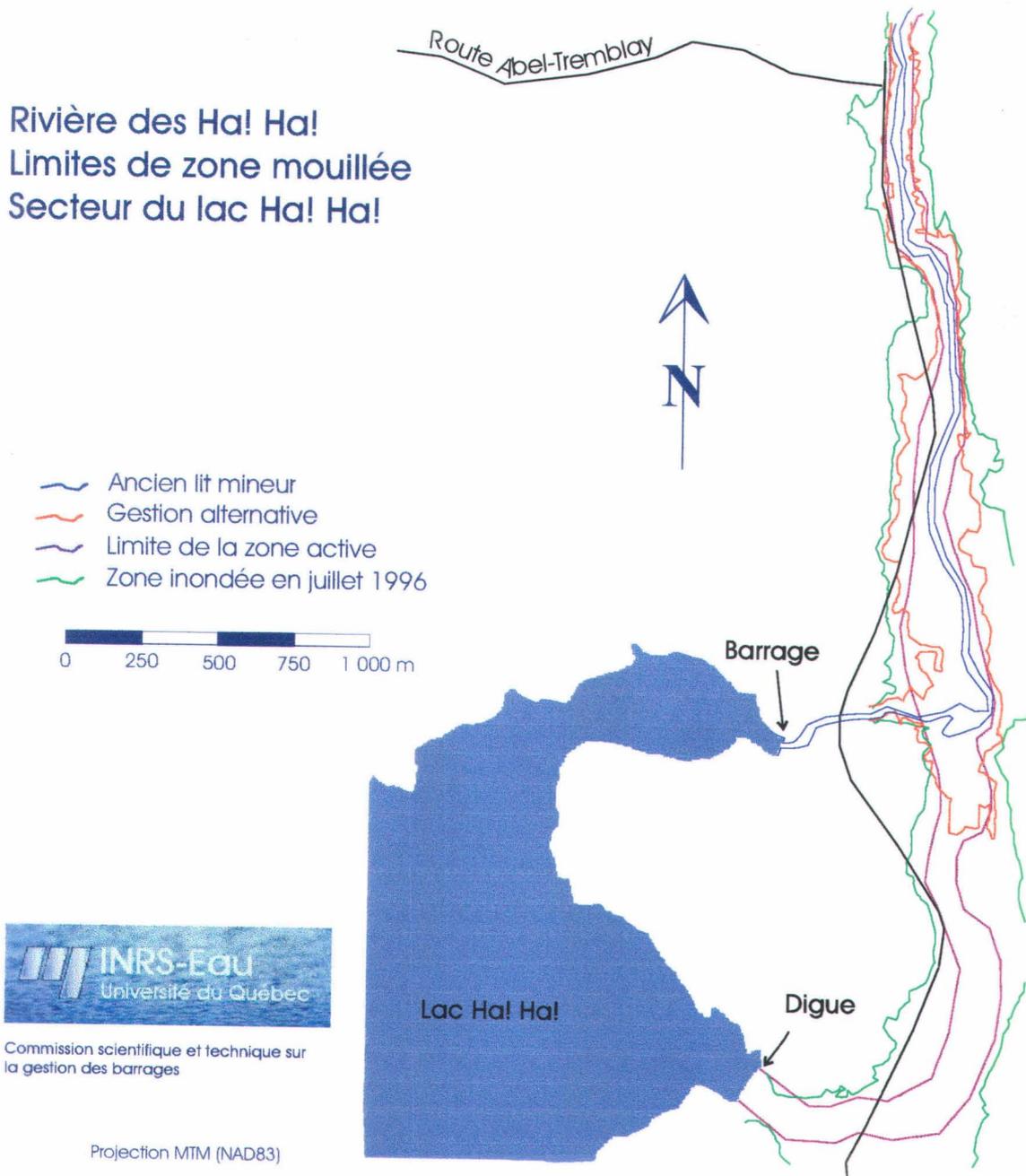


**Planche 45 : Carte des différences d'élévation sur la rivière des Ha ! Ha ! avant et après la crue de juillet 1996 - Unité morphologique HH-8 et 9**

## **Résultats des simulations hydrodynamiques alternatives sur la rivière des Ha ! Ha !**

---

Rivière des Ha! Ha!  
 Limites de zone mouillée  
 Secteur du lac Ha! Ha!



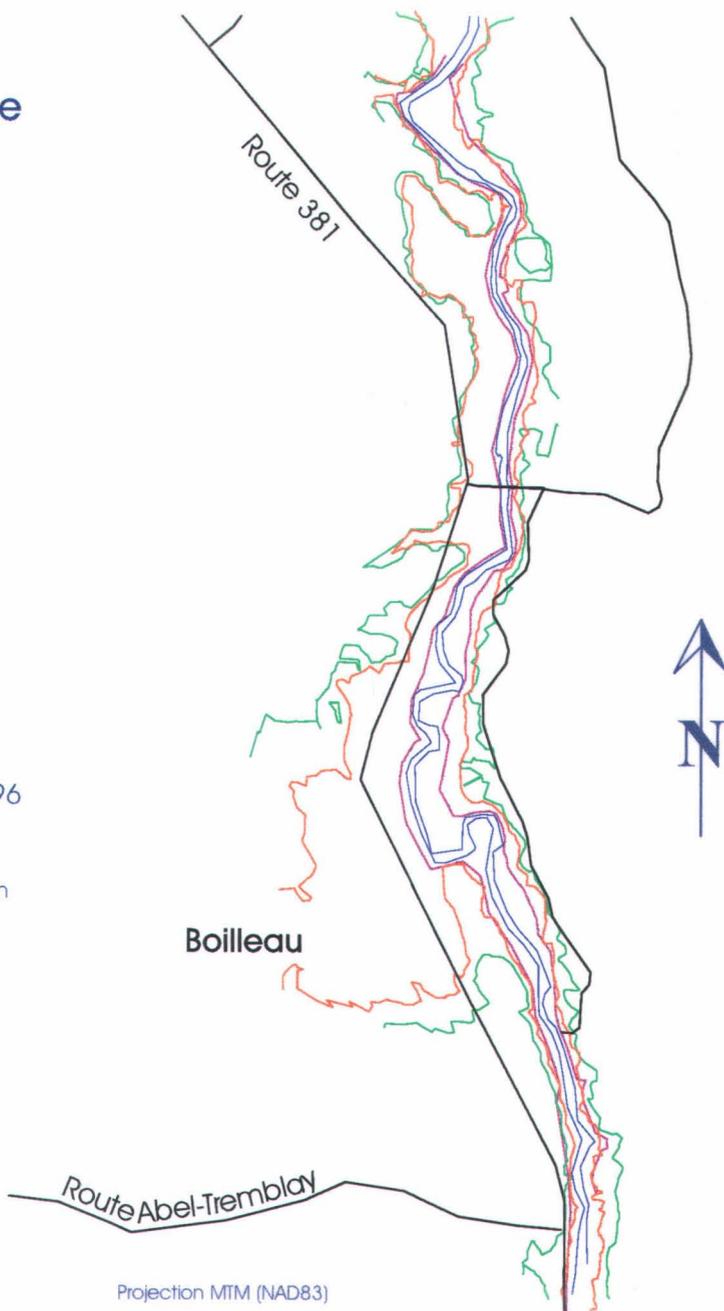
**Planche 46: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur aval du lac Ha ! Ha !**

Rivière des Ha! Ha!  
 Limites de zone mouillée  
 Secteur de Boilleau

-  Ancien lit mineur
-  Gestion alternative
-  Limite de la zone active
-  Zone inondée en juillet 1996

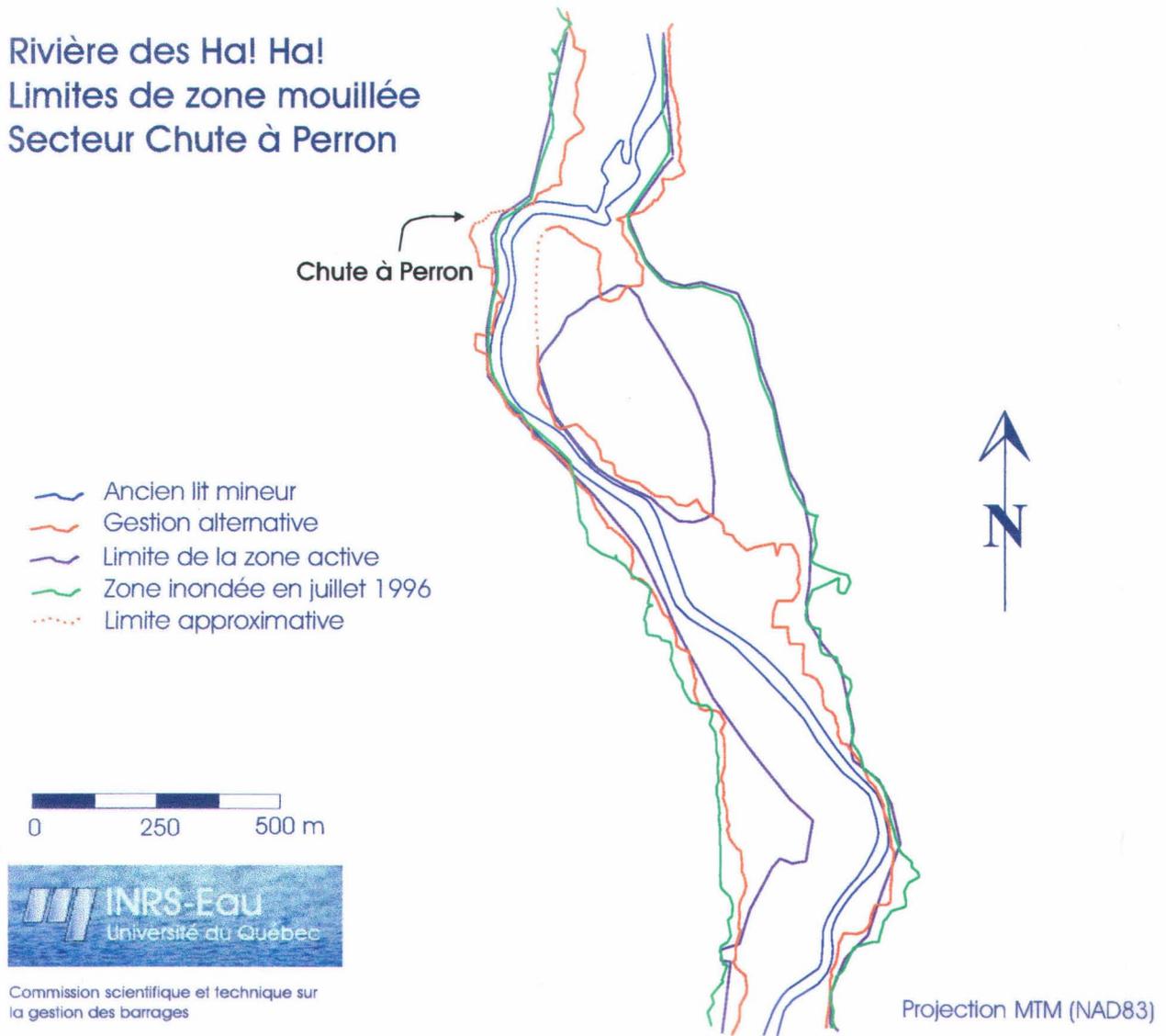


Commission scientifique et technique sur  
 la gestion des barrages

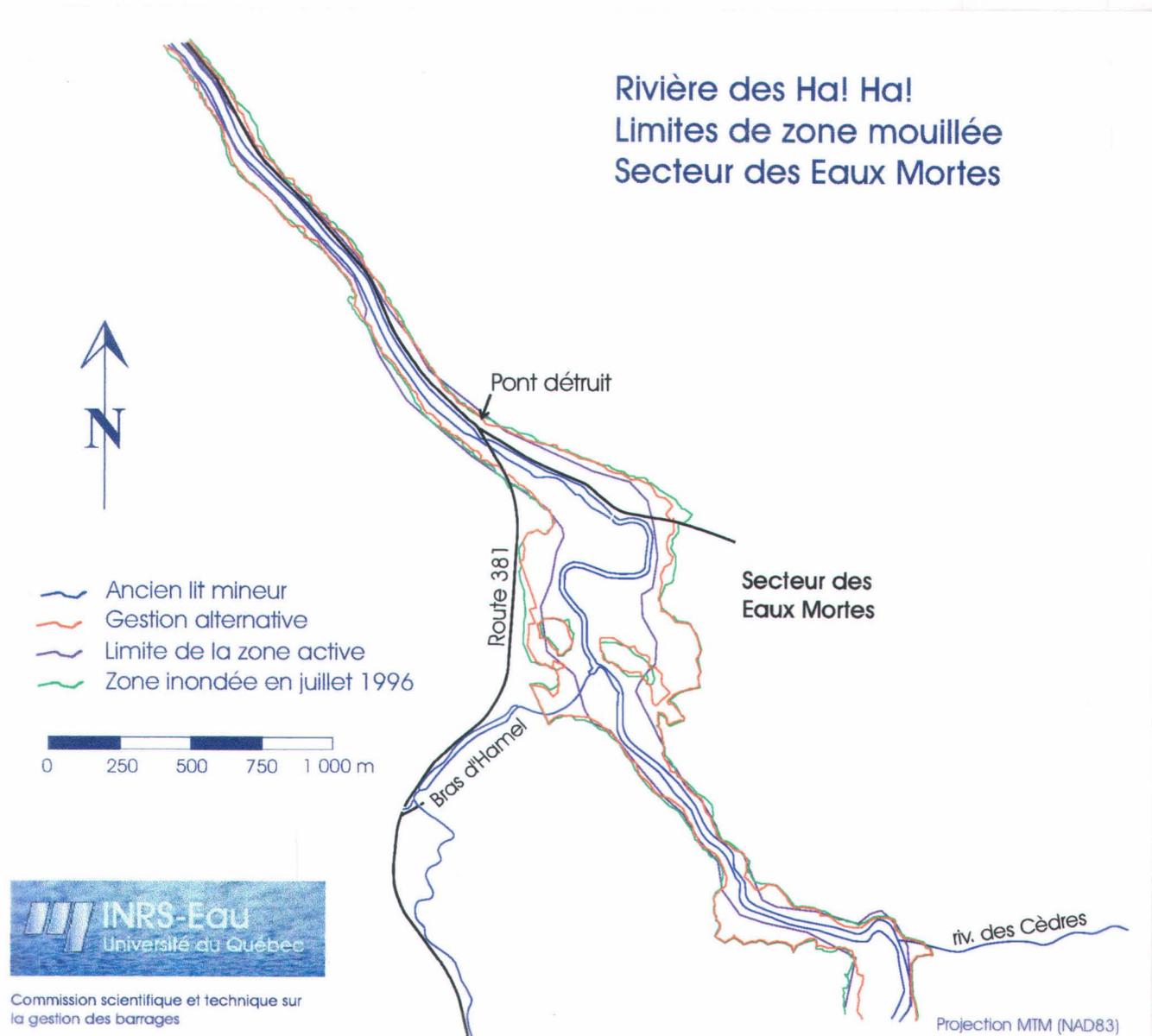


**Planche 47: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur de Boilleau**

Rivière des Ha! Ha!  
 Limites de zone mouillée  
 Secteur Chute à Perron

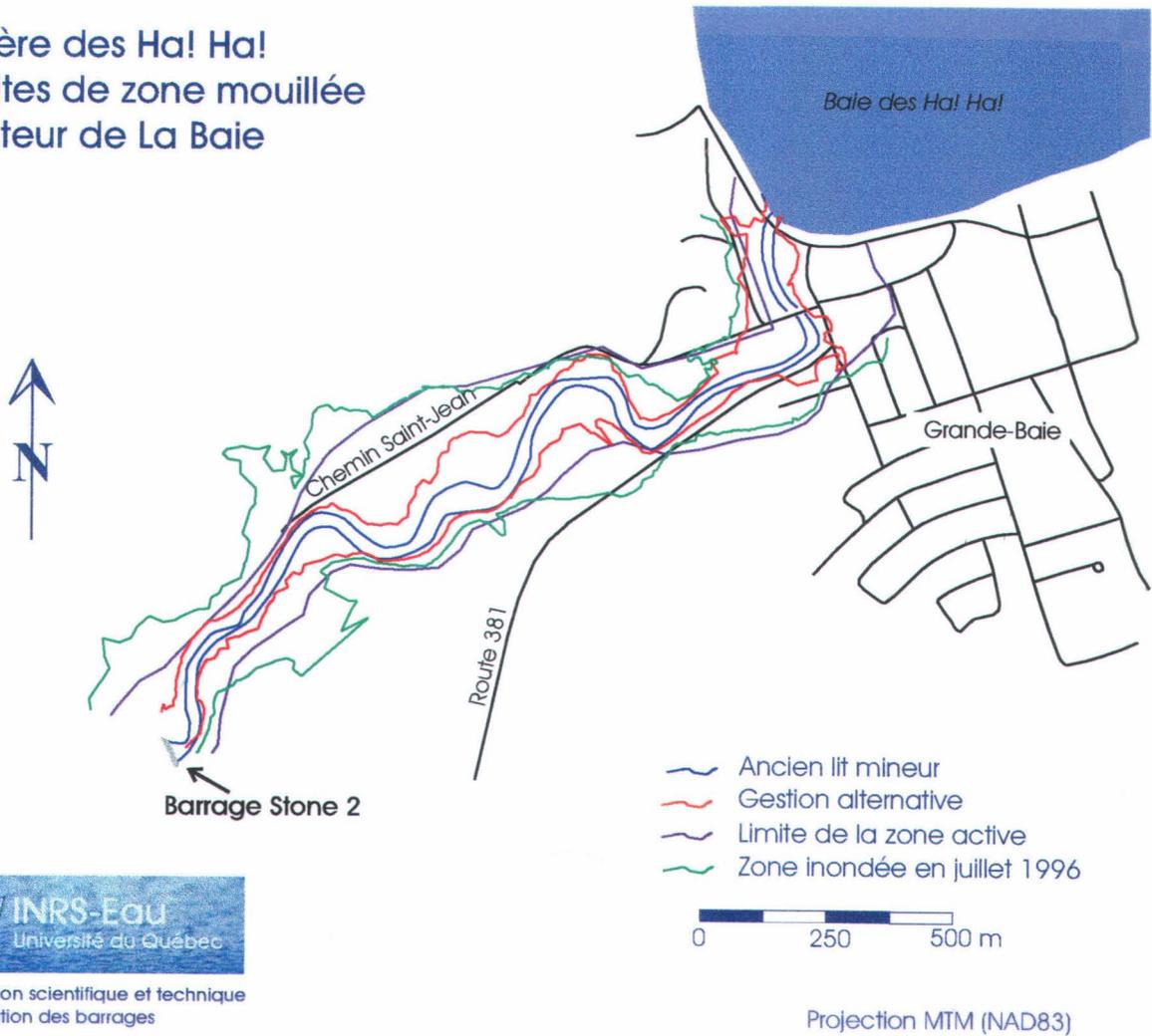


**Planche 48: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur Chute-à-Perron**



**Planche 49: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur des Eaux-Mortes**

Rivière des Ha! Ha!  
 Limites de zone mouillée  
 Secteur de La Baie



Commission scientifique et technique  
 sur la gestion des barrages

**Planche 50: Cartographie comparée des limites des zones inondées telles qu'obtenues par le relevé des niveaux d'eau maximum de juillet et d'après la simulation d'un scénario de gestion alternatif au lac Ha! Ha! - Secteur La Grande Baie**