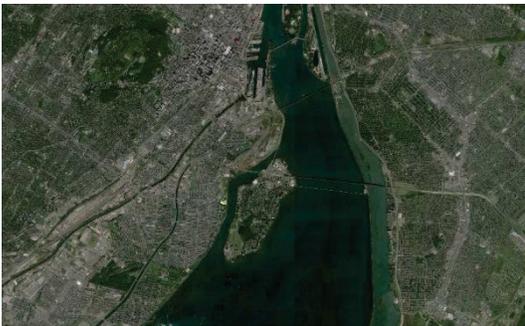




AMÉNAGEMENT DE LA PLAGE DE VERDUN

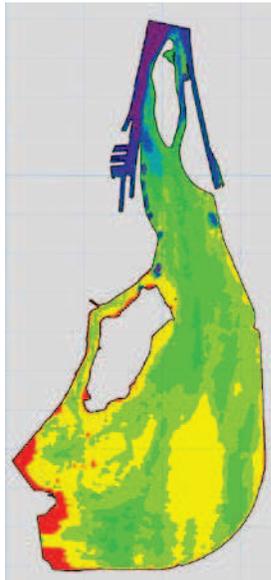
EXPERTISE EN HYDRAULIQUE ET GLACE

R.0096
Version Finale



Préparé pour:

WAA Montréal Inc.



5 Décembre 2016

No référence lasalle | NHC 08001652

**AMÉNAGEMENT D'UNE PLAGE DANS L'ARRONDISSEMENT DE VERDUN
EXPERTISE EN HYDRAULIQUE ET GLACE**

RAPPORT D'ÉTUDE R.0096

Préparé pour:

WAA Montréal Inc.

Montréal, Québec

Préparé par:

Lasalle | NHC

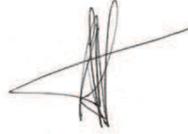
Montréal, Québec

5 décembre 2016

Préparé par:



Arian Cueto Bergner, ing., M.Sc.
Ingénieure de projets
No. OIQ 143692



Tristan Aubel, ing., M.Ing.
Ingénieur de projets, associé
No. OIQ 129611



Wael Taha, ing. M.Ing.
Ingénieur de projets, associé
No. OIQ 133365

CLAUSE DE LIMITATION DE RESPONSABILITÉ

Ce document a été préparé par Lasalle|NHC de façon conforme aux bonnes pratiques d'ingénierie et est destiné à l'usage exclusif de la firme **WAA Montréal Inc.** et de leurs représentants autorisés dans le cadre spécifique du projet **Aménagement d'une plage locale, urbaine et écologique dans l'arrondissement de Verdun**. Le contenu de ce document ne peut être appliqué ou utilisé, en tout ou en partie, par ou à l'avantage d'autres parties sans l'autorisation écrite de Lasalle|NHC. Aucune autre garantie, expresse ou tacite, n'est accordée.

Lasalle|NHC et ses directeurs, associés, employés et mandataires n'assument aucune responsabilité à l'utilisation ou au recours du présent document ou de son contenu par des parties autres que **WAA Montréal Inc.**

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES	I
LISTE DE FIGURES	III
LISTE DES TABLEAUX	IV
1 INTRODUCTION.....	1
2 DESCRIPTION DU PROJET.....	2
3 ANALYSE HYDROLOGIQUE.....	5
3.1 Débits	5
3.2 Niveaux d'eau.....	6
4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE	9
4.1 Modèle numérique	9
4.2 Domaine modélisé	9
4.3 Données bathymétriques et topographiques.....	11
4.4 Conditions aux limites.....	15
4.5 Paramètres de modélisation.....	15
5 CAMPAGNE DE MESURES	16
5.1 Courantométrie.....	16
5.2 Niveaux d'eau.....	17
6 RÉSULTATS.....	19
6.1 Calibration du modèle.....	19
6.2 Conditions actuelles.....	22
6.3 Relations niveau-débit du modèle partiel	23
6.4 Conditions futures.....	24
6.5 Potentiel d'érosion.....	39
7 IMPACT SUR LES CONDITIONS HYDRODYNAMIQUES SOUS LE PONT CLÉMENT.....	43
8 RÉGIME DES GLACES APPLICABLE	46
8.1 Approche méthodologique	46
8.2 Analyse hydraulique hivernale.....	46
8.2.1 Vitesses d'écoulement dans la zone à l'étude en période hivernale.....	47
8.2.2 Profondeurs et niveaux d'eau.....	51
8.3 Analyse météorologique	51
8.3.1 Données météorologiques.....	51
8.3.2 Normales climatiques et caractéristiques de l'hiver glaciologique moyen	52
8.3.3 Hiver extrême	53
8.4 Régime des glaces au site	53
8.4.1 Emprise de la couverture de glace.....	53
8.4.2 Risques de transport et d'accumulation de glaces	59
8.4.3 Épaisseur du couvert de glace	60
8.5 Efforts possibles pour le projet étudié.....	61
8.5.1 Normes et codes	61

8.5.2 Types d'efforts considérés	62
8.6 Évaluation des efforts sur les escaliers	62
8.6.1 Calcul des efforts.....	62
8.6.2 Conditions de chargement.....	64
8.7 Évaluation des efforts sur l'épi	64
8.7.1 Calcul des efforts.....	64
8.7.2 Conditions de chargement.....	66
8.7.3 Considérations pour le dimensionnement des enrochements	67
9 CONCLUSION	69
RÉFÉRENCES	71

LISTE DE FIGURES

Figure 1: Localisation générale du site à l'étude	2
Figure 2 : Vue du site du projet (à droite) et du Parc J.-Albert-Gariépy (à gauche).....	3
Figure 3 : Vue en plan du projet proposé.....	3
Figure 4 : Rendu conceptuel du projet proposé.....	4
Figure 5 : Débits journaliers du fleuve Saint-Laurent à la station Lasalle (1970-2010).....	5
Figure 6 : Relation niveau-débit et données enregistrées pour la période hivernale.....	7
Figure 7 : Relation niveau-débit et données enregistrées pour la période d'eau libre	8
Figure 8 : Limites du modèle d'ensemble et du modèle partiel	10
Figure 9 : Maillage du modèle d'ensemble et du modèle partiel	11
Figure 10 : Données bathymétriques et topographiques intégrées au modèle de terrain	12
Figure 11 : Modèle de terrain du modèle d'ensemble (conditions actuelles)	13
Figure 12 : Modèle de terrain au site du projet (conditions actuelles).....	14
Figure 13 : Modèle de terrain du projet proposé (conditions futures).....	14
Figure 14 : Transects relevés à l'ADCP (12 mai 2016)	16
Figure 15 : Équipement de prise de mesures (ADCP et radeau)	17
Figure 16 : Localisation du relevé de la ligne d'eau sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs (11 mai 2016)	18
Figure 17 : Élévation de la ligne d'eau sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs (11 mai 2016)	18
Figure 18 : Localisation des points de mesure de vitesse de courant et de la ligne d'eau (à gauche) et des stations supplémentaires pour la calibration (à droite).....	19
Figure 19 : Vue de la construction du nouveau pont de l'Île des Sœurs (à gauche) et modification du modèle (à droite).....	20
Figure 20 : Ligne d'eau mesurée et modélisée sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs	21
Figure 21 : Comparaison des vitesses modélisées et mesurées sur le terrain (simulation 12 mai 2016).....	22
Figure 22 : Ligne d'eau chenal Île des Sœurs sous les conditions actuelles et futures	27
Figure 23 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Débit moyen de baignade.....	28
Figure 24 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Débit moyen de baignade	29
Figure 25 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:2 ans	30
Figure 26 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:2 ans	31
Figure 27 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:20 ans	32
Figure 28 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:20 ans	33
Figure 29 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:100 ans	34
Figure 30 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:100 ans	35
Figure 31 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Étiage 1:20 ans.....	36
Figure 32 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Étiage 1:20 ans.....	37
Figure 33 : Vitesses avec une crête d'épi à 11,8 m (gauche) et à 12,1 m (droite) – Crue 1:100 ans	38
Figure 34 : Potentiel d'érosion – Crue 1:2 ans*	40
Figure 35 : Potentiel d'érosion – Crue 1:20 ans*	41
Figure 36 : Potentiel d'érosion – Crue 1:100 ans*	42
Figure 37 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Débit moyen de baignade.....	43

Figure 38 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:2 ans	44
Figure 39 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:20 ans	44
Figure 40 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:100 ans ...	45
Figure 41 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Étiage 1:20 ans...	45
Figure 42 : Vitesses (gauche) et profondeurs d’eau (droite) en conditions futures – Débit moyen hivernal (8 553 m ³ /s) et niveau aval de 5,71 m.....	49
Figure 43 : Vitesses (gauche) et profondeurs d’eau (droite) en conditions futures – Débit moyen hivernal (8 553 m ³ /s) et niveau aval de 9,29 m.....	50
Figure 44 : Normales climatiques à Montréal et hiver glaciologique moyen	52
Figure 45 : Rigueur des 21 derniers hivers à Montréal	53
Figure 46 : Carte de glace de la Garde Côtière Canadienne – 22 février 2007	54
Figure 47 : Carte de glace de la Garde Côtière Canadienne – 11 février 2013	55
Figure 48 : Image satellitaire Landsat – 25 janvier 2006.....	56
Figure 49 : Image satellitaire Landsat – 11 mars 2004.....	57
Figure 50 : Image satellitaire Google Earth – 6 mars 2010	58
Figure 51 : Vue vers l’amont de la sortie du bras de l’île des Sœurs – mars 2003.....	59

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Scénarios de débits et niveaux étudiées	7
Tableau 2 : Comparaison des niveaux prévus et modélisés des stations sur le fleuve Saint-Laurent	21
Tableau 3 : Niveau d’eau au site du projet pour les différents scénarios étudiés	23
Tableau 4 : Relations niveau-débit entre modèle d’ensemble et modèle partiel.....	24

1 INTRODUCTION

La Ville de Montréal projette des travaux d'aménagement d'une plage locale, urbaine et écologique dans l'arrondissement de Verdun. Ce projet, legs du 375^{ème} de la Ville de Montréal, a pour objectif de créer un milieu de vie familial et de qualité tout en mettant en valeur les berges du fleuve Saint-Laurent. Située à l'extrémité Sud-ouest de l'île de Montréal, entre les rues Galt et Hickson, cette plage s'intègre dans le parc riverain existant d'une longueur de 14 km.

Afin de valider la conception de l'aménagement de la plage de Verdun et assurer la pérennité de celle-ci, Lasalle | NHC a réalisé une étude de modélisation numérique des conditions hydrodynamiques du fleuve Saint-Laurent, entre les arrondissements de Lasalle et Ville-Marie. Les champs de vitesses et les profondeurs d'eau ainsi obtenus permettent d'optimiser les dimensions de l'ouvrage requis à l'amont de la plage pour dévier les courants les plus rapides et d'établir l'impact potentiel de cet ouvrage sur les conditions d'écoulement du fleuve. Le potentiel d'érosion calculé à l'aide des résultats hydrodynamiques pour différentes conditions de débit permet également d'évaluer la stabilité du substrat dans les zones à aménager et existantes. Finalement, le régime des glaces applicable au site a été caractérisé afin de déterminer les impacts potentiels des glaces sur la conception des ouvrages.

Le présent rapport rend compte de la méthodologie de l'étude et des résultats obtenus. Le chapitre 2 décrit dans un premier temps le projet à l'étude et la localisation du site de la plage. Le chapitre 3 présente l'analyse hydrologique des débits et niveaux d'eau au site du projet. Le chapitre 4 présente ensuite le modèle numérique et les principaux paramètres de modélisation utilisés, alors que le chapitre 5 décrit la campagne de mesures. Le chapitre 6 présente les résultats de modélisation, incluant la validation des vitesses et des niveaux modélisés et la définition du potentiel d'érosion. Le chapitre 7 analyse l'impact du projet sur les conditions hydrodynamiques dans la zone du Pont Clément. Finalement, le chapitre 8 décrit le régime des glaces dans la zone du projet.

De plus, une analyse de l'impact du projet sur la dispersion de contaminants issus des rejets des surverses du réseau d'égout est en cours et sera présentée sous forme de note complémentaire au présent rapport.

2 DESCRIPTION DU PROJET

Le site de la plage se situe dans l'arrondissement de Verdun, vis-à-vis de l'Auditorium de Verdun à environ 1,5 km en aval de la division du chenal de l'Île des Sœurs (Figure 1). La largeur de ce chenal à l'endroit du projet est d'environ 300 m.



Figure 1: Localisation générale du site à l'étude

Le site actuel se situe dans le parc Arthur Therrien, à la limite du Parc J.-Albert-Gariépy et d'une zone boisée naturelle constituant la berge du chenal de l'Île de Sœurs. Le talus riverain présente des pentes fortes, recouvertes par des matériaux de remblai divers et des blocs de béton à certains endroits. La Figure 2 présente deux vues différentes du site : à droite une vue de l'Auditorium de Verdun et de l'état naturel de la berge et à gauche une vue du Parc J.-Albert-Gariépy de l'amont vers l'aval.



Figure 2 : Vue du site du projet (à droite) et du Parc J.-Albert-Gariépy (à gauche)

Le concept du projet prévoit l'aménagement d'une plage de sable vis-à-vis de l'Auditorium, d'une zone de baignade d'une profondeur sécuritaire protégée par un épi et des accès publics à la plage et au plan d'eau. Les figures 3 et 4 présentent respectivement une vue en plan et un rendu conceptuel du projet proposé.



Figure 3 : Vue en plan du projet proposé

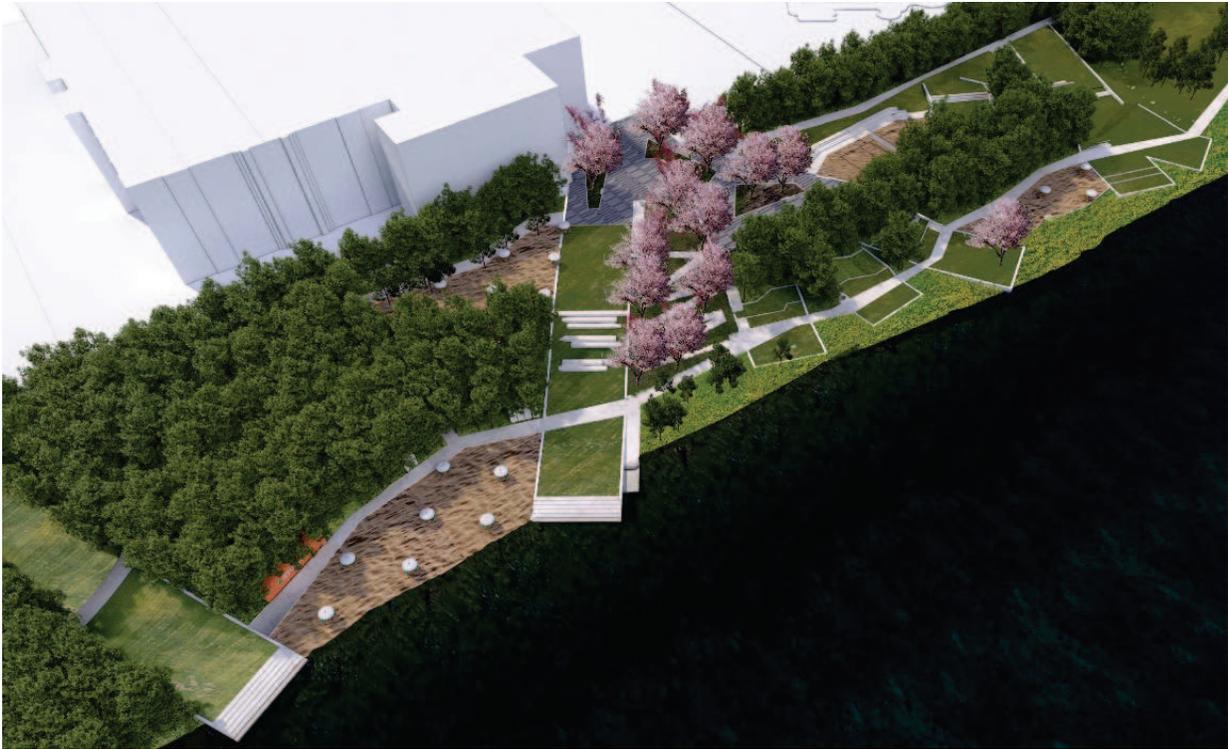


Figure 4 : Rendu conceptuel du projet proposé

3 ANALYSE HYDROLOGIQUE

3.1 Débits

Afin d’analyser les conditions hydrodynamiques dans le secteur à l’étude, les six scénarios de débit suivants ont été étudiés pour les conditions actuelles et futures (avec projet) :

- Débit moyen de baignade;
- Débit de crue d’une récurrence 1:2 ans;
- Débit de crue d’une récurrence 1:20 ans;
- Débit de crue d’une récurrence 1:100 ans;
- Débit d’étiage d’une récurrence 1:20 ans;
- Débit moyen d’hiver (conditions futures seulement).

Les débits à modéliser ont été déterminés à partir des séries de débits journaliers disponibles sur le site internet d’Environnement Canada. Comme il n’y a pas de station hydrométrique mesurant les débits sur le chenal de l’Île des Sœurs, le débit à modéliser a été calculé à partir des débits mesurés à la station Lasalle (n° 020A016) entre 1970 et 2010 inclusivement (41 ans) et en prenant en considération la proportion de débit établie dans les études existantes de part et d’autre des îles aux Chèvres et aux Hérons (voir figure 1). Selon ces études, 45% du débit du fleuve Saint-Laurent transite au nord de l’Île aux Chèvres et 55% du débit transite au sud de l’Île aux Hérons. La figure 5 présente les débits journaliers du fleuve Saint-Laurent mesurés à la station Lasalle entre les années 1970 et 2010.

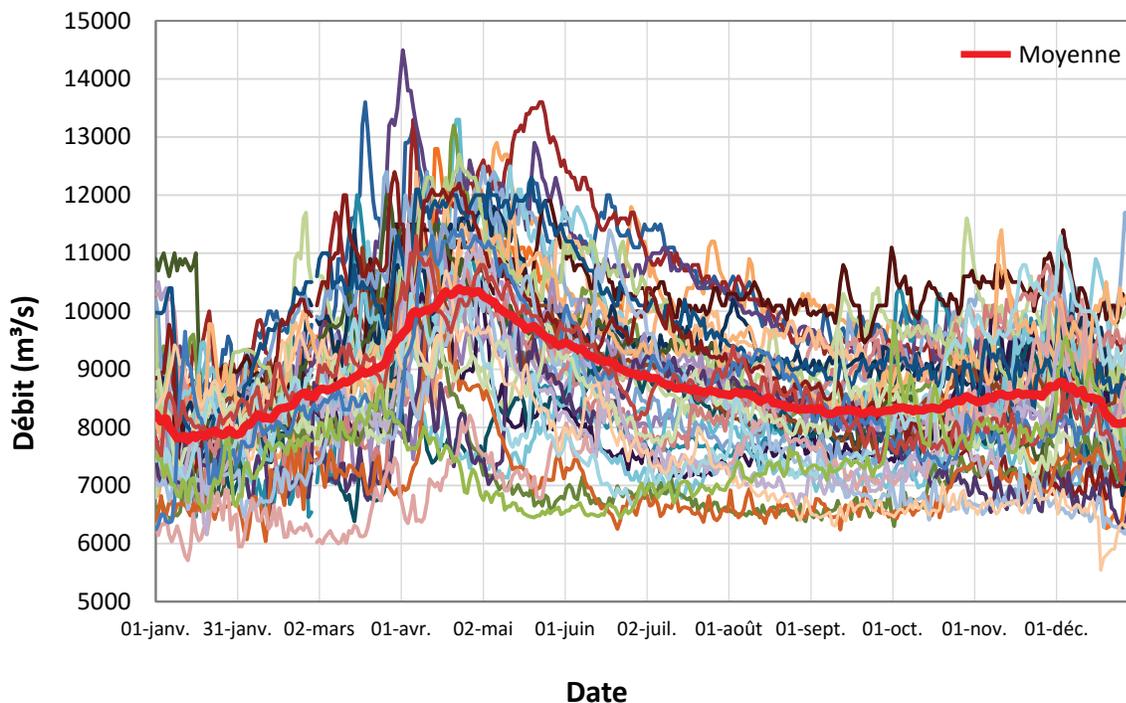


Figure 5 : Débits journaliers du fleuve Saint-Laurent à la station Lasalle (1970-2010)

Une analyse statistique a été effectuée sur les débits maximums annuels afin de déterminer les débits de crue dont la période de récurrence est de 2 ans, 20 ans et 100 ans. Pour ce qui est des débits d'étiage, une analyse statistique a été effectuée sur les débits minimums annuels dont la période de récurrence est de 20 ans. Ces analyses statistiques ont été réalisées en utilisant le logiciel HYFRAN, développé par l'Institut National de Recherche Scientifique (INRS), qui a permis de déterminer la meilleure distribution statistique en ajustant la série de débits du fleuve Saint-Laurent.

Les lois statistiques Normale, Log-Normale 3, Gamma, Gumbel, Pearson 3 et Log-Pearson 3 ont été considérées. Une appréciation graphique ainsi que la minimisation du critère d'information bayésien (BIC) ont permis de déterminer que la loi de Gamma et la loi Normale ajustaient le mieux les données des débits maximums annuels (débits de crue) et des débits minimums annuels (débits d'étiage) respectivement. Les débits résultant de cette analyse sont présentés dans le tableau 1 (section 3.2).

Le débit moyen de baignade, quant à lui, est équivalent à la moyenne des débits journaliers des mois de juillet et août entre 1970 et 2010 et est égal à 8 576,17 m³/s. Le débit moyen d'hiver est équivalent à la moyenne des débits journaliers entre le 1^{er} novembre et le 15 avril des années 1970 à 2010 et est égal à 8 553,05 m³/s. Il est important de noter que le débit historique des mois de juillet et août entre 1970 et 2010 a varié entre 6 350 m³/s et 11 500 m³/s, des valeurs comparables au débit d'étiage de récurrence 20 ans et au débit de crue de récurrence 2 ans (voir tableau 1 section 3.2). Dans ce sens, l'analyse de ces deux débits couvre la gamme quasi-complète des débits pouvant être observés durant la saison de baignade.

3.2 Niveaux d'eau

Pour fixer le niveau d'eau à la limite aval du modèle d'ensemble, une relation niveau-débit a été établie à partir des données de débit du fleuve Saint-Laurent enregistrées à la station Lasalle (station n° 02OA016) et des niveaux d'eau connus à la station Frontenac entre 1970 et 2010 (station n° 02OA047).

Les figures 6 et 7 montrent les niveaux d'eau mesurés à Frontenac par rapport au débit enregistré à Lasalle pour la saison hivernale (1 novembre au 15 avril) et la période d'eau libre (16 avril au 31 octobre) respectivement. Une grande disparité des niveaux d'eau est constatée autour du débit hivernal moyen causée par la présence de glace en hiver. Afin de minimiser l'effet de cette dispersion et d'obtenir une relation plus représentative des débits à l'étude, deux relations niveau-débit distinctes ont été calculées pour la période hivernale (figure 6) et la période d'eau libre (figure 7). Afin de tenir compte de la dispersion des niveaux d'eau en hiver, les conditions hydrodynamiques moyennes hivernales ont été étudiées pour deux niveaux d'eau distincts, soit les niveaux minimum et maximum observés pour le débit moyen hivernal à la station Frontenac. Les autres conditions à l'étude ont été analysées en utilisant la relation niveau-débit de la période d'eau libre qui, comme en atteste la valeur du coefficient de détermination (R^2), présente moins de dispersion dans les données.

Le tableau 1 présente les six scénarios de débit retenus suite à l'analyse présentée dans la section 3.1, ainsi que le niveau d'eau associé à la station Frontenac obtenu par les relations niveau-débit des périodes d'eau libre (figure 7) et hivernale. La figure 7 montre également le niveau et le débit enregistrés la journée de la campagne de mesure (12 mai 2016) présenté dans le chapitre 5.

Tableau 1 : Scénarios de débits et niveaux étudiés

Scénario	Limite amont modèle ensemble: Débit Station Lasalle (m ³ /s)	Limite aval modèle ensemble : Niveau Station Frontenac (m)
Débit étiage 1:20 ans	6 717	5,25
Débit moyen d'hiver Niveau minimal	8 553,05	5,71
Débit moyen d'hiver Niveau maximal	8 553,05	9,29
Débit moyen de baignade	8 576,17	6,17
Débit crue 1:2 ans	11 807	7,78
Débit crue 1:20 ans	13 975	8,86
Débit crue 1:100 ans	14 980	9,36

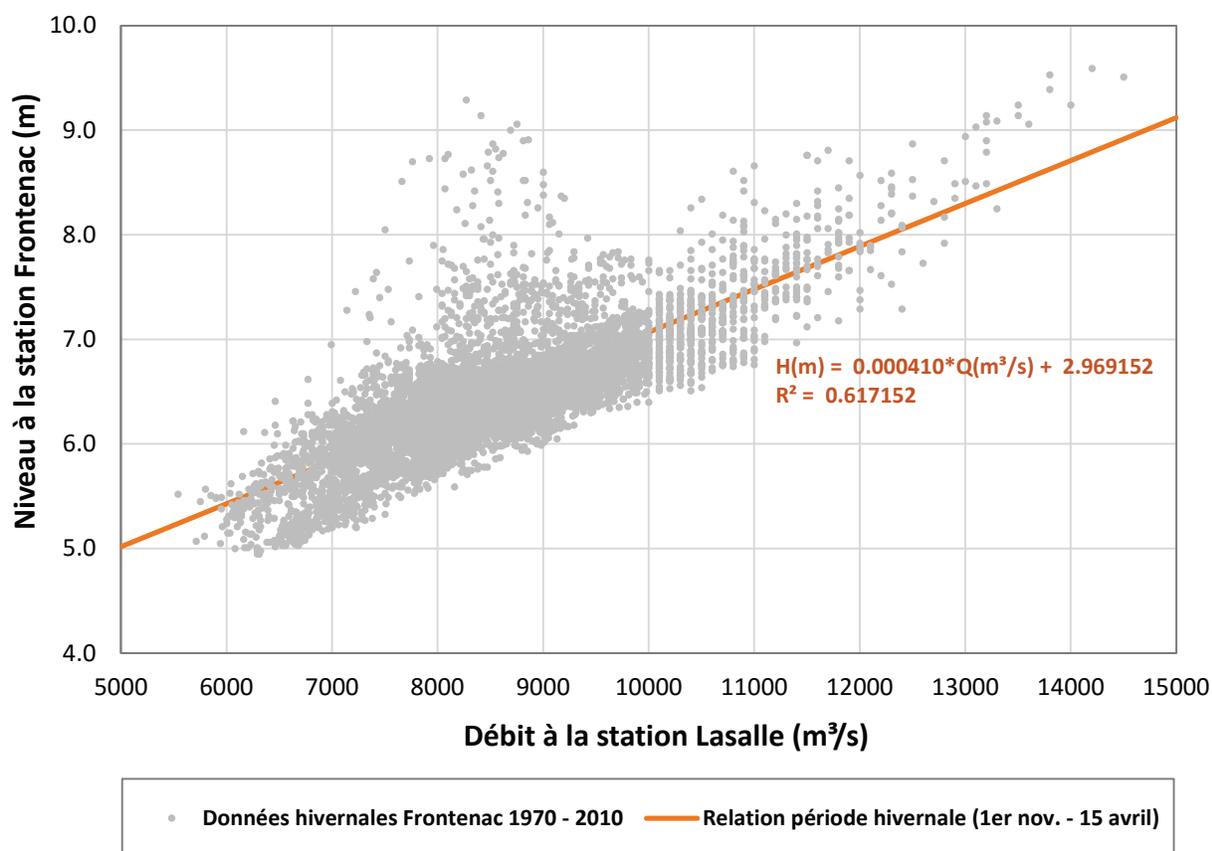


Figure 6 : Relation niveau-débit et données enregistrées pour la période hivernale

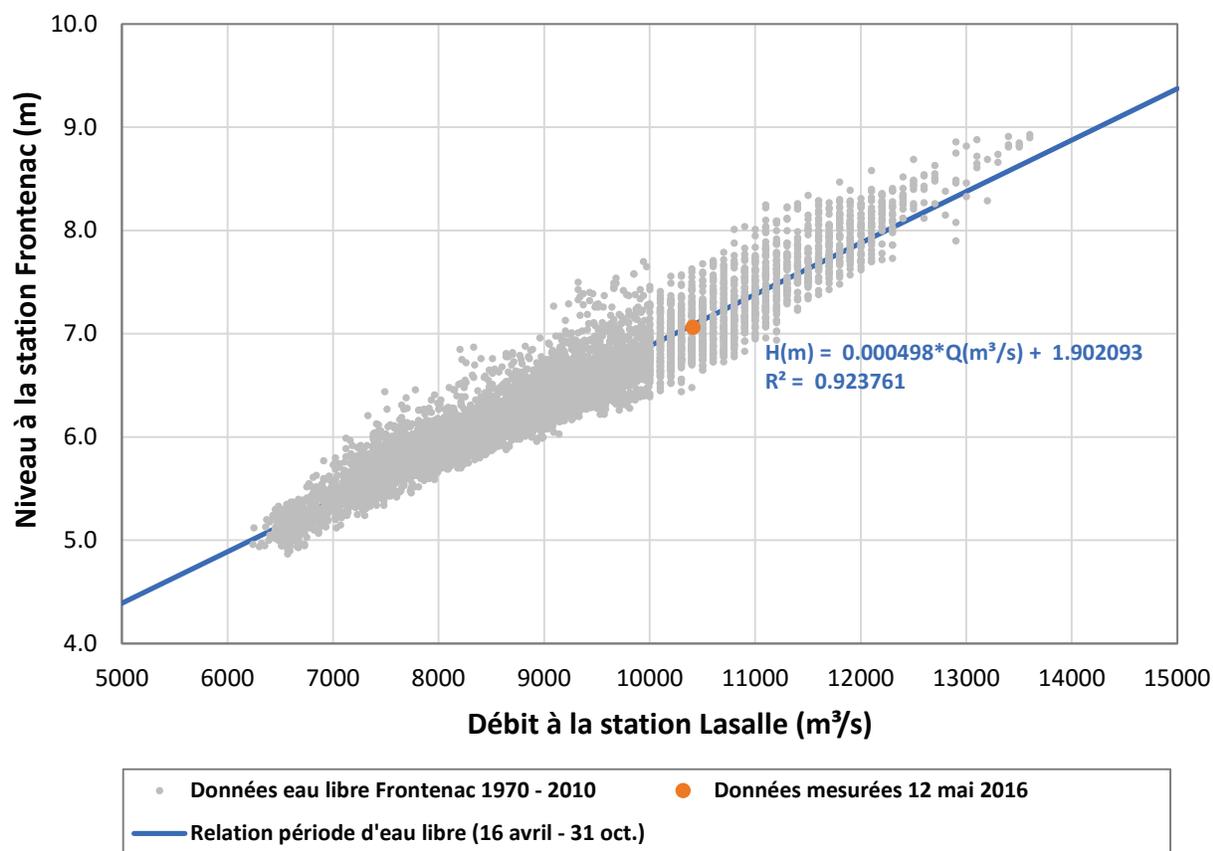


Figure 7 : Relation niveau-débit et données enregistrées pour la période d'eau libre

4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Les conditions hydrodynamiques ont été simulées au site en conditions actuelles et futures pour différents scénarios de débit dans le but d'évaluer les points suivants :

- Impacts des aménagements sur les conditions hydrodynamiques du site et du chenal de l'île de Sœurs;
- Stabilité des sédiments prévus dans l'aménagement de la plage;
- Efforts dus aux glaces sur les structures proposées.

De manière générale, les forces hydrodynamiques et les forces associées aux vagues déterminent les conditions hydrodynamiques d'un site donné. Pour le site à l'étude, seules les forces hydrodynamiques ont été prises en considération car les forces dues aux vagues ne jouent pas un rôle important dans le chenal de l'île des Sœurs. En effet, les dimensions du chenal et son orientation limitent le fetch des vents dominants observés à Montréal (ouest-sud-ouest et nord-nord-est), limitant ainsi la génération de vagues importantes au site. Les forces hydrodynamiques permettent à elles seules de déterminer les vitesses et les profondeurs de l'écoulement, lesquelles peuvent ensuite être utilisées pour évaluer le potentiel d'érosion des sédiments et les efforts dus aux glaces.

4.1 Modèle numérique

La modélisation numérique a été effectuée à l'aide du modèle MIKE 21, conçu et développé au Danemark par la firme DHI Water & Environment. Ce logiciel commercial est reconnu internationalement pour la modélisation bidimensionnelle des écoulements à surface libre en milieu fluvial, estuarien ou côtier. La bathymétrie de la zone à l'étude est reproduite dans le modèle numérique selon des mailles triangulaires. À partir de cette géométrie et des conditions imposées aux limites de la zone considérée, le modèle résout par la méthode des volumes finis les équations de la dynamique des fluides et donne en retour les valeurs de niveaux d'eau et de vitesses d'écoulement intégrées sur la verticale en chacun des points de maillage de la bathymétrie.

Il est important de souligner que l'hypothèse bidimensionnelle, qui peut se traduire par une hypothèse d'uniformité des vitesses sur la verticale en tout point du domaine est ici bien adaptée à l'écoulement fluvial du Saint-Laurent et dans le chenal de l'île des Sœurs qui ne présente pas de stratification significative en terme de densité et de vitesses. La campagne de mesures a notamment permis de valider cette hypothèse.

4.2 Domaine modélisé

La figure 8 illustre les limites de la zone couverte par le modèle numérique hydrodynamique. Le modèle d'ensemble couvre environ 15 km du fleuve Saint-Laurent, entre la limite amont située directement en aval des Rapides de Lachine entre les îles aux Chèvres et aux Hérons et la limite aval près de la station hydrométrique de Frontenac directement en aval de l'île Sainte-Hélène. L'étendue importante du modèle d'ensemble par rapport au secteur à l'étude permet de minimiser les imprécisions liées à la schématisation

de l'écoulement aux limites amont et aval du modèle, où les conditions d'écoulement sont imposées plutôt que calculées par le modèle. Toutefois, afin d'apprécier l'impact du projet sur le site le maillage du modèle d'ensemble a été raffiné dans la zone d'étude. Compte tenu qu'un raffinement de maillage se traduit automatiquement par une augmentation importante des temps de calculs, un modèle partiel a été mis au point à l'aide des résultats du modèle d'ensemble. Le modèle partiel de la zone du projet inclut uniquement le chenal de l'Île des Sœurs tel que montré dans la figure 8.



Figure 8 : Limites du modèle d'ensemble et du modèle partiel

Le maillage des deux modèles a été raffiné progressivement à l'approche de la zone d'intérêt. Un maillage de taille maximale de 1500 m² (longueur caractéristique de 55 m) a été utilisé dans la zone du fleuve Saint-Laurent. Pour ce qui est du chenal de l'Île des Sœurs, cinq niveaux de maillage ont été utilisés, soit des maillages plus grossiers dans la partie amont et aval du chenal et des maillages plus fins dans la zone du projet. La taille maximale des mailles a varié entre 500 m² (longueur caractéristique de 30 m) et 5 m² (longueur caractéristique de 3 m) pour le modèle d'ensemble et entre 500 m² (longueur caractéristique de 30 m) et 1 m² (longueur caractéristique de 1,5 m) pour le modèle partiel. La figure 9 montre les différents maillages utilisés dans le modèle d'ensemble et indique les zones où le maillage du modèle partiel a différé du modèle d'ensemble.

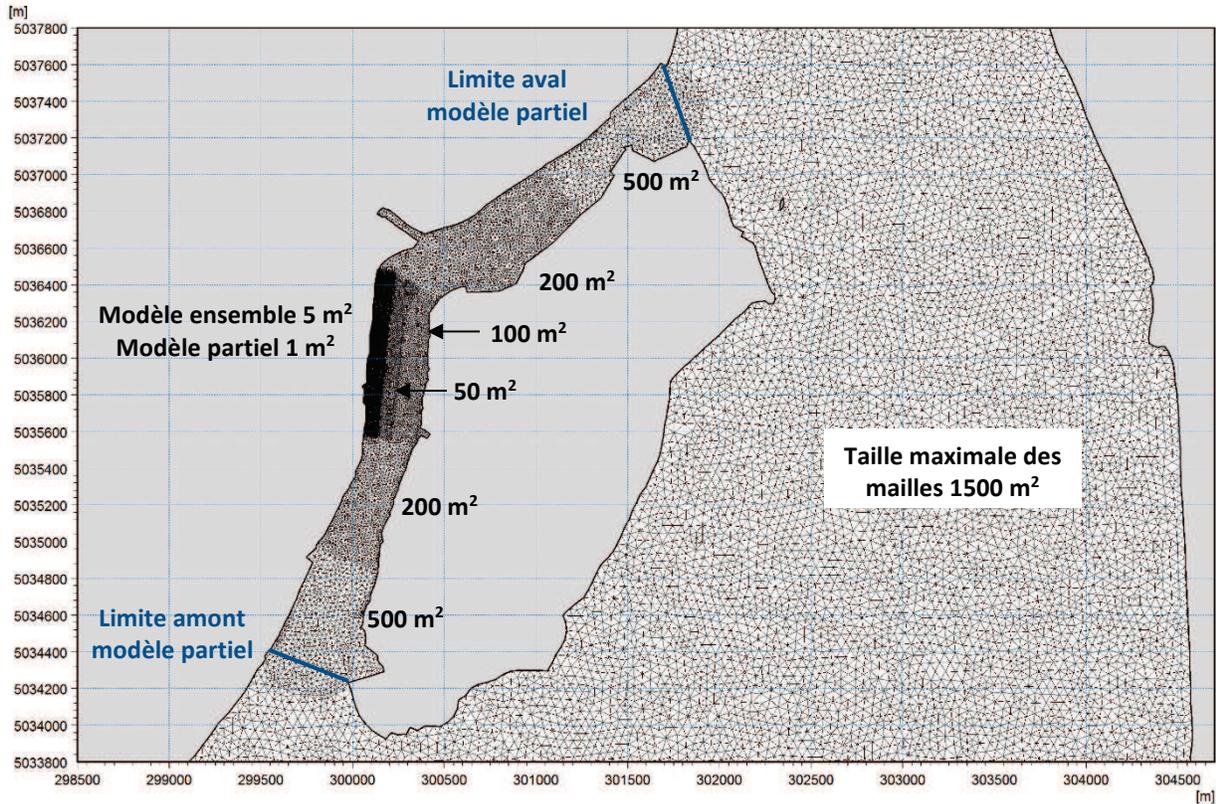


Figure 9 : Maillage du modèle d'ensemble et du modèle partiel

4.3 Données bathymétriques et topographiques

Les données bathymétriques et topographiques utilisées pour bâtir le modèle de terrain, présentées dans la figure 10, proviennent de nombreuses sources récoltées au fil de plusieurs projets. Plus spécifiquement, les sources des données ont été les suivantes :

- Bathymétrie détaillée du bassin de La Prairie réalisée à l'automne 1984 dans le cadre du projet hydroélectrique Archipel (47 184 points en jaune sur la figure 10);
- Relevés bathymétriques réalisés les 30 et 31 Octobre 2012 dans le secteur amont du chenal de l'Île des Sœurs (19 620 points en orange sur la figure 10);
- Bathymétrie détaillée du secteur aval du chenal de l'Île des Sœurs et de son raccordement au fleuve Saint-Laurent réalisée en 2007 (50 955 points en rouge sur la figure 10);
- Relevés bathymétriques réalisés en 2011 et 2012 le long de l'axe du Pont Champlain (51 718 points en 2011 et 73 880 points en 2012 en vert sur la figure 10);
- Données bathymétriques fournies par le Service Hydrographique du Canada (SHC) (10 567 points dans le fichier n° 5607 et 16 737 points dans le fichier n° 5608 en bleu pâle sur la figure 10);
- Topographie des berges provenant d'un relevé LIDAR complet du secteur fourni en 2003 par Environnement Canada (930 116 points en brun sur la figure 10);
- Relevés bathymétriques du site à l'étude réalisés en 2015 par la firme Biofilia (562 points en mauve sur la figure 10);

- Relevés bathymétriques le long de transects transversaux sur le chenal de l'île des Sœurs réalisés lors de la campagne de terrain du 11 et 12 mai 2016 par Lasalle | NHC (1217 points en noir sur la figure 10);
- Relevé d'arpentage du Parc Therrien fourni par l'arrondissement de Verdun (plan n° 6415 avec 46 967 points en bleu foncé sur la figure 10).

Malgré une couverture quasi complète du modèle d'ensemble, un manque de données existe directement en amont du Pont Champlain sur une largeur de 175 m et en aval du Pont Champlain sur une superficie d'environ 4 km². Cette zone a été interprétée à partir de courbes d'élévation provenant d'un relevé réalisé en 1957 (points gris sur la figure 10). Il est important de noter que ce manque de données n'a pas d'impact notable sur les résultats dans le site à l'étude.

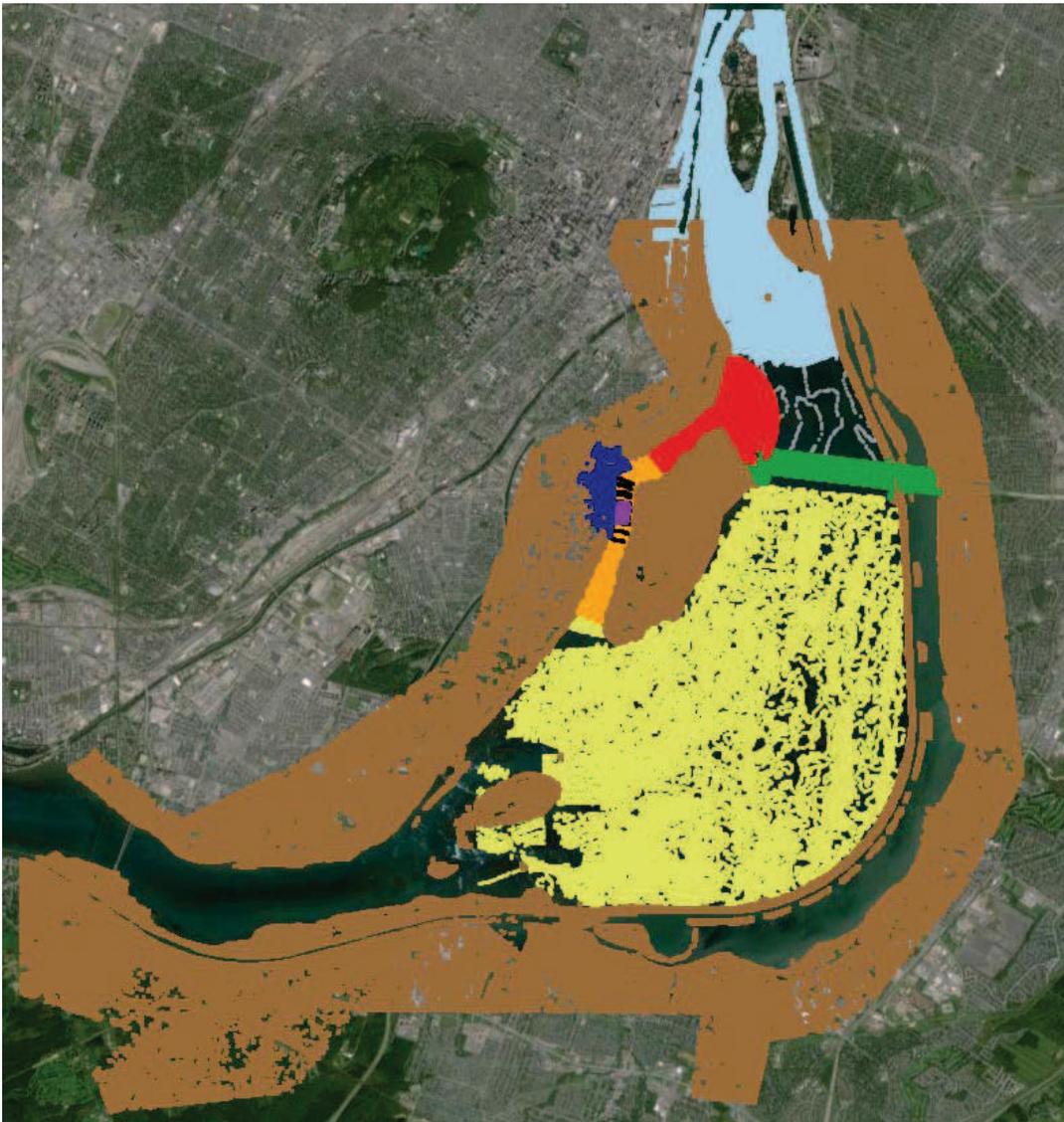


Figure 10 : Données bathymétriques et topographiques intégrées au modèle de terrain

Une fois les informations bathymétriques et topographiques rassemblées dans le même système d'information géographique (NAD 83 MTM zone 8) et rapportées au niveau géodésique, les données ont été importées dans le logiciel de prétraitement des données de MIKE 21. Le modèle de terrain résultant est illustré à la figure 11 pour le modèle d'ensemble et à la figure 12 pour le site du projet sous les conditions actuelles. La figure 13 montre le modèle de terrain du projet proposé.

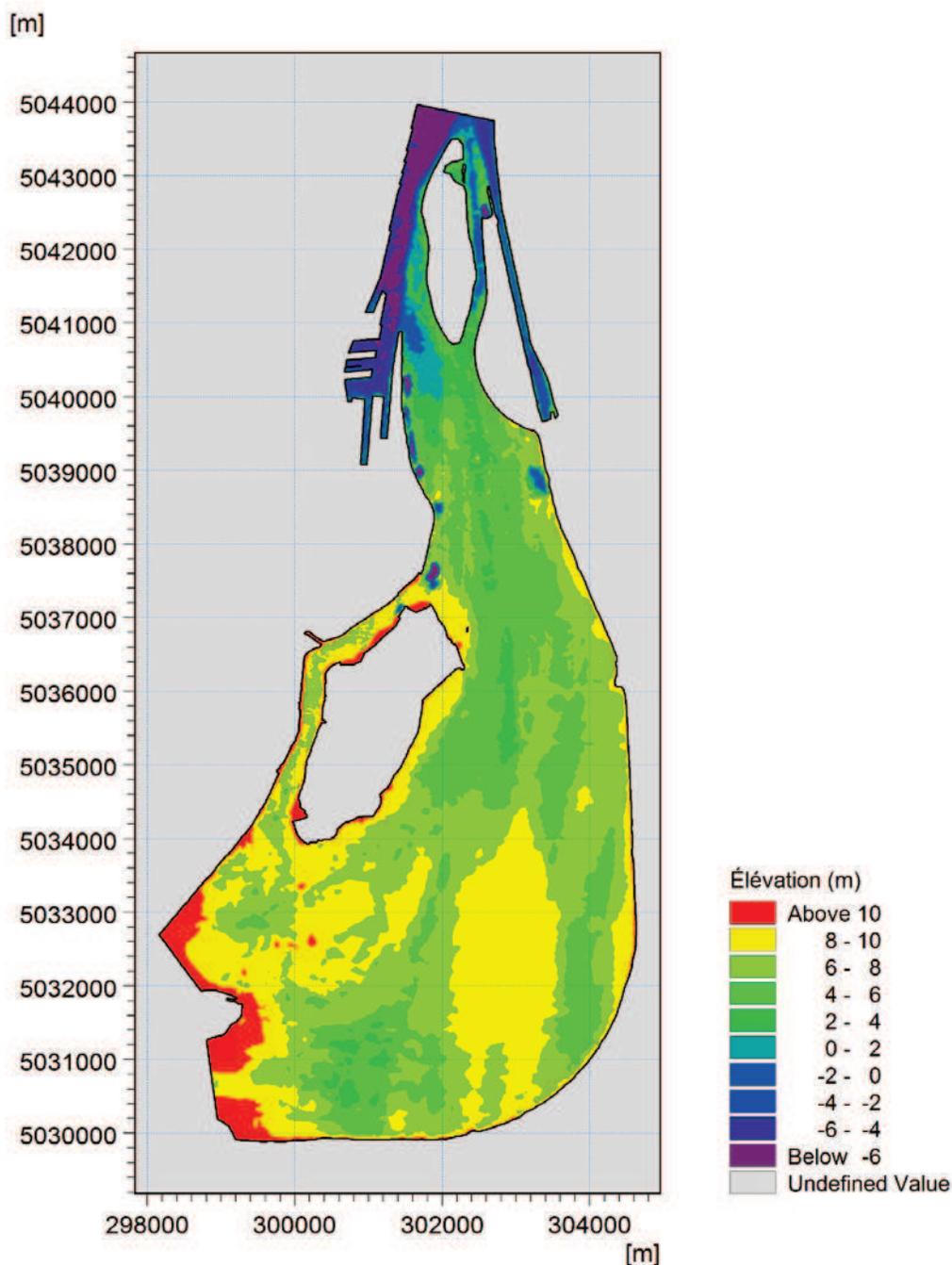


Figure 11 : Modèle de terrain du modèle d'ensemble (conditions actuelles)

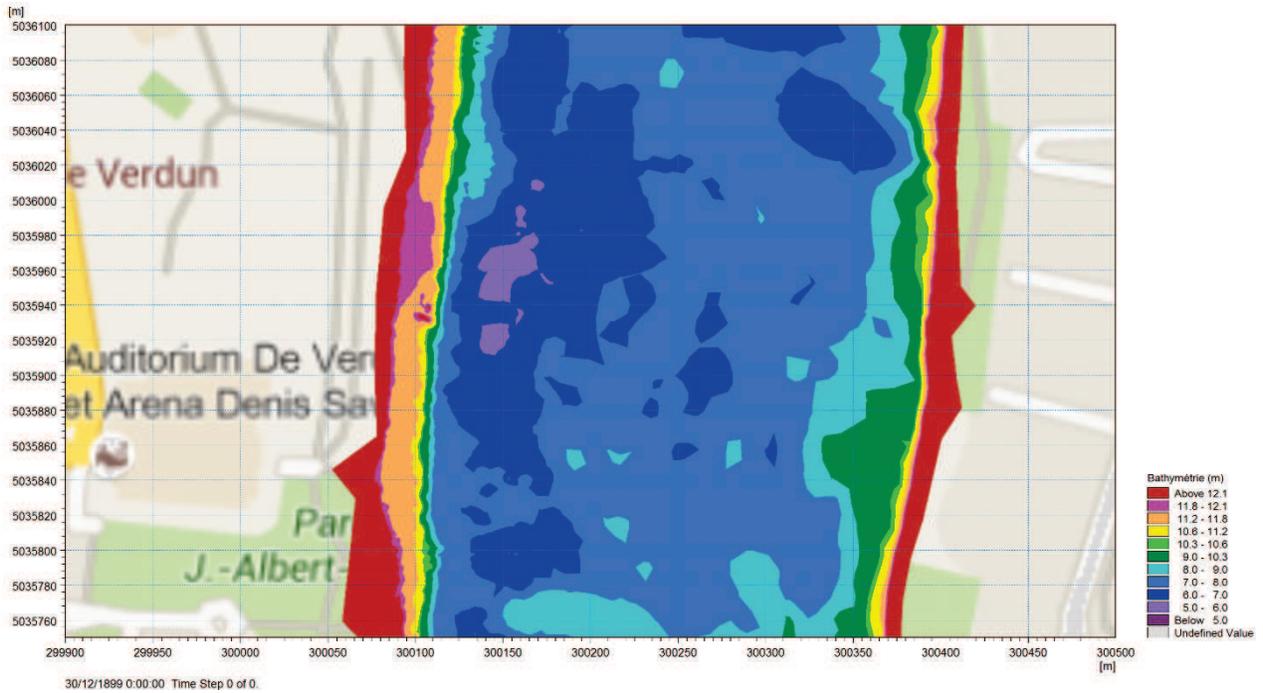


Figure 12 : Modèle de terrain au site du projet (conditions actuelles)

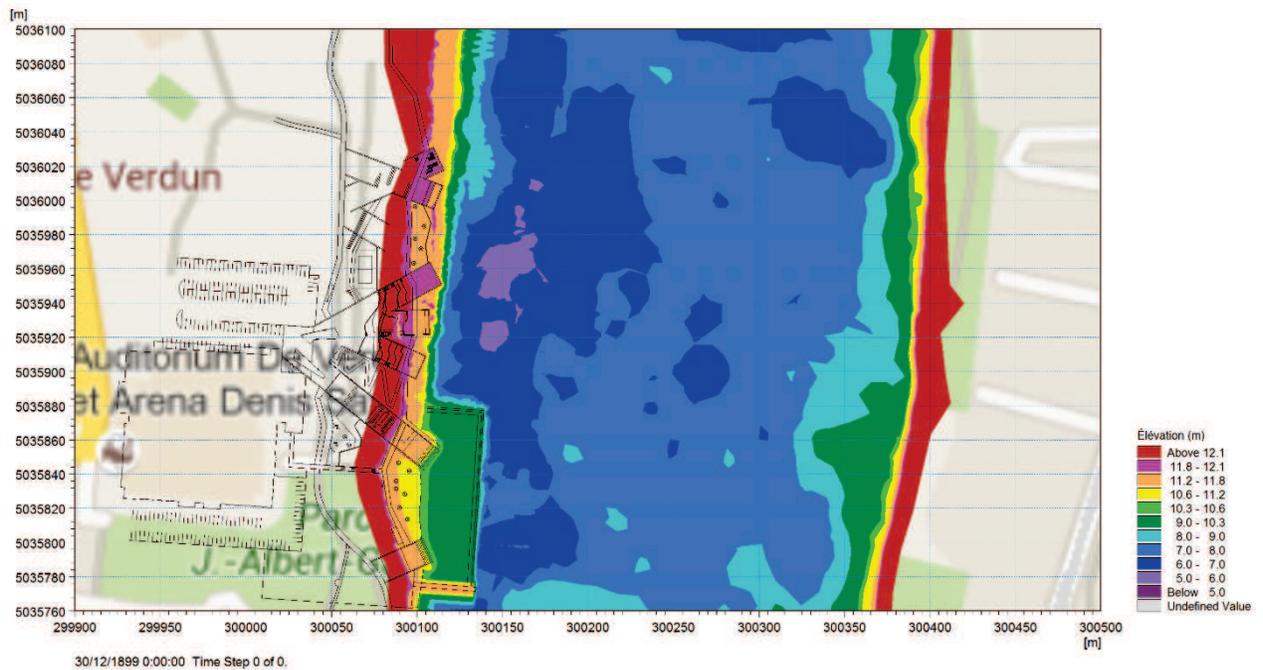


Figure 13 : Modèle de terrain du projet proposé (conditions futures)

L'échelle de couleurs de la légende des figures 12 et 13 est représentative des différents niveaux d'eau au site du projet pour les scénarios étudiés tel que définis dans la section 6.2 (tableau 3).

4.4 Conditions aux limites

Les simulations des conditions d'écoulement du modèle d'ensemble ont été effectuées en imposant un débit aux deux limites amont (fleuve Saint-Laurent de part et d'autre des îles aux Chèvres et aux Hérons) et un niveau d'eau à la limite aval du modèle (station Frontenac). Les simulations des conditions d'écoulement du modèle partiel ont été effectuées en imposant un débit à la limite amont du chenal de l'île des Sœurs et un niveau d'eau à la limite aval du chenal de l'île des Sœurs. Les relations niveau-débit appliquées dans le modèle partiel proviennent des résultats du modèle d'ensemble, en se basant sur l'hypothèse que le projet n'impactera pas de manière significative la répartition du débit entre le fleuve Saint-Laurent et le chenal de l'île des Sœurs (voir section 6.3). La figure 8 illustre la position de ces limites.

La répartition du débit du fleuve Saint-Laurent de part et d'autre des îles aux Chèvres et aux Hérons a été établie sur la base des études existantes dans la zone [1] et validée par les mesures effectuées sur le terrain (chapitre 5). Selon les études existantes, 45% du débit du fleuve Saint-Laurent transite au nord de l'île aux Chèvres et 55% du débit transite au sud de l'île aux Hérons. Les valeurs imposées aux limites ont été déterminées sur la base de l'analyse hydrologique présentée dans le chapitre 3.

4.5 Paramètres de modélisation

Les simulations hydrodynamiques ont été effectuées avec un pas de temps fixé à $\Delta t=30$ secondes. Chaque simulation représentait une durée totale de 7,5 heures pour le modèle d'ensemble et de 5,5 heures pour le modèle partiel, un temps suffisamment long pour assurer la stabilité du modèle et l'établissement d'un régime permanent.

La rugosité des fonds en contact avec l'écoulement varie dans l'espace et a été fixée au cours de l'exercice de calibration du modèle (section 6.1). Pour le paramètre de viscosité turbulente, une valeur constante de $0,28 \text{ m}^2/\text{s}$ selon la formulation de Smagorinsky a été choisie.

5 CAMPAGNE DE MESURES

Afin de valider les conditions aux frontières du modèle et obtenir des données de calibration, une campagne de mesure des courants et des niveaux d'eau a été réalisée sur le chenal de l'Île des Sœurs les 11 et 12 mai 2016 par Lasalle | NHC.

5.1 Courantométrie

Le 12 mai 2016, Lasalle | NHC a relevé des données relatives au débit et aux vitesses à l'aide d'un profileur de courant à effet doppler (ADCP) sur dix transects situés dans la zone du projet sur le chenal de l'Île des Sœurs, tel qu'illustré sur la figure 14.

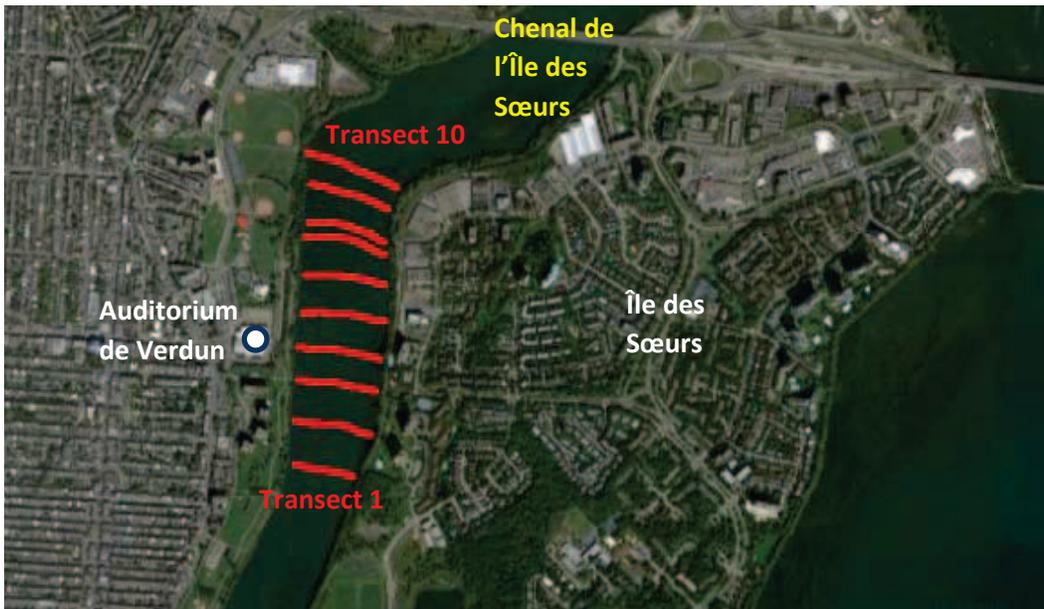


Figure 14 : Transects relevés à l'ADCP (12 mai 2016)

Durant la campagne, l'ADCP de marque Teledyne (modèle Rio Grande) était monté sur un radeau conçu à cet effet, tiré par une chaloupe à moteur. Les données ont été enregistrées puis traitées dans le logiciel WinRiver II. Le montage de l'équipement lors de la prise des mesures est montré à la figure 15.



Figure 15 : Équipement de prise de mesures (ADCP et radeau)

Au moment des relevés, le débit du fleuve Saint-Laurent enregistré à la station Lasalle (n° 02OA016) était de 10 412 m³/s. Les transects de mesure ont été définis au préalable dans le but de déterminer le débit transitant dans le chenal de l'Île des Sœurs et de valider les vitesses simulées par le modèle dans la zone du projet. D'après les transects mesurés, le débit moyen dans le chenal de l'Île des Sœurs le 12 mai 2016 a été de 411 m³/s, soit 3,95% du débit du fleuve Saint-Laurent.

5.2 Niveaux d'eau

Le 11 mai 2016, Lasalle | NHC a réalisé un relevé par GPS RTK du niveau d'eau le long de la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs. Un mobile de type GNSS Trimble R10 et un contrôleur Trimble TSC3 ont été utilisés lors de la campagne de terrain. Ce système était muni d'une connexion au réseau de stations de référence virtuelle Can-Net fournissant des corrections en temps réel à une précision centimétrique sans l'installation d'une station de base. La figure 16 illustre la localisation du relevé de la ligne d'eau (55 points sur un total de 3,85 km).

Au moment des relevés, le débit du fleuve Saint-Laurent enregistré à la station Lasalle (n° 02OA016) était de 10 328 m³/s, soit une différence de 0,81% par rapport au débit mesuré le 12 mai 2016. L'élévation de la ligne d'eau relevée a varié entre 11,14 m au PK 0+000 et 10,15 m au PK 3+850 tel qu'illustré sur la figure 17. Au site du projet vis-à-vis de l'Auditorium de Verdun, l'élévation de la surface de l'eau le 11 mai 2016 était de 10,97 m.



Figure 16 : Localisation du relevé de la ligne d'eau sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs (11 mai 2016)

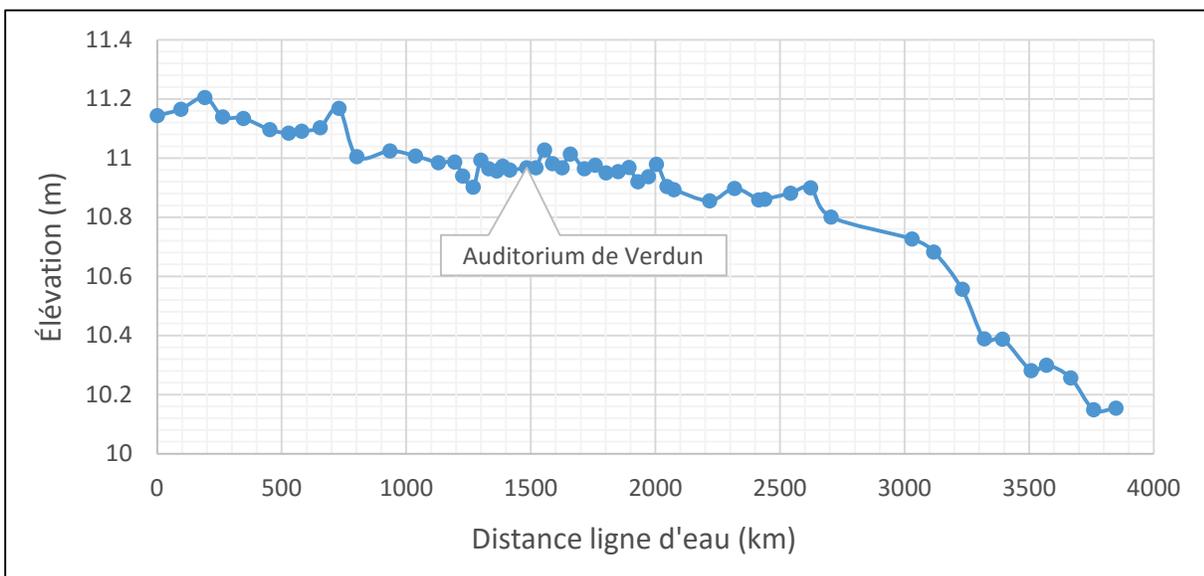


Figure 17 : Élévation de la ligne d'eau sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs (11 mai 2016)

6 RÉSULTATS

6.1 Calibration du modèle

Le modèle a été calibré sur la base des données historiques aux différentes stations hydrométriques du fleuve Saint-Laurent (en opération ou non) sur le tronçon modélisé, ainsi que des mesures effectuées dans le chenal de l'île des Sœurs dans le cadre du présent mandat (voir chapitre 5).

Afin d'assurer la représentativité des conditions hydrodynamiques prédites par le modèle d'ensemble, une simulation a d'abord été réalisée afin de reproduire les conditions hydrodynamiques du 12 mai 2016, date à laquelle des relevés de vitesse de courant ont été effectués par Lasalle | NHC aux abords du site du projet (voir chapitre 5). L'écart entre les valeurs de débit à la station Lasalle les 11 et 12 mai 2016 est jugé négligeable (moins de 1%), ce qui permet de considérer toutes les données (débits, vitesses et niveaux d'eau) relevées durant ces deux jours comme étant représentatives des mêmes conditions d'écoulement. De plus, les données de trois stations supplémentaires mesurant le niveau d'eau dans la zone ont été utilisées durant le processus de calibration, soit les stations localisées au Quai de la Tortue (ancienne station sur la rive sud du bassin de La Prairie) et au le Pont Victoria (ancienne station), ainsi que la station de La Prairie (no 02OA041). Les relations niveau-débit de ces stations proviennent d'études existantes [1] dans la zone. La figure 18 présente la localisation des points de mesure de vitesse de courant sélectionnés pour la validation du modèle, des mesures de la ligne d'eau le long de chenal de l'île des Sœurs (à gauche) et des stations supplémentaires pour la calibration du niveau d'eau (à droite).

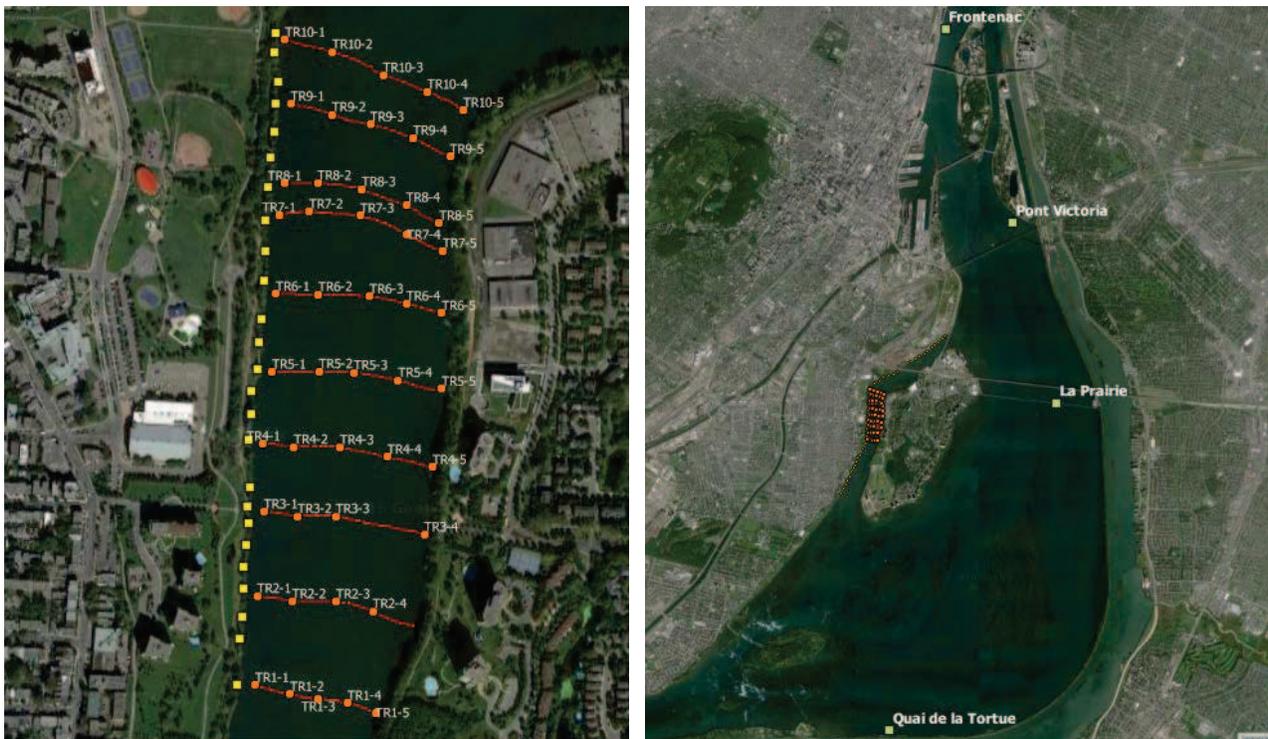


Figure 18 : Localisation des points de mesure de vitesse de courant et de la ligne d'eau (à gauche) et des stations supplémentaires pour la calibration (à droite)

Le débit enregistré à Lasalle le 12 mai 2016 a été de 10 412 m³/s et le niveau mesuré à Frontenac a été de 7,06 m. Selon la relation niveau-débit établie, le débit enregistré le 12 mai correspond à un niveau de 7,09 m à la station Frontenac, ce qui concorde bien avec la valeur mesurée à la station. Tel que mentionné au préalable, des études existantes de la zone [1] indiquent une répartition de débit en amont du modèle d'ensemble de 45% au nord de l'île aux Chèvres et 55% au sud de l'île aux Hérons, ce qui équivaut à 4 685,40 m³/s et 5 726,60 m³/s respectivement pour le 12 mai 2016. Le modèle a été calibré en ajustant le coefficient de rugosité de Manning dans le domaine de calcul afin d'obtenir, d'une part, une ligne d'eau en accord avec les niveaux d'eau mesurés sur le terrain et ceux définis par les relations niveau-débit des stations du Quai de la Tortue, de La Prairie et du Pont Victoria, et d'autre part, un débit transitant dans le chenal de l'île des Sœurs concordant avec celui mesuré le 12 mai 2016 (411 m³/s). Le coefficient de Manning résultant de cette calibration varie entre 0,029 et 0,042 dans le fleuve Saint-Laurent et est égal à 0,037 dans le chenal de l'île des Sœurs. Durant le processus de calibration, une analyse de sensibilité de la répartition du débit du fleuve de part et d'autre des îles aux Chèvres et aux Hérons a été réalisée, ce qui permet de valider indirectement la répartition présentée dans les études existantes (45% et 55% respectivement) [1].

Il faut souligner que lors de la campagne de mesures, la présence de remblais ou digues temporaires mises en œuvre pour la construction du nouveau pont de l'île des Sœurs ont été notés (voir figure 19). Ces structures temporaires ont été inclus dans l'exercice de calibration afin d'obtenir des valeurs du coefficient de Manning représentatives des fonds et non surestimées à cause de la présence d'obstructions temporaires. Compte tenu de la nature temporaire de ces structures, celles-ci ont ensuite été retirées dans les simulations subséquentes de l'état actuel et futur.

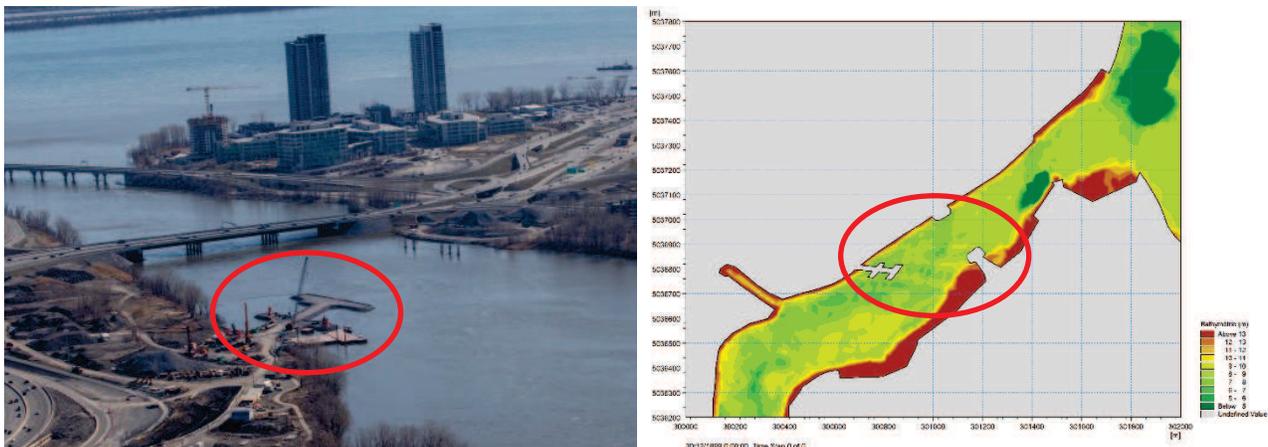


Figure 19 : Vue de la construction du nouveau pont de l'île des Sœurs (à gauche) et modification du modèle (à droite)

Le tableau 2 ci-dessous présente la comparaison des niveaux d'eau et débits réels et modélisés obtenus lors de la calibration. Les résultats de calibration de la ligne d'eau sur la berge gauche du chenal de l'île des Sœurs sont présentés sur la figure 20.

Tableau 2 : Comparaison des niveaux prévus et modélisés des stations sur le fleuve Saint-Laurent

Élément	Valeur réelle*	Valeur modélisée
Débit Lasalle	10 412 m ³ /s (mesurée)	10 412 m ³ /s (condition limite modèle)
Débit chenal Île des Sœurs	411 m ³ /s (mesurée)	419 m ³ /s
Niveau Quai de la Tortue	11,17 m (calculée)	11,12 m
Niveau La Prairie	10,52 m (calculée)	10,50 m
Niveau Pont Victoria	9,29 m (calculée)	9,28 m
Niveau Frontenac	7,06 m (mesurée)	7,06 m (condition limite modèle)
Niveau entrée chenal Île des Sœurs	11,14 m (mesurée)	11,14 m
Niveau Auditorium de Verdun	10,95 m (mesurée)	10,93 m
Niveau sortie chenal Îles des Sœurs	10,15 m (mesurée)	10,12 m

*Valeur mesurée sur le terrain (11 et 12 mai 2016) ou calculée à partir des relations niveau-débit établies.

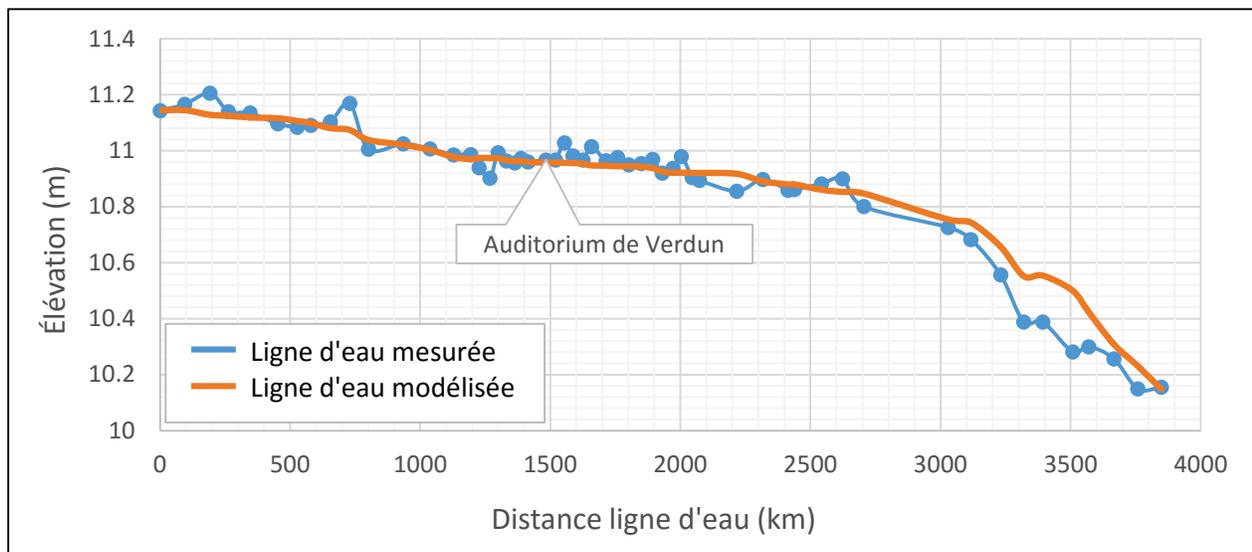


Figure 20 : Ligne d'eau mesurée et modélisée sur la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs

Une fois le modèle calibré par rapport aux niveaux et débits, les vitesses de courant mesurées sur le terrain ont été comparées à celles obtenues par le modèle. Cette comparaison a été réalisée dans le but de valider les tendances et ordres de grandeur (± 15 cm/s) des résultats de modélisation. La figure 21 présente le champ des vitesses modélisées et les vitesses mesurées sur le terrain dans la zone du projet.

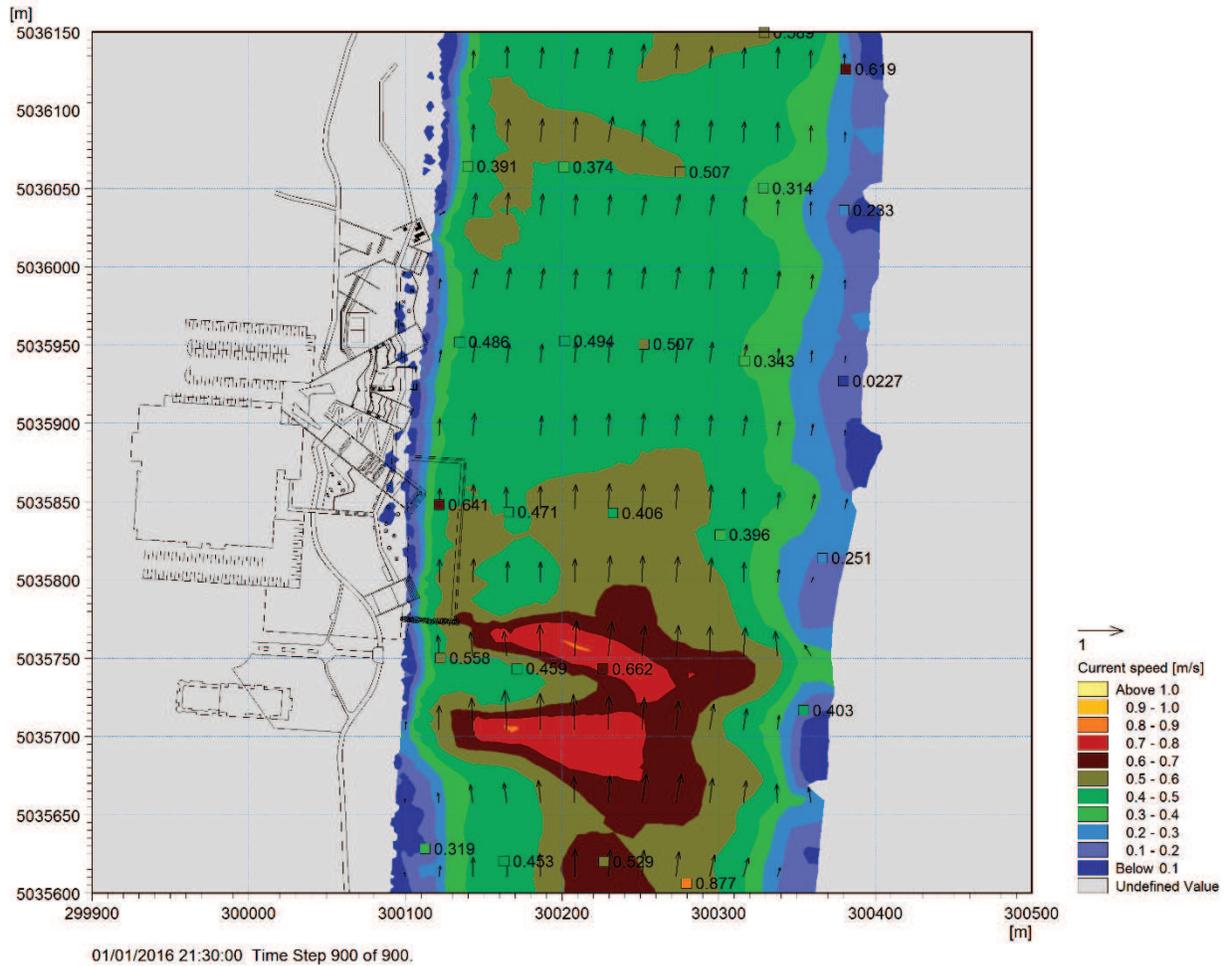


Figure 21 : Comparaison des vitesses modélisées et mesurées sur le terrain (simulation 12 mai 2016)

6.2 Conditions actuelles

Suite à la calibration du modèle d'ensemble, les conditions hydrodynamiques actuelles ont été simulées pour les scénarios de débit moyen de baignade, de débit de crue de récurrence 2 ans, 20 ans et 100 ans et de débit d'étiage de récurrence 20 ans.

Pour les cinq scénarios de débit, les vitesses calculées en conditions actuelles dans l'emprise de la zone de baignade projetée dépassent largement la valeur communément admise de 0,15 m/s¹ pour offrir une baignade en toute sécurité. En effet, les vitesses d'écoulement atteignent 0,60 m/s pour le débit d'étiage de récurrence 20 ans et pour le débit moyen de baignade, 0,70 m/s pour la crue de récurrence 2 ans et 20 ans et 0,80 m/s pour la crue de récurrence 100 ans. Il est noté également que les vitesses dépassent

¹ Cette valeur a été appliqué dans l'analyse du choix de l'emplacement de la plage de Verdun tel que décrit par le document *Une plage à Verdun – Un legs pour le 375e* disponible sur le site web de l'arrondissement de Verdun [2].

0,15 m/s à une distance de l'ordre de 4 m de la berge. De plus, le site du projet est caractérisé par un écoulement relativement bien aligné avec le profil longitudinal de la berge.

Les profondeurs correspondantes au débit moyen de baignade atteignent jusqu'à 4 m et dépassent donc les profondeurs sécuritaires pour la baignade, soit 1,5 m. Les profondeurs atteintes pour le débit d'étiage de récurrence 20 ans et le débit de crue de récurrence 2 ans, représentatifs des débits minimum et maximum pouvant être atteints durant la saison de baignade, sont de 4 m et 5 m respectivement. Les caractéristiques des vitesses et des profondeurs en conditions actuelles mettent en évidence que le projet de plage requiert la présence d'un ouvrage de protection et d'un remblai afin de réduire les vitesses et les profondeurs et ainsi offrir un accès à l'eau en toute sécurité pour la baignade.

Les champs d'écoulement et les profondeurs d'eau des conditions actuelles pour cinq conditions de débit (débit moyen baignade, crue 1:2 ans, crue 1:20 ans, crue 1:100 ans et étiage 1:20 ans) sont illustrés aux figures 23 à 32 en parallèle aux conditions futures. Afin de situer la zone d'intérêt, ces figures incluent le projet proposé en arrière-plan.

La surface de l'eau sur le site du projet atteint des élévations variant entre 10,30 m et 12,07 m selon les différents scénarios tel que présenté dans le tableau 3.

Tableau 3 : Niveau d'eau au site du projet pour les différents scénarios étudiés

Scénario	Débit Station Lasalle (m ³ /s)	Niveau site projet* (m)
Débit étiage 1:20 ans	6 717	10,30
Débit moyen de baignade	8 576,17	10,58
Débit crue 1:2 ans	11 807	11,21
Débit crue 1:20 ans	13 975	11,77
Débit crue 1:100 ans	14 980	12,07

* Le niveau d'eau a été extrait aux coordonnées (300100,12; 5035854,20)

6.3 Relations niveau-débit du modèle partiel

Tel que mentionné dans les sections précédentes, les conditions actuelles ont été modélisées en utilisant le modèle d'ensemble et les conditions futures en utilisant le modèle partiel qui inclut uniquement le chenal de l'Île des Sœurs. Les simulations des conditions actuelles ont été effectuées en imposant un débit aux deux limites amont et un niveau d'eau à la limite aval du modèle d'ensemble (voir tableau 1). Les simulations des conditions futures ont été effectuées en imposant un débit à la limite amont du chenal de l'Île des Sœurs et un niveau d'eau à la limite aval du chenal de l'Île des Sœurs. Les relations niveau-débit appliquées dans le modèle partiel proviennent des résultats du modèle d'ensemble. Le tableau 4 ci-dessous présente ces relations niveau-débit. Le modèle partiel a été validé avec les résultats des conditions actuelles du modèle d'ensemble pour assurer la cohérence des résultats.

Cette méthodologie est basée sur l’hypothèse que le projet n’impactera pas la répartition de débit entre le fleuve Saint-Laurent et le chenal de l’île des Sœurs de manière significative. Cette hypothèse a été validée par les simulations de calibrage réalisées, où une obstruction de 125 m représentant 40% de la largeur du chenal à ce point (digues temporaires pour la construction du nouveau pont de l’île des Sœurs) et atteignant pratiquement le centre du chenal où les vitesses sont élevées, a causé une réduction de débit dans le chenal de l’île des Sœurs de près de 7%. L’épi proposé ne représente que 13% de la largeur du chenal au site du projet, où les vitesses sont plus faibles (plus près de la berge), et donc son impact sur la répartition de débit entre le fleuve Saint-Laurent et le chenal de l’île des Sœurs est négligeable. Par ailleurs, les résultats des simulations en conditions futures indiquent que le rehaussement induit par l’aménagement projeté est également négligeable tel que discuté dans la section 6.4 et montré dans la figure 22.

Tableau 4 : Relations niveau-débit entre modèle d’ensemble et modèle partiel

Scénario	Limite amont modèle partiel: Débit entrée chenal Île des Sœurs (m ³ /s)	Limite aval modèle partiel : Niveau sortie chenal Île des Sœurs (m)
Débit étiage 1:20 ans	264,68	9,13
Débit moyen d’hiver Niveau minimal	344,82	9,58
Débit moyen d’hiver Niveau maximal	377,66	10,34
Débit moyen de baignade	346,42	9,60
Débit crue 1:2 ans	539,09	10,49
Débit crue 1:20 ans	697,94	11,19
Débit crue 1:100 ans	778,17	11,55

6.4 Conditions futures

Tel que présenté dans la section 2 du présent rapport, le concept du projet prévoit l’aménagement d’une plage de sable vis-à-vis de l’Auditorium de Verdun, d’une zone de baignade d’une profondeur sécuritaire protégée par un épi et des accès publics à la plage et au plan d’eau (voir figures 3 et 4). Les modifications de terrain proposées ont été intégrées au modèle numérique afin de représenter le site dans son état futur. La crête de l’épi servant à protéger la zone de baignade a une largeur de 3 m, une longueur de 36 m et atteint une élévation de 11,8 m, soit une élévation légèrement supérieure au niveau correspondant à la crue de récurrence 20 ans. Les talus de l’épi ont une pente de 1:2 jusqu’à atteindre le terrain naturel ou le fond de la zone de baignade. La zone de baignade proposée a une longueur d’environ 100 m et une largeur d’environ 30 m. Le fond a une pente variant d’entre 7% et 12% jusqu’à atteindre l’élévation de 9,1 m, maintenue sur les derniers 10 m vers le large. Cette élévation de 9,1 m correspond à une profondeur d’eau de 1,5 m en conditions de débit moyen de baignade.

Les conditions hydrodynamiques ont été simulées à nouveau pour les scénarios de débit moyen de baignade, débit de crue de récurrence 2 ans, 20 ans et 100 ans et débit d'étiage de récurrence 20 ans avec les conditions futures d'aménagement. Les champs d'écoulement et les profondeurs d'eau des conditions futures sont illustrés dans les figures 23 à 32 en parallèle aux conditions actuelles. Pour ce qui est des conditions du débit moyen hivernal, deux simulations distinctes ont été réalisées afin d'analyser la dispersion des niveaux observée durant cette période de l'année. Une première simulation a été réalisée en utilisant le niveau minimum observé pour le débit moyen hivernal à la station Frontenac (5,71 m) et une deuxième simulation en utilisant le niveau maximum observé pour le débit moyen hivernal à la station Frontenac (9,29 m). Les champs d'écoulement et les profondeurs d'eau des conditions futures pour les deux scénarios du débit moyen d'hiver sont illustrés et analysés en détail au chapitre 8.

Pour le débit moyen de baignade, la vitesse maximale atteinte dans la zone de baignade est de 0,14 m/s avec une profondeur maximale de 1,5 m, soit des conditions sécuritaires pour la baignade. Pour le débit de crue de récurrence 2 ans, représentatif des conditions de débit maximales de la période de baignade, la vitesse maximale est de 0,10 m/s avec une profondeur maximale de 2,1 m, soit des conditions sécuritaires en termes de vitesse de courant, mais présentant une profondeur légèrement trop élevée. Pour le débit d'étiage de récurrence 20 ans, représentatif des conditions de débit minimales de la période de baignade, la vitesse maximale est de 0,17 m/s avec une profondeur maximale de 1,2 m, soit des conditions sécuritaires en termes de profondeur, mais présentant une vitesse légèrement trop élevée. Dans ces trois cas les vitesses maximales sont obtenues à l'extrémité nord de la zone de baignade aménagée et sont dirigées vers le sud, soit vers l'intérieur de la zone de baignade à cause du courant de retour induit par la présence de l'épi.

La présence de l'épi induit une augmentation des vitesses dans la veine contractée et plus particulièrement au nez de l'épi, tel que décrit ci-dessous pour chaque scénario de débit étudié :

- Pour le débit moyen de baignade, la vitesse atteint 1,4 m/s très localement au nez de l'épi et 0,7 m/s sur une bande limitrophe à la zone de baignade. Il est donc question d'une augmentation d'un facteur de l'ordre de 2,5 immédiatement au nez de l'épi et de 1,25 le long de la zone de baignade et au large dans l'axe de l'épi. Pour ce débit, le projet n'a pas d'impact sur les vitesses modélisées sur la berge opposée en rive droite du chenal de l'Île des Sœurs.
- Pour le débit de crue de récurrence 2 ans, la vitesse atteint 1 m/s directement au nez de l'épi et 0,9 m/s dans le secteur limitrophe à la zone de baignade. Pour ce débit, le projet cause une légère augmentation (environ 0,10 m/s) des vitesses modélisées sur la berge opposée en rive droite du chenal de l'Île des Sœurs.
- Pour le débit de crue de récurrence 20 ans, la vitesse atteint 1,4 m/s directement au nez de l'épi et 1 m/s dans le secteur limitrophe à la zone de baignade. Pour ce débit, le projet cause également une légère augmentation (environ 0,10 m/s) des vitesses modélisées sur la berge en rive droite du chenal de l'Île des Sœurs.
- Pour le débit de crue de récurrence 100 ans, la vitesse atteint 1,5 m/s directement au nez de l'épi et 1 m/s dans le secteur limitrophe à la zone de baignade. Pour ce débit, le projet cause également une légère augmentation (environ 0,10 m/s) des vitesses modélisées sur la berge en rive droite du

chenal de l'Île des Sœurs. De plus, l'épi est submergé à ce débit (environ 25 cm de hauteur d'eau) et les vitesses modélisées au-dessus de l'épi sont de 1 m/s.

- Pour le débit d'étiage de récurrence 20 ans, la vitesse atteint 0,83 m/s très localement au nez de l'épi et 0,65 m/s sur une bande limitrophe à la zone de baignade. Pour ce débit, le projet n'a pas d'impact sur les vitesses modélisées sur la berge opposée en rive droite du chenal de l'Île des Sœurs.

Dans l'ensemble, l'augmentation des vitesses sous les conditions futures avec projet est de l'ordre de 15 à 25% au passage de l'épi et le long de la zone de décollement à l'est de la zone de baignade pour les débits les plus faibles (étiage 20 ans, débit moyen de baignade, crue 2 ans), et atteint jusqu'à 50% pour les débits les plus élevés (crue 20 ans et 100 ans).

Afin d'éviter toute submersion de l'épi pour le débit de crue de récurrence 100 ans, une simulation avec une crête de l'épi à 12,1 m a été réalisée. Les résultats de cette simulation sont comparés aux résultats de la simulation des conditions de crue de récurrence 100 ans avec une crête à 11,8 m dans la figure 33. Selon ces résultats, la vitesse atteint 1,3 m/s directement au nez de l'épi et 1 m/s dans le secteur limitrophe à la zone de baignade. Dans l'ensemble, le champ d'écoulement avec un épi à 12,1 m ne présente pas de différences significatives par rapport au champ d'écoulement avec un épi à 11,8 m pour les conditions de crue de récurrence 100 ans.

Pour ce qui est de l'élévation de la surface de l'eau au le site du projet, celle-ci n'a pas significativement changé par rapport aux élévations observées sous les conditions actuelles présentées dans le tableau 3. De plus, en amont de l'épi, un rehaussement du niveau d'eau de moins de 2 cm est calculé par le modèle, ce qui n'est pas significatif. La figure 22, présentant la ligne d'eau le long de la berge gauche du chenal de l'Île des Sœurs correspondant aux différents débits sous les conditions actuelles et futures, illustre ces propos.

Afin de saisir les impacts des augmentations de vitesse observées mentionnées ci-haut, le potentiel d'érosion dans la zone du projet en conditions actuelles et futures est analysé dans la section 6.5 du présent rapport.

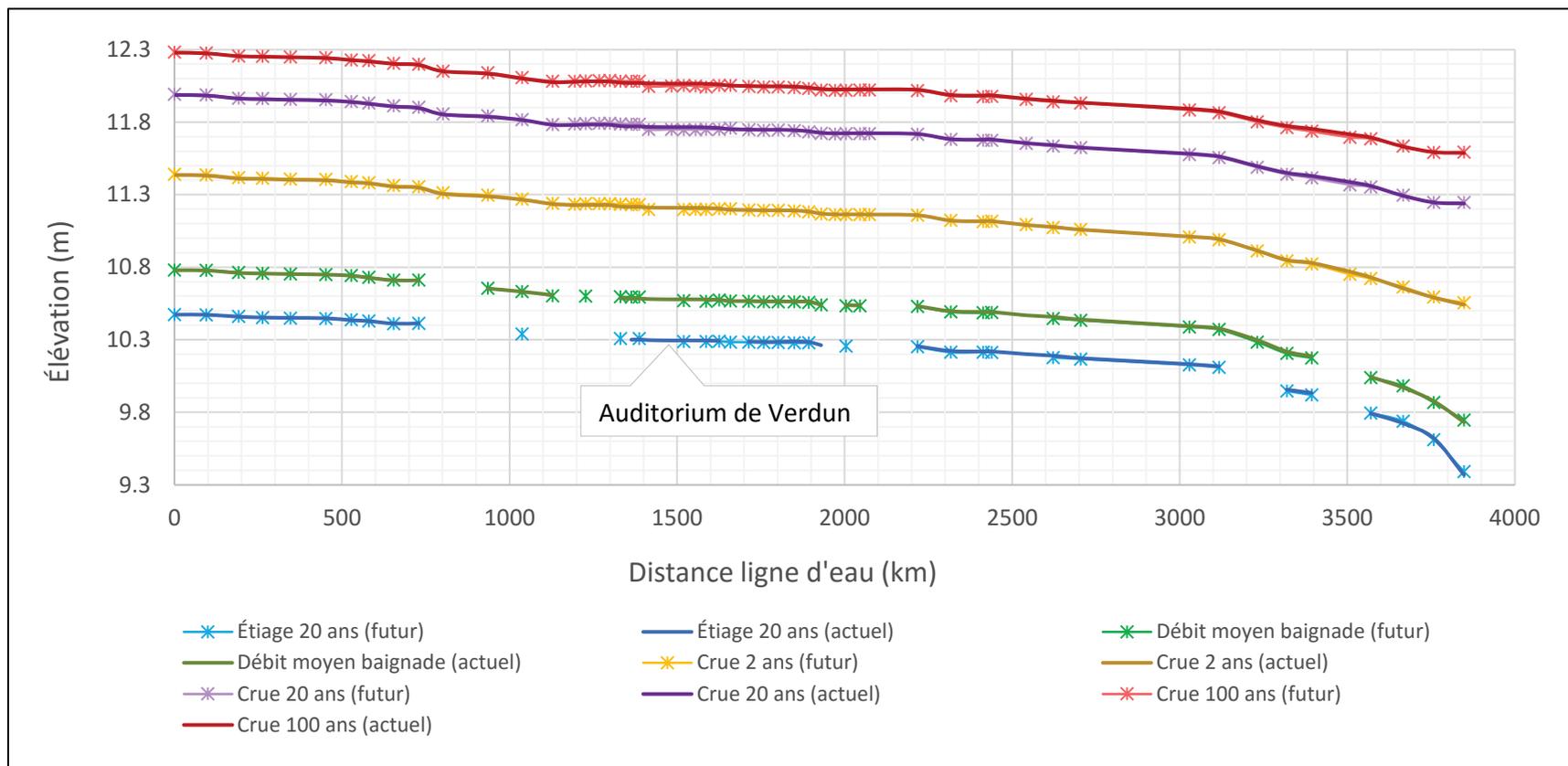


Figure 22 : Ligne d'eau chenal Île des Sœurs sous les conditions actuelles et futures

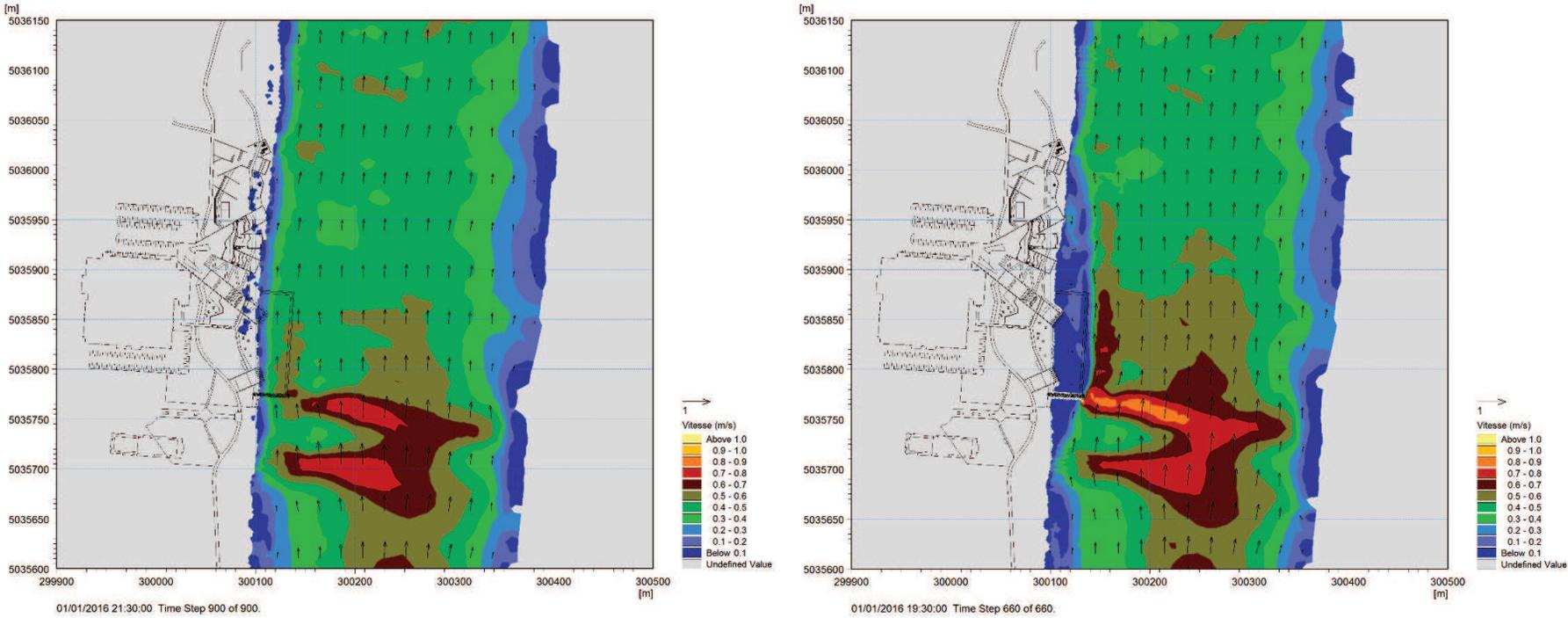


Figure 23 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Débit moyen de baignade

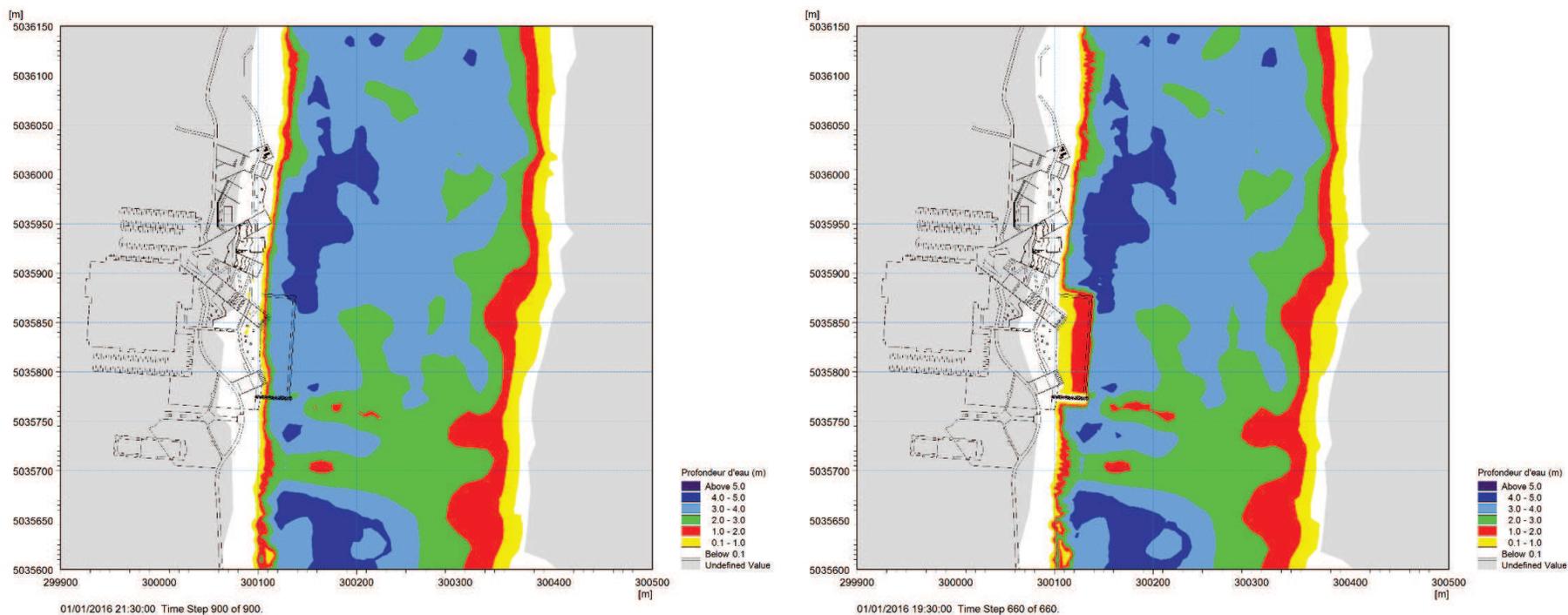


Figure 24 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Débit moyen de baignade

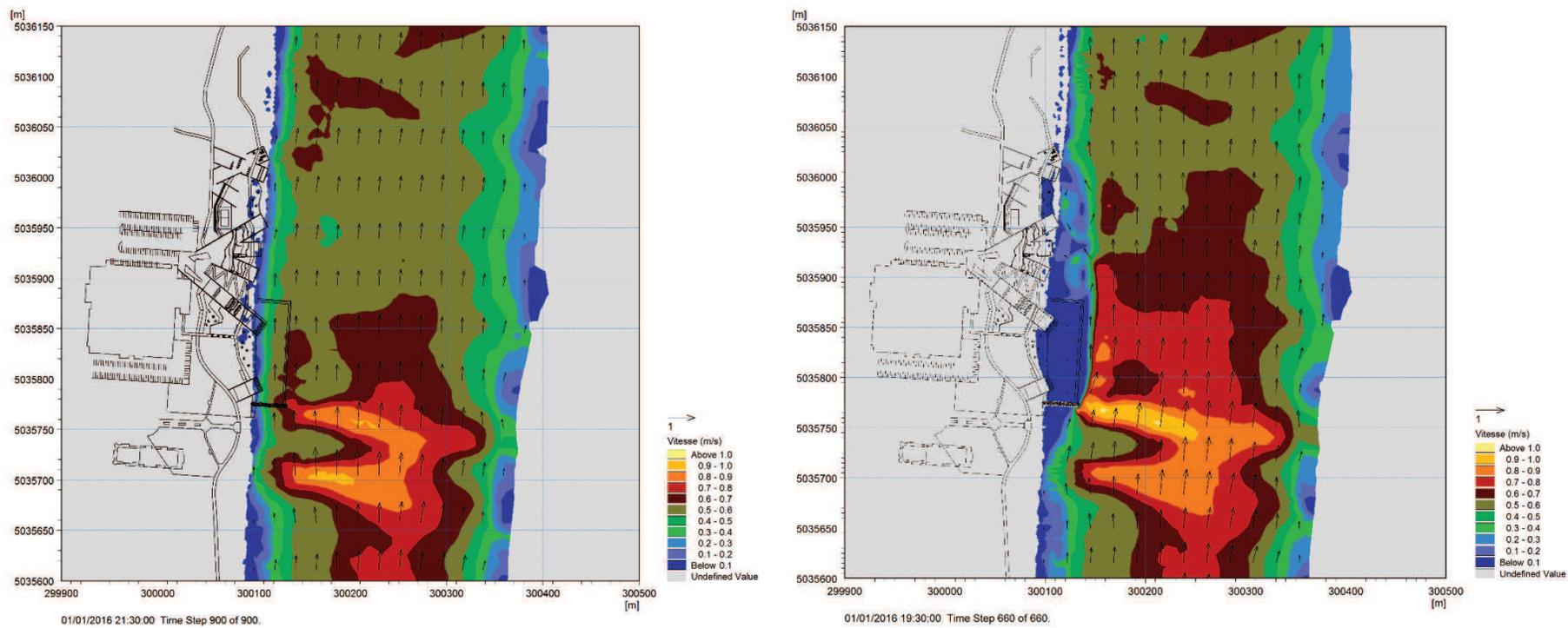


Figure 25 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:2 ans

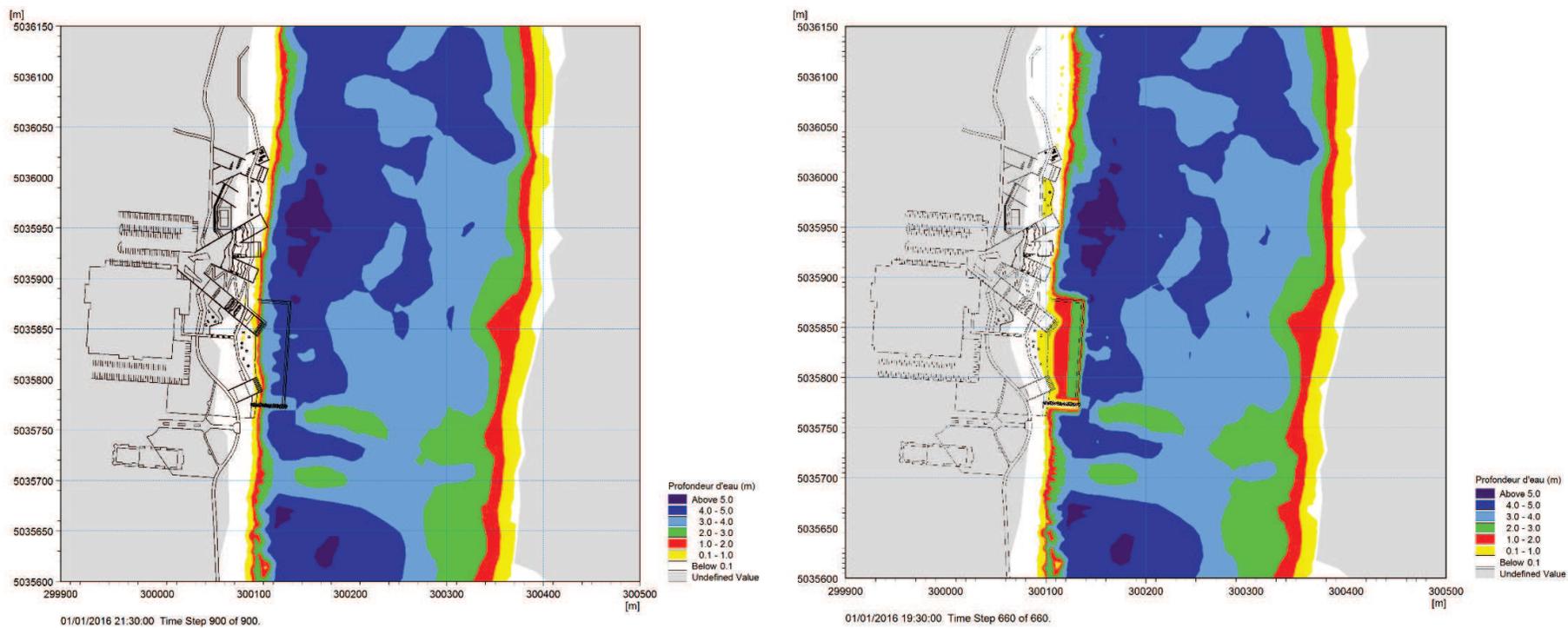


Figure 26 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:2 ans

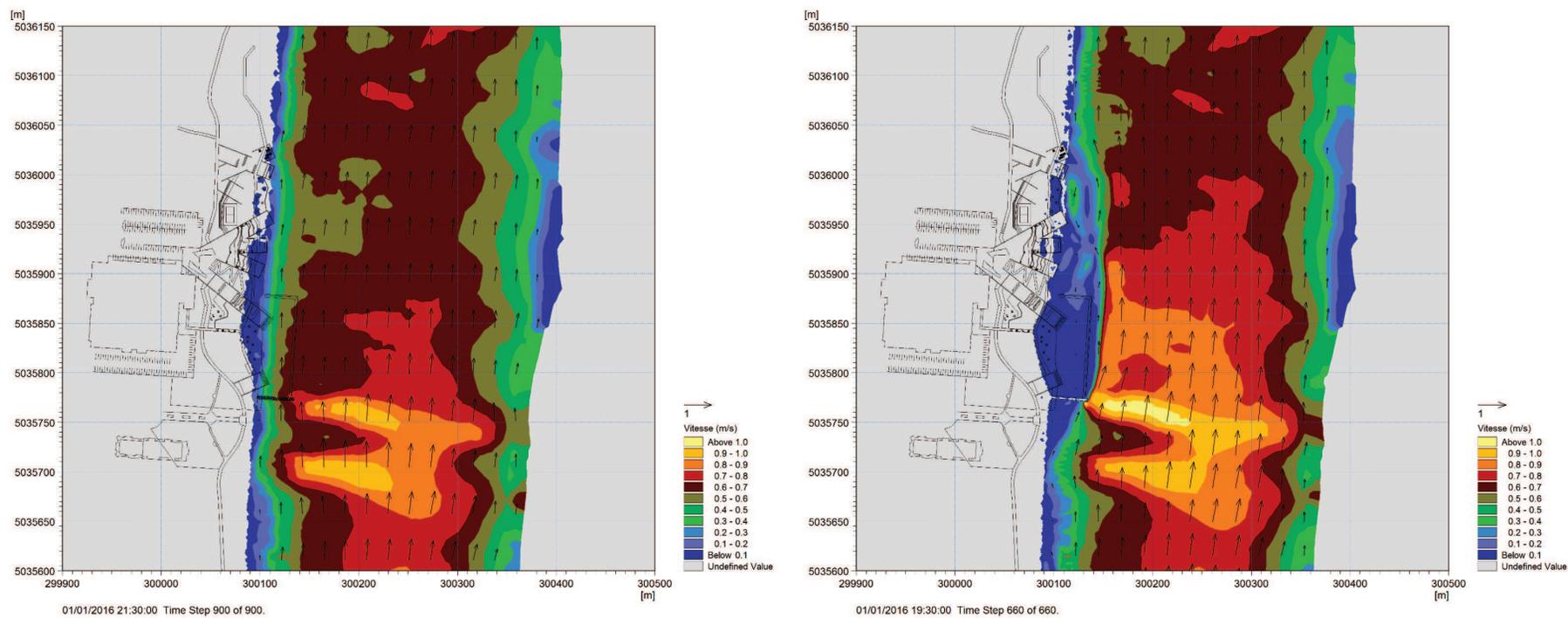


Figure 27 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:20 ans

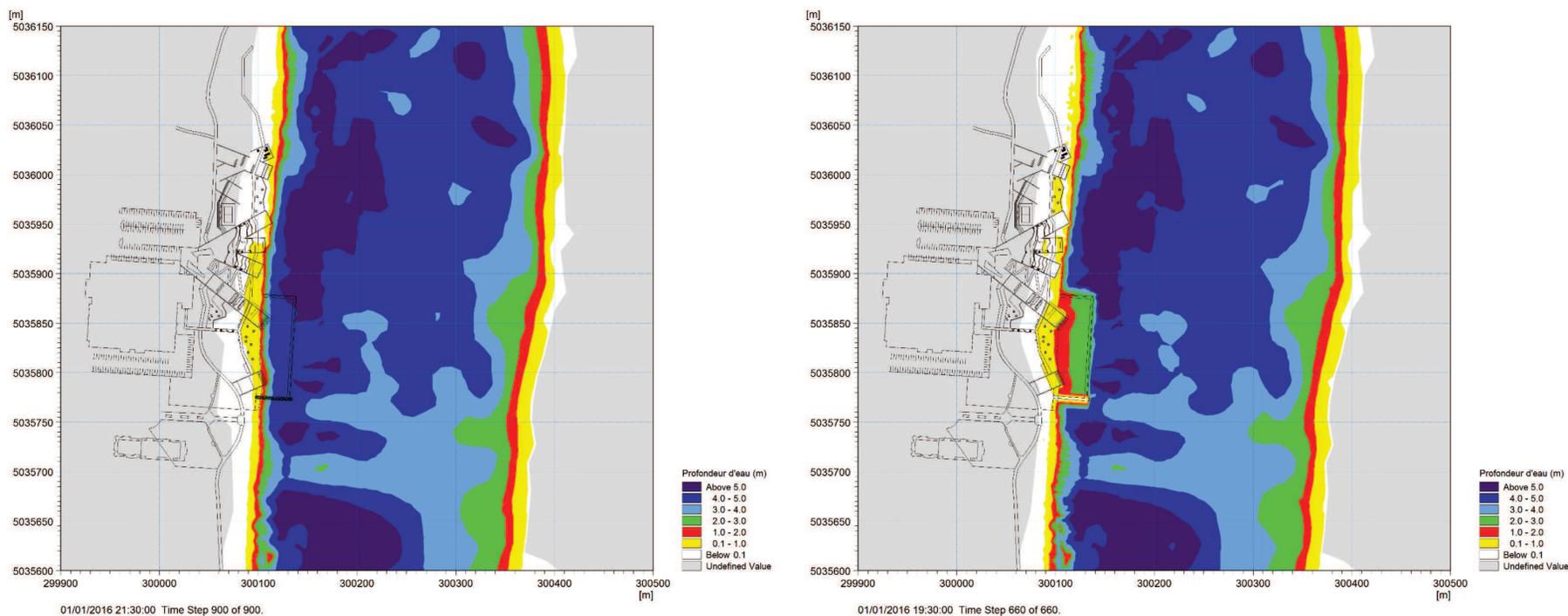


Figure 28 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:20 ans

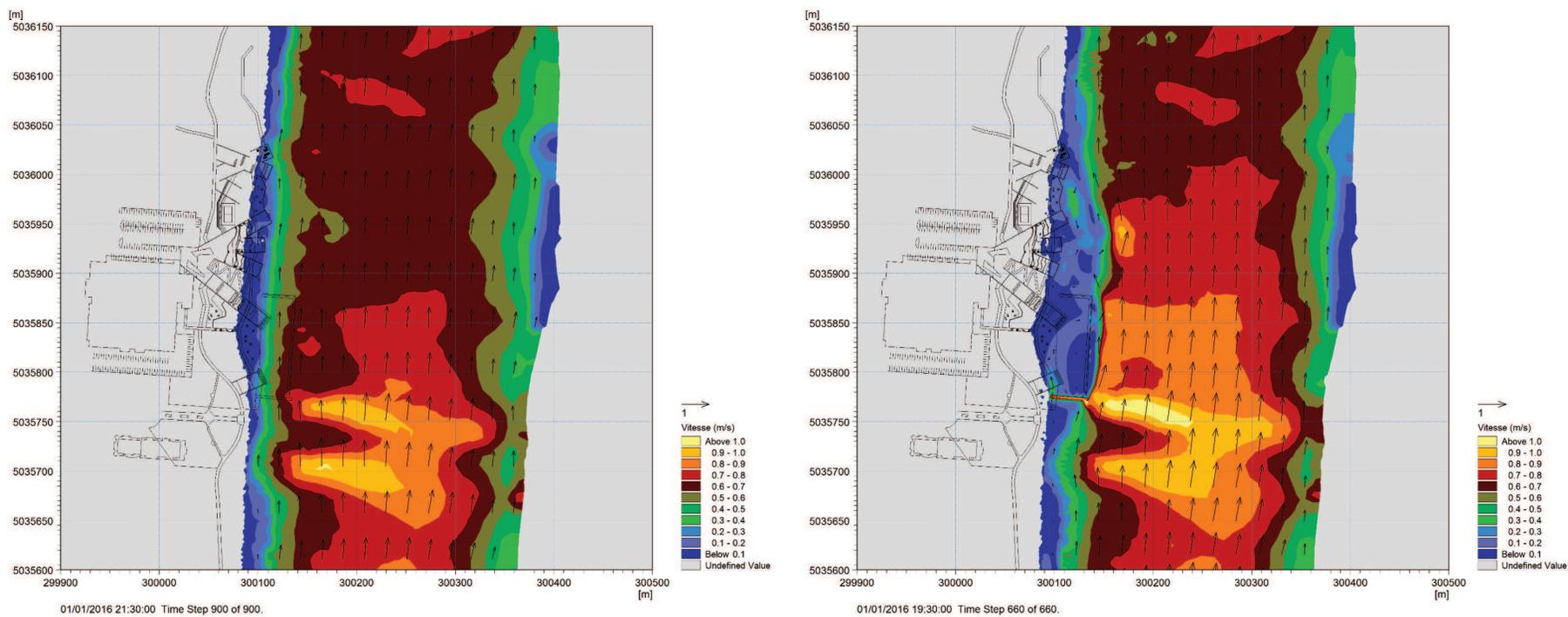


Figure 29 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:100 ans

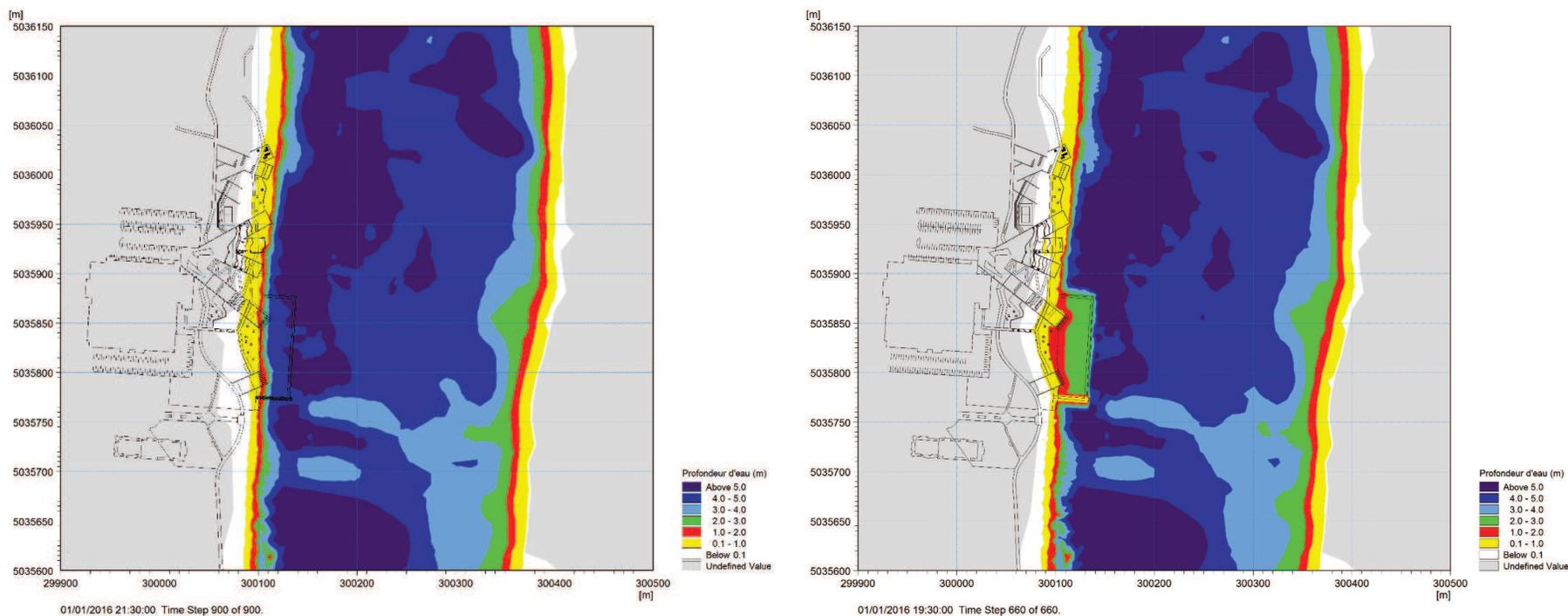


Figure 30 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Crue 1:100 ans

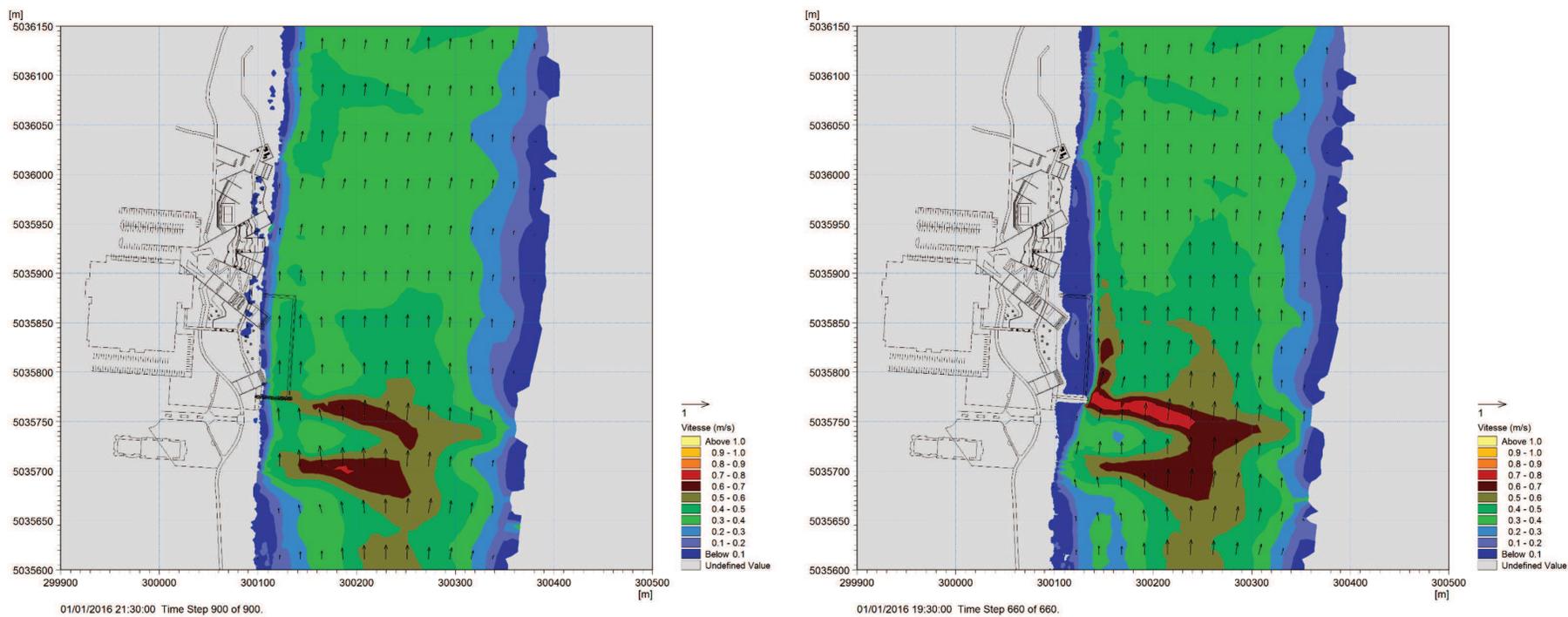


Figure 31 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Étiage 1:20 ans

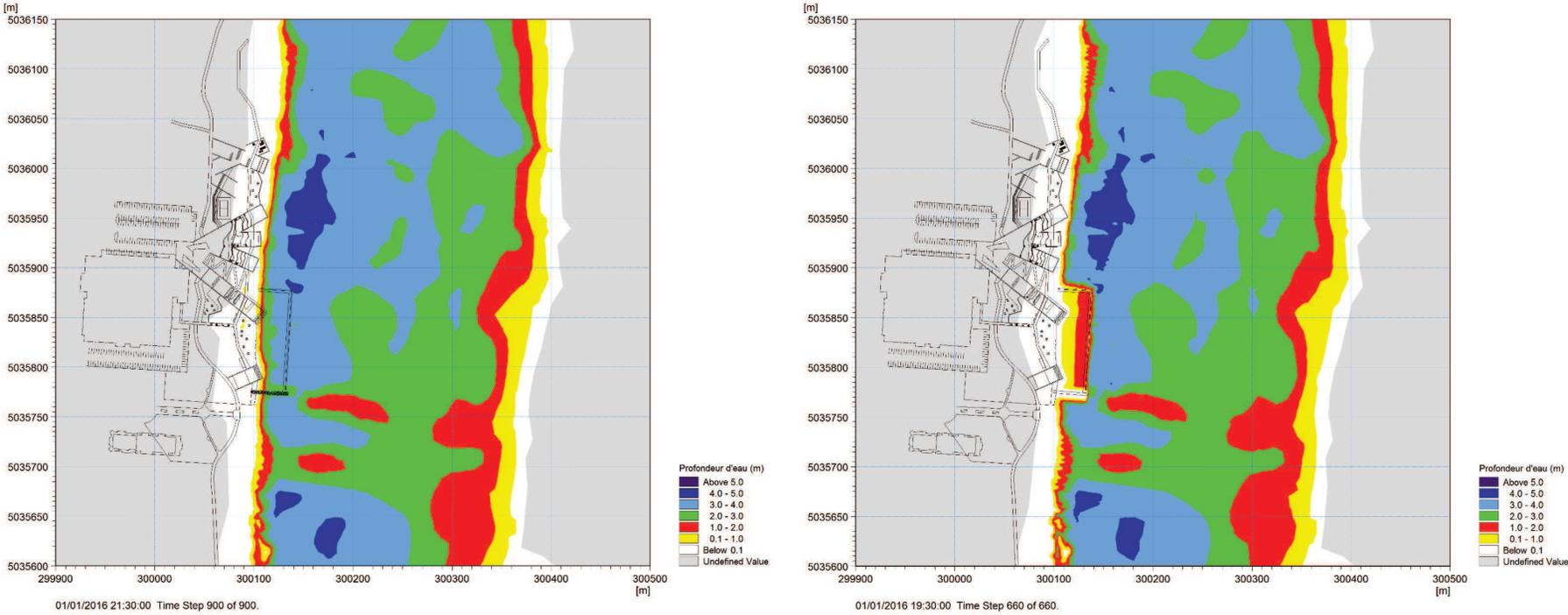


Figure 32 : Profondeurs d'eau en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) – Étiage 1:20 ans

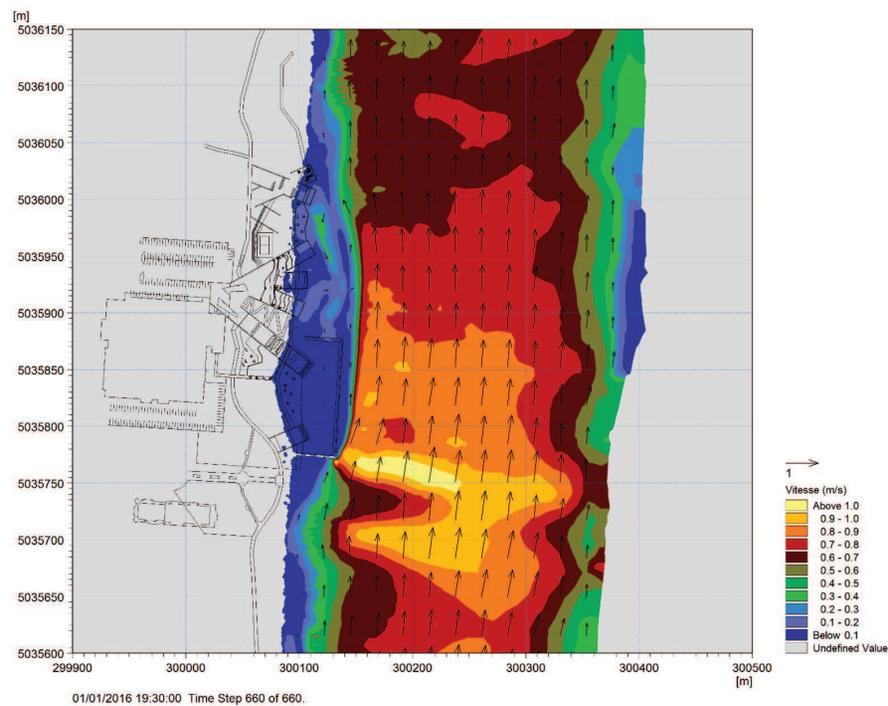
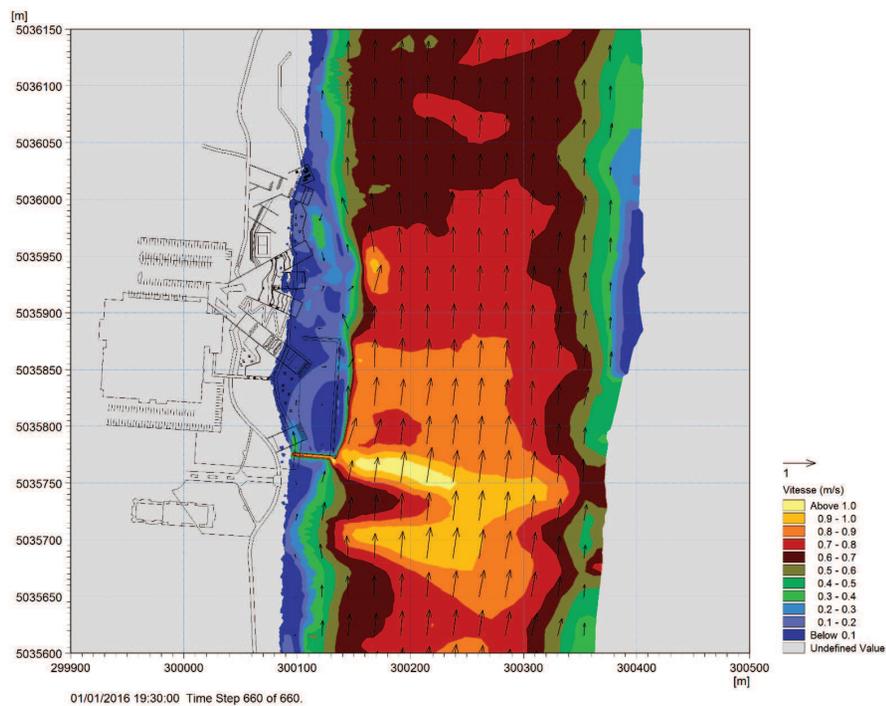


Figure 33 : Vitesses avec une crête d'épi à 11,8 m (gauche) et à 12,1 m (droite) – Crue 1:100 ans

6.5 Potentiel d'érosion

Les vitesses d'écoulement et les profondeurs d'eau fournies par le modèle numérique peuvent être utilisées pour calculer les contraintes de cisaillement qui s'exercent sur les fonds et ainsi établir les vitesses de début d'entraînement et le potentiel d'érosion correspondant. Le calcul des contraintes a été effectué selon les formulations proposées par Van Rijn. Pour les trois cas de simulation de crue analysés (2, 20 et 100 ans), les figures 34 à 36 présentent la cartographie du diamètre minimal des sédiments constituant le substrat ne pouvant pas être entraîné par les courants dans la zone d'intérêt. Dans l'ensemble, les résultats indiquent que les matériaux de la zone de remblai (zone de baignade) pourront être relativement fins. À la crue de printemps, lorsque l'eau du fleuve est chargée de sédiments fins en suspension, une sédimentation pourrait même se produire à l'aval du pied de l'épi. Toutefois, les sédiments devront être de calibre supérieur à du sable fin pour demeurer stables dans les zones les plus exposées au passage d'une crue de récurrence 20 ans et 100 ans (figures 35 et 36). Les secteurs les plus exposés sont localisés le long du mur contenant le remblai où, en plus de l'effet des vitesses de courant, l'effet de la turbulence contribue à la remise en suspension des matériaux conduisant à une érosion potentielle du remblai le long du mur. Cette turbulence est due à la proximité de la zone de cisaillement de l'écoulement (transition sur une courte distance entre les vitesses élevées dans le chenal et les vitesses faibles à l'aval de l'épi) et aux décollements des lignes de courant localisés au-dessus du mur. Un matériau un peu plus grossier (sable moyen à grossier) le long du mur (côté remblai) permettrait de prévenir ce type d'affouillement pour l'ensemble des crues étudiées. Il est important de souligner que le mur proposé présente une revanche de 50 cm par rapport au remblai, ce qui réduit l'exposition du remblai aux turbulences décrites ci-haut.

Les contraintes de cisaillement sur le lit du chenal de l'île des Sœurs augmentent avec les vitesses accrues générées par la présence de l'épi. Les résultats indiquent que des sédiments de calibre inférieur à des graviers moyens et localement à des graviers grossiers risquent d'être mis en mouvement dans la zone située au nez de l'épi et à l'est de la zone de baignade pour l'ensemble des crues analysées. Comparativement aux conditions actuelles, la taille minimale des sédiments ne pouvant pas être entraînés a augmenté de manière notable à l'est de la zone de baignade (gravier fin à moyen et moyen à grossier), mais a diminué sur la berge gauche en aval du projet proposé (inférieur à sable grossier). Toutefois, sans connaître le substrat existant dans le chenal de l'île des Sœurs il est impossible de déterminer si ce changement de la capacité d'entraînement a un impact sur le transport sédimentaire actuel. Il sera alors important de procéder à un échantillonnage du substrat actuel du chenal de l'île des Sœurs afin d'évaluer si ce risque est avéré.

L'épi proposé dans le projet est seulement submergé lors de la crue 100 ans (environ 25 cm de hauteur d'eau). Le potentiel d'érosion sur l'épi est visible dans la figure 36 et indique qu'un substrat supérieur à 60 mm de diamètre est requis afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Un calcul de l'enrochement minimal requis pour assurer la stabilité de l'épi a également été réalisé selon les directives du US Army Corps of Engineers [3] et les critères de conception présentés dans Smith [4]. Les résultats de ces calculs sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus par le calcul du potentiel d'érosion. Dans ce cas, les contraintes hydrauliques sur l'épi sont donc relativement faibles et ce sont les conditions de glace qui vont conditionner le dimensionnement de l'enrochement requis pour la protection de l'épi tel que décrit au chapitre 8.

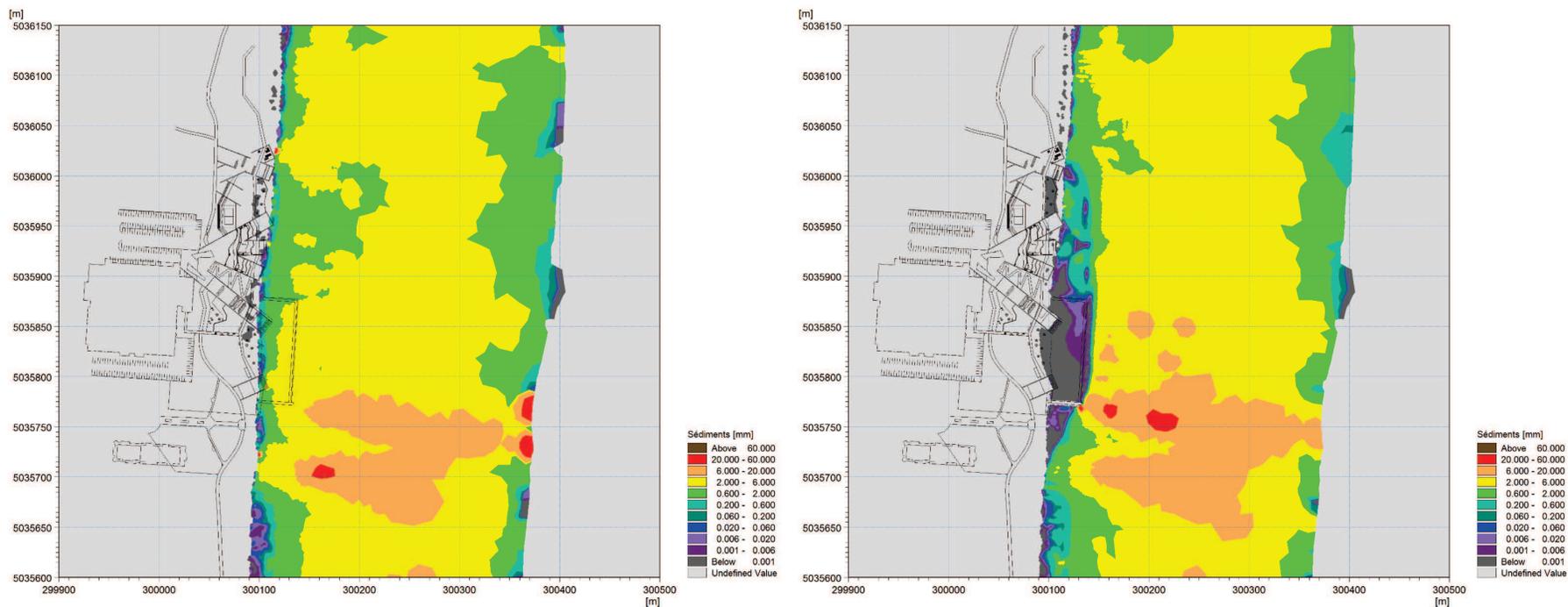


Figure 34 : Potentiel d'érosion – Crue 1:2 ans*

*Classification des sédiments selon leur diamètre (voir légende)

Gravier grossier : 20 à 60 mm

Gravier moyen : 6 à 20 mm

Gravier fin : 2 à 6 mm

Sable grossier : 0,6 à 2 mm

Sable moyen : 0,2 à 0,6 mm

Sable fin : 0,06 à 0,2 mm

Silt grossier : 0,02 à 0,06 mm

Silt moyen : 0,006 à 0,02 mm

Silt fin : 0,001 à 0,006 mm

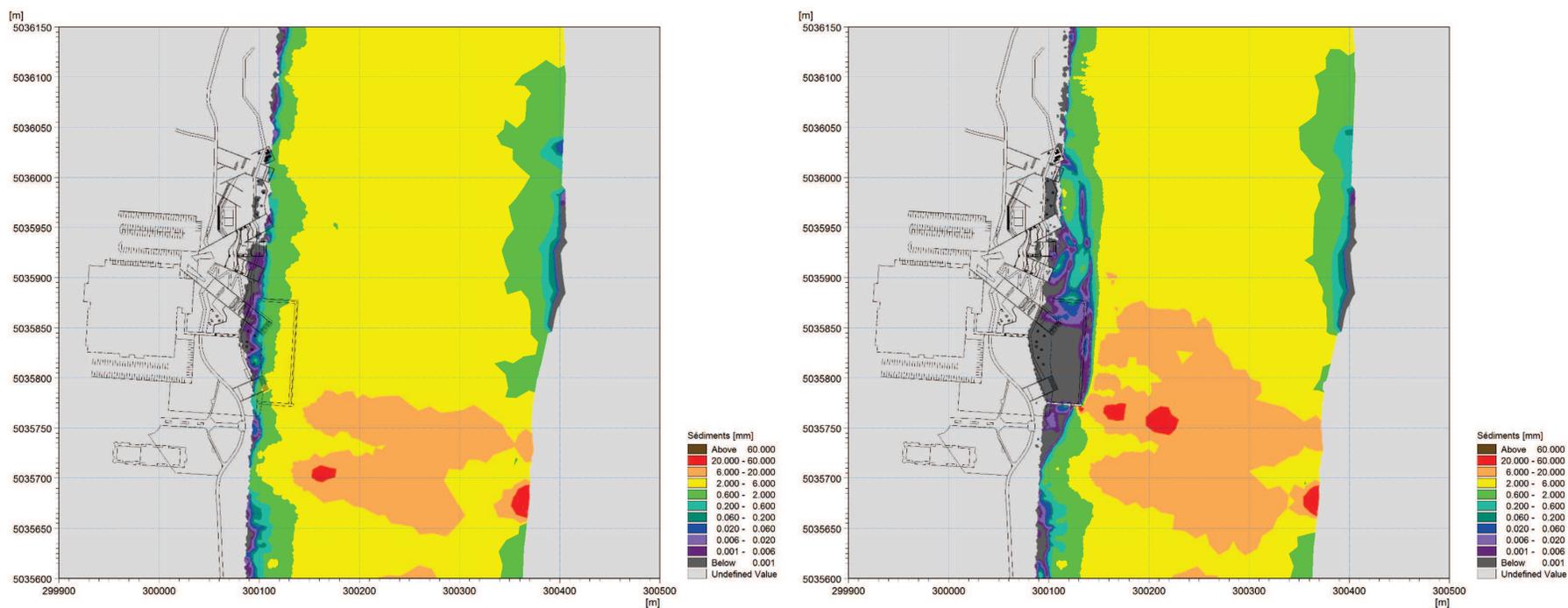


Figure 35 : Potentiel d'érosion – Crue 1:20 ans*

*Classification des sédiments selon leur diamètre (voir légende)

- Gravier grossier : 20 à 60 mm
- Gravier moyen : 6 à 20 mm
- Gravier fin : 2 à 6 mm
- Sable grossier : 0,6 à 2 mm
- Sable moyen : 0,2 à 0,6 mm
- Sable fin : 0,06 à 0,2 mm
- Silt grossier : 0,02 à 0,06 mm
- Silt moyen : 0,006 à 0,02 mm
- Silt fin : 0,001 à 0,006 mm

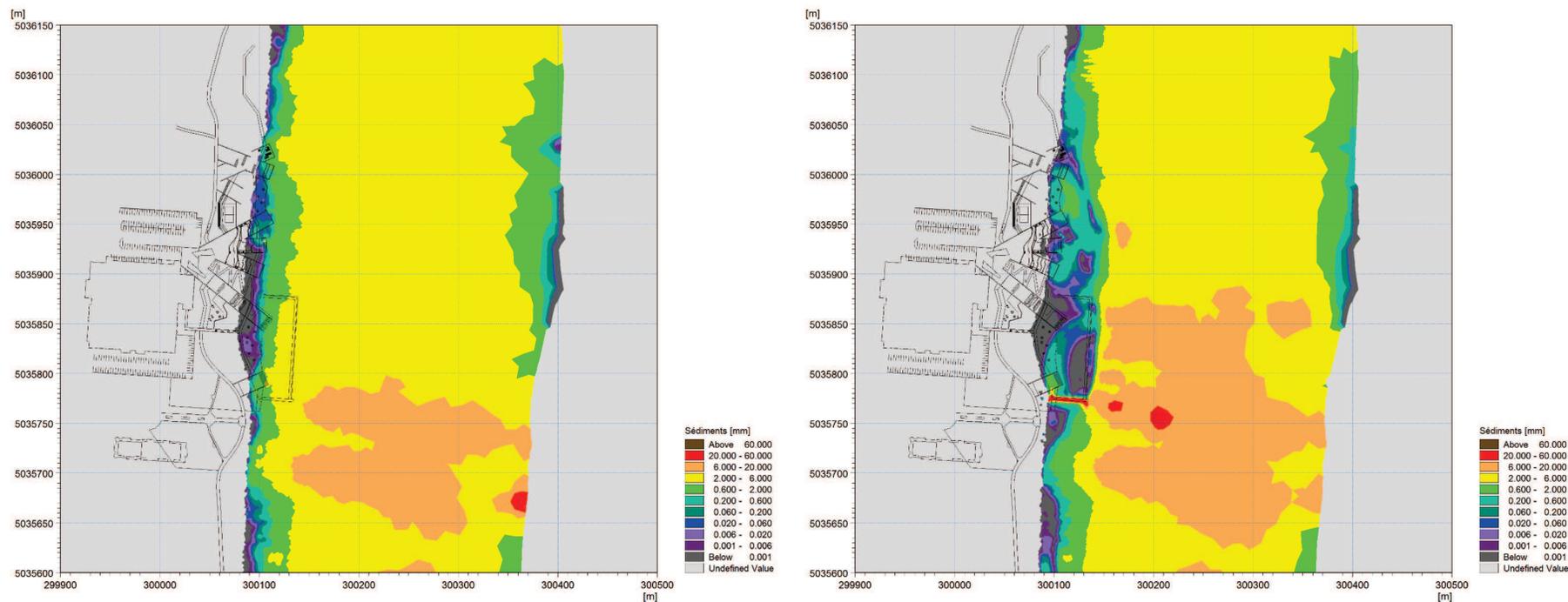


Figure 36 : Potentiel d'érosion – Crue 1:100 ans*

*Classification des sédiments selon leur diamètre (voir légende)

- Gravier grossier : 20 à 60 mm
- Gravier moyen : 6 à 20 mm
- Gravier fin : 2 à 6 mm
- Sable grossier : 0,6 à 2 mm
- Sable moyen : 0,2 à 0,6 mm
- Sable fin : 0,06 à 0,2 mm
- Silt grossier : 0,02 à 0,06 mm
- Silt moyen : 0,006 à 0,02 mm
- Silt fin : 0,001 à 0,006 mm

7 IMPACT SUR LES CONDITIONS HYDRODYNAMIQUES SOUS LE PONT CLÉMENT

Dans le cadre de l'analyse des impacts du projet, la section aval du chenal de l'Île des Sœurs sous le Pont Clément est d'intérêt particulier et les vitesses de courant sous les différentes conditions de débit actuelles et futures ont donc été analysées. Les figures 37 à 41 ci-dessous présentent les vitesses modélisées sous les conditions actuelles (à gauche) et futures (à droite) pour le débit moyen de baignade, le débit de crue de récurrence 2, 20 et 100 ans et le débit d'étiage de récurrence 20 ans.

Les vitesses dans le secteur du Pont Clément, autant en les conditions actuelles que futures avec projet, sont de l'ordre de 1,25 m/s et atteignent un maximum de 1,50 m/s localement pour l'ensemble de débits étudiés, à l'exception du débit d'étiage de récurrence 20 ans où la vitesse est de l'ordre de 1 m/s sous le Pont Clément. De manière générale, les patrons d'écoulement ainsi que les valeurs des vitesses en conditions actuelles et futures sont tout à fait comparables pour l'ensemble des débits simulés. Le projet ne conduit donc pas à des modifications significatives des conditions hydrodynamiques dans le secteur du pont Clément.

Les figures 37 à 41 indiquent toutefois quelques différences ponctuelles sur les vitesses qui sont plutôt liées à la résolution du modèle dans ce secteur caractérisé par un fort gradient de vitesses (augmentation des vitesses sur une faible distance). Bien que le maillage dans ce secteur offre une résolution suffisante pour définir adéquatement l'écoulement et les conditions hydrodynamiques (vitesses et profondeurs), quelques imprécisions dans la zone de gradient de vitesse apparaissent, conduisant alors à des variations de nature numérique de l'ordre de 10 à 15% sur la vitesse de manière très localisée.

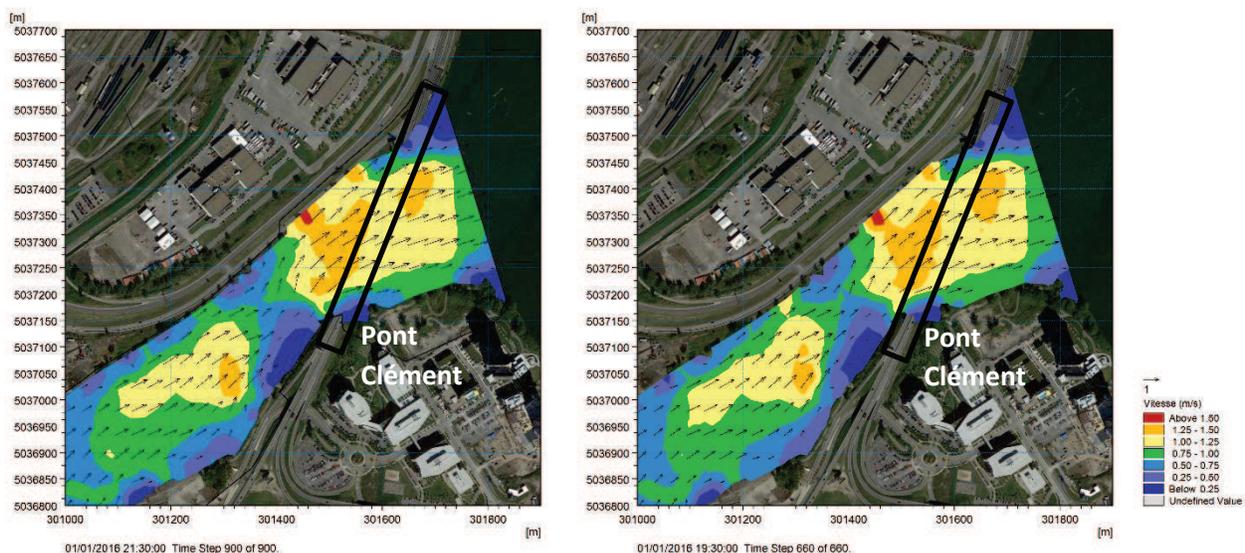


Figure 37 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Débit moyen de baignade

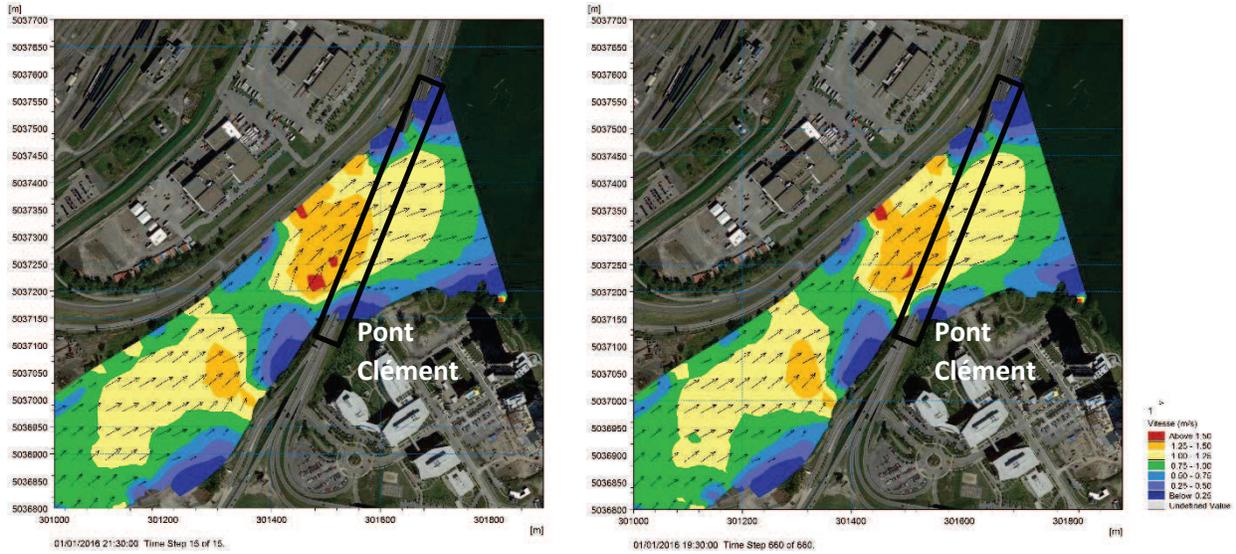


Figure 38 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:2 ans

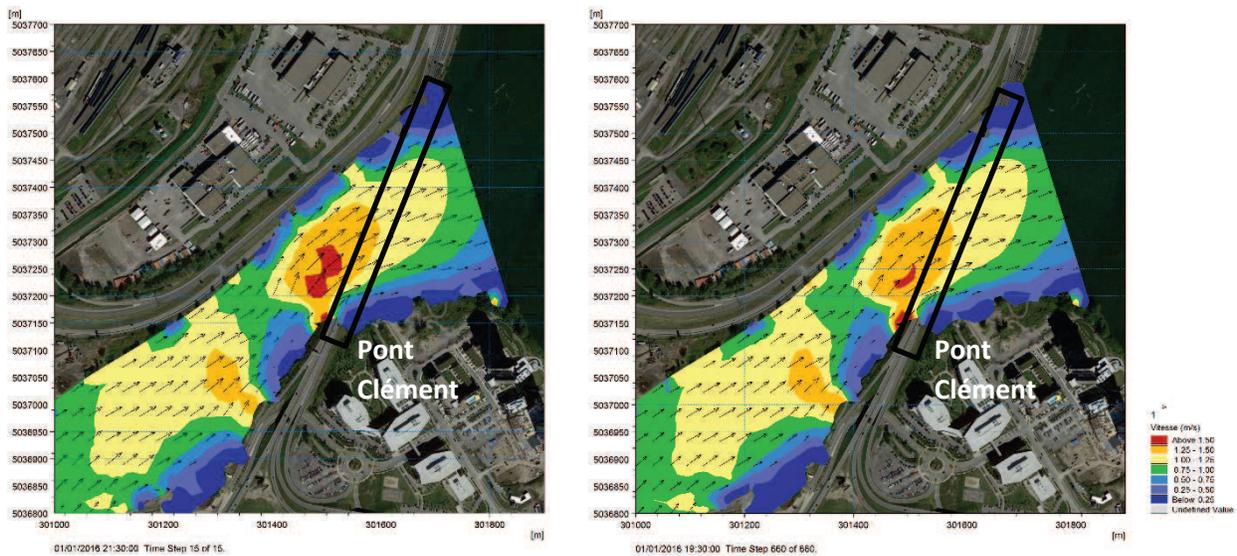


Figure 39 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:20 ans

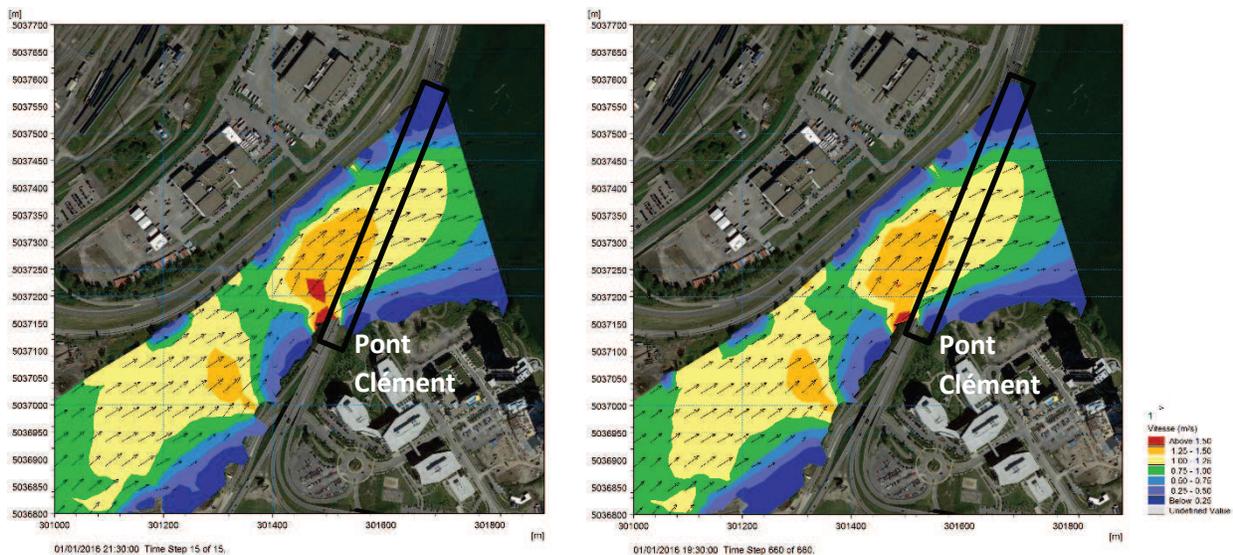


Figure 40 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Crue 1:100 ans

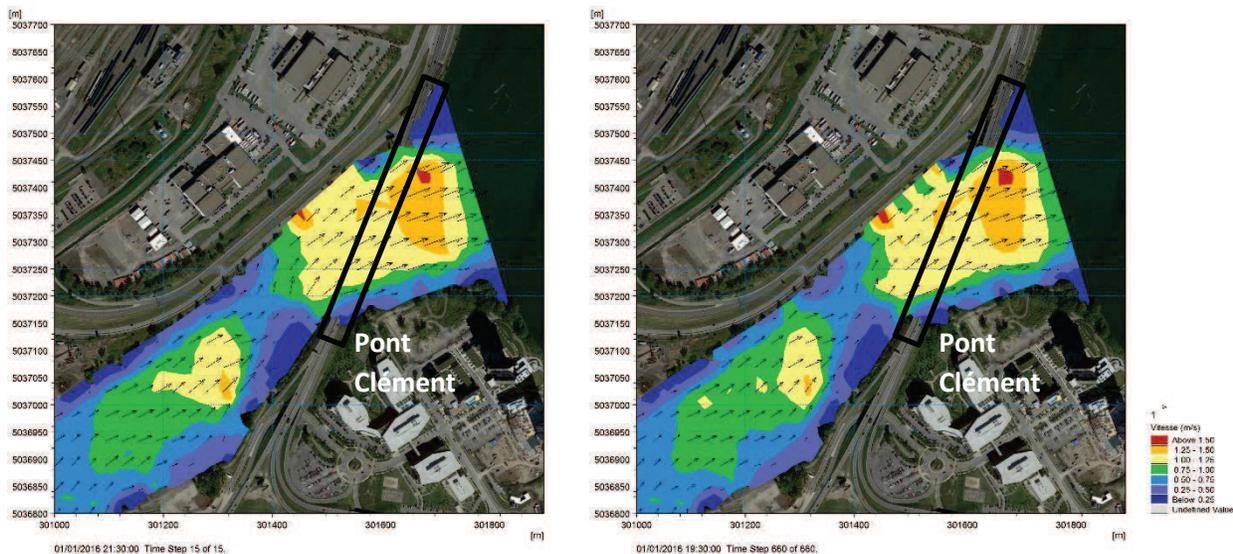


Figure 41 : Vitesses en conditions actuelles (gauche) et futures (droite) au Pont Clément – Étiage 1:20 ans

8 RÉGIME DES GLACES APPLICABLE

8.1 Approche méthodologique

Le modèle numérique mis au point pour modéliser les conditions hydrodynamiques du fleuve Saint-Laurent pour des crues de récurrence 2 ans, 20 ans et 100 ans, ainsi que pour un débit moyen de la période de baignade, a été mis à profit pour simuler les conditions hydrodynamiques du fleuve en période hivernale et printanière.

Une brève analyse statistique des températures hivernales de l'air au site à partir des données météorologiques d'Environnement Canada a ensuite permis de déterminer les caractéristiques de l'hiver glaciologique moyen et extrême.

Une fois les conditions météorologiques et hydrodynamiques bien établies, le régime des glaces a été défini sur la base des données disponibles dans le secteur, ce qui a permis de déterminer les épaisseurs de glace et les risques de formation d'embâcle. Les épaisseurs de glace ont été calculées à partir de relations mathématiques qui estiment les épaisseurs de glace en fonction de la rigueur de l'hiver glaciologique.

Finalement, pour établir la poussée due aux glaces sur les structures du futur aménagement, les deux approches principales suivantes ont été retenues :

- Critères de dimensionnement: examen des normes et des codes, notamment les extraits de la norme CAN/CSA-S6-06.
- Effet mécanique des glaces sur les structures : valeurs des poussées à considérer aux fins du dimensionnement des structures. Ces efforts comprennent les poussées statiques d'origine thermique ou résultant des variations du niveau de l'eau, ainsi que les poussées dynamiques résultant d'impacts de fragments de couvert de glace à la dérive.

8.2 Analyse hydraulique hivernale

Les conditions hydrauliques examinées correspondent aux cas où le niveau d'eau couvre toute la gamme où la glace peut être en contact avec les structures du futur aménagement. Les quatre cas suivants ont été considérés:

- Le débit moyen hivernal sans aucun effet de rehaussement de niveaux d'eau aval dus aux glaces, tel que constaté à l'hiver 1984-1985. Cette condition est représentative d'une condition de prise des glaces;
- Le débit moyen hivernal combiné à des effets de rehaussement de niveaux d'eau aval dus aux glaces, tel que constaté à l'hiver 1975-1976. Cette condition est représentative d'une condition au cœur de l'hiver où la glace peut exercer des charges sur l'épi et les escaliers;

- Le débit de crue de 2 ans correspondant à une condition printanière normale pouvant coïncider avec le départ des glaces, période à laquelle de grandes et épaisses plaques de glace sont en mouvement dans le bras à l'étude.
- Le débit de crue de 20 ans correspondant à une condition printanière extrême pouvant coïncider avec le départ des glaces, période à laquelle de grandes et épaisses plaques de glace sont en mouvement dans le bras à l'étude.

8.2.1 Vitesses d'écoulement dans la zone à l'étude en période hivernale

Les vitesses de l'écoulement et les profondeurs d'eau modélisées pour les conditions futures dans le bras de l'Île-des-Sœurs aux abords du projet sont illustrées aux figures 42 et 43 pour un débit hivernal moyen sans rehaussement et un débit hivernal moyen avec rehaussement respectivement. Les vitesses de l'écoulement modélisées pour les conditions futures sont présentées à droite des figures 25 et 27 à la section 6.4 pour les crues de récurrence 2 et 20 ans respectivement.

D'après la figure 42, le secteur de la plage qui est dans le sillage de l'épi connaît des vitesses inférieures à 0,1 m/s. En aval de la plage, des courants de recirculation de faibles vitesses se forment le long de la rive gauche du bras. La section d'écoulement entre la pointe de l'épi et l'Île-des-Sœurs connaît, quant à elle, des vitesses pouvant atteindre 0,9 m/s. Plus en aval au large de la plage, les vitesses demeurent voisines de 0,8 m/s dans la ligne de cisaillement entre l'écoulement lent de la plage et celui du chenal principal. Au centre du chenal principal, les vitesses sont plutôt de l'ordre de 0,6 m/s.

Comme les vitesses sont faibles dans le sillage de l'épi, la glace de rive peut donc facilement se former le long de la rive. Plus au large, les vitesses sont supérieures à 0,5 m/s, empêchant la progression de la glace de rive. Toutefois, des sections plus en aval avec des vitesses voisines de 0,4 m/s peuvent fermer lentement par progression de la glace de rive. Une fois un bord frontal établi à celles-ci, la couverture de glace dans le chenal central se forme par progression dynamique d'aval en amont et non par progression de glace de rive. Ce mécanisme de fermeture risque de retarder la mise en place d'un couvert de glace au centre du bras.

La figure 43 illustre le champ d'écoulement au cœur de l'hiver en cas de rehaussements aval à cause de la présence de glace. Les patrons d'écoulement sont très similaires à la prise des glaces mais les vitesses sont, dans l'ensemble, plus faibles d'environ 10%. Cette réduction des vitesses facilite la fermeture du chenal central par progression dynamique du bord frontal.

Au printemps, les vitesses augmentent avec la hausse de débit. Les vitesses de l'écoulement sont toujours très faibles en aval de l'épi dans le secteur de la plage, mais les vitesses des courants de retour en aval de la plage sont plus élevés qu'en hiver atteignant jusqu'à environ 0,3 m/s. Dans le chenal central, les vitesses sont de l'ordre de 0,9 m/s et dépassent 1 m/s au large de l'épi. Il est important de signaler que pour la crue de récurrence 20 ans les patrons d'écoulement sont similaires, mais les vitesses sont environ 10% plus élevées que pour la crue de récurrence 2 ans.

Le champ de vitesses indique que la glace sur le secteur de la plage va rester tard au printemps car celle-ci va fondre sur place par l'action des facteurs météorologiques. En aval de la plage et le long de la rive, le couvert de glace risque de se désagréger sous l'effet des courants de recirculation et de l'eau réchauffée.

Quant au chenal principal, celui-ci sera en eau libre bien avant d'atteindre des vitesses d'écoulement aussi élevées. Toutefois, il pourra transporter des plaques de glace à la dérive une fois que l'entrée du bras de l'Île-de-Sœurs sera en eau libre.

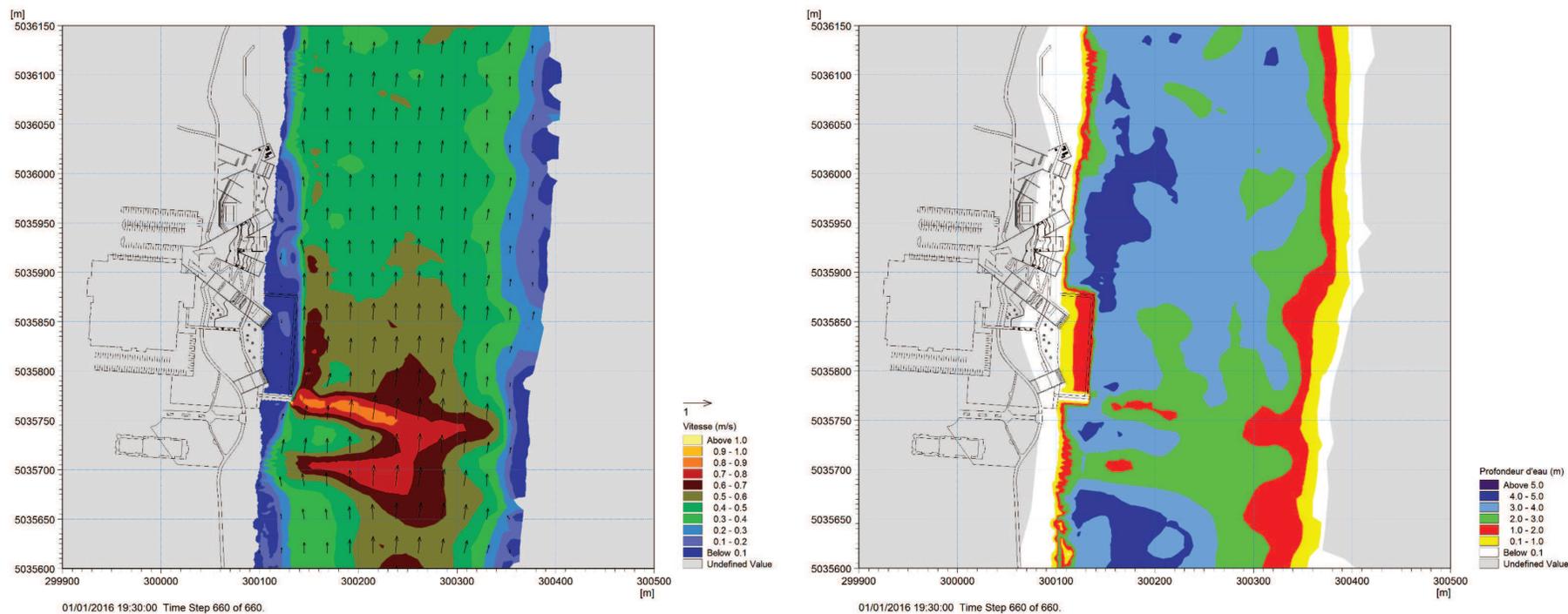


Figure 42 : Vitesses (gauche) et profondeurs d'eau (droite) en conditions futures – Débit moyen hivernal (8 553 m³/s) et niveau aval de 5,71 m

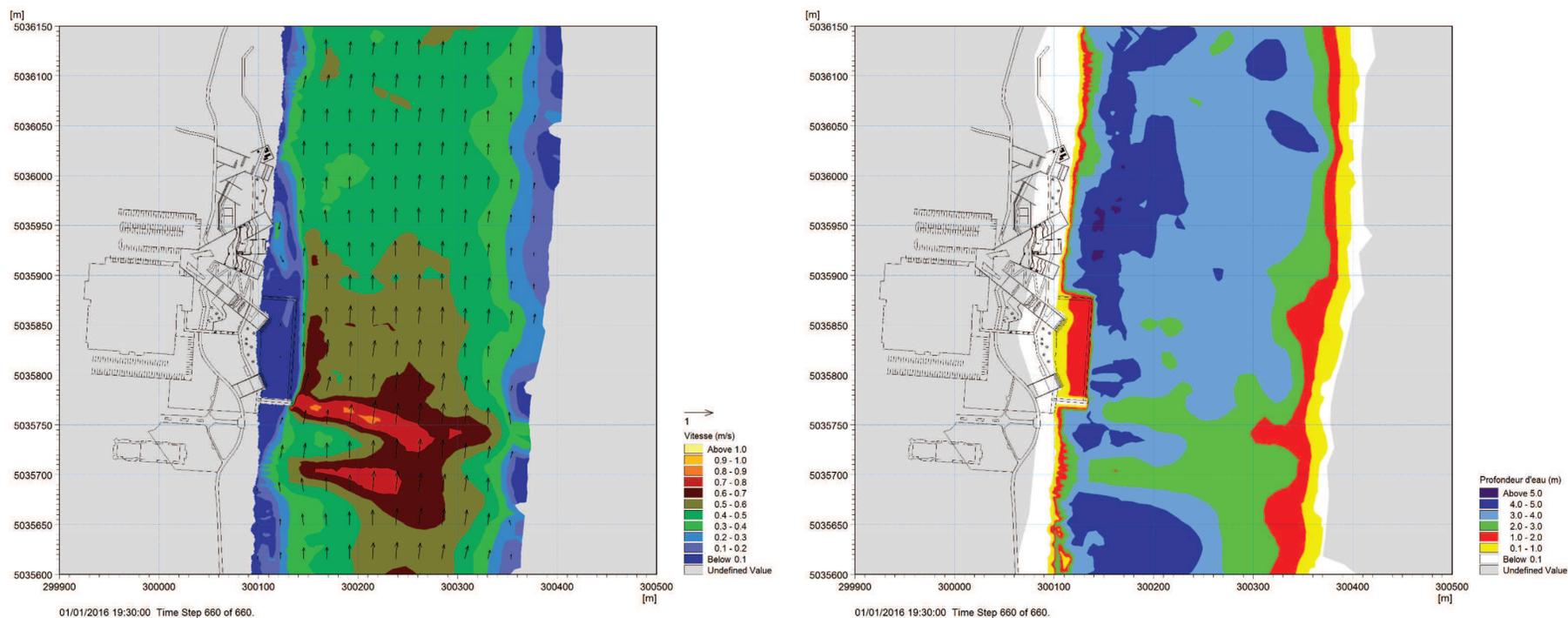


Figure 43 : Vitesses (gauche) et profondeurs d'eau (droite) en conditions futures – Débit moyen hivernal (8 553 m³/s) et niveau aval de 9,29 m

8.2.2 Profondeurs et niveaux d'eau

D'après les résultats de simulation pour les deux scénarios hivernaux illustrés dans les figures 42 et 43, les niveaux d'eau indiquent que les deux escaliers donnant accès au talus de la plage seront en contact avec les glaces. Plus le niveau d'eau sera élevé, plus les structures d'escaliers seront prises dans la glace. De plus les profondeurs d'eau indiquent que le mur soutenant la zone de remblai au large de la plage sera toujours à plus de 1,3 m sous le niveau de l'eau. Il est donc très peu probable que la couverture de glace, qui a typiquement une épaisseur inférieure à 1 m, s'accote sur le haut du mur ou sur le fond du remblai.

Au printemps, l'épi ne sera pas submergé par l'écoulement pour des crues de 2 et 20 ans, indiquant que les structures d'escaliers seront à l'abri des impacts des plaques de glaces à la dérive car ils seront protégés par l'épi. Toutefois pour la crue 100 ans, l'épi est submergé par l'écoulement, mais il est très peu probable que ce moment coïncide avec une période de débâcle. De plus, la profondeur d'eau par rapport au niveau de la crête pour ce cas n'est que de 0,3 m ce qui empêcherait le passage des plaques de glace épaisses par-dessus l'épi.

Quant au centre du bras, les profondeurs d'eau sont supérieures à 2 m. Ces profondeurs permettent à la glace d'épaissir en cours d'hiver et assurer le transport des plaques de glace à la dérive au printemps sans obstacles.

8.3 Analyse météorologique

L'hiver glaciologique correspond à la période de l'année pendant laquelle la glace est présente sur les lacs et les cours d'eau. L'intensité et la durée des périodes pendant lesquelles la température de l'air est en dessous du point de congélation (0°C) contrôlent la formation, l'épaississement, puis la disparition de la glace sur les plans d'eau. L'hiver glaciologique est donc le moteur de la génération de glace.

D'un point de vue analytique, il s'agit de calculer le nombre de degrés-jours de gel cumulés depuis le début de l'hiver. Ainsi, par exemple, une journée pendant laquelle la température moyenne de l'air est de -10°C, ou encore deux jours pendant lesquels la température moyenne est de -5°C, correspond à 10 degrés-jours de gel. La valeur maximale cumulée sur l'ensemble d'un hiver correspond à la rigueur de l'hiver, aussi connu sous le nom d'indice de gel. À l'aide de ce calcul, les dates de début et de fin de l'hiver glaciologique, et donc sa durée, peuvent être déterminées sans ambiguïté.

8.3.1 Données météorologiques

Les températures de l'air journalières enregistrées à l'aéroport de Pierre-Elliott-Trudeau sont disponibles sur le site internet d'Environnement Canada et sont représentatifs des températures de l'air dans la grande région de Montréal incluant l'arrondissement de Verdun. Les températures hivernales de l'air d'octobre à mai pour une vingtaine d'années couvrant les hivers de 1995-1996 à 2015-2016 ont été extraites et analysées.

8.3.2 Normales climatiques et caractéristiques de l’hiver glaciologique moyen

Les données de températures de l’air ont été utilisées pour établir des normales climatiques afin d’illustrer l’évolution typique d’un hiver glaciologique moyen à Montréal. La figure 44 présente les normales climatiques obtenues en calculant la moyenne des températures journalières de l’air pour les hivers de 1995-1996 à 2015-2016. Cette moyenne présente des températures de l’air en dessous du point de congélation de la fin novembre à la fin mars.

Les rigueurs des hivers de 1995-1996 à 2015-2016 ont également été calculées tel qu’illustré sur la figure 45. La rigueur d’un hiver glaciologique moyen est calculée à partir des rigueurs des différents hivers considérés. L’indice de gel moyen calculé est de 754 degrés-jours de gel. L’hiver moyen s’étend typiquement du 29 novembre au 24 mars, soit pour une durée de 115 jours.

Les caractéristiques des hivers extrêmes sont également tracées sur la figure 44. L’hiver le plus rigoureux sur les hivers considérés est l’hiver 2013-2014 avec 1 068 degrés-jours de gel, comparé à l’hiver le plus clément qui est l’hiver 2001-2002 avec 417 degrés-jours de gel. La durée de l’hiver varie, quant à elle, de 71 à 138 jours.

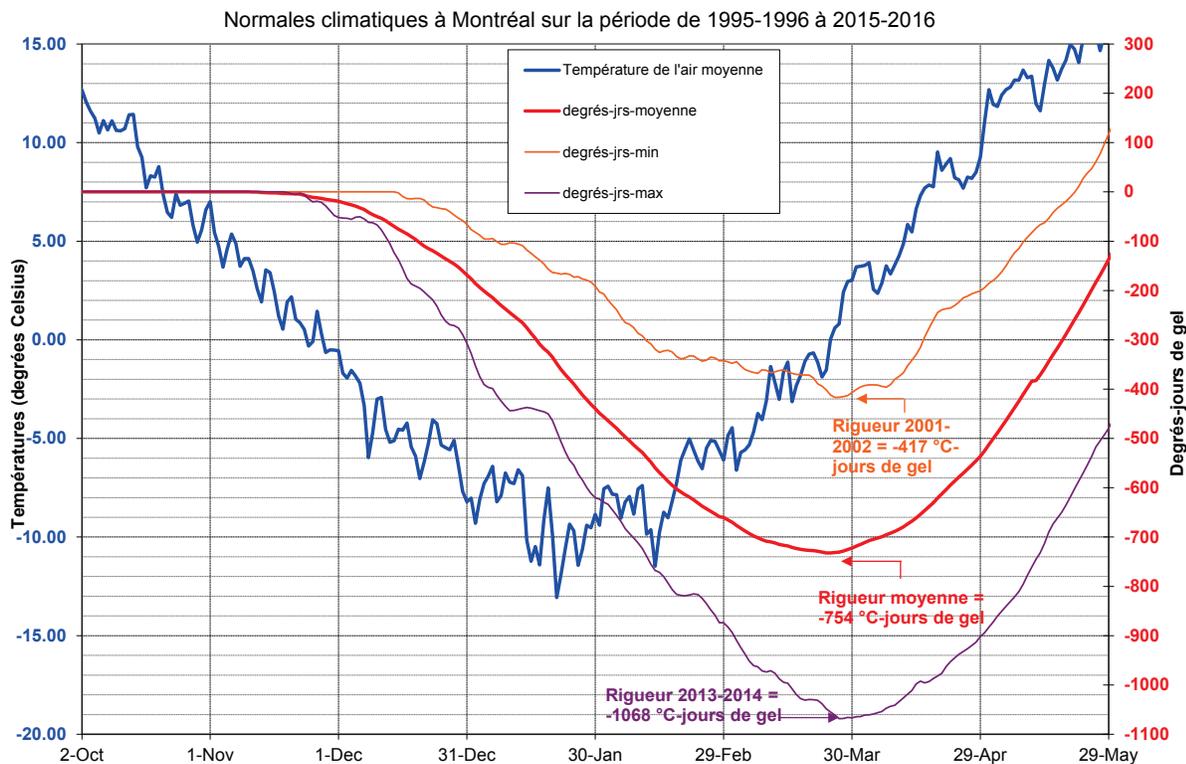


Figure 44 : Normales climatiques à Montréal et hiver glaciologique moyen

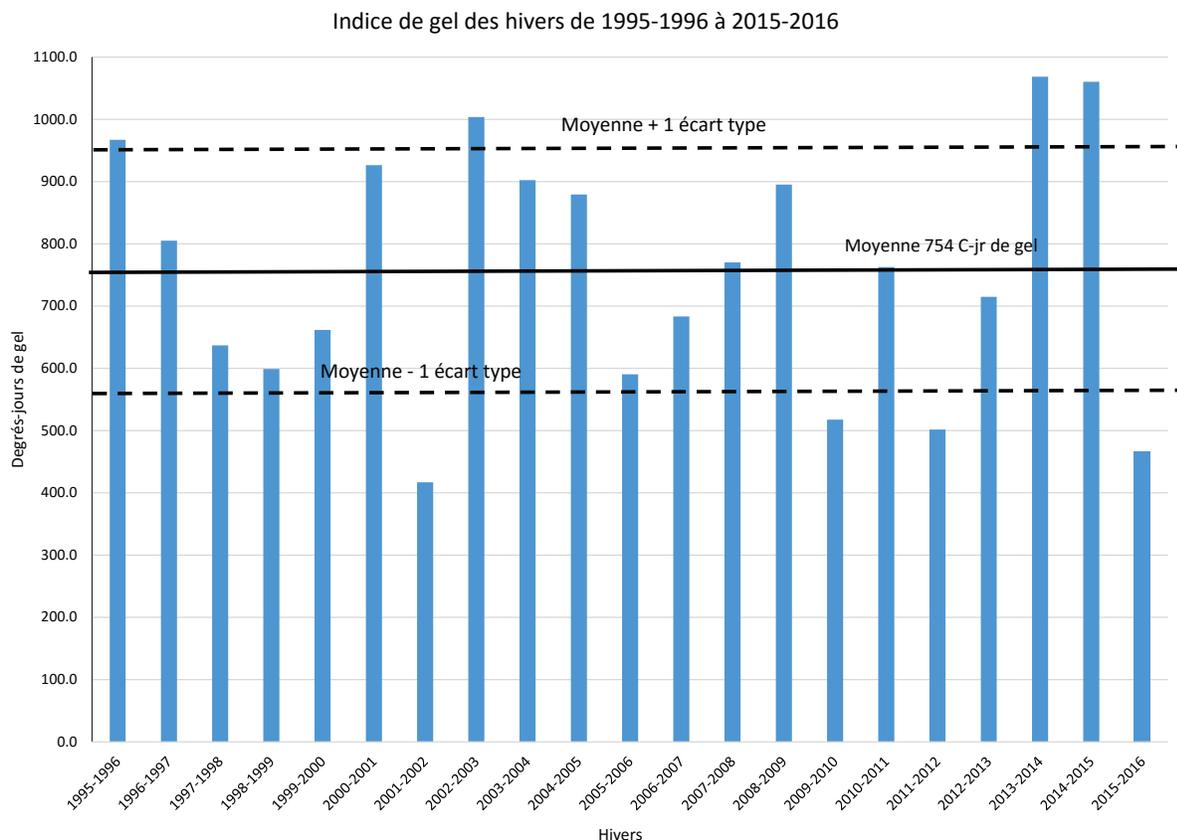


Figure 45 : Rigueur des 21 derniers hivers à Montréal

8.3.3 Hiver extrême

Une analyse statistique détaillée des indices de gel a été réalisée afin d’en extrapoler les résultats et établir les caractéristiques d’un hiver extrême. L’analyse statistique montre que l’indice de gel au cours des 20 derniers hivers est en moyenne de 737°C-jours de gel, avec un écart-type de 197°C-jours. La distribution suit une loi normale, et la rigueur de l’hiver 1:100 ans est dans ces conditions évaluée à 1 196°C-jours de gel, et celle de l’hiver 1:50 ans à 1 142 °C-jours de gel.

Comme l’intervalle de confiance pour la récurrence de 1:100 ans est de 122°C-jours, il faut ajouter cette valeur à l’indice de gel pour compenser les erreurs potentielles dans le calcul statistique. L’indice de gel extrême est donc égal à 1 318°C-jours (1 196 + 122) pour un hiver extrême de récurrence 1:100 ans. Similairement pour un hiver 1:50 ans, l’indice de gel extrême est de 1252 °C-jours de gel (1 142 + 110).

8.4 Régime des glaces au site

8.4.1 Emprise de la couverture de glace

La couverture de glace dans le fleuve Saint-Laurent peut être caractérisée à l’aide de plusieurs outils dont les cartes de glace et les images satellitaires.

Des cartes de glace produites par la Garde Côtière Canadienne sur la voie navigable du fleuve Saint-Laurent entre Montréal et Québec sont disponibles et permettent de bien comprendre le régime des glaces dans le secteur à l'étude. Ces cartes sont publiées sur une base régulière en période hivernale sur le site internet de la Garde Côtière Canadienne. La figure 46 présente la carte du secteur pour le 22 février 2007, date correspondant au cœur de l'hiver pour un hiver normal. Les zones avec couvert de glace fixe sont en gris alors que les étendues avec de la glace à la dérive sont en vert/jaune/blanc avec étoiles bleues. À cette date, le bras de l'Île-des-Sœurs est majoritairement couvert de glace, à l'exception de la limite aval du bras et une petite éclaircie à proximité de l'entrée du bras.

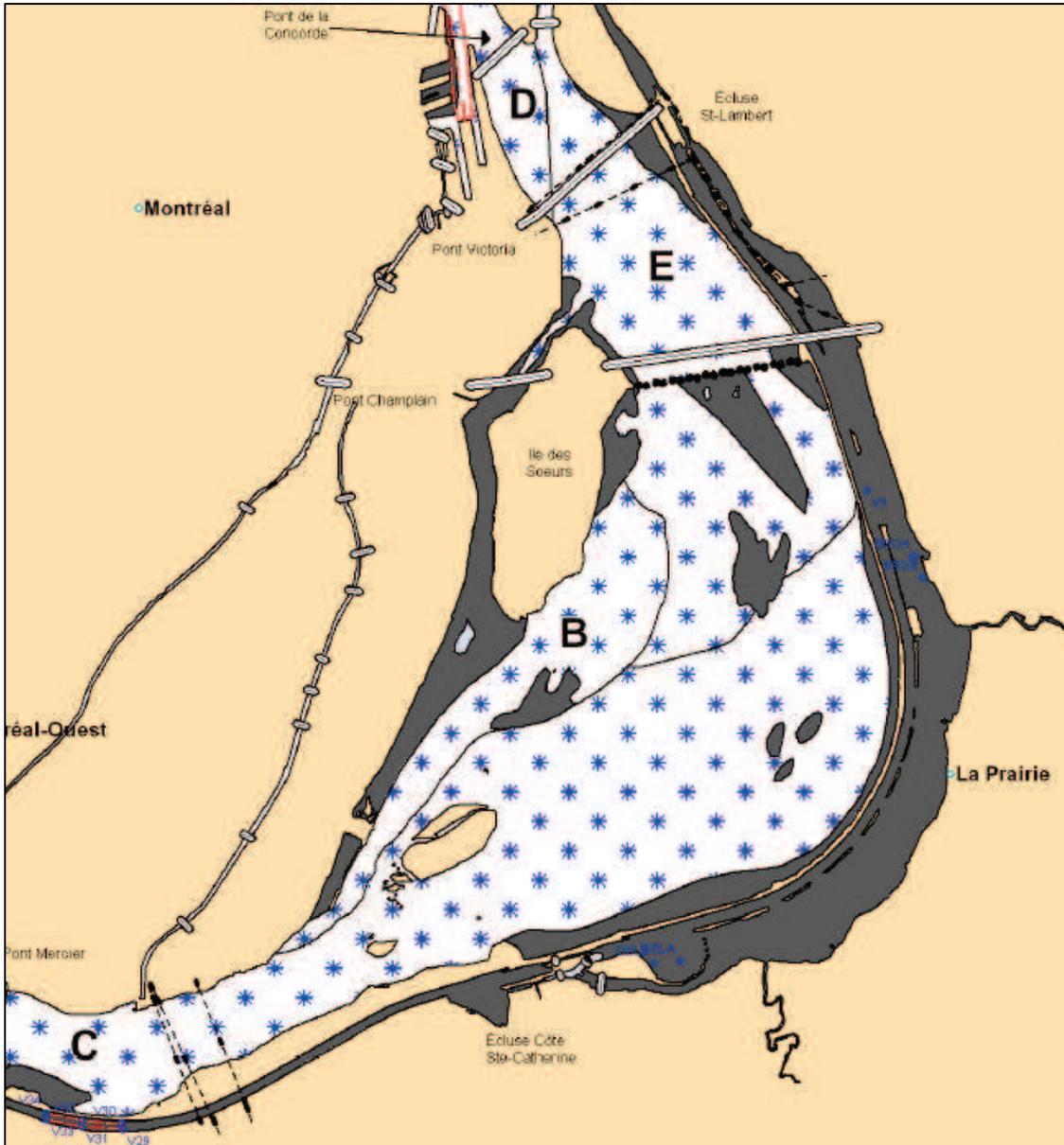


Figure 46 : Carte de glace de la Garde Côtière Canadienne – 22 février 2007

La figure 47 montre une carte de glace du 11 février 2013. Il faut noter que le bras à l'étude est complètement ouvert alors que ce moment correspond au milieu de l'hiver glaciologique d'un hiver de rigueur moyenne. Cette observation indique que le bras de l'Île-des-Sœurs peut fermer tard l'hiver.

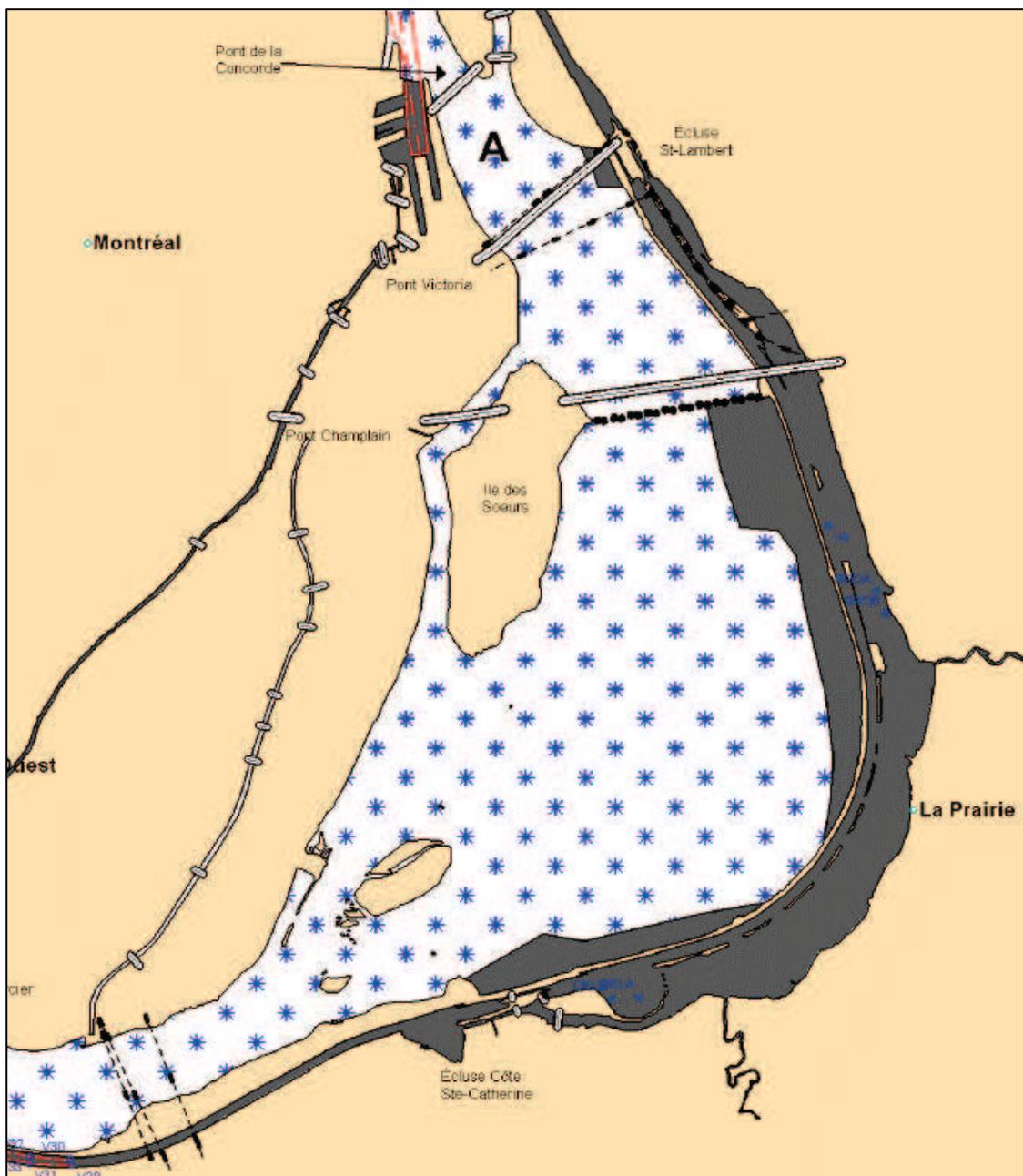


Figure 47 : Carte de glace de la Garde Côtière Canadienne – 11 février 2013

Les images satellitaires constituent également un outil intéressant pour visualiser l'évolution de la couverture de glace en hiver. Les images Landsat de résolution moyenne et certaines images à haute résolution de Google Earth ont été analysées. La figure 48 illustre la couverture de glace le 25 janvier 2006

durant la prise des glaces alors que la Figure 49 montre l’emprise de la couverture de glace en fin de l’hiver 2003-2004.

La figure 48 montre que les premiers secteurs à fermer par progression de glace de rive sont les entrées et les sorties du bras dans le fleuve Saint-Laurent. La glace de rive progresse également dans le bras sur les tronçons larges dans le tiers amont et dans les baies secondaires où les vitesses de l’écoulement sont faibles.



Figure 48 : Image satellitaire Landsat – 25 janvier 2006

La figure 49 indique, quant à elle, que les premiers secteurs à rouvrir au printemps sont les mêmes secteurs qui ont tardé à fermer à la prise des glaces, à savoir le chenal principal et les tronçons étroits à vitesse d’écoulement élevée. L’entrée du bras reste couverte de glace mais une ouverture dans le chenal principal en amont du bras indique que le chenal est au point de se libérer de sa couverture de glace.

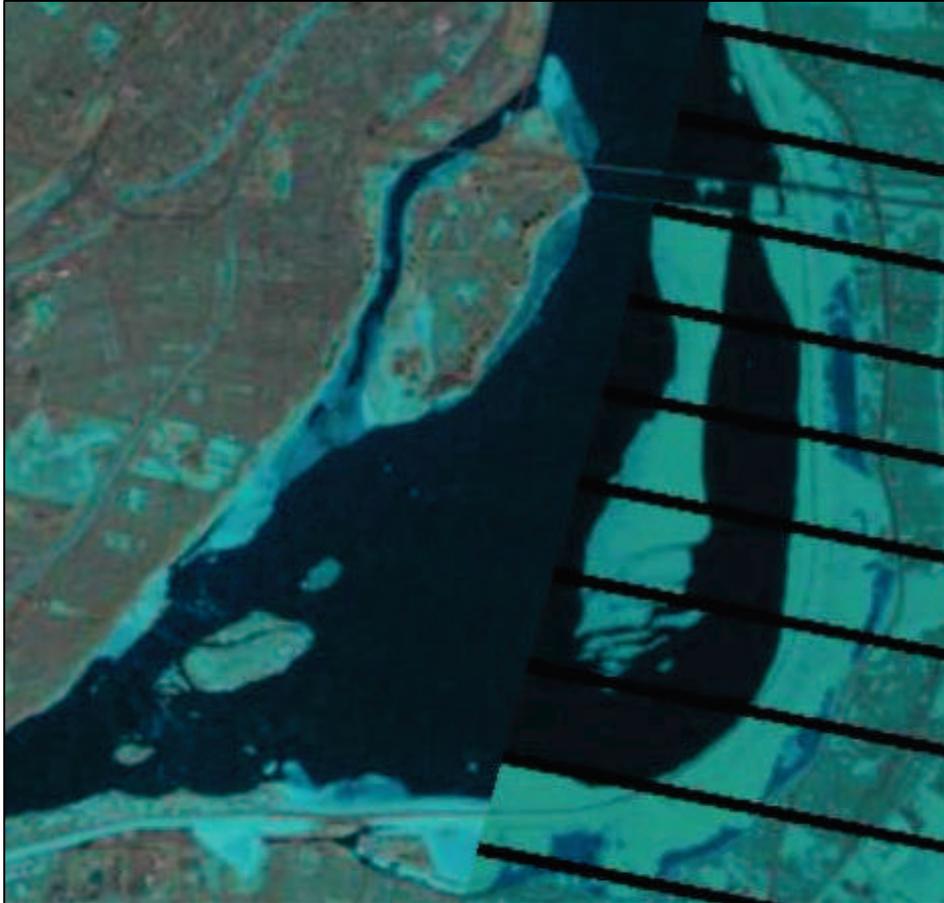


Figure 49 : Image satellitaire Landsat – 11 mars 2004

La figure 50 illustre une image satellitaire à haute résolution du printemps 2010. Bien que le bras soit entièrement en eau libre à cette date, la présence de glace de rive qui fond sur place dans les baies secondaires peut être observée. De plus, une plaque de glace à la dérive est perçue dans la partie aval. Celle-ci a une géométrie quasi-circulaire avec un diamètre approximatif d’une trentaine de mètres.

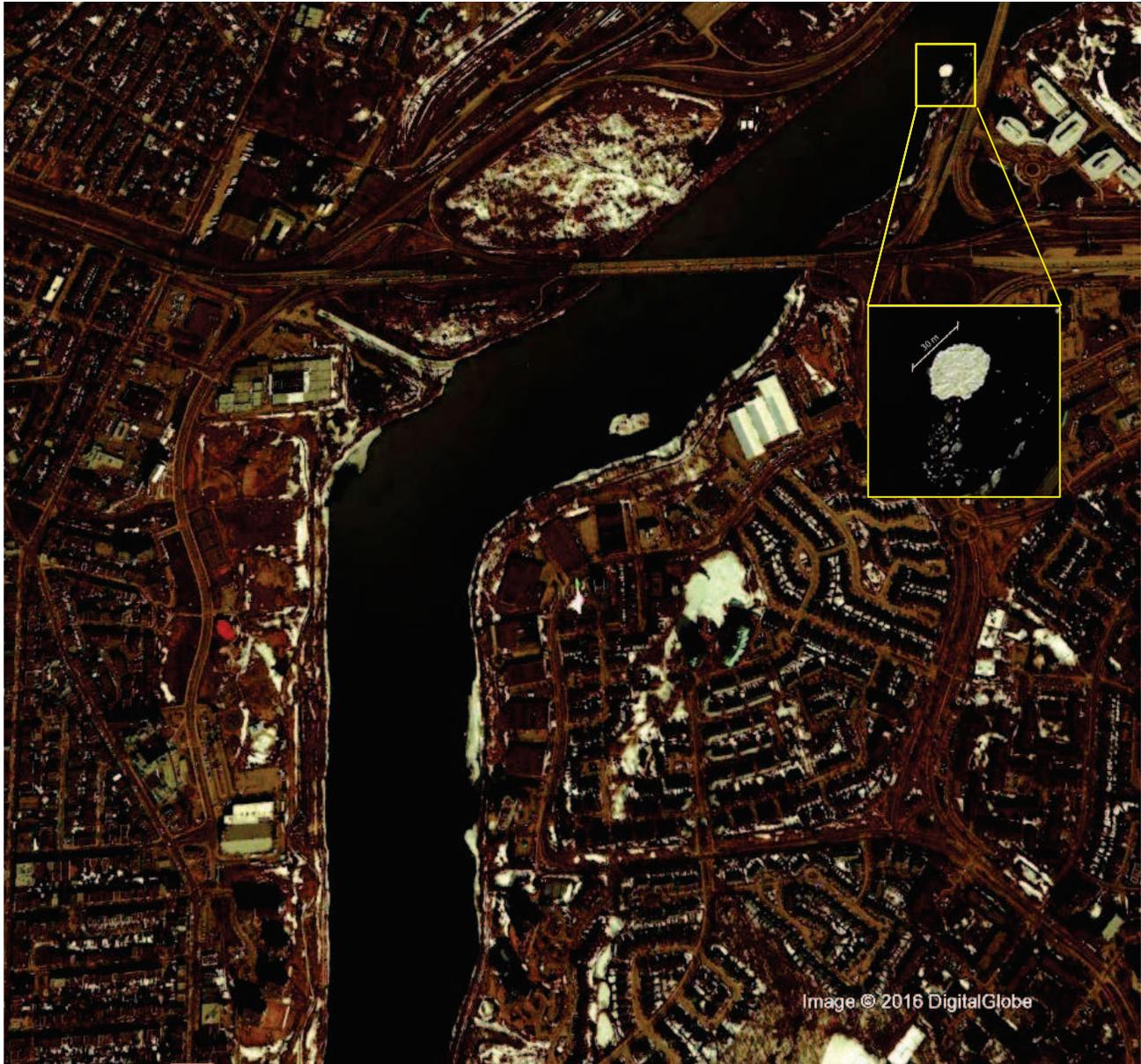


Figure 50 : Image satellitaire Google Earth – 6 mars 2010

L'analyse des cartes de glace de la Garde Côtière Canadienne et des images satellitaires pour les vingt derniers hivers permet d'établir une vue d'ensemble de la dynamique des glaces dans le secteur de l'Île des Sœurs. Les premières étendues de glace dans la région commencent à se former dès le début du mois de décembre, dans les lacs, ainsi que sur les cours d'eau dans les baies secondaires et les zones d'eau stagnantes proches des rives. Dans le bras de l'Île-des-Sœurs, la glace se forme d'abord le long des deux rives du bras Nord-ouest et avance graduellement vers le centre du chenal. Les premières sections se refermant sont celles où la vitesse est la plus faible, soit à l'entrée du bras, alors que les zones à vitesse d'écoulement élevée tardent à se fermer.

En moyenne, le couvert de glace dans le bras se forme complètement à la première semaine de février, soit après environ 440°C-jour de gel, ce qui est relativement tard. Le moment de la prise des glaces est, toutefois, très variable d'une année à l'autre.

Au cœur de l'hiver, la majorité du bras reste fermé jusqu'à la fin de l'hiver glaciologique. Pour certains hivers, comme les hivers 1995-1996, 1997-1998, 2001-2002 et 2010-2011, un filet d'eau reste ouvert dans le chenal principal tout l'hiver. De plus, la zone d'étranglement entre les ponts de l'Île-des-Sœurs et Clément n'est jamais entièrement couverte de glace, même durant les hivers les plus rigoureux. La figure 51 ci-dessous montre les éclaircies résiduelles en mars 2003, un hiver particulièrement rigoureux avec 1004 °C-jours de gel.



Figure 51 : Vue vers l'amont de la sortie du bras de l'Île des Sœurs – mars 2003

Au printemps, le bras se libère progressivement de ses glaces lorsque l'eau circulant sous la glace se réchauffe et fait fondre la face inférieure du couvert. Ceci se produit en général à la mi-mars soit à quelques jours de la fin de l'hiver glaciologique. Les pointes de crue du Saint-Laurent, puis de l'Outaouais, se produisent alors que la glace n'est plus présente dans la région de Montréal. Donc, il ne semble pas qu'il se produise de "débâcle" au sens de décrochement d'ensemble de la glace couvrant le bras et qui partirait à la dérive. Toutefois, des fragments de couvert de glace de grande dimension qui dérivent dans le bras en mars sont observés, tel qu'illustré sur la figure 50.

8.4.2 Risques de transport et d'accumulation de glaces

L'absence d'un couvert de glace immobile couvrant toute la surface dans le fleuve Saint-Laurent de la sortie du lac Saint-Louis jusqu'au bassin La Prairie laisse une partie de l'écoulement au contact de l'air très froid, ce qui provoque un sur-refroidissement de la masse d'eau, accompagné de formation de frasil. Le frasil

remonte en surface et forme de grandes assiettes de frazil qui dérivent en surface à la vitesse de l'écoulement ou se collent au substrat formant de la glace de fond qui se décroche plus tard en hiver. Des plaques de glace se forment également dans le lac Saint-Louis et se morcellent ensuite dans les rapides. Les assiettes de frazil se mélangent aux plaques de glace morcelées et à la glace de fond décrochée formant ainsi des amas de glaces à la dérive. La forme en plan du bassin La Prairie, et l'action des vents dominants soufflant du sud-ouest, poussent ce frazil vers la rive sud du fleuve, loin au large de l'Île des Sœurs. Il n'y a donc pas à toutes fins utiles de risque de transport et de dépôt de glace à la dérive sous le couvert de glace dans le bras de l'Île-des-Sœurs.

Vers la mi-mars, les hydroglisseurs de la Garde Côtière Canadienne brisent la glace dans le lac Saint-Louis pour ouvrir le chemin de navigation entre Beauharnois et l'entrée du canal de la rive sud. De grandes plaques de glace dérivent à la surface de l'écoulement et se morcellent graduellement entre l'exutoire du lac Saint-Louis et les rapides de Lachine. Ces plaques sont plus épaisses que la glace dans le bras à l'étude. Le moment du déglacement du lac Saint-Louis semble coïncider avec le départ des glaces du bras de l'Île-des-Sœurs. Donc il se peut que certaines de ces plaques de glace s'introduisent au printemps dans le bras à l'étude lorsque d'importants volumes de glace sont brisés et relâchés dans le lac Saint-Louis. Toutefois, les quantités de ces plaques de glace à la dérive demeurent faibles car la majorité risque de se concentrer le long de la rive sud du bassin La Prairie, comme les amas de glace à la dérive au cœur de l'hiver.

Il est important de signaler que le risque de formation d'embâcles dans le bras de l'Îles-des-Sœurs est très faible car il n'y a pas de décrochement d'ensemble du couvert de glace ni d'apport de gros volumes de glace morcelée de l'amont. Même en conditions futures suite à l'implantation de l'épi, la largeur du bras au droite de l'épi reste suffisamment élevée (230 m) pour évacuer les plaques de glaces les plus larges. Les espacements entre les piles du pont de l'Île-des-Sœurs et du pont Clément d'une trentaine de mètre sont plus contraignants que la restriction produite par l'épi, et ceux-ci n'ont jamais causé la formation d'embâcle dans le secteur.

8.4.3 Épaisseur du couvert de glace

Il s'agit ici d'évaluer approximativement l'évolution des épaisseurs de la couverture de glace dans le bras de l'Île-des-Sœurs. Pour cela, la loi de Stefane est utilisée, exprimant l'épaisseur du couvert de glace sur les cours d'eau en fonction des caractéristiques de l'hiver glaciologique :

$$h = B\sqrt{G} \quad (1)$$

Où

- G = nombre de degrés-jours de gel accumulés
- h = épaisseur de glace en centimètres
- B = coefficient expérimental

Le coefficient expérimental B peut prendre les valeurs suivantes en fonction de certains paramètres du site:

- B = 2,7 pour les lacs sans neige;
- B = 1,7-2,4 pour les lacs avec couvert de neige;
- B = 1,4-1,7 pour les rivières avec couvert de neige;

- $B = 0,7-1,4$ pour les petites rivières avec un écoulement rapide.

D'après l'expérience de Lasalle NHC dans le secteur, une valeur moyenne de $B = 2,2$ peut être utilisée pour la loi de Stefane dans le bras de l'Île-des-Sœurs. Il doit être souligné qu'il ne faut considérer que la fraction de l'hiver glaciologique pour laquelle le couvert de glace est en croissance, soit la période de la prise des glaces dans ce secteur du fleuve Saint-Laurent (période à laquelle le couvert de glace se met définitivement en place dans le secteur) jusqu'à la fin de l'hiver glaciologique. D'après l'analyse de la dynamique des glaces des 20 derniers hivers, les températures de l'air ont cumulé au moins 150 °C-jours de gel à la prise des glaces.

Pour un hiver extrêmement rigoureux avec une récurrence de 1:50 ans (1 252°C-jours de gel), l'épaisseur de glace maximale à considérer est de $2,2 \times (1\ 252 - 150)^{0,5} = 73$ cm. À titre de comparaison, un hiver moyen avec un indice de gel de 754°C-jours de gel permet de générer un couvert de glace d'une épaisseur moyenne de $2,2 \times (754 - 150)^{0,5} = 54$ cm, soit 74% de l'épaisseur extrême.

Toutefois, il faut tenir compte de l'élévation minimum à laquelle certains ouvrages seront implantés, comme les escaliers d'accès à la plage. Il ne faut considérer que 4 marches en contact avec l'eau pour le niveau maximum hivernal et 2 marches pour le niveau minimum. Comme l'épaisseur de glace sous le niveau d'eau représente 92% de l'épaisseur totale, l'épaisseur maximale pouvant être en contact avec les ouvrages est donc de $0,6/0,92 = 65$ cm pour le niveau maximum et 33 cm pour le niveau minimum. Des épaisseurs plus élevées, jusqu'à 73 cm peuvent être générées au droit des escaliers, mais une partie de celles-ci risque d'être en contact avec le fond réduisant ainsi l'action des glaces sur les escaliers.

Par ailleurs, le coefficient de la loi de Stefane est plus élevé pour le secteur du lac Saint-Louis à cause des vents forts dans ce secteur qui accentuent la déperdition de chaleur et réduisent significativement l'épaisseur de la couche de neige isolante. De plus, la prise des glaces commence plus tôt dans ce secteur, aussitôt que les températures de l'eau atteignent le point de congélation, soit à environ 50 °C-jours de gel. L'épaisseur des plaques de glace provenant du lac Saint-Louis pour un hiver extrêmement rigoureux avec une récurrence de 1:50 ans est égale à $2,6 \times (1\ 252 - 50)^{0,5} = 90$ cm.

8.5 Efforts possibles pour le projet étudié

8.5.1 Normes et codes

L'action des glaces sur les piles des structures est calculée selon la norme canadienne *CAN/CSA-S6-06 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers* [5]. Cette norme définit le calcul des efforts dus aux "glaces d'eau douce des rivières et des lacs".

Des précisions sur la mise en œuvre de cette norme sont fournies par le Ministère des transports du Québec dans le *Manuel de conception hydraulique des ponts – Procédure pour la réalisation des études hydrauliques* [6].

Même si elle n'est pas directement applicable aux ponts en rivière, la norme ISO 19906 fournit un complément d'information sur les aspects dynamiques (forces transitoires pendant les impacts par des masses de glace, vibrations, etc.) dans la norme *ISO 19906 Petroleum and Natural Gas Industries – Arctic Offshore Structures* [7].

De plus, les travaux de Donald Carter font une bonne synthèse des efforts de glace sur les structures. Ces travaux sont présentés dans le document *Guide pratique pour le calcul des forces exercées par la glace* [8]. Ce guide permet surtout de calculer les efforts statiques.

8.5.2 Types d'efforts considérés

D'après les plans du concept d'aménagement, deux types de structures sont concernés par les efforts dus aux glaces :

- Les escaliers en béton de 15 m de large pour l'accès à la plage;
- L'épi en enrochement de 36 m de long avec des pentes latérales de 1:2 avec une extrémité en mur de palplanche vertical.

La situation évaluée en premier lieu est celle de la poussée statique d'un couvert de glace thermique. Deux cas de poussée sont examinés : la poussée horizontale causée par l'expansion thermique du couvert de glace sur les deux types de structure et la poussée verticale sur les escaliers causée par le marnage induit par les rehaussements aval. Il doit être noté que la poussée verticale n'est pas applicable à un épi en enrochement, car celle-ci risque seulement d'arracher ou de désolidariser quelques roches plutôt que d'être transmise à l'ensemble de la structure.

L'impact d'une grande plaque de glace à la dérive sur l'épi en enrochement est également considéré pour le départ des glaces au printemps. Il est raisonnable d'estimer que la glace à la dérive est encore à une température négative et n'est que moyennement dégradée, ce qui correspond à une résistance effective à l'écrasement de 1100 kPa. Aucun impact n'est considéré pour les escaliers car ceux-ci sont protégés des plaques de glace à la dérive par l'épi.

D'après la section 8.4.3, les épaisseurs de glace à considérer pour chacun des cas de chargement sont les suivants :

- 73 cm pour l'effort statique horizontal appliqué sur l'épi;
- 65 cm pour l'effort statique horizontal appliqué sur les escaliers;
- 65 cm pour l'effort statique d'abaissement appliqué sur les escaliers;
- 33 cm pour l'effort statique de soulèvement appliqué sur les escaliers;
- 90 cm pour l'effort dynamique appliqué sur l'épi.

Tel que mentionné ci-dessus, l'action des glaces sur les enrochements doit être également considérée. L'analyse, dans ce cas, ne peut pas se limiter à celle d'un continuum solide comme pour les structures en béton. Il s'agit plutôt d'évaluer l'action des glaces sur un ensemble de roches non-soudées subissant l'arrachement vertical, le cisaillement superficiel et le glissement latéral d'un plan de roches.

8.6 Évaluation des efforts sur les escaliers

8.6.1 Calcul des efforts

Efforts statiques horizontaux

D'après le guide de Carter [8], le coefficient de confinement bi-axial pour les structures larges (C_a) est calculé en utilisant la formule suivante :

$$C_a = \frac{2.924}{(w/t)^{1/3}} \quad (2)$$

Où t = épaisseur de la glace = 0,65 m
 w = largeur du pilier = 15 m

L'équation (2) donne ainsi $C_a = 1,03$.

Toujours selon Carter [8], l'effort unitaire (kN/m) exercé par un champ de glace est obtenu à l'aide de l'équation suivante :

$$F = C_a 253 t^{1.5} \quad (3)$$

Avec $C_a = 1,03$ et $t = 0,65$, F est égal à 137 kN/m. Cette force est applicable sur la structures des escaliers dans n'importe quelle direction selon un plan horizontal, ce qui donne les efforts suivants dans toutes les directions:

$$F_l = F_w = 130 \times 15 = 2055 \text{ kN}$$

Efforts statiques verticaux

Les efforts verticaux sont calculés à partir de la formule de Carter [8] pour les efforts générés lors du marnage :

$$F_v = pt^2 0,38 \frac{1}{11,25t^{0,75}} \quad (4)$$

Où t = épaisseur de glace = 0,33 m pour un soulèvement et 0,65 m pour un abaissement
 p = résistance de la glace à l'écrasement² = 1 500 kPa

Le résultat est la composante verticale suivante:

- Pour un soulèvement, une force verticale vers le haut $F_v = 12,5 \text{ KN/m}$ et pour une structure de 15 m de long la force totale est de $F_v = 12,5 \times 15 = 227 \text{ KN}$.
- Pour un abaissement, une force verticale vers le bas $F_v = 29,6 \text{ KN/m}$ et pour une structure de 15 m de long la force totale est de $F_v = 29,6 \times 15 = 635 \text{ KN}$.

² Glace saine avec des efforts générés à températures froides.

8.6.2 Conditions de chargement

Les forces statiques horizontales pourront s'exercer en tout point compris dans la gamme de variation du niveau d'eau lorsque la glace est en contact avec la structure, soit de l'élévation 10,4 à 11,05 m.

Quant au point d'application de la force horizontale maximale, elle se situe au tiers supérieur de l'épaisseur de glace lorsque le niveau d'eau est de l'ordre de 11,0 m. La cote maximale du point d'application de la force maximale à considérer est donc de 10,83 m.

Les efforts calculés supposent que la structure est suffisamment rigide : des efforts plus importants seront développés si la structure se déforme de plus de 10 mm au point d'application pendant l'application des efforts statiques, et le facteur d'amplification peut alors atteindre 50%.

8.7 Évaluation des efforts sur l'épi

8.7.1 Calcul des efforts

Efforts statiques horizontaux

D'après le guide de Carter [8], le coefficient de confinement bi-axial pour les structures larges (C_a) est calculé en utilisant la formule suivante :

$$C_a = \frac{2.924}{(w/t)^{1/3}} \quad (5)$$

Où t = épaisseur de la glace = 0,73 m
 w = largeur du pilier = 30 m

L'équation (5) donne ainsi $C_a = 0,85$. Le coefficient est inférieur à 1,0 car, pour des structures aussi larges, il est plus difficile pour un champ de glace de maintenir un contact sur toute la longueur simultanément.

Toujours selon Carter [8], l'effort unitaire (kN/m) exercé par un champ de glace est obtenu à l'aide de l'équation suivante :

$$F = C_a 253 t^{1.5} \quad (6)$$

Avec $C_a = 0,85$ et $t = 0,73$, F est égal à 134 kN/m. Cette force est applicable sur la structures de l'épi dans n'importe quelle direction selon un plan horizontal, ce qui donne les efforts suivants dans toutes les directions:

$$F_l = F_w = 133,7 \times 30 = 4011 \text{ kN}$$

Efforts dynamiques horizontaux sur la structure

D'après le code CAN/CSA-S6-06 [5], la force dynamique F_d qui cause l'écrasement d'une plaque de glace de 0,9 m contre une structure est calculée à l'aide de l'équation suivante pour un pilier mince ($w/t < 6$):

$$F_d = C_a p w t \quad (7)$$

Où t = épaisseur de la glace = 0,9 m
w = largeur de l'écrasement
p = résistance effective de la glace à l'écrasement au printemps = 1100 kPa
C_a = coefficient de confinement bi-axial de la glace calculé à partir de l'équation suivante

$$C_a = \sqrt{\frac{5t}{w} + 1} \quad (8)$$

Pour une largeur d'écrasement élevée sur toute la longueur de l'épi, C_a est égal à 1 et la force d'écrasement unitaire est de 990 KN/m, soit une force totale de 990 KN/m x 30 m = 29 700 KN. Cette force est évidemment très élevée mais ce cas d'écrasement est vraisemblablement irréaliste car il est très peu probable qu'un glaçon ait suffisamment d'énergie cinétique pour causer un écrasement sur toute la longueur de l'épi.

L'analyse a donc été raffinée dans le but d'évaluer des efforts dynamiques plus réalistes. Un écrasement partiel d'une plaque de glace est considéré, où l'énergie cinétique de la plaque dans la direction perpendiculaire à l'épi est convertie en travail mécanique effectué par la force d'écrasement sur la distance de pénétration/écrasement. Dans ce cas, le glaçon est graduellement ralenti dans la direction perpendiculaire à l'épi au fur et à mesure que la force d'écrasement augmente. Lorsque cette dernière atteint son maximum, le déplacement du glaçon perpendiculairement au mur est arrêté mais la composante transversale (soit parallèle à l'épi) de la trajectoire se poursuit et le glaçon longe alors la structure. Cette dynamique revient à discrétiser l'équation différentielle suivante pour l'intégrer ensuite dans le temps par différence finie:

$$m \frac{d^2 n}{dT^2} = C_a p t w \quad (9)$$

Où n = pénétration du glaçon dans la direction perpendiculaire à l'épi
t = épaisseur de la glace = 0,9 m
m = masse d'un glaçon de 50 m de diamètre³ et 0,9 m d'épaisseur = 1 625 774 kg
β = l'angle d'ouverture du glaçon arrondi = 85°
p = résistance effective de la glace à l'écrasement au printemps = 1 100 kPa
w = largeur de l'écrasement en fonction de la pénétration n

La condition initiale de l'équation différentielle ci-dessus est la vitesse du glaçon dans la direction perpendiculaire au mur au moment de l'impact, soit :

$$\frac{d n}{dT} = V \sin(\alpha) \quad (10)$$

³ Taille maximale d'un glaçon à la dérive qui peut circuler librement dans le bras sans être ralenti par le frottement de long des berges.

Où V = vitesse du glaçon
 α = angle d'attaque du glaçon par rapport au mur

Pour déterminer les valeurs de V et α , les résultats des simulations numériques en crue ont été inspectés à l'approche de l'épi pour déterminer approximativement la vitesse d'un glaçon à l'impact. La valeur de la vitesse est donc de 1,0 m/s et l'angle d'attaque (α) de 76°.

La force d'écrasement maximale est ensuite calculée par différence finie à partir des relations ci-dessus sur une largeur de $w = 4,63$ m et pour une pénétration maximale de $n = 0,213$ m. Les composantes normales et longitudinales sont donc :

$$F_n = 6432 \text{ KN}$$

$$F_l = 0,1 \times F_n = 643 \text{ KN}$$

Cette force représente environ 22% de la force d'écrasement frontal sur toute la largeur du mur évaluée à partir des relations du code CAN/CSA-S6-06 [5].

Efforts dynamiques horizontaux sur le bout en palplanche

Le bout de l'épi en palplanche peut également subir l'impact des glaçons à la dérive. L'arête de ce mur en palplanche suit la pente latérale de l'épi de 1:2, soit avec un angle de 26,5° par rapport à l'horizontale. Il peut être considéré comme un pilier pointu pouvant causer la rupture d'une plaque de glace en flexion.

D'après le code CAN/CSA-S6-06 [5], la force dynamique F_d qui cause la rupture d'une plaque de glace de 0,9 m en flexion sur un pilier incliné à la verticale est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$F_d = 0.5 \tan(\alpha + 15) p t^2 \quad (11)$$

Où t = épaisseur de la glace = 0,9 m
 α = angle par rapport à l'horizontale, soit 26,5° pour une pente latérale de 1:2
 p = résistance effective de la glace à l'écrasement au printemps = 1100 kPa

La force maximale ressentie par le bout de l'épi en palplanche au moment de la rupture d'une plaque de glace est donc de **395 KN**.

8.7.2 Conditions de chargement

Les forces statiques horizontales pourront s'exercer en tout point compris dans la gamme de variation du niveau d'eau lorsque la glace est en contact avec l'épi, soit de l'élévation 10,59 (pour le niveau hivernal moyen) à 11,79 m (pour la crue 20 ans).

Quant au point d'application le plus élevé de la force d'impact horizontale, elle se situe au tiers supérieur de l'épaisseur de glace lorsque le niveau d'eau est de l'ordre de 11,8 m. La cote maximale du point d'application à considérer pour le calcul de la stabilité de la structure est donc de 11,57 m.

Les efforts calculés supposent que la structure est suffisamment rigide : des efforts plus importants seront développés si la structure se déforme de plus de 10 mm au point d'application pendant l'application des efforts statiques et dynamiques, et le facteur d'amplification peut alors atteindre 50%.

De plus, si la structure est peu rigide, l'effort dynamique pendant l'impact d'un glaçon varie à une fréquence de l'ordre de 0,5 à 10 Hz. Des effets de résonance devraient alors être analysés plus en détails.

8.7.3 Considérations pour le dimensionnement des enrochements

Tel que mentionnée précédemment, l'épi en enrochement ne peut être considéré comme un continuum rigide mais un ensemble de petits éléments qui peuvent être mis en mouvement séparément. Dans ce contexte, les critères ci-dessous doivent être respectés pour le dimensionnement des enrochements de l'épi

Critère général

En premier lieu, il faut s'assurer que les enrochements respectent les critères habituels du *U.S. Army Corps of Engineers* pour les protections en enrochements, à savoir que les roches soient:

- Relativement compactes. Afin d'éliminer les pierres allongées, moins stables, le rapport entre la plus grande et la plus petite des dimensions d'un bloc est limité à un maximum de 3,0;
- Une gradation peu étalée. Il est recommandé d'avoir un rapport D_{85}/D_{15} inférieur à 3.

Critère d'arrachement vertical

D'après le guide de Carter [8], le diamètre moyen D_{50} des enrochements pour éviter que le marnage cause l'arrachement des roches soudées à la couverture de glace est calculé à partir des critères suivants :

$$\begin{aligned} D_{50} &\geq 0,75 t_{\text{abaissement}} \\ D_{50} &\geq 1,0 t_{\text{rehaussement}} \end{aligned} \quad (12)$$

Où $t_{\text{abaissement}}$ = épaisseur de la glace à l'abaissement, soit 0,73 m

Pour calculer le cas de l'épaisseur maximale pour le rehaussement, il ne faut considérer que la partie de l'hiver glaciologique où un rehaussement de niveau d'eau peut avoir lieu, soit dans la première moitié de l'hiver glaciologique. Le cas de janvier 1976 a alors été examiné, où le niveau d'eau est monté de 1,7 m en 4 à 5 jours. À cette période, l'hiver glaciologique cumule 650 °C-jours de gel, soit une épaisseur de glace correspondant à $2,2 \times (650-150)^{0.5} = 49$ cm.

En calculant le D_{50} à partir de l'épaisseur de la glace à l'abaissement, il est établi que le D_{50} doit être supérieur à $0,75 \times 0,73 = 0,55$ m, comparé à $1 \times 0,49 = 0,49$ m en se basant sur l'épaisseur au rehaussement. Donc il est conclu que, pour éviter un arrachement vertical des roches à cause du marnage, le diamètre moyen des roches doit respecter le critère suivant :

$$D_{50} \geq 0,55 \text{ m} \quad (13)$$

Critère d'arrachement par cisaillement

D'après le guide de Carter [8], le diamètre moyen D_{50} des enrochements pour éviter que le frottement des plaques de glaces contre l'épi cause l'arrachement des roches est calculé à partir du critère suivant :

$$D_{50} \geq 0,0612 \sqrt{p s t} \quad (14)$$

Où t = épaisseur de la glace = 0,9 m
 α = l'angle d'ouverture du glaçon arrondi = 26,5°
 p = résistance effective de la glace à l'écrasement au début du printemps = 1 100 kPa

Ce calcul résulte en $D_{50} \geq 1,36$ m. Il est important de noter que le critère de cisaillement est plus contraignant que celui de l'arrachement vertical.

En somme, il faut que la taille moyenne des enrochements soit supérieure à 1,36 m en plus de respecter les critères généraux sur les dimensions des roches et la gradation. Comparativement au diamètre défini dans l'analyse du potentiel d'érosion à la section 6.5 (60 mm), ce diamètre est amplement supérieur et est donc le critère contraignant pour la conception de l'épi.

Glissement d'un plan de roches

Il faut éviter de compromettre la structure de l'épi suite au glissement d'un plan de roche à l'horizontale, aussi connu sous le terme d'effet "bélrier". Ce type de bris structural peut avoir lieu sous l'action des charges horizontales statique ou dynamique qui cause un plan de cisaillement à travers l'ensemble de la structure. Ce dernier peut alors initier le glissement d'une masse d'enrochement par rapport au reste de la structure.

Il n'existe pas de critère spécifique à respecter pour la taille des enrochements visant à éliminer ce risque. Toutefois, l'analyse structurale de l'ensemble de l'épi doit analyser le risque de développement d'un plan de cisaillement élevé à travers l'ensemble de la structure. Ce plan de cisaillement doit être examiné par un expert géotechnique pour déterminer s'il peut entraîner un effet de glissement. Si c'est le cas, un moyen de mitigation simple consiste simplement à implanter des éléments structuraux à l'intérieur de la structure, tel que des murs verticaux en béton ou en palplanche selon un axe longitudinal, pour briser la continuité du plan de cisaillement.

9 CONCLUSION

La Ville de Montréal projette des travaux d'aménagement d'une plage locale, urbaine et écologique dans l'arrondissement de Verdun. Située à l'extrémité Sud-ouest de l'île de Montréal, entre les rues Galt et Hickson, cette plage s'intègre dans le parc riverain existant d'une longueur de 14 km. Une étude de modélisation numérique des conditions hydrodynamiques du fleuve Saint-Laurent, entre les arrondissements de Lasalle et Ville-Marie, a été réalisée par Lasalle | NHC dans le but de valider la conception et assurer la pérennité de la plage. Le présent rapport a rendu compte de la méthodologie de l'étude et des résultats obtenus.

Les conditions hydrodynamiques du fleuve Saint-Laurent (niveaux d'eau et champs des courants) ont été modélisées à l'aide de la suite logicielle MIKE 21. La représentativité des conditions modélisées a été validée sur la base de mesures effectuées par Lasalle | NHC les 11 et 12 mai 2016. Dûment calibré, le modèle a ensuite été utilisé pour simuler les conditions hydrodynamiques près du site, selon l'aménagement actuel et futur. Six scénarios de débit ont été examinés, soit le débit moyen de baignade, la crue de récurrence 2 ans, 20 ans et 100 ans, l'étiage de récurrence 20 ans, et le débit moyen hivernal.

Les principales conclusions établies suite à l'étude sont les suivantes :

- En conditions actuelles, les vitesses élevées des courants à proximité de la berge et la pente marquée de cette dernière confirment la nécessité d'un ouvrage de protection et d'un rehaussement des fonds afin de réduire les vitesses et les profondeurs et offrir des conditions sécuritaires de baignade.
- L'épi d'une crête de 36 m de long (niveau 11,8 m) et le remblai à la cote 9,1 m permettent d'obtenir des vitesses d'écoulement inférieures à 0,15 m/s sur l'ensemble de la zone de baignade pour les conditions susceptibles de se produire au cours de l'été (débit moyen de baignade et débit minimal et maximal en été observé de 1970 à 2010, équivalent respectivement au débit d'étiage de récurrence 20 ans et au débit de crue de récurrence 2 ans).
- Sous les conditions futures, l'augmentation des vitesses est de l'ordre de 15 à 25% au passage de l'épi et le long de la zone de décollement à l'est de la zone de baignade pour les débits les plus faibles (étiage 20 ans, débit moyen de baignade, crue 2 ans), et atteint jusqu'à 50% pour les débits les plus élevés (crue 20 ans et 100 ans).
- Selon le potentiel d'érosion calculé, le remblai peut être majoritairement constitué de sables fins à moyens, mais il est toutefois recommandé d'étaler un sable un peu plus grossier le long du mur de soutènement du remblai.
- À la crue de printemps, lorsque l'eau du fleuve est chargée de sédiments fins en suspension, une sédimentation pourrait se produire au pied de l'épi côté aval.
- Au centre du chenal de l'Île des Sœurs, le potentiel d'érosion est plus marqué à cause des plus fortes vitesses, autant en conditions actuelles que futures. Les résultats des conditions futures indiquent

une augmentation de la taille minimale des sédiments ne pouvant pas être entraînés à l'est de la zone de baignade et dans l'axe de l'épi, mais une diminution sur la berge gauche en aval du projet proposé. Toutefois, l'absence de données relatives au substrat actuellement en place ne permet pas de conclure sur l'impact de ce changement.

- L'épi proposé dans le projet (niveau 11,8 m) est uniquement submergé lors de la crue 100 ans (environ 25 cm de hauteur d'eau). Toutefois, si requis, la crête de l'épi peut atteindre un niveau de 12,1 m afin d'éviter sa submersion lors de cette crue. Le champ d'écoulement avec un épi à 12,1 m ne présente pas de différences significatives par rapport au champ d'écoulement avec un épi à 11,8 m pour les conditions de crue de récurrence 100 ans.
- Le projet ne présente aucun impact notable sur les vitesses d'écoulement dans la zone du Pont Clément.
- Les faibles vitesses en amont et aval de l'épi vont donner lieu à la formation d'un couvert thermique dans ces zones qui fondra sur place au printemps. Toutefois, la glace ne sera pas en contact avec le remblai (sauf à la berge) ni avec le mur de soutènement du remblai.
- Les champs des vitesses établis par modélisation numérique, les niveaux d'eau et l'analyse des données disponibles ayant trait aux glaces dans le secteur ont permis de calculer les efforts statiques et dynamiques dus aux glaces sur l'épi en enrochement et les structures d'escalier. Les escaliers sont uniquement soumis aux charges statiques horizontales (2055 kN) et verticales (227 kN pour un soulèvement et 635 kN pour un abaissement). L'épi est soumis aux charges statiques horizontales (4011 kN), ainsi qu'aux charges dynamiques longitudinales (643 kN) et normales (6432 kN). L'effort sur le bout de l'épi en palplanche est estimé à 395 kN.
- La taille de l'enrochement doit être supérieure à 1,36 m. L'enrochement doit être relativement compact. Afin d'éliminer les pierres allongées, moins stables, le rapport entre la plus grande et la plus petite des dimensions d'un bloc est limité à un maximum de 3. La gradation de l'enrochement doit être peu étalée avec un ratio D_{85}/D_{15} inférieur à 3.

RÉFÉRENCES

- [1] Villeneuve, M. (2014). *New Bridge on the St. Lawrence River – Hydraulic Study*. Lasalle Consulting Group Report No. 1881, Prepared for Arup, May 29th 2014.
- [2] Ville de Montréal (2015). *Une plage à Verdun – Un legs pour le 375^e*. Séance d’information et d’échanges 27 mai 2015.
http://ville.montreal.qc.ca/portal/page?_pageid=8637,142051086&_dad=portal&_schema=PORTAL
- [3] US Army Corps of Engineers (1991). *Hydraulic Design Of Flood Control Channels*. Engineering Manual No. 1110-2-1601.
http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1601.pdf?ver=2013-09-04-070804-047
- [4] Smith, C. D. (1995). *Chapter VII Stone Structures* dans *Hydraulic Structures* (p. 7-17 à 7-22). University of Saskatchewan.
- [5] CSA (2007). *CAN/CSA-S6-06 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Canadian Standards Association.
- [6] MTQ (2005). *Manuel de conception hydraulique des ponts. Procédure pour la réalisation des études hydrauliques*.
- [7] ISO (2009). *ISO 19906: Petroleum and natural gas industries – Arctic offshore structures*. International Organization for Standardization.
- [8] Carter, D. (2001). *Guide pratique pour le calcul des forces exercées par la glace*. Rapport soumis à Hydro-Québec, Direction Ingénierie, Hydraulique et Géotechnique.