

DIRECTION GÉNÉRALE DES STRUCTURES

AVIS TECHNIQUE À CARACTÈRE HYDRAULIQUE

Pont-tunnel Louis-Hippolyte-La Fontaine
Sous le fleuve Saint-Laurent
Municipalité : Montréal
Structure n^o : P-01538C

Préparé
par :

Philippe-H. Roy-Gosselin, ing., M. Sc.
N^o membre OIQ : 5 016 295
Direction de l'hydraulique

Vérifié
par :

Christian Poirier, ing., M. Sc.
N^o membre OIQ : 45 257
Direction de l'hydraulique

Le 19 mars 2018

TABLE DES MATIÈRES

1.	Introduction	3
2.	Hydrologie	4
2.1	Débits calculés par le mandataire de l'étude hydraulique	4
2.2	Débits calculés par notre Direction	5
3.	Évaluation hydraulique du site	6
3.1	Résultats présentés dans le rapport hydraulique de Genivar	6
3.2	Modèle utilisé par notre Direction	6
3.3	Calibration du modèle sur les stations de jaugeage	7
4.	Dimensionnement de l'empierrement à poser sur le tunnel	9
4.1	Historique des empierrements	9
4.2	Dimensionnement selon les vitesses d'écoulement	10
4.3	Dimensionnement selon les jets d'hélices et les déplacements de navires	11
4.3.1	Intrants, équations et modèles utilisés	11
4.3.2	Hypothèses posées	12
4.3.3	Représentation des impacts induits par le déplacement d'un navire	13
4.3.4	Exemple de l'OOCL Montreal	14
4.3.5	Exemple du Genoa Express	16
4.3.6	Exemple du Sparto	19
4.4	Constats	21
5.	Solutions proposées	23
5.1	Protection flexible en empierrement	23
5.1.1	Calibre suggéré	23
5.1.2	Épaisseur de la couche	24
5.1.3	Impact hydraulique	24
5.1.4	Normes et pratiques à respecter pour la pierre	25
5.2	Protection en tapis de blocs de béton articulés	26
5.3	Limitation de la vitesse de déplacement des navires au-dessus du tunnel	27
6.	Évaluation du risque d'avoir un panache de sédiments	27
7.	Conclusion	30

1. INTRODUCTION

Le présent rapport fait suite à une demande d'étude hydraulique, en date du 15 janvier 2015, de monsieur Ludovic Chagnon, ing., de la Direction des projets et de l'exploitation du réseau, concernant la structure P-01538C. Ce tunnel (type 94), permet le franchissement du fleuve Saint-Laurent par l'autoroute 25, entre les municipalités de Longueuil et de Montréal. La demande d'étude hydraulique portait sur l'étude du risque qu'un panache de sédiments se forme, résultant de la mise en place d'un nouvel empierrement sur le tunnel.

Par la suite, dans un courriel envoyé le 10 avril 2015, la demande a été élargie pour inclure un dimensionnement de la pierre nécessaire sur le tunnel. Une étude hydraulique a déjà été réalisée pour l'ajout de l'enrochement stabilisateur. Cette étude a été livrée par Genivar en novembre 2012. Cette étude mentionnait cependant que l'impact des courants et jets dus aux navires n'avait pas été considéré. Ce présent avis technique vient donc compléter l'étude de Genivar en considérant l'impact des courants et jets dus aux navires.

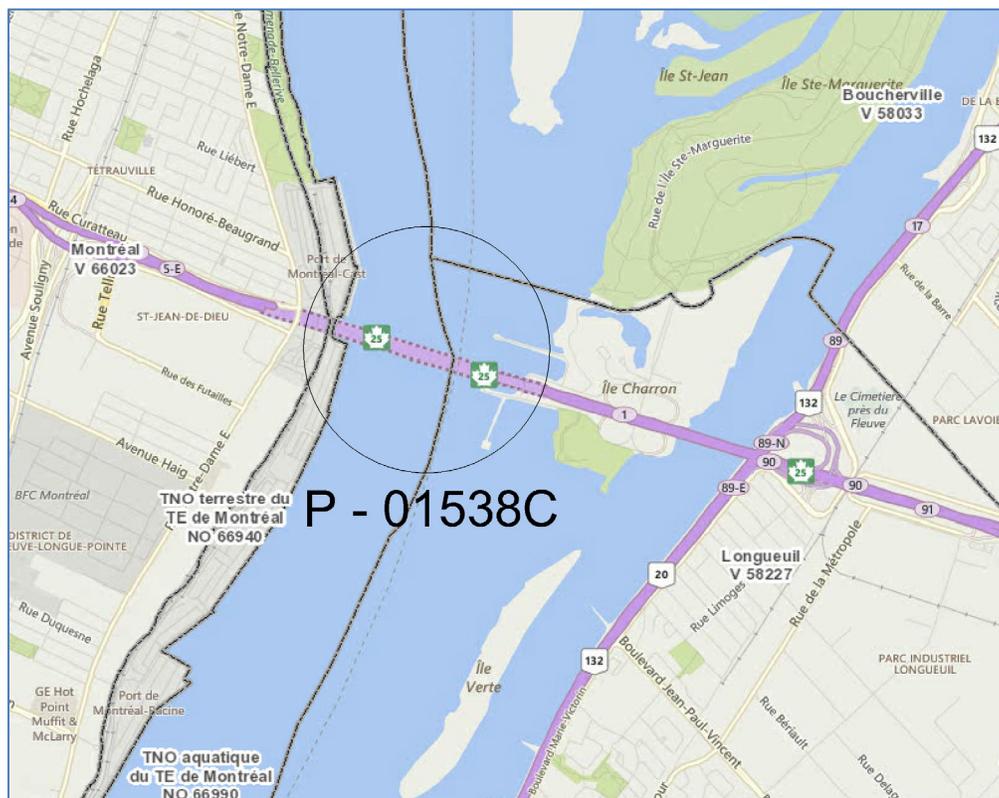


Figure 1.1 Plan de localisation

2. HYDROLOGIE

L'étude réalisée par Genivar respecte les bonnes pratiques dans l'évaluation des débits de crue et elle a bien pris en compte l'hydrologie complexe de l'archipel des îles de Montréal. Notre Direction a tout de même procédé à quelques calculs de vérification à l'aide des données de débit disponibles sur HYDAT à la station LaSalle. Ces données sont publiées par Environnement Canada. Les vérifications visent à s'assurer que les débits de récurrence restent sensiblement les mêmes à la suite de la publication de nouvelles données depuis la réalisation de l'étude de novembre 2012 et à mettre à jour si nécessaire les débits de récurrences de l'étude de 2012.

2.1 Débits calculés par le mandataire de l'étude hydraulique

Le tableau qui suit donne les débits tirés de l'étude hydraulique de Genivar.¹

Tableau 2.1 Débits calculés par Genivar.

Description du débit	Débit m ³ /s	Justification
Étiage	5 900	Profondeur d'eau minimale
Médian	8 725	Condition d'écoulement fréquente
2 ans	11 560	
20 ans	13 470	Étude d'impact
100 ans	14 125	

Le débit en étiage permet le calcul du niveau d'eau minimum dans le chenal de navigation. Cela est important puisque l'Administration portuaire de Montréal voudrait maintenir une profondeur minimale de 11,6 m en tout temps dans le chenal de navigation. Le débit médian est calculé pour donner un aperçu des conditions d'écoulement qui prévaudront fréquemment dans le chenal. Finalement, les débits de crue 2 à 100 ans sont utilisés pour mesurer l'impact des modifications au lit du cours d'eau sur les vitesses d'écoulement et sur les niveaux de surface.

¹ Pelletier P., Dupuis, P. 2012. Pont-Tunnel Louis-Hippolyte-La Fontaine – Ajout d'enrochement stabilisateur – Étude hydraulique. Projet GENIVAR 111-13508-08. Page 4.

2.2 Débits calculés par notre Direction

Notre Direction a retenu les débits recueillis depuis 1960 à la station 02OA016 à LaSalle pour évaluer les différents débits de récurrence. Les changements dans la gestion des débits et dans les enregistreurs en place suggèrent de ne pas considérer les débits antérieurs. Étant donné la gestion différente des glaces depuis le tournant des années 1970, le débit minimum a quant à lui été évalué à partir de ce moment et non des années antérieures.

Le logiciel HYFRAN-PLUS de l'INRS a été utilisé pour effectuer les analyses statistiques sur les débits. La loi retenue est la loi Gamma.

Les débits de crue et les débits d'étiage ont été calculés. Les débits de crue ont été évalués à partir des débits journaliers maximums de chaque année. Les débits d'étiage ont été évalués à partir des débits d'étiage maintenus sur sept jours consécutifs les plus faibles de chaque année. Le débit minimum mesuré est le minimum quotidien enregistré.

Les débits évalués par notre Direction sont présentés au tableau suivant.

Tableau 2.2 Débits calculés à la station 02OA016 à LaSalle, en amont du site à l'étude.

Récurrence	Q (m ³ /s)
Débit minimum mesuré	5 540
Étiage Q100ans-7jours	5 940
Étiage Q10ans-7jours	6 470
Étiage Q2ans-7jours	7 160
Médian	8 380
Moyen	8 492
Crue 2 ans	11 240
Crue 5 ans	12 390
Crue 10 ans	13 030
Crue 20 ans	13 570
Crue 25 ans	13 730
Crue 50 ans	14 190
Crue 100 ans	14 620

Les débits calculés sont très semblables aux débits présentés dans l'étude de Genivar. Les ordres de grandeur sont les mêmes. L'écart le plus important se situe entre le débit minimum observé et le débit minimum de Genivar et il n'est que de 6 %. Pour les crues de 2 à 100 ans, l'écart oscille plutôt entre 2 et 4 %. Selon ces constats, les conclusions de l'étude de Genivar restent valides.

Pour les calculs hydrauliques supplémentaires réalisés par notre Direction, les débits calculés par notre Direction sont ceux qui seront utilisés.

3. ÉVALUATION HYDRAULIQUE DU SITE

La modélisation hydraulique du site pour l'étude de Genivar a été réalisée par Environnement Canada et son modèle numérique 2D des écoulements du fleuve. Genivar a effectué l'analyse et le post-traitement des résultats. Notre Direction a procédé à quelques simulations à l'aide des intrants bathymétriques fournis par Environnement Canada. La construction d'un nouveau modèle et les simulations de notre Direction ont été réalisées pour tester de nouveaux scénarios de protection à mettre en place et dans l'éventualité de la nécessité de simuler le transport de sédiments dans cette portion du Saint-Laurent. Une comparaison avec les résultats présentés dans l'étude de Genivar a aussi été réalisée.

3.1 Résultats présentés dans le rapport hydraulique de Genivar

Genivar et Environnement Canada ont travaillé sur des simulations en conditions actuelles et en conditions futures (une fois l'empierrement réparé). Les simulations ont démontré qu'il n'y avait pas d'impact significatif, les vitesses variant de moins que 0,005 m/s et les niveaux d'eau de moins de 1 mm. Le tableau qui suit donne les vitesses présentées dans le rapport de Genivar.

Tableau 3.1 Vitesses d'écoulement estimées dans le rapport de Genivar vis-à-vis le tunnel LHL et niveaux d'eau estimés à l'amont.

Description du débit	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Niveau de surface à l'amont (m)
Étiage	5 900	0,80 à 1,20	4,680
Médian	8 725	0,80 à 1,30	6,075
Crue 2 ans	11 560	0,85 à 1,40	7,690
Crue 20 ans	13 470	0,85 à 1,35	8,530
Crue 100 ans	14 125	0,90 à 1,40	9,325

La vitesse maximale, plus faible pour la crue 20 ans que pour la crue 2 ans, semble contre-intuitive. Cependant, l'écart est minime et pourrait simplement résulter d'une manipulation de chiffres significatifs.

3.2 Modèle utilisé par notre Direction

Il y a plusieurs îles et chenaux à proximité du tunnel. Plusieurs jetées ainsi que des infrastructures portuaires entravent l'écoulement dans le secteur. Ces facteurs favorisent grandement le développement de courants secondaires.

Dans de telles conditions, les modèles numériques 1D tels HEC-RAS s'avèrent insuffisants pour bien évaluer le partage des débits entre les différents chenaux. Ils sont aussi limités pour évaluer les impacts hydrauliques des travaux tels les augmentations de vitesse et les variations niveaux d'eau. Notre Direction a donc décidé d'employer un modèle numérique 2D pour les calculs.

Le modèle numérique retenu est H2D2, développé par l'Institut national de la recherche scientifique du Québec (INRS). La version du modèle utilisée est la 14.04.a3. Le pré-post processeur utilisé avec le modèle pour la construction du modèle numérique de terrain (MNT) et pour le traitement des résultats est le logiciel Modeleur version 1.8, aussi développé par l'INRS.

Contrairement aux modèles 1D qui ne donnent que la vitesse moyenne uniforme sur une section du cours d'eau, un modèle 2D a l'avantage de distribuer des valeurs de vitesse sur toute la largeur de la section et donc de mieux identifier les mises en vitesse autour des obstacles situés dans le cours d'eau.

Les données bathymétriques utilisées dans ce modèle ont été obtenues d'Environnement Canada le 11 janvier 2016². À ces données se sont ajoutées des données provenant d'un relevé bathymétrique réalisé au printemps 2015³ sur le tunnel.

Le maillage final possède 94 000 éléments. Le maillage a été calibré en effectuant des simulations à 120 000 éléments pour voir si un raffinement supplémentaire faisait varier les résultats de manière significative. Aucune différence significative n'a été remarquée entre les résultats à 94 000 et ceux à 120 000 éléments, ce qui confirme qu'il y a suffisamment d'éléments dans le modèle. Au droit du tunnel, les éléments ont une largeur moyenne de 5 m, ce qui donne environ 150 à 160 éléments de calcul sur la largeur du fleuve au droit du tunnel.

3.3 Calibration du modèle sur les stations de jaugeage

Plusieurs stations de mesure des niveaux de surface parsèment la zone couverte par le modèle numérique. Ces stations ont été en opération durant plusieurs années pour lesquelles la station de mesure des débits à LaSalle était aussi en opération. Il est donc possible de simuler plusieurs événements de crue pour lesquels les niveaux de surface sont connus en plusieurs points et pour lesquels les débits sont disponibles. Un modèle capable de reproduire une multitude d'événements avec la précision souhaitée est considéré comme bien calibré et robuste et il peut servir par la suite à simuler des événements supplémentaires.

² Req_Oli_20160111_demandeMTQ.7z

³ BA-8507-154-10-1174_Civil3D.dwg

Pour la calibration, sept débits dont les niveaux moyens sont connus aux stations 02OA050 à l'aval, 02OA049 près du tunnel et 02OA047 à l'amont du modèle ont été simulés. Ces débits ont été sélectionnés en fonction de leur similarité avec les débits de récurrence.

Les conditions limites retenues sont un niveau fixé à l'aval et un débit fixé à l'amont. La calibration est effectuée en mode stationnaire, c'est-à-dire avec des conditions limites fixes et constantes.

Les résultats sont présentés au tableau de la page suivante.

Tableau 3.2 Résultats de la calibration du modèle.

Simulation de calibration	Récurrence approximative (années)	Débit	Amont	Centre	Aval	Vitesse au tunnel (m/s)
		02OA016 (m ³ /s)	02OA047 (Écart (m))	02OA049 (Écart (m))	02OA050 (Écart (m))	
QJ1	2 à 5	11 900	0,018	0,023	0,005	1,30
QJ2	10	12 900	0,024	0,017	0,000	1,35
QJ3	20	13 400	0,025	0,038	0,004	1,35
QJ4	50	14 000	0,030	0,039	0,002	1,35
QJ5	100	14 500	0,003	0,033	0,002	1,35
QJ6	Étiage 2ans-7j	6 940	0,080	0,015	0,005	1,15
QJ7	Médian	8 380	0,098	0,017	0,002	1,25

Les écarts à proximité du tunnel entre le modèle et les mesures à la station hydrométrique sont de moins de 5 cm pour toutes les simulations. À l'amont du modèle, les écarts sont inférieurs à 10 cm. Les écarts à l'aval sont moins intéressants à évaluer, car le niveau aval du modèle, situé très proche de la station 02OA050, est dicté en condition limite.

Avec ces résultats, la calibration est jugée robuste et le modèle peut être utilisé pour effectuer d'autres simulations avec une bonne confiance dans les résultats. De plus, la simulation donne des résultats très similaires à ceux calculés par Genivar, ce qui assure que malgré la mise à jour des données bathymétriques, les conclusions de l'étude de Genivar restent valides.

4. DIMENSIONNEMENT DE L'EMPIERREMENT À POSER SUR LE TUNNEL

L'empierrement de protection du tunnel sert aussi à lester le tunnel pour le maintenir adéquatement en place. Il est donc important de le maintenir adéquatement rechargé. Cet empierrement, en plus d'être sujet aux vitesses d'écoulement naturelles, subit les contraintes causées par le déplacement des navires. Les navires induisent des vitesses importantes au fond par le jet de leurs hélices. Le simple déplacement d'eau entourant le déplacement des navires peut aussi entraîner d'importants courants secondaires. Le dimensionnement de la pierre requise pour résister adéquatement à ces efforts a donc été réalisé dans le cadre de ce rapport.

Étant donné les conditions difficiles auxquelles l'empierrement est soumis, un plan de suivi devra être mis en place pour assurer sa pérennité.

4.1 Historique des empierresments

Une recherche dans les plans de la structure P-01538C a révélé qu'un perré d'un poids nominal de 700 livres a été mis en place sur la structure lors de la construction dans les années 1960⁴. Le perré avait une épaisseur initiale de 4 pieds et 6 pouces (environ 1,35 m).

Une perte de matériau a été observée au fil des années et une recharge du remblai a été effectuée dans les années 1970. Le plan de la réparation de 1976 montre déjà une perte importante de matériau. Il ne restait que de 1,5 à 3 pieds du perré original à certains endroits. Les pertes les plus significatives se situent en rive droite et au centre du chenal.

Le document de soumission 1976-07-21 P-01538 tiré de Livelink⁵, pour la recharge du remblai, abonde dans le même sens que les plans initiaux et exige la remise en place de pierres de poids nominal de 700 livres. Selon le document de soumission, 90 % du poids devait être constitué de pierres de poids nominal de 350 livres.

Le diamètre nominal d'une pierre de 700 livres est d'environ 600 mm. Selon la description disponible dans les plans et le document de soumission pour la réparation de l'empierrement, il est donc raisonnable de penser que la pierre qui fut déposée sur le tunnel a un calibre d'environ 400-700 mm.

La protection initialement posée sur le tunnel et retrouvée aux plans est présentée à la figure suivante.

⁴ PO-1965-1-01538C_PO_TC_0032_1.pdf

⁵ 1976-07-21 P-01538 Soumission construction remblai.pdf

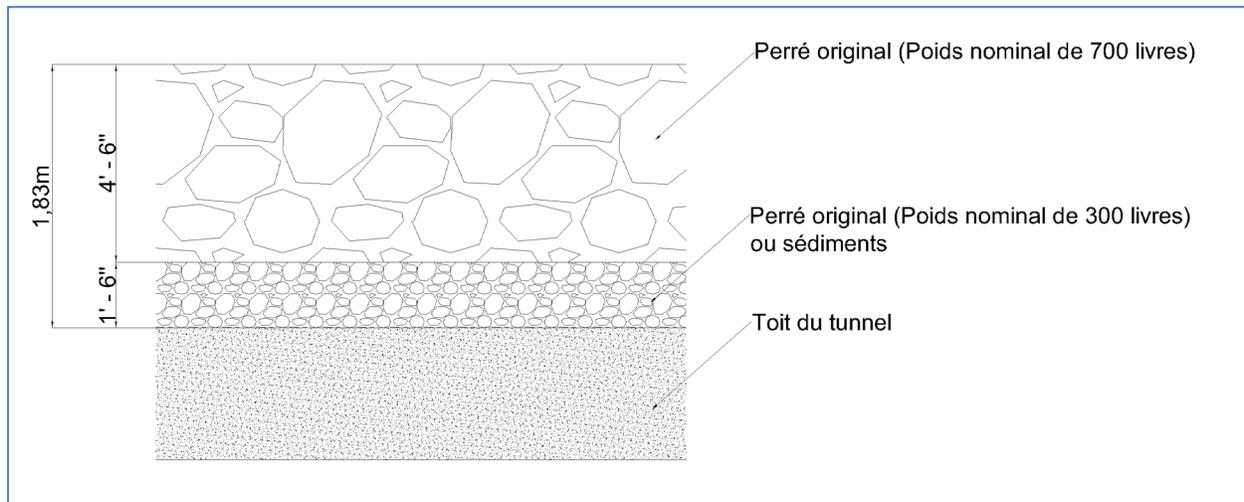


Figure 4.1 Protection originale sur le tunnel

Le relevé bathymétrique de mai 2015⁶ montre encore une fois une perte plus importante de matériau en rive droite et au centre du tunnel. En rive droite, par endroits, l'épaisseur du recouvrement sur le toit ne serait que de $\pm 0,4$ m. Elle serait inférieure à 1,0 m à plusieurs emplacements. À ces endroits, il ne resterait donc que peu ou pas du tout de pierres de calibre 400-700 mm.

Aucun plan ou document concernant une réparation de l'empierrement depuis 1976 n'a été trouvé dans la documentation Livelink du tunnel ou dans les plans de PLN.

4.2 Dimensionnement selon les vitesses d'écoulement

Comme démontré à la section 3 du présent rapport, les vitesses d'écoulement varient entre 0,90 m/s et 1,40 m/s dans les environs de la structure P-01538C. En majorant la vitesse maximale de 50 % pour prendre en compte les courants secondaires pouvant être induits par les quais, les jetées et les autres obstacles présents dans le secteur du tunnel, une vitesse de conception de 2,1 m/s est obtenue. Pour résister adéquatement à cette vitesse d'écoulement, la norme du MTMDET prévoit qu'un empierrement de protection de type 2, ayant un calibre 100-200 mm et une épaisseur de 300 mm, serait suffisant.

⁶ BA-8507-154-10-1174_Civil3D.dwg

4.3 Dimensionnement selon les jets d'hélices et les déplacements de navires

Les hélices des navires provoquent des jets d'eau à forte vitesse qui peuvent entraîner d'importantes forces de cisaillement sur le fond d'un cours d'eau. Le simple mouvement des navires, qui déplacent de grands volumes d'eau, entraîne aussi des forces de cisaillement. L'addition de ces forces peut s'avérer déterminante dans la dégradation du lit du cours d'eau. Elles peuvent aussi expliquer la perte de matériau observée et c'est pourquoi elles ont été calculées.

4.3.1 Intrants, équations et modèles utilisés

Un modèle développé par le *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE) a été retenu pour le calcul des forces appliquées sur le fond. Les détails du modèle proviennent du document *Modeling Vessel-Generated Currents and Bed Shear Stresses*⁷. Le modèle se base sur les équations empiriques de Maynard⁸, qui sont reprises dans plusieurs autres modèles⁹ de calcul de l'impact des jets de propulseurs sur le fond.

Le modèle de l'USACE nécessite plusieurs intrants. Certains d'entre eux ont été obtenus de l'Administration portuaire de Montréal. Jean-François Cadieux, capitaine de port adjoint, a transmis les dimensions de deux porte-conteneurs et d'un pétrolier de fort gabarit le 27 juillet 2016. Ces navires sont respectivement le OOCL Montreal¹⁰, le Genoa Express¹¹ et le Sparto¹². Des consignes strictes sur les vitesses minimales et maximales de navigation dans le port en fonction des directions des navires, de leurs dimensions et du tirant d'eau disponible ont aussi été transmises¹³.

Une partie des intrants du modèle de l'USACE doit être calculée ou estimée. Les équations sur le lien entre la puissance des navires et leur vitesse entre autres proviennent du manuel *Basic Principles of Ship Propulsion*¹⁴ et de l'article *Stability of slope material affected by bow thrusters at open quay structures*¹⁵.

⁷ E. Allen Hammack, David S. Smith, Richard L. Stockstill (2008), *Modeling Vessel-Generated Currents and Bed Shear Stresses*, Navigation Systems Research Program, Coastal and Hydraulics Laboratory, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.

⁸ Stephen T. Maynard (2000), *Physical Forces Near Commercial Tows*, Interim Report, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.

⁹ Hayes et al. (2010), *Propwash Impacts on Water Quality Around Dredging and Other Marine Construction Activities*, Institute for Coastal Ecology and Engineering, Department of Civil Engineering, University of Louisiana, Lafayette, LA.

¹⁰ oocl Montreal.docx

¹¹ Genoa express.docx

¹² sparto.docx

¹³ Q0220- profondeur sous-quille.docx

¹⁴ *Basic Principles of Ship Propulsion - MAN Diesel and Turbo - Copenhagen - Danemark* – Décembre 2011

¹⁵ *Stability of slope material affected by bow thrusters at open quay structures* - TU Delft, mars 2014

La conversion des unités impériales vers les unités S.I. et l'inverse a été réalisée selon les valeurs fournies dans le moteur de recherche Google.

Le dimensionnement de la pierre en fonction du cisaillement a quant à lui été réalisé à l'aide des équations présentées dans le manuel *Hydraulic Structures*¹⁶.

Une fois le cisaillement total connu, il est possible de dimensionner une protection pour y résister adéquatement. Le dimensionnement a été réalisé à partir de l'équation donnée dans le manuel *Hydraulic Structures*, équation qui est aussi présentée dans le document HEC-11 de la FHWA¹⁷ qui se base sur les équations de Shield.

$$D_{50} = \tau_{total} / 0,06\gamma(S_g - 1)$$

Où :

D_{50} = diamètre médian de l'empierrement en m

S_g = densité de la pierre. Une densité de 2,40 est adéquate pour une roche calcaire comme celle qui se retrouve à Montréal.

τ_{total} = cisaillement total calculé en N/m²

γ = poids volumique de l'eau (9810 N/m³)

4.3.2 Hypothèses posées

Dans les équations utilisées, quelques hypothèses doivent être posées pour effectuer un calcul sécuritaire. Les voici :

- Le dimensionnement des navires est inspiré des dimensions fournies par l'Administration du port de Montréal, mais certaines valeurs ont été calculées autrement pour prendre en compte que des navires de même gabarit, mais avec des conceptions plus pénalisantes, pourraient circuler dans l'avenir (diamètre de propulseur, position du propulseur).
- Les navires en accélération sont considérés comme étant en condition de *heavy running* et leur puissance est majorée de 15 % jusqu'à concurrence de la puissance maximale du navire.
- La profondeur d'eau disponible sous le navire est plus pénalisante lorsqu'elle est faible. Le niveau de l'eau utilisé dans les équations est donc le niveau en étiage d'une profondeur de 12,7 m présenté précédemment. Cependant, il ne peut y avoir moins d'eau sous le navire que ce que la réglementation de l'Administration du port de Montréal ne l'autorise.

¹⁶ Smith, C.D. (2008), *Hydraulic Structures*, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

¹⁷ Federal Highway Administration (1989), *Design of Riprap Revetment – Hydraulic Engineering Circular 11 – VA – Appendix D*

- Plus la valeur de la profondeur sous le centre du propulseur est faible, plus fort est le cisaillement. Il a donc été considéré que le propulseur était positionné de manière à ce que le bas de celui-ci coïncide avec le bas du navire.
- Le diamètre du propulseur peut être estimé par différentes équations. Un diamètre plus faible provoque un jet plus concentré. C'est donc le diamètre le plus faible qui est retenu pour des fins de sécurité.
- Plus le navire avance vite par rapport au sol (vitesse sur le fond), plus le cisaillement induit par l'étrave sera fort. Les calculs ont donc été réalisés pour des navires naviguant dans la même direction que l'écoulement.
- Il est considéré que pour les déplacements à des vitesses supérieures à 15 nœuds, les navires auront besoin d'un dégagement correspondant à celui imposé à 15 nœuds.
- La densité des blocs d'empierrement est de 2,40, soit la valeur de la pierre calcaire à Montréal. Si elle est plus faible, il faudra majorer le calibre retenu.
- La puissance des navires est limitée à leur puissance MCR malgré l'accélération.

4.3.3 Représentation des impacts induits par le déplacement d'un navire

Pour mieux saisir l'ampleur des impacts sur le fond d'un cours d'eau pouvant être induit par le déplacement d'un navire, une représentation des vitesses de déplacement a été réalisée. Dans la représentation qui suit, un navire ayant des dimensions similaires au OOCL Montreal se déplace dans des conditions d'étiage au-dessus du tunnel. Il est facile de remarquer à quel point le navire occupe une partie importante de la colonne d'eau et de visualiser le déplacement d'eau important que le navire entraîne.

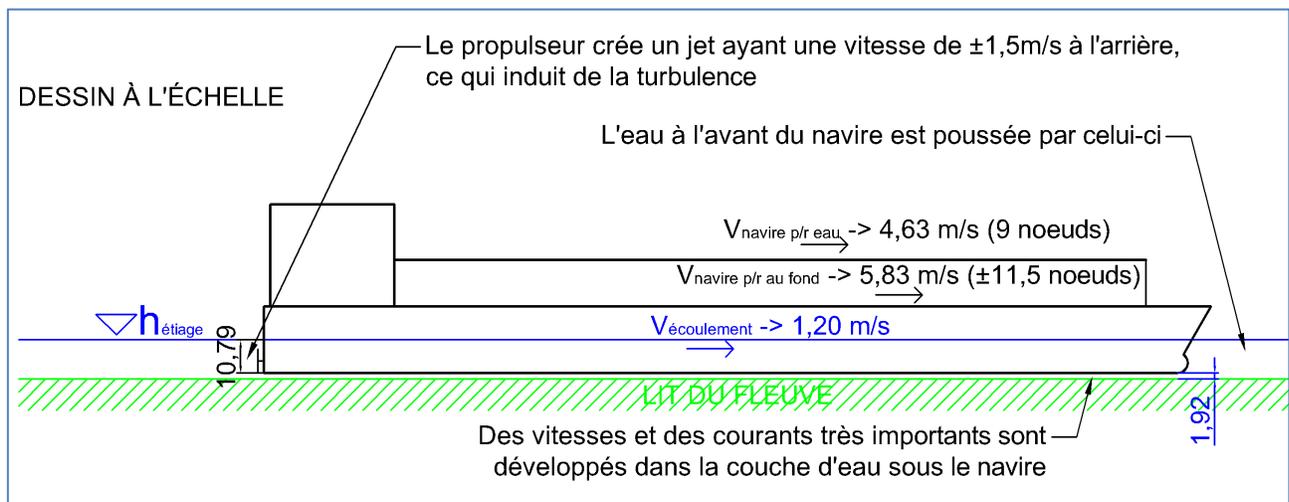


Figure 4.2 Représentation des impacts sur l'écoulement et le fond causé par le déplacement d'un navire

4.3.4 Exemple de l'OOCL Montreal

Le tableau qui suit donne les informations disponibles sur le navire OOCL Montreal.

Tableau 4.1 Informations sur le navire OOCL Montreal

Informations sur le navire	
Nom	OOCL Montréal
Type	Porte-Conteneur Panamax (ICE Class)
Notes	Plus gros porte-conteneur pouvant atteindre Montréal
Constructeur	Daewoo Shipbuilding & Marine Engineering Co Ltd
Chantier	Okpo - Geoje
Numéro de coque	4090
Année de construction	2003
Dimensions du navire	
Longueur totale (Length overall)	294,00 m
Longueur enregistrée (Length Reg)	281,00 m
Longueur perpendiculaire (Length BP)	281,04 m
Largeur (Breadth moulded)	32,26 m
Largeur extrême (Breadth extreme)	32,32 m
Bulbe d'étrave (Bulbous bow)	OUI
Tirant d'eau (Draft, draught)	10,78 m
Profondeur (Depth)	21,50 m
Hauteur (Height)	54,37 m
Déplacement du navire (Displacement)	69064 tonneaux de jauge brute
Capacité du navire et tonnage	
Capacité brute (Gross tonnage)	55994 tonneaux de jauge brute
Capacité nette (net tonnage)	22426 tonneaux de jauge brute
Port en lourd (Deadweight)	47840 tonnes métriques
Unités de conteneurs (TEU)	4402 Conteneurs
Tonnage allège (LDT)	21224 tonneaux de jauge brute
Machines principales	
Moteur	huile
Vitesse du propulseur	105 rpm
Type de propulseur	FP Pales fixées
Puissance max en continu (MCR)	37275 kW à 105 rpm
Puissance nominale en continu (CSR)	31685 kW
Vitesse de service	23 nœuds (kt)
Modèle	8K90MC-C
Tuyère Kort	non
Machines secondaires	
Propulseur tunnel 1	1850 kW
Propulseur tunnel 2	1850 kW
Valeurs fixes calculées	
Diamètre du propulseur (Équation 1)	8,0 m
Diamètre du propulseur (Équation 2)	7,7 m
Diamètre retenu	7,7 m
Diamètre du jet	5,45 m
Vitesse max du navire en m/s	11,83 m/s
Constante c	1901,75

Le OOCL Montreal est un porte-conteneur de forte dimension (actuellement le plus gros pouvant atteindre Montréal). Il est caractérisé par la forte puissance de ses moteurs qui est la plus importante des trois navires analysés et par sa vitesse maximale qui surpasse celle des autres. Ce navire a cependant un tirant d'eau inférieur aux deux autres navires retenus dans cette analyse. La figure qui suit est une photographie du navire.



Figure 4.2 Le OOCL Montreal

Le modèle présenté précédemment a été appliqué pour ce navire en posant les hypothèses mentionnées. Les résultats sont présentés au tableau de la page suivante. Il est important de rappeler que les profondeurs minimales sous les navires peuvent être importantes. Ces valeurs peuvent être atteintes lorsqu'il y a plus d'eau dans le chenal ou que les navires ne voyagent pas à leur charge maximale.

Tableau 4.2 Résultats des calculs pour le OOCL Montreal

Vitesse de déplacement par rapport à l'eau	Vitesse de cisaillement induite par le jet et le sillon	Cisaillement sur le fond causé par le jet et le sillon	Vitesse du navire par rapport au sol	Cisaillement sur le fond causé par l'étrave	D ₅₀ de la pierre
(kt)	(m/s)	(N/m ²)	(m/s)	(N/m ²)	(mm)
7	0,69	3,15	4,80	618	750
8	0,81	4,34	5,32	750	910
9	0,92	5,64	5,83	893	1 083
10	1,02	7,01	6,34	1 044	1 267
11	1,12	8,41	6,86	1 204	1 460
12	1,21	9,81	7,37	1 370	1 662
13	1,46	14,25	7,89	1 541	1 870
14	1,73	19,91	8,40	1 717	2 083
15	2,01	26,85	8,92	1 895	2 300
16	2,30	35,20	9,43	2 076	2 519
17	2,60	45,11	9,95	2 257	2 739
18	2,92	56,74	10,46	2 437	2 958
19	3,24	70,25	10,97	2 616	3 175
20	3,59	85,80	11,49	2 793	3 389
21	3,94	103,61	12,00	2 966	3 599
22	4,31	123,86	12,52	3 134	3 803
23	4,14	114,46	13,03	3 298	4 002

Il faut choisir le cisaillement contrôlant entre le cisaillement d'étrave et la somme des cisaillements de jet et de sillon. Dans le cas du OOCL Montreal, son important tirant d'eau par rapport à la profondeur d'eau disponible, son gabarit important et sa vitesse considérable font que c'est largement le cisaillement d'étrave qui contrôle. On constate aussi très bien que le cisaillement induit par un navire de ce gabarit peut être beaucoup trop élevé pour la pierre actuellement en place.

4.3.5 Exemple du Genoa Express

Le Genoa Express est le second navire-type évalué dans la conception de l'empierrement de protection. C'est un porte-conteneur post panamax (ses dimensions dépassent les dimensions autrefois limitées par le canal de Panama). Ce navire dispose d'une puissance de moteur et d'une vitesse inférieures au OOCL Montreal mais son tirant d'eau est plus important, il est plus large et les calculs indiquent un propulseur plus petit et donc ayant un jet plus concentré.

Le tableau de la page suivante donne les propriétés du Genoa Express. Une figure montrant le navire est aussi donnée.

Tableau 4.3 Informations sur le navire Genoa Express

Informations sur le navire	
Nom	GENOA EXPRESS
Type	Porte-Conteneur pleinement cellulaire
Notes	Post-Panamax
Constructeur	HHIC-Phil Inc
Numéro de coque	80
Année de construction	2014
Dimensions du navire	
Longueur totale (Length overall)	227,95 m
Longueur enregistrée (Length Reg)	m
Longueur perpendiculaire (Length BP)	217,3 m
Largeur (Breadth moulded)	37,3 m
Largeur extrême (Breadth extreme)	m
Bulbe d'étrave (Bulbous bow)	OUI
Tirant d'eau (Draft, draught)	12,5 m
Profondeur (Depth)	19,3 m
Hauteur (Height)	m
Déplacement du navire (Displacement)	67371 tonneaux de jauge brute
Capacité du navire et tonnage	
Capacité brute (Gross tonnage)	41286 tonneaux de jauge brute
Capacité nette (net tonnage)	23310 tonneaux de jauge brute
Port en lourd (Deadweight)	52038 tonnes métriques
Unités de conteneurs (TEU)	3832 Conteneurs
Tonnage allège (LDT)	15333 tonneaux de jauge brute
Machines principales	
Moteur	huile
Vitesse du propulseur	102 rpm
Type de propulseur	FP Pales fixées
Puissance max en continu (MCR)	27120 kW à 105 rpm
Puissance nominale en continu (CSR)	kW
Vitesse de service	21.5 nœuds (kt)
Modèle	6RT-flex82X
Tuyère Kort	non
Machines secondaires	
Propulseur tunnel 1	2250 kW
Propulseur tunnel 2	2250 kW
Propulseur tunnel 3	2250 kW
Propulseur tunnel 4	2250 kW
Valeurs calculées	
Propriétés du navire	
Diamètre du propulseur (Équation 1)	9,3 m
Diamètre du propulseur (Équation 2)	6,8 m
Diamètre retenu	6,8 m
Diamètre du jet	4,83 m
Vitesse du navire en m/s	11,06 m/s
Constante c	1812,10



Figure 4.3 Le Genoa Express

Les résultats des calculs sont présentés au tableau suivant.

Tableau 4.4 Résultats des calculs pour le Genoa Express

Vitesse de déplacement par rapport à l'eau	Vitesse de cisaillement induite par le jet et le sillon	Cisaillement sur le fond causé par le jet et le sillon	Vitesse du navire par rapport au sol	Cisaillement sur le fond causé par l'étrave	D ₅₀ de la pierre
(kt)	(m/s)	(N/m ²)	(m/s)	(N/m ²)	(mm)
7	1,01	8,63	4,80	716	869
8	1,16	11,33	5,32	868	1 054
9	1,29	14,20	5,83	1 032	1 253
10	1,56	20,63	6,34	1 206	1 464
11	1,84	28,16	6,86	1 378	1 673
12	2,13	37,25	7,37	1 557	1 889
13	2,34	42,92	7,89	1 721	2 089
14	2,73	58,86	8,40	1 920	2 330
15	3,03	71,16	8,92	2 103	2 552
16	3,34	84,88	9,43	2 286	2 774
17	3,65	99,73	9,95	2 467	2 994
18	3,96	115,68	10,46	2 646	3 211
19	4,28	132,72	10,97	2 821	3 423
20	4,60	150,83	11,49	2 991	3 629
20.5	4,76	160,28	11,75	3 074	3 730
21	4,74	157,86	12,00	3 156	3 830
21.5	4,52	142,63	12,26	3 236	3 927

Le gabarit important du Genoa Express fait qu'il peut naviguer plus proche du fond en étiage, ce qui contribue largement aux forces d'arrachement exercées par le cisaillement d'étrave sur le fond. Les valeurs de cisaillement calculées sont beaucoup trop élevées pour la stabilité de la pierre actuellement en place.

4.3.6 Exemple du Sparto

Le Sparto est le troisième et dernier navire-type évalué. Le Sparto est le plus gros pétrolier en opération à Montréal. Les vraquiers et les pétroliers sont des navires reconnus pour avoir de plus petits propulseurs et donc des jets plus concentrés. Le Sparto a une puissance et une vitesse de déplacement largement inférieures au deux autres navires, mais il possède le plus fort tirant d'eau. Il est aussi le plus large des trois navires.

La figure qui suit est une photographie du Sparto.



Figure 4.4 Le Sparto

Le tableau de la page suivante donne les propriétés du Sparto qui étaient disponibles pour réaliser la présente étude hydraulique.

Tableau 4.5 Informations sur le navire Sparto

Informations sur le navire	
Nom	SPARTO
Type	Pétrolier - Tanker - ICE Class 1C
Notes	Plus gros pétrolier en service à Montréal
Constructeur	Samsung Heavy Inds _ Geoje
Chantier	Geoje
Numéro de coque	1444
Année de construction	2004
Dimensions du navire	
Longueur totale (Length overall)	249,873 m
Longueur enregistrée (Length Reg)	240,99 m
Longueur perpendiculaire (Length BP)	239 m
Largeur (Breadth moulded)	43,8 m
Largeur extrême (Breadth extreme)	43,84 m
Bulbe d'étrave (Bulbous bow)	OUI
Tirant d'eau (Draft, draught)	14,9 m
Profondeur (Depth)	21,3 m
Hauteur (Height)	48,92 m
Déplacement du navire (Displacement)	133375 tonneaux de jauge brute
Capacité du navire et tonnage	
Capacité brute (Gross tonnage)	62877 tonneaux de jauge brute
Capacité nette (net tonnage)	34548 tonneaux de jauge brute
Port en lourd (Deadweight)	114549 tonnes métriques
Unités de conteneurs (TEU)	0 Conteneurs
Tonnage allège (LDT)	18826 tonneaux de jauge brute
Machines principales	
Moteur	huile
Vitesse du propulseur	105 rpm
Type de propulseur	FP Pales fixées
Puissance max en continu (MCR)	14313 kW à 105 rpm
Puissance nominale en continu (CSR)	12879 kW
Vitesse de service	15.3 nœuds (kt)
Modèle	7S60MC
Tuyère Kort	non
Machines secondaires	
Propulseur tunnel 1	945 kW
Valeurs calculées	
Propriétés du navire	
Diamètre du propulseur (Équation 1)	9,7 m
Diamètre du propulseur (Équation 2)	5,4 m
Diamètre retenu (Dp)	5,4 m
Diamètre du jet (Do)	3,83 m
Vitesse du navire en m/s (v)	7,87 m/s
Constante (c)	3729,16

Les résultats des calculs pour le Sparto sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 4.6 Résultats des calculs pour le Sparto

Vitesse de déplacement par rapport à l'eau	Vitesse de cisaillement induite par le jet et le sillon	Cisaillement sur le fond causé par le jet et le sillon	Vitesse du navire par rapport au sol	Cisaillement sur le fond causé par l'étrave	D ₅₀ de la pierre
(kt)	(m/s)	(N/m ²)	(m/s)	(N/m ²)	(mm)
7,0	1,45	17,08	4,80	723	878
8,0	1,95	30,94	5,32	878	1 065
8,5	2,22	40,09	5,57	959	1 164
9,0	2,50	50,94	5,83	1 044	1 267
9,5	2,79	63,65	6,09	1 131	1 372
10,0	3,10	78,38	6,34	1 220	1 480
10,5	3,37	91,50	6,60	1 307	1 586
11,0	3,64	105,73	6,86	1 396	1 694
11,5	3,93	121,70	7,12	1 487	1 804
12,0	4,22	138,94	7,37	1 579	1 916
12,5	4,51	156,72	7,63	1 671	2 028
13,0	4,80	175,61	7,89	1 764	2 140
13,5	5,10	196,55	8,14	1 858	2 255
14,0	5,41	218,77	8,40	1 953	2 370
14,5	5,71	241,17	8,66	2 047	2 485
15,0	5,79	245,39	8,92	2 142	2 599
15,3	5,68	234,52	9,07	2 199	2 668

Tout comme pour les navires précédents, le Sparto induit un cisaillement très important sur le fond qui explique aisément les déplacements importants de matériaux sur le lit du fleuve.

4.4 Constats

Il a été démontré dans les calculs précédents que plusieurs navires circulant dans le port de Montréal peuvent induire des contraintes très importantes sur le lit. Ces contraintes poussent l'empierrement actuellement en place bien au-delà de ses limites de résistance. Il est donc normal au fil des années que l'empierrement se soit fortement dégradé et qu'il ait perdu des matériaux. Il est important aussi de souligner que les calculs ont été réalisés en considérant que les navires respectaient en tout temps les profondeurs minimales requises pour circuler dans le port de Montréal et que les hypothèses posées étaient respectées. Des limites de vitesse au-dessus du tunnel devront être discutées avec l'Administration portuaire de Montréal pour permettre la mise en place d'une protection qui pourrait supporter de tels efforts.

Il est aussi très important de considérer que le placement de la pierre dans l'empierrement de protection ne pourra probablement pas se faire avec autant de précision que pour une protection de berge. Un placement moins précis implique des pierres moins bien enchâssées, un risque accru de courants secondaires et la création de vides dans la protection. Ces facteurs font perdre de la capacité de protection à la carapace de pierres.

Un autre facteur à prendre en compte dans le dimensionnement de la pierre est que la protection est sollicitée bien plus souvent par le passage fréquent des navires qu'une protection de berge face aux crues par exemple. Les protections flexibles ne sont normalement pas considérées comme des solutions permanentes. Il est normal dans des conditions agressives se rapprochant des valeurs de conception que des pierres bougent. En hydraulique maritime par exemple, des dommages sur 0 à 5 % de la protection lors d'un événement de conception sont jugés comme acceptables. Les protections flexibles requièrent normalement de l'entretien pour remplacer les pierres qui ont bougé. L'absence d'entretien permet la formation de vides, d'aspérités et de zones d'instabilité qui finissent par créer les conditions nécessaires à la destruction complète de la protection. Il n'est donc pas étonnant, après quelques années de service sans entretien particulier, que le remblai du tunnel présente plusieurs zones sévèrement endommagées. Ces facteurs font qu'un plan de suivi et d'entretien doit être prévu à la suite de la conception.

La protection d'origine avait une épaisseur de 1,35 m sous laquelle il y avait une couche supplémentaire de sédiments de 0,48 m pour une épaisseur totale de 1,83 m de matériaux sur le tunnel. L'étude hydraulique de Genivar indique qu'il est possible d'épaissir cette protection tout en respectant les profondeurs minimales requises par le port de Montréal (une épaisseur jusqu'à $\pm 2,80$ m serait acceptable selon eux). Genivar a modélisé une épaisseur de protection totale de 2,16 m et celle-ci n'avait pas d'impact significatif sur l'écoulement. La figure qui suit, tirée du rapport de Genivar, montre la quantité de pierres requise pour atteindre la nouvelle épaisseur de protection proposée.



Figure 4.5 Épaisseur de remblai pouvant être ajoutée pour obtenir une couche d'au moins 2,16 m sur le tunnel (tiré de l'étude hydraulique de Genivar)

5. SOLUTIONS PROPOSÉES

5.1 Protection flexible en empierrement

5.1.1 Calibre suggéré

Les constats exposés précédemment montrent qu'une pierre de calibre 100-200 mm qui résisterait aux vitesses d'écoulement naturelles serait totalement inadéquate pour résister aux passages des navires. La pierre ayant un D_{50} de 600 mm actuellement en place a elle-même été largement déplacée, créant des monticules et des dépressions importantes sur la protection du tunnel. Un calibre supérieur doit donc être envisagé. Les calculs réalisés montrent qu'un calibre supérieur à 1 000 mm devra être utilisé et que les vitesses de circulation des navires devront être contrôlées. **Une pierre de calibre 1 000-1 200 mm avec un D_{50} de 1 100 mm serait minimalement requise.** Étant donné les restrictions d'espace pour respecter la voie navigable, il est difficile d'utiliser un calibre supérieur. Il est donc recommandé d'utiliser ce calibre. Il n'est pas prévu de placer de la pierre sur les secteurs où moins de 500 mm du remblai initial est manquant.

5.1.2 Épaisseur de la couche

Avec l'épaisseur de remblai proposée par Genivar, il est impossible dans la grande majorité de la surface du tunnel de placer une protection du calibre proposé. Le dégagement disponible a donc été évalué en détail pour aller chercher un maximum de marge de manœuvre. Les restrictions imposées par la voie maritime du Saint-Laurent doivent être respectées et les impacts sur l'écoulement doivent être minimisés. Le zéro des cartes étant à l'élévation 5,1 m, pour respecter la profondeur de 11,6 m sous le niveau du zéro des cartes marines, le fond ne doit pas excéder l'élévation géodésique de -6,5 m.

Étant donné le mouvement passé des pierres qui ont créé des monticules, l'incertitude dans le placement des pierres et qu'il soit déjà arrivé par le passé que le niveau d'eau descende quelque peu sous le zéro des cartes à cet endroit, une marge de sécurité a été ajoutée à l'élévation de -6,5 m pour assurer un libre passage sécuritaire des navires. Cette marge de sécurité a été évaluée à 1,5 m, ce qui place l'élévation du fond à ne pas dépasser à **-8,0 m**.

Cette élévation est un peu plus permissive que celle calculée par Genivar. Elle permet la mise en place d'une couche d'une épaisseur d'au moins 1 200 mm sur presque tous les sites dont le manque actuel de matériau est de plus de 500 mm. Seuls les sites à l'extrémité ouest du tunnel au chaînage plus grand que 1+600 m ne permettent pas l'ajout de 1 200 mm de pierres.

Le dégagement est cependant insuffisant pour déposer une couche d'une épaisseur de deux fois le D_{50} en tout point, tel que normalement recommandé pour les protections flexibles en empierrement. Dans le cadre de ce projet, la mise en place d'une couche d'un fort calibre a été favorisée à la mise en place de deux couches de plus faible calibre.

5.1.3 Impact hydraulique

Étant donné l'incertitude dans le placement des pierres et dans le volume total qui sera placé, un calcul plus conservateur et pénalisant de l'impact hydraulique du nouvel empierrement a été réalisé. Ce calcul considère que l'empierrement atteint l'élévation de -8,00 m sur l'ensemble du tunnel puis redescend avec une pente de 1V:6H de chaque côté du tunnel, amont et aval, pour aller rejoindre le fond. Pour un débit d'étiage, cet ajout de pierres correspond à une perte de 3,5 % de la section d'écoulement. Pour une crue de récurrence 2 ans, cette obstruction correspond à une perte de 2,9 % de la section d'écoulement. La figure 5.1 qui suit montre de quoi aurait l'air le profil du dessus du tunnel avec une protection atteignant l'élévation -8.0 m. Il est possible de constater que l'obstruction dans le cours d'eau est très faible.

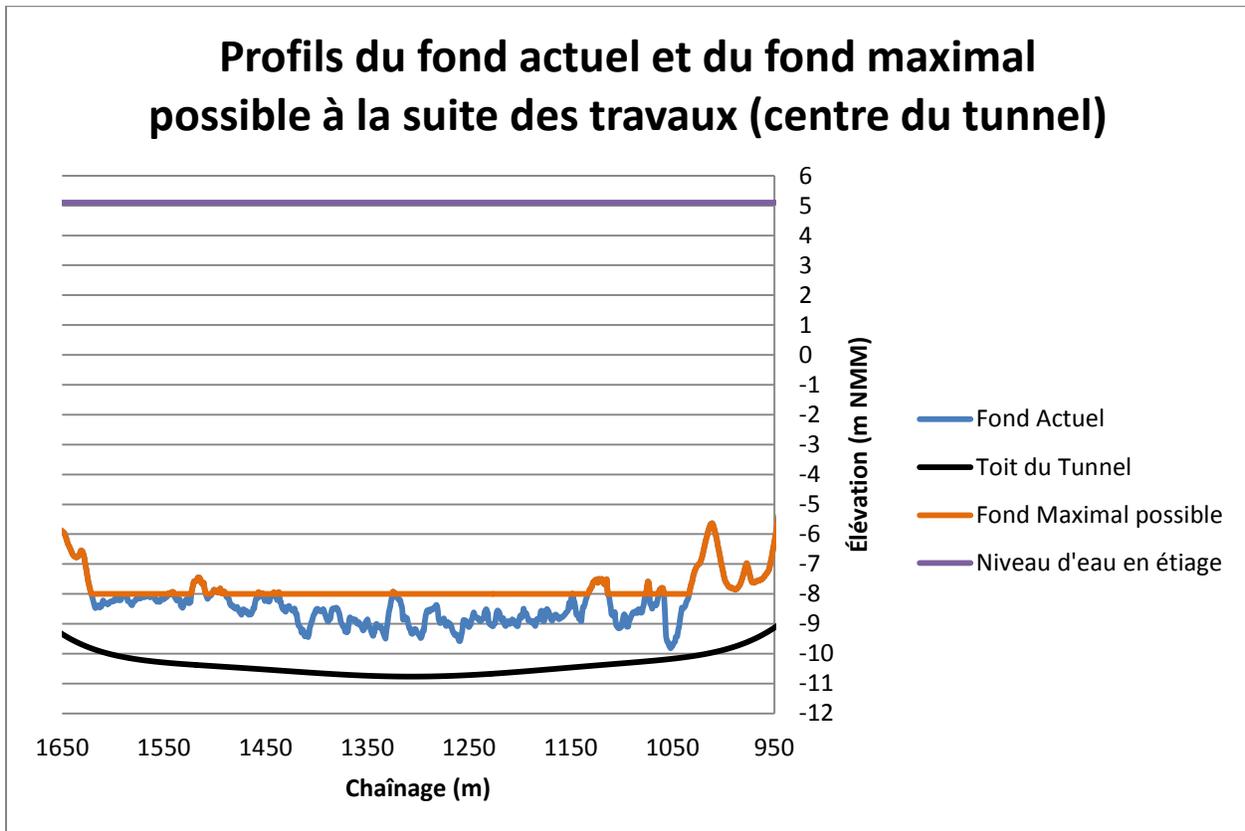


Figure 5.1 Profil du fond actuel et du fond maximal possible à la suite des travaux.

L'impact hydraulique de cette modification du lit au passage d'une crue de récurrence 100 ans a été calculé. Le niveau d'eau à l'amont change de ± 1 cm, ce qui est négligeable et dans la marge d'erreur du modèle. La vitesse maximale d'écoulement au droit du tunnel n'est pas augmentée. L'intervalle de 0,9 m/s à 1,4 m/s reste le même au tunnel. Cependant, la vitesse moyenne est légèrement augmentée puisqu'une plus grande partie de l'écoulement se trouve dans la fourchette de vitesses de 1,1 m/s à 1,3 m/s. Cette augmentation de la vitesse moyenne est surtout vraie immédiatement à l'amont et à l'aval, où la vitesse est augmentée de manière localisée de 0,1 à 0,2 m/s pour passer d'environ 1,0 m/s à 1,2 m/s. Sommes toutes, les variations restent tout de même très faibles. La conclusion au point de vue hydraulique est qu'un rehaussement du lit jusqu'à l'élévation -8,0 m par de l'empierrement tel que proposé n'aura pas d'impact significatif sur l'écoulement.

5.1.4 Normes et pratiques à respecter pour la pierre

Si la solution d'empierrement est retenue, les pierres utilisées pour les revêtements 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 présenter des arêtes vives.

Dans la mesure du possible, 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. Le revêtement doit être le plus lisse possible.

Pour limiter la mise en suspension de sédiments, la pierre mise en place devra être lavée avant d'être mise à l'eau.

Par ailleurs, une mesure de l'élévation du fond (à l'aide d'un sonar par exemple) sera nécessaire une fois les travaux terminés pour s'assurer que le dégagement requis pour la voie navigable est toujours respecté et que la pierre est placée à la bonne élévation.

5.2 Protection en tapis de blocs de béton articulés

Une autre solution qui pourrait être étudiée est la mise en place d'un tapis en blocs de béton articulés. Ce type de protection est souvent utilisé dans les ports et le long des quais. Sa mise en place présente cependant certains défis techniques qui pourraient limiter son utilisation dans le secteur du tunnel. Les coûts sont aussi généralement plus élevés que pour une protection en empierrement.

La mise en place requiert que le lit du cours d'eau soit le plus lisse possible pour limiter les aspérités qui créeront des courants secondaires et de la turbulence qui pourraient endommager le tapis. Il faudrait donc combler les vides actuels avec un matériau de plus faible calibre. Une fois les vides comblés et le lit relativement bien lissé, il serait possible de placer le tapis. Notre Direction estime la vitesse de cisaillement au fond, induite par les navires, à $\pm 6,0$ m/s lorsque les hypothèses présentées précédemment sont respectées et si les navires respectent une nouvelle limitation de vitesse au-dessus du tunnel. Un tapis de blocs de béton de 6 à 9 pouces d'épaisseur pourrait suffire. La mise en place d'un tel ouvrage à cet endroit représente cependant un défi technique important. La profondeur d'eau est importante et les vitesses d'écoulement ne peuvent être négligées. De plus, pour être réellement efficace, le tapis doit être ancré ou enterré de manière à éviter que ses extrémités ne bougent ou se soulèvent.

Il faudra consulter les fournisseurs pour valider la faisabilité et les coûts d'une mise en place à cet endroit. Quelques fournisseurs offrent de tels produits au Québec. Texel, Expertech et Innovex sont des exemples de fournisseurs.

5.3 Limitation de la vitesse de déplacement des navires au-dessus du tunnel

La contrainte de cisaillement qui domine lors des passages des navires est celle induite par le déplacement de l'eau à l'étrave du navire. Les navires sont massifs et occupent presque toute la colonne d'eau lorsque le fleuve est en étiage. Ils poussent donc l'eau près de l'étrave à des vitesses presque comparables à celles du navire. De telles vitesses sont beaucoup trop élevées et sollicitent la pierre de manière disproportionnée. Pour une vitesse d'écoulement variant entre 0,8 m/s et 1,2 m/s dans le chenal, selon les calculs, les navires devraient être limités à des vitesses de :

- 8,0 nœuds par rapport à l'eau, soit à \pm 10,5 nœuds sur le fond lorsqu'ils descendent un courant de 1,2 m/s;
- 12,0 nœuds par rapport à l'eau lorsqu'ils remontent le courant, soit environ 10,5 nœuds sur le fond lorsqu'ils remontent un courant de 0,8 m/s.

La vitesse de déplacement des navires devrait donc être limitée en tout temps à un maximum de 10 nœuds sur le fond lorsqu'ils passent par-dessus le tunnel. Des discussions avec l'Administration du port de Montréal sont donc à prévoir.

Le port exige actuellement des vitesses minimales de 7 nœuds en descendant et de 10 nœuds en remontant pour des navires de largeur supérieure à 32,5 m. Le port impose aussi des limitations maximales locales de 4 nœuds et de 8 nœuds sur le fond dans des secteurs précis. Le port pose aussi une obligation de contrôler les vitesses près des navires à quai dans le secteur du tunnel¹⁸. La vitesse maximale proposée n'est donc pas en contradiction avec les limitations actuelles du port.

À titre informatif, la vitesse maximale admissible sur le fond entre Trois-Rivières et Montréal se situerait entre 10 et 14 nœuds.^{19 20}

6. ÉVALUATION DU RISQUE D'AVOIR UN PANACHE DE SÉDIMENTS

Notre Direction a évalué les risques qu'un panache de sédiments se forme lors des travaux de mise en place de l'empierrement. Le risque a été établi après avoir pris en compte les facteurs suivants :

- Les relevés effectués montrent qu'une bonne partie du tunnel est déjà exempte de sédiments. Cela est attendu étant donné les passages fréquents des navires et la vitesse d'écoulement avoisinant 1 m/s dans la colonne d'eau, et ce, en permanence. Dans ces cas, le risque que l'impact des pierres sur le fond cause un panache est nul.

¹⁸https://www.port-montreal.com/files/PDF/operations/2016-05-05_pratiques-procedures-v2.pdf

¹⁹Échange d'information Pilote-Capitaine, Corporation Pilotes Saint-Laurent Central, Mai 2013, 6 pages.

²⁰<https://www.pilotagestlaurent.gc.ca/files/pdf/Avis%20aux%20pilotes%20%26%20a%20l'industrie/Echange-dinformation-pilote-capitaine-Circonscription%201.pdf>

- Dans les quelques secteurs où il y a une présence de sédiments, ceux-ci sont principalement composés de sable graveleux et avec traces de silt. Dans tous les cas, la portion de silt ou de particules plus fines varie entre $\pm 4 \%$ et $\pm 10 \%$. Les sables et graviers plus grossiers auront tendance à se redéposer presque immédiatement, ce qui fait que la partie des sédiments pouvant être transportés plus loin est assez réduite. On le voit assez bien dans les vidéos de l'étude de caractérisation des sédiments.²¹
- Les vidéos montrent une concentration de sédiments en suspension déjà élevée. À cause des interactions entre les particules fines, une eau déjà très chargée aura tendance à favoriser une déposition rapide des sédiments soulevés. Les figures qui suivent sont tirées des vidéos du mandataire de l'étude de caractérisation des sédiments.



Figures 1 et 2 Forte charge de sédiments en suspension observée par la caméra lors de l'étude de caractérisation des sédiments.

- Au sujet de la concentration déjà élevée, il faut aussi s'attendre à ce que la part de sédiments mise en suspension par rapport aux sédiments déjà présents naturellement soit négligeable dans la colonne d'eau. Il y a lieu de s'attendre à ce que des mesures qui seraient prises en continu lors de la mise en place de l'empierrement fassent peu de distinction dans la colonne d'eau entre la remise en suspension causée par l'empierrement et le bruit ambiant dans les mesures.
- Sachant que les pierres seront déposées très près du fond avec une certaine précision et non larguées, la force d'impact de celles-ci sur le sédiment limitera encore davantage les risques de remise en suspension significative. De plus, une technique qui consiste à déposer la pierre au lieu de la larguer aura pour avantage de ne pas endommager le pavage naturel du fleuve et donc de limiter encore davantage la remise en suspension des sédiments fins souvent retenus sous le pavage. Tout cela fera que le volume de sédiments remis en suspension sera faible, voire quasiment nul.
- Les pierres seront déposées à une profondeur variant de 11 à 16 mètres. Le fait que la source de sédiments sera au fond et non en surface réduit encore davantage le

²¹ Caractérisation des sédiments au-dessus du pont-tunnel Louis-Hippolyte-La Fontaine, SNC-Lavalin, mars 2018.

risque d'une propagation puisque la déposition se fera sur une bien plus courte distance que si la source de sédiment s'était trouvée en surface de l'écoulement.

- La mise en place se fera en période de plus faible débit sur le fleuve et donc sous des vitesses d'écoulement plus faibles. Pour les secteurs à risque de remise en suspension identifiés comme « moyens » dans l'étude de caractérisation (T8, T9 et T13 à 12h18), les vitesses calculées par le modèle hydrodynamique 2D seront entre 0,2 m/s et 0,3 m/s. Ces valeurs sont moyennées sur la colonne d'eau. La vitesse d'écoulement étant plus faible au fond qu'en surface, il faut s'attendre à ce que la vitesse d'écoulement au fond lors d'une remise en suspension soit très faible (< 0,1 m/s) et très favorable à une déposition rapide et très rapprochée du lieu de remise en suspension.
- Notre Direction a effectué quelques calculs préliminaires pour déterminer le temps approximatif qu'une particule remise en suspension à 1,0 m de hauteur par rapport au fond prendrait pour se redéposer. Selon ces calculs, une particule ayant un diamètre de 0,1 mm se déplacerait de 200 m au maximum avant de se déposer, ce qui est loin des berges naturelles situées à minimalement 500 m du point de déposition. Il faut aussi considérer la direction de l'écoulement qui aura tendance à emmener la particule dans le chenal principal du fleuve et non vers les berges.
- L'autre source de sédiments identifiée par notre Direction est la pierre de carrière elle-même. Cependant, ce problème peut être aisément contrôlé par un bon nettoyage de la pierre en dehors de l'eau avant sa mise en place.

La possibilité de modéliser un éventuel panache de sédiments a été envisagée puis écartée. Pour être bien calibré, un tel modèle demande des mesures in situ qui dans ce cas aurait nécessité de mobiliser l'équipement et d'effectuer une part importante des travaux d'empierrement. De plus, il aurait probablement été difficile de véritablement identifier un panache de sédiments causé par les travaux dans le modèle étant donné le peu de matière pouvant être remise en suspension et la charge déjà importante de sédiments dans l'eau.

Les observations disponibles, la méthode de travail retenue, les conditions d'écoulement, la caractérisation du sédiment et nos calculs nous permettent de conclure la même chose que l'étude de caractérisation des sédiments, c'est-à-dire que l'impact des travaux d'enrochement, quant à la remise en suspension de sédiments, sera minime, voire négligeable.

7. CONCLUSION

Le présent avis a permis d'évaluer la protection requise pour protéger adéquatement le remblai lestant le tunnel P-01538C. Cette évaluation nécessitait une évaluation des conditions hydrauliques du secteur et des conditions induites par les navires circulant dans la voie maritime du Saint-Laurent.

Les résultats de l'étude hydraulique de Genivar de 2012 ont été évalués et considérés comme toujours actuels et valides. Selon ces résultats, une pierre de faible calibre serait suffisante pour résister aux vitesses d'écoulement. Toutefois, sous les forces générées par le passage de navires, les pierres actuellement en place, d'un calibre approximatif de 400-700 mm, ont été déplacées comme en témoignent les relevés bathymétriques effectués sur le tunnel et il apparaît évident que ce calibre est insuffisant.

Pour résister aux conditions agressives induites par les navires, des pierres de calibre 1 000-1 200 mm avec un D_{50} de 1 100 mm seraient nécessaires. Pour maintenir un dégagement suffisant pour le libre passage des navires, une seule couche de $\pm 1\ 200$ mm d'épaisseur est suggérée dans les endroits où plus de 500 mm de l'épaisseur originale du remblai est manquante. Pour les endroits où moins de 500 mm de l'épaisseur initiale est manquante, aucune intervention n'est prévue pour le moment. Les pierres retenues pour la protection devront respecter les instructions données au point 5.1.4 de la présente étude.

Une autre solution envisageable, mais présentant un important défi technique serait la mise en place d'un tapis en blocs de béton articulés. Des détails et des fournisseurs potentiels sont donnés à la section 5.2 du présent rapport.

Par ailleurs, des discussions doivent être entamées avec l'Administration du port de Montréal pour limiter la vitesse des navires à 10 nœuds sur le fond au-dessus du tunnel sans quoi les forces tractrices induites sur le fond par les navires seront trop importantes pour la protection mise en place.

L'évaluation du risque qu'un panache de sédiments se forme a été analysée au point 6. La conclusion de cette évaluation est que la remise en suspension des sédiments sera négligeable dans les conditions énumérées à la section 6.

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-01538C et ne pourront être utilisées pour d'autres sites, même contigus, sans avoir fait l'objet d'une étude complémentaire.

PHRG/mcf

Tableau 7.1 Niveaux d'eau devant apparaître sur le plan

Période de retour (ans)	2	25	50	100 Conception
Élévation du niveau de l'eau (m)	7,70	8,60	9,00	9,35

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, étalements, etc.) peut causer un rehaussement de ces élévations, qu'il faut évaluer selon le cas.