

Direction de Laval – Mille-Îles

Laval, le 7 juillet 2015

Monsieur Denis Talbot, directeur par intérim
Ministère du Développement durable,
de l'Environnement et de la Lutte contre les
changements climatiques
Édifice Marie-Guyart, 6^e étage
675, boulevard René-Lévesque est
Québec (Québec) G1R 5V7

Objet : Parachèvement de l'autoroute 19 entre l'autoroute 440 et l'autoroute 640 avec voies
réservées au transport collectif à Laval et à Bois-des-Filion

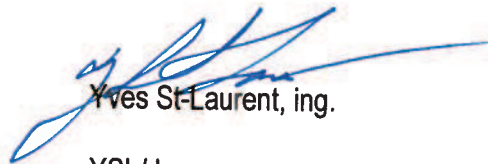
Monsieur,

Suivant l'engagement convenu, vous trouverez ci-joints cinq exemplaires de l'étude
hydraulique réalisée le 26 novembre 2014 ainsi que cinq exemplaires de l'avis technique émis
le 6 mai 2015, suivant ladite étude.

Pour toutes informations supplémentaires, n'hésitez pas à nous contacter.

Veuillez agréer, Monsieur, l'expression de mes sentiments distingués.

Le directeur par intérim de Laval–Mille-Îles,


Yves St-Laurent, ing.

YSL/dn

- p. j. Copies de l'étude hydraulique datée du 26 novembre 2014
Copies de l'avis technique daté du 6 mai 2015
- c. c. M. Maroun Shaneen, directeur des projets routiers stratégiques



ÉTUDE HYDRAULIQUE

Pont sur la future autoroute 19
Au-dessus de la rivière des Mille-Îles
Municipalité : Laval
Projet n° : P-18672

Préparé par :

Philippe-H. Roy-Gosselin, ing. M. Sc.
N° OIQ : 5 016 295
Module hydraulique
Service de la conception

Vérfié par :

Christian Poirier, ing. M. Sc.
N° OIQ : 45 257
Chef du Module hydraulique
Service de la conception

Le 26 novembre 2014

TABLE DES MATIÈRES

1.	Introduction	3
2.	Mise en contexte de la présente étude	3
3.	Hydrologie	4
4.	Méthodologie pour les calculs hydrauliques	6
4.1	Importation des données Hydrosim/Modeleur du CEHQ	6
4.2	Calibration du modèle H2D2	6
4.3	Hypothèses posées dans H2D2	8
5.	Impact de la nouvelle structure sur les vitesses et les cotes de crue	14
5.1	Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 2 ans	14
5.2	Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 20 ans	17
5.3	Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 100 ans	20
5.4	Résumé des impacts de la nouvelle structure	23
5.5	Dimensions minimales à respecter pour la nouvelle structure	24
6.	Comportement des glaces à la nouvelle structure	24
6.1	Résistance aux efforts de glaces	24
6.2	Impact de la nouvelle structure sur la formation d'embâcles	26
7.	Impact des ouvrages temporaires lors de la construction	27
7.1	Jetée nord rejoignant trois piles	27
7.2	Jetée nord rejoignant quatre piles	29
7.3	Jetée nord rejoignant cinq piles	31
7.4	Jetée sud rejoignant deux piles	33
7.5	Jetée sud rejoignant trois piles	35
7.6	Jetée sud rejoignant quatre piles	37
7.7	Jetée sud rejoignant deux piles accompagnée de deux batardeaux sur les piles centrales	40
7.8	Résumé des impacts des structures temporaires	42
8.	Protections des extrémités et mesures contre l'affouillement	42
8.1	Aménagement des extrémités	42
8.2	Mesures contre l'affouillement	44
9.	Conclusion	45

ANNEXES

Annexe A	Plan de localisation
Annexe B	Vérification du calcul des débits de récurrence à la structure Athanase-David
Annexe C	Dessin normalisé numéro 015 (2010-01-30), <i>Tome III – Ouvrages d'art</i> , chapitre 2, « Approche d'un pont sur rivière »
Annexe D	Figure 2.1-8 (2010-01-30), <i>Tome III – Ouvrages d'art</i> , chapitre 2 page 13, « Pile en rivière, protection du remplissage des excavations pour une semelle sur sol ou sur pieux (avec palplanches) »

1. INTRODUCTION

Ce rapport fait suite à une demande d'étude hydraulique, en date du 19 mai 2014, de madame Anne Pelletier, ing., chef du Service des projets par intérim à la Direction des projets routiers et de transport collectif, concernant la construction d'un pont sur la rivière des Mille-Îles pour la future autoroute 19. Ce nouveau pont sera construit à 3 m en aval du pont Athanase-David (P-14575) et selon l'avant-projet préliminaire ses piles seront en prolongement des piles de la structure existante. La demande d'étude précise aussi un besoin de vérification des impacts hydrauliques de jetées pouvant influencer le comportement hydraulique lors de la phase de construction de la structure. Un plan de localisation est disponible à l'annexe A du présent rapport.

2. MISE EN CONTEXTE DE LA PRÉSENTE ÉTUDE

Étant donné les nombreuses îles et chenaux sur la rivière des Mille-Îles, les modèles hydrodynamique 1D tel HEC-RAS ou WSPRO, prescrits par la procédure ISO PRO-007 de la Direction des Structures, s'avèrent insuffisants pour bien évaluer les impacts hydrauliques de la nouvelle structure telles les augmentations de vitesse et les variations niveaux d'eau. L'emploi d'un modèle hydrodynamique bidimensionnel par éléments finis intégré sur la verticale, ci-après appelé modèle 2D est requis.

Le Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ) a déjà développé et opéré un modèle 2D sur la totalité de la rivière des Mille-Îles. Un jaugeage de la rivière en conditions de crue a aussi été réalisé ainsi qu'une étude hydrologique pour évaluer les débits. Le modèle a été développé lors de la révision des cotes de crue de la rivière des Mille-Îles.

Le modèle numérique terrain (MNT) du CEHQ a été développé dans l'environnement Modeleur développé par l'Institut national de recherche scientifique (INRS) et la modélisation s'est faite à l'aide du logiciel de modélisation hydrosim aussi développé par l'INRS et conçu pour être utilisé en parallèle avec Modeleur.

Notre Service a obtenu le MNT dans l'environnement modeleur du CEHQ ainsi que les résultats des simulations hydrosim. Le CEHQ nous a aussi transmis le rapport de révision des cotes de crues de la rivière des Mille-Îles. La présente étude hydraulique a donc été réalisée à partir des données obtenues du CEHQ.

3. HYDROLOGIE

Les débits de récurrence au pont Athanase-David ont été évalués à partir de la *Révision des cotes de crues de la rivière des Mille-Îles* du CEHQ. Notre Service a validé les calculs présentés dans le rapport du CEHQ et ceux-ci ont été jugés adéquats et leurs résultats suffisamment proches de la validation pour les utiliser.

Les valeurs présentées dans le rapport du CEHQ proviennent de 87 années d'observations à la station hydrologique fédérale 02OA003 située au pont Athanase-David à Bois-des-Filion. Les 87 observations ont été soumises à une loi d'ajustement statistique Pearson III (Maximum de vraisemblance) dans le logiciel de statistiques Hyfranplus développé à l'INRS. Les calculs de vérification sont présentés à l'annexe B du présent rapport.

Pour des fins de conceptions, selon le chapitre 2 du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du MTQ, le débit de récurrence à employer pour la conception d'une autoroute est le débit à période de retour de 100 ans.

Les débits de récurrence employés pour la modélisation dans la présente étude sont présentés au tableau 3.1 qui suit et sont les mêmes que ceux employés par le CEHQ.

Tableau 3.1 Débits de récurrence au pont Athanase-David

Période de retour (ans)	Débit (m ³ /s)
2 (annuelle)	810
5	1014
10	1127
20	1222
50	1333
100 (Conception)	1408

Les débits mesurés au pont Athanase-David lors des jaugeages effectués par le CEHQ sont présentés au tableau 3.2 qui suit. Le jaugeage effectué en présence du débit le plus élevé servira à la calibration du modèle 2D employé dans la présente étude.

Tableau 3.2 Débits mesurés lors des jaugeages au pont Athanase-David

Date du jaugeage	Débit (m ³ /s)
23 avril 2002	741
30 avril 2002	643
26 novembre 2003	585

Étant donné que la demande pour l'étude hydraulique spécifiait de calculer l'impact hydraulique d'aménagements temporaires telles des jetées, les débits estivaux historiques ont aussi été évalués.

La figure 3.1 qui suit, obtenue le 27 août 2014 du CEHQ, indique les maximums, les minimums et les moyennes historiques des débits à la station 02OA003 de 1970 à 2014. Rappelons que la station 02OA003 est située au droit du pont Athanase-David.

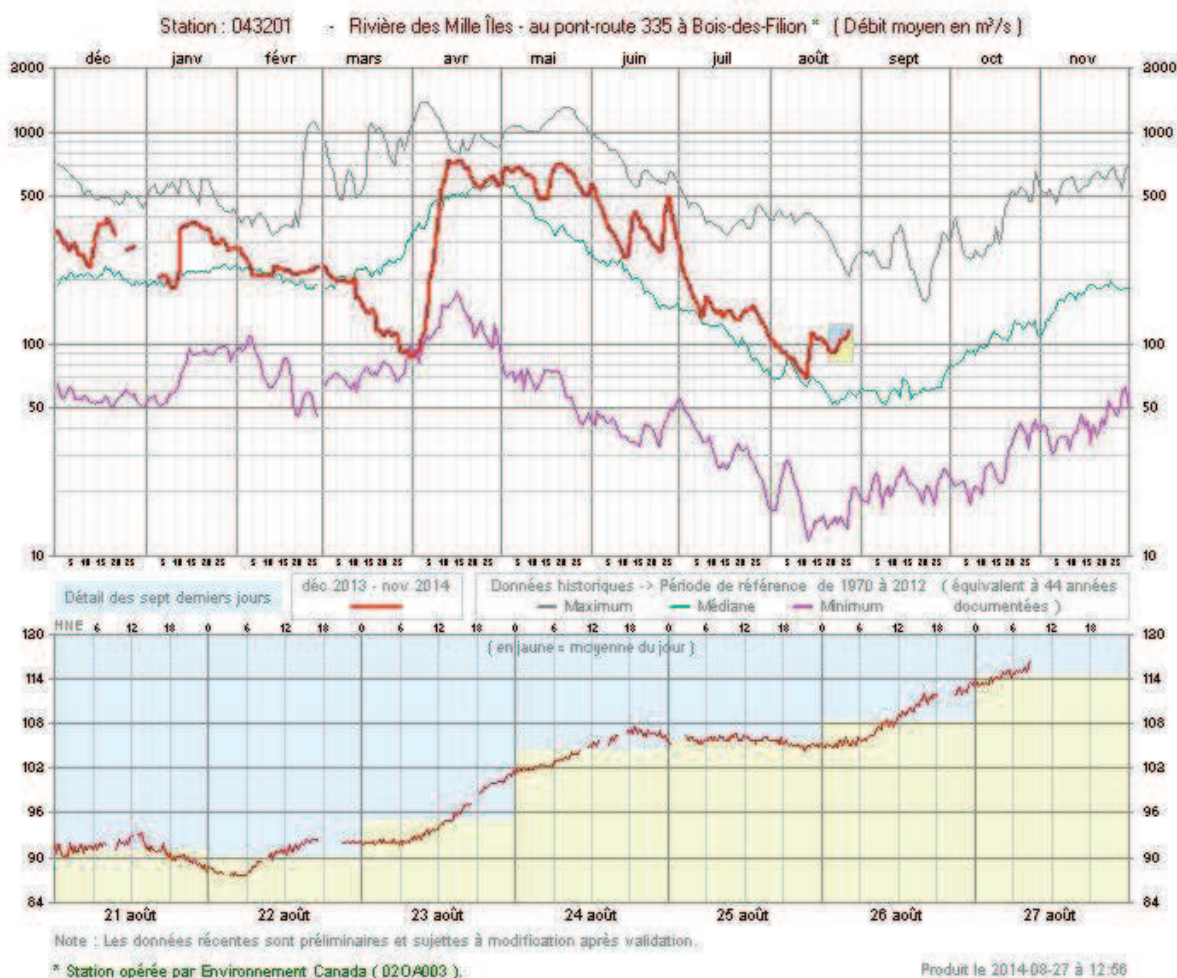


Figure 3.1 Débit à la station hydrométrique fédérale 02OA003

À la lecture de la figure 3.1, entre la fin d'une période de contrainte environnementale pour des travaux en eaux au 15 juin et la date de retrait de la jetée pour éviter les risques de formations d'embâcles de glaces le 15 décembre, les débits maximums enregistrés n'ont jamais dépassé 700 m³/s en 44 années documentées. Ces maximums sont inférieurs à la crue de récurrence 2 ans située à 810 m³/s. Si une jetée est construite dans le cours d'eau entre la période de débâcle et le 15 juin, celle-ci risque d'être exposée à des crues de récurrence bien plus importantes que la crue 2 ans.

4. MÉTHODOLOGIE POUR LES CALCULS HYDRAULIQUES

Les calculs hydrauliques ont été réalisés à partir du modèle 2D H2D2, une version améliorée d'Hydrosim, le modèle 2D initialement employé par le CEHQ. Le modèle H2D2 a été validé à plusieurs reprises dans différents projets et est robuste.

4.1 Importation des données Hydrosim/Modeleur du CEHQ

H2D2 utilise le même logiciel de construction du MNT, *Modeleur*. Les maillages, la topographie et les valeurs de frottement employés par le CEHQ dans leur modèle Hydrosim ont pu être importés pour être utilisés à nouveau ou être mises à niveau dans H2D2. Ces données sont pleinement compatibles et ont été transmises à notre Service par le CEHQ le 9 mai 2014.

4.2 Calibration du modèle H2D2

Le CEHQ n'utilisait pas les mêmes paramètres physiques et globaux de simulation que ceux préconisés aujourd'hui dans H2D2. Certains écarts dans la viscosité laminaire, le lissage de la solution et la pénalisation de Manning ainsi que l'absence de coefficient de longueur de mélange font que l'écoulement ne se comporte pas de manière identique dans le modèle Hydrosim et dans le modèle H2D2.

Ce comportement légèrement différent de l'écoulement entre les deux modèles fait qu'un léger ajustement des coefficients de Manning a été nécessaire sur les valeurs fournies par le CEHQ pour que le modèle H2D2 soit bien calibré sur le jaugeage. En conservant le même maillage, les mêmes conditions limites, la même topographie et en ajustant quelque peu les coefficients de Manning, le modèle H2D2 est capable de reproduire avec une bonne précision la simulation d'Hydrosim de calibration calée sur le jaugeage. La figure 4.1 montre une comparaison entre les niveaux de surface sur un profil en long entre la simulation H2D2 et la simulation Hydrosim pour les conditions de jaugeage du 23 avril 2002.

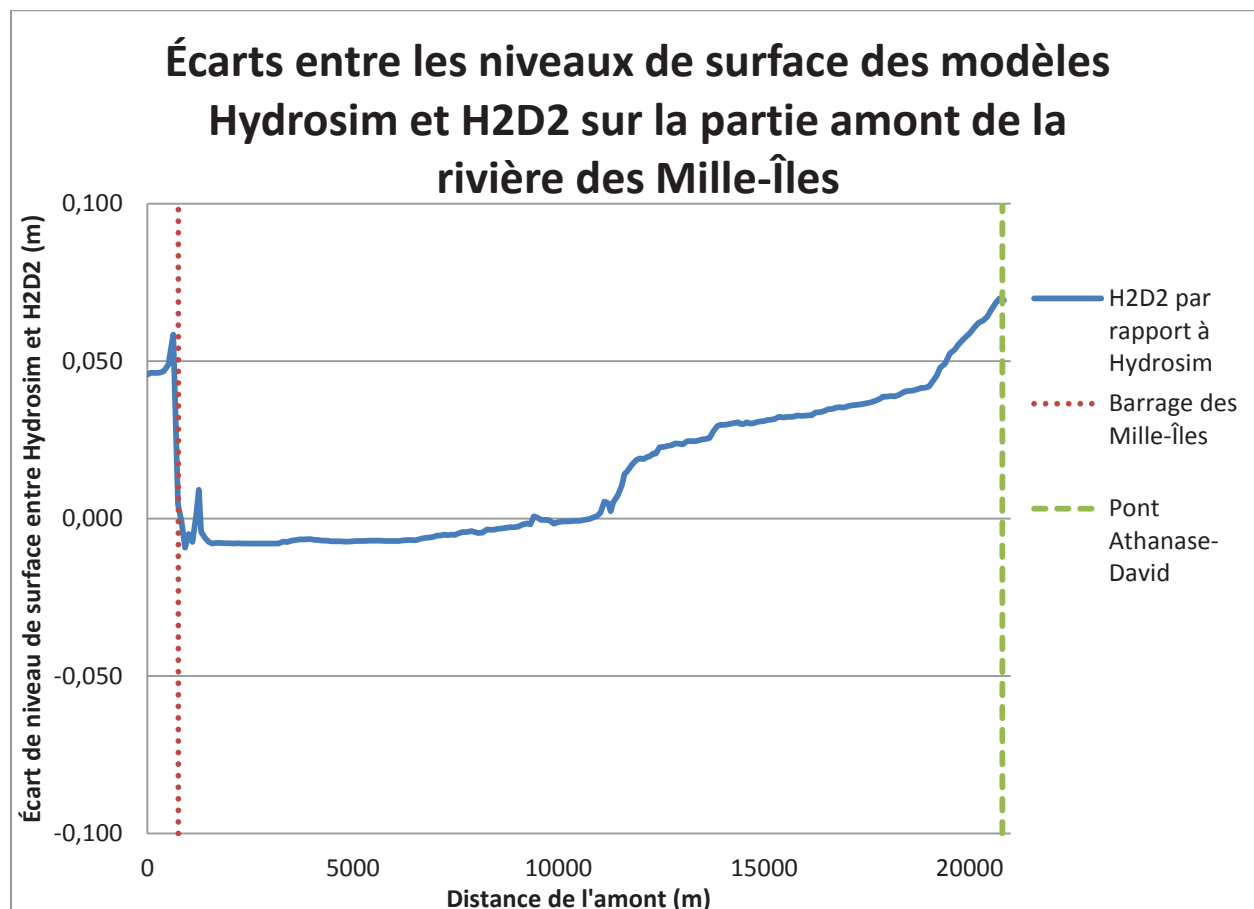


Figure 4.1 Écarts entre les niveaux de surface donnés par H2D2 et Hydrosim sur la partie amont de la rivière des Mille-Îles en conditions de jaugeage similaires à celles prévalant le 23 avril 2002. Une valeur positive signifie que H2D2 est plus élevé que Hydrosim.

L'écart entre les modèles reste dans une marge inférieure à 100 mm sur toute la partie amont de la rivière des Mille-Îles entre le pont Athanase-David et le barrage des Mille-Îles. De plus, selon le rapport du CEHQ, le modèle Hydrosim fournissait des niveaux d'eau trop bas de 70 à 100 mm dans le secteur du pont Athanase-David par rapport au jaugeage du 23 avril 2002. Le modèle H2D2 semble donc combler cette erreur d'Hydrosim. Les résultats de H2D2 sont aussi les mêmes que les valeurs du jaugeage à l'amont du barrage des Mille-Îles, comblant ainsi une légère erreur de Hydrosim.

Les écarts sont donc minimes entre les deux modèles et les erreurs d'Hydrosim sont corrigées par rapport au jaugeage. Le modèle H2D2, avec les coefficients de Manning légèrement modifiés et les paramètres physiques et globaux de simulation ajustés et raffinés, est donc bien calibré pour effectuer les simulations hydrauliques requises dans la présente étude.

4.3 Hypothèses posées dans H2D2

Le modèle original du CEHQ n'incluait pas les structures et leurs éléments de fondation sur la rivière des Mille-Îles. Certains ajustements au coefficient de frottement de Manning avaient été faits pour simuler la présence des structures et calibrer le modèle Hydrosim aux valeurs du jaugeage.

Dans la migration du modèle vers H2D2, cette hypothèse de remplacement des structures de la rivière des Mille-Îles par des coefficients de Manning a été conservée hormis au droit du pont Athanase-David. Le pont et ses éléments de fondation ont été ajoutés au modèle H2D2 en délimitant le pourtour des piles avec des frontières à écoulement nul. Il en va de même pour l'incorporation des jetées dans le modèle, qui ont été considérées comme imperméables à l'écoulement, une hypothèse conservatrice et sécuritaire pour le rehaussement des niveaux d'eau à l'amont et le développement des vitesses. Le maillage a dû être raffiné autour des nouveaux éléments structuraux ajoutés au modèle pour bien représenter les formes des piles et pour avoir suffisamment de mailles entre chaque pile. Les figures 4.2, 4.3, 4.4 qui suivent montrent respectivement les maillages des conditions naturelles, de la structure actuelle et de la nouvelle structure.

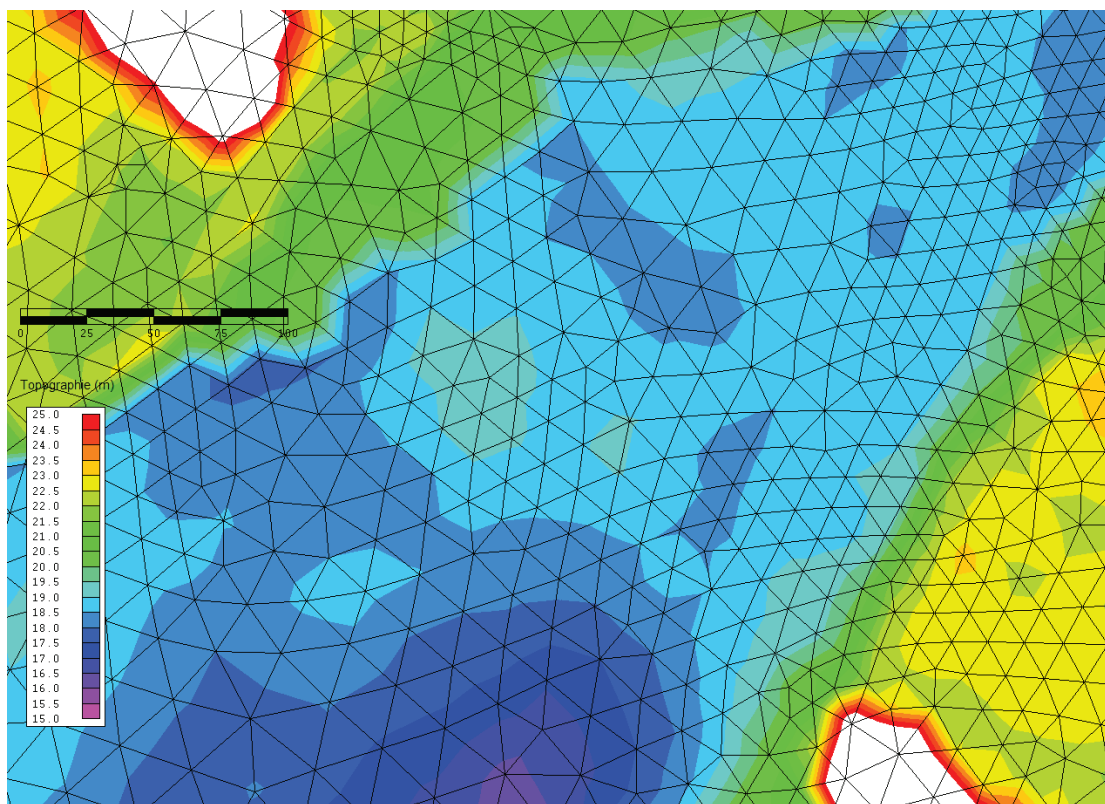


Figure 4.2 Maillage au pont Athanase-David sans structure

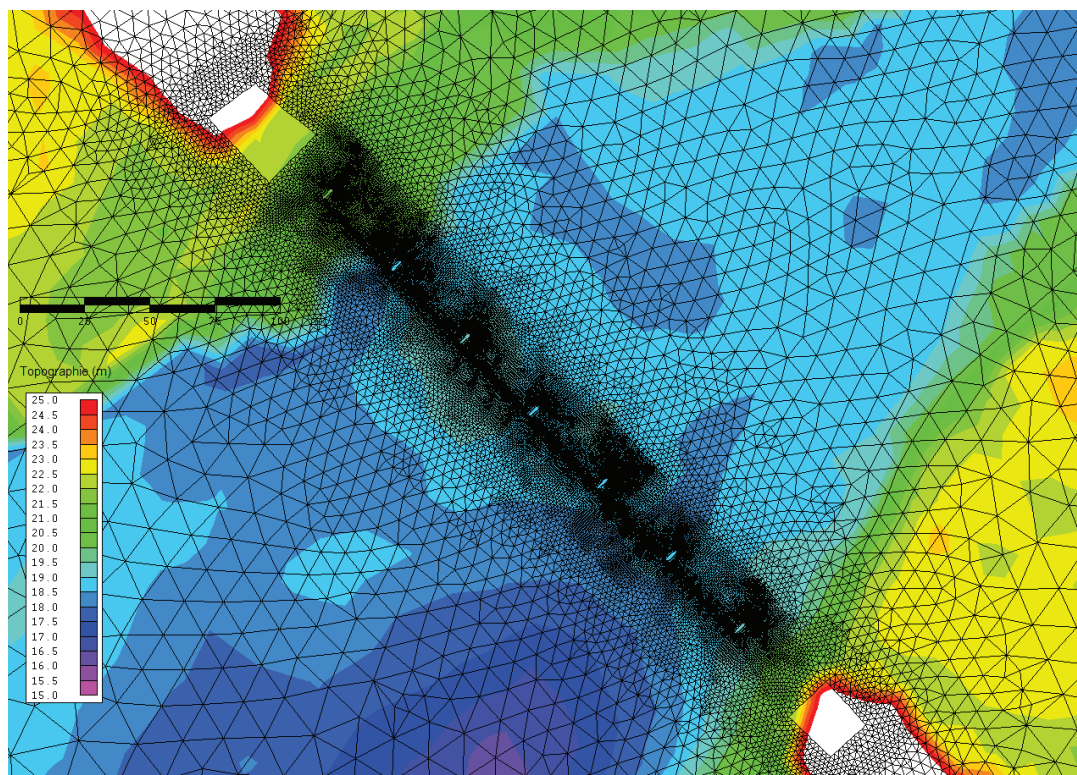


Figure 4.3 Maillage au pont Athanase-David avec la structure actuelle

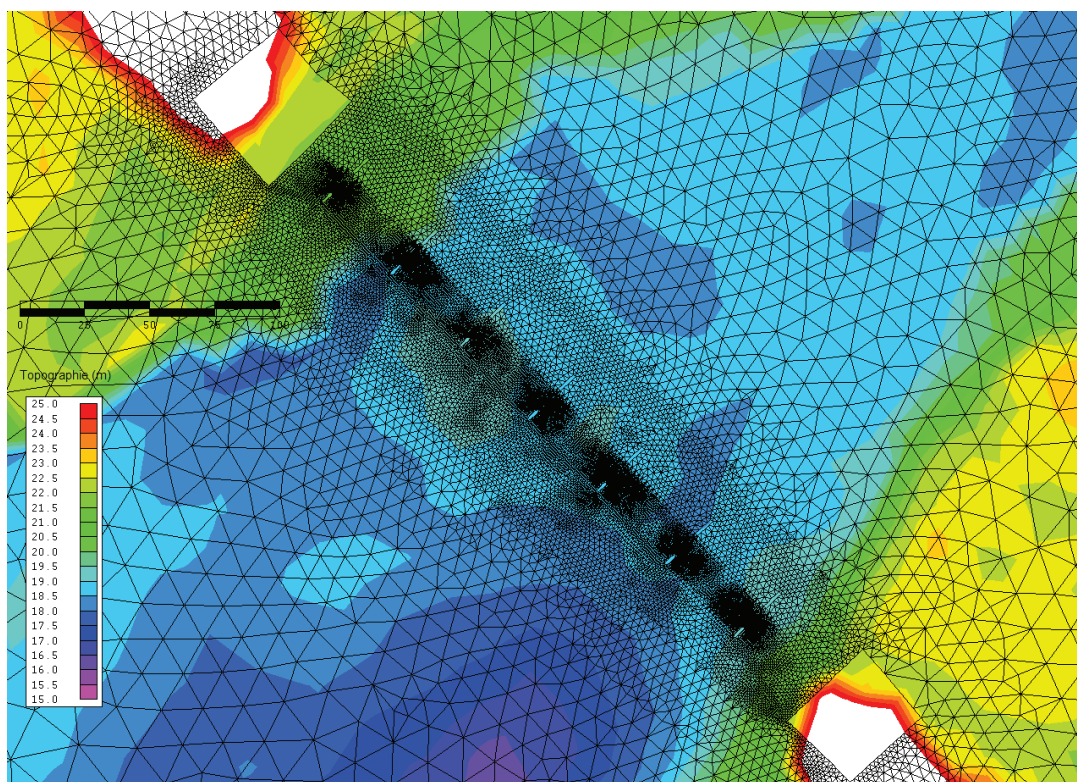


Figure 4.4 Maillage au pont Athanase-David avec la nouvelle structure

Les cotes de crues sur la rivière des Mille-Îles à l'amont de la structure Athanase-David ont été calculées à partir des hypothèses et des maillages montrés précédemment. Ces cotes de crues ont été simulées pour des débits de récurrence 2 ans, 20 ans et 100 ans. Les résultats de ces simulations et les rehaussements des cotes de crues sont présentés à la section 5 du présent rapport.

Par ailleurs, la demande d'étude hydraulique exigeait aussi que soient simulées des jetées obstruant le cours d'eau jusqu'à 50 % pour la construction des nouvelles piles. La bathymétrie du secteur montre bien, tel qu'observable sur la figure 4.2, que le chenal est généralement plus profond au sud et qu'il y a un haut fond situé entre le centre de la rivière et la rive nord. À la suite d'une discussion avec Belkacem Bounoua, ing., du Service de l'expertise technique des projets stratégiques, une demande a été faite afin d'évaluer une jetée rejoignant cinq piles à partir de la culée nord pour éviter d'obstruer le chenal plus profond au sud.

À la suite de ces constats, six jetées ont donc été simulées, toutes en présence des piles de la structure actuelle et de la structure projetée. Les peaux des maillages associées à ces jetées sont présentées aux figures 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 et 4.10. Elles sont respectivement une jetée partant de la culée nord et qui rejoint trois piles, une jetée partant de la culée nord et qui rejoint quatre piles, une jetée partant de la culée nord et qui rejoint cinq piles, une jetée partant de la culée sud et qui rejoint deux piles, une jetée partant de la culée sud et qui rejoint trois piles, une jetée partant de la culée sud et qui rejoint quatre piles. Les simulations pour ces ouvrages temporaires ont été réalisées pour le débit de crue de récurrence 2 ans. Les résultats de ces simulations sont présentés à la section 7 du présent rapport.

De plus, une combinaison d'une jetée rejoignant deux piles à partir de la culée sud avec des batardeaux sur deux autres piles a aussi été simulée. La peau du maillage associé à cette simulation est présentée à la figure 4.11.

Des simulations supplémentaires peuvent être réalisées sur demande si ces ouvrages temporaires sont mis en place après la débâcle, mais avant le 15 juin, là où les débits peuvent être largement supérieurs à la crue de récurrence 2 ans. Des simulations pour d'autres types d'ouvrages temporaires peuvent aussi être réalisées sur demande.

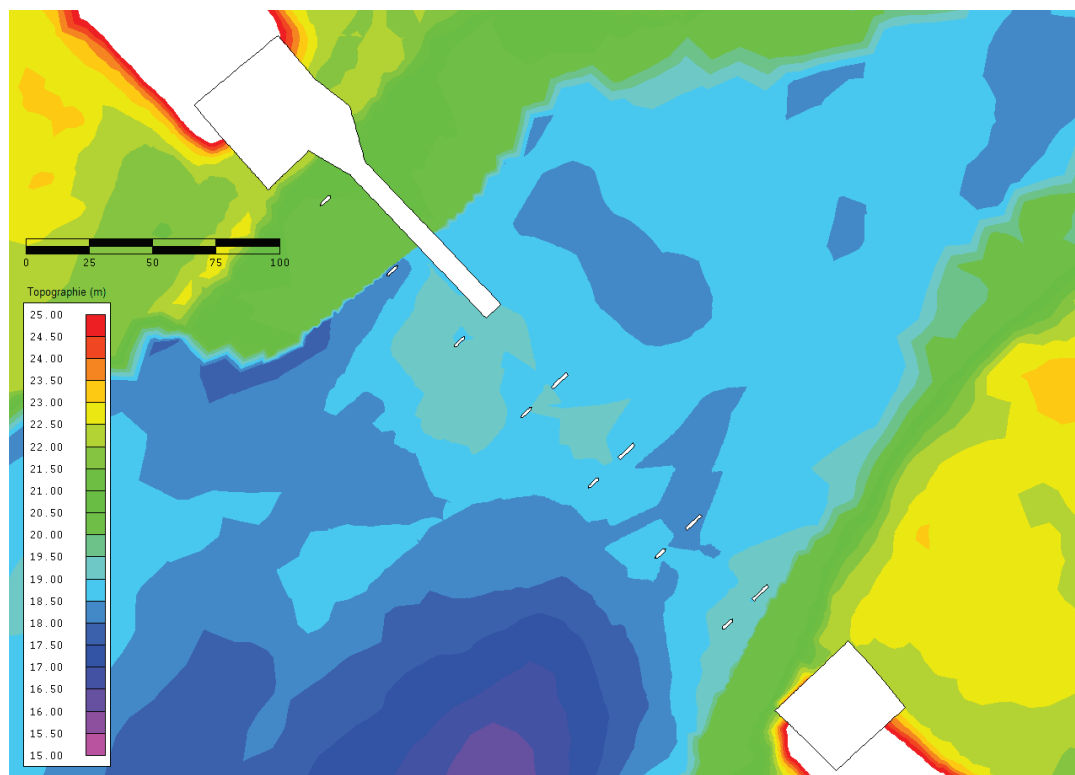


Figure 4.5 Jetée partant de la culée nord et rejoignant trois piles (environ 33 %)

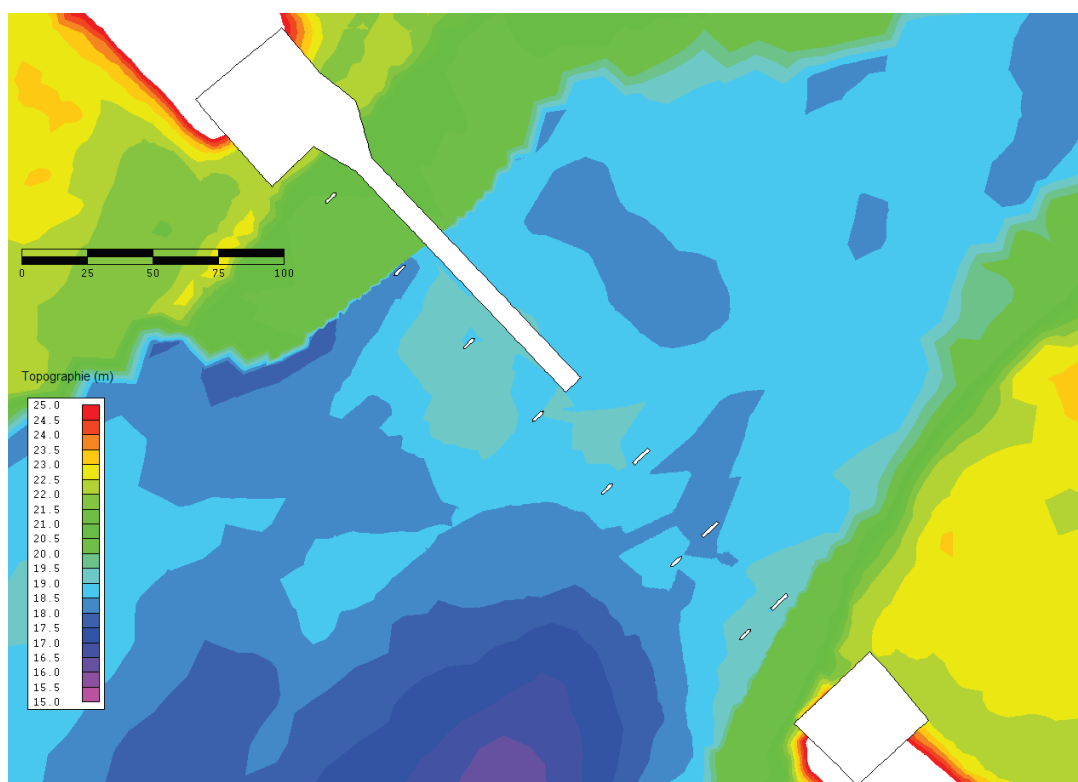


Figure 4.6 Jetée partant de la culée nord et rejoignant quatre piles (environ 50 %)

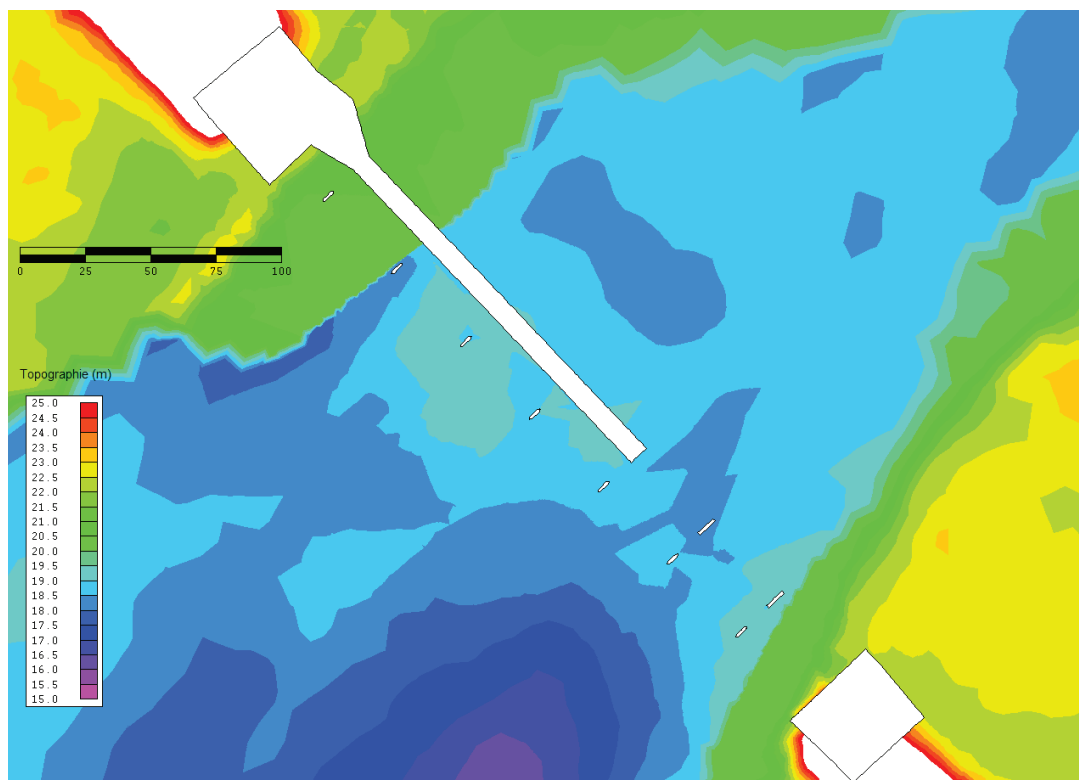


Figure 4.7 Jetée partant de la culée nord et rejoignant cinq piles (environ 63 %)

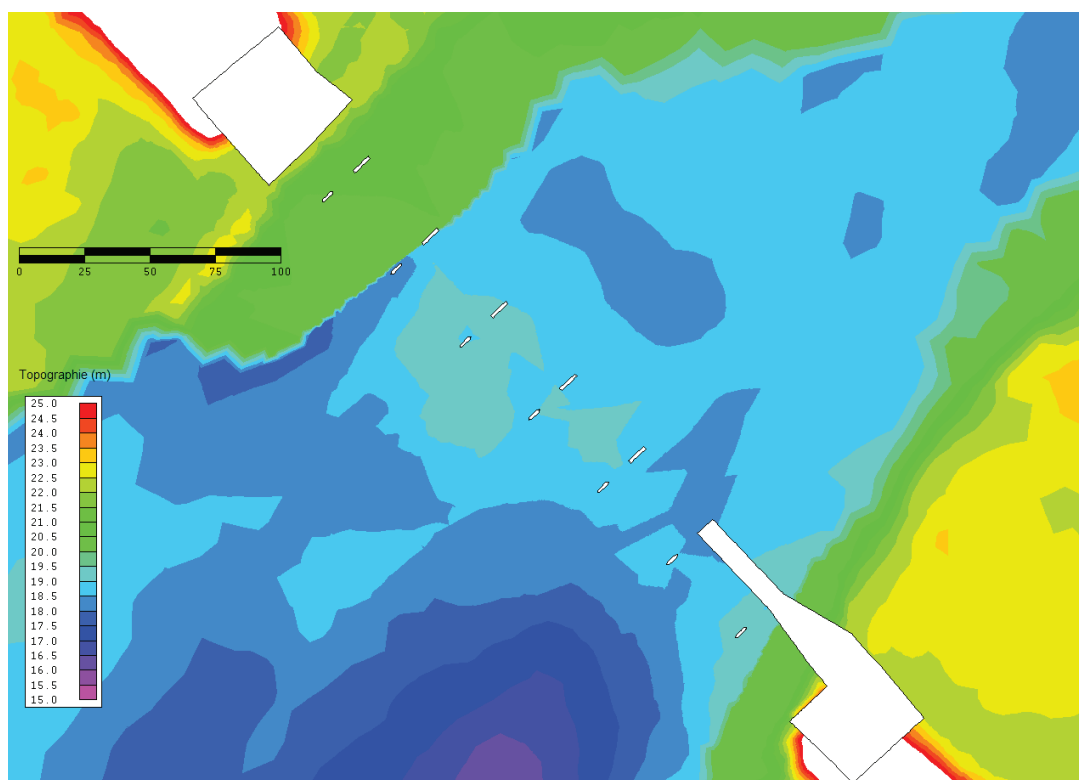


Figure 4.8 Jetée partant de la culée sud et rejoignant deux piles (environ 25 %)

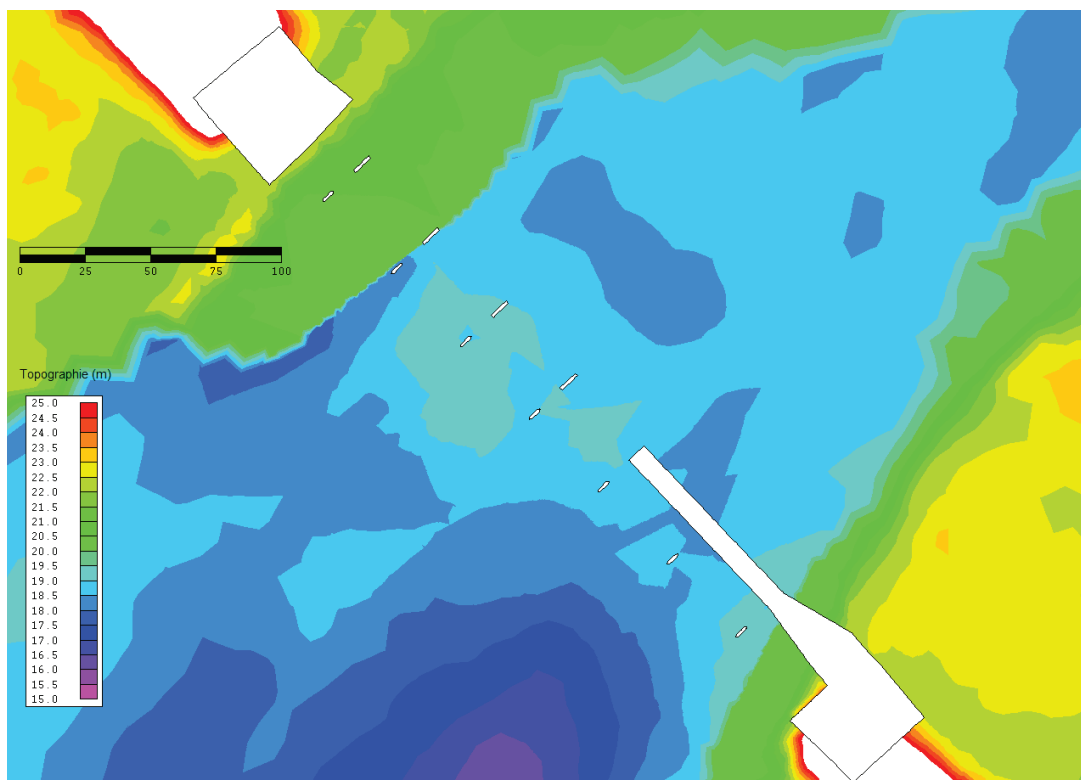


Figure 4.9 Jetée partant de la culée sud et rejoignant trois piles (environ 38 %)

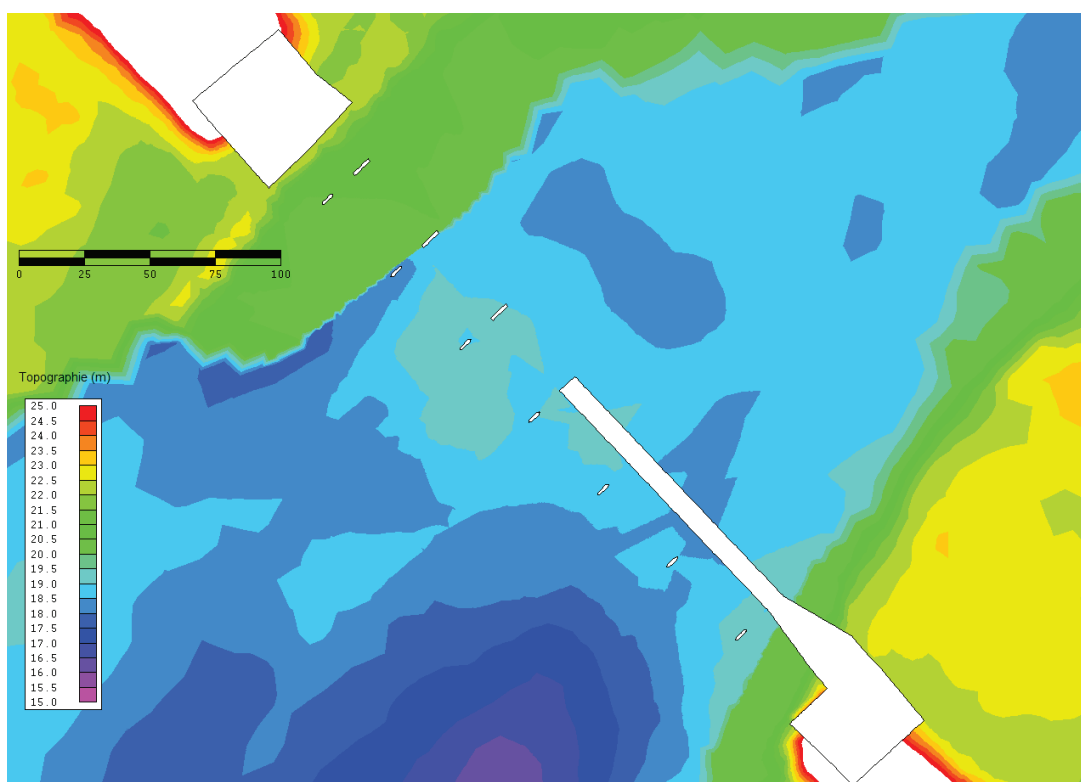


Figure 4.10 Jetée partant de la culée sud et rejoignant quatre piles (environ 50 %)

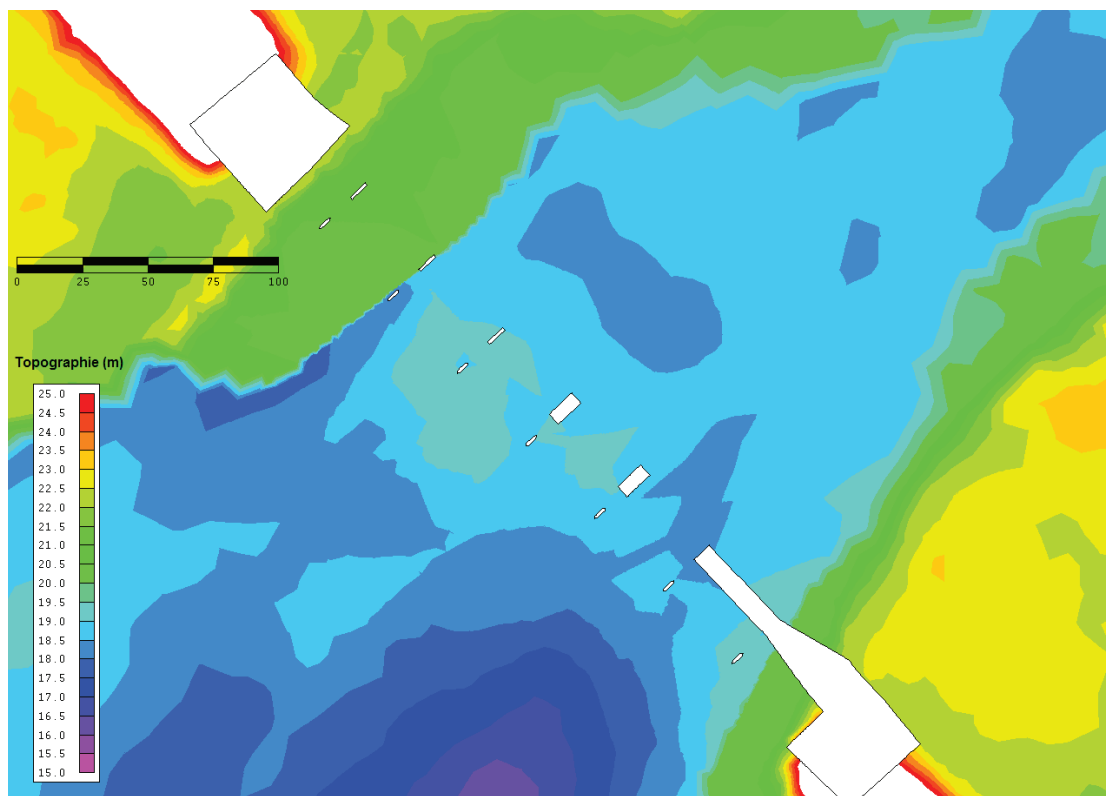


Figure 4.11 Jetée partant de la culée sud et rejoignant deux piles et deux batardeaux sur les piles centrales.

5. IMPACT DE LA NOUVELLE STRUCTURE SUR LES VITESSES ET LES COTES DE CRUE

L'impact de la nouvelle structure a été évalué en comparant les vitesses maximales et les niveaux de surface de l'écoulement en présence et en l'absence de celle-ci pour trois crues de récurrences différentes, soit les récurrences 2 ans, 20 ans et 100 ans.

5.1 Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 2 ans

Les figures 5.1, 5.2 et 5.3 des pages suivantes montrent respectivement les vitesses avoisinant la structure actuelle, les vitesses avoisinant la nouvelle structure et la comparaison niveaux de surface des deux structures pour la crue 2 ans. Ces simulations, en plus de donner le comportement actuel de l'écoulement au pont Athanase-David, serviront aussi pour mesurer les impacts des ouvrages temporaires mis en place durant la construction du pont Athanase-David.

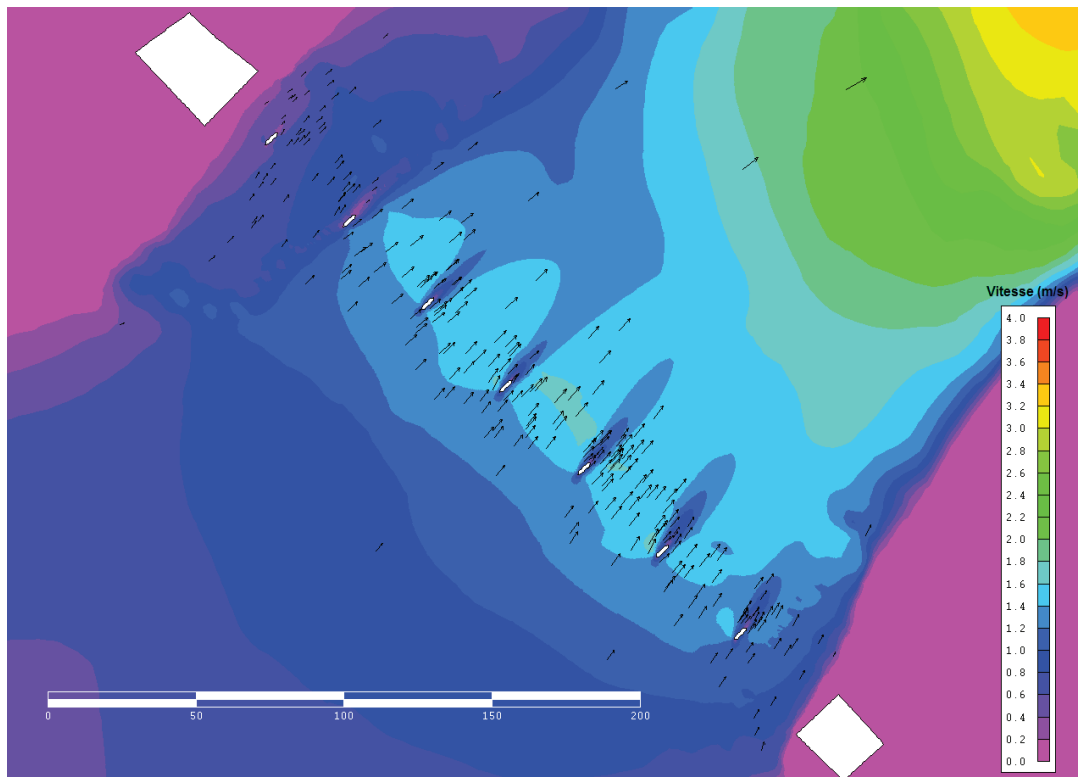


Figure 5.1 Vitesse au droit de la structure actuelle – Crue 2 ans

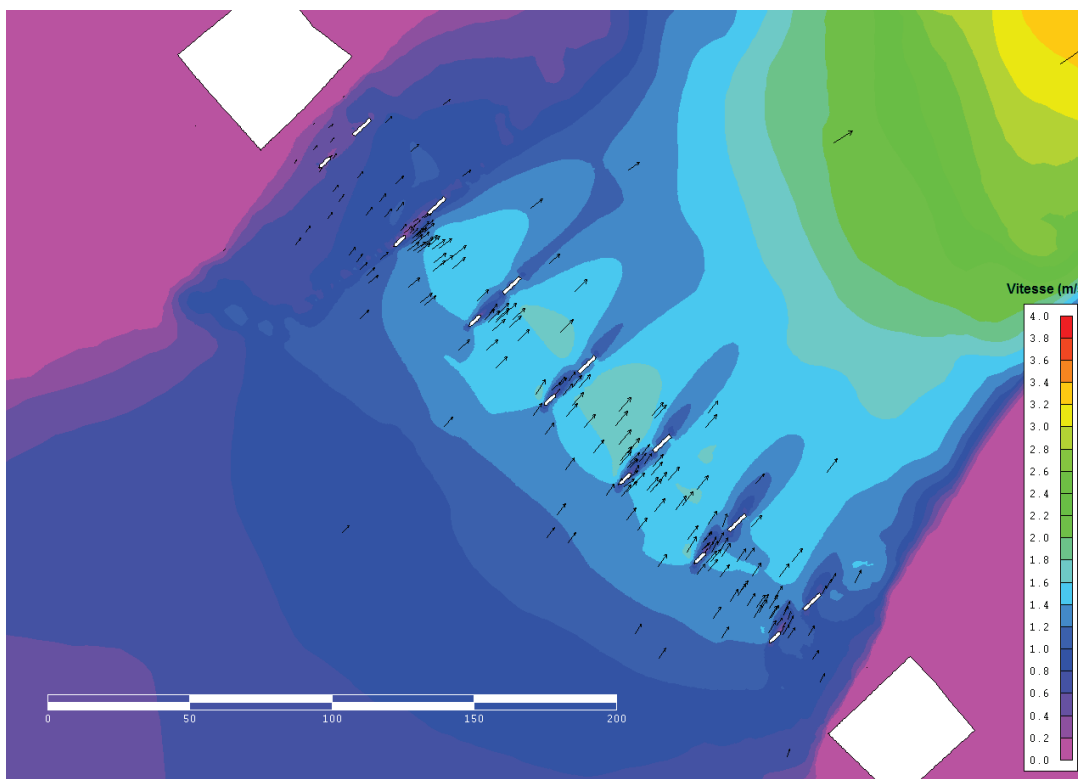


Figure 5.2 Vitesse au droit de la structure proposée – Crue 2 ans

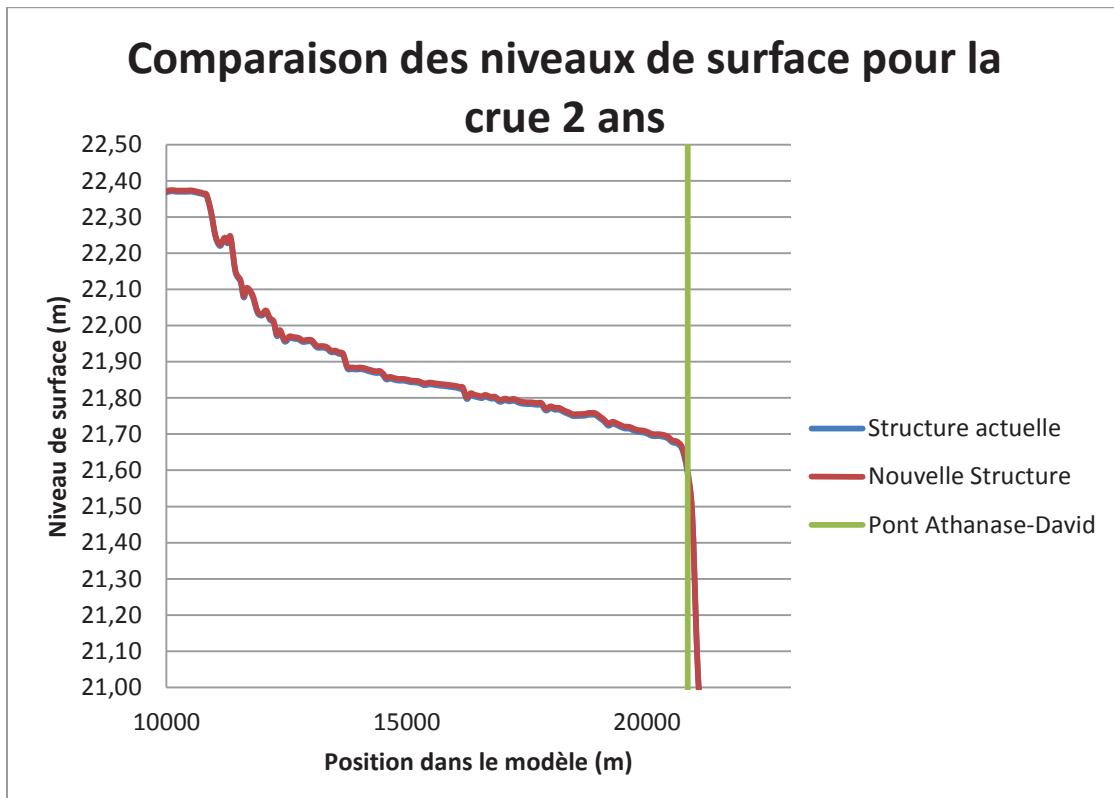


Figure 5.3 Comparaison des niveaux de surface à l’amont de la structure actuelle et à l’amont de la structure proposée – Crue 2 ans

Les figures précédentes montrent que la vitesse maximale au droit de la structure actuelle passerait de $\pm 1,70$ m/s à $\pm 1,80$ m/s pour la crue de récurrence 2 ans. Le rehaussement des niveaux de surface est lui aussi très faible. La figure 5.4 qui suit montre avec plus de précision le rehaussement des niveaux de surface causé par la nouvelle structure sur l’amont de la rivière des Mille-Îles.

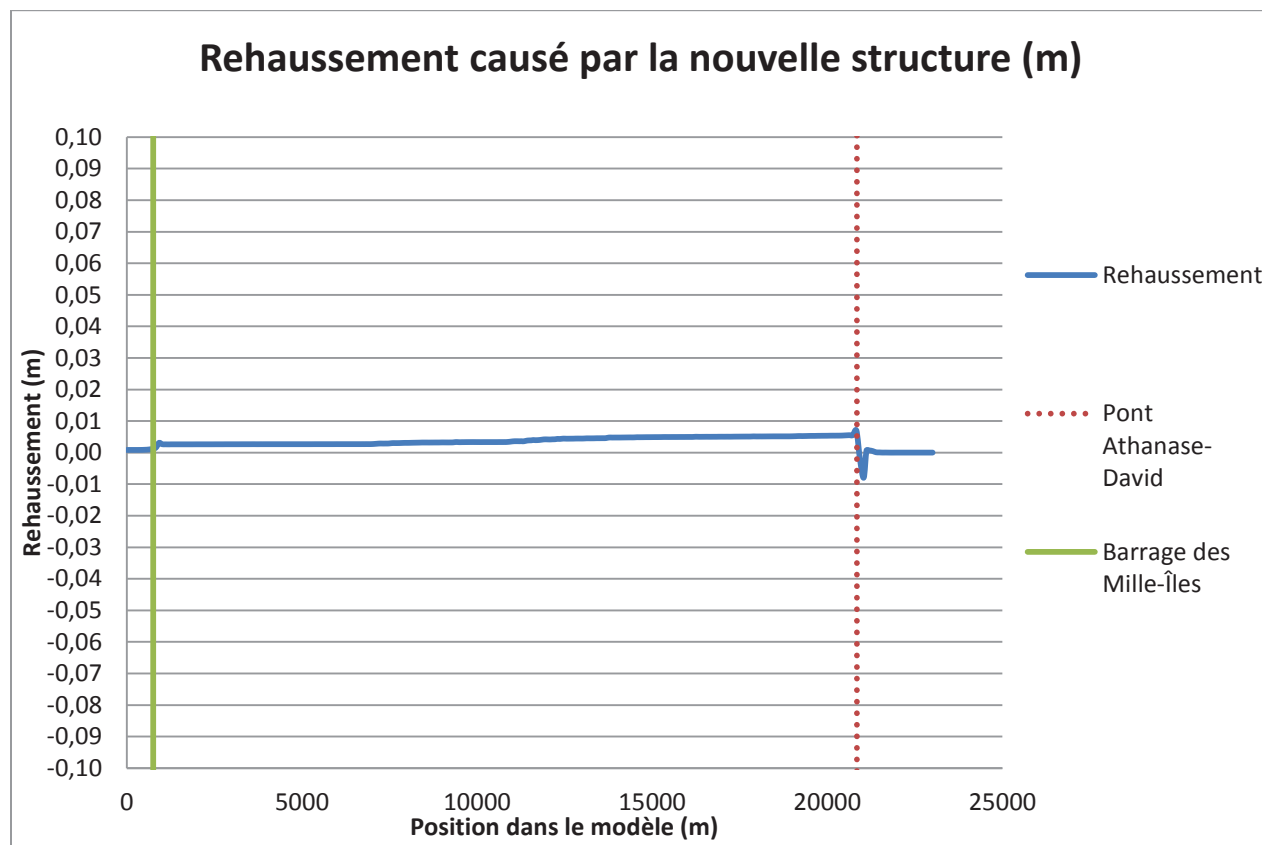


Figure 5.4 Rehaussement causé par la nouvelle structure – Crue 2 ans

Le rehaussement causé par les piles de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 2 ans est très faible et situé dans la marge d'erreur du modèle, allant de 3 à 8 mm sur toute la distance entre la structure actuelle et le barrage des Mille-Îles.

5.2 Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 20 ans

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 des pages suivantes montrent respectivement les vitesses avoisinant la structure actuelle, les vitesses avoisinant la nouvelle structure et la comparaison niveaux de surface des deux structures pour la crue 20 ans. Ces simulations visent principalement à déterminer l'impact de la nouvelle structure sur les cotes de crues du CEHQ pour la crue de récurrence 20 ans sur la rivière des Mille-Îles.

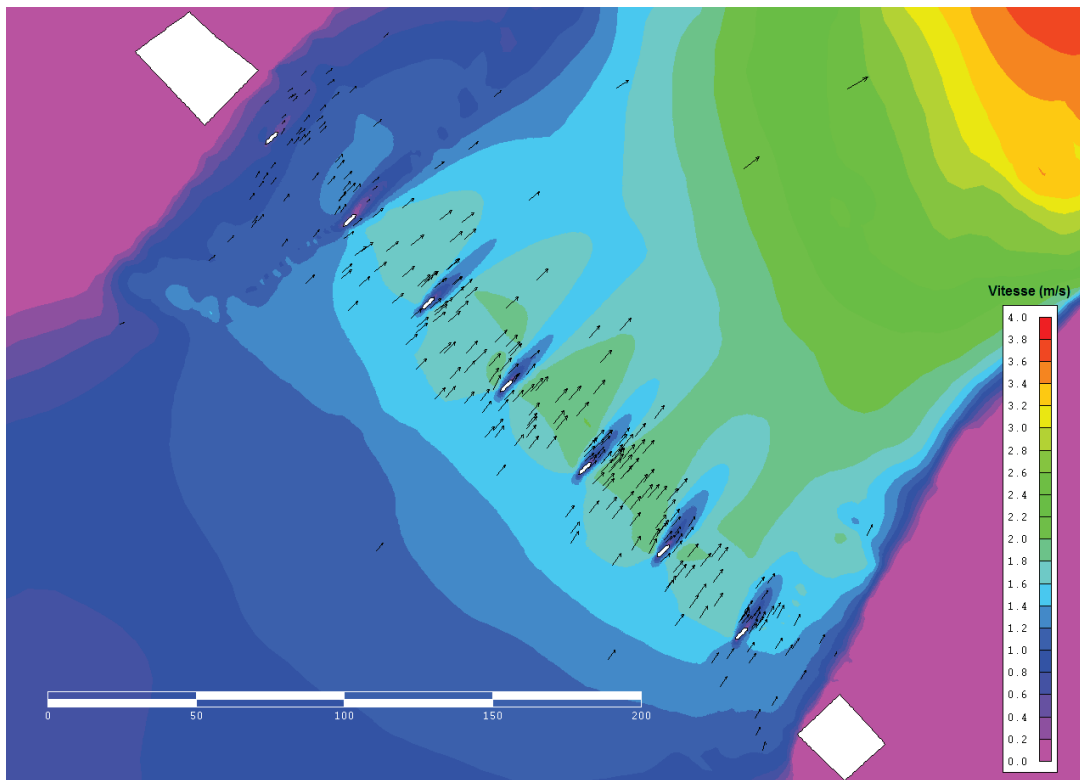


Figure 5.5 Vitesse au droit de la structure actuelle – Crue 20 ans

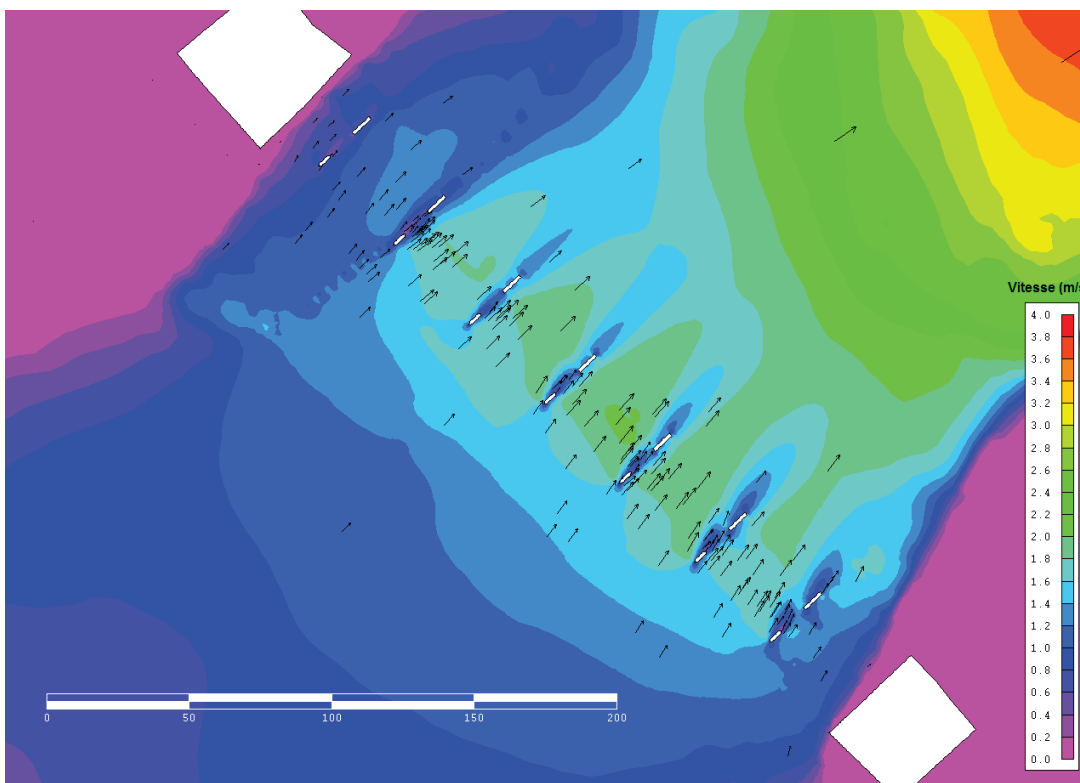


Figure 5.6 Vitesse au droit de la structure proposée – Crue 20 ans

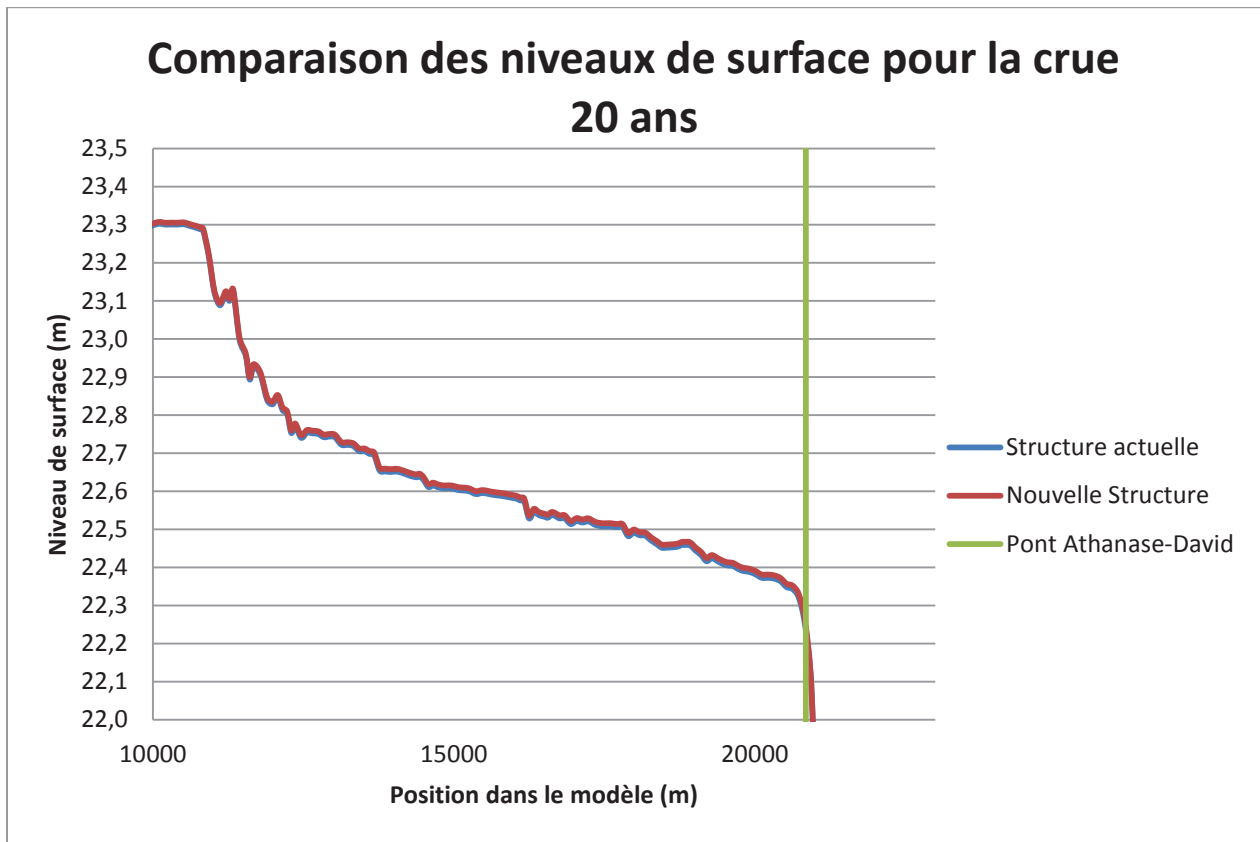


Figure 5.7 Comparaison des niveaux de surface à l’amont de la structure actuelle et à l’amont de la structure proposée – Crue 20 ans

Les figures précédentes montrent que la vitesse maximale au droit de la structure actuelle passerait de $\pm 2,00$ m/s à $\pm 2,10$ m/s pour la crue de récurrence 20 ans. Le rehaussement des niveaux de surface est un peu plus important que pour la crue 2 ans. La figure 5.8 qui suit montre avec plus de précision le rehaussement des niveaux de surface causé par la nouvelle structure sur l’amont de la rivière des Mille-Îles pour la crue 20 ans.

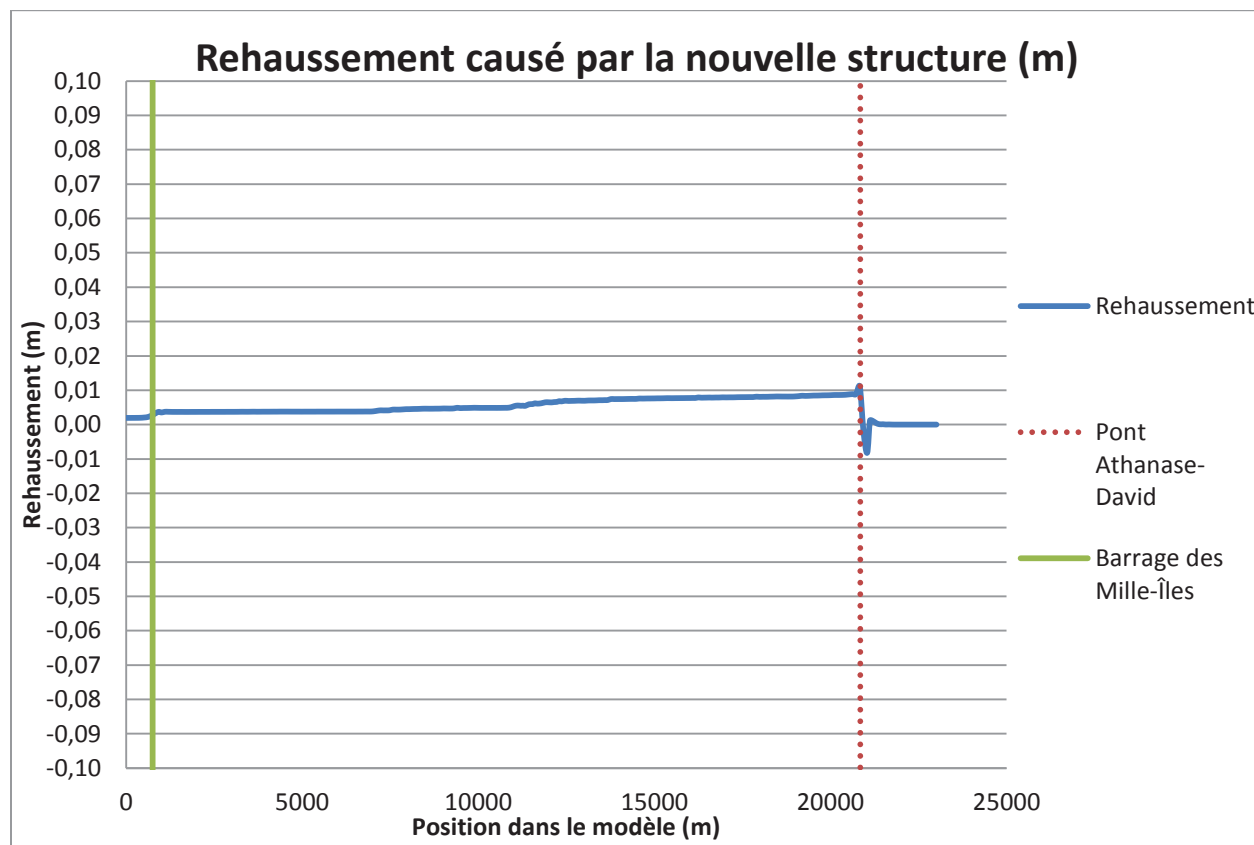


Figure 5.8 Rehaussement causé par la nouvelle structure – Crue 20 ans

Le rehaussement causé par les piles de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 20 ans est très faible, allant de 2 à 11 mm sur toute la distance entre la structure actuelle et le barrage des Mille-Îles, ce qui est largement dans la marge d'erreur du modèle.

5.3 Impact de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 100 ans

Les figures 5.9, 5.10 et 5.11 des pages suivantes montrent respectivement les vitesses avoisinant la structure actuelle, les vitesses avoisinant la nouvelle structure et la comparaison des niveaux de surface des deux structures pour la crue 100 ans. La crue 100 ans est la crue de conception pour une autoroute. Les vitesses et niveaux d'eau à l'amont seront donc ceux employés pour déterminer les protections requises et l'élévation minimale du soffite. Ces simulations visent aussi à déterminer l'impact de la nouvelle structure sur les cotes de crues du CEHQ pour la crue de récurrence 100 ans sur la rivière des Mille-Îles.

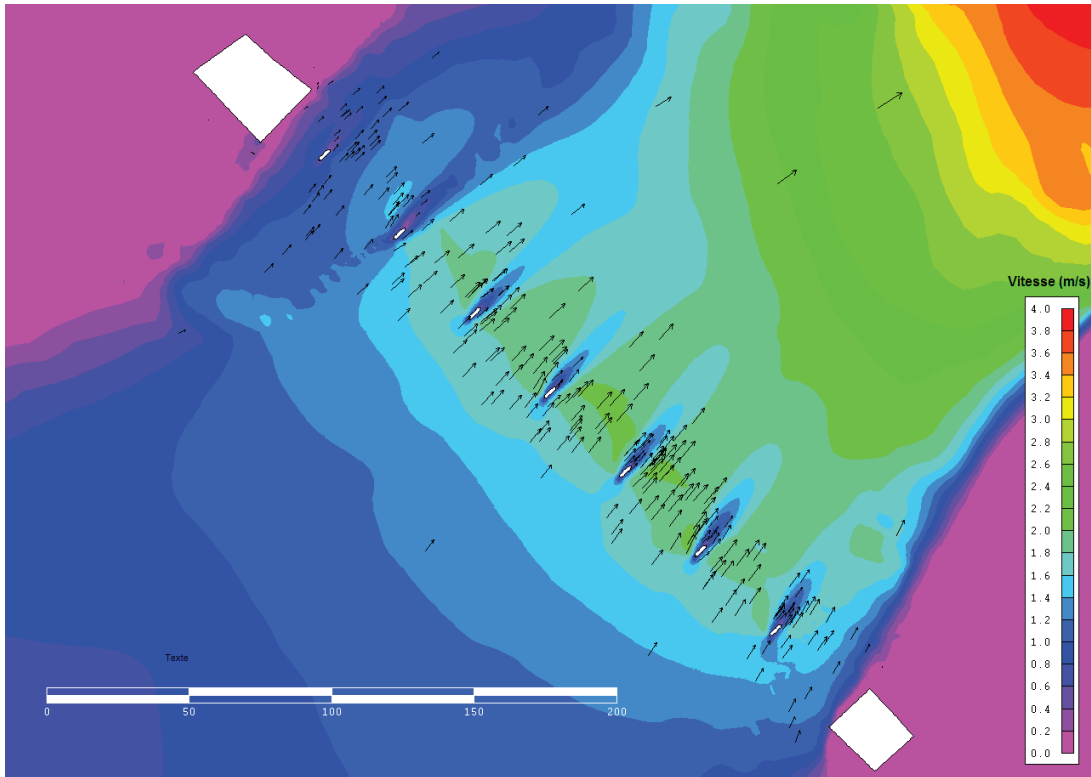


Figure 5.9 Vitesse au droit de la structure actuelle – Crue 100 ans

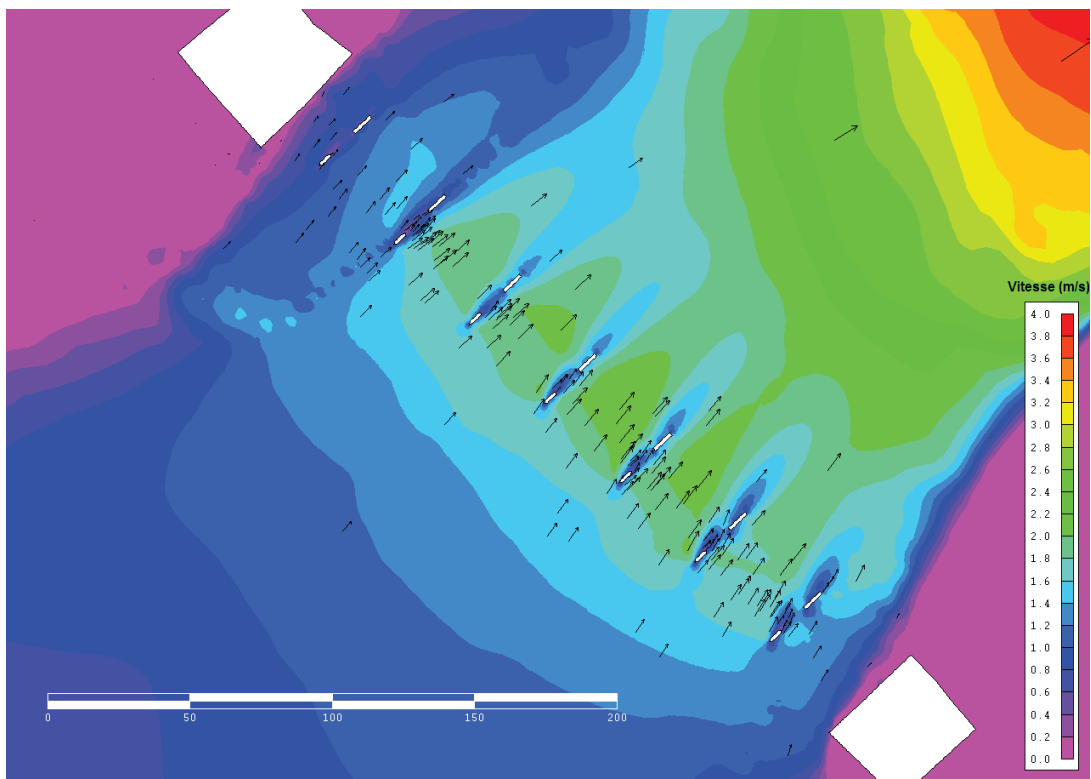


Figure 5.10 Vitesse au droit de la structure proposée – Crue 100 ans

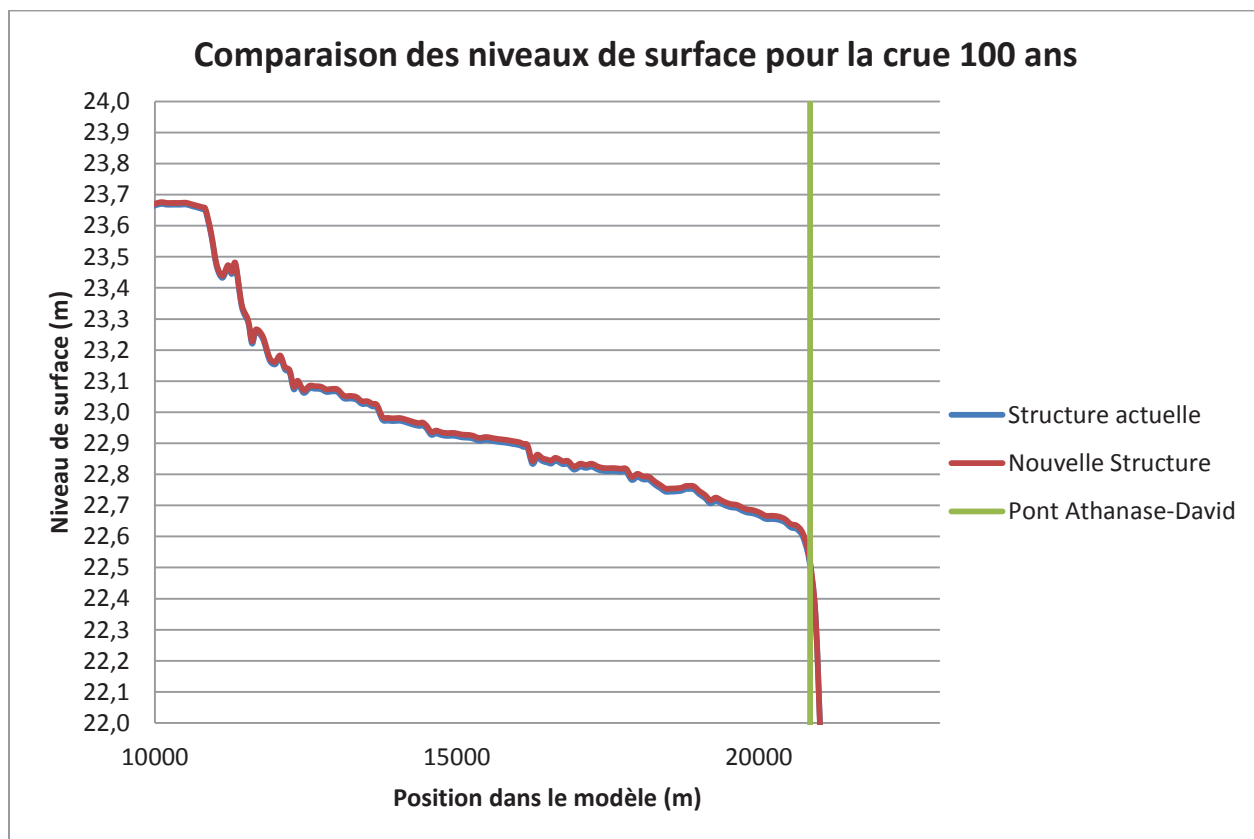


Figure 5.11 Comparaison des niveaux de surface à l’amont de la structure actuelle et à l’amont de la structure proposée – Crue 100 ans

Les figures précédentes montrent que la vitesse maximale au droit de la structure actuelle passerait de $\pm 2,10$ m/s à $\pm 2,20$ m/s pour la crue de récurrence 100 ans. Le rehaussement des niveaux de surface est un peu plus important que pour les crues précédentes. La figure 5.12 qui suit montre avec plus de précision le rehaussement des niveaux de surface causé par la nouvelle structure sur l’amont de la rivière des Mille-Îles pour la crue 100 ans.

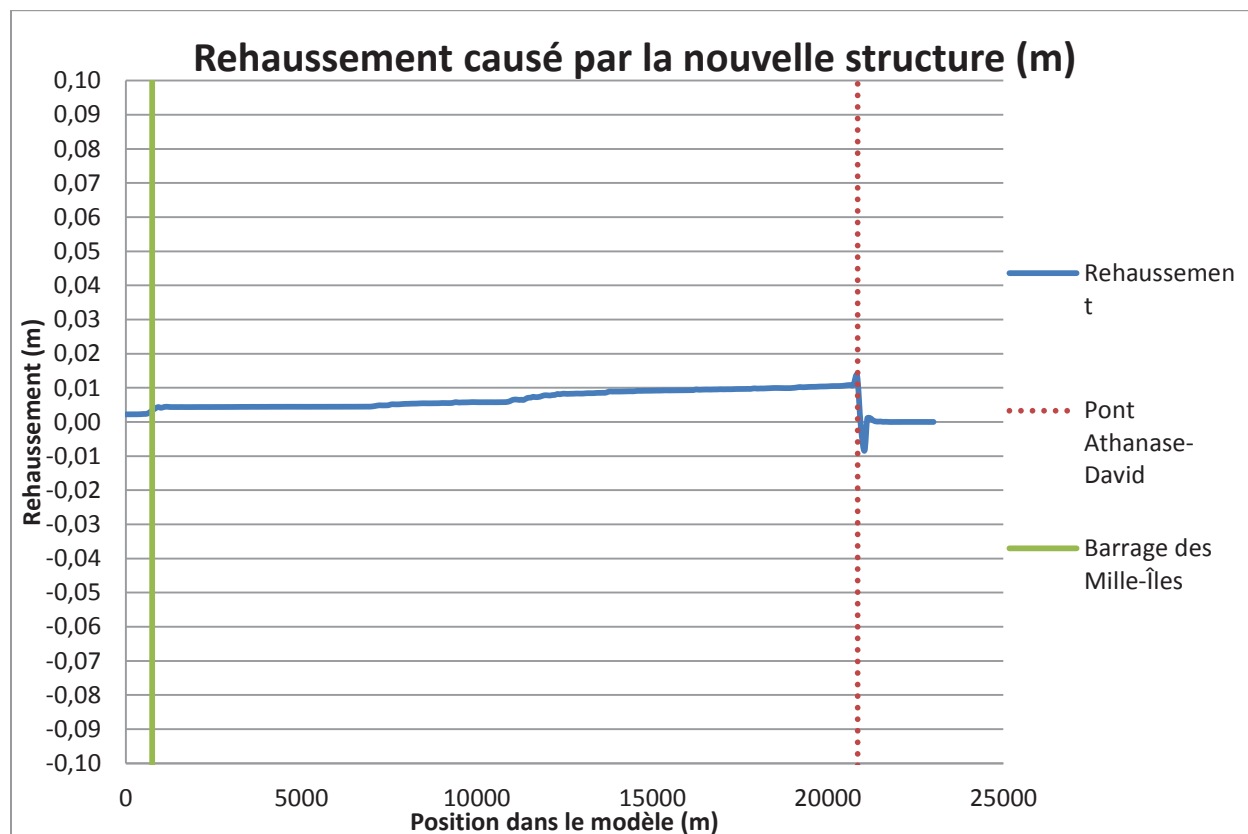


Figure 5.12 Rehaussement causé par la nouvelle structure – Crue 100 ans

Le rehaussement causé par les piles de la nouvelle structure pour la crue de récurrence 100 ans est très faible, allant de 4 à 14 mm sur toute la distance entre la structure actuelle et le barrage des Mille-Îles. Ces valeurs sont très faibles en comparaison à la marge d'erreur du modèle.

5.4 Résumé des impacts de la nouvelle structure

Le tableau 5.1 qui suit résume les impacts de la nouvelle structure. La vitesse maximale à la structure, l'élévation de surface à une distance de deux ouvertures de pont à l'amont et le rehaussement général sur l'amont sont présentés pour le pont actuel et le pont proposé.

Tableau 5.1 Résumé des impacts hydrauliques de la nouvelle structure.

Crue	Vitesse maximale (m/s)		Élévation surface (m)		Rehaussement amont (m)
	Structure actuelle	Structure proposée	Structure actuelle	Structure proposée	
Jaugeage	1,51		21,44		
2 ans	1,70	1,80	21,69	21,70	3 à 8 mm
20 ans	2,00	2,10	22,37	22,38	2 à 11 mm
100 ans	2,10	2,20	22,66	22,67	4 à 14 mm

5.5 Dimensions minimales à respecter pour la nouvelle structure

L'ouverture minimale de la nouvelle structure devra être de 275 m de culée à culée, en soustrayant l'obstruction des fûts de piles, ce qui correspond à l'ouverture de la structure actuelle. L'instabilité du chenal fait en sorte que la largeur au miroir de la rivière des Mille-Îles en crue 2 ans à l'amont du pont Athanase-David varie largement, de 295 m à environ 500 m. À l'aval cette largeur varie entre 220 m et 400 m. L'ouverture de 275 m représente donc 55 % à 125 % de la largeur au miroir du cours d'eau.

La nouvelle structure pourra avoir sept (7) piles d'une largeur de 1,3 m chacune. Des piles plus larges entraîneront un rétrécissement de l'ouverture disponible et une possible augmentation des vitesses et des niveaux d'eau à l'amont. Ces impacts pourront être calculés sur demande si des piles plus larges sont requises.

La rivière des Mille-Îles est large et ne pose pas de problèmes de débris, mais est parfois sujette à des embâcles de glaces. Le soffite de la nouvelle structure devra se situer minimalement à 1 000 mm au-dessus de l'élévation de surface en crue centennale, soit à une élévation minimale de 23,67 m. Cette élévation minimale pourrait devoir être rehaussée en fonction des gabarits des navires sur la rivière des Mille-Îles. La structure doit permettre le passage des embarcations lors de la crue 2 ans¹.

6. COMPORTEMENT DES GLACES À LA NOUVELLE STRUCTURE

6.1 Résistance aux efforts de glaces

Les piles sont exposées aux forces exercées par les glaces et leur conception exige qu'elles résistent aux efforts de glaces. Les cas de chargement considérés quant à l'impact des glaces sur les piles en rivière dans le cas actuel sont :

- A. La poussée horizontale engendrée par un couvert de glace d'une épaisseur correspondant à une période de récurrence de 2 ans et s'exerçant à la cote atteinte pour un niveau d'eau d'un débit de récurrence 2 ans. L'épaisseur de glace à considérer est ici de 520 mm et le point d'application de la force est à la cote 21,54 m;

^{1 1} La navigabilité d'un cours d'eau peut être vérifiée auprès de Transports Canada, auprès du gestionnaire de la Loi sur la protection des eaux navigables à l'adresse suivante :

1550, avenue d'Estimauville
Québec (Québec) G1J 0C8
Téléphone : 418-648-4651
Télécopieur : 418-648-7640

- B. La poussée horizontale engendrée par un couvert de glace d'une épaisseur correspondant à une période de récurrence de 100 ans et s'exerçant à la cote atteinte pour un niveau d'eau du débit de 50 % de la crue 2 ans. L'épaisseur de glace à considérer est ici de 600 mm et le point d'application de la force est à la cote 20,90 m.

Les piles doivent être dans le sens parallèle à l'écoulement. Dans un tel cas, les impacts peuvent se faire, suivant deux cas, selon que le glaçon percute sur la pleine largeur (cas 1) ou la demi-largeur de la pile (cas 2). La section 3.12.2.3.1 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (S6-06), page 72, présente les formules appropriées pour les différents cas. La figure 6.1 illustre ces cas de chargement.

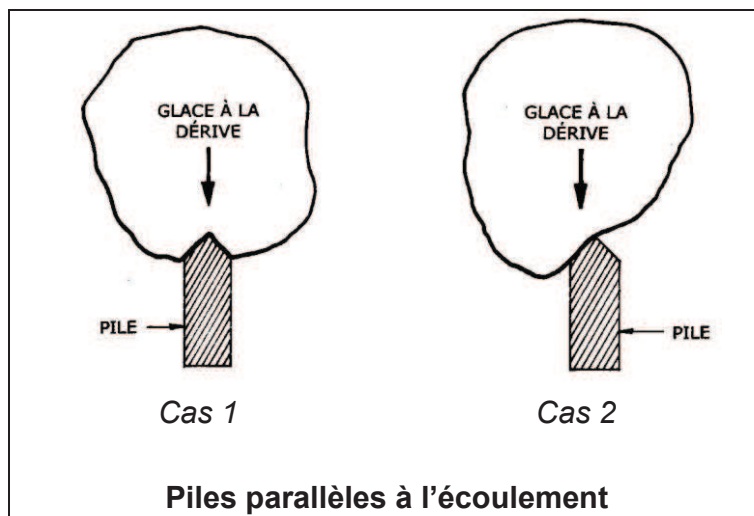


Figure 6.1 - Présentation des cas de chargement pour les forces horizontales des glaces.

En fonction de l'indice de gel de 866,8 degrés jours à la station météorologique de l'Aéroport Pierre-Elliott-Trudeau de Montréal, d'une résistance effective de la glace de 1 100 kPa et d'une largeur de pile de 1,30 m avec avant-bec pointu, les forces suivantes sont obtenues :

Tableau 6.1 Forces horizontales associées à l'impact des glaçons au site du nouveau pont Athanase-David, contre les piles de 1,30 m de largeur et avec un avant-bec pointu.

			Cas A	Cas B
			$h_{2 \text{ ans}}$	$h_{\frac{1}{2} \text{ ans}}$
			$t_{\text{glace}, 2 \text{ ans}}$	$t_{\text{glace}, 100 \text{ ans}}$
Forces dynamiques	Cas 1	Force longitudinale (kN)	1 288	1 631
		Force transversale (kN)	193	245
	Cas 2	Force longitudinale (kN)	644	816
		Force transversale (kN)	521	660
Élévation de l'application des forces (m)			21,54	20,90

Les valeurs présentées au tableau 6.1 ne sont valides que pour des piles parallèles à l'écoulement et d'une largeur égale ou inférieure à 1,3 m. Si tel n'est pas le cas, elles devront être recalculées.

6.2 Impact de la nouvelle structure sur la formation d'embâcles

Les piles de la nouvelle structure étant :

- de largeur semblable à celles de la structure actuelle;
- alignées sur les piles de la structure actuelle;
- étant construites parallèlement à l'écoulement.

Les risques de formation ou d'aggravation d'embâcles de glace par la nouvelle structure par rapport aux conditions actuelles se trouvent à être négligeables.

Les glaçons se formant sur la rivière des Mille-Îles devraient avoir une largeur approximative de six fois l'épaisseur de la glace centennale, soit environ 3,72 m. Selon le chapitre 4.6.5 du *Guide to Bridge Hydraulics*, pour éviter la formation d'embâcles, l'ouverture entre chaque pile devrait être équivalente ou supérieure à la largeur de six glaçons, et ce, perpendiculairement à l'écoulement. L'ouverture entre chaque pile de la structure projetée sera d'environ 35 m perpendiculairement à l'écoulement, ce qui est largement supérieur aux 22,3 m suggérés.

7. IMPACT DES OUVRAGES TEMPORAIRES LORS DE LA CONSTRUCTION

7.1 Jetée nord rejoignant trois piles

La première jetée évaluée est une jetée construite à partir de la culée nord et rejoignant trois piles. Une telle jetée obstruerait environ 33 %, soit un tiers, du cours d'eau et serait à la limite de ce qui est permis par l'autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune. Cette jetée, montrée à la figure 4.5, a été simulée dans le modèle 2D en crue de récurrence 2 ans pour en mesurer les impacts. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H.

La figure 7.1 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

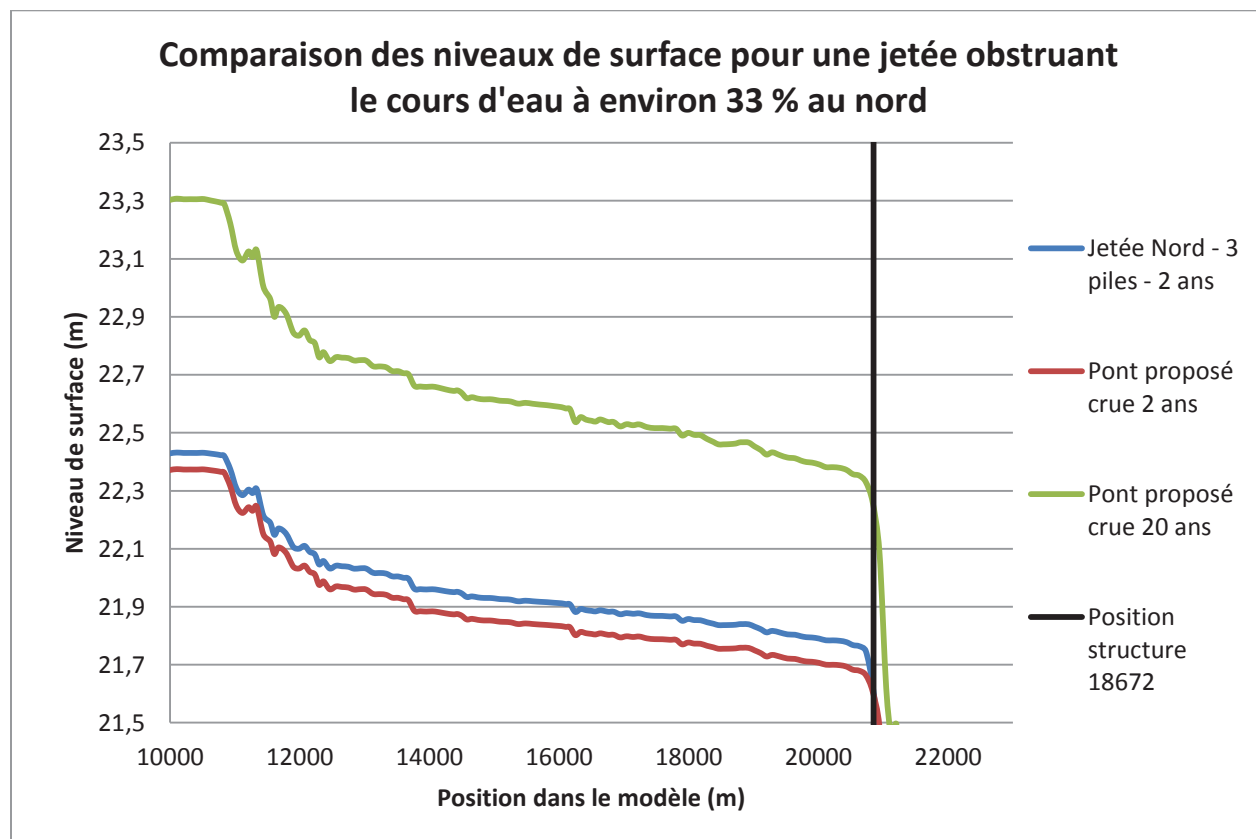


Figure 7.1 Comparaison des niveaux de surface – Jetée obstruant le cours d'eau de la culée nord jusqu'à la troisième pile.

La figure 7.1 met en évidence l'impact que la jetée aura sur les niveaux d'eau de la rivière des Mille-Îles si une crue de récurrence 2 ans se produit en présence de la jetée. La jetée provoquera un rehaussement du niveau des eaux allant de 80 mm près de la structure à environ 60 mm à quelques kilomètres en amont.

Ce rehaussement des niveaux d'eau n'atteindrait cependant pas les niveaux de la crue de récurrence 20 ans. Les niveaux resteraient à 580 mm sous le niveau de la crue 20 ans à la structure et cet écart s'agrandirait en s'éloignant de la structure.

La figure 7.2 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée.

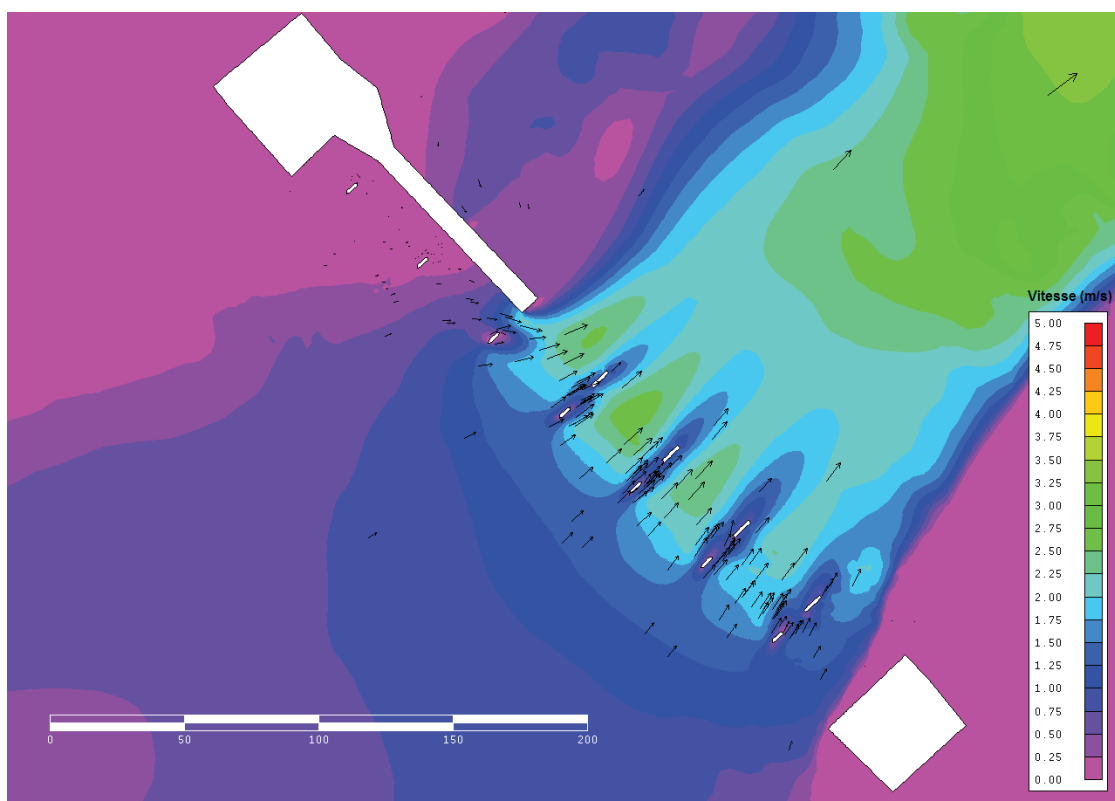


Figure 7.2 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 33 % de l'ouverture au nord.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 2,60$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 33 % de l'ouverture à partir de la culée nord.

7.2 Jetée nord rejoignant quatre piles

Le document de référence *Guide to bridge hydraulics* suggère des obstructions pouvant aller jusqu'à 50 % du cours d'eau pour des ouvrages temporaires utilisés pour la construction de structures. La seconde jetée évaluée, dans cette optique, est donc une jetée construite entre la culée nord et la pile centrale du pont projeté. Cette jetée, montrée à la figure 4.6, a été simulée dans le modèle 2D en présence d'une crue de récurrence 2 ans pour en mesurer les impacts. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H. Une telle jetée, qui excède un tiers (1/3) de la section naturelle du cours d'eau n'est cependant pas couverte par l'autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune.

La figure 7.3 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

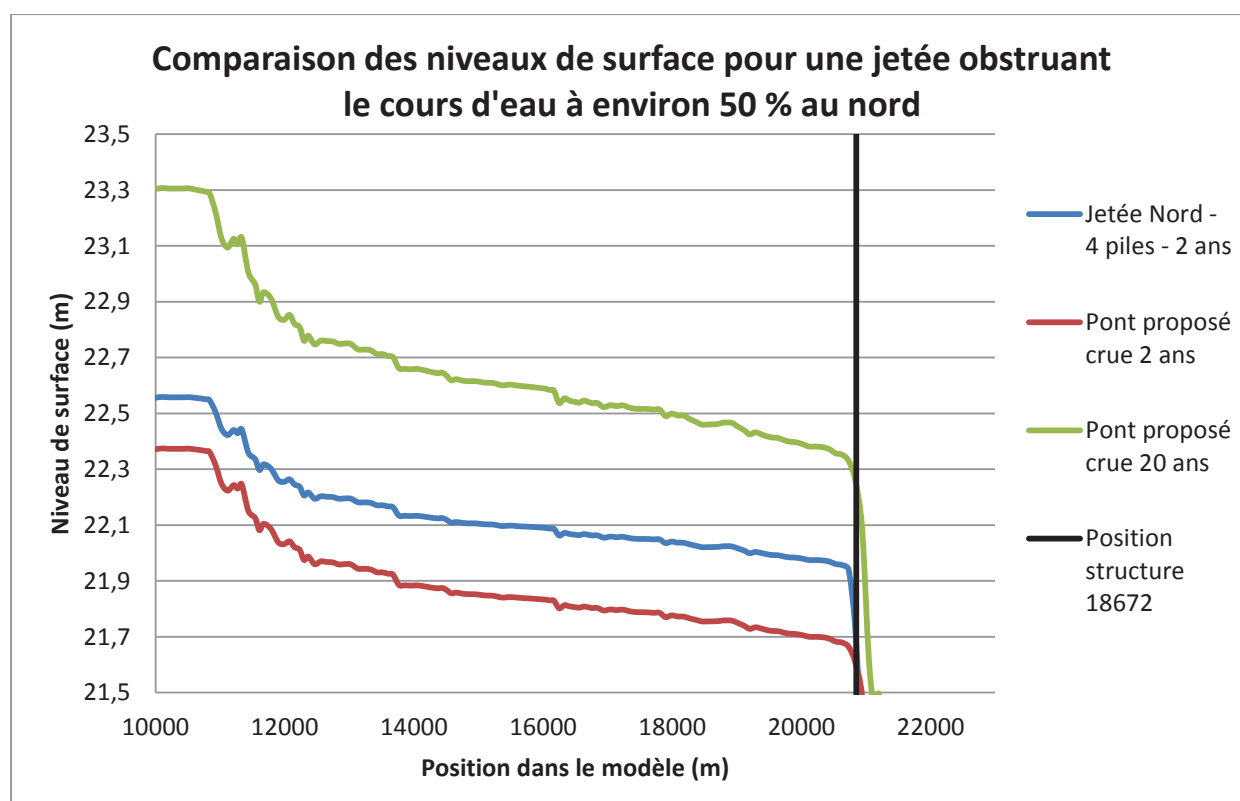


Figure 7.3 Comparaison des niveaux de surface – Jetée obstruant le cours d'eau de la culée nord jusqu'à la pile centrale.

La figure 7.3 met en évidence l'impact que la jetée aura sur les niveaux d'eau de la rivière des Mille-Îles si une crue de récurrence 2 ans se produit en présence de la jetée. La jetée provoquera un rehaussement du niveau des eaux allant de 280 mm près de la structure à environ 180 mm à quelques kilomètres en amont.

Ce rehaussement des niveaux d'eau n'atteindrait cependant pas les niveaux de la crue de récurrence 20 ans. Les niveaux resteraient à 390 mm sous le niveau de la crue 20 ans à la structure et cet écart s'agrandirait en s'éloignant de la structure.

La figure 7.4 de la page suivante montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée.

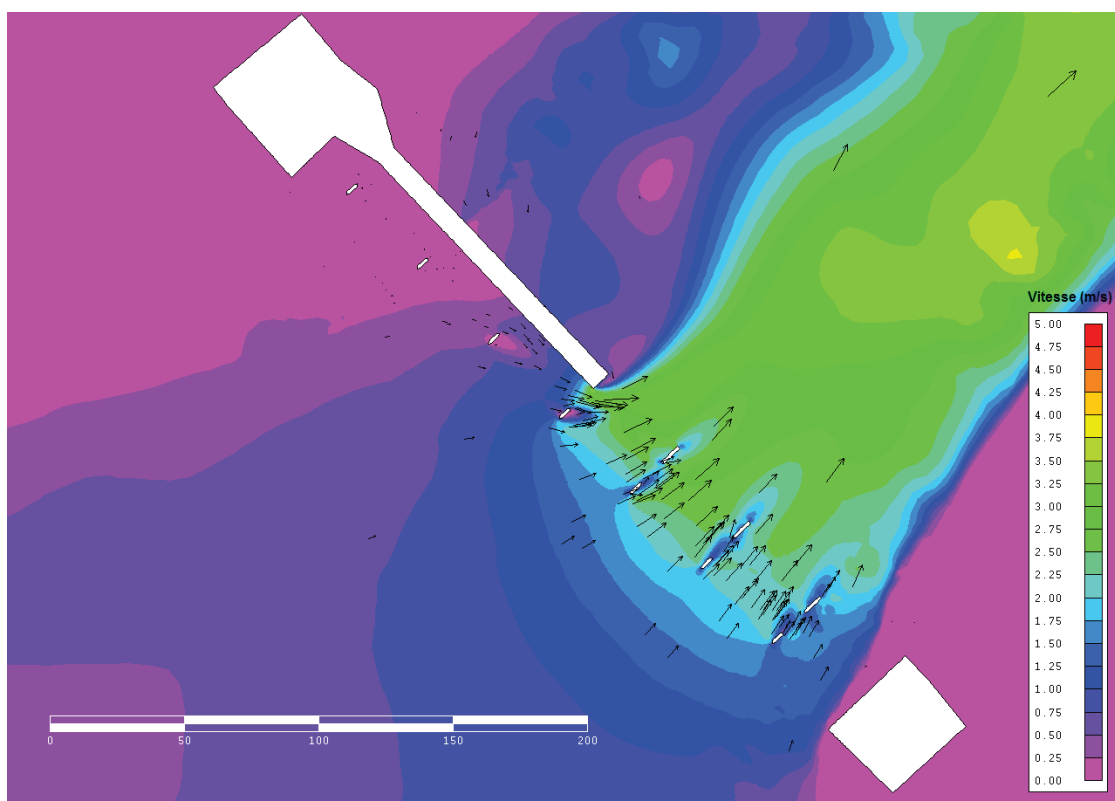


Figure 7.4 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 50 % de l'ouverture au nord.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 3,50$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 50 % de l'ouverture à partir de la culée nord.

7.3 Jetée nord rejoignant cinq piles

Une telle jetée obstruerait l'ouverture de plus de 63 %, ce qui est davantage que le 50 % proposé dans le document de référence *Guide to bridge hydraulics* pour des ouvrages temporaires utilisés pour la construction de structures. Cette jetée a tout de même été évaluée du point de vue hydraulique à la demande de M. Belkacem Bounoua, ing., du Service de l'expertise technique et des projets stratégiques. Cette jetée, montrée à la figure 4.7, a été simulée dans le modèle 2D en crue de récurrence 2 ans pour en mesurer les impacts. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H.

La figure 7.5 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

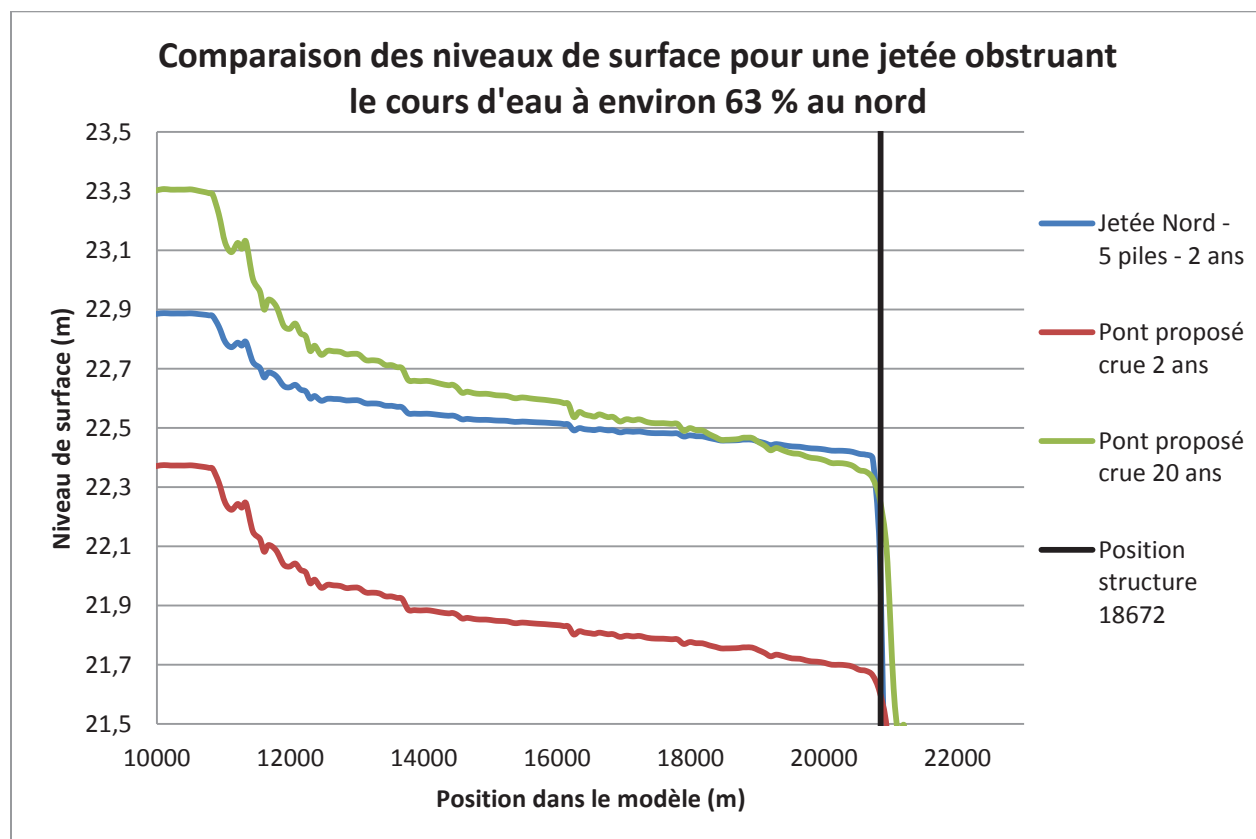


Figure 7.5 Comparaison des niveaux de surface – Jetée partant de la culée nord et obstruant environ 63 % du cours d'eau.

Il est possible d'observer sur la figure précédente que le rehaussement du niveau de surface advenant le passage d'une crue de récurrence 2 ans sera important au droit des structures Athanase-David. Par rapport à une crue de récurrence 2 ans sans présence de la jetée, le rehaussement sera de 730 mm à la structure et se réduira progressivement jusqu'à environ 410 mm au pied du barrage des Mille-Îles.

Ce rehaussement fera en sorte que le niveau d'eau pour la crue de récurrence 2 ans sera plus élevé en présence de la jetée que le niveau d'eau pour la crue de récurrence 20 ans en absence de la jetée entre les structures Athanase-David et le pont ferroviaire légèrement en aval de l'île Belair. Cette surcote par rapport à la crue 20 ans atteindra 70 mm au pont Athanase-David et ira en réduisant en remontant vers l'amont.

La figure 7.6 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée obstruant 63 % du cours d'eau.

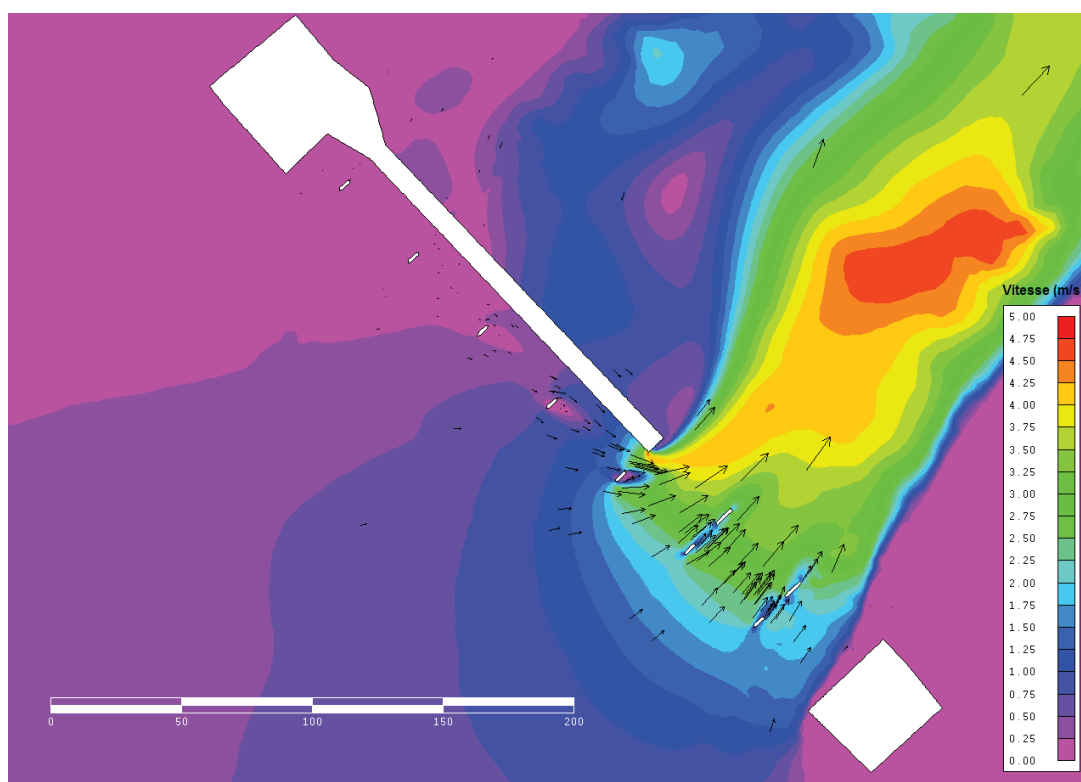


Figure 7.6 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 63 % de l'ouverture au nord.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est très fortement augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 4,45$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 63 % de l'ouverture à partir de la culée nord. **Une telle augmentation des vitesses exposera les piles de la structure existante à des risques considérables d'affouillement. Des mesures de mitigation devront être prises pour protéger les piles de la structure existante.**

7.4 Jetée sud rejoignant deux piles

Une jetée partant de la culée sud et rejoignant deux piles créera une obstruction d'environ 25 % du cours d'eau naturel. Ceci est admissible au point de vue des recommandations du *Guide to Bridge Hydraulics*. Un tel ouvrage est visiblement admissible à l'*autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune*. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H. Cette jetée a été montrée précédemment à la figure 4.8.

La figure 7.7 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

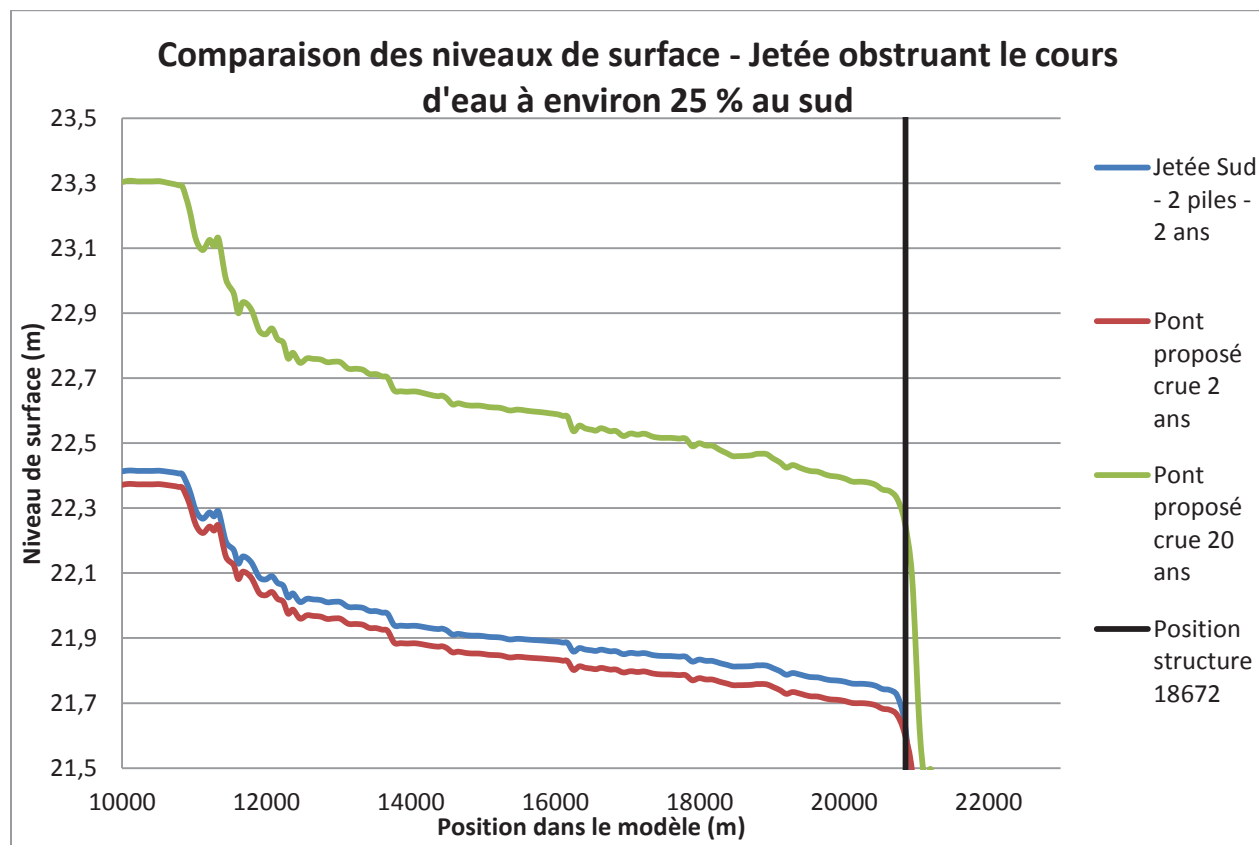


Figure 7.7 Comparaison des niveaux de surface – Jetée partant de la culée sud et obstruant environ 25 % du cours d’eau.

La figure 7.7 met en évidence l’impact que la jetée aura sur les niveaux d’eau de la rivière des Mille-Îles si une crue de récurrence 2 ans se produit en présence de la jetée. La jetée provoquera un rehaussement du niveau des eaux allant de 60 mm près de la structure à environ 40 mm à quelques kilomètres en amont.

Ce rehaussement des niveaux d’eau n’atteindrait pas les niveaux de la crue de récurrence 20 ans. Les niveaux resteraient à 610 mm sous le niveau de la crue 20 ans à la structure et cet écart s’agrandirait en s’éloignant de la structure.

La figure 7.8 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée au sud obstruant 25 % du cours d’eau.

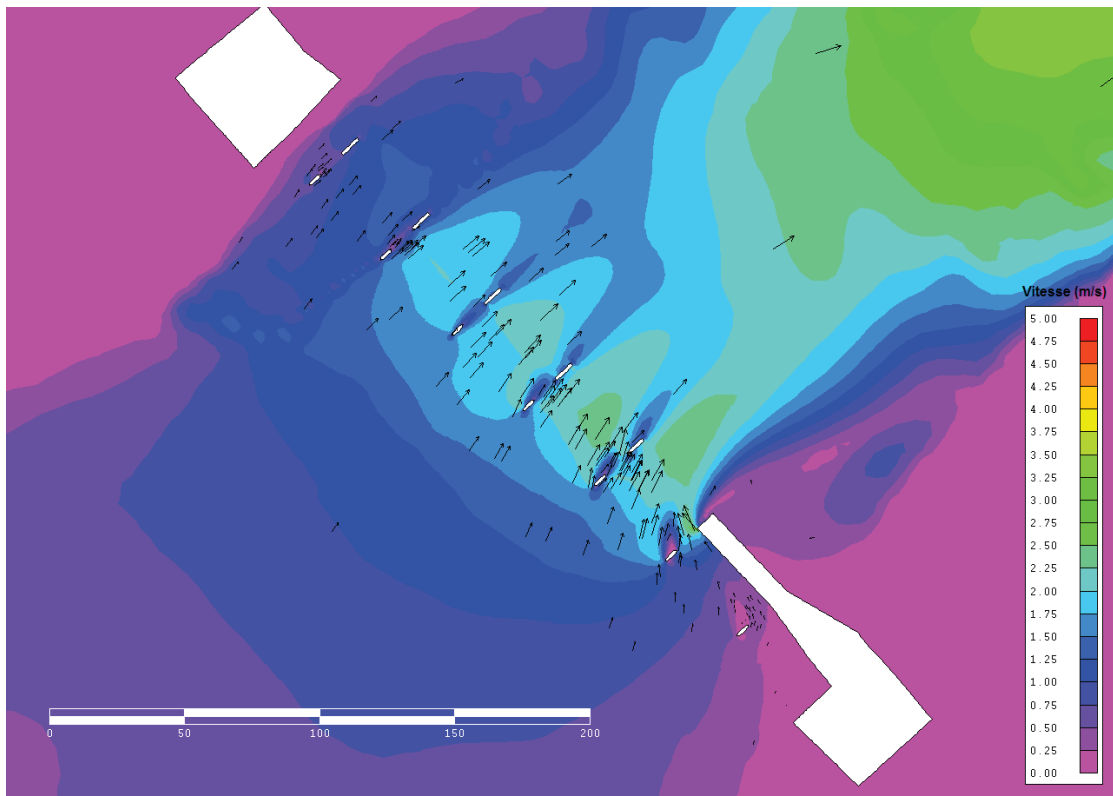


Figure 7.8 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 25 % de l'ouverture au sud.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 2,60$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 25 % de l'ouverture à partir de la culée sud.

7.5 Jetée sud rejoignant trois piles

Une jetée au sud rejoignant trois piles obstruerait environ 38 % du cours d'eau, soit un peu moins que le maximum suggéré dans le *Guide to Bridge Hydraulics* mais davantage que le maximum permis par l'autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H. Cette jetée a été présentée précédemment à la figure 4.9.

La figure 7.9 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

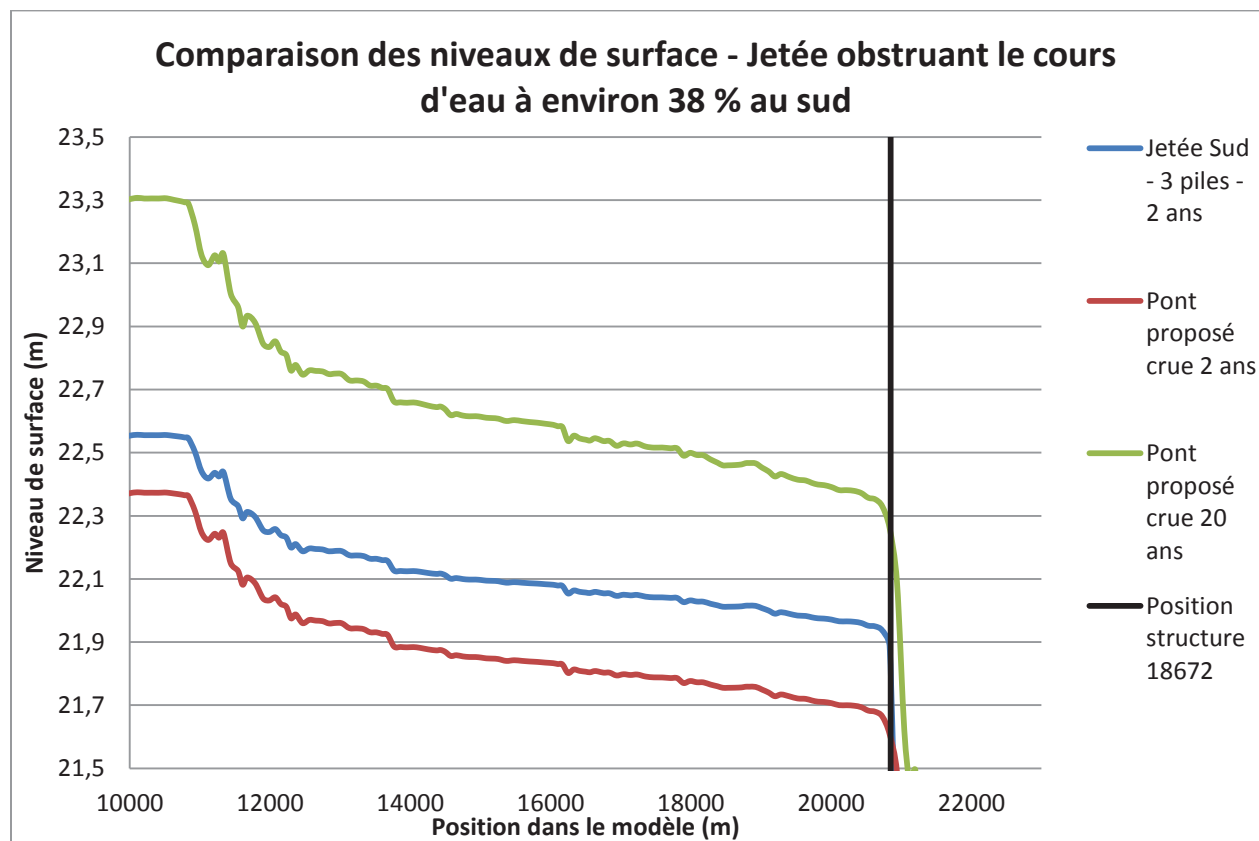


Figure 7.9 Comparaison des niveaux de surface – Jetée partant de la culée sud et obstruant environ 38 % du cours d'eau.

La figure 7.9 permet de voir l'impact que la jetée aura sur les niveaux d'eau de la rivière des Mille-Îles si une crue de récurrence 2 ans se produit en présence de la jetée. La jetée provoquera un rehaussement du niveau des eaux allant de 280 mm près de la structure à environ 180 mm à quelques kilomètres en amont.

Ce rehaussement des niveaux d'eau n'atteindrait cependant pas les niveaux de la crue de récurrence 20 ans. Les niveaux resteraient à 370 mm sous le niveau de la crue 20 ans à la structure et cet écart s'agrandirait en s'éloignant de la structure.

La figure 7.10 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée au sud obstruant 38 % du cours d'eau.

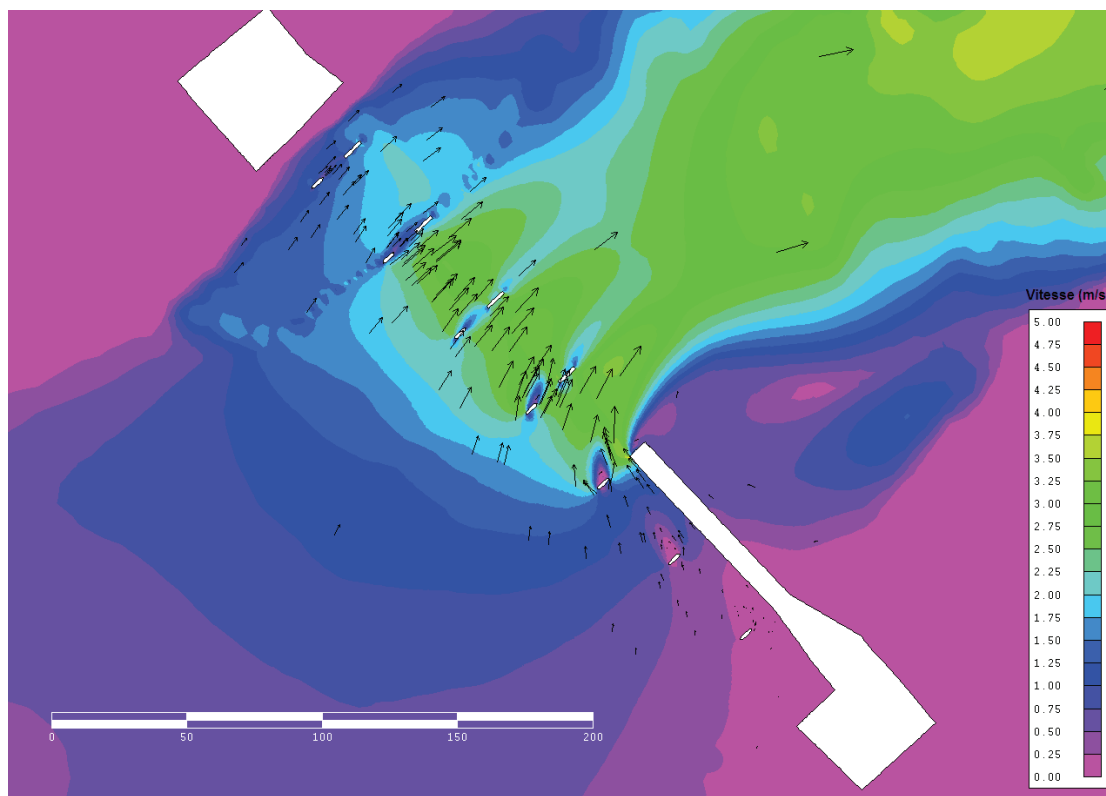


Figure 7.10 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 38 % de l'ouverture au sud.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 3,70$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 38 % de l'ouverture à partir de la culée sud.

7.6 Jetée sud rejoignant quatre piles

Le document de référence *Guide to bridge hydraulics* suggère des obstructions pouvant aller jusqu'à 50 % du cours d'eau pour des ouvrages temporaires utilisés pour la construction de structures. Dans cette optique une jetée construite entre la culée sud et la pile centrale du pont projeté a donc été évaluée. Cette jetée, montrée à la figure 4.10, a été simulée dans le modèle 2D en crue de récurrence 2 ans pour en mesurer les impacts. Comme mentionné précédemment, si cette jetée devait être mise en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H. Une telle jetée, qui excède un tiers (1/3) de la section naturelle du cours d'eau n'est cependant pas couverte par l'autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune.

La figure 7.11 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non de la jetée et pour la crue 20 ans en l'absence de la jetée.

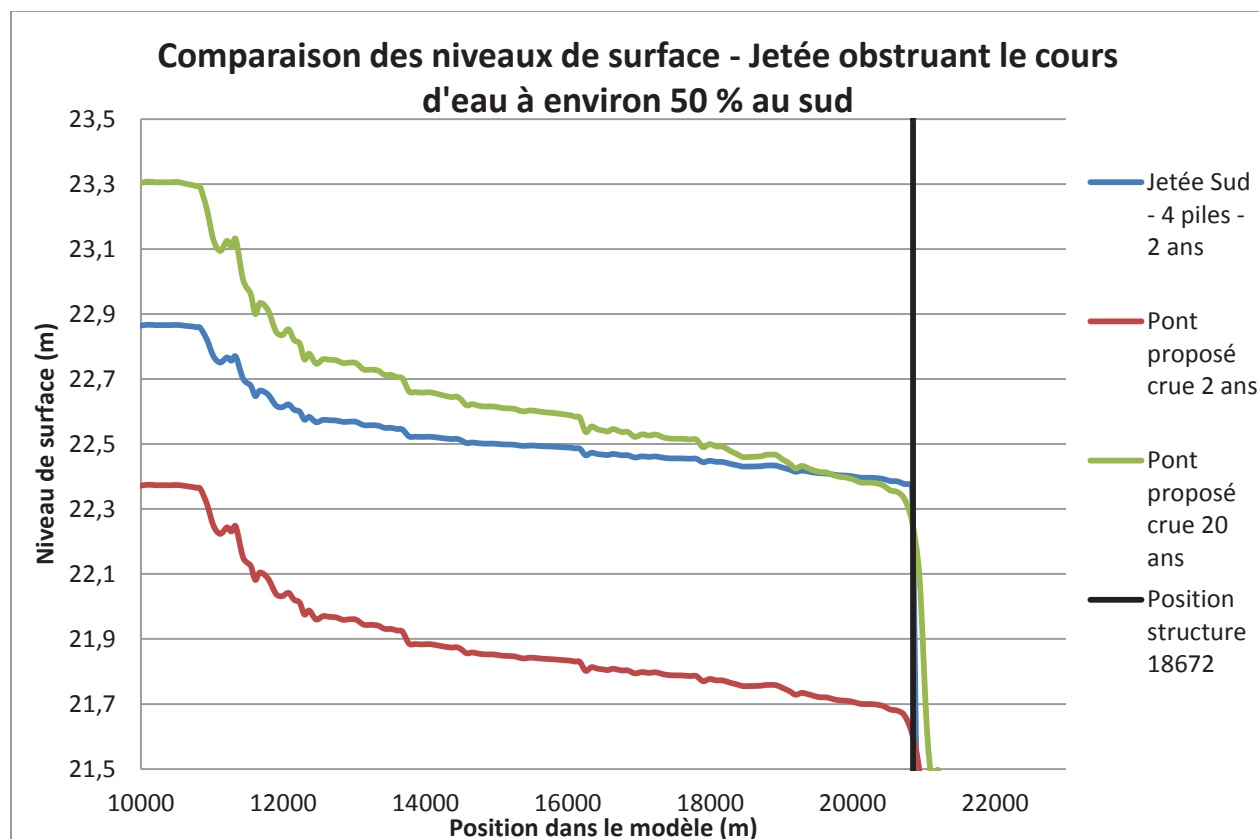


Figure 7.11 Comparaison des niveaux de surface – Jetée partant de la culée sud et obstruant environ 50 % du cours d'eau.

Il est possible d'observer sur la figure précédente que le rehaussement du niveau de surface advenant le passage d'une crue de récurrence 2 ans sera important au droit des structures Athanase-David. Par rapport à une crue de récurrence 2 ans sans présence de la jetée, le rehaussement sera de 760 mm à la structure et se réduira progressivement jusqu'à environ 400 mm au pied du barrage des Mille-Îles.

Ce rehaussement fera en sorte que le niveau d'eau pour la crue de récurrence 2 ans sera plus élevé en présence de la jetée que le niveau d'eau pour la crue de récurrence 20 ans en absence de la jetée entre les structures Athanase-David et le pont ferroviaire légèrement en aval de l'île Belair. Cette surcote par rapport à la crue 20 ans atteindra 110 mm au pont Athanase-David et ira en réduisant en remontant vers l'amont.

La figure 7.12 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée obstruant 50 % du cours d'eau à partir de la culée Sud.

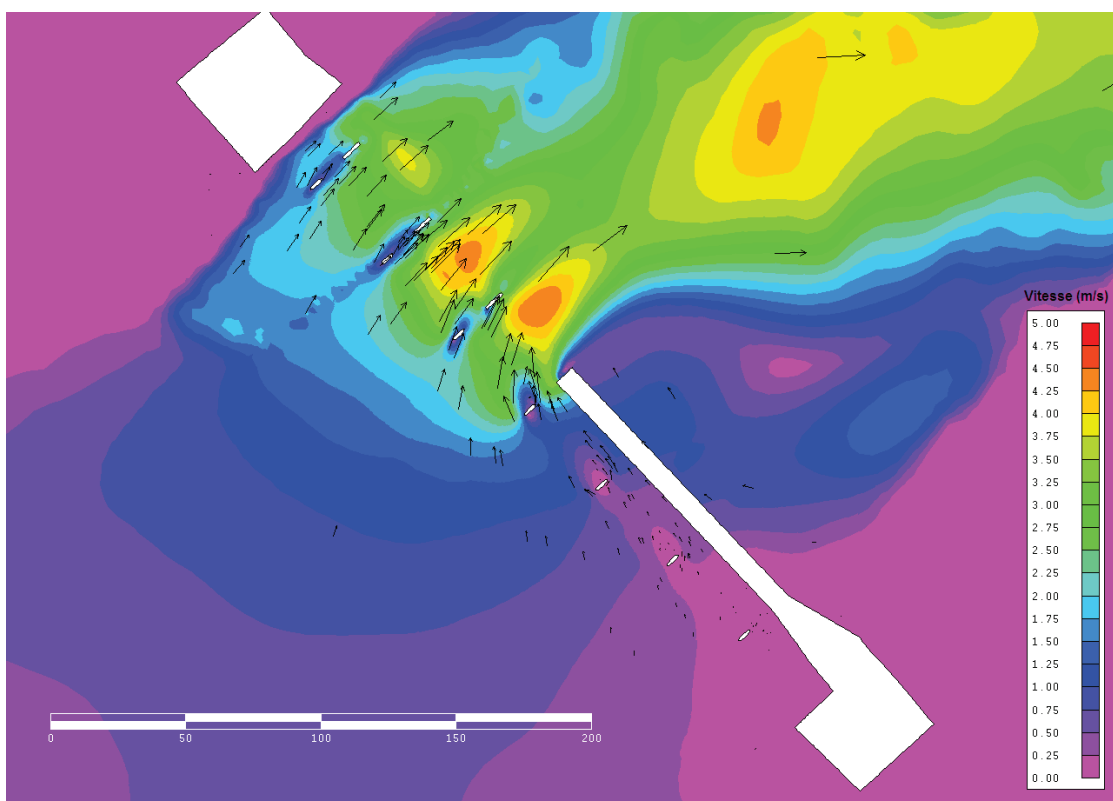


Figure 7.12 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 50 % de l'ouverture au sud.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est très fortement augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 4,65$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 50 % de l'ouverture à partir de la culée sud. **Une telle augmentation des vitesses exposera les piles de la structure existante à des risques considérables d'affouillement. Des mesures de mitigation devront être prises pour protéger les piles de la structure existante.**

7.7 Jetée sud rejoignant deux piles accompagnée de deux batardeaux sur les piles centrales

Une jetée partant de la culée sud et rejoignant 2 piles à laquelle ont conjugué deux batardeaux sur les piles suivantes créera une obstruction d'environ 28 % du cours d'eau naturel. Ceci est admissible au point de vue des recommandations du *Guide to Bridge Hydraulics*. Un tel ouvrage est visiblement admissible à l'autorisation générale du ministre du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs en vertu de l'article 128.8 de la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune. Comme mentionné précédemment, si ces ouvrages devaient être mis en place avant le 15 juin, des calculs supplémentaires pour d'autres récurrences de crues devront être réalisés. Pour minimiser l'impact et l'obstruction du cours d'eau, il a été considéré que l'embout de la jetée était entouré de palplanches verticales et non d'une pente d'enrochement 1 V: 1,5 H. Les ouvrages ont été montrés précédemment à la figure 4.11.

La figure 7.13 qui suit montre une comparaison des niveaux de surface à l'amont des structures Athanase-David pour la crue 2 ans en présence ou non des ouvrages et pour la crue 20 ans en l'absence des ouvrages.

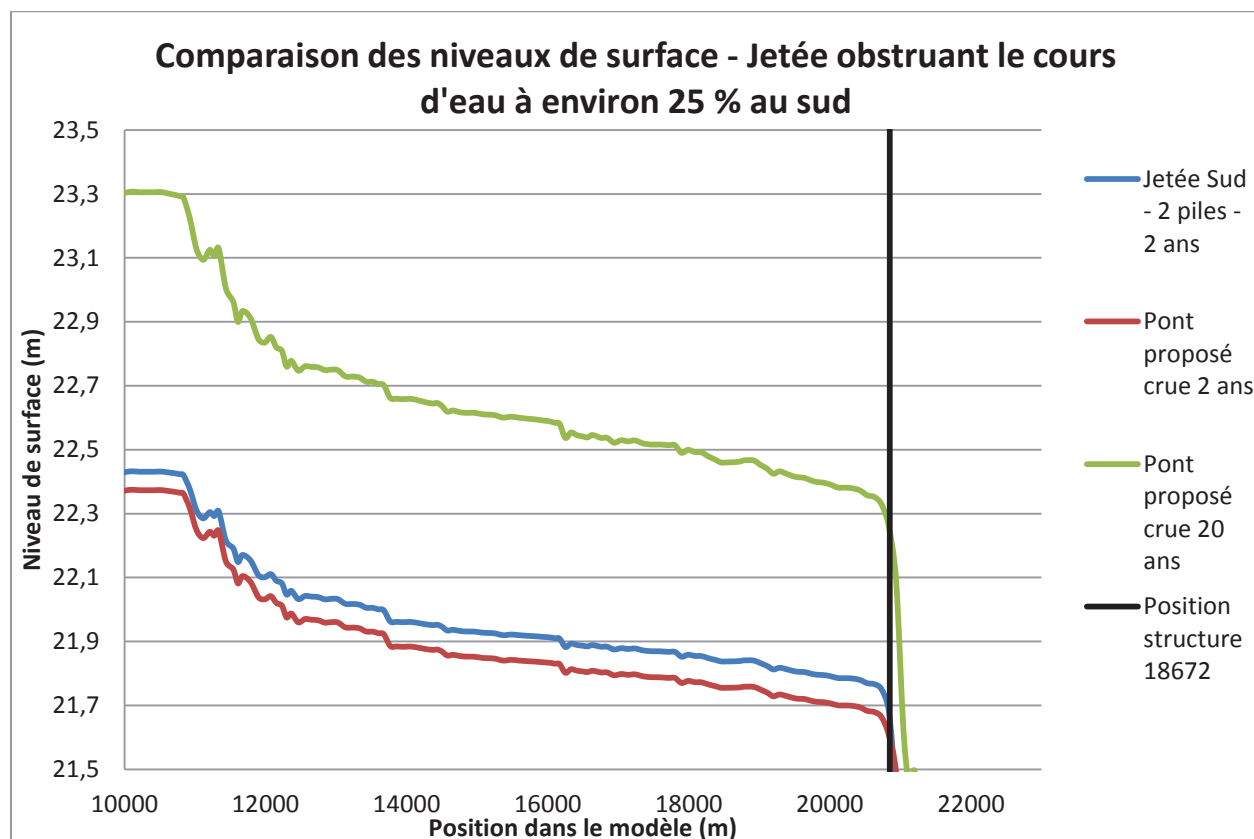


Figure 7.13 Comparaison des niveaux de surface – Jetée partant de la culée sud et obstruant environ 25 % du cours d'eau accompagnée de deux batardeaux.

Il est possible d'observer la figure 7.13 que le rehaussement du niveau de surface advenant le passage d'une crue de récurrence 2 ans sera relativement faible au droit des structures Athanase-David. Par rapport à une crue de récurrence 2 ans sans présence de la jetée, le rehaussement sera de 90 mm à la structure et se réduira progressivement jusqu'à environ 50 mm au pied du barrage des Mille-Îles.

Ce rehaussement des niveaux d'eau n'atteindrait cependant pas les niveaux de la crue de récurrence 20 ans. Les niveaux resteraient à 580 mm sous le niveau de la crue 20 ans à la structure et cet écart s'agrandirait en s'éloignant de la structure.

La figure 7.14 qui suit montre le champ de vitesse à proximité des structures Athanase-David et de la jetée obstruant 25 % du cours d'eau à partir de la culée sud accompagnée de deux batardeaux.

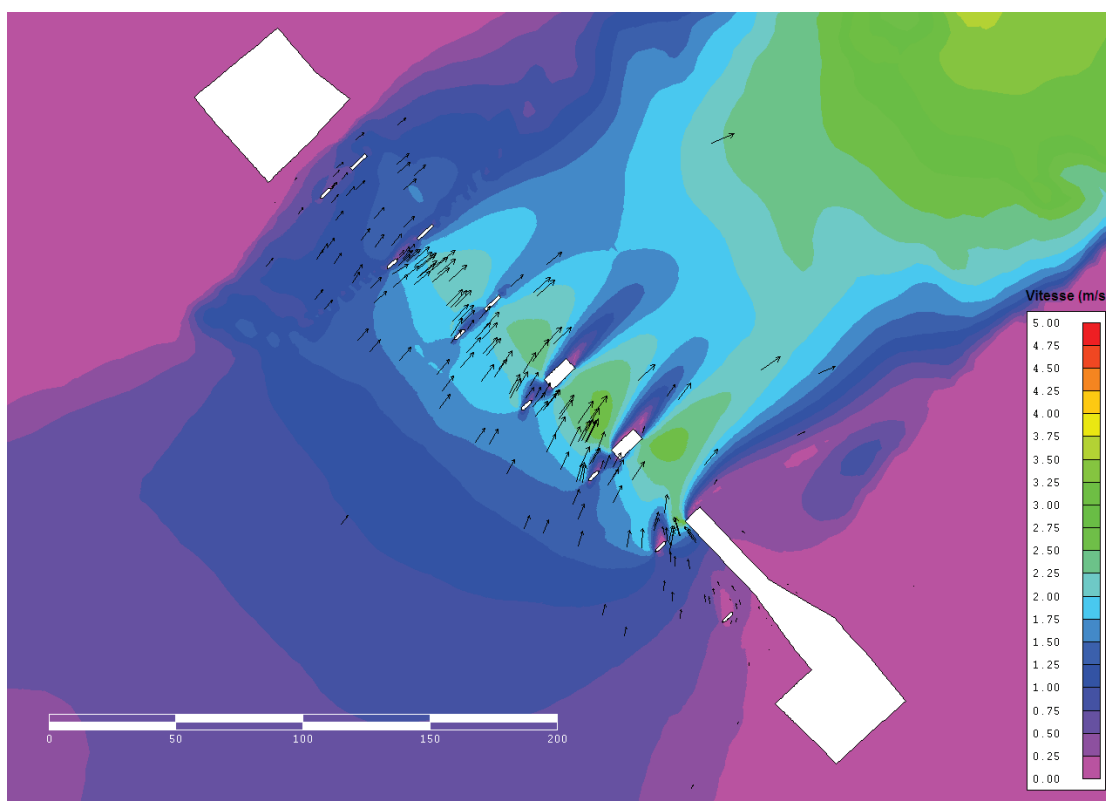


Figure 7.14 Champ de vitesse à la structure proposée en présence d'une jetée obstruant 25 % de l'ouverture au sud et deux batardeaux au centre du cours d'eau.

La vitesse maximale dans le cours d'eau pour la crue de récurrence 2 ans est très fortement augmentée, de $\pm 1,90$ m/s en présence de la nouvelle structure, à $\pm 2,65$ m/s en présence de la nouvelle structure et de la jetée couvrant 25 % de l'ouverture à partir de la culée sud et deux batardeaux.

7.8 Résumé des impacts des structures temporaires

Le tableau qui suit présente un bref récapitulatif des impacts causés pour chaque jetée simulée.

Tableau 7.1 Résumé des impacts des structures temporaires

Simulation	Rehaussement du niveau de surface en crue 2 ans (mm)	Niveau par rapport à la crue 20 ans (mm)	Vitesse (m/s)
Jetée sud 25 %	60	-610	2,60
Jetée sud 38 %	280	-370	3,70
Jetée sud 50 %	760	110	4,65
Jetée nord 33 %	80	-580	2,60
Jetée nord 50 %	280	-390	3,50
Jetée nord 63 %	730	70	4,45
Jetée sud 25 % + 2 batardeaux	90	-580	2,65

La construction en deux étapes, c'est-à-dire tout d'abord avec une jetée au sud rejoignant deux piles avec deux batardeaux puis une jetée au nord rejoignant trois piles est l'approche avec le moins de conséquences au point de vue hydraulique.

8. PROTECTIONS DES EXTRÉMITÉS ET MESURES CONTRE L'AFFOUILLEMENT

8.1 Aménagement des extrémités

L'aménagement des extrémités de la structure doit être fait selon les lignes directrices pour la protection flexible des culées de pont, présentées aux pages 2-31 et suivantes du *Manuel de conception hydraulique des ponts*, et sur le dessin normalisé présenté à l'annexe C « **Approche d'un pont sur rivière** » (*Tome III-Ouvrage d'art*, chapitre 2, n° 015, 2010-01-30). Si les remblais d'approche, les culées et les jetées sont protégés par une protection flexible, celle-ci doit être constituée d'un revêtement de pierres ayant un D_{50} , un calibre et une épaisseur tels que spécifiés dans le tableau 8.1. Cette protection devrait résister adéquatement aux vitesses calculées de lors du passage de crues centennales et de crues 2 ans lorsque les ouvrages temporaires seront présents. La protection devra être installée jusqu'à la cote de 23,00 m ou jusqu'au sommet de la berge. **En aucun temps, la protection des culées ne devra entraver l'écoulement.**

Tableau 8.1 Dimensions de la protection flexible aux culées, aux piles et sur les embouts des jetées selon les ouvrages temporaires mis en place durant la construction.

Ouvrage temporaire	Vitesse modulée*** d'affouillement (m/s)	Dimensions de la protection (mm)		
		D ₅₀	Calibre	Épaisseur
Jetée sud 25 %	3,90	600	500 – 700	1 200
Jetée sud 38 %	5,55	*	*	*
Jetée sud 50 %	7,00	*	*	*
Jetée nord 33 %	3,90	600	500 – 700	1 200
Jetée nord 50 %	5,25	1 100	1 000 – 1 200	2 200
Jetée nord 63 %	6,70	*	*	*
Jetée sud 25 % + 2 batardeaux	4,00	600	500 - 700	1 200
Mise en service**	3,30	400	300 - 500	800

* Les vitesses d'affouillement pour ces cas sont très élevées et un tapis de protection en blocs de béton articulés résistant aux vitesses d'affouillement susmentionnées devra être mis en place. Les produits Armorflex distribués par Texel au Québec ou les produits Innovex sont des exemples de tapis de blocs de béton articulés.

** La protection des 15 premiers mètres à partir de l'embout en rivière des jetées doit avoir les dimensions présentées au tableau 8.1. Le reste de la jetée peut être protégée par une protection flexible ayant les dimensions proposées pour la structure mise en service.

*** Vitesses pondérées d'un facteur 1,5 pour tenir compte des vortex au pied des piles, qui ne sont pas pris en compte par l'intégration des vitesses sur la verticale.

Les pierres utilisées pour le revêtement doivent satisfaire la norme 14501 du Ministère. Elles doivent notamment être des pierres de carrière provenant du dynamitage ou des pierres d'une sablière provenant du concassage. Elles doivent également être massives et présenter des arêtes vives.

Dans le cas des culées, la mise en place de ce revêtement doit être faite de façon à ce qu'en aucun temps, ce dernier n'obstrue l'écoulement, particulièrement dans l'ouverture du pont. En cas d'empiètement dans la rivière, la localisation des culées doit être éventuellement ajustée pour maintenir l'aire d'écoulement. Une membrane géotextile ou une couche filtre pourrait être nécessaire sous l'enrochement afin de prévenir la perte des sédiments fins.

La mise en place doit être conforme à l'article 15.2.5.6 du *Cahier des charges et devis généraux*. Les pierres doivent être placées avec soin, enchâssées et serrées solidement les unes contre les autres en toutes directions selon une pente de 1,5 H : 1 V. Le revêtement doit être le plus lisse possible pour résister aux glaces.

8.2 Mesures contre l'affouillement

Afin d'assurer la pérennité des unités de fondation, la norme CAN/CSA-S6-06 prévoit des mesures contre l'affouillement.

Si les culées ne sont pas situées sur un roc durable et résistant à l'affouillement, le dessous de leur semelle devra être localisé à 1,50 m sous le point le plus bas du lit au droit de la structure. L'élévation minimale du lit étant de 18,1 m, le dessous de la semelle doit se situer à l'élévation 16,60 m.

En absence de roc, les piles devront être construites sur pieux. Elles doivent aussi être construites parallèlement à l'écoulement afin de diminuer l'affouillement possible. Les piles doivent être conçues de façon à conserver leur capacité malgré la perte de matériel jusqu'à l'élévation 15,65 m. Un tapis de protection dont les pierres ont un calibre, un D_{50} et une épaisseur correspondant aux valeurs du tableau 8.1 devra être disposé au pourtour des piles sans entraver l'écoulement. Le dessus des semelles des piles devra être situé sous le niveau du lit naturel à une profondeur égalant au moins l'épaisseur de la protection présentée au tableau 8.1. La norme est présentée à l'annexe D du présent rapport « **Pile en rivière, protection du remplissage des excavations pour une semelle sur sol ou sur pieux (avec palplanches)** » (*Tome III-Ouvrage d'art*, chapitre 2, page 13, 2010-01-30).

En présence de roc, le dessous des semelles des culées et des piles doit reposer directement sur le roc (encastrer si requis). Si un régalage est requis, un coussin de support en béton doit être utilisé.

9. CONCLUSION

La présente étude a permis d'évaluer les impacts hydrauliques de l'ajout d'une nouvelle structure parallèlement à la structure existante.

Pour une structure de même ouverture soit 275 m de culée à culée, dont les piles sont alignées avec les piles actuelles et qui sont de même largeur, un faible rehaussement des niveaux de surface directement à l'amont de la structure est attendu. Ce rehaussement serait de 11 mm pour la crue de récurrence 20 ans et de 14 mm pour la crue de récurrence 100 ans. Les cotes de crue de la rivière des Mille-Îles devront être revues si cette solution est retenue. Les vitesses sont augmentées légèrement et passent de $\pm 2,00$ m/s à $\pm 2,10$ m/s lors de la crue 20 ans et passent de $\pm 2,10$ m/s à $\pm 2,20$ m/s pour la crue 100 ans (conception). Le soffite, pour la nouvelle conception, devra être situé minimalement à l'élévation 23,67 m et cette élévation minimale pourrait devoir être rehaussée en fonction des gabarits des navires sur la rivière des Mille-Îles. La structure doit permettre le passage des embarcations lors de la crue 2 ans.

Dans tous les cas, les piles devront résister aux efforts de glace spécifiés à la section 6.

Les impacts de nombreux ouvrages temporaires ont été calculés. La solution avec les impacts les plus faibles serait une construction en deux étapes, c'est-à-dire une première étape avec une courte jetée obstruant 25 % du cours d'eau au sud accompagnée de deux batardeaux puis une seconde étape avec une jetée au nord obstruant 33 % du cours d'eau. Malgré tout, de nombreuses autres options ont été calculées à la suite de la demande d'étude hydraulique et ont été présentées à la section 7 du présent rapport. D'autres ouvrages temporaires pourront être calculés sur demande.

L'aménagement des extrémités et les mesures contre l'affouillement doivent être réalisés selon les recommandations formulées aux sections 8.1 et 8.2 de ce rapport et aux annexes C et D. La protection des extrémités ne doit en aucun temps obstruer l'écoulement.

Le tableau du niveau des eaux hautes présenté à la page suivante et la note qui l'accompagne doivent apparaître au plan d'ensemble de la structure.

Il est à souligner que les conclusions et recommandations élaborées dans le cadre de cette étude hydraulique ne sont valides que pour la structure P-18672 et ne pourront être utilisées pour d'autres sites, même contigus, sans avoir fait l'objet d'une étude complémentaire.

PHRG/phrg/mcf

NIVEAUX D'EAU DEVANT APPARAÎTRE SUR LE PLAN.

Période de retour (ans)	2	20	100 (Conception)
Élévation du niveau de l'eau (m)	21,70	22,40	22,70

Les élévations d'eau de ce tableau correspondent à l'écoulement normal lorsque l'ouvrage sera en service. La présence d'ouvrages temporaires (digues, batardeaux, étaielements, etc.) peut causer un rehaussement de ces élévations, qu'il faut évaluer selon le cas.

A N N E X E A

PLAN DE LOCALISATION



A N N E X E B

Vérification du calcul des débits de récurrence à la
structure Athanase-David

Tableau B.1 – Débits observés à la station 02OA003

Observation (m ³ /s)	Année	Probabilité empirique
714	1913	0.3624
360	1914	0.0183
300	1915	0.0069
920	1916	0.6606
586	1917	0.2133
960	1919	0.7408
496	1920	0.1101
634	1921	0.2592
940	1923	0.695
926	1924	0.6835
716	1926	0.3739
547	1927	0.1904
1250	1928	0.9587
1140	1929	0.9128
527	1930	0.156
368	1931	0.0298
731	1932	0.4083
957	1933	0.7179
971	1934	0.7752
462	1935	0.0528
1130	1936	0.9014
753	1937	0.4427
966	1938	0.7638
847	1939	0.5917
682	1940	0.2936
841	1941	0.5803
705	1942	0.328
1230	1943	0.9358
490	1944	0.0986
830	1945	0.5573
464	1946	0.0642
1190	1947	0.9243
501	1948	0.1216
702	1949	0.3165
470	1950	0.0757
1270	1951	0.9702
818	1952	0.5115
861	1953	0.6147
818	1954	0.5229
963	1955	0.7523
535	1956	0.1674
617	1957	0.2362
507	1958	0.133

Tableau B.1 suite – Débits observés à la station 02OA003

Observation (m ³ /s)	Année	Probabilité empirique
1060	1960	0.8326
394	1961	0.0413
770	1962	0.4541
864	1963	0.6261
541	1964	0.1789
524	1965	0.1445
708	1966	0.3509
787	1967	0.4885
784	1968	0.4771
745	1969	0.4312
705	1970	0.3394
997	1971	0.7867
1020	1972	0.8096
1040	1973	0.8211
1320	1974	0.9817
906	1975	0.6491
1390	1976	0.9931
1100	1977	0.8784
816	1978	0.5
1070	1979	0.844
821	1980	0.5459
1120	1981	0.8899
727	1982	0.3968
1000	1983	0.7982
820	1984	0.5344
876	1985	0.6376
666*	1986*	0.2706
781*	1987*	0.4656
666*	1988*	0.2821
582*	1989*	0.2018
691*	1990*	0.305
1084*	1991*	0.8555
848*	1992*	0.6032
957*	1993*	0.7294
741*	1994*	0.4197
601*	1995*	0.2248
920*	1996*	0.672
1084*	1997*	0.867
1231*	1998*	0.9472
838*	1999*	0.5688
631*	2000*	0.2477
716*	2001*	0.3853
947*	2002*	0.7064

* Le CEHQ a modifié les données de ces années pour simuler l'absence du barrage des Mille-Îles.

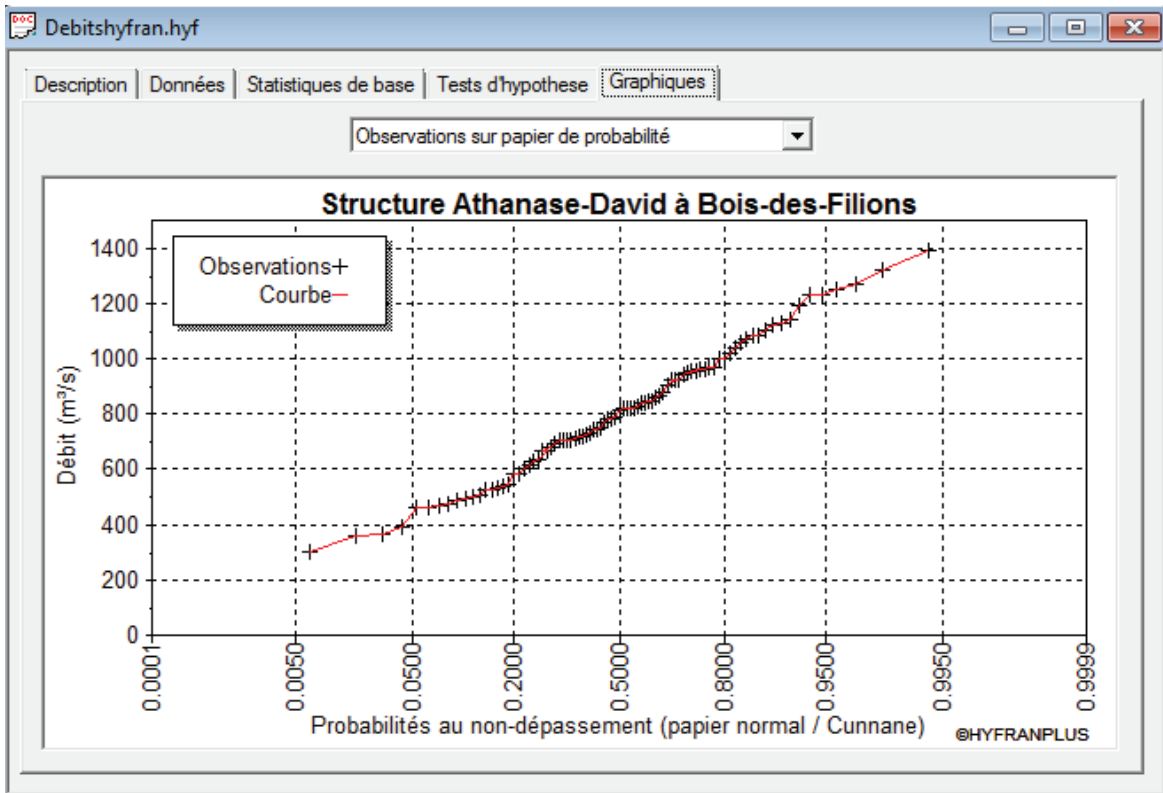


Figure B.1 Observations sur papier de probabilité (Obtenu dans Hyfranplus)

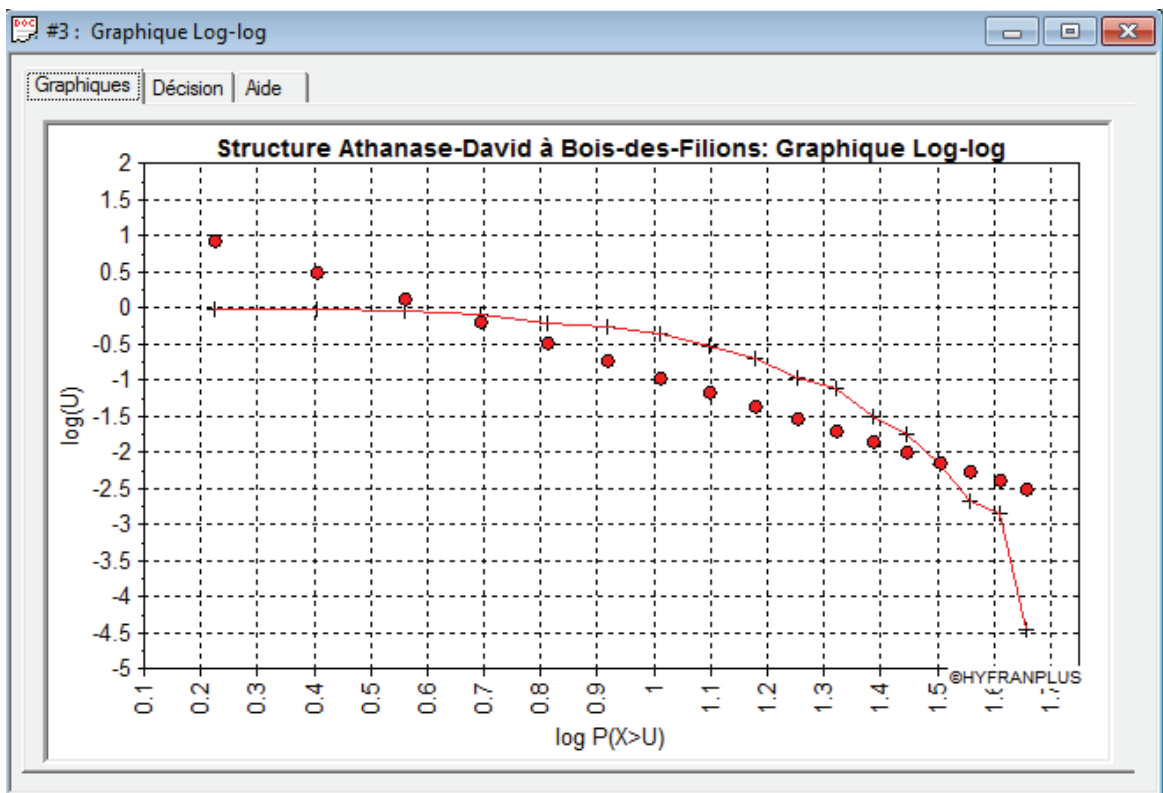


Figure B.2 Graphique Log-Log (Obtenu de Hyfranplus)

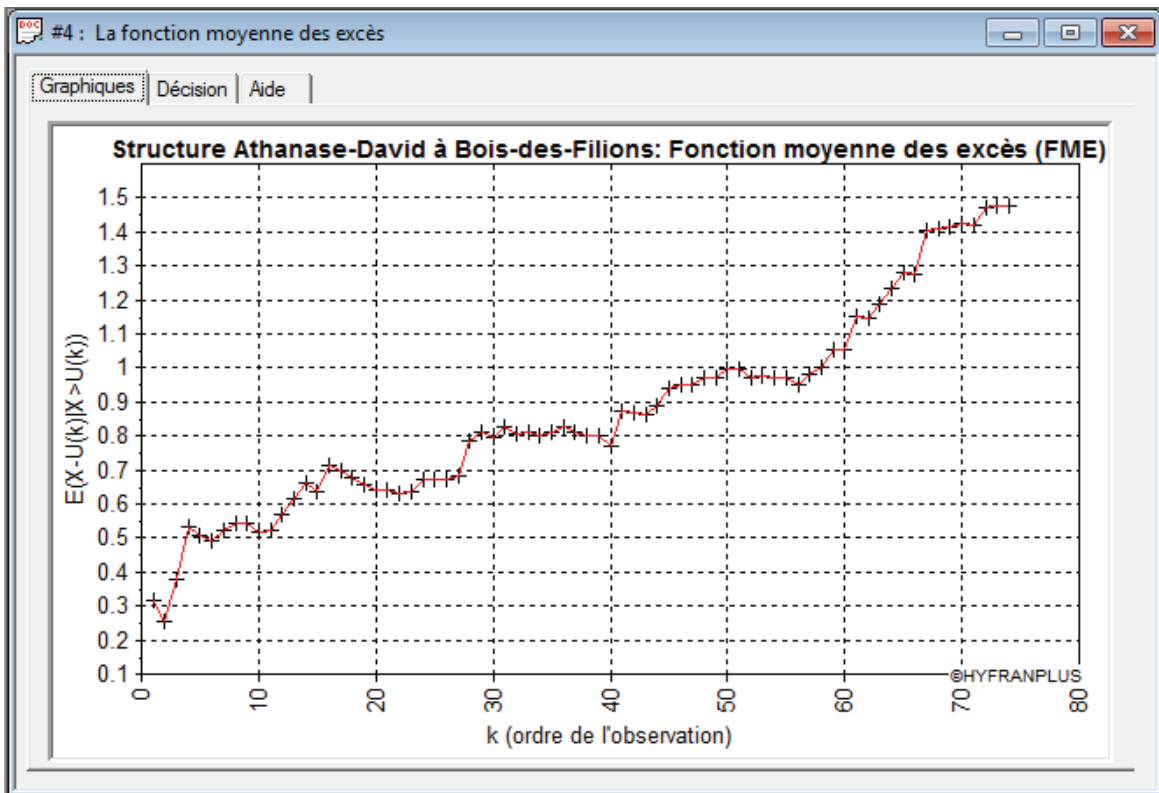


Figure B.3 Graphique de la fonction moyenne des excès (Obtenu de Hyfranplus)

Tableau B.2 Pearson type III (Maximum de vraisemblance)

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	1863	180.7	1509 - 2217
2000	0.9995	1721	144.4	1438 - 2004
1000	0.999	1657	129.1	1404 - 1910
200	0.995	1496	94.66	1310 - 1682
100	0.99	1421	80.55	1263 - 1578
50	0.98	1340	67.08	1208 - 1471
25	0.96	1253	54.57	1146 - 1360
20	0.95	1223	50.82	1123 - 1322
10	0.9	1122	40.41	1043 - 1201
5	0.8	1005	32.66	940.6 - 1069
3	0.6667	901.4	29.15	844.2 - 958.5
2	0.5	793.4	27.74	739.0 - 847.8

Tableau B.3 – Paramètres estimés

Paramètres estimés	
alpha	0.0276911
lambda	44.8711
m	-815.127
Taille	87
N. confiance	95 %

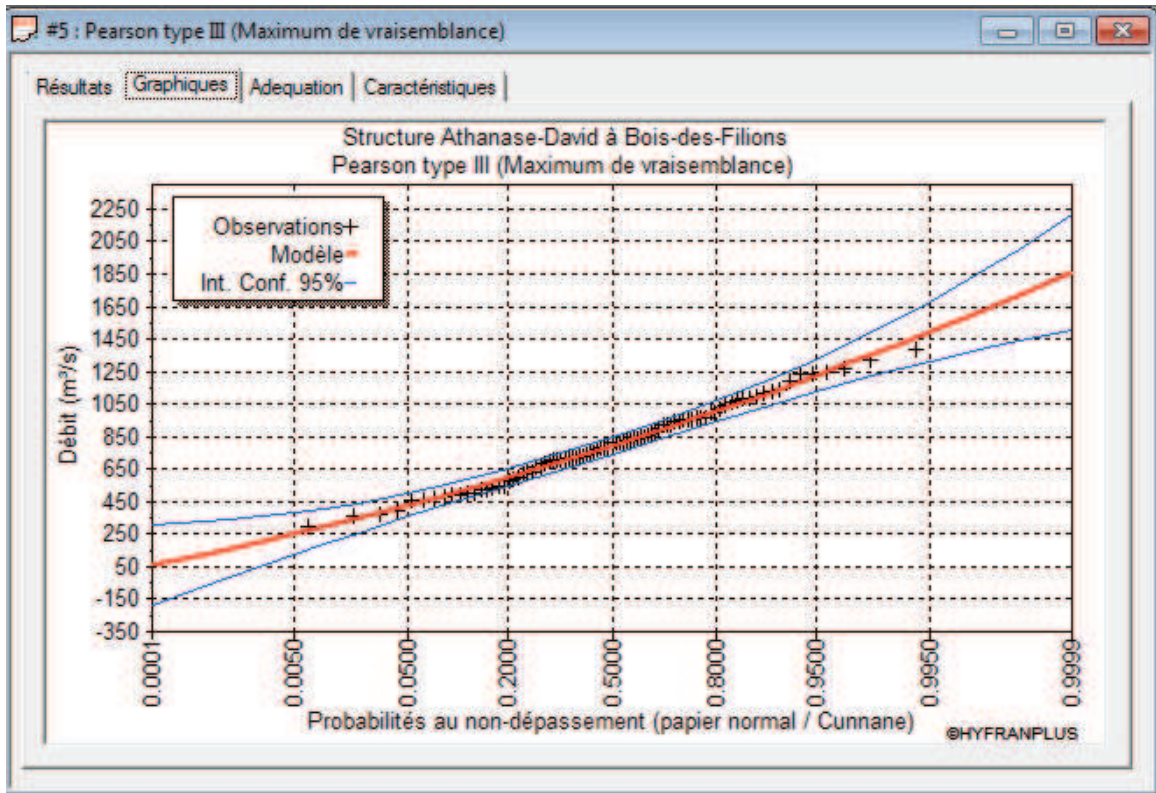


Figure B.4 Observations vs modèle Pearson type III (Obtenu de Hyfranplus)

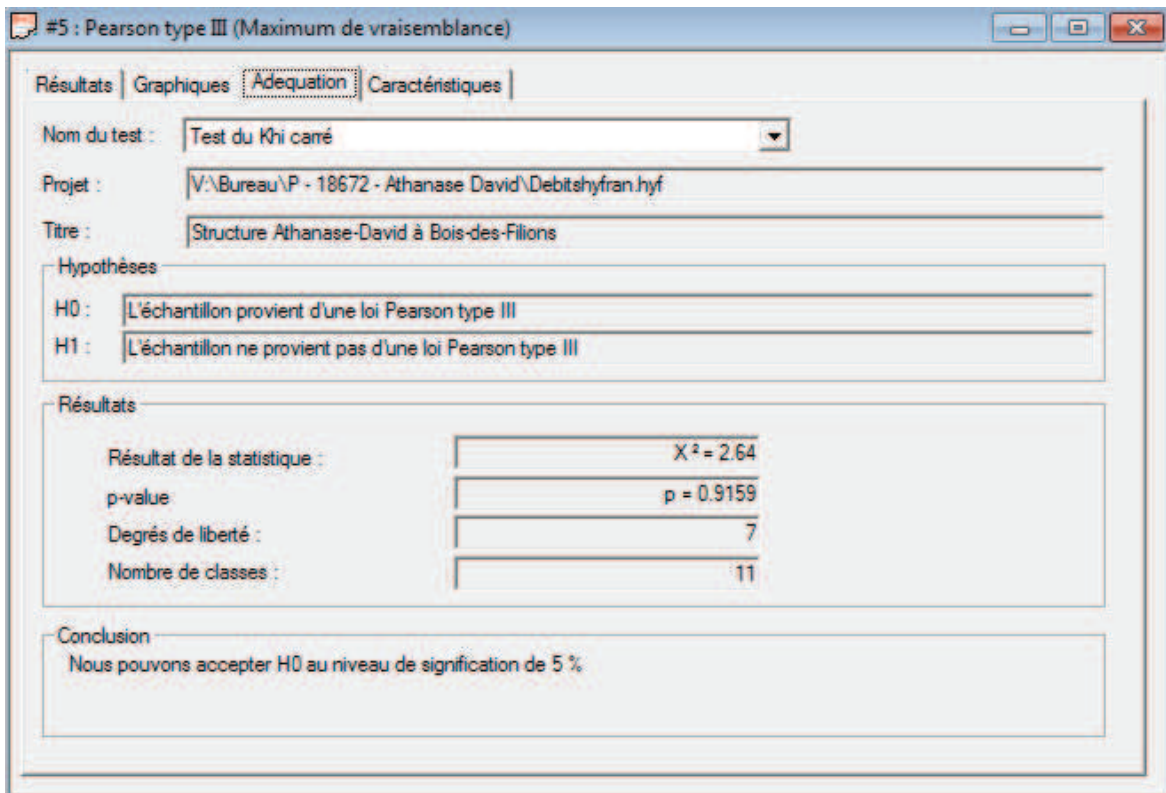


Figure B.5 Test du Khi carré (Obtenu de Hyfranplus)

A N N E X E C

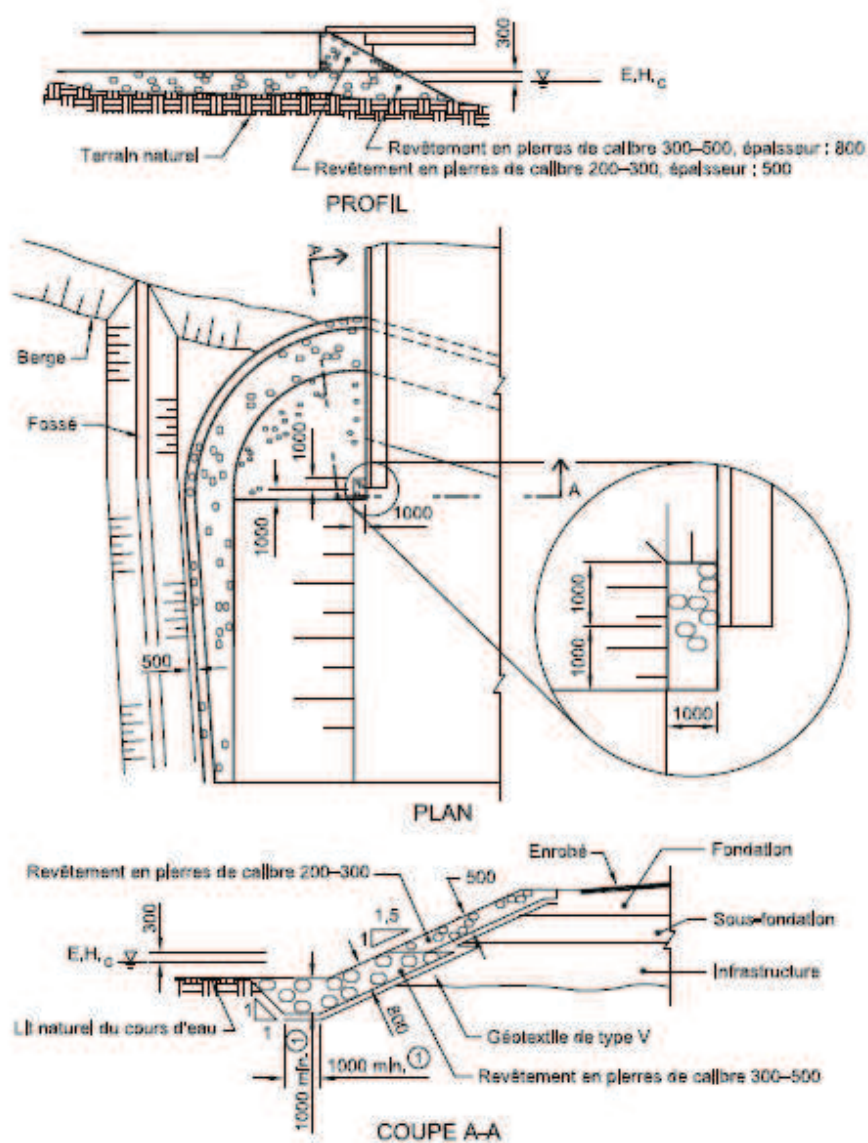
DESSIN NORMALISÉ N° 015
(2010-01-30)

Tome III-Ouvrages d'art, chapitre 2

« Approche d'un pont sur rivière »

NORME

APPROCHE D'UN PONT SUR RIVIÈRE



① Lorsque la profondeur d'affouillement prévue est supérieure à 1000 mm, ces dimensions doivent être augmentées.

Note :

- les cotes sont en millimètres.

MATÉRIAUX — NORMES APPLICABLES

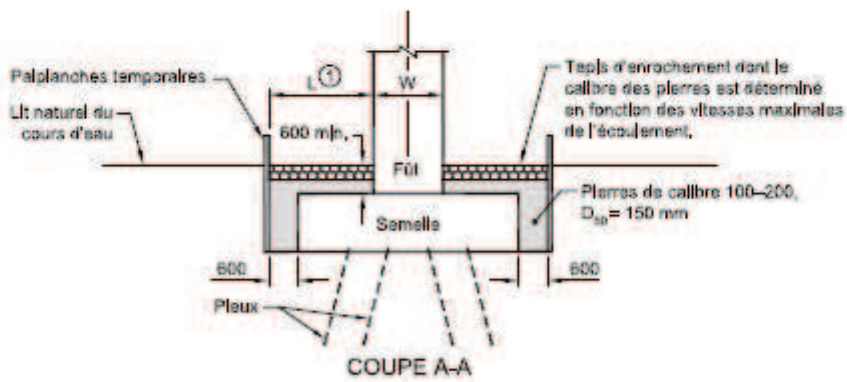
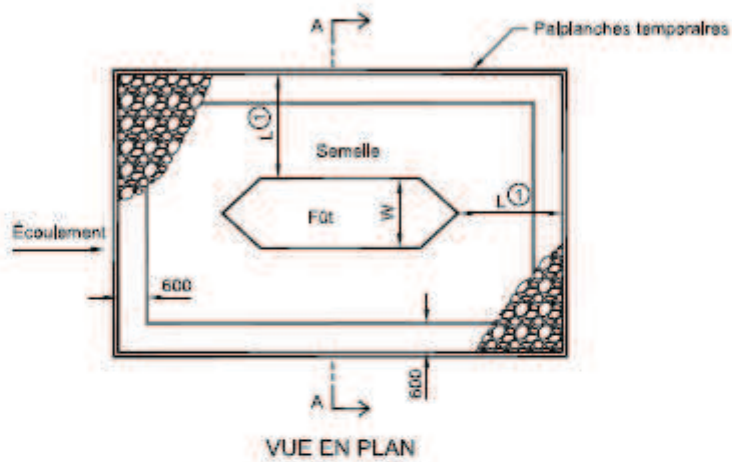
Géotextile	Tome VII, norme 13101
Pierres	Tome VII, norme 14501

A N N E X E D

Figure 2.1-8
(2010-01-30)

Tome III-Ouvrages d'art, chapitre 2, page 13

« Pile en rivière, protection du remplissage des
excavations pour une semelle sur sol ou sur pieux (avec
palplanches »



① $L \geq 1,5 W$

Note :

- les cotes sont en millimètres.

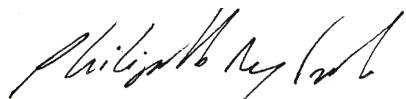
Figure 2.1-8
Pile en rivière, protection du remplissage des excavations pour une semelle sur sol
ou sur pieux (avec palplanches)

Contenu normal

AVIS TECHNIQUE

Pont sur la future autoroute 19
au-dessus de la rivière des Mille-Îles
Municipalité : Laval
Structure n° : P-18672

Préparé par :



2015-05-06

Philippe-Hubert Roy-Gosselin, ing. M. Sc.
N° OIQ : 5 016 295
Module hydraulique
Service de la conception

Le 6 mai 2015

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	3
2. LES SOLUTIONS ÉTUDIÉES	3
3. HYDROLOGIE	6
3.1 Débit retenu pour le calcul des impacts hydrauliques, des structures temporaires	6
3.2 Débit retenu pour le calcul de l'étiage	7
4. IMPACTS HYDRAULIQUES DES SOLUTIONS ÉTUDIÉES	8
4.1 Jetée rejoignant les piles 6, 7 et 8	8
4.2 Jetée rejoignant les piles 2 et 3 et batardeaux aux piles 4 et 5	9
4.3 Jetée rejoignant les piles 5, 6, 7 et 8 avec six ponceaux de 7 mètres d'ouverture	10
4.4 Jetée rejoignant les piles 2, 3 et 4 avec quatre ponceaux de 7 mètres d'ouverture	11
4.5 Profondeur d'eau à la structure en étiage de récurrence 5 ans	12
5. DIMENSIONS DES PIERRES	12
6. CONCLUSION	14

1. INTRODUCTION

Le présent avis technique vient compléter l'étude hydraulique P-18672 transmise à la Direction des projets routiers stratégiques le 26 novembre 2014. La Direction des projets routiers stratégiques a demandé à notre Service d'évaluer les impacts hydrauliques d'éléments temporaires mis en place lors de la construction de la nouvelle structure. Cinq scénarios supplémentaires devaient ainsi être étudiés. De plus, la Direction des projets routiers stratégique désirait obtenir des informations hydrauliques supplémentaires concernant le comportement du cours d'eau en période d'étiage pour évaluer la possibilité d'utiliser des barges lors des travaux. Le présent avis technique répond donc à ces demandes. Cet avis est complémentaire à l'étude P-18672.

2. LES SOLUTIONS ÉTUDIÉES

Les premiers scénarios à évaluer consistaient à la mise en place de jetées sans batardeaux à leur embout. Ces jetées, avec des pentes maximales de 1V:1,5H parallèlement au cours d'eau et des pentes de 1V:3H perpendiculairement au cours d'eau ont été évaluées.

La première jetée étudiée part de la culée nord et va rejoindre trois piles (6, 7 et 8), ce qui provoque une obstruction de 33 % de la section d'écoulement. La figure 2.1 montre cet ouvrage temporaire et la bathymétrie locale de la rivière des Mille Îles.

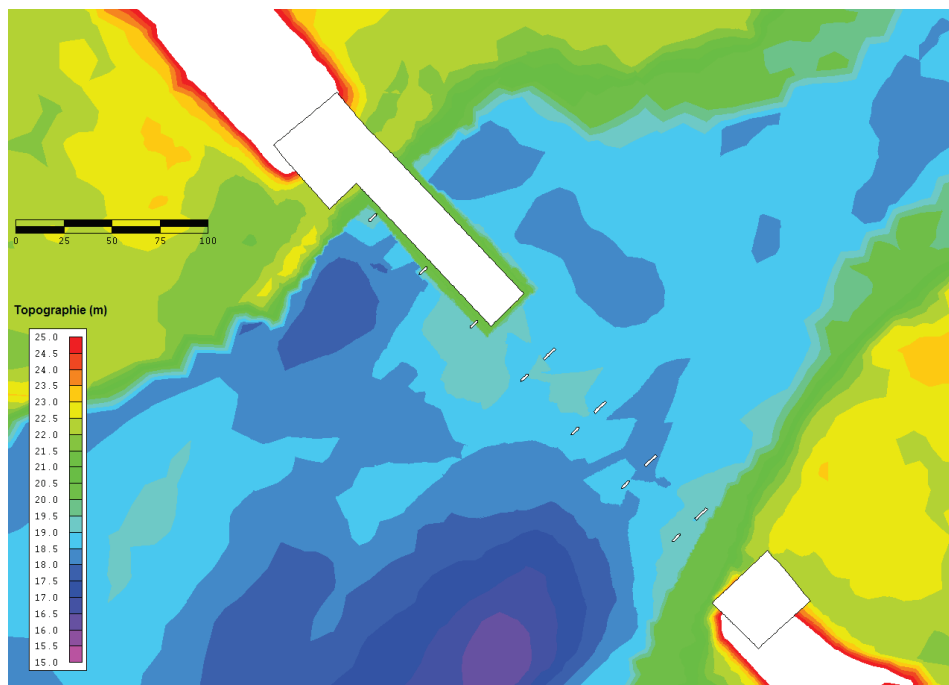


Figure 2.1 Jetée nord rejoignant les piles 6, 7 et 8

La seconde jetée étudiée part de la culée sud et va rejoindre deux piles (2 et 3). Dans cette simulation, en plus de cette jetée, des batardeaux sont placés autour des piles 4 et 5. L'obstruction totale du cours d'eau est de 33 %. La figure 2.2 montre ces ouvrages temporaires et la bathymétrie locale de la rivière des Mille Îles.

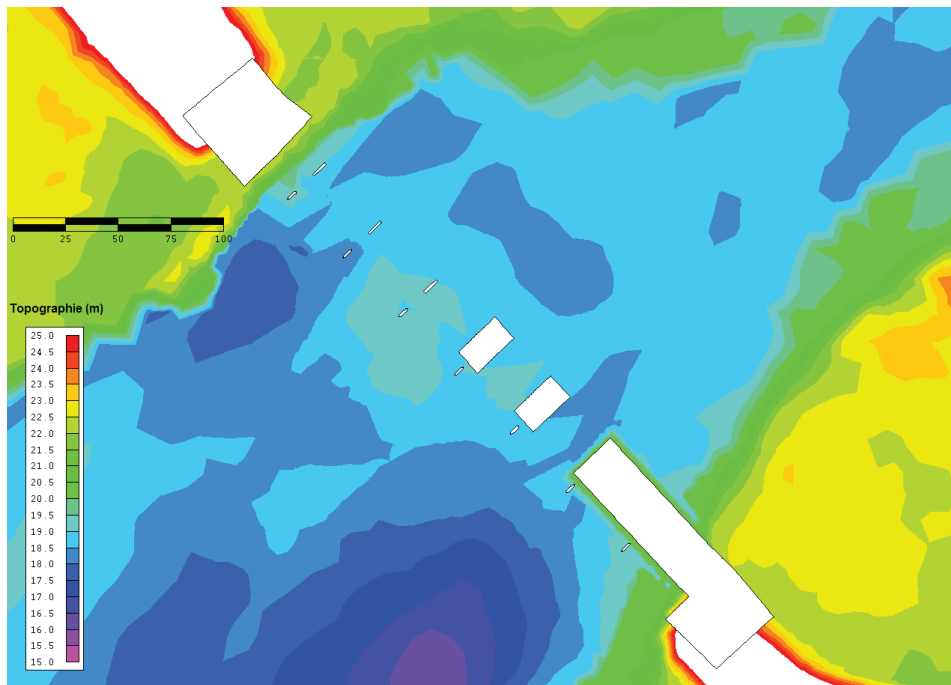


Figure 2.2 Jetée sud rejoignant les piles 2 et 3 et batardeaux aux piles 4 et 5

La troisième solution à évaluer est une jetée partant de la culée nord et allant rejoindre quatre piles (5, 6, 7 et 8). Pour cette jetée, des ponceaux d'au moins 7 mètres d'ouverture sont ajoutés dans la jetée pour limiter la perte de section d'écoulement. La couronne de ces ponceaux doit se situer à une élévation minimale de 22,15 m et l'ouverture d'un minimum de 7 mètres doit être maintenue entre l'élévation du lit naturel et l'élévation 21,85 m. En tout, six ponceaux sont prévus pour cette jetée, soit deux ponceaux entre les piles 5 et 6, deux ponceaux entre les piles 6 et 7 et deux ponceaux entre les piles 7 et 8. Ces ponceaux auront un écoulement à l'air libre et non en charge. Avec ces ponceaux, la jetée obstruera 33 % du cours d'eau. La figure 2.3 montre l'obstruction créée par cette jetée. Il est acceptable de remplacer ces ponceaux par toute structure ou aménagement offrant une aire d'écoulement libre égale ou supérieure à 120 m² sous l'élévation 21,85 m et dont la couronne ou le soffite sont situés minimalement à l'élévation 22,15 m.

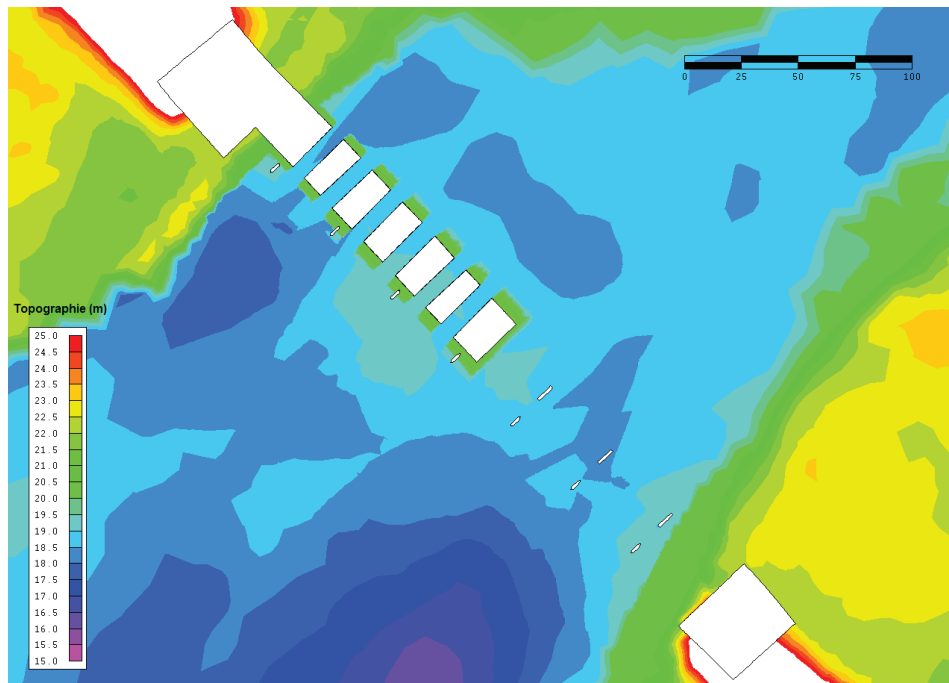


Figure 2.3 Jetée nord rejoignant les piles 5, 6, 7 et 8 avec six ponceaux de 7 mètres d'ouverture

Le quatrième cas est une jetée partant de la culée sud et allant rejoindre trois piles (2, 3 et 4). Pour cette jetée, des ponceaux d'au moins 7 mètres d'ouverture sont ajoutés dans la jetée pour limiter la perte de section d'écoulement. La couronne de ces ponceaux doit se situer à une élévation minimale de 22,15 m et l'ouverture d'un minimum de 7 mètres doit être maintenue entre l'élévation du lit naturel et l'élévation 21,85 m. En tout, quatre ponceaux sont prévus pour cette jetée, soit deux ponceaux entre les piles 2 et 3 et deux ponceaux entre les piles 3 et 4. Ces ponceaux auront un écoulement à l'air libre et non en charge. Avec ces ponceaux, la jetée obstruera 33 % du cours d'eau. La figure 2.4 montre l'obstruction créée par cette jetée. Il est acceptable de remplacer ces ponceaux par toute structure ou aménagement offrant une aire d'écoulement libre égale ou supérieure à 81,5 m² sous l'élévation 21,85 m et dont la couronne ou le soffite sont situés minimalement à l'élévation 22,15 m.

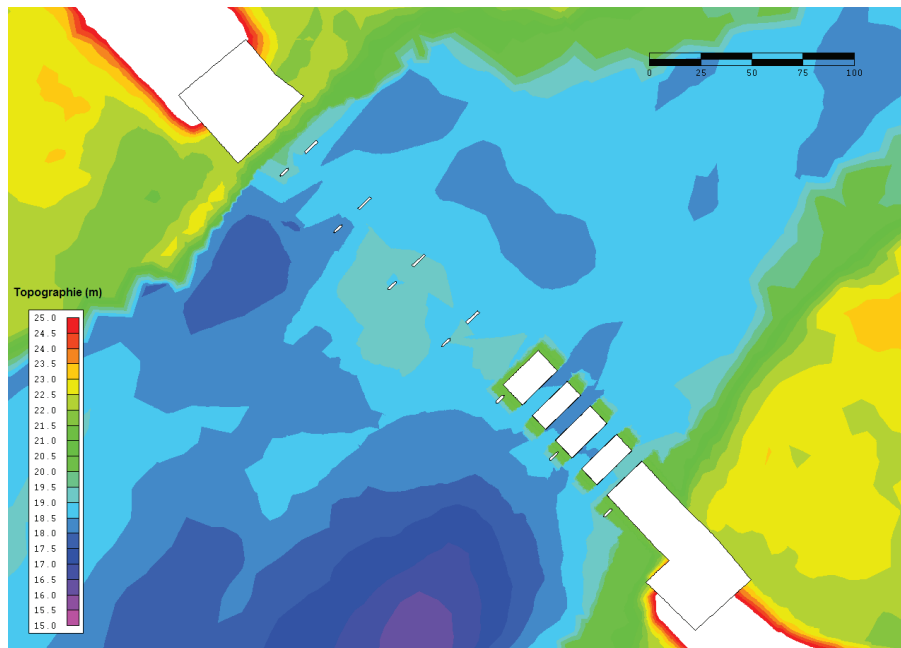


Figure 2.4 Jetée sud rejoignant les piles 2, 3 et 4 avec quatre ponceaux de 7 mètres d'ouverture

Finalement, une simulation a été réalisée en débit d'étiage estival pour déterminer le niveau des eaux et la possibilité ou non d'utiliser une barge. Cette simulation a été réalisée en présence de la jetée sud qui rejoint les piles 2 et 3 et des batardeaux autour des piles 4 et 5.

3. HYDROLOGIE

3.1 Débit retenu pour le calcul des impacts hydrauliques, des structures temporaires

Le débit pour le calcul des impacts hydrauliques des structures temporaires est le débit de récurrence 2 ans, présenté au chapitre 3 de l'étude hydraulique P-18672 pour le pont de la future autoroute 19 au-dessus de la rivière des Mille Îles. Ce débit est de 810 m³/s.

3.2 Débit retenu pour le calcul de l'étiage

La norme (*Tome III – Ouvrages d'art*, chapitre 2, tableau 2.1-2) prévoit que les structures de déviation généralement mises en place lors de travaux soient en mesure de répondre adéquatement lors d'événements hydrauliques dont la récurrence se produit aux 2 à 5 ans. Dans l'esprit de cette norme, notre Service a évalué les conditions hydrauliques au site à l'étude pour un faible débit d'étiage de récurrence 5 ans. Ce débit permettra donc de calculer le niveau d'eau minimum pouvant être atteint à la structure pour une récurrence statistique d'une occurrence aux 5 ans. Le niveau ainsi donné permettra de guider le choix de l'utilisation ou non d'une barge.

Il est commun dans le domaine des débits d'étiage de calculer les débits de récurrence sur une période de sept ou de dix jours consécutifs. Le présent calcul n'étant pas réalisé pour des raisons environnementales, mais bien pour des considérations techniques de détermination de niveaux d'eau minimums, notre Service a mené son évaluation pour des débits moyens journaliers et non pour des débits moyens sur de plus longues périodes.

L'analyse statistique des débits a été réalisée avec le logiciel *HyfranPlus*, développé par l'Institut national de la recherche scientifique (INRS). La loi statistique retenue pour le calcul est une loi de *Gumbel – Maximum de vraisemblance*. Les données employées pour le calcul proviennent de la station hydrométrique de jaugeage fédérale 02OA003, située au pont Athanase-David. Les données retenues pour l'évaluation du débit d'étiage sont les minimums annuels de 1986 à 2013, c'est-à-dire pour la période suivant la construction du barrage du Grand-Moulin en 1985. Les débits enregistrés depuis la construction du barrage sont plus faibles que ceux enregistrés avant sa construction. Il est donc plus sécuritaire pour l'évaluation des niveaux d'eau minimums d'employer les débits enregistrés depuis 1986.

Le tableau 3.1 donne les débits journaliers moyens minimum calculés pour différentes récurrences au droit de la structure.

Tableau 3.1 Débits journaliers moyens minimums pour différentes périodes de retour au droit du pont Athanase-David.

Récurrence (années)	Débit (m ³ /s)
2 (moyenne annuelle)	29,2
5 (conception)	16,8
10	13,6
25	11,9
50	11,4
100	11,1

4. IMPACTS HYDRAULIQUES DES SOLUTIONS ÉTUDIÉES

4.1 Jetée rejoignant les piles 6, 7 et 8

La jetée obstruant 33 % du cours d'eau et partant de la culée nord provoque un rehaussement du niveau de surface de 110 mm et fait passer les vitesses de 1,80 m/s à 2,85 m/s pour une crue de récurrence 2 ans. Il est important de rappeler que le débit de crue de récurrence 2 ans n'a jamais été dépassé entre le 15 juin et le 15 décembre depuis 1970, c'est-à-dire sur 45 ans de données collectées. Le niveau de surface pour ce scénario est présenté à la figure 4.1.

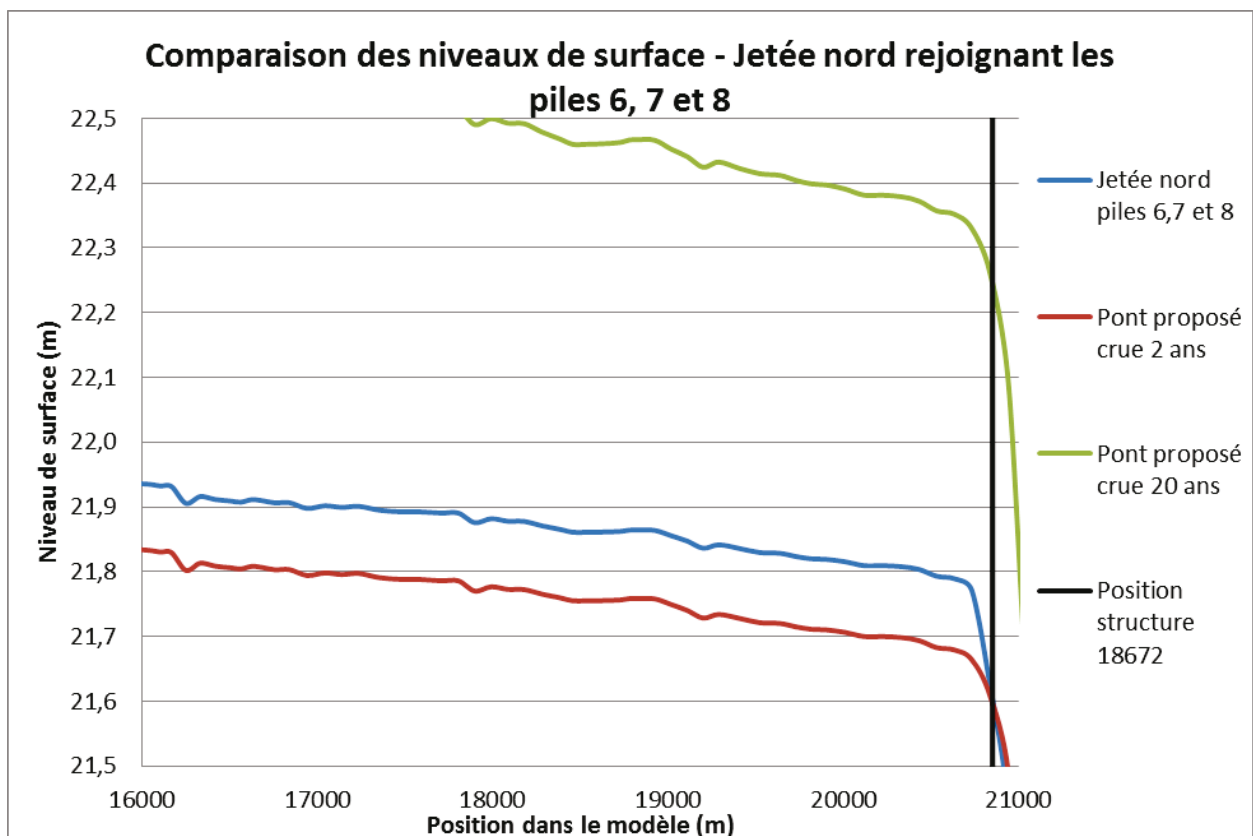


Figure 4.1 Niveau de surface pour une jetée rejoignant les piles 6, 7 et 8

Malgré le rehaussement de 110 mm, le niveau de surface reste néanmoins largement inférieur au niveau de surface pour la crue de récurrence 20 ans, employés pour l'élaboration des zones inondables. L'écart minimal entre le niveau de surface pour une crue de récurrence 2 ans avec la présence d'éléments temporaires et le niveau de surface pour une crue de récurrence 20 ans à l'amont de la structure P-18672 est de 565 mm. Il est important de rappeler que de tels éléments temporaires ne devront pas être présents dans la rivière de la période allant du 15 décembre au 15 juin.

4.2 Jetée rejoignant les piles 2 et 3 et batardeaux aux piles 4 et 5

La jetée partant de la culée sud et les batardeaux provoquent un rehaussement du niveau de surface de 111 mm et font passer les vitesses de 1,80 m/s à 3,00 m/s pour une crue de récurrence 2 ans. Le niveau de surface pour ce scénario est présenté à la figure 4.2.

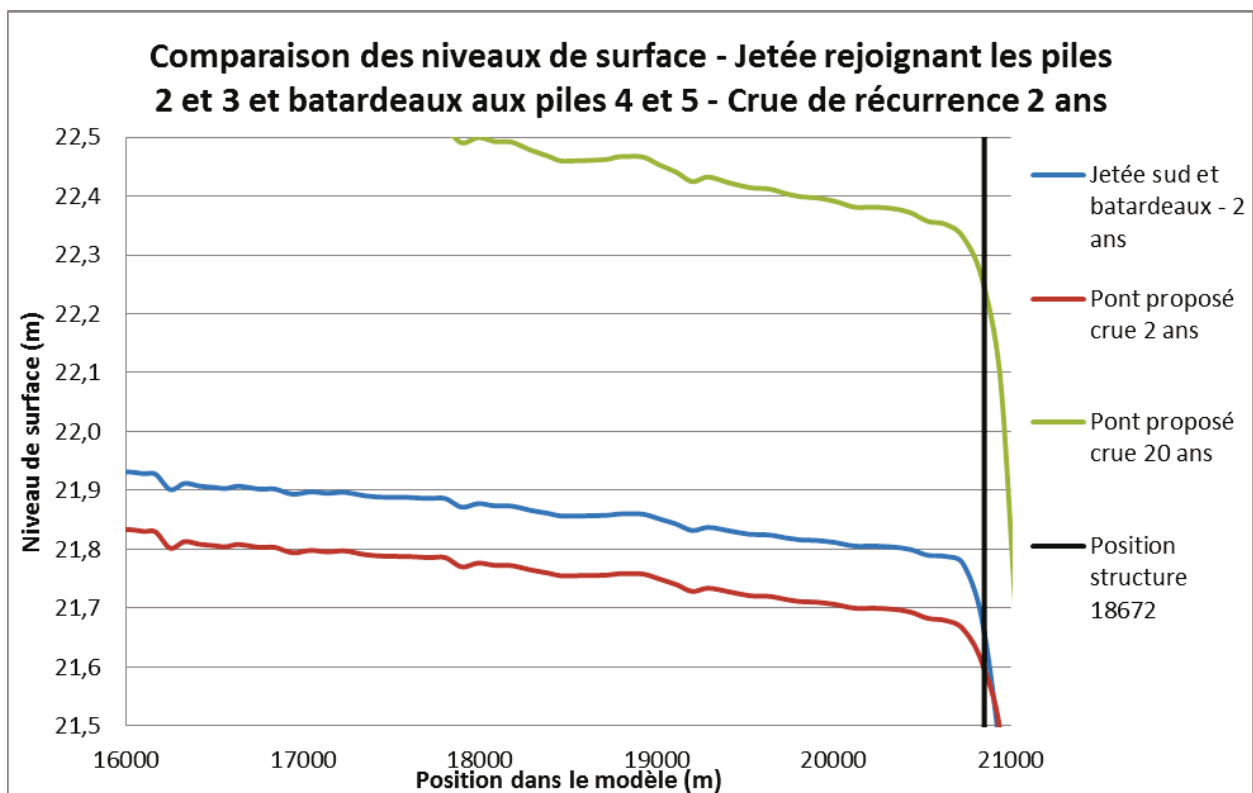


Figure 4.2 Niveau de surface pour une jetée rejoignant les piles 2 et 3 et des batardeaux aux piles 4 et 5

Malgré le rehaussement de 111 mm, le niveau de surface reste néanmoins largement inférieur au niveau de surface pour les crues de récurrence 20 ans, employés pour l'élaboration des zones inondables. L'écart minimal entre le niveau de surface pour une crue de récurrence 2 ans avec la présence d'éléments temporaires et le niveau de surface pour une crue de récurrence 20 ans à l'amont de la structure P-18672 est de 570 mm. Comme pour le scénario précédent les jetées et batardeaux ne devront pas être présents dans le lit de la rivière entre le 15 décembre et le 15 juin.

Pour les deux scénarios de crues estivales présentés précédemment, la profondeur d'eau au pont pourrait atteindre $\pm 3,20$ m.

4.3 Jetée rejoignant les piles 5, 6, 7 et 8 avec six ponceaux de 7 mètres d'ouverture

Cette jetée partant de la culée nord et sous laquelle des ponceaux sont installés provoque un rehaussement du niveau de surface de 115 mm et fait passer les vitesses de 1,80 m/s à 3,00 m/s pour une crue de récurrence 2 ans. Le niveau de surface pour ce scénario est présenté à la figure 4.3.

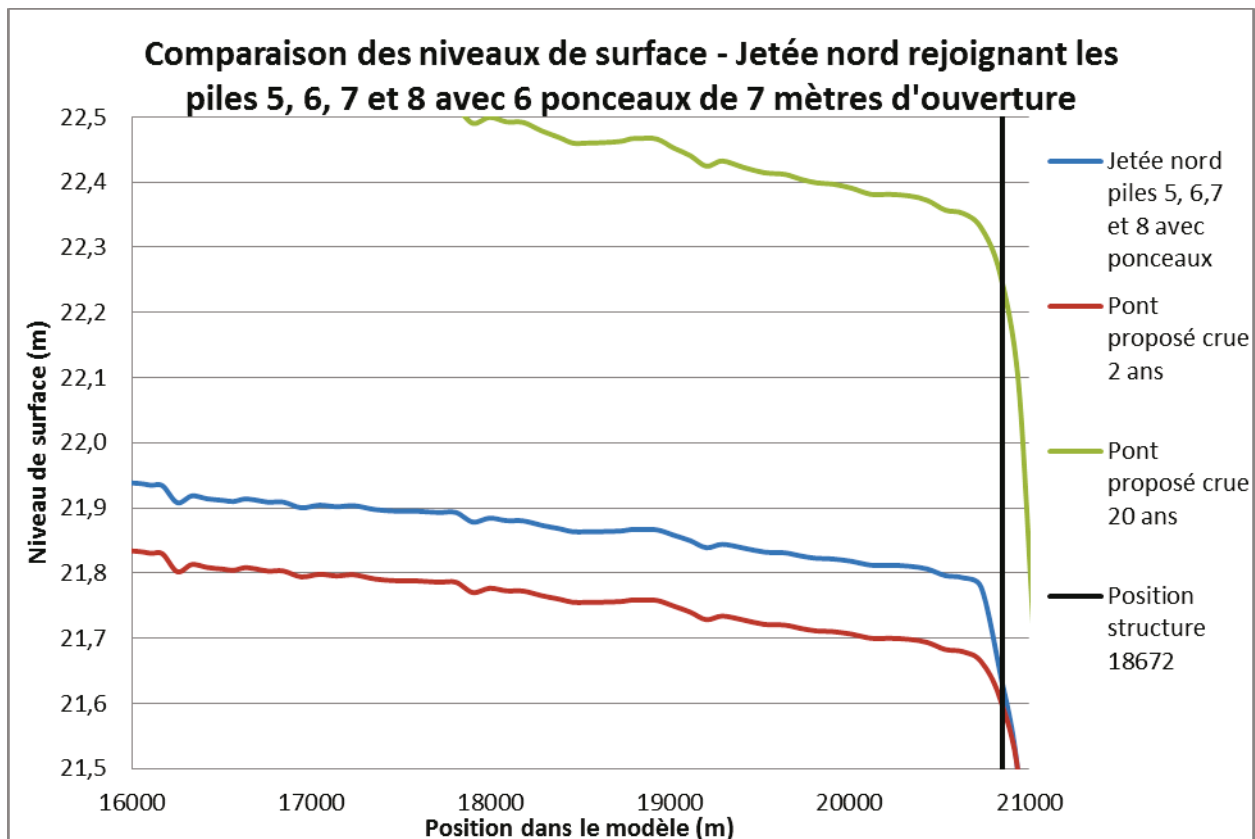


Figure 4.3 Niveau de surface pour une jetée rejoignant les piles 5, 6, 7 et 8 avec six ponceaux de 7 mètres

Malgré le rehaussement de 115 mm, le niveau de surface reste néanmoins largement inférieur au niveau de surface pour la crue de récurrence 20 ans, employés pour l'élaboration des zones inondables. L'écart minimal entre le niveau de surface pour une crue de récurrence 2 ans avec la présence d'éléments temporaires et le niveau de surface pour une crue de récurrence 20 ans à l'amont de la structure P-18672 est de 560 mm. Comme mentionné dans les scénarios précédents, les éléments temporaires ne devront pas être présents dans la rivière de la période allant du 15 décembre au 15 juin.

4.4 Jetée rejoignant les piles 2, 3 et 4 avec quatre ponceaux de 7 mètres d'ouverture

Cette jetée partant de la culée sud et sous laquelle des ponceaux sont installés provoque un rehaussement du niveau de surface de 110 mm et fait passer les vitesses de 1,80 m/s à 2,80 m/s pour une crue de récurrence 2 ans. Le niveau de surface pour ce scénario est présenté à la figure 4.4.

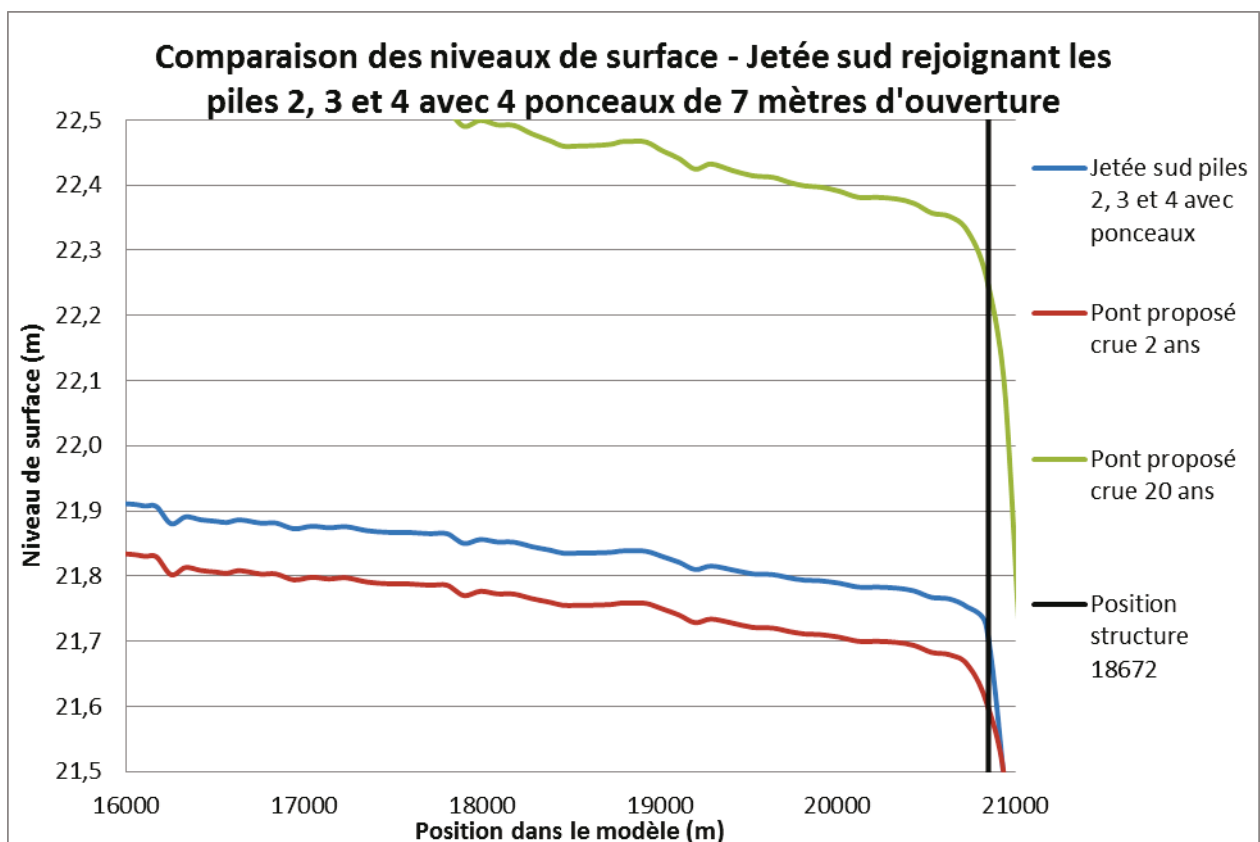


Figure 4.4 Niveau de surface pour une jetée rejoignant les pile 2, 3 et 4 avec quatre ponceaux de 7 mètres

Malgré le rehaussement de 110 mm, le niveau de surface reste néanmoins largement inférieur au niveau de surface pour la crue de récurrence 20 ans, employés pour l'élaboration des zones inondables. L'écart minimal entre le niveau de surface pour une crue de récurrence 2 ans avec la présence d'éléments temporaires et le niveau de surface pour une crue de récurrence 20 ans à l'amont de la structure P-18672 est de 565 mm. Comme mentionné dans les scénarios précédents, les éléments temporaires ne devront pas être présents dans la rivière de la période allant du 15 décembre au 15 juin.

4.5 Profondeur d'eau à la structure en étiage de récurrence 5 ans

La simulation en présence de la jetée sud et des batardeaux présentés à la section 4.2 avec le débit d'étiage d'une période de retour de 5 ans a permis d'évaluer les profondeurs d'eau maximales qui subsisteront au pont Athanase-David. Pour un étiage de récurrence 5 ans, la profondeur d'eau à la structure sera de $\pm 0,75$ m entre les piles 3 et 4 et de $\pm 0,20$ m entre les piles 4 et 5. Ce sont ces profondeurs qui devront être retenues pour évaluer la possibilité ou non d'utiliser une barge pour effectuer les travaux.

5. DIMENSIONS DES PIERRES

La protection flexible des jetées doit être constituée d'un revêtement de pierres ayant un D_{50} , un calibre et une épaisseur comme que spécifiés au tableau 5.1. Cette protection devrait résister adéquatement aux vitesses calculées de lors du passage de crues 2 ans lorsque les ouvrages temporaires seront présents. La protection devra être installée jusqu'à la cote de 23,00 m ou jusqu'au sommet de la berge.

Tableau 5.1 Dimensions de la protection flexible sur les embouts des jetées selon les ouvrages temporaires mis en place durant la construction.

Ouvrage temporaire	Vitesse modulée** (m/s)	Dimensions de la protection (mm)		
		D50	Calibre	Épaisseur
Jetée nord aux piles 6, 7 et 8*	4,20	600	500 - 800	1 300
Jetée sud aux piles 2 et 3 et batardeaux aux piles 4 et 5*	4,50	700	600 – 1 000	1 600
Jetée nord aux piles 5, 6, 7 et 8 avec ponceaux*	4,50	700	600 – 1 000	1 600
Jetée sud aux piles 2, 3 et 4 avec ponceaux*	4,20	600	500 - 800	1 300
Mise en service	3,30	400	300 - 500	800

* La protection des 15 premiers mètres à partir de l'embout en rivière des jetées doit avoir les dimensions présentées au tableau 5.1. Le reste de la jetée peut être protégée par une protection flexible ayant les dimensions proposées pour la structure mise en service.

** Vitesses pondérées d'un facteur 1,5 pour tenir compte des vortex au pied des jetées, qui ne sont pas pris en compte par l'intégration des vitesses sur la verticale.

Les pierres utilisées pour le revêtement doivent satisfaire la norme 14501 du Ministère. Elles doivent notamment être des pierres de carrière provenant du dynamitage ou des pierres d'une sablière provenant du concassage. Elles doivent également être massives et présenter des arêtes vives. Une membrane géotextile ou une couche filtre pourrait être nécessaire sous l'enrochement afin de prévenir la perte des sédiments fins.

La mise en place doit être conforme à l'article 15.2.5.6 du *Cahier des charges et devis généraux*. Les pierres doivent être placées avec soin, enchâssées et serrées solidement les unes contre les autres parallèlement à l'écoulement selon une pente de 1V:1,5H. Perpendiculairement à l'écoulement, cette pente ne doit pas excéder 1V:3,0H. Le revêtement doit être le plus lisse possible pour résister aux glaces.

6. CONCLUSION

Le présent avis technique fournit les impacts hydrauliques de différentes solutions temporaires et les conditions hydrauliques en étiage au droit du futur pont de l'autoroute 19.

La jetée qui rejoint les piles 6, 7 et 8 et qui obstrue 33 % du cours d'eau provoque un rehaussement du niveau de surface de 110 mm et une augmentation des vitesses, qui passent de 1,80 m/s à 2,85 m/s.

La jetée qui rejoint les piles 2 et 3 et les batardeaux aux piles 4 et 5, qui obstruent ensemble 33 % du cours d'eau, provoquent un rehaussement du niveau de surface de 111 mm et une augmentation des vitesses, qui passent de 1,80 m/s à 3,00 m/s. Ces éléments temporaires ont aussi été simulés en présence d'un débit d'étiage d'une période de retour de 5 ans. Cela a permis d'établir une profondeur d'eau en étiage de récurrence 5 ans variant de 0,20 m à 0,75 m entre les piles 3, 4 et 5 pour une récurrence de 5 ans.

La jetée qui rejoint les piles 5, 6, 7 et 8 sous laquelle sont placés six ponceaux ayant une ouverture minimale de 7 mètres et qui obstrue 33 % du cours d'eau provoque un rehaussement du niveau de surface de 115 mm et fait passer les vitesses d'écoulement de 1,80 m/s à 3,00 m/s.

Finalement, la jetée qui rejoint les piles 2, 3, et 4 sous laquelle sont placés quatre ponceaux ayant une ouverture minimale de 7 mètres et qui obstrue 33 % du cours d'eau provoque un rehaussement du niveau de surface de 110 mm et fait passer les vitesses d'écoulement de 1,80 m/s à 2,80 m/s.

Il est important de rappeler qu'aucun ouvrage temporaire, jetée ou batardeau, ne devra se trouver dans la rivière entre le 15 décembre et le 15 juin.

L'aménagement des protections flexibles aux jetées doit être réalisé selon les recommandations formulées à la section 5.

Il est à souligner que les conclusions et recommandations élaborées dans le cadre de cet avis technique ne sont valides que pour la structure P-18672 et ne pourront être utilisées pour d'autres sites, même contigus, sans avoir fait l'objet d'une étude complémentaire.

PHRG/phrg/mcf