

INNOVATION

NUMÉRO 23

AVRIL 2005

# TRANSPORT

BULLETIN SCIENTIFIQUE ET TECHNOLOGIQUE

<http://www.mtcq.gouv.qc.ca/cqjttt>

**ÉDITION  
SPÉCIALE**



12<sup>e</sup> COLLOQUE

SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE  
QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

Québec 

<b>LA FLEXIBILITÉ DU TABLIER DU PONT RISI AVANT ET APRÈS SA RÉFECTION</b>	<b>3</b>
<b>RÉPARATION DU TUNNEL NOTRE-DAME-DE-GRÂCE AU MOYEN DE BÉTON AUTOPLAÇANT</b>	<b>7</b>
<b>OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIVITÉ ALCALIS-GRANULATS</b>	<b>11</b>
<b>ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES FORCES, DES MOMENTS ET DU FRANCHISSEMENT DES VAGUES SUR DES MURS DÉFLECTEURS</b>	<b>17</b>
<b>PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PONT D'UNE DURÉE DE SERVICE ANTICIPÉE DE 150 ANS</b>	<b>22</b>

INNOVATION TRANSPORT est réalisé par le Centre québécois de transfert des technologies des transports et édité par la Direction des communications du ministère des Transports du Québec. Il est maintenant diffusé sur Internet à l'adresse suivante : <http://www.mtq.gouv.qc.ca/cqttt>

Coordination : *Caroline Chabot*  
 Révision linguistique : *Direction des communications*  
 Supervision graphique : *Jean-Pierre Tremblay*  
 Infographie : *MiG concept*  
 Impression : *Transcontinental Québec*  
 Photogravure : *Composition Orléans*  
 Pour obtenir de l'information supplémentaire,  
 il suffit de s'adresser à :  
 Ministère des Transports du Québec  
 Direction de la recherche et de l'environnement  
 700, boul. René-Lévesque Est, 21<sup>e</sup> étage  
 Québec (Québec), G1R 5H1  
 Téléphone : (418) 643-5710  
 Télécopieur : (418) 643-0345  
 Courriel : [cchabot@mtq.gouv.qc.ca](mailto:cchabot@mtq.gouv.qc.ca)

Dépôt légal  
 Bibliothèque nationale du Québec  
 ISSN - 1480-610X  
 Tirage : 1000 exemplaires

### MOT DU DIRECTEUR

Au Québec, il existe près de 12 000 ouvrages d'art qui relèvent soit des municipalités, du ministère des Ressources naturelles et de la Faune, d'Hydro-Québec, de Transports Canada, de la Voie maritime du Saint-Laurent, des compagnies de chemins de fer ou du ministère des Transports du Québec. Ces ouvrages représentent un actif de plusieurs milliards de dollars.

Le réseau routier, dont la gestion incombe au ministère des Transports du Québec, comprend à lui seul plus de 4 700 ouvrages d'art, représentant une valeur approximative de 10 milliards de dollars. Ce réseau d'infrastructures de transport est parvenu à maturité. Construit principalement dans les années 60 et 70, il nécessite maintenant des travaux de réfection et d'entretien plus fréquents et plus coûteux. Résultat, la gestion de ce réseau routier vieillissant constitue un défi de taille pour le ministère des Transports, qui a pour mission de préserver le patrimoine routier des Québécois.

L'objectif du Ministère en matière de structures est d'assurer la sécurité du public, d'optimiser le rendement des sommes investies et d'offrir un niveau de service qui réponde aux besoins des usagers de la route.

Le ministère des Transports doit, pour y parvenir, investir dans des activités de recherche et développement en vue d'augmenter l'efficacité de ses actions et de s'assurer que les moyens qu'il prévoit mettre en œuvre pour maintenir l'intégrité du patrimoine routier atteignent les résultats escomptés. Il doit également voir à diffuser les résultats des recherches effectuées auprès de ses partenaires afin qu'ils puissent en tenir compte dans la préparation des projets de conception ou d'entretien qu'ils réalisent, que ce soit pour le Ministère même ou pour les municipalités.

La présente parution donnera au lecteur un aperçu des travaux effectués récemment. Pour en savoir plus sur la recherche sur les ouvrages d'art, il sera également possible de consulter les actes du Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, sur le site Internet du ministère des Transports du Québec.

Guy Richard

Direction des structures

# LA FLEXIBILITÉ DU TABLIER DU PONT RISI AVANT ET APRÈS SA RÉFECTION

Marc Savard, Ph. D., ing., et Jean-François Laflamme, M. Sc., ing.  
Service de l'entretien, Direction des structures

Le pont de l'autoroute 73 au-dessus de la rivière Chaudière (auss appelé pont Risi) donne accès au pont Pierre-Laporte, près de Québec. Construit en 1970, ce pont de plus de 298 m de longueur compte sept travées et six voies de circulation. La **figure 1** montre des vues en plan et en élévation de cette structure. Les quatre travées comprises entre les axes 1 et 5 sont continues, de même que les trois autres travées (entre les axes 5 et 8). Un joint de dilatation aménagé le long de l'axe 5 sépare les deux groupes de travées. Le tablier de la structure a un biais de 22 degrés et compte un total de 10 poutres dans sa section transversale, comme on peut le voir à la **figure 2**. À noter qu'avant les récents travaux de reconstruction de la dalle, un joint longitudinal séparait ce pont en deux moitiés, chacune comportant trois voies de circulation. Signalons également qu'un trottoir de 1,54 m délimitait les côtés extérieurs de l'ancienne dalle, comme le montre la figure 2.

Le débit journalier élevé sur ce pont (environ 118 000 véhicules) a largement contribué à la détérioration de la dalle de béton du tablier. D'importantes fissures horizontales se sont développées, entraînant un

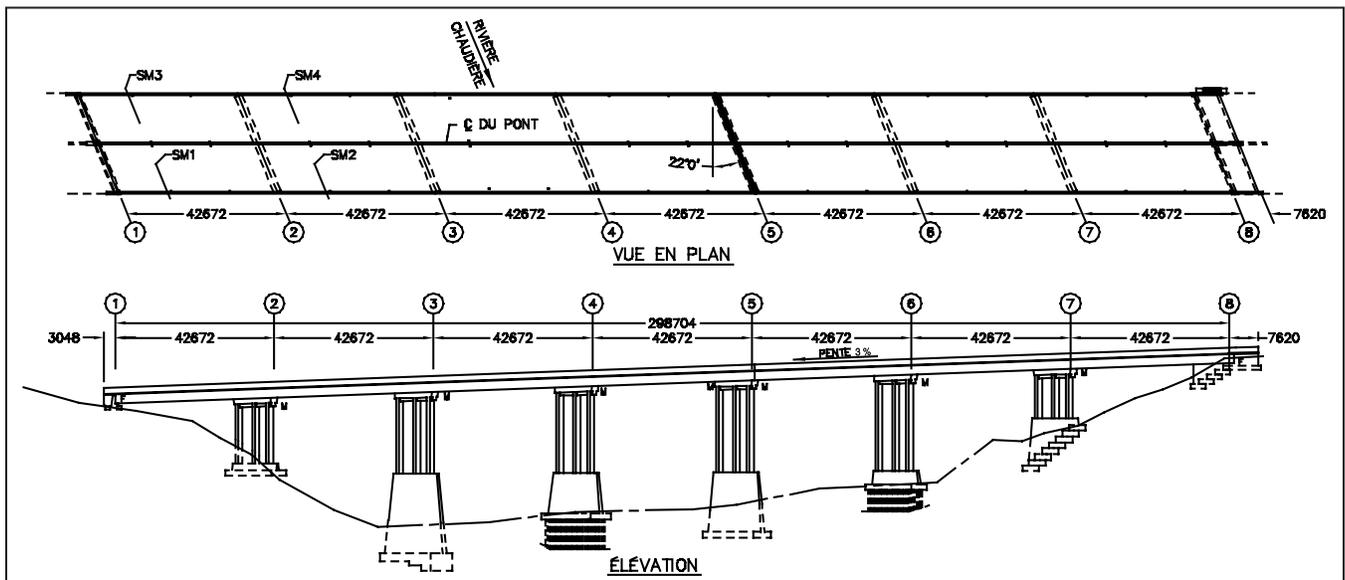
délaminage important de la dalle. Deux phénomènes ont contribué à cet endommagement, soit la fissuration de la dalle provoquée par d'importants efforts de flexion transversale induits par le trafic routier intense et l'infiltration de l'eau dans la dalle fissurée favorisant la corrosion et l'expansion des barres d'armature.

La flexibilité longitudinale du tablier avait été notée lors d'inspections visuelles passées. De plus, des fissures de fatigue ont été détectées près des extrémités des membrures horizontales des contreventements verticaux aménagés entre les poutres. Il est intéressant de noter que dans ce pont, tous les contreventements verticaux sont orientés perpendiculairement à l'axe longitudinal de la structure, sans égard au biais. L'endommagement de la dalle et les problèmes de fissuration dans les contreventements ont obligé à procéder à des travaux de renforcement en 2003.

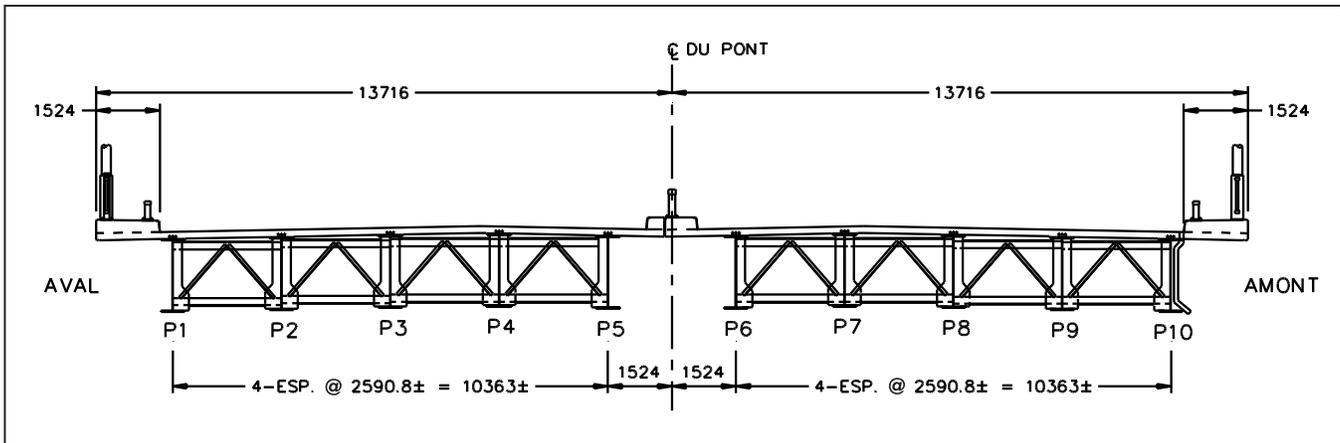
Bien que l'amplitude des mouvements verticaux du tablier ne dépassaient pas les limites prescrites dans la norme canadienne relative aux ponts-routes (CAN/CSA-S6), les travaux de renforcement avaient pour objectif d'accroître la durabilité du tablier en

augmentant sa rigidité. Pour ce faire, la dalle originale de 180 mm d'épaisseur a été remplacée par une dalle de 220 mm constituée d'un béton dans lequel des fibres d'acier avaient été rajoutées. Les fibres orientées aléatoirement dans la masse de béton devraient empêcher, conjointement avec les barres d'armature, la fissuration des zones tendues du béton de la dalle. Pilon et Massicotte (2003) ont présenté les résultats de travaux de recherche ayant conduit à l'adaptation de cette solution innovante au contexte d'un chantier de construction. En outre, les trottoirs de chaque côté de la dalle et le joint longitudinal séparant les voies de la direction sud de celles de la direction nord ont été éliminés. Des contreventements verticaux ont été ajoutés sous l'ancien joint longitudinal et la nouvelle dalle bénéficie d'une précontrainte transversale. De plus, des plaques de renfort ont été soudées aux semelles supérieures des poutres des travées comprises entre les axes 1 et 2, 4 et 5, 5 et 6 et finalement 7 et 8. Les assemblages reliant les contreventements verticaux aux poutres principales ont également été modifiés étant donné les problèmes de fissuration mentionnés plus

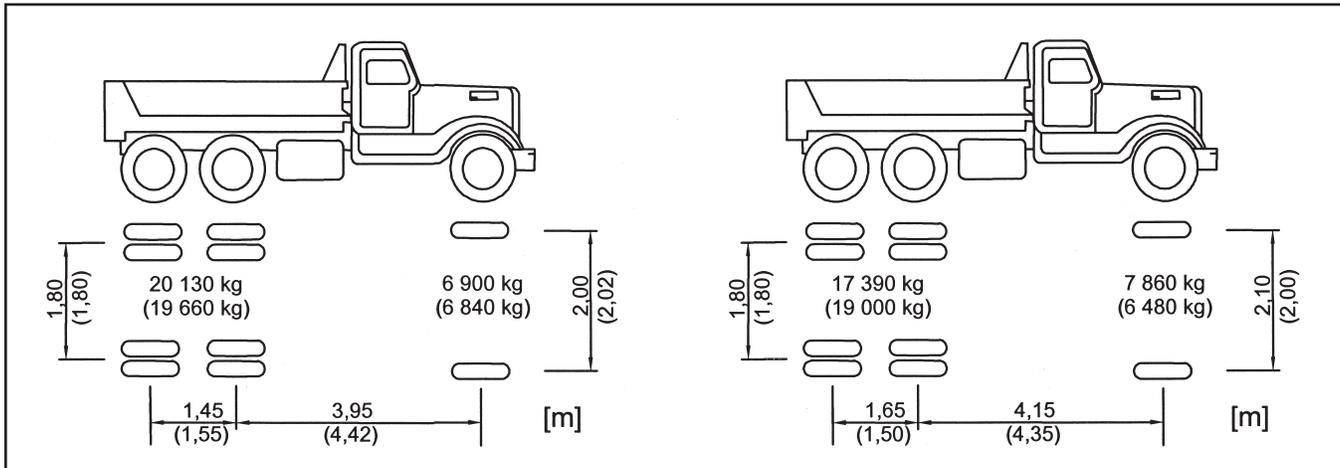
Figure 1 : Vues en plan et en élévation de la structure



**Figure 2 : Coupe transversale du tablier avant les travaux**



**Figure 3 : Camions utilisés pour solliciter la structure  
a) camion n° 1 en 1999 (2003)**



haut. Tous ces travaux ont eu pour effet d'augmenter les rigidités longitudinale et transversale du tablier du pont. Afin de quantifier ce gain de rigidité, des essais de chargement ont été réalisés en 2003, soit après l'exécution des travaux de renforcement. Ces mesures ont été comparées avec celles qui avaient été obtenues en 1999 avec le tablier original.

## MÉTHODOLOGIE

Pour quantifier l'effet des travaux de renforcement sur le comportement structural du tablier du pont, des mesures extensométriques ont été effectuées dans le cadre d'essais de chargement contrôlés. Les mesures des déformations longitudinales dans les poutres principales ont permis de calculer la courbure de celles-ci sous l'effet de chargements connus.

On peut voir les quatre sections de mesure marquées SM1, SM2, SM3 et SM4 à la **figure 1**. À chacune de ces sections de mesure, les deux poutres extérieures (les poutres P1 et P2 pour les sections SM1 et SM3 ou les poutres P9 et P10 pour les sections SM2 et SM4) ont été instrumentées à l'aide d'un minimum de deux jauges de déformation soudées sur les semelles inférieure et supérieure des poutres.

Le chargement lors des essais a été réalisé avec deux camions 10 roues à benne basculante dont les masses et espacements entre les essieux sont indiqués aux **figures 3a** et **3b**. Les valeurs entre parenthèses représentent les données relatives aux camions utilisés pour les essais réalisés en 2003.

Pour déterminer la position des camions sur le tablier, 18 lignes d'arrêt ont été tracées perpendiculairement

à l'axe longitudinal du pont, entre les axes 1 et 3. Ces lignes d'arrêt coïncident avec la position des contreventements verticaux de l'ancien tablier. Pour les essais avec un seul camion, la deuxième roue du camion n° 1 devait être immobilisée au-dessus de la ligne d'arrêt. Pour les essais avec deux véhicules, le camion n° 2 était placé très près derrière le camion n° 1, les deux véhicules étant placés de part et d'autre de la ligne d'arrêt. Pour déterminer la position des camions transversalement sur le tablier, la rangée de roues droite des camions a été placée au dessus de la poutre de rive.

Durant ces essais, il fallait respecter le sens du trafic. Ainsi, pour le chargement de la travée est des voies de la direction nord (poutres P1 et P2), les camions avançaient du sud vers le nord. Pour le chargement des travées

ouest des voies de la direction sud (poutres P9 et P10), les camions avançaient du nord vers le sud. Les voies de circulation correspondantes ont été fermées pour la durée des essais qui, en 1999, ont eu lieu pendant les périodes de faible débit de circulation de la journée. En 2003, les essais ont eu lieu durant la nuit.

## RÉSULTATS

Avec les mesures des déformations longitudinales obtenues en régime statique pour différentes positions longitudinales des camions, on peut calculer la courbure  $\kappa$  d'une poutre à une section de mesure donnée avec l'équation suivante :

### Équation 1

$$\kappa = \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_s}{\Delta}$$

où  $\varepsilon_i$  et  $\varepsilon_s$  représentent les déformations mesurées à la fibre inférieure et supérieure, respectivement. La variable  $\Delta$  est égale à la distance verticale séparant les deux capteurs de déformation.

Étant donné les différences de masse et les espacements différents entre les essieux des camions utilisés en 1999 et ceux employés pour charger la structure en 2003, les courbures calculées avec les mesures des essais réalisés en 1999 ne peuvent être directement comparées à celles qui avaient été calculées avec les mesures des essais de 2003. Afin de permettre cette comparaison, on a estimé les courbures qui auraient été obtenues en 1999 si les camions des essais de 2003 avaient été utilisés. Pour ce faire, on a supposé que les coefficients des lignes d'influence de la courbure à une section de mesure donnée peuvent être représentés par un polynôme  $f\kappa(x)$  de la forme suivante :

### Équation 2

$$f\kappa(x) = Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx + E$$

où la variable « x » définit la position de la charge. Si on écrit l'équation 2 pour 5 positions longitudinales occupées par un des camions utilisés en 1999, on a :

### Équation 3

$$\begin{cases} \kappa_1 \\ \kappa_2 \\ \kappa_3 \\ \kappa_4 \\ \kappa_5 \end{cases} = \begin{bmatrix} P_1x_{11}^4 + P_2x_{21}^4 + P_3x_{31}^4 & P_1x_{11}^3 + P_2x_{21}^3 + P_3x_{31}^3 & P_1x_{11}^2 + P_2x_{21}^2 + P_3x_{31}^2 & P_1x_{11} + P_2x_{21} + P_3x_{31} & P_1 + P_2 + P_3 \\ P_1x_{12}^4 + P_2x_{22}^4 + P_3x_{32}^4 & P_1x_{12}^3 + P_2x_{22}^3 + P_3x_{32}^3 & P_1x_{12}^2 + P_2x_{22}^2 + P_3x_{32}^2 & P_1x_{12} + P_2x_{22} + P_3x_{32} & P_1 + P_2 + P_3 \\ P_1x_{13}^4 + P_2x_{23}^4 + P_3x_{33}^4 & P_1x_{13}^3 + P_2x_{23}^3 + P_3x_{33}^3 & P_1x_{13}^2 + P_2x_{23}^2 + P_3x_{33}^2 & P_1x_{13} + P_2x_{23} + P_3x_{33} & P_1 + P_2 + P_3 \\ P_1x_{14}^4 + P_2x_{24}^4 + P_3x_{34}^4 & P_1x_{14}^3 + P_2x_{24}^3 + P_3x_{34}^3 & P_1x_{14}^2 + P_2x_{24}^2 + P_3x_{34}^2 & P_1x_{14} + P_2x_{24} + P_3x_{34} & P_1 + P_2 + P_3 \\ P_1x_{15}^4 + P_2x_{25}^4 + P_3x_{35}^4 & P_1x_{15}^3 + P_2x_{25}^3 + P_3x_{35}^3 & P_1x_{15}^2 + P_2x_{25}^2 + P_3x_{35}^2 & P_1x_{15} + P_2x_{25} + P_3x_{35} & P_1 + P_2 + P_3 \end{bmatrix} \begin{cases} A \\ B \\ C \\ D \\ E \end{cases}$$

avec  $x_{ij}$  la coordonnée longitudinale de l'essieu « i » pour la  $j^{\text{ième}}$  position du camion,  $P_i$  la charge associée à l'essieu « i » et  $\kappa_j$  la valeur de la courbure mesurée pour la  $j^{\text{ième}}$  position du camion. En inversant la matrice de l'équation [3], on peut calculer les coefficients A, B, C, D et E, qui définissent la ligne d'influence de la courbure (équation [2]). La valeur de la courbure qui aurait été mesurée aux essais de 1999 avec les camions utilisés en 2003 occupant la position  $j$ ,  $\kappa_j'$ , peut être calculée avec l'équation suivante :

### Équation 4

$$\kappa_j' = (P_1'x_{1j}^4 + P_2'x_{2j}^4 + P_3'x_{3j}^4)A + (P_1'x_{1j}^3 + P_2'x_{2j}^3 + P_3'x_{3j}^3)B + (P_1'x_{1j}^2 + P_2'x_{2j}^2 + P_3'x_{3j}^2)C + (P_1'x_{1j} + P_2'x_{2j} + P_3'x_{3j})D + (P_1 + P_2 + P_3)E$$

où  $x'_{ij}$  est la coordonnée longitudinale de l'essieu « i » pour la  $j^{\text{ième}}$  position du camion (2003) et  $P'_i$  la charge associée à l'essieu « i » du camion (2003).

Étant donné la grande quantité d'informations obtenues lors de ces deux séries d'essais, seuls quelques résultats représentatifs du comportement d'ensemble de la structure sont présentés ici. Les figures 4 et 5 permettent de comparer les courbures mesurées avant et après les travaux de renforcement, en fonction de la position longitudinale d'un ou des deux véhicules d'essai. Sur ces graphiques, une correction a été effectuée sur les mesures réalisées en 1999, afin de tenir compte des différences de configuration entre les camions utilisés dans les deux séries d'essais.

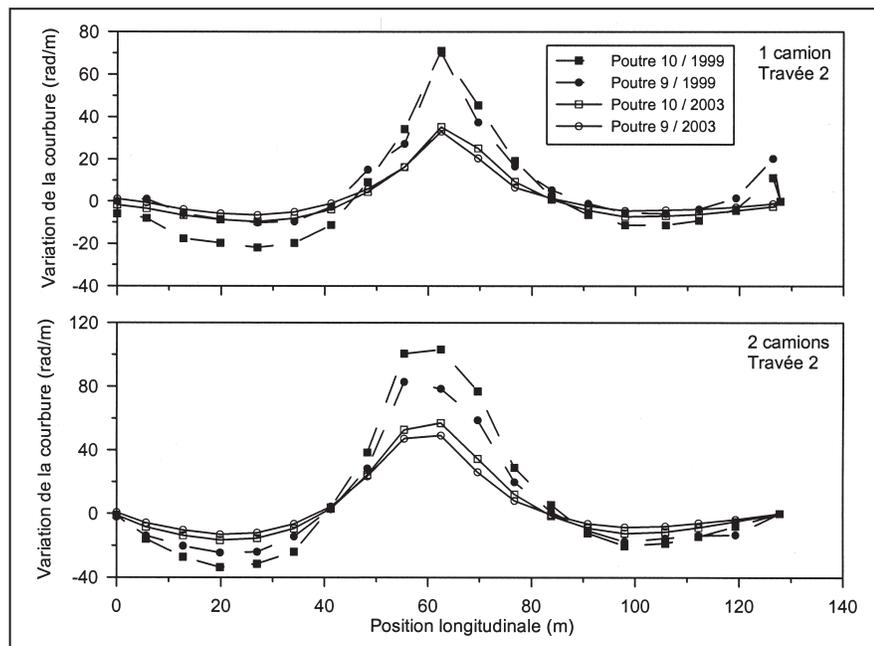
Dans le cas de la section de mesure SM4, on peut voir à la figure 4 que, après les travaux, la courbure maximale dans les poutres P9 et P10 est passée de 70 à 34 rad/m et ne représente plus que 51 % de la courbure qui avait été mesurée avant les travaux. Ce

résultat est conforme aux attentes, étant donné qu'une dalle plus rigide transversalement contribue à distribuer plus uniformément les efforts entre les poutres. On note également qu'avant les travaux les courbures mesurées avec un seul camion dans les poutres P9 et P10 étaient à peu près égales. Cependant, avec deux camions, la différence entre les courbures adoptées par ces poutres est significative (écart d'environ 25 %). Ce résultat suggère qu'avant le remplacement de la dalle la distribution des efforts entre les poutres n'était pas

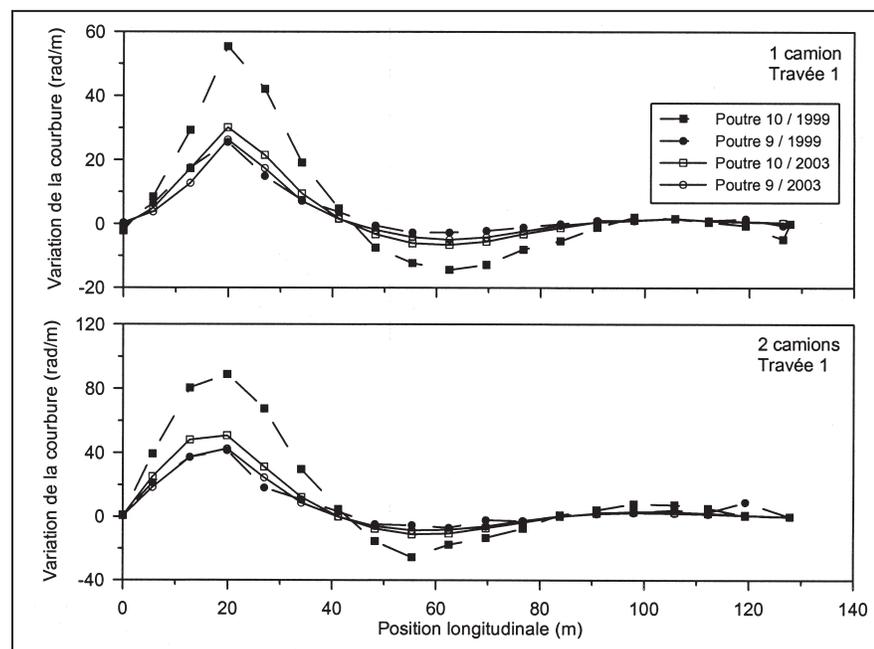
proportionnelle à l'intensité des charges appliquées, ce qui peut être une conséquence de l'endommagement subi par la dalle entre ces deux poutres.

Dans le cas de la section SM3, on peut voir à la figure 5 que la courbure de la poutre de rive (P10 à la figure 2) a diminué d'environ 44 % par suite des travaux de renforcement. Cette observation a été vérifiée avec les mesures obtenues aussi bien avec un qu'avec deux camions. Cependant, dans le cas de la poutre 9 de la section SM3, la courbure est demeurée pratiquement inchangée avant et après les travaux. Ce comportement suggère que l'ancienne dalle de béton n'avait plus la rigidité transversale nécessaire pour répartir adéquatement les efforts entre les poutres P9 et P10.

**Figure 4 : Variation de la courbure en fonction de la position des véhicules d'essai - Section SM4**



**Figure 5 : Variation de la courbure en fonction de la position des véhicules d'essai - Section SM3**



## CONCLUSION

La comparaison des courbures mesurées lors des essais de chargement réalisés avant et après les travaux de renforcement dans quatre poutres principales du tablier du pont Risi montre une augmentation de la rigidité de la dalle. En effet, celle-ci permet une meilleure distribution transversale des efforts de flexion entre les poutres sous-jacentes. Après les travaux, on a observé une diminution pouvant atteindre 51 % de la courbure de certaines poutres, ce qui représente une réduction équivalente des contraintes longitudinales associées à la flexion. D'autres essais de chargement pourront être réalisés afin de vérifier l'efficacité de cette dalle armée de fibres d'acier pour répartir les efforts entre les poutres.

## REMERCIEMENTS

Des remerciements sincères sont adressés à M. Michel Ricard, technicien principal au laboratoire mobile d'auscultation du MTQ, ainsi qu'au personnel de la Direction territoriale de la Chaudière-Appalaches pour leur précieuse collaboration aux travaux d'instrumentation et à la collecte des données.

## RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

PILON, Bernard et MASSICOTTE, Bruno. « Utilisation de béton armé de fibres d'acier dans les dalles de pont en vue d'améliorer la durabilité au délaminage », *Innovation Transport*, ministère des Transports du Québec, n° 16, avril 2003, p. 29-34.

# RÉPARATION DU TUNNEL NOTRE-DAME-DE-GRÂCE AU MOYEN DE BÉTON AUTOPLAÇANT

Bernard Pilon, ing., M. Sc.  
Service de l'entretien, Direction des structures

## HISTORIQUE ET DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

Entreprise en 1965 et achevée en 1967, la construction de l'autoroute Décarie s'inscrivait dans le contexte d'une série de grands travaux visant à moderniser les infrastructures de transport de la région de Montréal. Situé sur cette autoroute, le tunnel Notre-Dame-de-Grâce supporte l'avenue du même nom de même que la place Grovehill, une cour d'école et un parc.

Conçu à l'origine pour accueillir quotidiennement 90 000 véhicules, le tunnel Notre-Dame-de-Grâce en accueille maintenant plus de 160 000. Le tunnel est constitué de dix-neuf éléments de béton armé coulés en place selon une pente longitudinale de 3,2 %, pour une longueur totale de 230 mètres. Chaque direction de circulation comporte quatre voies, pour une largeur intérieure totale de 35 mètres. La **figure 1** présente une coupe du tunnel ainsi que ses principales dimensions.

Après presque trente-cinq années de service intense, le tunnel a commencé à montrer, à la fin des années 1990, des signes de dégradation dans sa partie supérieure. Une inspection a alors révélé qu'une partie importante de la surface intérieure de la voûte du tunnel présentait un délaminage jusqu'au niveau du premier rang d'armature. La **figure 2** présente une zone de délaminage typique après sécurisation.

Figure 2 : Délaminage typique de la voûte du tunnel sécurisée



Dans le but de déterminer les causes de la détérioration de la voûte, des carottages ont été effectués. Étant donné le volume élevé de circulation et l'absence de système de ventilation à l'intérieur du tunnel, la carbonatation du béton, c'est-à-dire sa détérioration sous les gaz d'échappement, avait alors été avancée comme explication possible des détériorations. L'analyse du béton des carottes démontra que la carbonatation, quoique présente, n'avait progressé à l'intérieur du béton que sur une profondeur de quelques centimètres tout au plus. La pénétration des ions chlorure par contre s'était faite sur une profondeur allant jusqu'à une dizaine de centimètres par endroits.

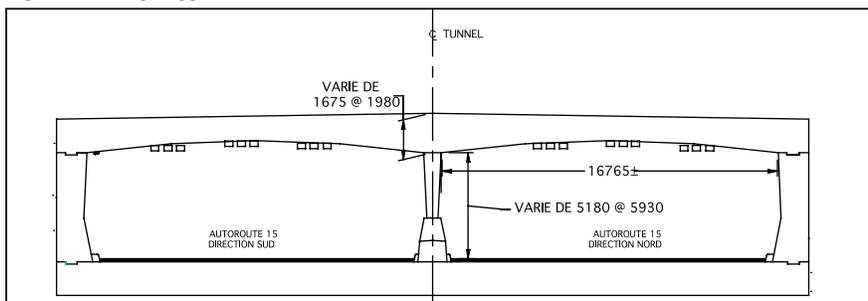
La présence des chlorures dans le béton avait donc provoqué la corrosion dans les armatures, et finalement le délaminage observé. La vaporisation de l'eau salée au passage des véhicules et son absorption dans le béton de la voûte par succion capillaire sont vraisemblablement à l'origine de la présence des chlorures.

## OBJECTIFS DES TRAVAUX DE RÉPARATION

Plusieurs obstacles rendaient difficile la planification des réparations. Parmi ceux-ci, mentionnons l'épaisseur de la voûte du tunnel (1,26 m de béton), qui rendait impossible une intervention par le haut, et l'utilisation du terrain à la surface (rues, école, résidences), qui impliquait que les réparations devaient s'effectuer alors que la structure continuait à supporter des charges.

Le principal obstacle était cependant l'important volume de trafic routier devant être maintenu pendant les périodes de pointe, périodes qui s'étendent sur presque toute la journée sur l'autoroute Décarie. Bien que des fermetures de nuit du tunnel aient été envisageables, le jour aucune entrave à la circulation ne pouvait être

Figure 1 : Coupe type du tunnel



tolérée. Cette dernière exigence non seulement limitait le temps de travail de l'entrepreneur dans le tunnel, mais rendait également difficile la planification des travaux.

À la suite de l'analyse de ces nombreux obstacles et des particularités de la réparation, deux options ont été retenues : l'utilisation de béton projeté et l'utilisation de béton autoplaçant avec coffrages attachés à la voûte. Étant donné la quantité importante de réparations à effectuer au cours des travaux de réfection, des planches d'essai visant à tester et à perfectionner les méthodes de réparation ont été planifiées à l'automne de 2002.

## PLANCHES D'ESSAI

Trois planches d'essai sur la voûte du tunnel ont été réalisées à l'automne 2002 afin de mettre à l'épreuve des techniques de démolition et de réparation. Une première planche mettait à l'essai une réparation sans surépaisseur effectuée au moyen de béton projeté par voie sèche et les deux autres planches, une réparation sans surépaisseur avec béton autoplaçant.

La réalisation des planches d'essai a permis de faire plusieurs constatations, qui ont substantiellement modifié la planification des travaux. La plus importante de ces constatations a été la difficulté avec laquelle s'effectue la démolition du béton derrière le rang d'armature. L'espacement serré de l'armature dans la voûte (barres n° 35 espacées à 150 mm) de même que la position des ouvriers affectés à la démolition ralentissait énormément les cadences de travail. La démolition de la surface de chaque planche d'essai (18 m<sup>2</sup>) jusqu'à une profondeur de 25 mm derrière les armatures nécessitait environ une douzaine d'heures de travail. Il est donc clair qu'une solution plus efficace allait devoir être trouvée pour la réalisation des quelque 8 000 mètres carrés de surface totale de la voûte.

Une fois la démolition terminée sur chaque planche, la mise en place du béton avec les deux méthodes sélectionnées a été effectuée. Les planches de réparation avec béton autoplaçant ont permis d'obtenir une surface finie de qualité généralement acceptable, et ce malgré l'utilisation d'un seul point d'injection du béton dans les coffrages. Par contre, avec la planche réparée au moyen de béton projeté, quelques cratères de 15 à 20 cm de diamètre se sont formés au moment de la finition.

Après la cure des réparations, des carottages ont été effectués afin de vérifier leur efficacité. Les carottes forées dans les réparations de béton autoplaçant présentaient généralement une excellente consolidation du béton autour des barres d'armature et une bonne liaison entre le béton de réparation et le substrat. Il en était par contre tout autrement dans le cas des carottes prélevées dans la réparation de béton projeté. La plupart de ces carottes montraient des vides importants derrière les barres d'armature ainsi qu'une très faible adhérence entre le béton d'origine et le béton de réparation.

Il est assez facile d'expliquer la présence des vides derrière les armatures dans les réparations avec béton projeté : la présence de grosses barres d'armature relativement rapprochées rendait la tâche du lancier très difficile lorsque venait le moment d'enrober ces armatures. À la suite des difficultés rencontrées avec le béton projeté sur la planche d'essai, la méthode de réparation avec béton autoplaçant a été choisie et exigée dans le devis en vue des travaux de réfection de l'ensemble de la voûte.

## DESCRIPTION DES TRAVAUX

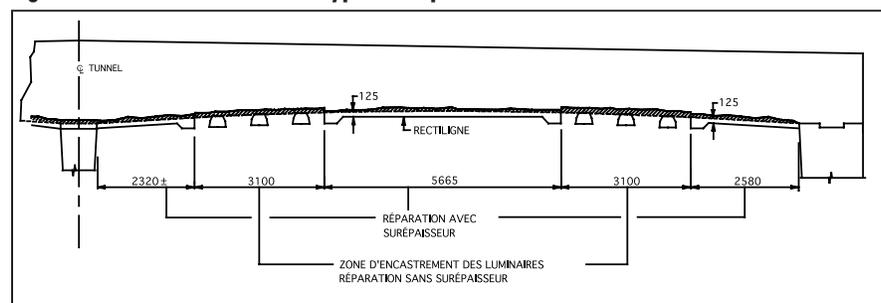
À la suite des constatations faites pendant la réalisation des planches d'essai, une nouvelle méthode de réparation est planifiée. Au départ, il avait été prévu de réparer la totalité de la voûte du tunnel sans surépaisseur. Or, ce type de réparation, qui nécessite la démolition du béton jusqu'à l'arrière des armatures existantes, est très exigeant. Afin de limiter le temps de démolition, la majorité des surfaces de la voûte du tunnel allaient devoir être réparées sans dégager les armatures existantes, donc par une réparation avec surépaisseur.

La réparation en surépaisseur possède le grand avantage de ne pas nécessiter le dégagement des armatures existantes. La surépaisseur de béton contient un lit d'armatures additionnelles, ce qui permet de confiner efficacement le béton existant de moins bonne qualité. De plus, une excellente liaison avec le substrat de béton existant est assurée par la présence de nombreux ancrages.

La réparation en surépaisseur de la voûte du tunnel est possible partout, sauf aux endroits où de nouveaux luminaires doivent être installés, et ce afin de maintenir le dégagement vertical à l'intérieur du tunnel. Pour permettre l'installation des luminaires, deux bandes de réparation sans surépaisseur dans chaque direction doivent être réalisées. Chacune des quatre bandes a une largeur de 3 mètres, ce qui signifie qu'en tout 2 850 mètres carrés doivent être réparés sans surépaisseur, comparativement aux 5 070 mètres carrés réparés avec surépaisseur. La **figure 3** présente une vue en coupe d'une moitié du tunnel, où l'on peut voir les deux types de réparation et leur localisation sur la voûte.

Afin de faciliter et d'accélérer la démolition du béton dans les zones devant être réparées sans surépaisseur, un processus d'hydrodémolition a été permis dans le devis. L'hydrodémolition consiste à pulvériser le béton au moyen d'eau projetée sous très forte pression. Cette méthode de démolition a l'avantage d'être rapide, de bien dégager les barres d'armatures sans les abîmer et surtout d'être facilement réalisable en surplomb. L'hydrodémolition est par contre très bruyante, ce qui pose un problème de taille pour son utilisation de nuit en milieu urbain. Pour remédier à ce problème, l'installation de rideaux antibruits amovibles aux extrémités du tunnel a été exigée dans les documents contractuels.

**Figure 3 : Localisation des deux types de réparation**



**Figure 4 : Scarificateur à béton sur la voûte et détail de la tête rotative**



Des fermetures complètes cinq nuits par semaine ont été prévues pour la réalisation du contrat. Selon les exigences contractuelles, les fermetures pouvaient débuter à 21 h et devaient se terminer à 6 h le lendemain. En excluant le temps nécessaire à l'installation de la signalisation, cet horaire de travail donnait environ sept heures de travail par nuit à l'entrepreneur. Durant l'année 2003, la réfection de l'ensemble de la voûte du tunnel était prévue, de même que celle des murs extérieurs au-dessus des voies de l'autoroute. Le remplacement de l'ensemble des luminaires au plafond et divers autres travaux de réparation au moyen de béton projeté étaient également prévus.

## RÉALISATION EN CHANTIER

### Première étape : démolition

La première étape des travaux consistait à démolir le béton sur la voûte du tunnel. Rappelons que sur la majorité des surfaces du tunnel, une réparation avec surépaisseur devait être réalisée, ce qui nécessitait l'enlèvement du béton sur une profondeur minimale de 10 mm. Pour réaliser la démolition de ce type de surface, l'entrepreneur a fait appel à un scarificateur à béton. Cet appareil permet de démolir rapidement une couche superficielle relativement uniforme d'environ 25 mm de béton sans endommager le substrat et a souvent été employé par le passé pour la démolition de surfaces de murs ou de dalles. Les travaux de démolition

dans le tunnel nécessitaient par contre l'utilisation de cet appareil pour effectuer de la démolition en surplomb. Cette tâche a amené l'entrepreneur à modifier sa machinerie de façon à ce qu'elle puisse être installée dans la benne d'un camion et être ainsi amenée en position de démolition au plafond au moyen d'un élévateur. L'utilisation du camion à benne rendait plus facile le nettoyage des débris à la fin de la nuit de travail. La **figure 4** montre l'appareillage utilisé et son installation sur la voûte.

**Figure 5 : Section de coffrages**



Sur les surfaces devant être réparées sans surépaisseur, c'est-à-dire les zones d'installation des luminaires, la démolition doit dégager les barres d'armature existantes. Même en ayant recours à de l'hydrodémolition, cette démolition s'effectue beaucoup plus lentement que celle des zones devant être scarifiées seulement. L'entrepreneur a par conséquent dû établir dès le départ un calendrier de démolition et de réparation pour l'ensemble de la voûte. Il fallait de plus coordonner les différentes réparations en fonction des travaux de remplacement des luminaires, puisqu'une partie de ceux-ci ne pouvait être enlevée tant qu'un certain nombre des nouveaux luminaires ne serait pas en place.

### Deuxième étape : coffrage des surfaces

L'entrepreneur a utilisé des coffrages préfabriqués réutilisables. Les zones de réparation étant toutes de dimensions similaires sur la longueur du tunnel, l'utilisation de tels coffrages comportait de nombreux avantages. En outre, leur installation sur la voûte était très rapide et pouvait par conséquent facilement s'effectuer en une nuit de travail. Les coffrages comportaient une ouverture à leur point bas permettant d'y fixer la conduite de pompage du béton (rappelons que tout le tunnel présente une pente longitudinale de 3,2 %). Ces ouvertures ont été fabriquées avec une trappe de

type guillotine, ce qui permet leur fermeture une fois les coffrages remplis de béton. La **figure 5** montre une section de coffrages installée contre la voûte dans une zone de réparation sans surépaisseur.

### Troisième étape : bétonnage.

Le béton de type autoplaçant employé par l'entrepreneur devait correspondre aux exigences du Ministère, tant pour les propriétés mécaniques que pour la maniabilité. Pour la plupart des gâchées, le béton autoplaçant a été produit directement au chantier avec des bétonnières mobiles. Cette façon de fabriquer le béton s'est avérée très efficace, car elle permettait l'ajustement du mélange pendant la coulée, tout en n'étant pas restrictive quant au volume de béton préparé puisque les coffrages à combler contenaient un volume à peu près équivalent à la capacité de production d'une bétonnière.

Tout le béton a été mis en place au moyen d'une pompe à béton sur remorque. La mise en place du béton sans vibration s'est effectuée sans problèmes, même sur des éléments de 12 mètres de longueur sur 5 mètres de largeur. Une légère surpression était induite dans les coffrages avant la fermeture de la trappe à l'entrée de ces derniers, de manière à obtenir un remplissage optimal. Une fois la coulée du béton terminée, tous les équipements de mise en place étaient retirés et l'entrepreneur procédait au nettoyage de la chaussée pour l'ouverture au trafic matinal. La **figure 6** montre un bétonnage typique.

Au total, 190 sections de béton ont été réalisées pour l'ensemble des travaux de réparation de la voûte,

dans les deux directions du tunnel. L'entrepreneur a effectué l'ensemble des travaux de démolition, de coulée et de décoffrage sur un peu plus de 200 nuits de travail.

### RÉSULTATS

La surface de la voûte réparée était généralement d'excellente qualité, ne présentant aucun nid de cailloux ou autre défaut de surface. Quelques vides à l'interface substrat/réparation ont été détectés à la suite de problèmes d'évacuation de l'air dans les coffrages, mais ils ont pu être réparés efficacement par injection de coulis de ciment. Une meilleure répartition des tubes d'évent sur le pourtour des coffrages a finalement permis de régler en grande partie ces problèmes.

Une fissuration de faible ouverture dans le béton de réparation a été notée quelques jours après le décoffrage. L'apparition d'une telle fissuration dans les réparations n'est pas rare ; elle est probablement liée au retrait du béton de la réparation. Le retrait est une propriété intrinsèque du béton qui résulte en sa contraction lors de la prise. Dans le cas des réparations de la voûte, cette contraction est empêchée par le béton existant de la voûte causant ainsi la fissuration. L'ouverture des fissures dans les réparations est de moins de 0,25 mm, et ce, six mois après la coulée du béton, ce qui ne devrait pas réduire outre mesure leur durabilité.

Le béton obtenu sur le chantier avec la bétonnière mobile était généralement de très bonne qualité, présentant peu de variabilité dans les résultats et d'excellentes caractéristiques de résistance et de

durabilité. Une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 50 MPa a été obtenue de même qu'un facteur moyen d'espacement des vides de 155  $\mu\text{m}$ . La résistance à la compression à 28 jours des échantillons dépasse largement les exigences ministérielles de 35 MPa, et le facteur moyen d'espacement des vides mesuré des échantillons est inférieur aux exigences de 230  $\mu\text{m}$  de la norme BNQ pour la protection contre le gel.

La **figure 7** montre l'aspect final de la voûte une fois réparée.

### CONCLUSION

Les travaux de réfection de la voûte du tunnel Notre-Dame-de-Grâce ont permis de démontrer qu'il était possible, et même préférable dans certaines conditions, d'utiliser un béton autoplaçant à grande échelle pour la réparation d'éléments en surplomb. Il s'agissait d'une des premières utilisations à grande échelle de béton autoplaçant au Québec et de la première où ce type de béton était employé en surplomb. Cette méthode novatrice a permis d'obtenir une réparation de qualité, qui présente d'excellentes propriétés mécaniques et de bonnes caractéristiques de durabilité.

L'ensemble des travaux de réparation, effectué sur près de 8 000 mètres carrés de surface de plafond, a été réalisé sur une période de sept mois au cours de l'année 2003. Aucune entrave à la circulation de jour n'a été nécessaire, tous les travaux ayant été réalisés de nuit, sur des périodes de sept heures.

**Figure 6 : Bétonnage typique et appareillage utilisé**



**Figure 7 : Aspect final des réparations**



# OUTIL D'ÉVALUATION ET DE GESTION DES OUVRAGES D'ART AFFECTÉS DE RÉACTIVITÉ ALCALIS-GRANULATS

M.-A. Bérubé, CRIB, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval

N. Smaoui, CRIB, Département de génie civil, Université Laval

B. Fournier, ICON-CANMET, EMR-Canada

B. Bissonnette, CRIB, Département de génie civil, Université Laval

D. Bouchard, ministère des Transports du Québec

## 1- INTRODUCTION

Un grand nombre d'ouvrages d'art et de structures hydrauliques situés en territoire québécois sont affectés de réactivité alcalis-granulats de type alcalis-silice (RAS), à un degré toutefois fort variable d'une région à une autre, d'un ouvrage à un autre et même d'un composant à un autre du même ouvrage. Dans le cas particulier des ouvrages d'art, les plus importants critères d'intervention sont la chute de la capacité portante et la stabilité structurale. Dans le cadre de deux ententes conclues respectivement en 1999 et en 2001 entre l'Université Laval et le ministère des Transports du Québec (MTQ), un important projet de recherche a été mené sur l'évaluation structurale des ouvrages d'art affectés de RAS. Ce projet, réalisé par des chercheurs de l'Université Laval en collaboration très étroite avec plusieurs spécialistes du MTQ ainsi que des chercheurs de CANMET-ICON et de l'IREQ, a donné lieu à d'importants travaux sur trois ponts de la région de Québec affectés de RAS (monitorage, carottage, réparations), ainsi que sur les échantillons prélevés dans ces ouvrages (essais mécaniques, expansion résiduelle, contenus en alcalis...). Le projet comportait aussi un très important volet expérimental portant sur différents aspects liés au sujet d'étude (influence de la géométrie, de l'orientation du plan de coulée et du mode de consolidation du béton sur l'expansion entraînée par la RAS; influence de la RAS sur le comportement mécanique du béton; évaluation de l'expansion déjà atteinte par le béton en service affecté de RAS; contraintes induites dans le béton armé affecté de RAS; comparaison entre différentes méthodes de mesure de l'expansion...). Le projet de recherche a pris fin avec la rédaction de deux rapports finaux soumis dans le cadre des deux ententes contractuelles et portant respectivement sur les travaux réalisés sur les ouvrages (Bérubé et autres, 2004a) et sur les études

expérimentales (Bérubé et autres, 2004b). L'objectif premier de la recherche était toutefois la production d'un outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS. La méthodologie proposée dans le rapport correspondant (Bérubé et autres, 2004c) repose en grande partie sur l'ensemble des informations issues des travaux précédents.

## 2- DESCRIPTION ET JUSTIFICATION DE LA MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE

### 2.1 Stratégie globale

Comme il est mentionné dans la littérature (ISE, 1992), le principal critère d'intervention sur un ouvrage structural affecté de RAS est l'expansion que le béton de cet ouvrage présente aujourd'hui. En effet, si le lien béton/armature demeure bon et que l'expansion dans les deux matériaux est alors la même, comme on a pu l'observer en laboratoire (Bérubé et autres, 2004b : chapitre 6), la connaissance de ce paramètre permet d'évaluer où en sont les armatures par rapport à leur limite d'élasticité. Nous avons ici considéré que cette limite est atteinte lorsque l'expansion du béton atteint 0,2 %. Dans la méthodologie proposée ci-après, la fréquence des interventions et leur importance varient en fonction des paramètres suivants : 1<sup>o</sup> expansion déjà atteinte ; 2<sup>o</sup> taux d'expansion en cours ; 3<sup>o</sup> nombre d'années qui restent avant que les aciers d'armature deviennent plastifiés. Bien sûr, ce dernier paramètre dépend des deux premiers. En d'autres mots, on interviendra plus rapidement sur un ouvrage dont les aciers d'armature sont sur le point d'être plastifiés, quel que soit son âge. La stratégie d'évaluation/intervention proposée peut comprendre différentes étapes plus ou moins poussées et un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon le cas, et doit être constamment réévaluée. Le tout est schématisé à la **figure 1**.

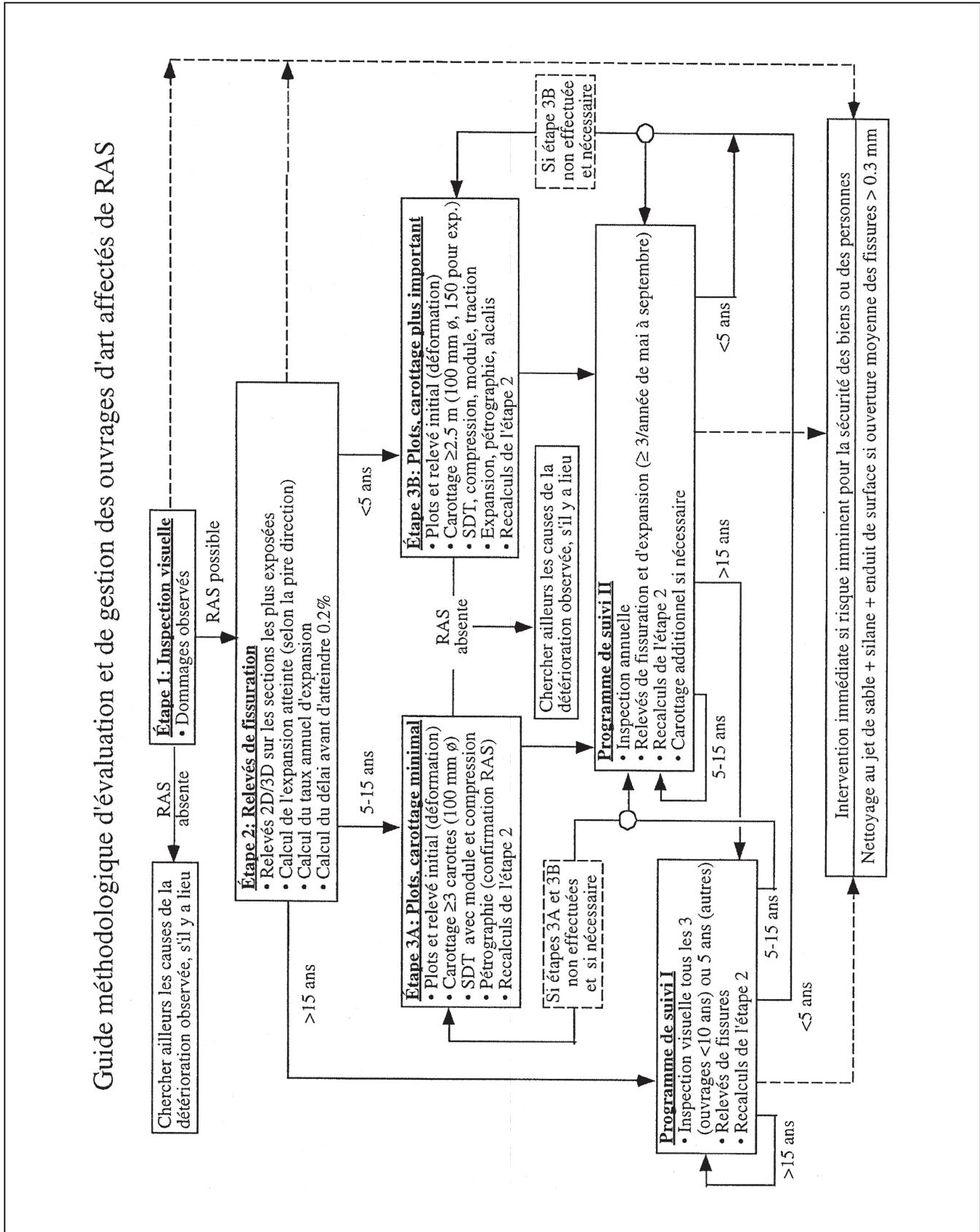
### 2.2 Étape 1 - Inspection visuelle et possibilité de la présence de RAS

La première inspection a pour principal objectif de déterminer s'il est possible que la RAS soit présente dans l'ouvrage étudié, et ce, sur la base des *défauts visuels* généralement associés à cette réaction (Bérubé et autres, 2004c : section 1.6.2.1 et Annexe A). Pour chaque type de composant examiné, les données recueillies devront faire état de la nature, de la distribution et de la sévérité des défauts observés (ex. : ouverture, longueur et orientation des fissures, superficie ou longueur atteinte...), des conditions environnementales et des risques pour la sécurité des biens et des personnes, le tout appuyé au besoin par des photographies. Sur la base des signes visuels observés et des autres informations dont il dispose (ex. : dossiers de construction, expérience antérieure avec le type de granulats présent dans le béton, état des ouvrages limitrophes...), l'inspecteur aura à déterminer s'il y a une *possibilité que l'ouvrage soit affecté par la RAS*. Si c'est le cas, il pourra réaliser immédiatement l'étape 2 ou revenir le faire plus tard. Si tel n'est pas le cas, et si l'ouvrage est malgré tout détérioré, il faudra chercher ailleurs les causes de cette détérioration. Dans un cas comme dans l'autre, il faudra intervenir s'il y a un risque imminent pour la *sécurité des biens ou des personnes*.

### 2.3 Étape 2 - Premiers relevés de la fissuration et estimation de l'expansion atteinte

**Choix des composants et conditions d'exposition** - Des relevés de la fissuration devraient être réalisés au moins sur les composants les plus visuellement détériorés ou les plus critiques sur le plan structural (ex. : poutres, colonnes, dalles...). Pour chaque type de composant, ces relevés doivent être réalisés sur les sections les plus exposées. La fissuration

Figure 1 - Organigramme proposé pour l'évaluation et la gestion des ouvrages d'art affectés de RAS



superficielle est normalement plus développée à ces endroits, en raison du différentiel d'expansion qui existe entre le béton en peau, relativement peu expansif (lessivage des alcalis par la pluie et chute d'humidité en période d'ensoleillement), et celui qui est en profondeur, qui est plus expansif et plus représentatif de l'ensemble du composant étudié. C'est donc à ces endroits que la fissuration superficielle peut fournir les valeurs d'expansion les plus proches de la réalité volumique.

**Moment des premiers relevés** - Pour éviter les variations climatiques, qui modifient l'ouverture des fissures, les premiers relevés devraient être réalisés au coeur de l'été et devraient être précédés d'au moins deux jours d'ensoleillement (comme d'ailleurs tous les autres relevés subséquents).

**Géométrie des relevés et vérification de la liaison béton/acier** - Puisque l'expansion varie selon l'orientation des contraintes, du moins dans le cas des éléments armés, il faut mesurer séparément les fissures selon les trois (ex. : colonne...) ou les deux directions accessibles (ex. : dalle, mur de culée...), mais toujours sur des surfaces exposées. Dans le cas des poutres de ponts, des relevés selon deux directions seront effectués sur la face verticale exposée. Des schémas sont proposés à la figure II.2 du rapport de Bérubé et autres (2004c), de manière à totaliser au moins 2 m pour chacune des directions considérées. Le principal critère d'intervention proposé (c.-à-d. le nombre d'années avant d'atteindre la plastification des aciers d'armature) repose en premier lieu sur l'expansion déjà atteinte par le béton, estimée soit à partir de la fissuration de surface (somme des ouvertures des fissures par unité de longueur) ou soit à partir de l'essai de fatigue SDT (réalisé sur des carottes normalement prélevées sous les armatures), et en supposant que cette expansion est la même dans les aciers d'armature. Dans le cas de la fissuration de surface, on comprendra alors qu'il est important de vérifier s'il y a effectivement une *bonne liaison entre le béton et les aciers d'armature*. Dans le cas des composants armés à sections carrées ou rectangulaires relativement limitées (ex. : colonnes, poutres...), les plus importantes fissures (longitudinales) se trouvent souvent à la hauteur des armatures longitudinales de coin. L'adhérence entre le béton et l'acier risquant d'être moins bonne à ces endroits, on peut : 1<sup>o</sup> faire

en sorte que les segments de mesure transversale ne chevauchent pas les armatures de coin, en les limitant à la portion de béton comprise entre les deux armatures de coin, ou mieux 2<sup>o</sup> placer ces segments de mesure sur toute la largeur de l'élément en cause (en chevauchant donc les armatures de coin), mais sans nécessairement inclure les fissures situées aux deux extrémités (à la hauteur et à l'extérieur des armatures) dans le calcul de l'expansion atteinte. En effet, l'information recueillie sur les fissures qui se trouvent à la hauteur des armatures est très révélatrice, d'autant plus que leur ouverture est souvent plus importante.

**Repérage des segments de mesure** - Afin de pouvoir retrouver facilement les segments de mesure lors des visites ultérieures (les marques faites au crayon-feutre s'effaçant rapidement), leurs extrémités doivent être marquées de plots métalliques. On trouvera plus d'information sur la nature et la pose des plots dans le rapport de Bérubé et autres (2004c).

**Mesure de l'ouverture des fissures** - L'ouverture des fissures devrait idéalement être mesurée à l'aide d'un oculaire gradué spécialement destiné à cette fin, dont la plus fine graduation est de 0,05 mm ou moins. On peut utiliser un gabarit en plastique transparent également conçu à cette fin, sur lequel sont tracés des traits de différentes largeurs. On doit en outre noter séparément l'ouverture de chacune des fissures observées, l'ouverture moyenne des fissures (> 0,3 mm) étant un critère d'intervention lorsque la corrosion n'est pas avancée (nettoyage au jet de sable + scellant pénétrant + enduit de surface). Il est également recommandé de subdiviser les segments mesurés en longueurs de 0,1 m, comme le fait le LCPC (1997), ce qui permet de suivre plus finement l'évolution des fissures et de les repérer plus facilement lors des relevés subséquents.

**Estimation de l'expansion atteinte** - L'expansion atteinte par le béton étudié, selon chacune des deux ou trois directions prises en compte, est estimée à partir de l'ouverture totale des fissures intersectées le long de tous les segments de mesure correspondant à cette direction divisée par la longueur totale de ces segments, dans la mesure où le lien béton/acier est bon ou en laissant de côté, si nécessaire, les fissures

longitudinales situées à la hauteur et à l'extérieur des armatures de coin.

**Calcul du taux d'expansion en cours (%/année)** - Nous avons pu constater, dans le cas des ouvrages étudiés, qu'une estimation du taux d'expansion en cours à partir de l'expansion atteinte, elle-même déterminée à partir de la fissuration superficielle ou de l'essai de fatigue SDT, pouvait mener à une forte sous-estimation de ce taux, et ce, même en supposant qu'il ne se passe rien pendant les cinq premières années suivant la construction (Bérubé et autres, 2004a). Ainsi, le rapport entre le taux d'expansion mesuré (plots) et le taux d'expansion estimé à partir de la fissuration de surface selon la direction la plus critique (c.-à-d. la moins contrainte et la plus expansive) varia entre 1,6 et 4,3 (moyenne de 3,1) d'un type de composant à un autre (Bérubé et autres, 2004a : tableau 29). En fait, le calcul effectué fournit un taux d'expansion moyen pour toutes les années antérieures (moins les cinq premières), alors que l'expansion en cours s'avère beaucoup plus rapide qu'elle l'a été en moyenne depuis la construction. Par mesure de prudence, et faute d'informations plus fiables sur le taux de gonflement en cours (c.-à-d. faute de résultats d'essais d'expansion sur carottes ou, beaucoup mieux, de relevés de l'expansion *in situ*), nous suggérons d'estimer ce taux de la manière suivante :

Taux d'expansion en cours (%/année)  $\approx$   $[4 \cdot \text{expansion déjà atteinte (\%)}] / \text{âge (années)}$

L'expansion déjà atteinte utilisée dans la relation précédente est la valeur la plus élevée parmi celles obtenues pour les deux ou trois directions mesurées individuellement; cette valeur correspond normalement à la direction de plus faible contrainte.

**Calcul du nombre d'années avant d'atteindre la plastification des aciers** - Le calcul suivant consiste à estimer le nombre d'années qu'il faut, au rythme où vont les choses, pour que l'expansion du béton atteigne une valeur de 0,2 %, niveau où on peut considérer que les aciers d'armature ont atteint leur limite d'élasticité :

Années avant 0,2 % =  $[0,2 \% - \text{expansion atteinte (\%)}] / \text{expansion en cours (\%/année)}$

### Analyse des résultats et suite à donner -

La poursuite de l'évaluation dépend principalement du résultat précédent. Trois éventualités sont considérées quant au nombre d'années avant d'atteindre la « plastification » :

- si > 15 ans (> 10 pour un élément non critique) => **Programme de suivi I ;**
- si 5 à 15 ans (3 à 10 pour un élément non critique) => **Étape 3A et programme de suivi II ;**
- si < 5 ans (< 3 pour un élément non critique) => **Étape 3B et programme de suivi II.**

Les figures II.3 (éléments structuraux critiques tels que poutres, colonnes et dalles) et II.4 (autres éléments non critiques tels que culées, parapets et fondations) du rapport de Bérubé et autres (2004c) montrent les zones correspondant à ces trois éventualités, en fonction de l'âge de l'ouvrage et de l'expansion déjà atteinte. De plus, dans le cas des éléments structuraux critiques, si l'ouverture moyenne des fissures excède 0,3 mm et si la corrosion est encore limitée, on doit envisager l'application d'un *scellant pénétrant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable*, cela afin de prévenir la corrosion des armatures et la détérioration sous l'effet du gel, tout en réduisant la progression de la RAS. Comme toujours, il faudra intervenir s'il y a risque imminent pour *la sécurité des biens ou des personnes*.

**NOTE :** De prime abord, on peut s'étonner que l'étape 3A, par exemple, soit prescrite lorsque le délai avant plastification se situe entre 5 et 15 ans dans le cas d'un élément critique, mais entre 3 et 10 ans pour un élément non critique. En fait, cela veut dire qu'un délai avant plastification de 13 ans, par exemple, conduira à l'étape 3A et au programme de suivi II s'il s'agit d'un élément critique (délai entre 5 et 15 ans), mais qu'on pourra s'en tenir au programme de suivi I, moins exigeant, s'il s'agit d'un élément non critique (délai > 10 ans).

### 2.4 Programme de suivi I - Inspection visuelle tous les 5 ans (3 ans dans le cas des ouvrages âgés de moins de 10 ans) avec relevés de la fissuration

Ce programme de suivi s'applique lorsqu'on prévoit

qu'une expansion de 0,2 % ne sera pas atteinte avant 15 ans (pas avant 10 ans pour les éléments non critiques). Il s'agit en fait de reprendre l'étape 2. Le suivi comprend une inspection visuelle au moins tous les 5 ans, avec relevés de la fissuration effectués au moins aux endroits où les mesures ont été prises à l'étape 2 et à peu près au même moment de l'année. À la suite de ces travaux, il y a *reprise des calculs de l'étape 2* (c.-à-d. expansion atteinte, taux d'expansion en cours et délai avant 0,2 %) et *réajustement du programme* s'il y a lieu (c.-à-d. passage si nécessaire à l'étape 3A ou 3B ou au suivi II ; voir **figure 1**). L'étape 3A ou 3B (pose de plots et carottage), si elle se révèle nécessaire, peut être réalisée immédiatement. L'application d'un *scellant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable*, est toujours recommandée si l'ouverture moyenne des fissures dépasse la limite établie et si la corrosion est encore limitée. Et, comme toujours, il faudra intervenir s'il y a risque imminent pour *la sécurité des biens ou des personnes*.

### 2.5 Étape 3A-Installation de plots et relevé initial ; carottage (pétrographie, essais SDT, compression, module élastique)

Cette étape s'applique lorsqu'on prévoit qu'une expansion de 0,2 % sera atteinte dans un délai de 5 à 15 ans (de 3 à 10 ans pour les éléments non critiques). Elle peut être amorcée le même jour que les étapes 1 et 2, dont les conclusions peuvent être tirées en quelques minutes. Dans tous les cas, l'étape 3A devrait être amorcée quelques semaines tout au plus après l'étape 2. Elle implique l'installation de plots métalliques pour les mesures de déformation, un premier relevé des distances entre ces plots, un carottage minimal, ainsi qu'un examen pétrographique et certains essais mécaniques sur les carottes prélevées.

**Choix des composants** - Des plots métalliques devraient être installés sur les mêmes sections que celles qui ont été utilisées pour les relevés de la fissuration (voir étape 2), mais aussi sur des sections moins exposées. En effet, nous nous intéressons ici à l'expansion volumique du béton et non à la seule détérioration de surface, quant à elle moins développée à la surface des composants peu exposés, même si ceux-ci prennent autant d'expansion dans toute leur masse.

### Pose et géométrie des groupes de plots et mesures

Puisque l'expansion varie selon l'orientation des contraintes, du moins dans le cas des éléments armés, il faut procéder à des relevés de l'expansion selon les trois directions (c.-à-d. selon plusieurs faces), sinon selon les deux directions accessibles. On trouvera dans le rapport de Bérubé et autres (2004c) plus d'information concernant la nature et la pose des plots. Sur des *surfaces planes*, ce qui est généralement le cas, les plots devraient être installés à une distance de 250 mm l'un de l'autre, et ce, selon un réseau régulier orthogonal (habituellement en groupes de 3 x 3 plots à chaque endroit observé, ce qui permet de prendre six mesures selon chacune des deux directions). Les mesures sont effectuées à l'aide d'un comparateur linéaire semblable à celui qui est utilisé pour les essais de gel/dégel. Les résultats obtenus (distances entre les plots) correspondent donc à des mesures d'expansion du béton parallèlement à la surface du composant en cause. Il faut donc s'assurer que le béton n'est pas délaminé et que la liaison béton/acier est bonne à l'endroit où sont prises les mesures, sinon les résultats obtenus risquent de ne pas être représentatifs de l'expansion volumique globale subie par ce composant. Dans le cas des composants à sections carrées, rectangulaires ou cylindriques relativement limitées (ex. : colonnes, poutres... d'épaisseur ou de diamètre inférieur à quelque 600 mm), en plus des mesures longitudinales (de 250 mm) effectuées à l'aide d'un comparateur linéaire, il est recommandé de prendre des *mesures d'épaisseur ou de diamètre*. On trouvera plus d'information à ce sujet dans le rapport de Bérubé et autres (2004c). Lorsqu'on prend ce type de mesures, il est particulièrement important de s'assurer que le béton n'est pas délaminé et que la liaison béton/acier est bonne aux endroits choisis.

**Fréquence des relevés** - Après la pose des plots et le relevé initial, des relevés devraient être réalisés au moins trois fois par année, idéalement de mai à septembre, cela afin d'éviter de trop grandes variations de température d'un relevé à un autre, variations qui ont pour effet de modifier le volume du béton.

**Carottage** - L'étape 3A comporte le carottage d'au moins trois carottes de 100 mm de diamètre et d'au moins 300 mm de longueur, sous les armatures

dans le cas des éléments armés, dans les composants montrant des signes de RAS et considérés comme les plus critiques ou les plus affectés, et ce, au moins aux endroits les plus exposés.

**Essais et analyses sur les carottes** - Les carottes prélevées serviront à un *examen pétrographique* détaillé (carottes intactes et fragments obtenus après les essais mécaniques), ayant pour but de déterminer avec certitude s'il y a présence de RAS dans le béton, ainsi qu'à au moins deux *essais de fatigue SDT* (Bérubé et autres, 2004c : section I.6.4.1 et Annexe B). Après avoir procédé aux cinq cycles de chargement/déchargement à 10 MPa prévus dans le cadre de l'essai SDT, les mêmes carottes peuvent être menées jusqu'à la rupture, ce qui permet d'obtenir *la résistance à la compression du béton*. Le *module élastique* peut pour sa part être dérivé des résultats (courbe contrainte/déformation) correspondant au premier chargement effectué dans le cadre des essais de fatigue SDT. Si l'examen pétrographique indique que la RAS est totalement absente ou négligeable, il faudra chercher ailleurs les causes de la dégradation de l'ouvrage. Pour leur part, les essais SDT permettent d'estimer, plus justement que la fissuration de surface, l'expansion atteinte. Lorsque cela est jugé utile, on peut aussi procéder dès cette étape à l'analyse du réseau d'air (% et  $L_{\text{barre}}$ ) et des contenus en alcalis solubles et en chlorures. Un carottage plus important peut aussi être réalisé en vue d'autres essais mécaniques (ex. : traction pure) et d'essais d'expansion résiduelle.

## **2.6 Programme de suivi II - Inspection annuelle avec relevés de la fissuration et de l'expansion au moins trois fois par année**

À la suite de l'étape 3A (ou 3B, décrite ci-après), le suivi comprend une *inspection visuelle annuelle* et des *relevés de la fissuration et de l'expansion au moins trois fois par année*, si possible aux mêmes périodes de l'année (ex. : entre mai et septembre), cela afin d'éviter les variations de température importantes, qui ont pour effet de modifier l'ouverture des fissures et le volume (expansion) du béton. Si on le juge nécessaire, on pourra prélever d'autres carottes pour des analyses physiques (réseau d'air) et chimiques (alcalis, chlorures), ainsi que pour des essais mécaniques (dont l'essai de traction pure) et d'expansion résiduelle. Chaque fois,

il y a *reprise des calculs de l'étape 2* (c.-à-d. expansion atteinte, taux d'expansion en cours et délai avant 0,2 %) et *réajustement du programme* s'il y a lieu (c.-à-d. passage au suivi I ou à l'étape 3B, si elle n'a pas été réalisée) (voir figure 1). *L'application d'un scellant à base de silane et d'un enduit de surface, après nettoyage au jet de sable*, est toujours recommandée si l'ouverture moyenne des fissures dépasse la limite établie et si la corrosion est encore peu importante. Et, comme toujours, il faudra intervenir s'il y a risque imminent pour la *sécurité des biens ou des personnes*.

**NOTE :** Dès que des essais SDT ont été réalisés, l'expansion atteinte est estimée à partir des résultats obtenus, et la nouvelle valeur est utilisée en remplacement de celle qui avait été estimée à partir de la fissuration de surface. Cette remarque s'applique à tout moment au cours de l'évaluation de l'ouvrage, et ce, quel que soit le programme de suivi en cours (c.-à-d. I ou II). De même, dès que des résultats des relevés de l'expansion *in situ* (plots) deviennent statistiquement exploitables, le taux d'expansion en cours ainsi mesuré remplace celui qui avait été estimé à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage, ou encore à partir des essais d'expansion sur carottes (Bérubé et autres, 2004c : Annexe E), et le nombre d'années avant d'atteindre la plastification est alors déterminé à partir de ce taux et de l'expansion déjà atteinte. On peut utiliser à cette fin les tables présentées aux figures II.6 (éléments structuraux critiques) et II.7 (autres éléments) du rapport de Bérubé et autres (2004c).

## **2.7 Étape 3B - Installation de plots et relevé initial ; carottage (pétrographie, contenu en alcalis, essais mécaniques dont le SDT, essais d'expansion résiduelle)**

Cette étape s'applique lorsqu'on prévoit qu'une expansion de 0,2 % sera atteinte avant cinq ans (trois ans pour les éléments non critiques), c'est-à-dire lorsque le risque de plastification des aciers d'armature est imminent. Elle peut également être amorcée immédiatement après les étapes 1 et 2, et la procédure est semblable à celle de l'étape 3A (voir section 2.6), si ce n'est qu'on doit analyser le béton pour son contenu en alcalis solubles et prélever un nombre suffisant de carottes pour une évaluation mécanique plus poussée

(fatigue SDT, compression, module élastique et traction pure), ainsi que pour des essais d'expansion résiduelle (à 38 °C dans l'air à 100 % HR et en solution de NaOH 1N; Bérubé et autres, 2004c : Annexe C). L'étape 3B implique donc l'installation de plots métalliques, un premier relevé de l'expansion et le carottage d'au moins 2,5 m de carottes (100 mm de diamètre pour les essais mécaniques et idéalement 150 mm de diamètre pour les essais d'expansion dans l'air humide) pour chaque type d'éléments structuraux jugés critiques, et ce, au moins aux endroits les plus exposés (équivalent de six carottes de 100 x 200 mm et de trois carottes de 150 x 300 mm) et selon la direction de plus faible contrainte. L'essai SDT permet d'évaluer, de manière plus fiable que la fissuration, l'expansion déjà atteinte, alors que des essais d'expansion sur carottes combinés au contenu en alcalis solubles du béton permettent, après environ un an, d'estimer, plus justement que la fissuration superficielle, le taux d'expansion en cours (dans l'attente de résultats statistiquement utilisables et encore plus fiables provenant des relevés de l'expansion *in situ*). Les essais à réaliser sur les carottes sont les suivants :

- une carotte de 100 x 200 mm : *examen pétrographique, alcalis solubles, ± chlorures, ± réseau d'air...*;
- trois carottes de 100 x 200 mm : *essais SDT* (expansion déjà atteinte) avec mesure simultanée du *module élastique*, une des propriétés mécaniques les plus affectées par la RAS, puis poursuite jusqu'à la rupture (*résistance à la compression*) ;
- deux carottes de 100 x 200 mm : essais de *résistance à la traction pure*, également une des propriétés mécaniques les plus affectées par la RAS ;
- trois carottes, idéalement de 150 x 300 mm : *essais d'expansion* à 38 °C (une dans NaOH 1N, deux dans l'air humide à 100 % HR) d'une durée minimale de un an => taux d'expansion en cours (en tenant compte du contenu en alcalis solubles, mesuré sur une autre carotte, ainsi que des conditions de température, d'humidité et de contraintes en service (Bérubé et autres, 2004c : Annexe E).

L'examen pétrographique a pour but de déterminer avec certitude s'il y a présence de RAS dans le béton. Si la RAS est totalement absente ou négligeable, il faudra

chercher ailleurs les causes de la détérioration du béton. À la suite de l'étape 3B, on passe habituellement au programme de suivi II, déjà décrit.

### 3- ANNEXES INFORMATIVES ET EXEMPLES D'APPLICATION

Le rapport constituant l'outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS (Bérubé et autres, 2004c) présente aussi, en première partie ainsi que sous forme d'annexes, des *notions de base* sur différents aspects liés à la RAS et à la gestion des ouvrages qui en sont affectés, ainsi qu'un certain nombre de procédures utiles à cette fin, cela de façon à permettre à l'inspecteur de mieux comprendre le comment et le pourquoi du travail qu'on lui demande de réaliser. Tous les types de composants étudiés dans le cadre du projet de recherche (Bérubé et autres, 2004a) ont servi comme *exemples d'application* de la méthodologie proposée. Ces exemples sont présentés à l'Annexe F du rapport de Bérubé et autres (2004c).

### 4- CONCLUSION

Un important projet de recherche sur la réactivité alcalis-silice (RAS), réalisé depuis 1999 en collaboration très étroite avec le ministère des Transports du Québec, a pris fin avec la production d'un outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de ce problème. Cet outil repose en grande partie sur l'évaluation détaillée de trois ouvrages de la région de Québec ainsi que sur un important volet expérimental. Le principal critère d'intervention retenu est le nombre d'années au rythme où vont les choses avant que les aciers d'armature risquent d'excéder leur limite d'élasticité, limite considérée comme étant atteinte lorsque l'expansion du béton atteint 0,2 %, dans la mesure toutefois où la liaison béton/acier demeure intègre. Ce délai est calculé : 1<sup>o</sup> à partir de l'expansion déjà atteinte par le béton, estimée à partir de la fissuration superficielle, ou mieux, d'un essai de fatigue en compression (essai SDT), et 2<sup>o</sup> du taux d'expansion en cours, estimé pour sa part à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage, ou mieux, d'essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre de conditions en service (température, humidité et contraintes appliquées), ou

encore beaucoup mieux, de relevés de l'expansion *in situ*. L'importance et la fréquence des travaux d'investigation (inspection, carottage, essais, relevés *in situ* de la fissuration et de l'expansion, etc.) dépendent donc du nombre d'années avant d'atteindre la plastification, selon trois catégories : > 15 ans, de 5 à 15 ans et < 5 ans (> 10 ans, de 3 à 10 ans et < 3 ans dans le cas des éléments non critiques, pour lesquels il n'est pas aussi urgent d'intervenir). En d'autres mots, on interviendra plus rapidement sur un ouvrage dont les armatures sont sur le point d'être plastifiées, quel que soit son âge. Par exemple, on interviendra encore plus rapidement sur un jeune ouvrage peu affecté aujourd'hui, mais qui se dégrade à un rythme très rapide que sur un vieil ouvrage qui se dégrade très lentement, même s'il a déjà atteint un niveau plus élevé d'expansion. La stratégie d'évaluation et de gestion comprend différentes étapes d'investigation plus ou moins poussées et un suivi plus ou moins assidu par la suite, et doit être constamment réévaluée au fur et à mesure qu'on dispose de données nouvelles.

La méthodologie proposée s'appuie en grande partie sur les résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche. Ces résultats sont d'autant plus rassurants que l'étude a porté sur une variété de composants, de différentes géométries, massifs et non massifs, de faiblement armés à très armés, de très exposés à non exposés, et même sur des éléments précontraints. Toutefois, tous les composants étudiés contenaient des granulats réactifs de composition calcaire, mais il s'agit là du type de granulats réactifs de loin le plus répandu au Québec, de La Malbaie à Aylmer en passant par Québec, Trois-Rivières et Montréal, sans oublier le Saguenay. Les travaux expérimentaux réalisés auront permis pour leur part d'améliorer très significativement les connaissances dans le domaine de l'évaluation des ouvrages d'art affectés de RAS et de mettre au point ou d'améliorer plusieurs procédures utiles à cet effet. Plusieurs des conclusions issues de ces travaux font d'ailleurs l'objet de recommandations très précises dans cet outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS.

### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BÉRUBÉ, Marc-André, Nizar SMAOUI, Benoît BISSONNETTE et Benoît FOURNIER (2004a). *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats. Phase I, Rapport final* (n° 5). Soumis au ministère des Transports du Québec, mars 2004, 163 p. + annexes.

BÉRUBÉ, Marc-André, Nizar SMAOUI, Benoît BISSONNETTE et Benoît FOURNIER (2004b). *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats. Phase II, Rapport final* (n° 2). Soumis au ministère des Transports du Québec, mars 2004, 230 p. + annexes.

BÉRUBÉ, Marc-André, Nizar SMAOUI, Benoît BISSONNETTE et Benoît FOURNIER (2004c). *Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats. Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS*. Soumis au ministère des Transports du Québec, mars 2004, 54 p. + annexes.

ISE (1992). *Structural Effects of Alkali-Silica Reaction: Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures*. The Institution of Structural Engineers, Londres.

LCPC (1997). *Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton*, Méthode d'essai LPC n° 47.

# ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES FORCES, DES MOMENTS ET DU FRANCHISSEMENT DES VAGUES SUR DES MURS DÉFLECTEURS

Yvon Ouellet, Département de génie civil, Université Laval  
Christian Poirier, Direction des structures

## INTRODUCTION

Une étude en modèle réduit a été entreprise en vue de déterminer les forces, les moments et le franchissement des vagues sur des murs munis de déflecteurs, ou chasse-mer. Ces ouvrages sont placés en bordure des routes longeant la mer, particulièrement dans la péninsule gaspésienne et dans la baie des Chaleurs (**figure 1**). Ces essais ont été effectués dans le canal à houle du laboratoire d'hydraulique de l'Université Laval. Ils ont été réalisés dans des conditions de houles régulière et irrégulière, de profondeurs d'eau au large et devant le mur placé devant une pente du fond de 1 : 10, de façon à pouvoir déterminer l'influence de ces différents facteurs sur les résultats. Les essais ont été réalisés à des échelles de 1 : 15 et de 1 : 20 sur quatre déflecteurs ayant respectivement des rayons de courbure de 30, 40, 60 et 80 mm. Les données sur la hauteur des vagues, les forces et les moments ont été enregistrées à l'aide du logiciel DaisyLab®, puis calculées à l'aide du logiciel Matlab et enfin analysées dans Excel pour obtenir les statistiques sur leur variabilité.

## MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Les essais ont été effectués dans le canal à houle du laboratoire d'hydraulique de l'Université Laval, qui a une longueur de 34 m, une largeur 1,8 m et une profondeur de 1,2 m (**figure 2**). Le canal est muni d'un batteur à houle de type piston fabriqué par la société allemande Kempf et Remmers. La génération des vagues est contrôlée à partir d'un poste PC muni du logiciel DaisyLab®, qui permet de transformer les signaux numériques en signaux analogiques, transmis au batteur à houle à l'aide d'une fonction de transfert associée au batteur. Le batteur à houle permet de générer des vagues régulières et irrégulières dans une gamme de hauteurs allant jusqu'à 30 cm, selon la fréquence des battements, qui peut varier entre 0,3 et 3 Hz. Les vagues dans le canal à houle sont enregistrées au moyen de sondes capacitatives munies d'électrodes, également à l'aide du logiciel DaisyLab®. Le déplacement du batteur est également enregistré à l'aide d'une sonde LVDT. Une sonde a été placée dans chaque couloir du canal à houle.

Le canal est composé de trois couloirs séparés par des cloisons de verre d'une épaisseur de 6 mm. Le mur déflecteur à l'étude est placé dans la section centrale, d'une de largeur 0,9 m. Les sections latérales, qui font chacune 0,45 m de large, jouent un double rôle : elles servent à dissiper la houle réfléchiée dans la zone du batteur et elles permettent de comparer la houle non perturbée qui y circule à celle de la section centrale qui est perturbée par les ouvrages. Près du batteur, un filtre Neyrylic permet d'atténuer les ondes réfléchies par l'ouvrage étudié, qui pourraient perturber le générateur de houle. À l'autre extrémité du canal, un amortisseur à houle à plans inclinés multiples atténue quant à lui les ondes qui y arrivent par les couloirs.

Le mur vertical muni d'un déflecteur, ou chasse-mer, est fabriqué en bois et placé dans la partie centrale du canal. Le mur n'est pas en contact direct avec la plage ni avec les parois vitrées du canal, un espace de quelques millimètres étant laissé entre ceux-ci. Une plate-forme de mesure, comprenant une plaque de chargement, est insérée entre ce mur et un support rigide (**figure 3**). Six capteurs piézo-électriques permettent

Figure 1 : Exemple de mur déflecteur en nature, à Gros-Morne en Gaspésie

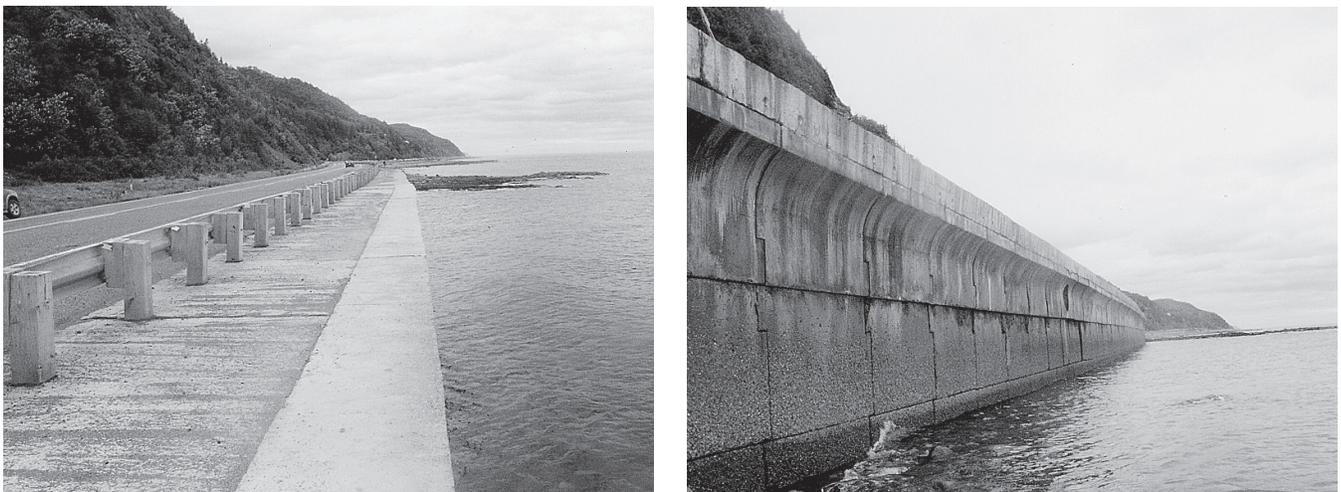


Figure 2 : Schéma du montage expérimental dans le canal à houle du laboratoire d'hydraulique

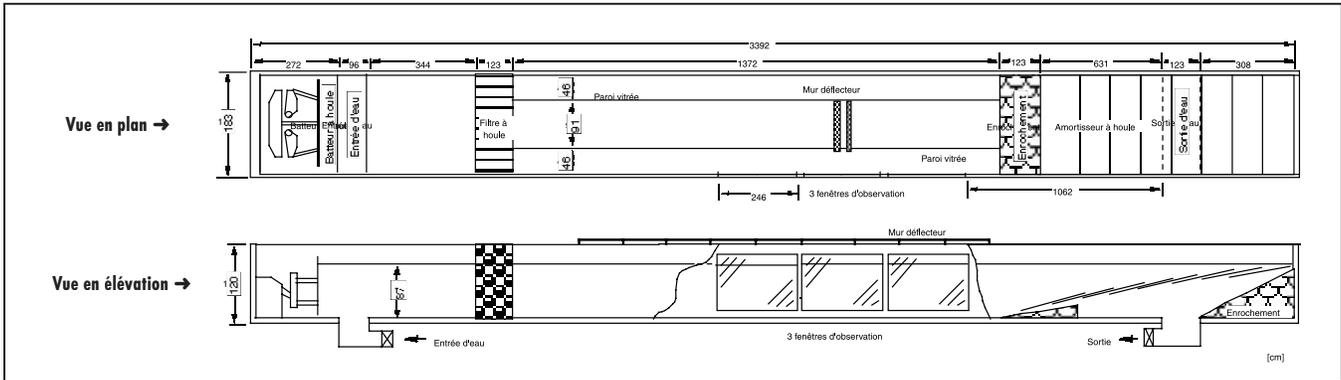
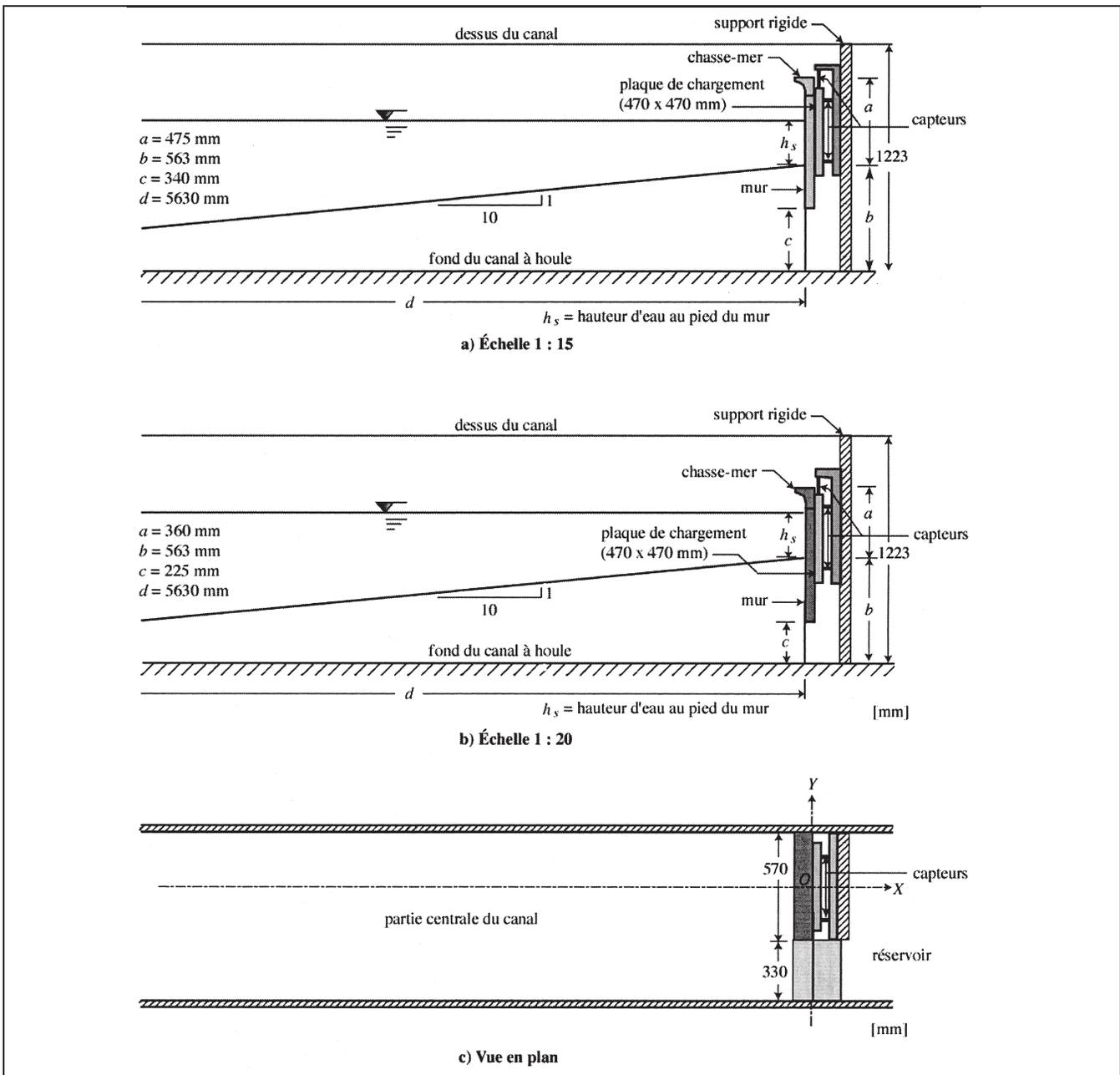


Figure 3 : Vue agrandie du mur déflecteur en canal à houle



de mesurer les forces générées par les vagues sur le mur. Quatre capteurs piézo-électriques sont placés dans le sens horizontal pour la détermination des efforts horizontaux, tandis que les deux autres, placés dans le sens vertical, mesurent les efforts verticaux générés sur le mur. À partir de ces signaux, il est possible de calculer, à l'aide d'une matrice établie au moment de l'étalonnage de la plateforme, les composantes horizontale et verticale de la force sur le mur ainsi que le moment (Derenne et Bazergui, 1987). Le moment est mesuré au centre de la plaque à partir des six sondes de mesure. L'acquisition des données se fait à 50 Hz (20 ms) pour les mesures relatives à la houle incidente, et à 1000 Hz (1 ms) pour l'enregistrement des efforts sur le mur. Une fréquence d'acquisition élevée permet de capter le phénomène de gifle, qui se produit lorsque les vagues déferlent sur le mur en provoquant des pics de forces d'une durée de quelques centièmes de seconde (Saucet et Boivin, 1987). Un réservoir gradué a été placé derrière le mur pour mesurer le débit résultant du franchissement des vagues par-dessus le mur au moment de leur impact sur ce dernier.

Les essais ont été réalisés dans différentes conditions, soit avec des vagues régulières et irrégulières et des profondeurs d'eau au large et devant le mur placé devant une pente du fond de 1 : 10. Quatre déflecteurs, ayant des rayons de courbure de 30, 40, 60 et 80 mm, ont été testés en laboratoire à des échelles de 1 : 15 et de 1 : 20, afin de comparer leur effet sur les forces et le franchissement des vagues. Les données sur la hauteur des vagues, les forces et les moments ont été calculées à l'aide du logiciel Matlab, puis analysées dans Excel pour obtenir les statistiques sur leur variabilité.

### CONDITIONS DE RÉALISATION DES ESSAIS

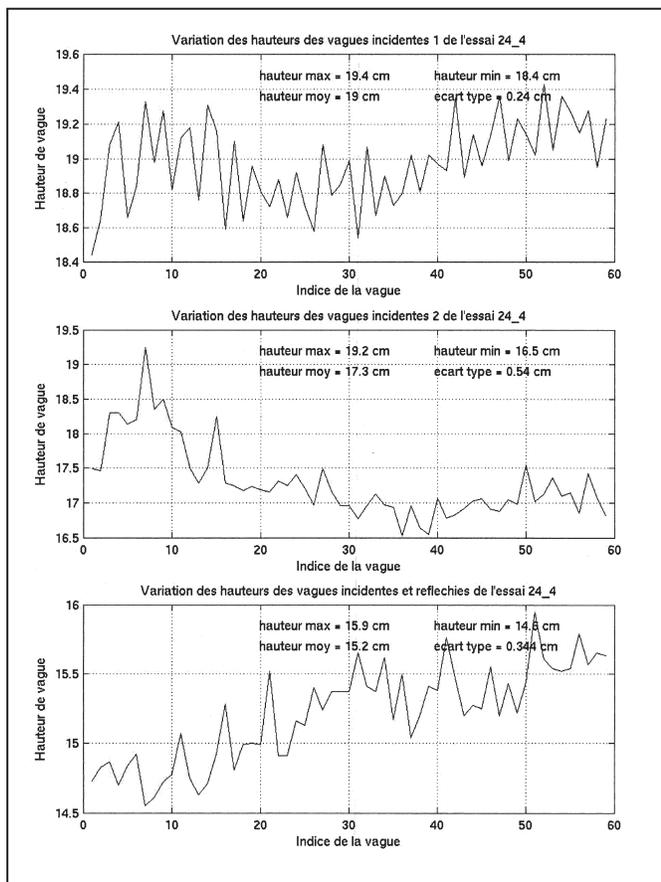
Différentes séries d'essais ont été réalisées dans différentes conditions de houle régulière et de profondeur d'eau et avec différents types de déflecteurs. Le voltage est fourni au batteur à la fréquence indiquée, et la hauteur de la vague et le déplacement du batteur ont été déterminés à partir des signaux enregistrés durant le

temps indiqués. Les enregistrements se font en « régime stabilisé », c'est-à-dire environ une minute après le début des essais. La **figure 4** montre un exemple d'enregistrement du niveau de l'eau, et la **figure 5** un exemple d'enregistrement des forces et des moments sur le mur par unité de largeur. On y indique les valeurs maximales, minimales et moyennes ainsi que l'écart type pour le nombre de vagues enregistrées. Ces valeurs sont ensuite comparées en fonction des différents essais réalisés. Des essais ont aussi été réalisés dans différentes conditions de houle irrégulière, simulant en nature des spectres Jonswap de hauteurs significatives de 2 à 6 m et de périodes de 6 à 10 s (Ouellet, 2003).

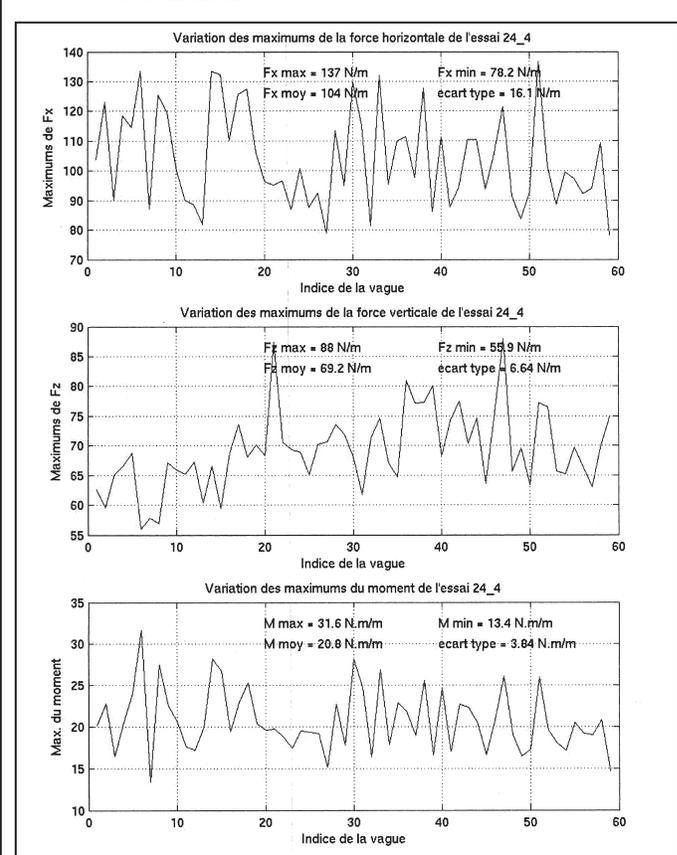
### INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des essais ont été traités dans Excel. Les valeurs en laboratoire ont été portées en graphique sous forme adimensionnelle par rapport à la profondeur d'eau à la structure ( $H/hs$ ,  $F/\square hs^2$  et  $M/\square ghs^3$ ), puis rapportées en nature en fonction de l'échelle. Les

**Figure 4 : Variation de la hauteur des vagues dans les trois couloirs**



**Figure 5 : Variation du maximum des forces horizontale et verticale et du moment**



valeurs en nature ont été portées en graphique sous forme dimensionnelle. Les trois profondeurs d'eau au pied de la structure correspondent à des valeurs en nature de 2,5, 1,5 et 0,5 m. Les résultats montrent des grandes variations en fonction de la profondeur d'eau et de la période des vagues, lesquelles influencent les conditions de déferlement et les efforts sur le mur. Les **figures 6 a, b et c** montrent un exemple des forces obtenues à l'échelle 20 pour  $R = 30$  mm.

En faisant varier la période de la vague en même temps que sa hauteur, la dispersion entre les résultats diminue. Les **figures 7 a, b et c** montrent la variation de la force horizontale en fonction de la hauteur de houle incidente pour les profondeurs d'eau de 2,5 m à l'échelle 1 : 20. La force passe par un maximum correspondant au déferlement des vagues directement sur le mur, pour diminuer par la suite. Des calculs effectués à l'aide des méthodes d'Iversen et de Goda et Weggel (*Shore Protection Manual*, 1984) montrent que les conditions de déferlement correspondent bien aux valeurs maximales des forces enregistrées sur le mur. Cela correspond aux trois principales interactions des vagues avec le mur (Archetti et al., 2000; Chan et Melville, 1988; Chu, 1989; Wood et al., 2000), qui correspondent respectivement aux houles non déferlantes (forces pulsatives ou clapotis), déferlantes (forces impulsives ou effet de gifle) et déferlées (forces pulsatives). Les conditions les plus défavorables correspondent aux vagues déferlantes, à cause de la présence de poches d'air emprisonnées entre le front de la vague et le mur vertical au moment de l'impact (Hattori et al., 1994; Allsop et Calabrese, 1998). Ces efforts agissent pendant une courte durée, mais peuvent causer des dégâts importants (Allsop et Calabrese, 1998). La physique des impacts est très influencée par la formation des bulles d'air (Topliss et al., 1992; Hattori et Arami, 1992), ce qui rend difficile l'extrapolation des résultats de laboratoire à l'échelle nature (Chan, 1994).

### Franchissement des vagues

En ce qui concerne le franchissement des vagues par-dessus le mur chasse-mer, le phénomène est difficile à mesurer à cause des éjections verticales et du reflux horizontal des particules fluides, qui atteignent souvent des valeurs spectaculaires. En nature, le vent pousse ces éjections verticales vers la côte, ce qui cause des

embruns sur les routes, phénomènes qui ne peuvent être reproduits en laboratoire. Les franchissements les plus importants ont lieu pour les niveaux les plus élevés et les vagues les plus fortes. Les vagues déferlantes ne produisent pas nécessairement les franchissements les plus importants. Pour ces essais, on est dans le domaine qualitatif plutôt que quantitatif.

### Influence de la profondeur d'eau

Les essais ont été faits pour trois profondeurs d'eau au pied de la structure, correspondant à des valeurs en nature de 2,5, 1,5 et 0,5 m. Une comparaison des essais effectués dans des conditions de houle régulière (environ 360 essais) montre une augmentation moyenne des forces de l'ordre de 100 % entre les niveaux de 1,5 m et 2,5 m et d'environ le double (200 %) entre les niveaux de 0,5 m et 1,5 m. Pour des conditions de houle irrégulière (plus de 200 essais), ces augmentations sont réduites de moitié sur la base des valeurs significatives.

### Influence de la forme du déflecteur

Les essais ont été effectués avec quatre déflecteurs ayant des rayons de courbure de 450, 600, 900 et 1200 mm, à l'échelle nature. Une comparaison de l'ensemble des essais effectués dans des conditions de houle régulière montre que la forme du déflecteur a une influence sur la force verticale, mais en a peu sur la force horizontale et sur le moment. Le fait de doubler le rayon de courbure entraîne une augmentation de la force verticale de l'ordre de 50 % en moyenne. Le même effet que précédemment est obtenu pour les conditions de houle irrégulière sur la base des valeurs significatives, c'est-à-dire une augmentation deux fois moindre que précédemment sur les forces verticales (25 %).

### Influence du facteur d'échelle

Bien que les deux échelles utilisées ne soient pas tellement éloignées l'une de l'autre (1 : 15 versus 1 : 20), une comparaison entre les résultats reportés à l'échelle nature montre des différences dans les efforts sur le mur variant entre 10 % et 20 % en moyenne, tant pour les houles régulières que pour les houles irrégulières. De plus, les différences vont dans le sens inverse pour les forces horizontales et les moments par rapport aux forces verticales. Ces différences peuvent s'expliquer par le fait que, pour ces deux échelles, la

profondeur de l'eau dans le canal n'a pas été reproduite en similitude. Par contre, les vagues arrivant sur la pente de 1 : 10 devant le mur sont pratiquement les mêmes quelle que soit l'échelle utilisée pour les essais.

## CONCLUSION

Une étude en modèle réduit a été entreprise en vue de déterminer les forces, les moments et le franchissement des vagues sur des murs déflecteurs placés en bordure des routes longeant la mer. Ces essais, effectués en canal à houle, visaient à déterminer l'influence des divers paramètres, tels que la régularité ou l'irrégularité des vagues, la profondeur de l'eau, la forme du déflecteur, l'échelle du modèle, sur les efforts et le franchissement des vagues sur le mur. Les résultats obtenus ont permis de mesurer l'influence de ces différents paramètres sur les forces agissant sur le mur. En ce qui concerne le franchissement des vagues, les résultats sont principalement d'ordre qualitatif. D'autres essais pourraient être effectués sur des pentes autres que 1 : 10 devant le mur et pour d'autres conditions de houle irrégulière.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Allsop, N.W.R. et Calabrese, M., 1998. « Impact Loadings on Vertical Walls in Directional Seas ». *Proc. 26<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, vol. 2, p. 2056-2068.
- Chan, E.S., 1994. « Mechanics of Deep Water Plunging Wave Impacts on Vertical Structures ». *Coastal Engineering*, vol. 22, p. 115-133.
- Chan, E.S. et Melville, W.K., 1988. « Deep Water Plunging Wave Pressure on Vertical Plane Wall ». *Proc. R. Soc. Londres A.*, 417, p. 955-131.
- Chu, Y.H., 1989. « Breaking Wave Forces on Vertical Walls ». *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol. 115, n° 1, p. 58-65.
- Derenne, M. et Bazergui, A., 1987. *Développement d'une plate-forme de mesure d'un chargement dynamique bidimensionnel*. Rapport CDT-7598, Centre de développement technologique de l'École Polytechnique de Montréal, 25 p.

Hattori, M. et Arami, A., 1992. « Impact Breaking Wave Pressures on Vertical Walls ». *Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, p. 1785-1798.

Hattori, M., Arami, A. et Yui, T., 1994. « Wave Impact Pressure on Vertical Walls under Breaking Waves of Various Types ». *Coastal Engineering*, vol. 22, p. 79-114.

Ouellet, Y., 2003. *Essais en canal à houle sur les forces exercées sur un mur défecteur et sur*

*le franchissement des vagues par-dessus le mur.* Rapport GCT-2003-11, Département de génie civil, Université Laval, 37 p.

Saucet, J.P. et Boivin, R., 1987. *Mur de protection contre la mer à Saint-Maxime de Mont-Louis - Mesure des efforts à la houle.* LHL-965, Laboratoire d'hydraulique Lasalle, 15 p.

Topliss, M., Cooker, M.J. et Peregrine, D.H., 1992. « Pressure Oscillations during Wave Impact on Vertical

Walls ». *Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, p. 1639-1650.

U.S. Army Corps of Engineers, 1984. *Shore Protection Manual.* U.S. Army Coastal Engineering Center, vol. I et II, U.S. Government Printing Office.

Wood, D.J., Peregrine, D.H. et Bruce, T., 2000. « Wave Impact on a Wall Using Pressure Impact Theory ». *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol. 126, p. 182-190.

Figure 6 a : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 2,5$  m

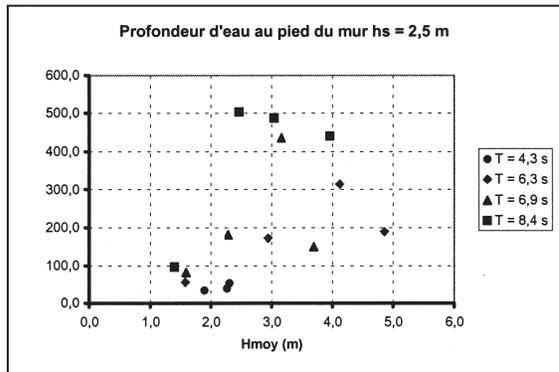


Figure 7 a : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 2,5$  m

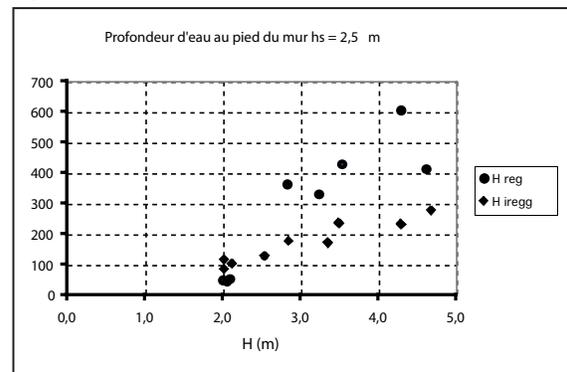


Figure 6 b : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 1,5$  m

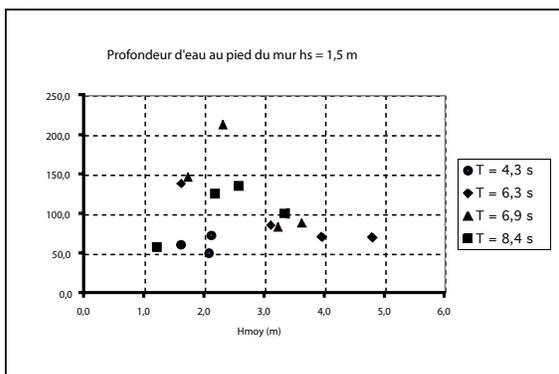


Figure 7 b : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 1,5$  m

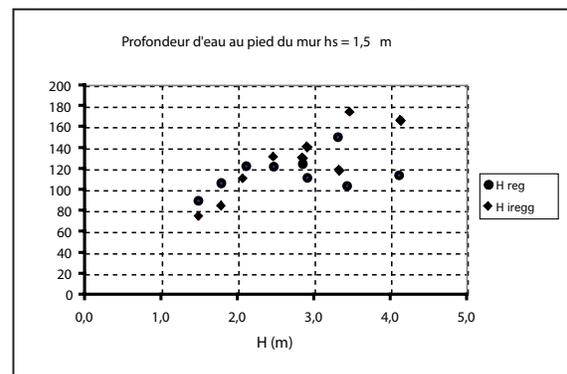


Figure 6 c : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 0,5$  m

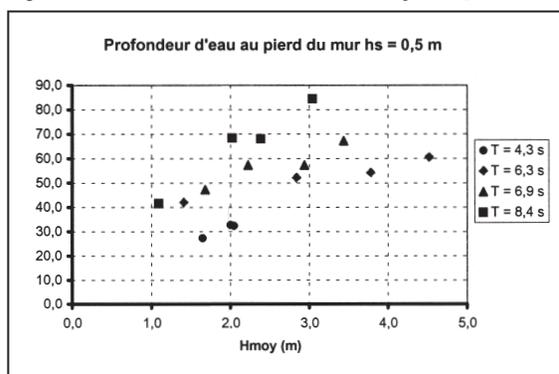
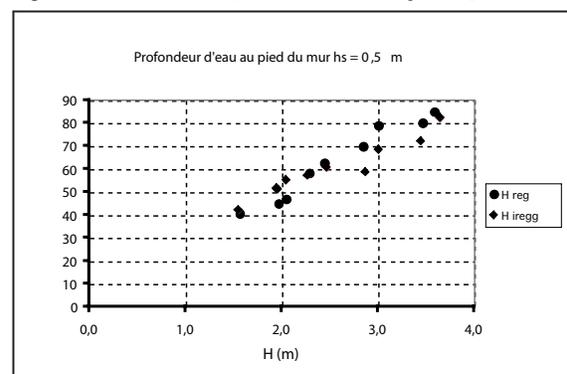


Figure 7 c : Variation  $F_h$  en fonction de  $H$  pour  $h_s = 0,5$  m



# PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PONT D'UNE DURÉE DE SERVICE ANTICIPÉE DE 150 ANS

Sylvain Goulet, ing., Service de la conception, Direction des structures

## INTRODUCTION

En Amérique du Nord et plus particulièrement au Québec, l'utilisation de sels de déglacage pour l'entretien d'hiver des routes est la principale cause de la corrosion affectant les ouvrages d'art.

Le ministère des Transports du Québec est constamment à la recherche de techniques permettant de retarder ou d'éliminer la corrosion, qui attaque autant les aciers d'armature présents dans le béton armé (ce qui conduit à la fissuration et à l'éclatement du béton) que l'acier de structure, et ce, en vue de prolonger la durée de service des structures et de diminuer les coûts de réparation et d'entretien sans cesse croissants.

Pour ce faire, plusieurs techniques sont utilisées à l'heure actuelle (béton haute performance, acier galvanisé, membranes d'étanchéité, recouvrement suffisant des armatures, etc.) de façon standard par le Ministère. Toutefois, leur efficacité semble limitée surtout dans le cas des tabliers de pont qui sont exposés à un environnement particulièrement agressif. Nous devons donc trouver des solutions encore plus efficaces, entre autres pour éliminer le problème de corrosion des aciers d'armature dans les tabliers de pont.

Les caractéristiques du pont dont il est question dans cet article ont été déterminées en vue d'obtenir une durabilité optimale. L'objectif audacieux de ce projet est de construire un pont qui nécessitera un minimum d'entretien et de réparation pour une durée de service anticipée de 150 ans. Les principaux travaux prévus à l'intérieur de cette période sont la réparation des culées ainsi que la démolition et la reconstruction de la dalle après 75 ans d'existence.

## DESCRIPTION DU PONT

Le pont retenu pour ce projet par le ministère des Transports du Québec se situe sur l'autoroute 20, au-

dessus de la rivière Henri, à Val-Alain (Québec). Il remplace un pont de type béquille en béton armé à plusieurs travées construit en 1963. La construction du nouveau pont a eu lieu au cours de l'été 2004.

Il s'agit d'un pont biais (20°) comprenant une seule travée (figures 1 et 2) qui devait être constituée d'un système à 4 poutres en acier à haute performance (acier conforme à la norme ASTM A709 HPS 485W) composites avec la dalle en béton armé de 225 mm d'épaisseur. Suite à l'ouverture des soumissions, des problèmes d'approvisionnement pour ce type d'acier nous ont toutefois obligés à construire les poutres à l'aide d'acier conventionnel. Un autre projet doit être sélectionné pour construction future avec utilisation de l'acier HPS. Les contreventements et les raidisseurs sont fabriqués à l'aide d'acier conventionnel (350AT). L'espacement entre les poutres est de 3145 mm et la

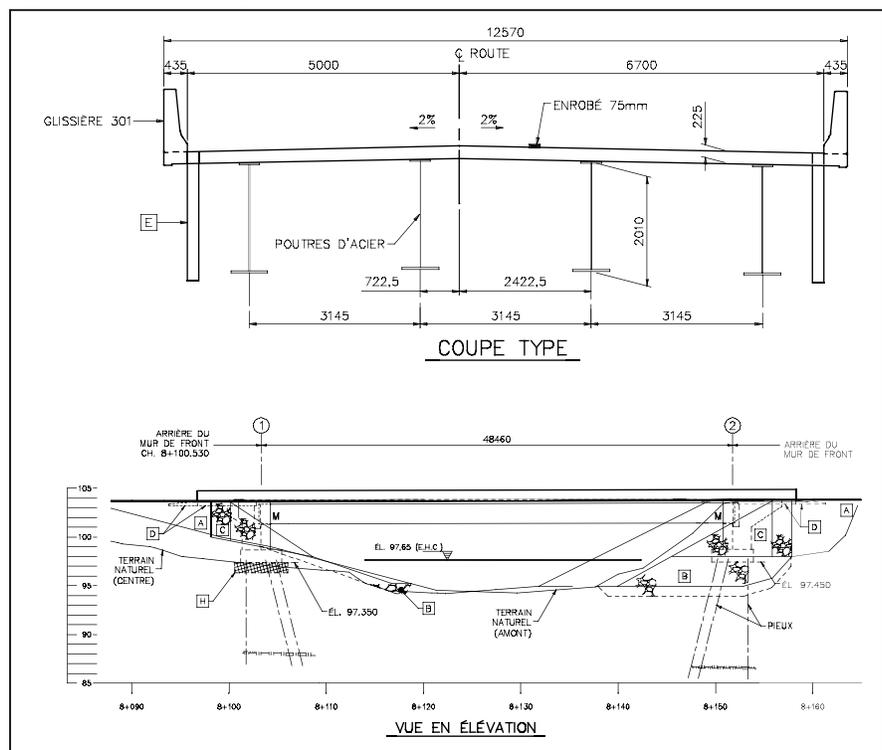
longueur des porte-à-faux est de 1570 mm de chaque côté du tablier. La dalle et les glissières sont construites à l'aide de béton haute performance renforcé entièrement d'armatures en matériaux composites. Les 2 culées sont de type semi-intégral (avec le tablier) et construites à l'aide de béton haute performance renforcé d'armatures en acier galvanisé. La portée du pont est de 47,5 mètres et sa largeur de 12,57 mètres.

## ACIER À HAUTE PERFORMANCE

### Développement

Les différents types d'acier existant sur le marché possèdent tous une certaine combinaison de propriétés chimiques et mécaniques qui détermine à quel point un acier particulier pourra bien remplir les fonctions escomptées pour une application donnée. La résistance, la soudabilité, la résilience, les propriétés anticorrosion et

Figure 1 : Géométrie du pont



**Figure 2 : Pont de Val-Alain**



la ductilité sont toutes des caractéristiques importantes pour déterminer à quel point un acier est performant. Dans le cas qui nous intéresse, un acier à haute performance peut être défini comme possédant un ensemble de caractéristiques lui permettant d'obtenir des performances optimales, ou à tout le moins améliorées par rapport aux aciers conventionnels, tout en demeurant économiquement rentable pour la construction de ponts en acier.

L'acier à haute performance (HPS) a été développé à partir du début des années 1990<sup>1</sup>, à l'intérieur d'un programme de recherche coopératif, lancé par trois organismes américains : la *Federal Highway Administration* (FHWA), la *U.S. Navy* et l'*American Iron and Steel Institute* (AISI).

Le but visé par ce programme de recherche était de développer des aciers possédant des limites élastiques minimales de 345, 485 et 690 MPa ( $F_y$ ) de même qu'une soudabilité améliorée par rapport aux aciers conventionnels utilisés habituellement pour la construction des ponts. Les résultats obtenus de ce programme de recherche ont permis, depuis 1997 et jusqu'à maintenant aux États-Unis, la construction d'environ 150 ponts à l'aide d'acier à haute performance. Pour l'instant, l'acier à haute performance n'est disponible que sur le marché américain.

En plus de la résistance et de la soudabilité, la résilience à basse température (ténacité) et les propriétés anticorrosion ont été améliorées de manière

importante par rapport aux aciers conventionnels. De plus, la ductilité des aciers à haute performance est comparable à celle des aciers conventionnels. L'amélioration des propriétés<sup>2,3</sup> des aciers à haute performance est entre autres rendue possible par la diminution du pourcentage de carbone et d'équivalent carbone (augmentation de la soudabilité), par la diminution du pourcentage de soufre (augmentation de la résilience), par la diminution de certains autres éléments d'alliage ainsi que par des procédés de fabrication utilisant des traitements thermiques de l'acier (augmentation de la résistance).

Des pratiques recommandées de soudure et des produits d'apport ont pu être développés pour utilisation avec ce nouveau type d'acier. Un guide intitulé *Guide Specification for Highway Bridge Fabrication with HPS 70W (HPS 485W) Steel 2nd Edition, June 2003*<sup>4</sup> a été produit par l'AASHTO à ce sujet. Ce guide contient les recommandations les plus récentes concernant la fabrication et le soudage de structures fabriquées à l'aide d'acier ASTM A 709 HPS 485W.

Par le biais de ce projet, qui à notre connaissance est le premier au Canada dans lequel l'acier à haute performance devait être utilisé, la Direction des structures du ministère des Transports du Québec désirait s'assurer de la capacité des fabricants québécois à obtenir des résultats de qualité avec l'utilisation de ce nouveau type de matériau et ainsi valider les pratiques recommandées et les expériences vécues par nos voisins américains

chez qui l'acier à haute performance a été développé. Toutefois, cet objectif devra être poursuivi à l'intérieur d'un autre projet.

### **Avantages au point de vue de la durabilité**

En ce qui a trait à la durabilité, les principales caractéristiques qui nous intéressent sont les améliorations importantes des propriétés anticorrosion, de la résilience à basse température et de la soudabilité. En effet, un des objectifs de ce projet était de pouvoir conserver les poutres en service pour une durée de 150 ans.

De toute évidence, les propriétés anticorrosion de cet acier sont un facteur important qui nous aidera à atteindre cet objectif pour le moins audacieux. Cette caractéristique est mesurée à l'aide de la norme ASTM G101 « Estimating the Atmospheric Corrosion Resistance of Low-Alloy Steels <sup>3</sup> ». Sur une échelle de 10, l'indice minimal de résistance à la corrosion de l'acier HPS 485W est de 6,5 comparativement à un indice minimal de 6 pour les aciers 345W (350AT) ou 485W conventionnels. Des essais de corrosion atmosphérique à long terme sont présentement en cours aux États-Unis pour permettre de valider cette projection<sup>3</sup>.

La seconde propriété mentionnée précédemment, soit la résilience à basse température, est beaucoup plus élevée<sup>3,5</sup> dans le cas d'un acier HPS, et elle se traduit aussi par une tolérance à la fissuration plus importante. Cette propriété nous permettra de bénéficier d'un laps de temps beaucoup plus long pour détecter et réparer des fissures de fatigue (qui pourraient se produire à très long terme) bien avant que le pont ne présente un danger pour les usagers.

Bien que les études effectuées jusqu'à ce jour n'aient pas permis de démontrer une augmentation de la résistance à la fatigue de l'acier HPS par rapport aux aciers conventionnels<sup>5</sup>, on peut toutefois espérer que la soudabilité améliorée de celui-ci (diminution du préchauffage, diminution de la susceptibilité à la fissuration à froid du métal de base) permettra d'obtenir des soudures contenant moins de défauts sujets à diminuer la résistance des poutres à la fatigue. Pour l'instant, on doit dimensionner les poutres fabriquées à l'aide d'acier HPS en appliquant les limites d'écart

de contrainte, pour les diverses catégories de détail de fatigue, telles que prescrites dans les normes actuelles. Il est à noter que différentes universités canadiennes sont impliquées dans la recherche à ce propos. Ces recherches serviront à évaluer la performance en termes de fatigue et permettront ainsi l'avancée des connaissances à ce sujet.

Étant donné que les poutres n'ont pu être construites à l'aide d'acier HPS, notre objectif quant à la durée de service sera vraisemblablement modifié, car nous ne pourrions bénéficier des améliorations des caractéristiques mentionnées précédemment. Toutefois, comme nous le verrons dans la suite de cet article, le pont de Val-Alain possède beaucoup d'autres particularités qui lui permettront d'obtenir une durabilité supérieure à celle des ponts conçus actuellement au Québec.

## ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

### Généralités

Depuis la fin des années 1990, la Direction des structures du ministère des Transports du Québec s'intéresse à l'utilisation des armatures en matériaux composites à l'intérieur des tabliers de pont. Cet intérêt s'est traduit depuis par l'amorce de plusieurs projets de recherche, menés en collaboration avec l'Université de Sherbrooke, portant entre autres sur l'utilisation de ce type de matériau à l'intérieur des dalles<sup>6</sup> et des glissières de pont<sup>7,8</sup>. De plus, plusieurs applications à titre expérimental sur pont réel ont été effectuées : pont Joffre dans la municipalité de Sherbrooke, pont Wotton dans la municipalité de Wotton, pont sur l'autoroute 55 Nord à Magog, pont sur la route 108 à Cookshire et pont de Val-Alain, le dernier en liste.

Les matériaux composites possèdent un avantage très intéressant sur l'acier : leur grande immunité contre la corrosion. En contrepartie, leur coût est en général plus important en particulier pour les armatures en polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC). Pour cette raison, le Ministère favorise l'utilisation des armatures en polymère renforcé de fibres de verre (PRFV).

Contrairement à l'acier, les matériaux composites demeurent dans le domaine élastique jusqu'à la rupture qui se veut soudaine (aucun plateau plastique).

Théoriquement, on ne peut compter sur une plastification du matériau qui permettrait de très larges déformations, et de ce fait donnerait un « avertissement » avant la rupture de la pièce. De plus, la durabilité des armatures en PRFV est affectée par la présence d'eau, par l'alcalinité du béton et par l'intensité des contraintes engendrées par les charges constantes. Une méthode sécuritaire de dimensionnement applicable aux matériaux composites doit tenir compte de ces limitations.

Bien qu'au cours des dernières années, des améliorations majeures aient été apportées aux armatures en PRFV, et que toutes les précautions nécessaires aient été prises lors de la conception, il n'en demeure pas moins que l'utilisation des matériaux composites dans les ouvrages d'art reste très récente. Pour le moment, la Direction des structures préfère n'utiliser ces matériaux qu'à l'intérieur d'éléments relativement peu sollicités structurellement sous charge constante, soit la dalle et les glissières de pont.

Pour ce projet, l'armature en matériaux composites (PRFV) a été utilisée pour toutes les nappes d'armature dans la dalle et les glissières. Le **tableau 1** présente les diverses propriétés des armatures utilisées.

### Critères de dimensionnement pour la dalle

Les matériaux composites font maintenant l'objet d'un chapitre (chapitre 16) dans le Code canadien pour le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-00)<sup>9</sup>. Ce chapitre, bien qu'incomplet au sujet des équations de calculs, contient toutefois l'information minimale

nécessaire à la conception d'une dalle renforcée à l'aide de matériaux composites (coefficient de tenue des matériaux, critère de ductilité, recouvrement minimal de béton). Ces informations ont été complétées à l'aide de diverses sources<sup>10,11,12,13</sup> qui nous ont permis de déterminer une méthode de calcul qui, nous le croyons, se veut sécuritaire aux états limites ultimes et qui devrait nous permettre d'obtenir de bons résultats quant à la durabilité à long terme.

### Glissières

Dès 1998, la Direction des structures amorçait la révision de la conception des glissières de pont pour satisfaire aux exigences de la nouvelle norme S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ». Parallèlement à cette révision, un projet de recherche portant sur l'utilisation d'armatures en matériaux composites pour la construction des nouvelles glissières<sup>7,8</sup> a été entrepris en collaboration avec l'Université de Sherbrooke.

Le but de cette recherche était de démontrer que le comportement de glissières en béton armé à l'aide de matériaux composites était au moins équivalent à celui de glissières en béton armé à l'aide d'acier d'armature conventionnel conçues selon les exigences de la nouvelle norme S6-00. Cette recherche devait aussi permettre de valider une nouvelle connexion, constituée d'armature en matériaux composites, entre la glissière et la dalle de béton d'un tablier de pont.

De façon générale, les résultats de la comparaison du comportement des deux types de glissières au moment

**Figure 3 : Armatures en matériaux composites (Dalle et glissière)**



**Tableau 1 : Propriétés mécaniques et géométriques des armatures en polymère renforcé de fibres de verre**

PROPRIETES MECANIKES ET GEOMETRIQUES DES ARMATURES EN POLYMERE RENFORCE DE FIBRES DE VERRE					
Armatures en matériaux composites de type V-Rod fabriquées par la compagnie Pultrall					
Composition : ±75 % fibres de verre ±25 % matrice constituée d'une résine vinylester modifiée					
Désignation de la barre	Diamètre (mm)	Aire (mm <sup>2</sup> )	Poids linéaire (kg/m)	Module d'élasticité (MPa)	Résistance spécifiée en traction garantie * (MPa)
# 5	15,9	200	0,398	46 000 min. **	755 min. ***
# 6	19,1	285	0,602	42 000 min. **	612 min. ***

\* Valeur correspondant à la valeur moyenne des résultats des essais effectués sur un échantillonnage donné, de laquelle on soustrait la valeur de l'écart type obtenue multipliée par trois.

\*\* Pour des barres droites. Pour des barres courbées, on obtient les valeurs minimales de 42 000 et de 39 000 MPa respectivement.

\*\*\* Pour des barres droites. Pour des barres courbées, on obtient les valeurs minimales de 540 et de 530 MPa respectivement.

de l'impact ont permis de conclure que celles-ci ont des performances très similaires quant à la fissuration, à l'absorption d'énergie et à la résistance ultime.

Le pont de Val-Alain constitue la première utilisation concrète en chantier des glissières renforcées à l'aide de matériaux composites développées à l'intérieur de ce projet de recherche.

### Instrumentation

L'utilisation d'instruments de mesure (capteurs à fibre optique et autres) qui seront installés par l'Université de Sherbrooke au niveau des armatures et de la dalle de béton et reliés à un système d'acquisition de données fixé à même le pont nous permettra de vérifier par télésurveillance le comportement du pont sous sollicitation (déformation) sans nous déplacer sur le terrain. Ce moyen de contrôle, utilisé conjointement avec la possibilité de prélever des échantillons d'armatures sur la structure, nous permettra entre autres de mieux nous assurer de l'état des armatures à long terme (durabilité) et ainsi de prendre une décision plus éclairée quant à l'utilisation à grande échelle de ce matériau novateur.

### CULÉES SEMI-INTEGRALES

Les ponts semi-intégraux<sup>14 15 16</sup> sont des ponts à travée simple ou multiple à fondation rigide pour lesquels la dalle de béton du tablier est rendue continue avec la dalle d'approche. Les joints de dilatation sont éliminés aux extrémités du tablier ; toutefois, celui-ci est pratiquement indépendant des culées, d'où l'appellation « semi-intégral ». Des appareils d'appui conventionnels

sont utilisés pour permettre le mouvement horizontal relatif dans l'axe du pont entre le tablier et les culées. Pour le cas d'un pont en biais, les appuis doivent permettre la retenue transversale des poutres pour contrôler l'effet de la rotation induite dans le tablier par la poussée du sol à chaque extrémité de celui-ci.

Ce type de pont est de plus en plus utilisé en Amérique du Nord où plusieurs États américains et la province de l'Ontario ont développé des critères de conception et certains détails typiques.

Le principal avantage d'une culée semi-intégrale par rapport à une culée conventionnelle réside dans l'élimination des joints de dilatation au niveau du tablier. Toutefois, on doit quand même prévoir des joints permettant les mouvements relatifs et assurant l'étanchéité entre le tablier et la culée (incluant les murs en retour), ainsi qu'à l'extrémité des dalles d'approche. Malgré que le nombre de joints soit plus important, ce concept réduit la vulnérabilité du pont aux bris possibles ou au manque d'entretien des joints conventionnels. Dans l'éventualité où les joints d'un pont à culées semi-intégrales seraient endommagés, les conséquences de leur mauvais fonctionnement demeureraient beaucoup moins néfastes que celles reliées au mauvais fonctionnement d'un joint conventionnel. On n'a qu'à penser aux coûts reliés à l'endommagement des unités de fondation, des appareils d'appui et de l'extrémité des poutres localisées sous un joint conventionnel dont l'étanchéité est déficiente. De plus, les coûts d'entretien reliés à ces types de joints sont beaucoup moins importants que ceux relatifs à un joint conventionnel.

### CARACTERISTIQUES SUPPLEMENTAIRES

En plus des différentes caractéristiques dont il a été question précédemment, la conception de ce pont a nécessité l'emploi de divers matériaux et techniques maintenant utilisés de manière courante par le ministère des Transports du Québec.

Ces matériaux et techniques ont tous été inclus à l'intérieur de ce projet en raison de leur efficacité qui a pu être expérimentée et confirmée au cours des ans. On pense entre autres à l'utilisation de béton haute performance pour tous les éléments en béton de ce pont (autres que les semelles aux unités de fondation) en raison de sa plus grande résistance à la fissuration et de sa perméabilité inférieure à celle d'un béton conventionnel, à l'utilisation d'acier galvanisé en guise d'armature à l'intérieur des culées et des diaphragmes d'extrémité du tablier, à la membrane d'étanchéité préfabriquée installée sur le tablier et les dalles d'approche, aux recouvrements de béton importants des aciers d'armature, etc.

### ANALYSE ECONOMIQUE

Pour mieux évaluer l'impact des coûts supplémentaires associés à l'utilisation de ces nouvelles technologies, une étude comparant les coûts d'estimation reliés à la construction d'un pont d'une durée de vie anticipée de 150 ans aux coûts de construction d'un pont de même configuration tel qu'on les conçoit au Québec actuellement (acier 350AT,

béton haute performance et armature galvanisée pour le tablier, culées conventionnelles, joints à garniture, etc.) nous a permis de vérifier certains points intéressants.

Bien entendu, les coûts initiaux de construction du pont sont plus élevés pour le pont décrit dans ce document que pour un pont correspondant aux normes de conception actuelles. Toutefois, la différence de coût entre les deux options s'amenuise très fortement lorsqu'on étudie tous les autres frais engendrés pour une période de 150 ans. Ces frais incluent, entre autres, l'organisation de chantier, le terrassement et l'enrobé aux approches, le maintien de la circulation et la signalisation, les chemins de déviation, la remise en état des lieux, tous les frais liés à l'entretien et à la réparation selon les deux options, tous les frais liés à la reconstruction selon l'option du pont conventionnel ainsi que les coûts engendrés pour les usagers à l'occasion de chacune des interventions effectuées par le ministère des Transports sur le pont. Il faut toutefois noter que les frais liés à l'instrumentation et à la télésurveillance n'ont pas été inclus dans l'étude économique.

Le **tableau 2** présente les résultats de l'analyse économique effectuée. Cette étude a été réalisée à l'aide du logiciel Bridge LCC 2.0<sup>17</sup>. Les valeurs des taux d'inflation et d'intérêt qui ont été utilisés sont respectivement de 1,9 % et 3,4 %, valeurs suggérées pour des analyses économiques à long terme. Au **tableau 3**, on trouve les coûts relatifs à la construction initiale ainsi que ceux liés à certains items particuliers pour les deux options étudiées.

On remarque que la portion la plus importante du coût total de ce pont quant à sa durée de service anticipée de 150 ans est encourue au moment de la construction initiale et que la majeure partie de la différence entre les deux options pour les coûts de construction initiaux concerne l'acier de charpente, l'armature en matériaux composites et les joints de dilatation et d'étanchéité des culées semi-intégrales. De plus, la différence entre les coûts totaux des deux options pour la période d'étude de 150 ans est très faible (1,9 %) bien que les matériaux utilisés soient relativement nouveaux.

D'un point de vue strictement économique, nous croyons qu'une utilisation à plus grande échelle, dans un futur rapproché, de l'acier à haute performance et de l'armature en matériaux composites pourrait permettre une diminution des coûts unitaires de ces deux matériaux. Par le fait même, les coûts de certains projets seraient probablement abaissés à un niveau permettant d'obtenir un coût de construction initial compétitif et un coût sur la vie utile inférieur à ceux des ponts conçus selon les normes actuelles.

**Tableau 2 : Analyse économique comparative pour une période de 150 ans**

ANALYSE ECONOMIQUE COMPARATIVE POUR UNE PERIODE DE 150 ANS		
	Pont de 150 ans ** (\$ 2004)	Pont conventionnel 2004 ** (\$ 2004)
<b>Coûts totaux</b>	2 996 651 (+ 1,9 %)	2 941 349
<b>Coûts par intervenant</b>		
Ministère des Transports	2 446 395 (+ 3,3 %)	2 367 997
Usagers	550 256	573 353
<b>Coûts par intervention</b>		
Construction initiale	2 806 032	2 560 026
Entretien, réparation et reconstruction du pont conventionnel	190 619	381 323
<b>Coûts par élément</b>		
Dalle	532 679	444 660
Superstructure	496 522	450 704
Unités de fondation	293 053	370 009
Autres (structure)	345 958	316 941
Chantier (structure)	155 000	160 660
Autres *	1 173 438	1 198 376

\* Inclut : approches du pont, chemin de déviation, remise en état des lieux, revêtement de chaussée, maintien de la circulation et signalisation.

\*\* Estimation.

**Tableau 3 : Étude comparative- Coûts de construction initiaux**

ETUDE COMPARATIVE - COÛTS DE CONSTRUCTION INITIAUX		
	Pont de 150 ans ** (\$)	Pont conventionnel 2004 ** (\$)
Coûts totaux	2 315 536 (+ 11,9 %)	2 069 529
<b>Coûts par élément</b>		
<b>Pont</b>		
Dalle	363 119	220 319
Superstructure	496 522	413 592
Unités de fondation	271 995	314 417
Autres (structure)	345 958	283 260
Chantier (structure)	155 000	155 000
Total pont	1 632 594 (+17,7 %)	1 386 588
Autres *	682 942	682 942
<b>Coûts particuliers</b>		
Acier de charpente	496 522 (+ 20,1 %)	413 592
Armatures pour le tablier	179 837 (+ 92,4 %)	93 468
Joints de dilatation et d'étanchéité	69 498 (+ 548 %)	10 720

\* Inclut : approches du pont, chemin de déviation, remise en état des lieux, revêtement de chaussée, maintien de la circulation et signalisation.

\*\* Estimation.

## CONCLUSION

Les caractéristiques du pont ont été déterminées en vue d'obtenir une durabilité optimale, notamment par l'utilisation d'armatures en matériaux composites. L'utilisation de ces armatures permet d'éliminer le problème de corrosion de l'armature d'acier (normalement utilisée pour renforcer la dalle et les glissières de sécurité des ponts) qui conduit à l'éclatement, à la fissuration et à la désagrégation du béton. La construction de ce pont marquera un pas de plus vers l'adoption d'une méthode de calcul adéquate en termes de comportement structural à l'ultime et en service, de même qu'en termes de durabilité, et vers le développement d'un contrôle de qualité fiable. Ces progrès pourront éventuellement ouvrir la porte à l'utilisation à grande échelle de ce matériau novateur.

De même, l'emploi d'acier à haute performance pour la fabrication de poutres devrait nous permettre

de profiter des améliorations notables, par rapport à l'acier patinable conventionnel, quant aux propriétés anticorrosion, à la résilience à basse température et à la soudabilité de ce nouveau matériau.

De plus, le concept de tablier semi-intégral rend possible l'élimination des joints de tablier aux culées. Les joints sont plutôt localisés à l'extrémité des dalles d'approche dans une zone où les possibles fuites ou le mauvais fonctionnement de ceux-ci, inévitables avec le temps, ne causeront pas de dommage aux culées ni au tablier du pont. Ce concept est utilisé de façon courante dans plusieurs États américains et, dans certains cas, en Ontario où des critères de conception et des détails types ont été développés. Éventuellement, selon les résultats obtenus avec le pont de Val-Alain, le ministère des Transports du Québec pourrait lui aussi utiliser ce type de pont plus fréquemment.

Enfin, il est à noter que certains matériaux maintenant standardisés tels que le béton à haute

performance, l'acier galvanisé et la membrane d'étanchéité préfabriquée, ainsi que les règles de bonnes pratiques courantes (recouvrement minimal de béton sur les armatures, cure du béton, etc.) ont été appliqués à la conception de ce pont en raison de leur efficacité qui a pu être expérimentée et confirmée au cours des ans.

Finalement, selon l'analyse économique effectuée pour un pont d'une durée de vie anticipée de 150 ans, il nous semble que l'utilisation de ces différents matériaux et concepts à plus grande échelle pourrait permettre une diminution des coûts totaux reliés à la construction et à l'entretien du parc de ponts appartenant au ministère des Transports du Québec.

## NOTES

1. A. D. WILSON, « Current Status of High Performance Steel Program », ISG Plate, August 1, 2003. Disponible sur le site Internet de l'AISC à l'adresse suivante : [www.steel.org/infrastructure/bridges](http://www.steel.org/infrastructure/bridges)
2. V. C. MISTRY, « High Performance Steel for Highway Bridges », FHWA, *Proceedings : 2002 FHWA Steel Bridge Conference for the Western United States*.
3. *High Performance Steel Designers' Guide, Second Edition*, April 2002, U.S Department of Transportation, FHWA. Disponible sur le site Internet de l'AISC à l'adresse suivante : [www.steel.org/infrastructure/bridges](http://www.steel.org/infrastructure/bridges)
4. *Guide Specification for Highway Bridge Fabrication with HPS 70W (HPS 485W) Steel, 2<sup>nd</sup> edition*, June 2003. Disponible sur le site Internet de l'AISC à l'adresse suivante : [www.steel.org/infrastructure/bridges](http://www.steel.org/infrastructure/bridges)
5. J. W. FISHER et W. J. WRIGHT, « High Toughness of HPS: Can It Help You in Fatigue Design », *Proceedings - Steel Bridge Design and Construction for the New Millenium with Emphasis on High Performance Steel*, p. 44-58.
6. G. DESGAGNÉ et B. BENMOKRANE, « Construction d'un pont routier alliant des matériaux composites avancés et un système de télésurveillance à distance », *Innovation Transport*, n° 16, avril 2003, p. 15-19. : [www.mtq.gouv.qc.ca/cqttt](http://www.mtq.gouv.qc.ca/cqttt)
7. G. DESGAGNÉ et B. BENMOKRANE, « Conception des glissières de béton renforcées avec de l'armature en matériaux composites », *Innovation Transport*, n° 11, octobre 2001, p. 3-6.
8. E. EL-SALAKAWY, B. BENMOKRANE, R. MASMOUDI, F. BRIÈRE et É. BEAUMIER, « Concrete Bridge Barriers Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars », *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 6, Nov. -Dec. 2003, p. 815-824.
9. Code canadien pour le calcul des ponts routiers, CAN/CSA S6-00, Norme nationale du Canada, CSA International.
10. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, ACI 440.1R-03, American Concrete Institute.
11. Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers, Design Manual N° 3, Sept. 2001, ISIS Canada. [www.isiscanada.com](http://www.isiscanada.com)
12. J. R. YOST et S. P. GROSS, « Flexural Design Methodology for Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Polymers », *ACI Structural Journal*, Vol. 99, N° 3, May-June 2002, p. 308-316
13. R. MASMOUDI, G. NKURUNZIZA, B. BENMOKRANE et P. COUSIN, « Durability of Glass FRP Composite Bars for Concrete Structure Reinforcement under Tensile, Sustained Load in Wet and Alkaline Environments », *Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil*, juin 2003.
14. *Semi-Integral Abutment Bridges, Report BO-99-03*, Ministry of Transportation, Bridge Office, Ontario.
15. DANIEL BERNARD, « Ponts à culées intégrales et semi-intégrales », *Recueil des communications, Congrès annuel de l'AQTR*, avril 1998.
16. MARTIN P. BURKE, Jr, « Semi-Integral Bridges : Movements and Forces », *Transportation Research Record 1460*.
17. Bridge LCC, Version 2.0, Standard Life - Cycle Cost Analysis Software, National Institute of Standard and Technology.

## INNOVATION TRANSPORT

**L**e bulletin scientifique et technologique INNOVATION TRANSPORT s'adresse au personnel du ministère des Transports et à tout partenaire des secteurs public et privé qui s'intéresse à ce domaine.

Il est le reflet des grands secteurs du transport au Québec : le transport des personnes, le transport des marchandises, les infrastructures et l'innovation. Il traite des enjeux importants, présente des projets de recherche en cours de réalisation ou terminés, de même que de l'information corporative.

INNOVATION TRANSPORT entend diffuser les résultats de travaux de spécialistes et d'expérimentations, les comptes rendus des activités de veille et de transfert technologique, ainsi que des activités réalisées pour garantir le maintien d'une expertise de pointe.

Les textes publiés dans le bulletin INNOVATION TRANSPORT reflètent uniquement le point de vue de leurs auteurs et n'engagent en rien le ministère des Transports.