

INNOVATION

NUMÉRO 16 AVRIL 2003

TRANSP ORT

BULLETIN SCIENTIFIQUE ET TECHNOLOGIQUE

<http://www.mtq.gouv.qc.ca/cqttt>

**Édition
spéciale**



10^e COLLOQUE
SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE
QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

Québec 

AUSCULTATION DES GRANDS OUVRAGES D'ART AU QUÉBEC : LE CAS DU PONT DE L'ÎLE D'ORLÉANS	3
CHEMISAGE DE POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT AU MOYEN DE MATÉRIAUX COMPOSITES	10
CONSTRUCTION D'UN PONT ROUTIER ALLIANT DES MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS ET UN SYSTÈME DE TÉLÉSURVEILLANCE À DISTANCE	15
COULIS D'INJECTION POUR OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR POST-TENSION	20
MISE A JOUR DE L'INDICE DE FIABILITÉ DE PONTS EN BÉTON ARMÉ PAR TÉLÉSURVEILLANCE	24
UTILISATION DE BÉTON ARMÉ DE FIBRES D'ACIER DANS LES DALLES DE PONT EN VUE D'AMÉLIORER LA DURABILITÉ AU DÉLAMINAGE	29

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/cqjtt>

Coordination : Gilles Boutin

Révision linguistique : Direction des communications

Supervision graphique : Jean-Pierre Tremblay

Conception : Tandem Conception et Infographie inc.

Impression : J. B. Deschamps

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^e étage

Québec (Québec), G1R 5H1

Téléphone : (418) 643-4717

Télécopieur : (418) 643-0345

Courriel : gboutin@mtq.gouv.qc.ca

Dépôt légal

Bibliothèque nationale du Québec

ISSN - 1480-610X

Tirage : 2500 exemplaires

LA RECHERCHE QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

Depuis quinze ans, le ministère des Transports a intensifié son implication dans la recherche sur les ouvrages d'art et les universités québécoises ont toujours été des partenaires privilégiés dans une telle démarche. Après quelques années, le Ministère réalisait que le transfert des connaissances acquises par ces recherches se faisait difficilement. Peu d'ingénieurs spécialisés en structure étaient informés des résultats de recherche et lorsqu'ils l'étaient, c'était parfois avec un décalage dans le temps.

Le Ministère s'est donc attaqué à cette problématique et c'est ainsi que sont apparus les bulletins *Info-structures* publiés par la Direction des structures, les articles dans la présente revue *Innovation Transport* et, bien sûr, le Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art qui regroupe annuellement, depuis dix ans maintenant, près de deux cents ingénieurs et techniciens qui sont informés des tout derniers développements dans le domaine.

Cet engouement vient certainement du fait que la recherche universitaire d'ici se consacre en très grande partie à des problématiques typiquement québécoises. La présente parution de la revue *Innovation Transport* en est un bel exemple : des cas bien de chez nous y sont présentés et sauront très certainement attirer l'attention du lecteur et soutenir son intérêt.

Au cours des ans, la recherche a amené de nombreux étudiants québécois du deuxième et du troisième cycle universitaire à se diriger vers l'ingénierie des ponts. Cette manne de spécialistes de haut calibre est maintenant appréciée au plus haut point à une période où le ministère des Transports du Québec s'attaque à un ambitieux plan décennal de remise en état de son réseau routier.



Guy Richard, ing., M. Sc.

Directeur des structures

AUSCULTATION DES GRANDS OUVRAGES D'ART AU QUÉBEC : LE CAS DU PONT DE L'ÎLE D'ORLÉANS

Martin Talbot, ing. Ph. D.,
Direction des structures, ministère des Transports.

INTRODUCTION

Certains ouvrages complexes ou stratégiques nécessitent une évaluation structurale beaucoup plus détaillée que celle qui est normalement effectuée. Les ponts suspendus d'un âge avancé tel celui de l'île d'Orléans font partie de ces ouvrages. Cet article présente les principales étapes effectuées à ce jour en ce qui a trait à une évaluation structurale réaliste de l'ouvrage dans son état actuel. Cette approche conduit à l'élaboration d'un modèle par éléments finis non linéaire complet 3-D destiné à l'évaluation précise du pont. Pour que ce modèle représente adéquatement la structure in situ, il a été calibré sur les valeurs expérimentales de tests provenant de campagnes de mesures effectuées aux cours des dernières années.

BESOINS EN ÉVALUATION DES STRUCTURES

Le vieillissement des structures et les limitations budgétaires des propriétaires d'ouvrages d'art font en sorte que l'évaluation structurale de ces ouvrages se doit d'être de plus en plus précise. En général, une évaluation standard se base sur une inspection rigoureuse et détaillée et sur un calcul par un modèle plus ou moins simplifié de la structure. Cependant, de nombreuses observations puisées dans la littérature ou issues de nos propres constats ont prouvé qu'en général, le comportement d'un pont in situ diffère substantiellement du calcul théorique. C'est pourquoi la Direction des structures s'est équipée au début des années 1990 d'un laboratoire mobile qui permet de quantifier avec précision les comportements statiques et dynamiques de l'ouvrage. Les données ainsi

recueillies servent à calibrer un modèle par éléments finis 3-D qui représente au mieux l'ouvrage in situ.

Il est évident cependant que tous les ponts ne peuvent faire l'objet d'une approche aussi raffinée. Le choix des ouvrages à ausculter se fait donc en fonction de certains critères dont notamment la taille, la géométrie et la complexité de l'ouvrage de même que les pathologies décelées, l'importance stratégique ou l'âge du pont. Or, il appert que la plupart des ponts suspendus dans le monde répondent à plusieurs de ces critères. De fait, on procède déjà depuis plus de vingt ans à l'auscultation expérimentale de ce type d'ouvrages, et ce, tant en Europe qu'en Asie et en Amérique afin de calibrer des modèles par éléments finis 3-D toujours plus proches de la réalité.

Il n'y a qu'à penser, par exemple, aux nombreux ponts suspendus new-yorkais, au Golden Gate (San Francisco, 1937), au Lions' Gate (Vancouver, 1937), qui ont déjà fait l'objet de mesures in situ. De nombreux ouvrages suspendus beaucoup moins anciens ont aussi été auscultés expérimentalement en détail. C'est le cas du Humber Bridge (Grande-Bretagne, 1981), du Severn Bridge (Grande-Bretagne, 1966), des ponts français de Tancarville (1959) et d'Aquitaine (1967). Même les nouveaux ponts suspendus et haubanés (au Japon, en Chine et en Europe notamment) font l'objet de mesures expérimentales qui permettent de préciser la conformité et l'état de l'ouvrage originel et d'assurer un suivi précis de son évolution. On procède souvent ensuite à l'installation d'un système permanent de télésurveillance, et ce, dès l'ouverture de l'ouvrage à la circulation.

En ce sens, l'auscultation détaillée du pont de l'île d'Orléans constitue donc une approche en voie de devenir ni plus ni moins qu'un standard international en ce qui a trait au suivi structural des grands ouvrages. Il va sans dire que ce standard nécessite l'utilisation d'appareils de mesure de grande précision dont la mise en place in situ, le fonctionnement et l'interprétation requièrent un savoir-faire très spécialisé et pour l'instant peu commun. La fiabilité des résultats obtenus doit être sans faille puisque les valeurs expérimentales sont normalement considérées comme étant les valeurs les plus proches du comportement réel de l'ouvrage, plus précises et plus fiables donc que le seul calcul théorique effectué en bonne et due forme. Dans les faits, après analyse, les valeurs expérimentales servent à modifier le modèle théorique pour que ses valeurs calculées convergent vers les mesures in situ, rien de moins. C'est ce qu'on appelle le calibrage du modèle. Puisque ces différences peuvent souvent dépasser les 50 % (selon les composantes), toute erreur expérimentale est inacceptable. Il en va de la sécurité de l'ouvrage et du public. Une fois cette étape terminée, il est alors possible de planifier, en toute connaissance de cause, les travaux de réparation, de renforcement, voire d'élargissement de la structure.

HISTORIQUE ET DESRIPTIF DU PONT

Avant la construction du pont suspendu, les seuls liens qui unissaient l'île d'Orléans à la terre ferme étaient un bateau à vapeur l'été, des ponts de glace l'hiver; parfois même, il y avait absence de liens à la fonte ou à l'arrivée des glaces. Le

choix d'un ouvrage suspendu a été adopté après une étude comparative poussée avec des structures de type cantilever, arche ou portées simples. Or, pour des raisons d'économie, d'adaptation aux conditions des fondations, d'esthétique, de facilité d'érection et de contraintes de dégagement pour la navigation imposées par le gouvernement fédéral (il fallait un minimum de 600 pieds de largeur et 106 pieds de hauteur à marée haute), c'est l'ouvrage suspendu qui l'a finalement emporté.

Il est important de noter que le pont de l'île d'Orléans est le tout premier pont suspendu d'envergure à avoir été à la fois entièrement conçu, fabriqué et érigé par des firmes canadiennes. Il s'agit d'une grande réalisation du début des années trente des ingénieurs montréalais Monsarrat et Pratley (aussi concepteurs du Lions' Gate de Vancouver en 1937). Le pont a été ouvert à la circulation le 6 juillet 1935, soit il y a près de 68 ans (figure 1). Les travaux ont été répartis sur une longue période de plus de quatre années car un des buts visés par le projet était la création d'emplois en ces temps particulièrement difficiles qu'étaient ceux de la grande dépression des années trente.

Figure 1 : Vue générale du pont de l'île d'Orléans.



À l'époque, l'ouvrage complet a coûté 3,5 millions de dollars si on inclut toutes les travées d'une longueur totale de 1737,3 m. La partie suspendue mesure quant à elle 722 m d'un bloc d'ancrage à l'autre. Elle est formée de trois travées dont deux de 127 m et une travée centrale de 323 m. Ce pont suspendu n'a pas subi de modification ou de renforcement structural depuis 1935. Seule sa charge permanente a été légèrement modifiée par l'ajout d'une mince couche de bitume (avec un revêtement antidérapant en 1962 et une réparation du bitume en 2001). Par contre, certains

scénarios de renforcements et de modifications sont présentement à l'étude.

DÉBUT DES MESURES EN 1981

Une première série de mesures portant sur l'évolution de la géométrie de l'ouvrage et sur le système de suspension a été effectuée en 1981. Des mesures par métrologie de précision ont révélé que les fondations nord du pont avaient beaucoup bougé depuis 1935 comme le montre la figure 2. En fait, ces affaissements sont vraisemblablement dus au fait que la moitié nord de l'ouvrage repose sur un sol mou alors que la moitié sud repose sur le roc. Des analyses poussées du sol de la partie nord sont d'ailleurs en cours. Des travaux de métrologie ont été refaits à l'automne 2000 et ont conduit aux mêmes résultats qu'en 1981. La structure est donc apparemment stabilisée de ce point de vue.

L'effet structural de ces importants changements géométriques observés a pu être quantifié par le modèle numérique. Les calculs ont démontré que l'affaissement de 635 mm au centre de la

assez typique de ce qui est observé dans la littérature pour ce genre de ponts.

Une inspection détaillée du câble porteur (incluant l'ouverture du câble porteur en certains points) a eu lieu en 1981. Globalement, les torons étaient en relativement bon état malgré la présence d'humidité à certaines sections et la présence d'oxydation de la couche de galvanisation et de quelques taches de rouille sans perte de sections (notamment au portique nord). Une ouverture du câble est de nouveau prévue en 2003. L'inspection détaillée des suspentes en 1981 a démontré alors une bonne condition structurale avec une très légère corrosion des fils sur la plupart des suspentes. Il n'y avait pas de fils brisés observables in situ mais on notait parfois une possibilité pour l'eau de s'infiltrer. Une suspente a été démontée et testée à la rupture (voir la section *Analyses au laboratoire des chaussées*). Enfin, plusieurs inspections très détaillées de tous les éléments (nécessitant notamment des techniques d'escalade) ont été effectuées régulièrement depuis 1981.

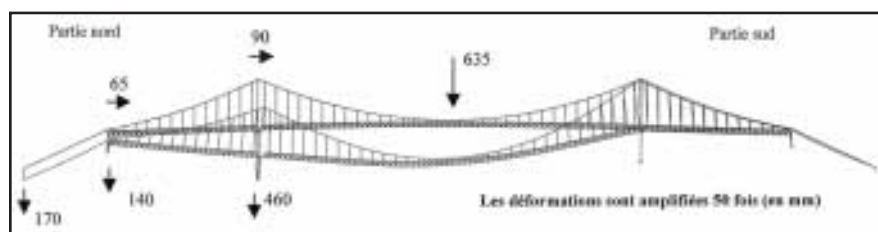
MESURES FAITES PAR LE LABORATOIRE MOBILE

Toute structure se déforme lorsqu'elle est soumise à des sollicitations tant statiques que dynamiques. L'ingénieur dispose de plusieurs approches pour mesurer avec précision ces déformations et pour en déduire le comportement exact de l'ouvrage. Les techniques de mesures utilisées dans cette étude sont :

- les jauges de déformations,
- les accéléromètres,
- l'interférométrie laser.

travée centrale est dû, en partie, à une élongation (relaxation à long terme) du câble porteur d'une valeur moyenne de 0,019 %. Cette valeur est

Figure 2 : État actuel du pont dû à l'affaissement de la moitié nord et à la relaxation du câble porteur.



Compte tenu des innombrables demandes d'expertise en évaluation, en entretien et en conception qui incombent au laboratoire mobile et même parfois à des organismes extérieurs au Ministère (pour des projets de recherche universitaires ou pour diverses organisations), et compte tenu également des limitations climatiques ou de la disponibilité de certains appareils, les tests décrits ont été étalés sur plusieurs saisons, de l'automne 1998 à l'automne 2001, à travers les autres demandes d'expertise courantes ou parfois urgentes soumises au laboratoire.

MESURES DES EFFORTS DANS LA FERME

Les premiers tests statiques et dynamiques ont été effectués à l'automne 1998. Les tests statiques permettent une investigation locale précise du flux d'efforts dus à la charge vive dans une section donnée de l'ouvrage. Dans le cas présent, il y avait 4 jauges de déformation par membrure. Le test portait sur la section C-50 de la ferme, soit au tiers de la portée centrale, du côté sud (figure 3). On y a fait circuler deux camions pesés, la nuit, sur le pont fermé à la circulation. Les valeurs des efforts dans les cordes inférieures et supérieures, les diagonales, les verticales et l'entretoise ont ainsi été comparées avec succès à celles du modèle par éléments finis (figure 4). Un exemple comparatif pour la corde verticale est donné à la figure 5. Globalement, les résultats ont mis en lumière le comportement partiellement (mais assez fortement) composite du vieux tablier (négligé à l'origine dans le calcul théorique). Ces résultats ont aussi permis d'établir un niveau de confiance élevé dans le modèle 3-D pour cette partie de l'ouvrage (la ferme triangulée). Cette étape était particulièrement importante puisque la ferme constitue l'une des composantes dont le facteur de sécurité est le plus faible de tout l'ouvrage suspendu.

ANALYSE MODALE PAR ACCÉLÉROMÈTRES

Dans le cas d'une sollicitation dynamique, l'analyse du signal mesuré de la réponse de la

Figure 3 : Pause de jauges de déformation.

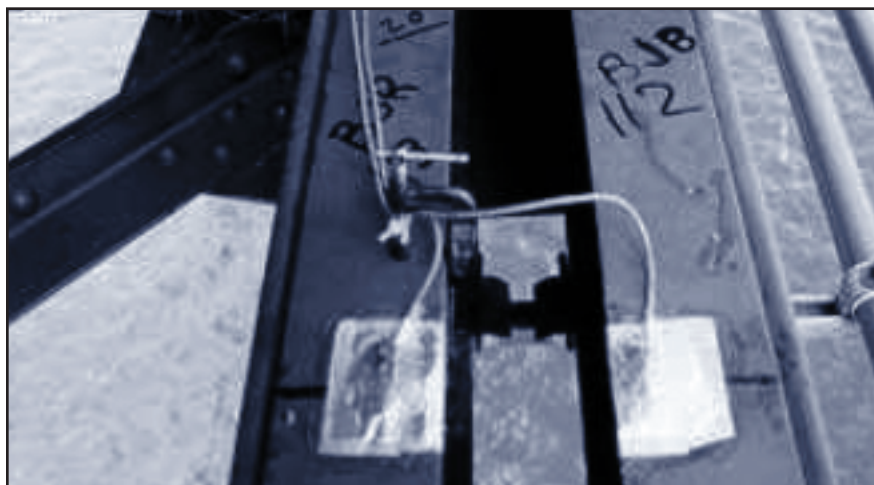


Figure 4 : Modèle par éléments finis 3-D complet du pont de l'île d'Orléans.

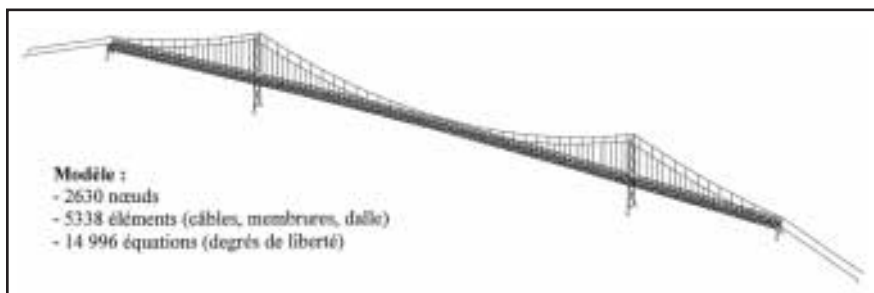
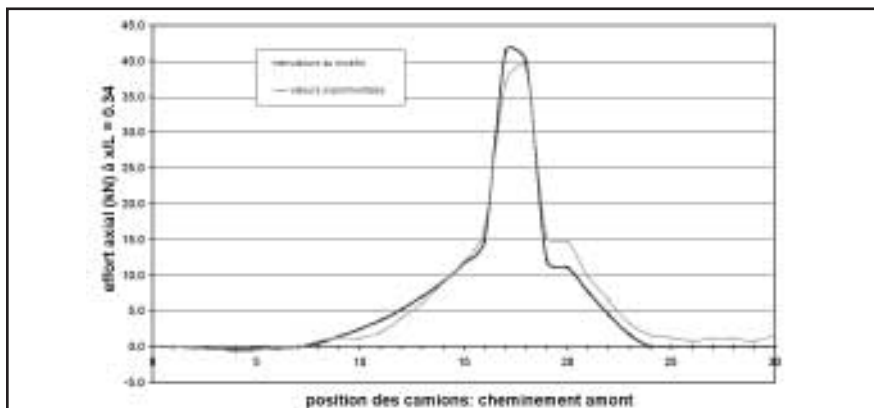


Figure 5 : Effort axial dans la corde verticale selon la position des camions



structure permet de caractériser l'ouvrage en termes de modes de vibration. Cette technique, appelée analyse modale, est l'une des techniques les plus répandues dans les domaines impliquant la vibration de solides déformables. Dans le cas présent, les valeurs servent, par exemple, à l'estimation des facteurs de majoration dynamique, de sensibilité sismique ou aérodynamique.

Les tests ont eu lieu en septembre 2001 sous

le trafic ambiant, en incluant deux camions du Ministère circulant aléatoirement pour éviter les temps morts de la circulation normale. Par symétrie et compte tenu de la longueur du pont, seule la moitié sud de l'ouvrage a été couverte par sept accéléromètres (fixés aux membrures verticales de la ferme). Les accéléromètres ont été déplacés six fois sur la travée centrale pour capter un maximum de modes puisque certaines posi-

Figure 6 : Signal de l'accélération (transformée en volts) pour l'accéléromètre 4

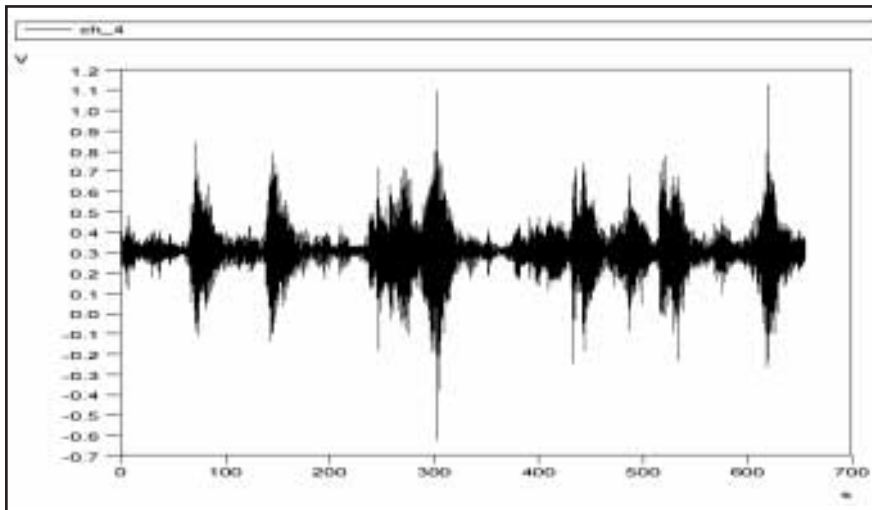
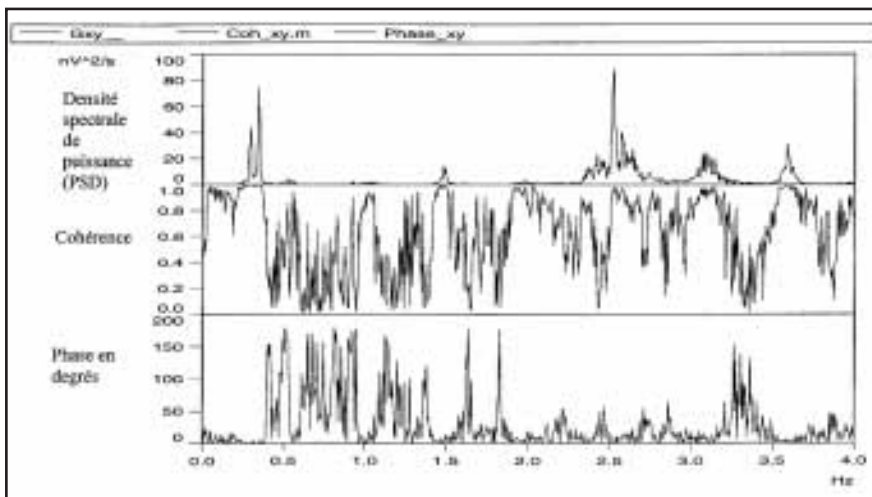


Figure 7 : Fonctions de réponses en fréquences (FRF) pour les accéléromètres 4 et 5 (signal découpé en 4)



tions correspondent à des nœuds immobiles de certains modes. À chaque fois, les accéléromètres ont été mis en position verticale puis horizontale. La même procédure a été appliquée pour la travée d'approche avec cinq déplacements d'accéléromètres. Deux accéléromètres (un par travée) n'ont cependant jamais été déplacés afin de servir de référence pour l'ensemble des tests. De la même manière, la tour sud a aussi été instrumentée avec deux séries de tests.

On a choisi ici un exemple typique de deux accéléromètres (4 et 5) en position 46 sur le pont, soit à 112,6 m de la tour sud sur la travée cen-

trale. L'accélération (transformée en volts) de l'accéléromètre 4 est donnée à la figure 6. Les amplitudes maximales sont dues aux passages des camions sur le pont. Un signal similaire a été obtenu pour l'accéléromètre 5.

On peut établir les valeurs des fréquences de vibration en déterminant les fréquences pour lesquelles l'énergie du signal obtenu de chaque accéléromètre atteint un maximum. La représentation des fréquences d'un signal est obtenue en calculant la transformée de Fourier rapide (FFT pour *Fast Fourier Transform*) de celui-ci. Le module de cette fonction constituée de nombres complexes

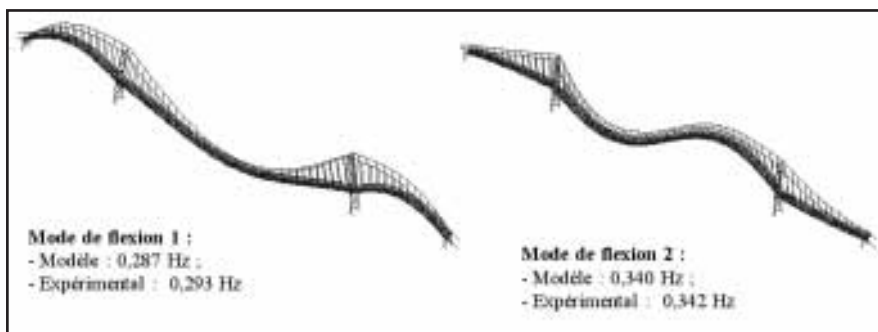
est appelé le spectre du signal et représente la distribution de l'énergie du signal en fonction de la fréquence. Le graphique obtenu s'appelle la densité spectrale de puissance (PSD pour *Power spectral density*, figure 7). On peut donc déterminer les fréquences excitées de la structure en repérant les pics de valeurs maximales d'énergie ou pics de la FFT.

Pour s'assurer de l'authenticité des fréquences identifiées, on a utilisé une approche basée sur les fonctions de réponses en fréquences (FRF). Après calcul, l'approche fournit deux fonctions utiles dont une fonction dite de cohérence. Pour une fréquence donnée, une valeur élevée de la fonction de cohérence ($> 0,8$) assure que celle-ci est bel et bien une fréquence de vibration de l'ouvrage (figure 7). En effet, par définition, pour un mode de vibration, les accélérations de deux points demeurent en tout temps dans un rapport constant, ce qui établit une relation linéaire (une cohérence) entre les signaux des accélérations de ces deux points.

Une autre fonction dite de phase du spectre croisé permet de spécifier si le mouvement du point considéré est en phase (0 ± 20 degrés) ou déphasé (180 ± 20 degrés) par rapport au mouvement du point de référence (figure 7). Dans le cas présent, une phase de près de 0 degré signifie un mouvement en phase dans le plan, soit un mode de flexion, et une phase de près de 180 degrés signifie un mouvement en phase opposé dans le plan, soit un mode de torsion.

Lors des tests, la fréquence d'échantillonnage était de 100 lectures d'accélération par seconde pour 655 secondes. Comme on l'a dit précédemment, la figure 7 montre un exemple de fonctions de réponses en fréquences (FRF) pour les accéléromètres 4 et 5 (dans le cas présent pour un signal découpé en 4 signaux de 163,5 secondes, puis moyenné). On y voit très clairement les pics (en PSD avec une cohérence voisine de un et une phase près de zéro) de plusieurs modes de vibrations, dont les deux premiers modes de flexion de 0,293 et 0,342 Hz (voir figure 8 pour la com-

Figure 8 : Exemples de modes de vibration



paraison avec le modèle numérique). Plusieurs pics deviennent aussi visibles lors du traitement, lorsqu'on change l'échelle du PSD. En effet, certains modes bien réels sont parfois écrasés par d'autres en termes d'échelle. Une échelle logarithmique est alors souvent utilisée. Une quarantaine de modes ont ainsi pu être établis entre 0 et 4 Hz. Les résultats expérimentaux de ces très nombreux modes (de flexion, de torsion et transversaux) démontrent une bonne concordance avec ceux du modèle 3-D (de l'ordre de 1 à 5 % environ). Il faut noter qu'au total cette analyse modale constitue un travail particulièrement long et laborieux compte tenu de l'immense quantité de données recueillies (si on inclut tous les accéléromètres et toutes leurs positions). Enfin, il a aussi été possible d'estimer l'amortissement modal à partir des FRF en appliquant la technique de l'acuité de résonance (*half-power bandwidth method*). Ces valeurs d'amortissement sont importantes en ce qui a trait à l'amplitude de la réponse dynamique de la structure.

MESURES DES EFFORTS DANS LE SYSTÈME DE SUSPENSION

Le système de suspension est l'élément fondamental de l'ouvrage et est constitué de deux parties. Il y a d'une part les deux câbles porteurs paraboliques qui forment une longueur totale de 1535 m et qui sont constitués de 37 torons galvanisés (aire totale de 26 974,0 mm²). Puis, d'autre part, il y a les suspentes verticales (constituées de 7 petits torons galvanisés torsadés) qui

proviennent toutes d'un câble unique de 3520 m de longueur découpé en 118 éléments de longueurs variables.

En principe, toutes les suspentes devraient avoir une tension égale sous le poids propre de l'ouvrage et il en va de même pour les torons des câbles porteurs. Cependant, comme on le souligne dans la littérature, le réglage d'un pont suspendu n'est pas une constante dans le temps et il importe de s'inquiéter périodiquement de son évolution. Ainsi, il existe plusieurs ouvrages suspendus ou haubanés, parfois récents, pour lesquels on a pu mesurer un dérèglement significatif de la tension de la suspension. Ce dérèglement est rarement visible à l'œil nu mais peut tout de même avoir une grande importance dans le calcul de la sécurité locale et globale de l'ouvrage.

La tension de chacun des torons des câbles et des suspentes a été mesurée par l'approche vibratoire. Cette méthode, basée sur le principe de la corde vibrante, est une approche classique pour obtenir la tension d'un câble. Ce principe stipule que les fréquences sont proportionnelles à la tension tout comme dans le cas bien connu d'un instrument de musique à cordes. La technique utilisée ici fait appel aux développements d'une technologie sans contact récente. Il s'agit de la technique d'interférométrie laser (l'appareil est ici un VS-100 d'Ometron). Celle-ci est basée sur le principe de l'effet Doppler laser. L'appareil permet de mesurer, à distance et sans contact, la vitesse en surface d'un solide déformable. La procédure consiste simplement à viser un toron avec le VS-100 alors que celui-ci est excité par un marteau en

caoutchouc. Le signal (vitesse) est alors traité en FFT de la même manière qu'un signal d'accéléromètre.

Récemment, des ingénieurs américains et européens ont eu l'idée d'utiliser l'interférométrie laser pour mesurer la tension dans les câbles des ponts haubanés. À ce jour, il semble que les ingénieurs du Ministère soient les premiers à utiliser cette technique pour les ponts suspendus. Il a fallu deux campagnes de mesures (automne 2000 et automne 2001) pour compléter la collecte des données.

Les 37 torons des câbles porteurs aux 4 chambres d'ancrage ont été testés. Les caractéristiques géométriques de la zone d'ancrage constituent une bonne application de l'interférométrie laser car l'espace restreint et difficile d'accès interdit l'utilisation d'accéléromètres pour la plupart des torons internes dans la zone d'épanouissement (figure 9). Les torons sont ici d'égales longueurs (leur longueur libre d'épanouissement est de 4,8 m). Les résultats typiques du toron 7 de la chambre nord-est sont donnés à la figure 10. Les principales valeurs des harmoniques sont 24,01, 48,70, 75,42, 104,84, 137,31 Hz. À l'aide de ces valeurs, on déduit facilement que la tension du toron est ici de 271 kN comparée à une valeur théorique de 284 kN. Les 148 torons ont été traités de la même manière et le post-traitement n'établit aucune variation pathologique de la tension. Ces résultats démontrent et confirment que les mouvements différentiels importants de la partie nord de l'ouvrage et la relaxation des câbles porteurs n'ont pas occasionné de distorsion notable dans les efforts des torons.

Contrairement à celle des torons, la longueur des suspentes varie énormément (elle va de moins de 1,5 m à 36 m), ce qui conduit à une très grande différence de spectre fréquentiel. Bien que pour les longues suspentes, la théorie de la simple corde vibrante puisse être suffisante (et alors une seule fréquence suffit en théorie), il est en général souhaitable d'avoir plusieurs pics de fréquences clairement identifiés de manière à s'assurer de la

Figure 9 : Mesure typique d'un toron de chambre d'ancrage par interférométrie laser



précision de la mesure et, éventuellement, d'estimer aussi (surtout pour les suspentes courtes) l'importance relative de la rigidité flexionnelle de la suspente.

Aux fins de présentation, une suspente de taille moyenne a été retenue, soit la C114M (travée centrale amont) de 23,97 m de longueur. Les résultats de fréquences obtenus par FFT sont présentés à la figure 11 où une quinzaine de modes ont été clairement déterminés (2,85, 5,59, 8,44, ..., 42,68 Hz). À l'aide de ces valeurs, on déduit facilement la tension de la suspente, ici de 111 kN. Cela correspond bien à la valeur théorique. Le post-traitement des 118 suspentes ne démontre aucune variation pathologique. On note simplement que les suspentes plus longues ont tendance à être un peu moins tendues et les suspentes plus courtes à être un plus tendues qu'en théorie.

MESURES DES DÉPLACEMENTS PAR UNE TECHNIQUE GPS DE PRÉCISION

Une autre mesure intéressante, simple d'interprétation et dépendant seulement de la rigidité globale, est celle du déplacement d'un point de l'ouvrage sous chargement connu. Les méthodes habituelles de mesure en déplacements n'étant pas applicables ici, le choix s'est porté, pour la

Figure 10 : FFT pour le toron 7 de la chambre nord-est

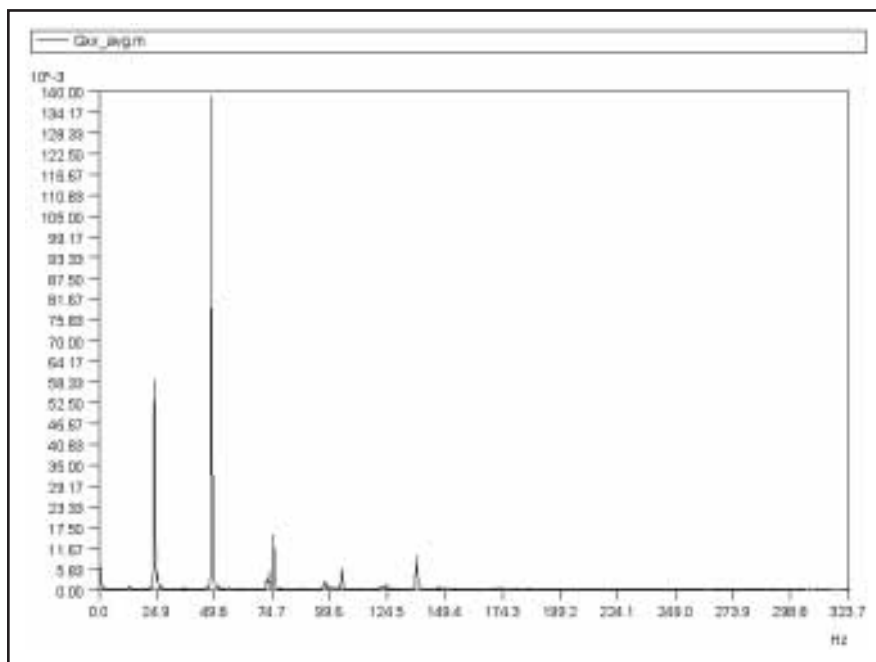
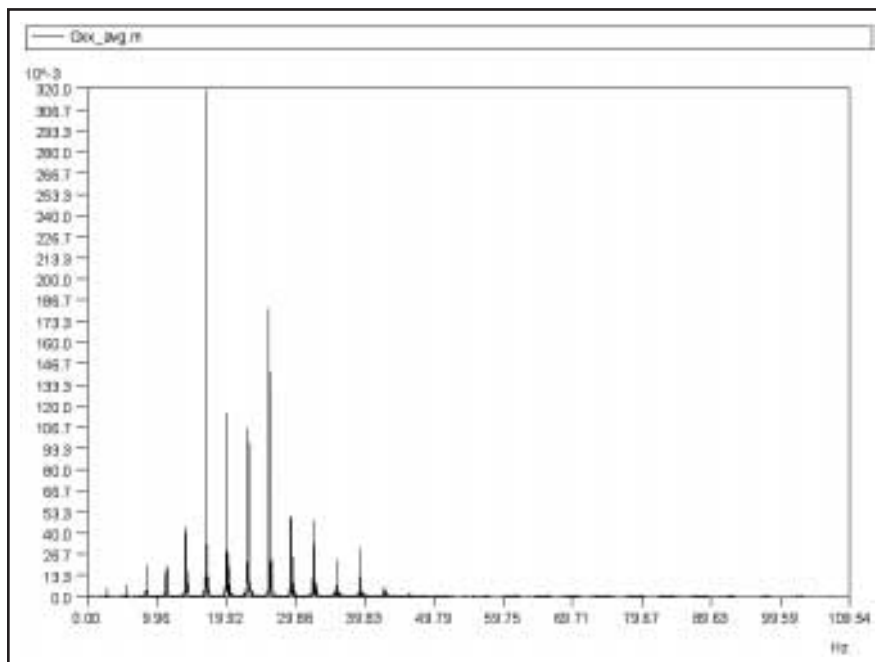


Figure 11 : FFT pour la suspente no 114 amont centre (23,97 m de longueur)



toute première fois, sur une technique de GPS dont la précision a été améliorée par un post-traitement numérique.

Les mesures ont été effectuées en juin 2001. L'approche GPS est avantageuse car les capteurs sont faciles à installer et à déplacer et de plus ils se trouvent couramment sur le marché (ils peuvent

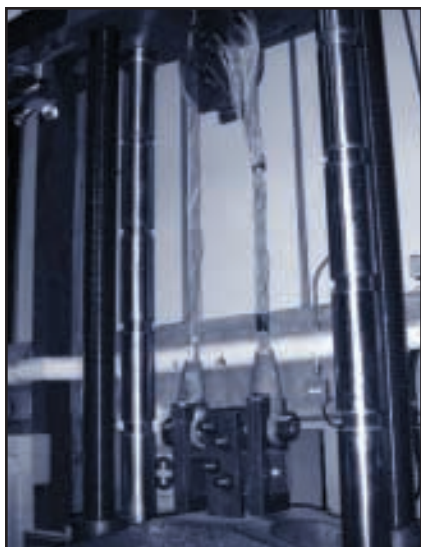
même être loués). Ils donnent aussi les déplacements en 3-D, c'est-à-dire dans les trois directions x, y et z. L'installation de sept capteurs GPS (deux au centre de chaque travée et un comme référence au sol) a permis d'obtenir d'excellents résultats sous le passage quasi statique de 3 camions 10 roues de 27 000 kg. Ainsi, la flèche centrale max-

imale obtenue était de 356 mm avec le GPS (avec 5 mesures par seconde pour une précision de ± 6 mm). En comparaison, le modèle par éléments finis donnait une flèche de 360 mm.

ANALYSES AU LABORATOIRE DES CHAUSSÉES

Après l'inspection et les tests in situ concernant le comportement structural, il était fondamental de s'assurer, après 68 ans, du bon état des matériaux constitutifs de la suspension. Un test de rupture d'une suspente courte du pont (figure 12) a notamment été réalisé au Laboratoire des chaussées, en avril 2002. La valeur de rupture obtenue est de 1441 kN. Un test similaire en 1982 avait donné une valeur de 1426 kN alors que les deux tests sur des suspentes neuves il y plus de 68 ans avaient donné 1445 kN et 1448 kN. La résistance ultime spécifiée à l'époque était de 1317 kN. Une autre suspente a été retirée récemment et sera aussi testée sous peu. Ces résultats sont remarquablement bons si on les compare à des tests de rupture pour des ouvrages similaires. En effet, on peut citer plusieurs ponts suspendus, parfois bien plus récents que celui de l'île d'Orléans, qui ont dû subir un remplacement complet de leurs suspentes.

Figure 12 : Test à la rupture d'une suspente



Par contre, un premier fil cassé par la fatigue sur un toron extérieur près de la courbure au sommet de la suspente (figure 13) a été observé lors de l'enlèvement de cette dernière. Cette observation pourrait nécessiter une attention particulière en ce domaine dans les années à venir. L'analyse chimique pour l'évaluation de la couche résiduelle de zinc (galvanisation) a démontré une grande stabilité de cette couche depuis l'analyse de 1982, même sur les fils de l'âme qui semblaient les plus corrodés. Il faut cependant noter une forte variation de l'épaisseur du zinc d'origine selon les fils étudiés (de 14 à 32 μ m). Un exemple en est donné à la figure 14. Le suivi régulier de l'état de la galvanisation est une opération capitale. Si cette couche venait à disparaître, même localement, une dégradation accélérée des fils atteints pourrait mettre rapidement les éléments concernés en péril.

Figure 13 : Fils cassé par la fatigue provenant de la suspente (X31)

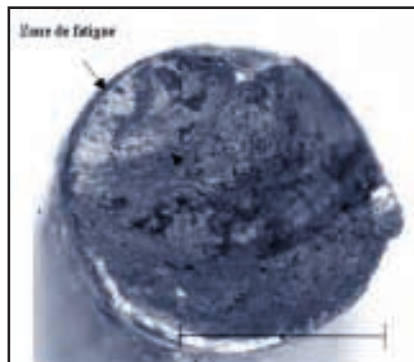
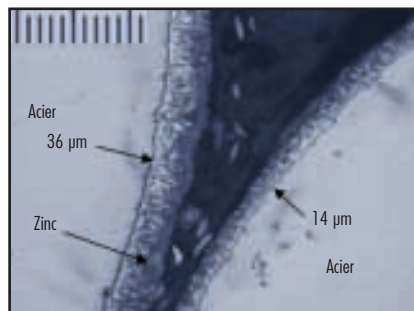


Figure 14 : Coupe du toron de l'âme de la suspente (X320)



CONCLUSION

Depuis la fin de 1998, le pont suspendu de l'île d'Orléans a fait l'objet de plusieurs campagnes de mesures de précision tout à fait concluantes. De plus, une étude géotechnique détaillée sur la partie nord est en cours et le câble porteur sera ouvert pour inspection des torons en 2003. Une étude en soufflerie pour un essai aérodynamique est aussi prévue dans le cas où un scénario de modification structurale serait retenu.

Les résultats obtenus ont permis de calibrer un modèle par éléments finis non linéaire complet 3-D fiable qui tient compte de l'état réel et actuel de l'ouvrage après ces 68 ans d'évolution progressive. Les mesures prises in situ et les calculs effectués ont déjà mis en évidence que ce pont est globalement dans un état supérieur à ce que l'on pourrait supposer son âge et les premières observations. Ces résultats vont permettre la planification des travaux jugés nécessaires en évitant tout excès de conservatisme coûteux et en s'assurant de la pertinence d'investir dans la réfection de cet ouvrage. Les efforts consentis en valent la peine s'ils sont vus sous l'angle d'un gain à long terme puisque la durée de vie utile d'un ouvrage de ce type est généralement bien supérieure à celle de ponts standards de plus petites dimensions.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier François Forcier d'Intertechnology et Boumédiène Falah de l'UQAR pour les prêts prolongés d'un VS-100. Nous tenons aussi à remercier Marc Savard pour le travail portant sur les jauges, Jean-François Laflamme pour ce qui est du travail colossal relatif aux résultats dynamiques, Réal Nobert et Donald Villeneuve pour les essais en laboratoire ainsi que les nombreuses personnes concernées de la Direction territoriale de Québec (notamment Christian Lagacé pour les mesures de GPS) et de la Direction des structures pour leur étroite collaboration dans toutes les étapes de ce grand dossier.

CHEMISAGE DE POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT AU MOYEN DE MATÉRIAUX COMPOSITES

Marc Demers, ing., M. Sc. A. associé de recherche, Département de génie civil, Université de Sherbrooke
et

Denis Bérubé, ing., Service de l'entretien, Direction des structures, Ministère des Transports du Québec

INTRODUCTION

La problématique abordée dans ce projet concerne une série de viaducs qui franchissent l'autoroute Décarie à Montréal. Il s'agit d'ouvrages dont l'intégrité générale a été bien préservée, et pour lesquels il n'est pas nécessaire d'augmenter la capacité portante ni les charges admissibles de véhicules. Cependant, on observe que la corrosion des étriers des poutres en béton précontraint provoque un délaminage localisé du béton sous la semelle inférieure des poutres. Cette couche superficielle de béton, qui peut atteindre 25 mm d'épaisseur vis-à-vis de l'étrier et s'étendre sur 100 à 200 mm de chaque côté de ce dernier (soit une charge de 0,4 kN/m), constitue un risque important pour les usagers lorsque le béton se détache pour tomber sur les voies carrossables.

Il s'agit de déterminer dans quelle mesure des matériaux composites peuvent servir à effectuer des chemisages préventifs pour empêcher la chute de fragments de béton. À cette fin, des sections de la semelle inférieure de poutres retirées d'un viaduc de l'autoroute Décarie ont été découpées puis chemisées en laboratoire au moyen de divers plastiques renforcés de fibres de verre (PRF). Par la suite, la résistance et la durabilité du chemisage ont été mesurées.

OBJECTIFS

Les objectifs de cette étude expérimentale sont :

- de déterminer si des lamelles, feuilles ou stratifiés de PRF peuvent retenir les fragments de béton qui se détachent des poutres en béton précontraint;

- d'établir la configuration de PRF la plus économique possible pour cet usage, en termes de matériaux, de préparation de surface et de mise en place; et

- d'étudier la durabilité du chemisage sous les conditions climatiques propres au Québec, en tenant compte en particulier de leur résistance aux cycles de gel-dégel.

LES ÉCHANTILLONS ET LES MATÉRIAUX

Les échantillons utilisés sont des segments de semelles inférieures de trois poutres AASTHO de type IV récupérées lors du remplacement du tablier du viaduc Édouard-Montpetit localisé au-dessus de l'autoroute Décarie à Montréal (voir figure 1). Les échantillons, appelés « poutrelles », incluent la partie inférieure de l'âme (150 mm) et ont une longueur de 1800 mm. Pour ce qui est des échantillons utilisés pour le test de vieillissement, appelés « mini-poutrelles », ils ont des dimensions plus modestes, soit la demi-largeur de la poutrelle sur 600 mm de long.

Le programme expérimental prévu initialement a dû être modifié en cours de route, d'une part à la suite des résultats obtenus, mais également à cause des changements de produits des différents fournisseurs de PRF. De plus, le paramètre initialement prévu du collage du PRF sur les côtés de la semelle inférieure des poutres a été retiré du programme d'étude lorsqu'on a constaté que les zones de délaminage se retrouvent principalement sur la partie inclinée de la semelle inférieure; le chemisage doit nécessairement couvrir une partie de l'âme. Le changement surprise de résine par Sika Canada a aussi forcé la reprise de certains essais, ce qui a entraîné l'élimination de l'étude de l'effet du chanfrein vu le nombre limité de poutrelles encore disponibles; il a fallu tout de même réutiliser quatre mini-poutrelles pour l'étude de la durabilité avec la nouvelle résine de Sika Canada.

Figure 1 : Prélèvement et découpage des échantillons



Dans la mesure où il est impossible d'étudier toutes les possibilités du marché en termes de produits, on a décidé de poursuivre l'étude avec seulement deux matériaux typiques :

- le système Tyfo Fibrwrap, constitué du tissu de fibres de verre SEH51 et de la résine époxy Tyfo S, fabriqué par Fyfe Co. LLC;

- le système SikaWrap, constitué du tissu de fibres de verre SikaWrap 430G et de la résine époxy Sikadur 330 (en remplacement du tissu SikaWrap 100G et de la résine Sikadur Hex 300), fabriqué par Sika Canada.

La préparation de la surface du béton avant le collage du chemisage a été un paramètre important de cette étude. On avait initialement convenu de réduire au minimum la préparation de surface afin de réduire le coût et la durée des travaux en chantier mais les premiers essais ont été décevants; on a alors décidé de préparer les surfaces de béton selon les directives standards relatives à la pose de matériaux composites. Quatre préparations de surface ont finalement été étudiées :

- nettoyage au jet de sable ou au jet d'eau sous pression sans correction du profil;

- préparation de la surface au jet de sable ou au jet d'eau sous pression suivie d'une correction du profil avec un mortier de réparation.

LA LISTE DES ESSAIS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

La description des essais de résistance réalisés est synthétisée au tableau 1. Le chemisage des quatre premières poutrelles (groupe 1), réalisé avec le système initial de Sika et le système Tyfo, a pour but d'obtenir des valeurs de référence. Le chemisage de trois autres poutrelles (groupe 2), réalisé avec le nouveau système de Sika, a pour but d'établir de nouvelles valeurs de référence. Les poutrelles du groupe 3 servent à étudier l'effet du type de préparation de la surface de béton. Finalement, les poutrelles du groupe 4, dont les essais sont à venir, permettront d'étudier l'effet des vibrations durant le durcissement de la résine.

Tableau 1 : Liste des essais de résistance sur les poutrelles

Préparation de surface	Correction de profil	Nom des fibres de verre	Résines employées	Longueur de collage
groupe 1 : Première série de référence (non satisfaisante)				
jet de sable	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	100 mm inclinée
jet de sable	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	100 mm inclinée
jet de sable	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	100 mm inclinée
jet de sable	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	100 mm inclinée
groupe 2 : Deuxième série de référence (nouveaux produits de Sika Canada inc.)				
jet de sable	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme
jet de sable	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme
jet de sable	mortier	SikaWrap 100G	Sikadur 330 + 300	150 mm sur l'âme
groupe 3 : Préparation de surface du béton				
eau haute pression	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme
eau haute pression	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme
groupe 4 : Vibration pendant la cure du PRF				
jet de sable	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme
jet de sable	mortier	SikaWrap 430G	Sikadur 330	150 mm sur l'âme

La description des essais de durabilité réalisés est présentée au tableau 2. L'imposition de cycles de gel-dégel est le type de vieillissement accéléré retenu pour étudier la durabilité dans le cadre de ce projet de recherche. Un cycle type consiste en une période de 16 heures dans l'air d'un congélateur réglé à -20°C suivie d'une période de 8 heures dans un bassin d'eau à la température ambiante du laboratoire. Les quatre mini-poutrelles du groupe V1 ne subissent aucun vieillissement afin de servir de référence. L'utilisation des mini-poutrelles du groupe V2 a pour objectif de fournir rapidement des indications préliminaires sur la durabilité (100 cycles de gel-dégel). Celles-ci ont donc reçu différentes préparations de surfaces et les systèmes de chemisage prévus initialement. Le groupe V3 permettra de compléter l'étude de durabilité du système Tyfo au terme de 300 cycles de

gel-dégel. Le groupe V4 a été ajouté en cours de réalisation du projet afin d'étudier la durabilité du nouveau système de Sika. Il comprend deux mini-poutrelles qui subiront 300 cycles de gel-dégel et deux autres mini-poutrelles non vieilles à titre de référence. Finalement, comme pour le groupe V3, un enduit de surface, le Tex-Cote XL-70 Bridge-Cote, a été appliqué sur le chemisage d'une de ces deux dernières mini-poutrelles afin d'examiner la durabilité de l'enduit de surface comme écran protecteur contre les rayons UV.

Tableau 2 : Liste des essais sur les mini-poutrelles

Préparation de surface	Correction de profil	Nom des fibres de verre	Résines employées	Gel-dégel (cycles)
groupe V1 : Mini-poutrelles de référence				
jet de sable	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	0
jet de sable	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	0
jet de sable	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	0
jet de sable	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	0
groupe V2 : Vieillissement à court terme				
jet de sable	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	100
jet de sable	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	100
eau haute pression	aucun	SikaWrap 100G	Sikadur 300	100
eau haute pression	aucun	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	100
groupe V3 : Vieillissement à long terme				
jet de sable	époxy en gel	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	300
jet de sable	époxy en gel	Tyfo SEH51	Tyfo S + Cab-O-Sil	300
groupe V4 : Nouveaux matériaux de Sika				
jet de sable	époxy en gel	SikaWrap 430G	Sikadur 330	0
jet de sable	époxy en gel	SikaWrap 430G	Sikadur 330	0
jet de sable	époxy en gel	SikaWrap 430G	Sikadur 330	300
jet de sable	époxy en gel	SikaWrap 430G	Sikadur 330	300

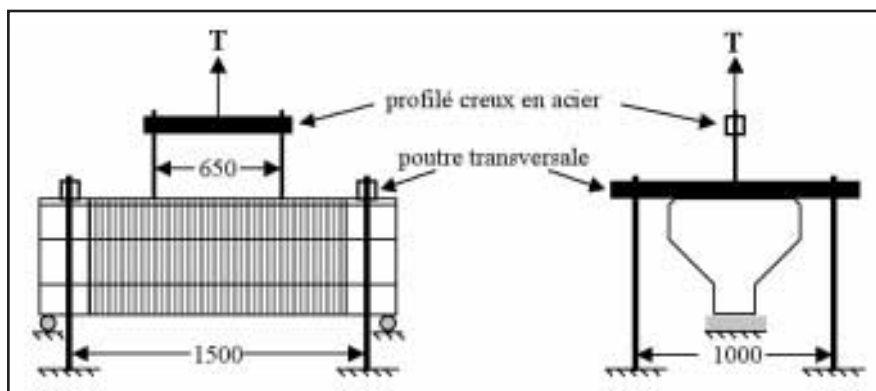
LES MONTAGES EXPÉRIMENTAUX

Le principal essai consiste à mesurer la charge que peut reprendre le chemisage en PRF. Afin d'exercer une charge à l'intérieur de l'enveloppe en PRF, une plaque d'acier de 9,5 mm d'épaisseur a été installée entre le béton et l'enveloppe en PRF au moment du chemisage des échantillons. Les côtés des plaques ont été chanfreinés à 45° de manière à prolonger la géométrie de la section de béton.

La figure 2 présente le montage d'essai utilisé pour les essais de résistance. On note que les échantillons sont retournés et retenus en place par

des poutres transversales ancrées au plancher de la dalle d'essai. La force d'arrachement vers le haut exercée par un vérin hydraulique est divisée en

Figure 2 : Montage sur les essais de résistance en laboratoire



deux parties égales par un profilé creux en acier. Deux boulons insérés dans ce profilé creux viennent se visser dans les écrous préalablement soudés sous la plaque d'acier sous le chemisage. Le montage d'essai pour les mini-poutrelles est très similaire bien que la plaque d'acier ne soit chargée qu'en un seul point.

RÉSULTATS DES ESSAIS

Mini-poutrelle de validation

Avant d'entreprendre le chemisage des poutrelles du groupe 1, trois essais ont été effectués sur une même mini-poutrelle afin de valider l'orientation des fibres de verre, le montage d'essai et l'instrumentation requise.

Après un premier essai infructueux, un deuxième essai (fibres du PRF posées parallèlement à l'axe de la poutre) a montré un déplacement de 2,5 mm sous une charge de rupture de 10 kN; ce déplacement est suffisant pour accommoder l'augmentation de volume due à la corrosion des étriers en acier mais insuffisant pour détecter l'anomalie à l'œil nu (ductilité insuffisante). Un troisième essai (fibres du PRF posées perpendiculairement à la poutre) a montré un déplacement de 24 mm sous une charge de rupture de 75 kN. Cette disposition n'était pas initialement prévue au programme de recherche car elle présente un niveau de difficulté de mise en place légèrement plus grand; elle permet cependant aux fibres de contribuer à la résistance du chemisage alors que l'orientation parallèle à l'axe de la poutre reporte la

totalité de la charge à la résine. Les essais subséquents ont donc été réalisés en disposant le PRF perpendiculairement à l'axe de la poutre.

Poutrelles du groupe 1 : première série de référence

Le relief de la surface n'a pas été corrigé afin de simuler une mise en place rapide avec une préparation de surface minimale. Cette préparation déficiente de la surface a laissé des zones où il est virtuellement impossible d'obtenir un contact PRF-béton malgré le fait que les quatre poutrelles aient été chemisées en position renversée pour simplifier l'installation en laboratoire (les autres poutrelles de l'étude ont été chemisées en position normale). Même retenu en place par un système de blocs et de courroies pour la durée de la cure de la résine, le chemisage n'était en contact avec le béton que sur 30 à 50 % des surfaces latérales. Entre-temps, Sika Canada a décidé de changer sa résine fluide Sikadur HEX 300 par la résine en pâte Sikadur 330.

Une première poutrelle, chemisée avec le système SikaWrap et pour laquelle la surface collée est estimée à 30 %, affiche une faible résistance, soit seulement 40 kN; l'autre poutrelle chemisée au moyen du SikaWrap affiche une résistance plus importante (155 kN) bien que la surface de PRF collée ne soit que d'environ 50 %.

Une troisième poutrelle, chemisée avec le système Tyfo et pour laquelle la surface collée est de 100 % (surfaces de béton non endommagées), affiche une résistance de 310 kN. Une dernière poutrelle, dont les surfaces sont endommagées sur une des parties inclinées, a aussi été chemisée au moyen du système Tyfo. La surface collée de cette poutrelle est estimée à 80 % et la résistance mesurée est de 175 kN.

De ces résultats, on retient que même avec une mise en place déficiente, le chemisage offre une résistance et une ductilité suffisantes pour retenir des fragments de béton délaminé et survivre à l'expansion que pourrait provoquer la corrosion des armatures internes en acier. Toutefois, les vides entre l'enveloppe en PRF et le béton ont

soulevé un questionnement au sujet de la durabilité du chemisage. On a reconnu que l'effet ne pouvait qu'être défavorable étant donné la possibilité de gel de l'eau qui pourrait s'y accumuler. Pour cette raison, on a décidé de poursuivre les essais en corrigeant le profil de béton de manière à obtenir un contact le plus continu possible du chemisage.

Poutrelles du groupe 2 : deuxième série de référence

Pour ces trois poutrelles, aucun vide n'a été décelé entre l'enveloppe en PRF et le béton (voir figure 3). On a constaté que le système SikaWrap 430G/Sikadur 330 est facile d'installation et reste en place même sur les angles à 45° des chanfreins. Il faut noter que le tissu 430G est plus léger que le tissu 100G, ce qui en facilite la mise en place. Les deux poutrelles chemisées avec le tissu 430G ont une résistance mesurée de 80 kN avec un déplacement de 10 mm. Cette résistance est amplement suffisante pour retenir en place le béton délaminé tout en conservant une ductilité adéquate.

Ces essais montrent que la plaque d'acier initie systématiquement la rupture par ses arêtes vives (voir figure 4). Conséquemment, il est

recommandé d'arrondir les angles des chanfreins des poutres à chemiser lors des travaux en chantier afin d'atténuer le risque de ce type de rupture.

Poutrelles du groupe 3 : préparation de surface

Pour ces deux poutrelles, les surfaces de béton ont donc été préparées au moyen d'un jet d'eau sous pression de 48 MPa (7000 psi) avant la pose du système SikaWrap 430G. Aucun vide n'a été décelé entre l'enveloppe en PRF et le béton, même sur les angles à 45° des chanfreins. La résistance mesurée s'élève à 120 kN, soit une augmentation d'environ 50 % par rapport aux poutrelles de référence du groupe 2, tout en ayant un déplacement de 15 mm. Ces résultats montrent que la préparation au moyen d'un jet d'eau sous pression, moins polluant qu'un jet d'abrasifs, ne diminue en rien la résistance du chemisage.

Poutrelles du groupe 4 : vibrations

Les résultats de ces essais sont à venir.

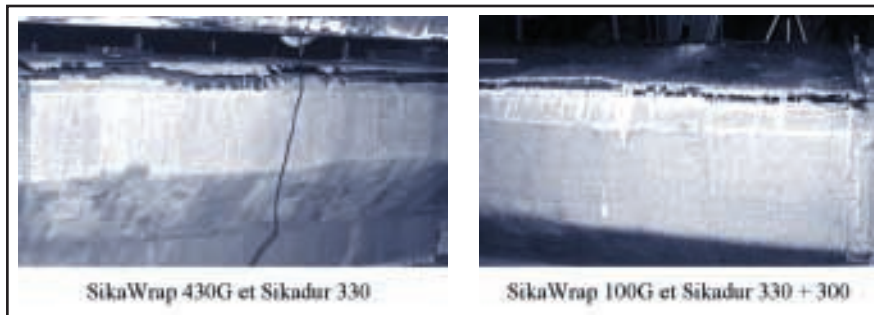
Mini-poutrelles du groupe VI : référence à 0 cycle

Avec des dimensions réduites et un côté scié, plat et sans chanfrein, les mini-poutrelles sont trop différentes des poutrelles pour une comparaison

Figure 3 : Chemisage d'une poutrelle avec Sika Wrap 430G et Sikadur 330



Figure 4 : Poutrelles du groupe 2 après les essais



directe. Pour cette raison, les quatre mini-poutrelles du groupe V1 servent de référence et ne subissent aucun vieillissement. Comme pour toutes les mini-poutrelles, celles-ci ont été chemisées en position renversée pour simplifier l'installation de la plaque d'acier qui n'avait ainsi pas besoin d'être ancrée au béton. Le tissu PRF a été mis en place perpendiculairement à l'axe de la poutre.

Le tissu SikaWrap 100G est collé à 90 % de la surface de la mini-poutrelle. Le tissu Tyfo est collé à 80 % de la surface de la mini-poutrelle malgré des dommages importants aux surfaces de béton. La charge mesurée des quatre mini-poutrelles est de l'ordre de 65 kN avec un déplacement d'environ 20 à 30 mm.

Mini-poutrelles du groupe V2 : 100 cycles de gel-dégel

L'utilisation des quatre mini-poutrelles du groupe V2 a pour objectif de fournir rapidement des indications préliminaires sur la durabilité. À cet effet, celles-ci ont reçu différentes préparations de surface ainsi que les systèmes de chemisage prévus initialement (qui sont les mêmes que ceux utilisés pour le groupe V1). La résistance des chemisages a été mesurée après 100 cycles de gel-dégel.

Le tissu Sika est collé à 70 et 100 % respectivement à la surface de deux mini-poutrelles. Le tissu Tyfo est collé à 90 et 100 % respectivement à la surface de deux autres mini-poutrelles. Après 100 cycles de gel-dégel, la résistance mesurée se compare à celle mesurée sur le groupe V1; on peut donc conclure de façon préliminaire que la durabilité du chemisage est excellente.

Mini-poutrelles du groupe V3 : 300 cycles de gel-dégel

L'utilisation des deux mini-poutrelles du groupe V3 a pour objectif d'établir la durabilité du chemisage effectué avec le système Tyfo après 300 cycles de gel-dégel. De plus, l'effet d'un enduit de surface (Tex-Cote XL-70 Bridge-cote) est étudié sur l'une d'elles. Le tissu est collé à 100 % de la surface des mini-poutrelles.

Les résultats de ces essais sont à venir.

Mini-poutrelles du groupe V4 : nouveaux matériaux de Sika

L'utilisation des quatre mini-poutrelles du groupe V4 a pour objectif d'établir la durabilité du chemisage effectué avec le système Sika (tissu 430G) après 300 cycles de gel-dégel. Deux mini-poutrelles ne sont pas vieilles afin de servir comme valeurs de référence. De plus, l'effet d'un enduit de surface (Tex-Cote XL-70 Bridge-cote) est étudié sur l'une des mini-poutrelles vieilles. Le tissu est collé à 100 % de la surface des mini-poutrelles.

Les résultats de ces essais sont à venir.

CONCLUSION

Le présent projet de recherche vise à déterminer dans quelle mesure des matériaux composites peuvent servir à effectuer des chemisages préventifs sur des ouvrages affectés par le délaminage superficiel du béton. À cette fin, des sections de la semelle inférieure des poutres d'un viaduc ont été découpées puis chemisées au moyen de divers plastiques renforcés de fibres de verre (PRF). Par la suite, la résistance du chemisage a été mesurée. De plus, un aperçu de la durabilité de ces chemisages a été obtenu en faisant subir 100 cycles de gel-dégel à quatre échantillons avant d'en mesurer la résistance résiduelle.

Les résultats des essais de résistance montrent que le tissu PRF doit être posé en alignant les fibres perpendiculairement à l'axe de la poutre, que les surfaces doivent être préparées avant la pose du PRF pour minimiser les vides entre celui-ci et le béton et que le système Sika exige l'utilisation d'une résine pâteuse. De plus, on a aussi constaté que les coins devraient être arrondis pour minimiser la rupture du PRF initiée par des angles trop abrupts. Finalement, la préparation des surfaces au moyen d'eau sous pression, moins polluante que la préparation au jet d'abrasifs, n'affecte pas la résistance du chemisage.

Les résultats des essais de durabilité montrent que celle-ci n'est pas réduite après 100 cycles de gel-dégel. Les conclusions concernant la durabilité sont préliminaires puisque d'autres résultats après 300 cycles sont attendus à l'été 2003.

Cette étude sera suivie d'essais en chantier à l'été 2003 sur la structure du Chemin de la Côte Saint-Antoine située au-dessus de l'autoroute Décarie à Montréal. Ces essais en chantier seront instrumentés afin de vérifier l'activité de corrosion avant et après la mise en place du chemisage.

BIBLIOGRAPHIE

BEAUDOIN, Y., P. LABOSSIERE et K. W. NEALE (1998). « Wet-dry action on the bond between composite materials and reinforced concrete beams », dans B. Benmokrane et H. Rahman (dir.), *Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction*, Sherbrooke, Université de Sherbrooke, p. 537-546.

BISBY, L. A., M. F. GREEN, Y. BEAUDOIN, et P. LABOSSIERE (2000). « FRP plates and sheets bonded to reinforced concrete beams », dans J. Humar et A. Ghani, (dir.), *Comptes rendus de la 3^e Conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (MCAPC-III)*, Ottawa, Société canadienne de génie civil, p. 209-216.

BISBY, L. A. et M. F. GREEN (2002). « Resistance to Freezing and Thawing of Fiber-Reinforced Polymer-Concrete Bond », *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, vol. 99, no 2, p. 215-223.

DEMERS, Marc (2003). *Rapport d'étape. Chemisage de poutres en béton précontraint au moyen de matériaux composites*, Sherbrooke, ISIS Canada.

GREEN, M. F., L. A. BISBY, Y. BEAUDOIN et P. LABOSSIERE (1998). « Effects of freeze-thaw action on the bond of FRP sheets to concrete », dans B. Benmokrane et H. Rahman (dir.), *Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction*, Sherbrooke, Université de Sherbrooke, p. 179-190.

RAÏCHE, A., Y. BEAUDOIN, et P. LABOSSIERE (1999). *Durability of Composite Materials used as External Reinforcement for RC Beams*, Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil, Ottawa, Société canadienne de génie civil, p. 155-164.

CONSTRUCTION D'UN PONT ROUTIER ALLIANT DES MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS ET UN SYSTÈME DE TÉLÉSURVEILLANCE À DISTANCE

par Gérard Desgagné, ing. M. Sc., Direction des structures, MTQ
et Brahim Benmokrane, ing. Ph. D., Université de Sherbrooke

INTRODUCTION

En Amérique du Nord et plus particulièrement au Québec, la corrosion occasionnée par l'épandage de sels de déglacage est le premier facteur réduisant la durée de vie des ouvrages d'art et elle engendre par le fait même des coûts de réparation très importants. Les tabliers de pont en béton armé sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature d'acier, l'éclatement du béton et la fissuration de l'enrobé bitumineux.

Cette corrosion de l'acier d'armature est la principale cause de détérioration des infrastructures en béton et constitue présentement un grand défi pour les propriétaires d'ouvrages publics et privés à travers le monde. De plus, les tabliers de pont constituent les éléments pour lesquels l'endommagement dû à la corrosion des armatures est le plus coûteux, tant par les coûts directs d'auscultation, de réfection ou de remplacement, que par les coûts indirects reliés à la perturbation du trafic lorsque des interventions sont nécessaires.

L'utilisation de béton à haute performance, l'augmentation de l'enrobage de béton, la galvanisation de l'acier d'armature et l'utilisation de membranes d'étanchéité sont les principales techniques qui sont utilisées pour retarder la corrosion de l'acier et l'éclatement du béton. Cependant, ces matériaux et techniques ont une efficacité limitée, surtout dans le cas de structures exposées à des environnements particulièrement agressifs tels que les tabliers de pont où l'on a souvent recours à l'utilisation de sels et de produits de déglacage.

Il faut donc trouver une solution durable pour prolonger la durée de vie des structures de béton

armé et pour réduire les coûts de réparation sans cesse croissants. L'une des solutions envisagées pour éliminer le problème de corrosion est l'utilisation d'armatures en matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres (PRF).

On fait maintenant de plus en plus appel à cette nouvelle technologie des armatures en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres pour les structures en béton armé, dont les tabliers de pont. Ces matériaux composites en PRF, légers et de haute résistance, se caractérisent par une grande immunité contre la corrosion, une longue durée de vie et une réduction des coûts liés à l'entretien. Ces matériaux font maintenant l'objet d'un chapitre (chapitre 16) dans le Code canadien pour le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00).

PROJET DE RECHERCHE

La Direction des structures du ministère des Transports du Québec a amorcé en 2000 un projet de recherche dans le but d'utiliser cette technologie dans les tabliers de pont. Ce projet, mené en collaboration avec la Direction territoriale de l'Estrie et la municipalité de Wotton, fut confié à une équipe de recherche du Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Cette équipe a travaillé en partenariat avec l'entreprise Pultrall inc. de Thetford Mines, qui fabrique des barres d'armature de type ISOROD en matériaux composites, constituées de fibre de verre et de fibre de carbone avec résine de vinylester.

La phase 1 du projet de recherche a traité des essais préliminaires effectués sur l'armature en matériaux composites à base de fibre de carbone ISOROD; cette phase portait sur le développement

et l'optimisation des propriétés mécaniques et structurales. Ces essais visaient à optimiser les propriétés de la nouvelle barre en fibre de carbone en termes de taux optimal en fibre de carbone, d'une part, et la mise au point d'un nouveau procédé pour le revêtement extérieur de l'armature afin d'assurer une bonne adhérence au béton structural, d'autre part. Les essais préliminaires effectués comprenaient des essais de traction uniaxiale, des essais de durabilité (armature sous tension en milieu alcalin), des essais d'adhérence armature/béton et des essais de flexion sur des poutres en béton armé. Les résultats préliminaires obtenus dans cette phase du projet ont été très satisfaisants, ce qui a permis la poursuite du projet de recherche.

La phase 2 a porté sur les résultats d'essais effectués sur l'armature en fibre de carbone ISOROD optimisée. Les résultats d'essais de traction, d'essais d'adhérence d'armature noyée dans le béton et d'essais de chargements statiques effectués sur des poutres en béton armé à l'aide d'armature en matériaux composites et d'armature conventionnelle en acier ont été décrits et analysés. Des essais en flexion à quatre points sous charge statique effectués sur six dalles unidirectionnelles (3100 mm x 1000 mm x 200 mm) en béton ont été effectués. La configuration de l'armature des dalles (lit inférieur et lit supérieur) a été choisie pour simuler différentes configurations d'armature en matériaux composites et en acier pour les dalles de tablier de pont en béton. Les résultats d'essais effectués en laboratoire (phases 1 et 2) ont démontré la bonne performance de l'armature en matériaux composites pour son utilisation dans les tabliers de pont en béton armé.

La phase 3 du projet de recherche consistait à appliquer la nouvelle technologie sur un pont réel.

APPLICATION SUR UN PONT RÉEL

Le pont qui a été retenu pour ce projet par le ministère des Transports du Québec se situe sur le chemin du 6e Rang Ouest, au-dessus de la rivière Nicolet-Centre, à Wotton (Québec). Les figures 1 et 2 montrent respectivement l'ancien pont et le pont projeté. Mené de concert avec les ingénieurs du ministère des Transports du Québec (Direction des structures) et le consultant chargé du projet de reconstruction de ce pont (Groupe Teknika), ce projet pilote comprend l'utilisation de l'armature en matériaux composites dans une partie de la dalle et du chasse-roue du pont.

Il s'agit d'un pont biais en béton à une seule travée d'une longueur totale de 30,60 m et d'une

largeur de 8,90 m. La dalle du tablier a une épaisseur de 200 mm et repose sur quatre poutres préfabriquées en béton précontraint de type AASHTO IV avec un espacement entre poutres de 2,3 m et un porte-à-faux de 1 m de chaque côté du tablier. L'armature en matériaux composites a été utilisée dans la moitié de la dalle du pont pour la nappe supérieure (voir figure 3) et sur une longueur de 5 m pour la nappe inférieure. De l'armature à base de fibre de verre (# 5 – 15,9 mm) a été utilisée dans toutes les directions excepté dans la direction transversale de la nappe inférieure où de l'armature à base de fibre de carbone (# 3 – 9,5 mm) a été utilisée (voir figure 4). Le reste de la dalle du tablier du pont a été armé avec de l'armature en acier de n° 15. Il faut également noter que de l'armature droite et courbe en matériaux composites à base de fibre de verre (# 5 – 15,9 mm) a été utilisée pour le renforcement du béton du chasse-roue sur une longueur correspondant à la moitié du

pont; l'autre moitié du chasse-roue a été armée avec de l'armature conventionnelle en acier de n° 15. La figure 5 montre une vue générale de l'armature de la dalle. Un béton normal de type V avec une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 37 MPa a été utilisé pour la dalle du tablier du pont. La figure 6 montre le bétonnage de la dalle du tablier du pont.

Ce pont constitue le premier pont au monde pour lequel de l'armature en fibres de verre et de carbone a été utilisée aussi bien pour le lit supérieur que pour le lit inférieur.

Le pont a été instrumenté à l'aide de capteurs à fibre optique pour déterminer l'influence précise des différentes sollicitations que pourra subir le pont sur une longue période de temps. Quel que soit le type de sollicitation que le pont subira (thermique, mécanique, impact, vibration et oscillation, etc.) les instruments de mesure utilisés permettront d'évaluer l'effet spécifique de chaque type de sollicitation et d'enregistrer des données. Par ailleurs, l'instrumentation retenue permettra d'établir une comparaison directe entre le comportement de l'armature en matériaux composites et celui de l'armature en acier sous l'impact du trafic normal et sous différentes conditions environnementales. Les capteurs à fibre optique utilisés dans ce projet sont produits par la compagnie Roctest Ltée (Saint-Lambert, Québec). Un système d'acquisition de données a été installé à même le pont pour l'enregistrement des données et la surveillance du comportement de l'ouvrage à distance. Ce système de télésurveillance à distance permet de tester le pont et de voir son comportement en temps réel sans se déplacer sur le terrain.

À la fin de la construction du pont en octobre 2001, son comportement a été validé à l'aide d'essais de chargement statique et dynamique en utilisant des camions chargés à poids calibré.

Figure 1 : Ancien pont situé à Wotton



Figure 2 : Nouveau pont novateur situé à Wotton

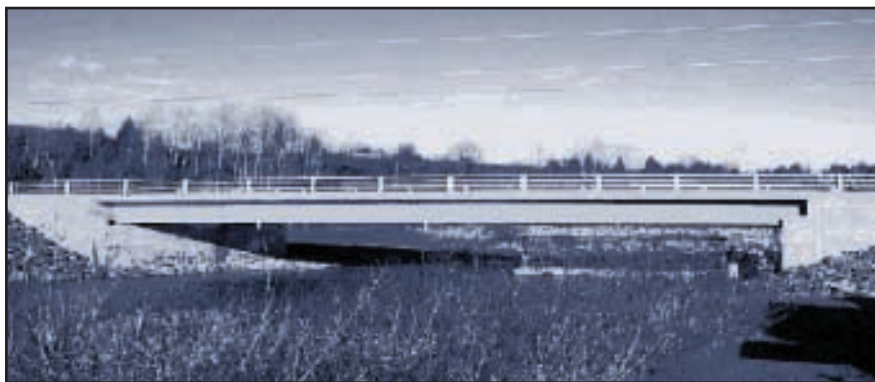


Figure 3 : Armature en fibre de verre du lit supérieur

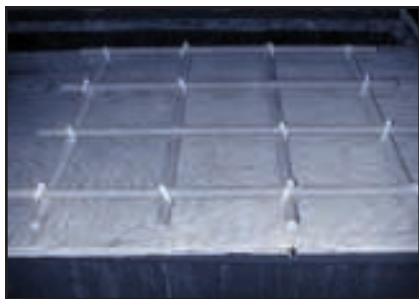


Figure 4 : Armature en fibre de carbone du lit inférieur

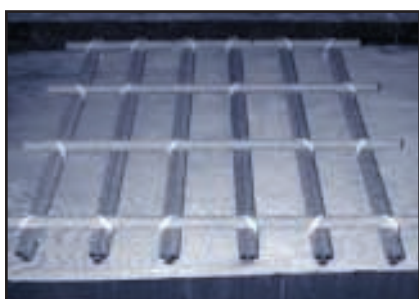


Figure 5 : Vue générale de l'armature de la dalle



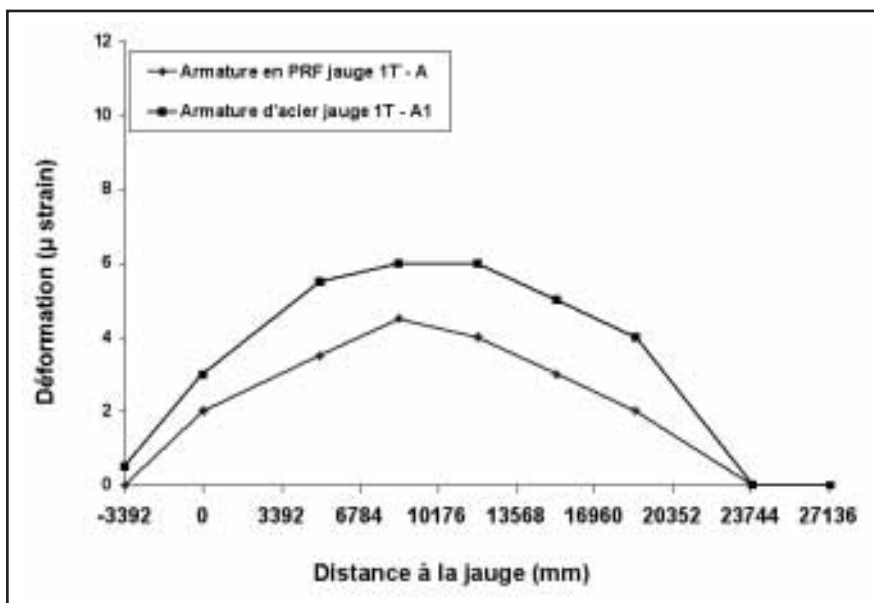
Figure 6 : Bétonnage de la dalle du tablier du pont



Figure 7 : Essais de chargement sur le pont à l'aide de camions



Figure 8 : Résultat d'essai de chargement statique



RÉSULTATS DE L'EXPÉRIMENTATION

Le pont a été testé pour évaluer le comportement sous charges statiques et dynamiques en utilisant des camions à poids calibré (camion de trois essieux ayant 102 kN sur l'essieu à l'avant et approximativement 116 kN pour chacun des essieux à l'arrière). Les essais de chargement (voir fig. 7) sur le pont ont été effectués le 16 novembre 2001, soit environ six semaines après l'ouverture du pont au trafic. Les essais statiques ont été effectués à l'aide de deux camions. Un système d'acquisition de données à haute vitesse (1000 Hz) a été installé sous le pont pour enregistrer les données des capteurs à fibre optique pendant les essais. Aussi, pendant tous les essais statiques et dynamiques, les déflexions de

la dalle et des poutres ont été mesurées en utilisant un système de règles et de théodolites.

Sur la base des étapes de construction du pont et des résultats des essais de chargement, on peut émettre les constatations suivantes :

- Aucun problème de manutention ou de mise en œuvre relié à l'utilisation des barres en matériaux composites de PRF durant la construction du pont n'a été signalé.
- La performance des barres en PRF sous charges mécaniques est similaire à celle des barres en acier.
- Les déformations en traction dans le béton sur la surface supérieure et inférieure atteignent un maximum de 10 et 25 µε, respectivement. Ces valeurs sont bien au-dessous de la déformation à

Figure 9 : Résultat d'essai de chargement dynamique

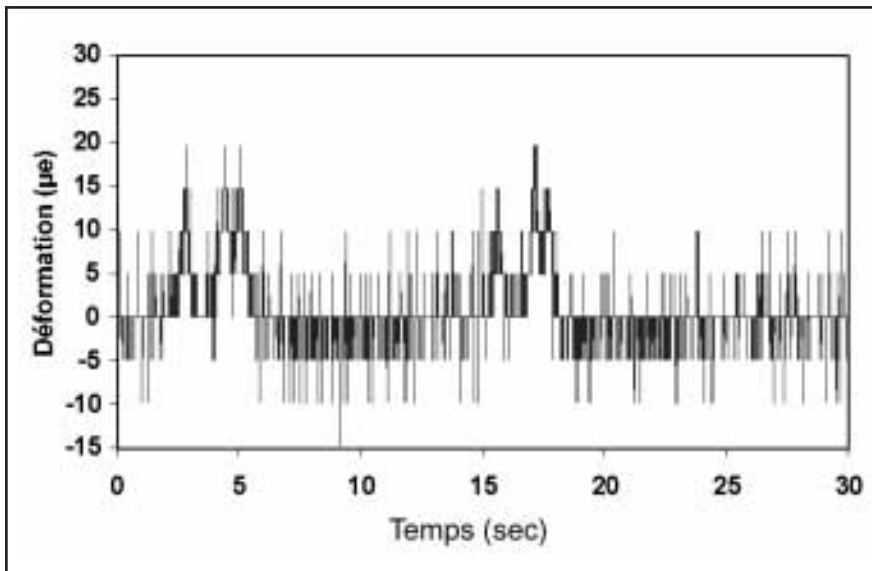
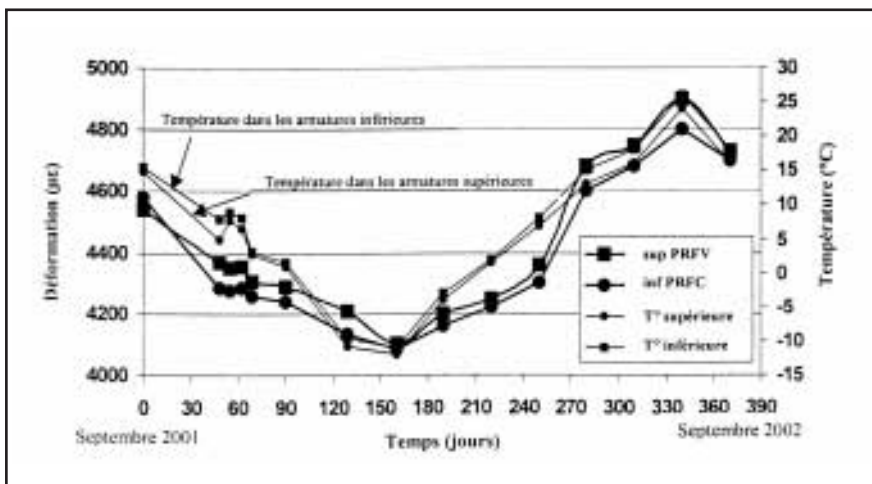


Fig. 10 : Variation des déformations sous différentes conditions de service



la fissuration du béton qui est de 100 à 125 $\mu\epsilon$ pour un béton normal avec une résistance à la compression de 30 à 35 MPa.

- Durant les essais statiques (voir fig. 8), la déformation en traction maximale dans les barres en PRF du lit supérieur est de 4 $\mu\epsilon$; cependant celle du lit inférieur est de 15 $\mu\epsilon$. Cette dernière valeur représente moins de 1 % de la déformation ultime du matériau.
- Durant les essais dynamiques (voir fig. 9), la déformation en traction maximale était de 15 $\mu\epsilon$ dans les barres en PRF et de 20 $\mu\epsilon$ pour les barres en acier.

- La déflexion du tablier du pont reste inférieure aux limites permises.

L'instrumentation du pont par des capteurs à fibre optique permettra d'en suivre le comportement à distance et de comparer l'armature en PRF et l'armature en acier sous des conditions réelles de service (voir fig. 10).

CONCLUSION

Le pont de Wotton constitue une réalisation unique au monde basée sur l'utilisation de la technologie des barres d'armature en matériaux composites à base de fibre de carbone et de fibre de verre, allée à l'emploi de capteurs à fibre optique et à une télésurveillance à distance. Cette réalisation fournira à tous les partenaires impliqués des données précieuses sur le comportement et la performance, non seulement sur la technologie des matériaux composites comme armature à béton, mais aussi sur la technologie d'instrumentation des capteurs à fibre optique. L'avantage économique des armatures en matériaux composites en PRF se situe surtout à long terme. En effet, l'utilisation de cette technologie permet de réduire les coûts d'entretien de la structure et aussi d'en allonger la durée de service comparativement aux structures en béton armé d'acier. De plus, le coût initial d'une structure utilisant ce type d'armature se trouve peu augmenté comparativement à celui d'une même structure conventionnelle en béton armé. En effet, le coût de l'armature ne représente qu'une infime partie du coût global d'un ouvrage en béton armé (en général inférieur à 5 %).

La réalisation de ce pont novateur constitue un bon exemple de transfert de technologie des laboratoires de recherche universitaires aux propriétaires et gestionnaires d'ouvrages publics (municipalités, ministère des Transports) et à l'industrie de la construction (firmes de génie-conseil et entrepreneurs en construction).

Enfin, la municipalité de Wotton et les différents intervenants dans ce projet de pont ont gagné le Prix d'innovation technologique en infrastructures (novembre 2002) décerné par le ministère des Affaires municipales et de la Métropole. Ce prix a été remis lors du Gala d'excellence du 26 novembre 2002 organisé par le CERIU (Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines) à tous les intervenants dans le projet (municipalité de Wotton, ministère des Transports du Québec [Direction des structures], Université de Sherbrooke [Groupe de recherche de la Chaire du CRSNG sur les renforcements en matériaux composites pour les structures en béton], Teknika Inc., Les Coffrages Carmel Inc., ADS Le Groupe Composites/Pultrall Inc., et Roctest Ltée).

RÉFÉRENCES

BENMOKRANE, B., EL-SALAKAWY, E., KASSEM, C., MASMOUDI, R. *Tablier de pont en béton armé à l'aide de matériaux composites — Phase 3 : Application à un pont dans la municipalité Wotton (Québec)*, Rapport final soumis au ministère des Transports du Québec, Décembre 2002.

EL-SALAKAWY, E., KASSEM, C., MASMOUDI, R., et BENMOKRANE, B. *Renforcement de la dalle du tablier à l'aide de l'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone Isorod*, Complément d'information au Rapport final (phases 1 et 2) soumis au ministère des Transports du Québec, Mars 2002, 26 p.

KASSEM, C., EL-SALAKAWY, E., MASMOUDI, R. et BENMOKRANE, B. *Tablier de pont en béton armé à l'aide de matériaux composites — phase 3 : application à un pont dans la municipalité de Wotton (Québec)*, Rapport d'étape (phase 3) soumis au ministère des Transports du Québec, Septembre 2001, 24 p.

KASSEM, C., LAOUBI, K., TIGHIUART, B., MASMOUDI, R. et BENMOKRANE, B. *Renforcement de la dalle du tablier à l'aide de l'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone Isorod*, Rapport final (phases 1 et 2) soumis au ministère des Transports du Québec, juillet 2001, 36 p.

LAOUBI, K., LORD, I., ROBERT, J. F., MASMOUDI, R., BENMOKRANE, B. *Tabliers de ponts en béton armés avec de l'armature en fibre de carbone Isorod*, Rapport technique (Phase 1), soumis au ministère des Transports du Québec, Mars 2000, 33 p.



COULIS D'INJECTION POUR OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR POST-TENSION

J. Bastien Ph. D. ing.*, G. Desgagné M. Sc. ing.** et D. Beaupré Ph. D. ing.*

* CRIB, Département de génie civil, Université Laval

** Direction des structures, ministère des Transports du Québec

Introduction

Au Québec, il est d'usage que les gaines des câbles de précontrainte soient injectées au coulis de ciment lors de la construction de structures de pont en béton précontraint par post-tension. L'un des objectifs recherchés par l'injection est d'offrir une protection aux torons d'acier contre la corrosion. Le coulis de ciment est alors considéré comme la dernière barrière protectrice des câbles contre les agents agressifs. Si la qualité de la mise en œuvre de cette injection ou, encore, si la qualité du coulis d'injection est non adéquate, des conséquences graves quant à l'intégralité des structures peuvent en découler.

Les conditions climatiques du Québec entraînent l'usage de sels déglaçants sur les infrastructures routières. Dans ce contexte, la fissuration même partielle du coulis permet aux ions de chlorure présents dans la structure de béton de pénétrer profondément dans la gaine pour finalement entrer en contact avec le câble de précontrainte. De la même façon, la présence de vides d'air ou d'eau de ressuage permet aux agents agressifs d'atteindre rapidement les câbles et favorise la dégradation des ouvrages précontraints par post-tension.

Cette problématique liée à la dégradation par corrosion des structures construites à l'aide de la post-tension est généralisée : on la retrouve aux États-Unis, au Royaume-Uni, au Canada et dans plusieurs pays d'Europe et d'Asie. Au Québec, le ministère des Transports possède un nombre important de structures précontraintes dont la plupart sont d'envergure (plusieurs travées) et situées

sur des routes stratégiques. Force est de constater que plusieurs de ces structures montrent des signes de dégradation dus à une corrosion prématurée des câbles de précontrainte.

Cette situation est d'autant plus complexe et préoccupante qu'il n'existe pas, pour le moment, de techniques d'inspection pleinement satisfaisantes permettant une évaluation correcte de l'état de dégradation des câbles de précontrainte ou encore permettant la détection de vide (ou d'absence) de coulis dans les gaines. C'est ainsi que l'inspection des câbles de précontrainte est une opération toujours difficile et très coûteuse, d'où l'importance d'une bonne technique de mise en place des coulis et du choix de produits performants, c'est-à-dire des coulis offrant un enrobage adéquat des torons.

Compte tenu des considérations précédentes, le ministère des Transports du Québec (MTQ) a mandaté, en 2001, une équipe de recherche du Département de génie civil de l'Université Laval afin de comparer la performance de divers coulis disponibles sur le marché européen et nord-américain. Cette étude avait pour objectif de déterminer les caractéristiques requises afin qu'un coulis soit robuste et de haute qualité, c'est-à-dire qu'il réponde à des impératifs de durabilité et de protection.

RÉGLEMENTATIONS ACTUELLES ET PROGRAMME D'ÉTUDE

Compte tenu des dégradations observées sur les ouvrages, il semble bien que certains coulis d'injection utilisés jusqu'alors au Québec comme

ailleurs n'assurent pas toujours une injection de qualité. Conséquemment, il y avait lieu de porter une attention particulière aux essais de caractérisation normalisés des coulis et de s'interroger sur la représentativité de certains, compte tenu des résultats obtenus sur chantier. Par ailleurs, la qualité de la mise en œuvre et la formation du personnel sont également des éléments soulevant des inquiétudes.

Parallèlement à l'étude réalisée au Département de génie civil de l'Université Laval, deux regroupements, le Post-Tension Institute (PTI) et la Fédération internationale du béton (FIB) ont relevé des essais de caractérisation pour coulis jugés valables pour attester de la pertinence d'un coulis (ainsi que les plages des résultats attendus). Ils ont également émis des propositions quant à la certification du personnel technique. En particulier, de nouveaux essais dits « de stabilité » ont été proposés, soit les essais d'injection de tubes inclinés et ceux de tubes verticaux. Ces essais avaient notamment pour but de reproduire des conditions de mise en place qui s'apparentent de plus près aux conditions d'utilisation des coulis en chantier que les conditions associées aux essais normalisés typiques. Ces nouveaux essais devaient ainsi faire l'objet d'un examen attentif étant donné leur nouveauté.

Le programme global de l'étude entreprise à l'Université Laval a donc porté sur 7 coulis différents. Le programme expérimental a été réalisé en deux étapes. Premièrement, les différents coulis ont été évalués en laboratoire selon des procédures normalisées typiques, incluant la résistance en compression (ASTM C942), le mini-cône d'affaisse-

Figure 1 : Montage relatif à l'injection de tubes inclinés et verticaux (tiré de Côté, 2002).

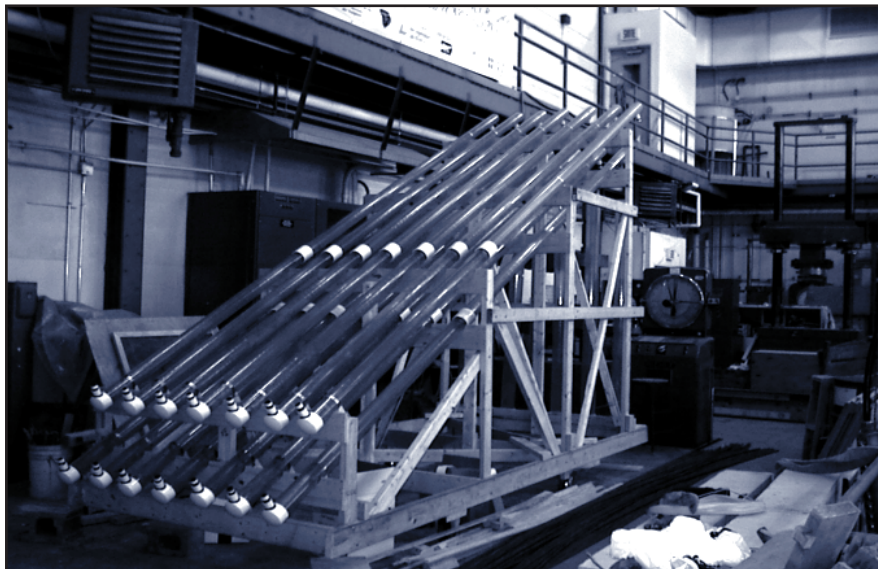


Figure 2 : Ressuage statique (sans toron), essai de la mèche (avec toron) et tube vertical (sans toron) (tiré de Côté, 2002).



ment (ASTM C143 mod), le temps de prise (ASTM C953), le ressuage statique (ASTM C940), les caractéristiques des vides d'air (ASTM C457), le changement de volume (ASTM C1090), l'écoulement au cône (ASTM C939) et la résistance au gel-dégel (ASTM C666). Deuxièmement, les coulis ont été évalués par la méthode du tube incliné et du tube vertical à deux températures ambiantes différentes (5 °C et 30 °C).

L'essai au tube incliné consiste à injecter un tube de 5 mètres de longueur, incliné à 30 degrés, et contenant 12 torons (figure 1). L'objectif de cet essai est de quantifier le ressuage des coulis amplifié par l'effet filtre provoqué par la présence des torons. Des études antérieures (Fuzier, 2001) ont montré que les torons offrent un passage privilégié à l'eau qui s'achemine vers la partie supérieure du tube sous l'action des forces de capillarité nommée

« wick action » ou effet mèche. Il est également supposé que l'inclinaison du tube favorise la sédimentation du coulis, ce phénomène étant connu sous l'expression " Boycott effect " (Chaussin et Chabert, 2001). Ce type d'essai permet de recueillir de l'information additionnelle sur les qualités rhéologiques et l'injectabilité des coulis de même que sur leur potentiel à offrir un enrobage adéquat des câbles. Pour sa part, l'essai au tube vertical est similaire à l'essai de ressuage statique bien qu'il soit fait à plus grande échelle (tube de 2 mètres) et que l'injection du tube soit réalisée avec des équipements de chantier.

La comparaison des essais en laboratoire tels les essais statiques de ressuage (avec ou sans toron, figure 2) avec ceux de plus grande échelle (tube incliné et tube vertical) revêtait un intérêt particulier dans l'étude réalisée.

L'ensemble du programme expérimental avait donc pour but d'écarter les mélanges jugés médiocres et de déterminer les produits les plus performants parmi une gamme de produits testés. À terme, l'étude avait pour but de dégager les conditions à respecter pour obtenir des coulis durables et une mise en œuvre optimale des coulis d'injection à base cimentaire.

RÉSULTATS

Les coulis d'injection sont très variables en termes de composition. Ils peuvent contenir des ajouts minéraux tels que des cendres volantes et de la fumée de silice, ou encore des adjuvants chimiques tels que des réducteurs d'eau, des agents réducteurs de retrait, des agents expansifs, des additifs anti-ressuage, des inhibiteurs de corrosion, etc. Cette variation dans les compositions s'est reflétée dans l'étendue des résultats obtenus de même que dans les défauts observés. À titre d'exemple, les figures 3 à 5 présentent certains comportements douteux qu'ont dévoilés les essais d'injection.

Parmi les coulis sous étude, très peu ont satisfait l'ensemble des critères associés aux essais nor-

Figure 3 : Ressuage du coulis peu de temps après l'injection (tiré de Côté, 2002).



Figure 4 : Gonflement important (tiré de Côté, 2002).

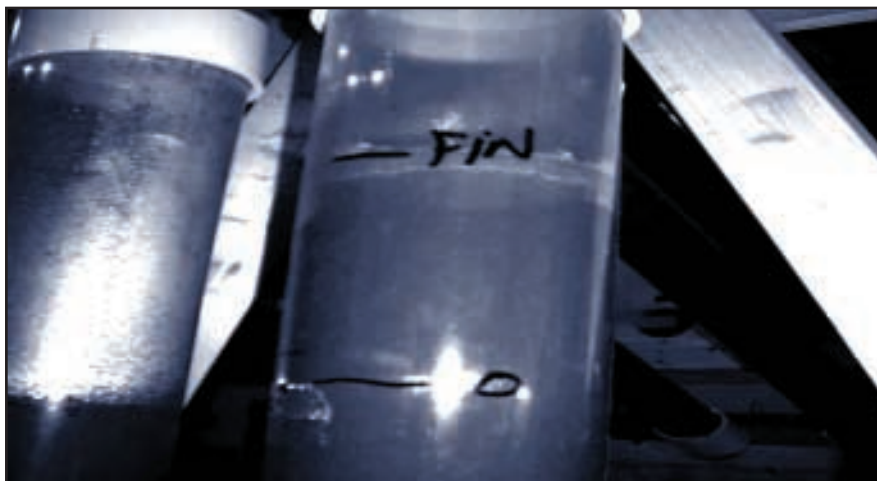


Figure 5 : Réseau de bulles d'air (tiré de Côté, 2002).



matifs typiques de laboratoire et aux essais d'injection. Les coulis d'injection utilisés au Québec ne semblaient pas présenter les caractéristiques d'un coulis de bonne qualité. Il est toutefois apparu que 4 coulis se démarquaient et pouvaient être retenus pour la suite de l'étude bien que ne satisfaisant pas nécessairement à l'ensemble des critères. Cette étude a également souligné l'importance de l'équipement de malaxage sur les caractéristiques des coulis frais et durcis. Les malaxeurs de type colloïdal se sont rapidement imposés comme étant ceux qui assuraient le mélange optimal des constituants des coulis. Par ailleurs, cette étude a également montré que les essais typiques jusqu'alors utilisés en laboratoire pour évaluer le potentiel de ressuage des coulis étaient très discutables et que les essais du tube incliné semblaient plus représentatifs et efficaces pour distinguer un bon coulis d'un mauvais coulis.

CONCLUSION

L'étude commandée par le MTQ a montré que les spécifications actuelles pour les coulis d'injection ne semblaient pas être assez sévères pour assurer une protection optimale des câbles d'acier contre la corrosion. D'autre part, elle a permis de déterminer les essais les plus informatifs en matière de performance des coulis. Un certain nombre de recommandations en ont découlé afin d'assurer la qualité du produit lors de son élaboration en laboratoire tout comme lors de son utilisation sur chantier. Une de ces recommandations, soit l'utilisation d'un malaxeur colloïdal sur chantier, est d'ailleurs déjà apparue dans les spécifications du MTQ en 2002.

Le contrôle de la mise en œuvre des coulis et leur fabrication sur chantier sont apparus des éléments essentiels pour réussir un ouvrage durable et de qualité. C'est pourquoi les produits prén-sachés semblent être une avenue intéressante puisqu'ils permettent un contrôle plus serré sur chantier de l'apport en eau des mélanges. Pour répondre à ces préoccupations, la suite des travaux portera sur la robustesse des coulis les plus promet-

teurs quant à la variabilité de leur comportement après un apport en eau variable. Il s'agit donc d'examiner leur stabilité rhéologique et, ainsi, leur potentiel d'injectabilité, en fonction de conditions variables survenant sur chantier. Des injections sur sites sont également prévues à l'été 2003.

RÉFÉRENCES

CHAUSSIN, R., et A. CHABERT (2001). « Strategies for improvement – Approach in France », *fib Bulletin, no 15 : Durability of Post-Tensioning Tendons*, Workshop, Belgium, p. 235-244.

CÔTÉ, F. (2002). *Évaluation de la performance de coulis d'injection pour les structures précontraintes par post-tension*, mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 137 p.

FUZIER, J. Ph. (2001). « Development of grout and grouting techniques », Freyssinet International (France), *fib Bulletin, no 15 : Durability of Post-Tensioning Tendons*, p. 173-194.

MISE A JOUR DE L'INDICE DE FIABILITE DE PONTS EN BETON ARME PAR TELESURVEILLANCE

Marc Savard, Ph. D., ing. Ministère des Transports du Québec

Josée Bastien, Ph. D., ing. professeure agrégée, Université Laval

Marc Jolin, Ph. D., ing. attaché de recherche, Université Laval

INTRODUCTION

Les infrastructures autoroutières, en particulier les ponts, sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. De nombreux ponts ne répondent plus aux exigences actuelles et des interventions de plus en plus nombreuses et coûteuses doivent être réalisées pour assurer la sécurité des usagers. Par ailleurs, la gestion efficace de ces interventions est tributaire de la qualité du processus d'évaluation de la capacité des ponts existants. Or, la capacité réelle d'une structure est difficile à quantifier avec précision, de même que son évolution dans le temps. En effet, l'évaluation de l'incidence sur la capacité d'une détérioration révélée lors d'une inspection visuelle est une démarche très complexe. La perte de capacité associée à un défaut dépend de la nature de celui-ci, de sa localisation sur l'ouvrage et de son ampleur. De plus, le processus de détérioration évolue dans le temps, souvent au détriment de la capacité structurale. À titre d'exemple, dans une poutre en béton armé, des fissures apparaissent, peuvent progresser et s'élargir graduellement sous l'effet des surcharges routières et des cycles de variation des gradients thermiques. Or, la largeur de ces fissures ainsi que leur type (flexion, cisaillement ou combinaison des deux) ont une incidence significative sur la résistance offerte par le béton (Minor et White, 1988).

Plusieurs interventions peuvent être considérées par le gestionnaire d'une structure dont l'évaluation théorique démontre que la résistance est insuffisante (Savard, 2002). Dans le cas d'une structure présentant peu d'indices de détérioration malgré une incapacité structurale théorique, il peut s'avérer avantageux de la placer sous surveillance

électronique. Un des objectifs de cette surveillance est de suivre de façon assidue le comportement de l'ouvrage afin de connaître le rythme d'évolution du processus d'endommagement. Ce suivi peut être effectué sur des paramètres tels que les déformations longitudinales, la rotation ou la flèche en différents endroits. Des plages de variations saisonnières de ces paramètres sont alors déterminées et des seuils d'alerte ou de préalerte, caractérisant une situation dangereuse ou faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage, peuvent être définis. En cas de dépassement de ces valeurs limites, les mesures de sécurité préalablement définies doivent être exécutées. La télésurveillance est donc un moyen de vérifier si le pont se comporte adéquatement sous l'effet de toutes les sollicitations agissant sur lui.

Par ailleurs, pour faire l'objet d'une surveillance électronique, les modes de rupture doivent être ductiles. Ainsi, des signes précurseurs, traduisant l'évolution du processus de détérioration, peuvent être détectés par le système de surveillance. La défaillance de l'ouvrage ne doit pas être envisagée à court terme. Dans le cas des structures en béton armé, les poutres doivent être sous-armées de manière à ce que les barres d'armature tendues se déforment plastiquement avant que le béton n'éclate en compression. Lorsqu'une rupture fragile doit être envisagée, telle qu'une rupture en cisaillement, des mesures immédiates de renforcement visant à contrer cette éventualité doivent être prises. Dans tous les cas où une télésurveillance est envisagée, la réduction de l'indice de fiabilité de la structure doit résulter d'une aggravation ultérieure et progressive des défauts.

Sous l'influence des surcharges routières, du vent, des séismes et des éléments environnementaux, la structure se dégrade, ce qui se traduit par une réduction de la rigidité et de la résistance de ses éléments structuraux. Ainsi, dans le cadre d'une activité de télésurveillance, les tendances décelées, une fois corrigées de l'influence des phénomènes récurrents (tels que les effets thermiques) et des effets des surcharges routières, peuvent être considérées comme des indicateurs de la performance offerte par la structure pour supporter les charges permanentes qui lui sont imposées. Ces mesures sont donc représentatives d'états limites d'utilisation tels que les limitations de flèches, les vibrations, le contrôle de la fissuration et la fatigue.

Pour que ces données puissent être utiles pour la mise à jour de la résistance à l'ultime d'une membrure ou de toute la structure, une relation doit être établie entre les mesures effectuées et la résistance associée à chacun des modes de rupture prévus. Cette relation est difficile à établir puisqu'elle équivaut à une extrapolation du comportement manifesté par la structure soumise à des chargements d'intensité inférieurs à ceux correspondant à l'état limite ultime. De plus, les mesures obtenues par télésurveillance indiquent, s'il y a lieu, l'endommagement (et le taux de progression de celui-ci) encouru depuis le début de la campagne de surveillance, ce qui peut être très différent de l'endommagement total subi depuis la mise en service de l'ouvrage.

Dans ce contexte, l'objectif des travaux de recherche présentés dans cet article consiste à développer une approche permettant d'interpréter les mesures de télésurveillance de manière à quan-

tifier la réduction de la résistance à l'ultime d'un élément structural ayant subi une forme d'endommagement. Pour ce faire, on se limitera à l'étude des poutres en béton armé de travées de pont simplement appuyées. Seul le mode de rupture flexionnel sera considéré. La perte de résistance sera quantifiée par la diminution relative de l'indice de fiabilité de la structure, lequel aura été préalablement établi au moment de l'évaluation théorique de la capacité de la structure. Incidemment, la précision de cette mise à jour est fonction de la nature et du niveau de complexité de l'approche retenue pour l'évaluation. La section suivante présente les mécanismes d'endommagement des éléments structuraux.

PROCESSUS D'ENDOMMAGEMENT DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Les principaux paramètres ayant une incidence sur la résistance en flexion d'une poutre et pouvant être affectés par le processus d'endommagement sont la diminution de la section des barres d'armature tendues, la perte d'adhérence entre les barres d'armature et le béton, et la diminution de la résistance en compression du béton.

DIMINUTION DE LA SECTION DES BARRES D'ARMATURE TENDUES

La diminution de la section des barres par la corrosion est la forme d'endommagement la plus courante. Dans une structure en bon état, le béton enrobe les barres d'armature et en assure ainsi la protection. De plus, une couche passive de protection se forme à la surface de l'acier placé dans un milieu alcalin tel que celui offert par le béton dont le pH est supérieur à 13. Cependant, les surcharges routières, le vent, les tremblements de terre, les gradients thermiques, les tassements différentiels des appuis, le retrait, les cycles de gel-dégel, la réaction alcalis-silice, les changements volumiques du béton, etc., peuvent occasionner la fissuration du béton étant donné sa faible résis-

tance en traction. Ces fissures diminuent la protection offerte par le béton en facilitant, par exemple, l'intrusion d'ions de chlorure, favorisant ainsi le processus de corrosion. Ces ions peuvent également migrer à travers le béton sain (lequel est naturellement poreux) lorsqu'il est saturé. Un autre facteur favorisant l'initiation de la corrosion est la carbonatation. Celle-ci s'accompagne d'une réduction de l'alcalinité du béton, ce qui détruit éventuellement le film protecteur d'oxyde ferreux inhibiteur de la corrosion et présent à la surface de l'acier (Chen, 1998).

Les ions de chlorure proviennent généralement des sels de déglçage répandus sur les routes ou présents dans les environnements marins. Le gaz carbonique atmosphérique (CO₂) et d'autres polluants (oxydes d'azote ou de soufre) contribuent également à la dégradation des structures en créant un environnement corrosif autour de la structure.

Le moment interne résistant développé dans une poutre en béton armé est directement proportionnel à l'aire des barres d'armature tendues. Ainsi, la diminution de la section des barres d'armature par corrosion peut se manifester par un affaissement progressif de la poutre sollicitée par son propre poids. La courbure de celle-ci aura donc tendance à augmenter et l'axe neutre, définissant le lieu des contraintes et déformations longitudinales nulles, progressera vers le haut de la poutre. La corrosion des barres d'armature est donc un phénomène progressif accompagné de signes témoignant de cette progression. Cette apparente ductilité est cependant fonction du maintien d'un lien d'adhérence satisfaisant entre les barres et le béton environnant.

PERTE D'ADHÉRENCE ENTRE LES BARRES D'ARMATURE ET LE BÉTON

L'adhérence entre le béton et les barres d'armature est essentielle pour que celles-ci puissent développer les contraintes de traction requises pour créer le moment résistant interne. Dans le cas de

barres d'armature crénelées, les crénelures butent contre le béton (interaction mécanique) et assurent ainsi le transfert des contraintes d'un matériau à l'autre. Le frottement et la liaison chimique d'adhésion à l'interface acier-béton contribuent également à ancrer les barres tendues dans le massif de béton environnant. La composante horizontale (tangentielle à la barre) de la contrainte agissant sur le béton permet le transfert de la force de traction des barres d'armature au béton. La composante perpendiculaire aux barres peut provoquer le fendage longitudinal ou horizontal (sur la face verticale d'une poutre) de l'enrobage de béton. Il faut noter également que l'intensité de la composante perpendiculaire augmente avec la formation des produits de corrosion à la surface de la barre.

Dans le cas de barres lisses sans dispositif d'ancrage mécanique (crochet ou autre), seuls le frottement et l'adhésion chimique permettent le transfert des contraintes de cisaillement entre les barres et le béton. Ce lien est atténué et disparaît éventuellement avec la diminution de la section de la barre sollicitée en traction (effets de poisson). De plus, la corrosion de la surface exposée des barres d'armature peut être suffisante pour agir tel un lubrifiant et faciliter le glissement de la barre par rapport au béton environnant (Gaillet et Massicotte, 1997).

En résumé, la rupture par perte d'adhérence survient lorsqu'une des conditions suivantes (ou une combinaison de celles-ci) est vérifiée : les contraintes radiales provoquent le fendage du béton, les contraintes tangentielles dépassent la contrainte maximale tolérée par les matériaux en cause, la longueur d'ancrage est insuffisante, la rupture du béton survient par compression autour d'un crochet (enrobage insuffisant), les nervures de la barre provoquent l'écrasement ou le cisaillement du béton. Il faut noter que l'historique du chargement ainsi que son intensité ont une grande influence sur le taux de détérioration de l'adhérence.

VARIATION DE LA RÉSISTANCE EN COMPRESSION DU BÉTON

La résistance en compression du béton est un paramètre qui peut être mesuré avec précision en prélevant des échantillons du matériau. Ce paramètre varie le long de la poutre et dépend de l'endommagement subi par fissuration ou altération des propriétés physicochimiques du béton. De plus, la variation de la résistance en compression du béton a une incidence sur la position de l'axe neutre dans la section et, conséquemment, sur la valeur du moment résistant interne. Dans ce contexte, il est pertinent d'étudier l'évolution des paramètres décrivant le comportement du béton en cours d'endommagement.

Des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais cycliques de chargement de compression sans inversion d'efforts démontrent que la courbe enveloppe formée des valeurs de la contrainte maximale atteinte à chaque cycle coïncide avec la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'un essai de chargement monotone (Lowes, 1999). Ainsi, après plusieurs cycles de chargement significatifs, l'augmentation de la déformation permanente de compression s'accompagne d'une réduction à la fois de la contrainte maximale de compression admissible et du module d'élasticité du béton.

À défaut d'une information plus précise sur les propriétés du béton, le module d'élasticité initial peut être évalué à l'aide de la norme CAN/CSA S6 2000. Cette valeur du module d'élasticité est valide jusqu'à environ 40 % de la contrainte maximale en compression. Le module d'élasticité correspondant à la contrainte maximale de compression peut être estimé par le module sécant, défini comme le ratio de la contrainte maximale en compression sur la déformation correspondante. Le module sécant est de l'ordre de 60 % du module d'élasticité initial.

La réduction de la valeur du module d'élasticité est encore plus significative en phase post-pic, soit pour les cycles de chargement se produisant

après que la contrainte maximale de compression a été atteinte (Lowes, 1999). Ces résultats indiquent que le module d'élasticité du béton s'avère un bon indicateur de l'endommagement induit par tous les cycles de chargement passés, lesquels sont d'intensité inconnue. Or, la valeur du module d'élasticité peut être mise à jour à partir des mesures de l'évolution temporelle de la courbure et de la position de l'axe neutre obtenues à une section donnée.

INTERPRÉTATION DES DONNÉES DE TÉLÉSURVEILLANCE

Tel que cela a été mentionné auparavant, la télésurveillance permet de connaître l'évolution de certains paramètres caractéristiques alors que la structure est sollicitée par les charges permanentes. Dans le cadre de cette étude, on se propose d'établir un lien entre la résistance résiduelle à l'ultime et deux paramètres faisant l'objet de la surveillance électronique, soit la courbure et la position de l'axe neutre. Ces paramètres sont donc mis à jour au fur et à mesure que l'endommagement progresse.

Dans le cas des poutres en béton armé, la résistance en flexion dépend principalement de l'aire des barres d'armature tendues (laquelle diminue avec la corrosion), de la contrainte maximale de traction admissible dans les barres d'armature (laquelle est une propriété du matériau utilisé et dépend de la qualité du lien d'adhérence entre le béton et les barres d'armature) et de la résistance en compression du béton. Le développement des équations permettant de mettre à jour l'aire des barres d'armature tendues et le module d'élasticité du béton d'une poutre endommagée à partir de l'évolution de la courbure et de la position de l'axe neutre à une section critique est présenté par Savard et Bastien (2003). La contrainte maximale de traction admissible dans les barres d'armature ne pouvant être mesurée explicitement ou déduite d'autres mesures, l'influence de ce paramètre sur la résistance à l'ultime

est discutée ailleurs dans ce même document (Savard et Bastien, 2003).

MISE À JOUR DE L'INDICE DE FIABILITÉ

Le niveau de sécurité offert par une structure doit être évalué en tenant compte de la variabilité de la résistance et des sollicitations. Une structure est jugée acceptable tant et aussi longtemps que sa résistance à l'ultime (M_U) est égale ou supérieure aux effets correspondants des charges (M_S). On définit la marge de sécurité existante comme la différence entre le moment résistant et l'effet des sollicitations ($M_U - M_S$). L'indice de fiabilité β représente le ratio de la moyenne sur l'écart type de la marge de sécurité. Il faut noter qu'il existe un indice spécifique pour chacun des modes de rupture de la structure ou d'un de ses éléments, selon le cas.

L'endommagement occasionne une réduction de la résistance et, conséquemment, une diminution de l'indice de fiabilité de la structure endommagée. Cet indice est également tributaire de l'évolution de l'intensité des effets des charges. Cependant, dans le cadre de cette étude, on admettra que l'intensité des charges vives constituant le trafic routier à un site donné demeure inchangée.

Le suivi de la progression de la courbure et de la position de l'axe neutre permet la mise à jour du moment résistant ultime de la poutre et, conséquemment, de son indice de fiabilité. L'expression suivante permet le calcul de l'indice de fiabilité de la poutre endommagée β^* (l'astérisque indiquant que l'endommagement a eu lieu) en admettant qu'il n'y a pas de variation de l'intensité des charges permises après l'endommagement :

$$\beta^* = \frac{\ln(\bar{M}_U^* / \bar{M}_S)}{\sqrt{V_U^{*2} + V_S^2}}$$

où \bar{M}_U^* est le moment résistant ultime moyen de la poutre endommagée, \bar{M}_S représente le

moment de flexion moyen induit par toutes les charges sollicitant simultanément la poutre, V_R^* est le coefficient de variation de la résistance de la poutre endommagée, V_S est le coefficient de variation des charges et \ln est le logarithme népérien. Faute d'information sur les propriétés statistiques de la résistance de cette poutre ou de ses sollicitations, on peut utiliser les propriétés suggérées dans la littérature et ayant servi à l'établissement de la norme CAN/CSA-S6-88 (Buckland, 1988).

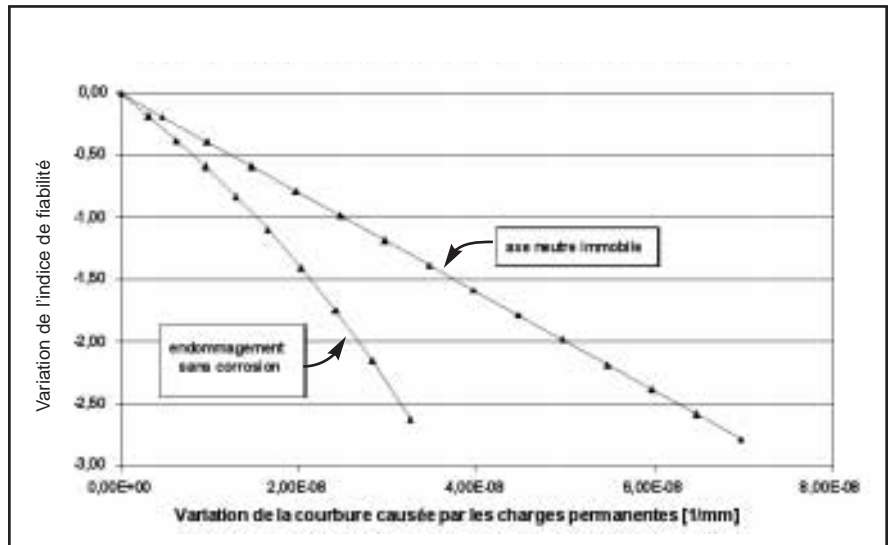
Il faut noter que la démarche de télésurveillance débute, dans la plupart des cas, alors que la poutre est déjà endommagée. L'endommagement observé en cours de surveillance conduit à une variation de l'indice de fiabilité donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\beta = \frac{\ln(m)}{\sqrt{V_R^{*2} + V_S^2}}$$

où m est le ratio du moment résistant ultime moyen de la poutre endommagée, \bar{M}_U^* , sur le moment résistant ultime moyen de la poutre au début de la surveillance, \bar{M}_U .

Une poutre fictive a été analysée suivant la démarche proposée ci-dessus pour estimer la réduction du moment résistant et la variation de l'indice de fiabilité pour divers scénarios d'endommagement. On présente à la figure 1 la variation de l'indice de fiabilité, $\Delta\beta$, d'une poutre fictive de 22 mètres de longueur en fonction de la variation de la courbure causée par les charges permanentes. En plus d'admettre que la résistance à la traction du béton est négligeable dans les calculs, on a considéré, dans un premier cas, que l'axe neutre demeure immobile et que les valeurs actualisées de l'aire des barres d'armature et du module d'élasticité du béton sont calculées en tenant compte de la courbure qui est imposée. Dans le second cas, on a supposé que l'acier ne corrode pas et que l'endommagement prend la forme d'une réduction du module d'élasticité et de la résistance en compression du béton. Comme prévu, au fur et à mesure de la progression de l'en-

Figure 1 : Variation de l'indice de fiabilité en fonction de la courbure



dommagement, l'indice de fiabilité diminue si l'intensité des sollicitations n'est pas réduite. En d'autres mots, la progression de l'endommagement conduit à une augmentation de la probabilité de rupture si aucune limitation des charges n'est imposée. Par ailleurs, on note que l'immobilité de l'axe neutre constitue un comportement avantageux lorsqu'une poutre s'endommage puisque le taux de diminution de l'indice de fiabilité est moindre pour une augmentation donnée de la courbure.

On peut également calculer la réduction requise de l'intensité des charges pour que soit maintenu à une certaine valeur ciblée l'indice de fiabilité de la poutre endommagée. La variation du facteur de surcharge, ΔF , causée par une réduction de la résistance et exprimée en termes du facteur F original, est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta F}{F} = \frac{\phi U (M_u^* - M_u)}{\phi U M_u - \alpha_D D}$$

où D est le moment induit par les charges permanentes, ϕ et α_D sont les coefficients de pondération, respectivement de la résistance et des charges permanentes, tels qu'ils sont proposés dans la norme S6-00 pour un indice de fiabilité β donné, et U est le coefficient d'uniformisation. La

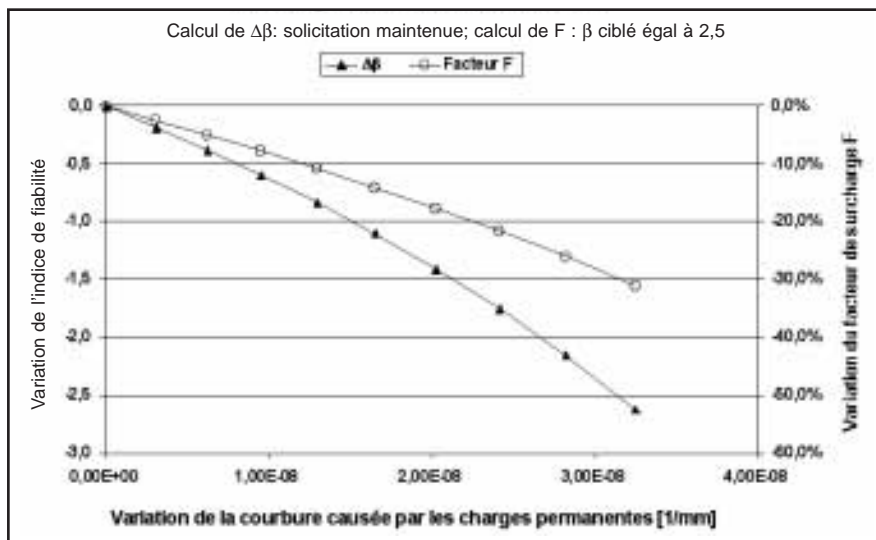
figure 2 illustre un exemple de calcul. Les observations ressortant de la figure 1 sont confirmées par la figure 2. De plus, pour conserver un indice de fiabilité de 2,5, l'augmentation de la courbure de la poutre étudiée de l'ordre de $3 \times 10^{-8} \text{ mm}^{-1}$ doit être accompagnée d'une réduction d'environ 30 % de l'intensité maximale des charges permanentes.

CONCLUSION

La démarche proposée dans cet article peut s'avérer très intéressante pour maintenir en service une structure jugée théoriquement déficiente. Les mesures acquises par télésurveillance permettent la mise à jour de l'indice de fiabilité préalablement calculé à l'étape de l'évaluation. On peut également calculer la limitation requise de l'intensité des surcharges routières pour qu'un indice de fiabilité ciblé soit garanti.

Cependant, cette approche nécessite l'utilisation d'un système d'acquisition de données de grande qualité, combiné à des capteurs alliant une excellente résolution et une stabilité à toute épreuve. À titre d'exemple, la poutre étudiée subit une diminution d'environ 30 % de sa capacité lorsqu'une déformation permanente de traction de l'ordre de $25 \mu\epsilon$ (correspondant à une variation de la courbure de $3 \times 10^{-8} \text{ mm}^{-1}$) apparaît dans les

Figure 2 : Variation de l'indice de fiabilité et du facteur de surcharge en fonction de la courbure



barres d'armature inférieures. La déformation permanente correspondant à une perte de capacité équivalente serait évidemment plus importante dans une travée de plus grande envergure.

RECOMMANDATIONS POUR LA POURSUITE DES TRAVAUX

Pour la poursuite des travaux, les prévisions du modèle proposé seront comparées avec les résultats obtenus avec des poutres préalablement endommagées en laboratoire (application répétée de surcharges, gel-dégel, bruine saline, réaction alcalis-granulats, etc.). Ces travaux seront effectués dans le cadre d'un projet de recherche confié à Mme Josée Bastien et M. Marc Jolin de l'Université Laval. L'analyse des résultats permettra également de juger de la pertinence de la démarche proposée pour établir des seuils de tolérance à l'endommagement diagnostiqué par la télésurveillance.

De plus, on devra étudier l'incidence d'une variation des conditions d'appui comme manifestation d'une forme d'endommagement. Des paramètres supplémentaires (rotations aux extrémités, déformations longitudinales mesurées près des extrémités, mesure de la variation de la

longueur totale de la poutre, etc.) devront être établis et interprétés pour estimer le changement des conditions de retenue de la poutre et extraire cette influence des mesures servant à la mise à jour de la résistance résiduelle de l'élément.

BIBLIOGRAPHIE

BUCKLAND, P. G. (1988). « Improvements to Clause 12 of S6 », *Contract 8909, Buckland and Taylor Ltd.*, mars.

CHEN, W. H. (1998). « Cracking Damage Assessment of Reinforced Concrete Members », *Proceedings of the National Science Council*, vol. 22, no 6, p. 765-774.

GAILLET, O., et B. MASSICOTTE (1997). « Détermination des longueurs de développement des barres lisses pour l'évaluation des ponts existants », *4^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, ministère des Transports du Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal, avril.

GIRARD, C. (2000). *Modélisation de colonnes de pont en béton armé sous sollicitations cycliques*, thèse de doctorat, Université Laval, Québec.

LOWES, L. N. (1999). *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column*

Bridge Connection, Ph. D. thesis, University of California, Berkeley.

MINOR, J., et K. R. WHITE (1988). « Condition surveys of Concrete Bridge Components. User's Manual », *NCHRP report 312*, Transportation Research Board, décembre.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (2002). *Manuel d'évaluation des structures*.

SAVARD, M., et J. BASTIEN (2003). « Interprétation des mesures de télésurveillance pour la mise à jour de l'indice de fiabilité des ponts routiers en béton armé », *10^e colloque sur la progression de la recherche sur les ouvrages d'art*, ministère des Transports du Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal (à paraître).

SAVARD, M. (2002). « Surveillance électronique du comportement en service d'un pont routier en béton armé », *Innovation Transport*, ministère des Transports du Québec, n° 13, septembre.

VAL, D. V., M. G. STEWART, et R. E. MELCHERS (1998). « Effect of Reinforcement Corrosion on Reliability of Highway Bridges », *Engineering Structures*, vol. 20, no. 11, p. 1010-1019.

UTILISATION DE BÉTON ARMÉ DE FIBRES D'ACIER DANS LES DALLES DE PONT EN VUE D'AMÉLIORER LA DURABILITÉ AU DÉLAMINAGE

Bernard Pilon ing., Service de l'entretien, Direction des structures
Bruno Massicotte ing., professeur titulaire, Génie civil, École Polytechnique de Montréal

INTRODUCTION

Du point de vue de la conception, les dalles de pont ont longtemps été perçues comme des éléments secondaires, leur rôle consistant simplement au transfert des charges vers les éléments porteurs, le plus souvent des poutres. Cette perception erronée, combinée à des connaissances limitées sur la durabilité des bétons, a conduit à la construction dans le passé de dalles qui ont mal vieilli et qui nécessitent aujourd'hui des déboursés importants. Elles sont en effet les éléments des ponts pour lesquels les besoins budgétaires de réparation et de réfection sont les plus importants¹.

Les dalles des ponts sont de fait les éléments les plus sollicités, tant par les agents corrosifs comme le sel de déglacage que par les charges routières. Les observations faites sur le terrain, au Québec comme ailleurs², montrent que, dans certaines conditions, les dalles de béton des ponts où l'on retrouve de forts débits de camions se détériorent prématurément. Cet effet est observé en particulier sur les ponts dont le système structural est flexible.

Cet article porte sur les solutions utilisées par le ministère des Transports lors du remplacement de la dalle du pont de l'autoroute 73 au-dessus de la rivière Chaudière au cours de l'été 2002 ainsi que sur les résultats d'un projet de recherche effectué à l'École Polytechnique de Montréal qui a servi à valider et à bonifier les solutions proposées.

CONTEXTE

Situé dans l'axe du pont Pierre-Laporte et supportant un débit de circulation journalier moyen de plus de 100 000 véhicules³, le pont de la rivière

Chaudière est parmi les ponts du Québec les plus sollicités par le trafic routier. Il est constitué de dix poutres d'acier espacées de 2591 mm qui supportent une dalle de béton armé de 178 mm. Il comporte 7 travées de 42,7 mètres de longueur et sa largeur est de 27 mètres. Le pont présente un biais (angle du pont par rapport à un axe perpendicu-

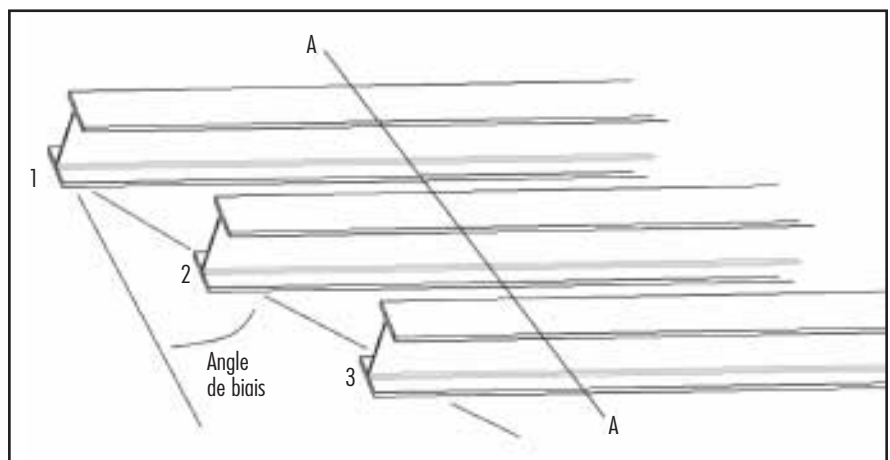
laire à la route) de 22 degrés, ce qui est peu fréquent pour un pont de cette longueur. La figure 1 montre une vue générale du pont.

Le volume élevé de trafic routier, le système structural flexible des poutres d'acier, la flexion alternée de la dalle et l'effet du biais (figure 2)

Figure 1 : Pont de la rivière Chaudière.



Figure 2 : Effet du biais



Note : Considérons l'axe A-A, un axe perpendiculaire aux poutres du pont. Les déflexions relatives de chaque poutre à leur intersection avec cet axe sont toutes différentes. Par exemple, le point d'intersection de l'axe A-A avec la poutre 1, qui est plus près du centre de la portée que le point d'intersection avec la poutre 3, aura une déflexion proportionnellement plus grande.

Figure 3 : Délaminage vis-à-vis du rang d'armature supérieur (dans une section de dalle sciée).

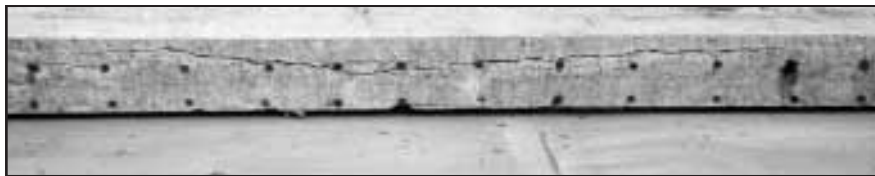
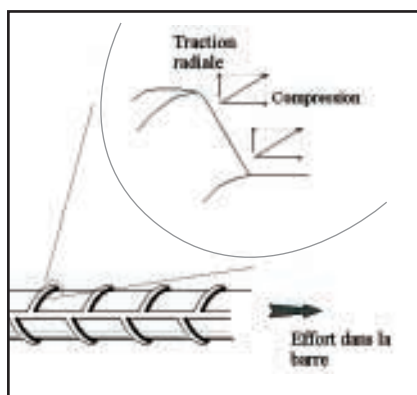


Figure 4 : Transfert des contraintes d'une barre d'armature à la masse de béton.



sont autant de facteurs qui contribuent à solliciter fortement la dalle de ce pont sur le plan mécanique. L'effet du biais est surtout important dans le cas d'éléments travaillant dans le sens transversal au pont, comme la dalle ou les contreventements. Chaque passage d'un véhicule lourd induit ainsi une distorsion qui accentue la sollicitation mécanique dans ces éléments.

Au printemps de l'année 2001, la Direction territoriale de Chaudière-Appalaches a mandaté la Direction des structures pour la préparation des plans et devis en vue de la réfection de la dalle du pont de la rivière Chaudière. La dalle existante présentait alors depuis quelques années des signes importants de détérioration, surtout par délaminage. Le délaminage est un phénomène qui se produit lorsque le béton d'un élément fissure, le plus souvent dans un plan de faiblesse comme un lit d'armatures, et s'écaille par zones plus ou moins importantes. La figure 3 présente un exemple typique du délaminage qui était présent dans la dalle du pont de la rivière Chaudière avant les travaux.

Le délaminage peut provenir de sources diverses. L'infiltration d'agents corrosifs et le gonflement des armatures dû aux produits de corrosion sont les causes les plus souvent citées. Cependant, les charges cycliques qui induisent des efforts de flexion peuvent en être également la cause². Il est ainsi fort probable, dans le cas des dalles de pont où les efforts de flexion sont importants, que le phénomène de délaminage soit lié à l'application des charges cycliques, ce qui conduit en quelque sorte à une rupture en fatigue du béton. Le délaminage se produit lorsque le lien entre le béton et les barres d'armature se brise. Les efforts de traction dans les barres se transfèrent alors à la masse de béton par la butée des crénelles des barres d'armature. Ce transfert d'effort induit dans le béton des contraintes de traction radiales, perpendiculaires aux armatures (figure 4). Lorsque le béton n'est pas confiné, comme dans les dalles, les contraintes de traction induisent des fissures qui se propagent avec les cycles de chargement jusqu'à un décollement complet de la surface du béton au niveau du rang d'armature.

À cet effet, l'observation du mode de rupture montré sur la figure 3 permet de tirer des conclusions intéressantes. On constate que le plan de fissuration horizontale, bien qu'ayant débuté au droit d'armatures, ne s'est pas propagé dans le plan des armatures alors que les aciers n'ont pas subi de gonflement dû à la corrosion. Ceci tend à démontrer que le problème de délaminage n'a été causé que par des efforts externes et il y a donc lieu de penser que les efforts cycliques de flexion en sont la cause.

L'expérience passée en matière de fibres d'acier a démontré qu'à partir d'un certain dosage, celles-ci pouvaient servir à diminuer les contraintes

dans les barres d'armature conventionnelles⁴ et à empêcher la propagation des fissures⁵, ce qui contribue à maintenir l'intégrité structurale des éléments. L'utilisation des fibres d'acier pour diminuer les effets du délaminage est donc apparue comme une solution intéressante. Afin de valider la viabilité de cette solution dans le cadre du remplacement de la dalle du pont de la rivière Chaudière, un projet de recherche a été entrepris par le Ministère en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le projet de recherche, dirigé par Bruno Massicotte, professeur de génie civil, et réalisé dans le cadre des études de maîtrise de M. Steve Nolet, comportait deux objectifs principaux. Le premier consistait à reproduire en laboratoire les conditions prévalant sur le pont de la rivière Chaudière alors que le second visait à quantifier les améliorations apportées par la solution retenue en ce qui a trait au délaminage et à la fissuration de la dalle de béton. Ainsi, deux types de dalles ont été fabriquées et testées. Le premier type reproduisait la dalle existante du pont alors que le second type présentait la dalle de remplacement proposée.

La solution retenue pour la dalle de remplacement, déterminée en début de projet par la Direction des structures, consistait à utiliser une dalle d'épaisseur accrue en béton renforcé de fibres dans laquelle la quantité d'armature avait été déterminée selon les règles classiques du Code des ponts⁶. Ainsi, on s'attendait à ce que l'ajout d'un volume de fibres permettrait d'éliminer le délaminage, de contrôler l'ouverture des fissures de flexion qui seront indubitablement induites par les charges routières et de réduire les efforts dans les armatures. L'épaisseur accrue de la dalle assurerait un enrobage suffisant pour protéger les barres d'acier contre la corrosion tout en amenant une rigidité additionnelle au système structural.

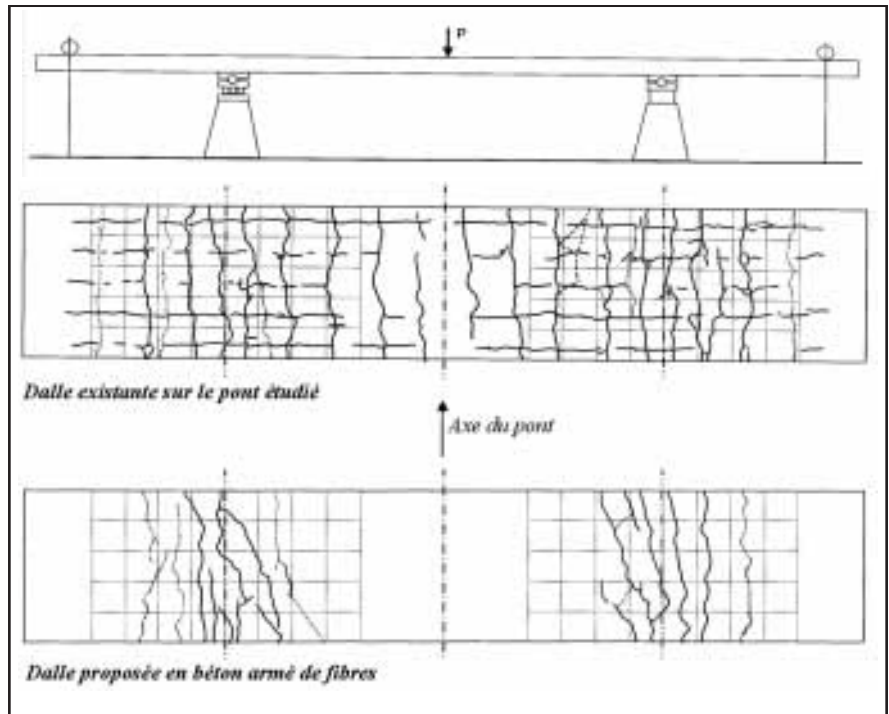
Les poutres principales étant espacées de 2591 mm, l'épaisseur de la nouvelle dalle a été

fixée à 220 mm. Le volume de fibres a été déterminé en fonction des études réalisées sur les dalles de béton renforcé de fibres avec armatures réduites^{4,7}. Les critères de performance en ce qui a trait à la résistance post-fissuration du béton avec fibres dans le cas où les armatures sont réduites sont bien connus car le rôle des fibres est décelable. Toutefois, dans le cas du pont de la rivière Chaudière, le rôle des fibres est plus secondaire et il était moins bien cerné en début de projet. On a donc décidé arbitrairement, sur la base de l'expérience acquise, d'utiliser le même type de fibres que celui employé dans des projets antérieurs mais à un dosage réduit. Ainsi le choix s'est arrêté sur des fibres à crochets de 60 mm de longueur par 0,75 mm de diamètre. Le dosage retenu a été de 50 kg/m³ de béton.

Les essais ont été réalisés sur un montage reproduisant les conditions d'hyperstaticité des dalles de pont. Les spécimens, qui reproduisaient une tranche transversale d'une dalle, avaient une longueur de 5 mètres et une largeur de 1 mètre alors qu'ils étaient supportés en quatre points, comme l'illustre la figure 5. Le programme expérimental a été réalisé avec des dalles modélisant la situation existante au pont de la rivière Chaudière (béton armé et armatures) et le nouveau type de dalle (béton renforcé de fibres et armatures). Deux types d'essais ont été réalisés : des essais de chargements statiques et des essais cycliques de fatigue.

Le chargement statique a produit sensiblement le même type de comportement et par conséquent de fissuration sur les deux types de dalles. Bien que la dalle de béton armé avec fibres d'acier ait présenté un comportement plus ductile après rupture que celle sans fibres d'acier, le chargement initial a provoqué l'apparition sur les deux dalles de fissures de flexion en moment négatif au-dessus des appuis et en moment positif sous le point d'application de la charge. La rupture dans le cas de la dalle en béton armé s'est produite par poinçonnement alors que pour la dalle en béton armé renforcé de fibres un mode de rupture par flexion a été observé.

Figure 5 : Montage d'essai et patrons de fissuration de la face supérieure des deux types de dalles testées à la fin des essais cycliques



Les essais cycliques quant à eux comportaient deux étapes : la fissuration initiale et le chargement cyclique de la dalle. La charge initiale de fissuration avait pour fonction d'endommager la dalle à un niveau comparable à celui auquel on pourrait réellement s'attendre sur un ouvrage lors du passage d'une charge lourde et occasionnelle. La charge cyclique a quant à elle été déterminée en fonction des charges usuelles de camions que l'on s'attend à retrouver sur le réseau routier québécois. Pour des raisons pratiques, chacun des essais de fatigue a été limité à 2,5 millions de cycles, ce qui correspond à environ 5 années de charges cycliques lourdes prévisibles sur le pont de la rivière Chaudière en considérant les données de circulation. Malgré le nombre limité de cycles, les observations réalisées durant et après les essais ont permis d'en arriver à des conclusions claires.

Le chargement cyclique de la dalle en béton armé sans fibres a provoqué l'apparition d'un patron de fissuration formant un quadrillage, comme l'illustre la figure 5. On peut conclure aisément que la présence éventuelle d'un plan de fis-

suration, au niveau du premier rang d'armature, viendrait créer une séparation de l'enrobage des armatures, ce qui favoriserait le détachement de ce dernier en plaques, comme cela s'est produit sur le pont de la rivière Chaudière. Afin d'observer la formation d'un plan de fissuration parallèle à la surface au niveau des armatures, un carottage a été réalisé sur la dalle soumise au chargement cyclique. Celui-ci a permis de confirmer la présence d'une amorce de fissure horizontale dans le plan des rangs d'armatures. Il est donc fort probable que des essais sur une période plus longue auraient conduit au délaminage du béton de la dalle.

Dans le cas des dalles renforcées de fibres, seules des fissures flexionnelles, exclusivement localisées en haut des appuis en moment négatif, se sont produites. De plus, ces fissures étaient beaucoup plus fines que dans le cas de la dalle sans fibres. Étant donné cette faible fissuration, et afin d'observer un endommagement plus sévère des dalles renforcées de fibres, la sollicitation maximale du chargement cyclique a été doublée à 200

kN (au lieu des 100 kN initiaux) après 2,3 millions de cycles pour une durée de 100 000 cycles additionnels. Cette amplitude représente deux fois la charge de service attendue. Malgré cette augmentation du taux de chargement à la fin de l'essai, la dalle renforcée de fibres n'a présenté aucune fissure perpendiculaire aux fissures principales de flexion (voir figure 5). Ainsi le patron de fissuration en forme de quadrillage observé pour la dalle en béton armé n'a pu se développer.

Bref, sous les charges cycliques, deux points majeurs distinguent la dalle existante du pont de la rivière Chaudière de la dalle proposée pour son remplacement. Premièrement, l'ajout de fibres au béton, combiné à l'augmentation de l'enrobage des armatures, a permis d'éviter le développement de fissures parallèles aux barres d'armatures principales de flexion de la dalle. Ce sont ces fissures qui, combinées avec des fissures de flexion, sont en mesure de former un patron de fissuration en quadrillage susceptible de causer le délaminage en plaques de l'enrobage supérieur du béton. Deuxièmement, la faible ouverture des fissures de la dalle en béton renforcé de fibres, constatée à la suite des essais, permet à celle-ci de conserver sa rigidité et de maintenir des fissures très faiblement ouvertes une fois les charges enlevées. D'après les résultats obtenus, il apparaît clairement que ce type de dalle est en mesure de résister à la formation et à la propagation de fissures de délaminage ce qui accroît la durabilité des dalles de pont fortement sollicitées par les charges routières.

RÉALISATION DES TRAVAUX

Une fois la solution technique bien établie et son efficacité démontrée, il restait à procéder à la mise en œuvre. Le fort volume de trafic et l'importance stratégique du pont de la rivière Chaudière ont fait en sorte que, très tôt dans la planification des travaux, la gestion de la circulation est devenue l'aspect le plus important. Afin de minimiser l'impact sur la circulation, la Direction Chaudière-Appalaches a prévu quatre phases pour

réaliser les travaux. Chacune des phases couvrirait approximativement une voie et demie des six voies de circulation existantes sur le pont.

Mélange de béton

À partir de plusieurs critères de durabilité et de mise en œuvre, un mélange de béton composé d'un ciment avec fumée de silice (béton normalisé type V) a été retenu pour le projet. Comme cela a été expliqué dans la portion du programme expérimental, à la suite de l'expérience du Ministère, des fibres d'acier à un dosage de 50 kg par m³ ont été employées dans le mélange de béton. Une nouveauté importante à souligner pour ces travaux a été l'exigence formulée au devis d'utiliser un malaxeur stationnaire, ou « premix », pour le malaxage du béton.

Les malaxeurs stationnaires permettent d'obtenir un bon malaxage des constituants du béton⁸. Le but visé par l'utilisation de ce type de malaxeur, par opposition à un malaxage effectué directement à la bétonnière (camion toupie), était d'en arriver à une meilleure dispersion des fibres dans le mélange et à une meilleure homogénéité des mélanges.

L'expérience du Ministère en matière de béton armé de fibres d'acier a en effet démontré qu'il était parfois difficile pour les entrepreneurs d'ajuster le mélange et d'obtenir un béton uniforme⁹. Avec ses 1915 mètres cubes, la quantité de béton avec fibres d'acier à placer lors du chantier du pont de la rivière Chaudière correspondait au plus grand volume utilisé dans le cadre d'un projet de pont sous la juridiction du Ministère. La quantité de béton de même que l'étalement des coulées sur une très longue période de temps ont encouragé l'utilisation du malaxeur stationnaire. Des bétonnières ont été employées pour transporter le mélange de béton frais de l'usine de malaxage au chantier.

Coulée de convenue

Comme dans la plupart des chantiers où des volumes importants de béton possédant des caractéristiques particulières sont utilisés, une coulée de

convenance a été prévue. Celle-ci consiste en une répétition avant le début des travaux de la production et de la mise en place du béton afin d'ajuster au besoin le mélange pour ainsi régler d'éventuels problèmes dans la mise en place au chantier. L'aspect intéressant de la coulée de convenue réalisée pour ce projet a été l'essai par l'entrepreneur d'une pompe à béton pour effectuer la mise en place.

L'utilisation de la pompe avait été interdite au devis puisque le Ministère appréhendait des problèmes de mise en place liés au dosage et au type de fibres utilisées. Néanmoins, sur demande de l'entrepreneur, et afin de vérifier la possibilité d'utilisation, un essai de mise en place avec la pompe a été permis lors de la coulée de convenue.

La ligne de pompage correspondait en dénivelée à la hauteur du tablier du pont de la rivière Chaudière par rapport au fond de la vallée, soit 35 mètres. Un tuyau de pompage métallique d'un diamètre de 150 mm a été utilisé. Le but de l'entrepreneur était de pomper le mélange sur le tablier du pont sans y accéder avec les camions malaxeurs.

Le mélange fourni a montré de très bonnes caractéristiques au pompage. Il était très fluide à la sortie de la pompe sans pour autant subir de pertes relativement au réseau d'air. Des problèmes d'incompatibilité avec les adjuvants du béton et des problèmes d'oursins qui seront traités un peu plus loin ont finalement empêché l'utilisation de la pompe à grande échelle sur le chantier. La coulée de convenue aura tout de même permis de constater que le pompage du béton armé de fibres au dosage employé est possible et éventuellement souhaitable pour en faciliter la manipulation.

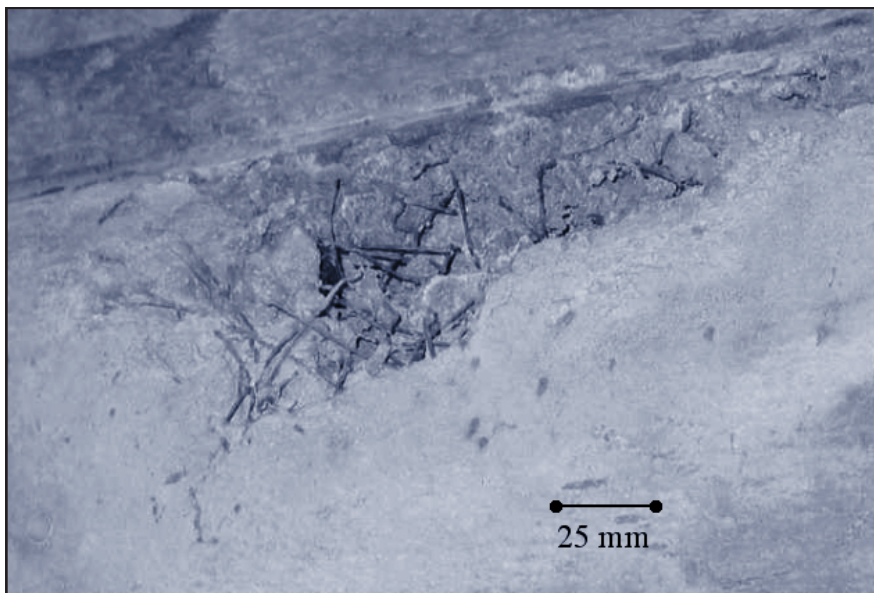
Chantier

Le béton armé de fibres d'acier de la dalle du pont de la rivière Chaudière a été mis en place sur une période allant du mois de juin 2002 au mois de novembre de la même année. Les coulées de béton se déroulaient de nuit afin de minimiser les impacts sur les usagers et de profiter de tempéra-

tures plus propices à la mise en place du béton durant l'été. Les coulées se déroulaient par sections de dalle d'une largeur variant entre 5 et 8 mètres et d'une longueur variant de 22 à 32 mètres. Le béton était déchargé du camion malaxeur et directement mis en place dans les coffrages au moyen du dalot de la bétonnière.

Les barres d'armature étaient réparties en deux lits avec un espacement de 160 mm entre les barres transversales. Malgré l'espacement relativement serré des barres d'armature, la mise en place du béton armé de fibres n'a présenté que peu de problèmes. Il faut noter que sur une dalle de plus de 8000 mètres carrés de surface, seules quelques zones situées sous la surface de roulement ont présenté des nids de cailloux. Ce défaut de surface est caractérisé par un manque d'enrobage des gros granulats et peut être attribué à une vibration incomplète du béton à l'état frais¹⁰. Ces défauts ont presque tous été concentrés près d'un joint de coulée et couvraient une surface inférieure à 0,1 mètre carré, alors que les plus importants avaient une profondeur approximative de 100 mm. La méthode de réparation de ces défauts au moyen de mortier ou de béton est bien connue et généralement assez facilement réalisable. La figure 6 présente un de ces nids de cailloux avec présence de fibres.

Figure 6 : Nid de cailloux avec présence de fibres.



Un problème de formation d'oursins a également été constaté sur la livraison de béton de quelques camions, et ce, tout au long du projet. Les oursins sont des agglomérats de fibres qui se forment dans le béton à l'état frais; ils sont généralement dus à un malaxage excessif ou à un problème de mise au point de mélange¹¹. Les oursins, dont le diamètre variait de 100 à 200 mm, étaient enlevés de façon manuelle par les ouvriers responsables de la mise en place du béton à l'avant du finisseur automoteur.

Il est difficile de connaître avec précision la cause de ce phénomène. Il se peut qu'une mauvaise introduction des fibres à l'usine de malaxage en soit responsable. Il se peut également que certains mélanges un peu plus raides en maniabilité aient favorisé la formation des oursins. Il se peut même qu'une trop longue période de malaxage dans les camions en soit l'explication. Dans le cas de ce chantier, les conséquences ont été mineures. Il faudra cependant en venir à l'élimination de ce problème en vue de l'utilisation éventuelle d'une pompe à béton à grande échelle sur un chantier.

La surface de la dalle a été finie à la règle vibrante pour certaines phases des travaux et au finisseur automoteur pour les autres. Peu importe la méthode utilisée, la dalle présentait, une fois

finie, une surface uniforme sans présence de fibres verticales en surface. Un traitement mécanique de la surface de la dalle durcie avant la pose de la membrane d'étanchéité a été effectué. Ce traitement fait partie des pratiques habituelles du Ministère. Il consiste à projeter des billes d'acier sur la surface de béton afin d'éliminer toute aspérité. Dans le cas du pont de la rivière Chaudière, ce traitement enlevait également les fibres d'acier lâches restées près de la surface. La pose de la membrane d'étanchéité sur cette surface n'a présenté aucune difficulté particulière.

Les coûts soumissionnés du béton armé de fibres d'acier pour ce pont se sont avérés supérieurs de 15 % par rapport au coût du béton sans fibres utilisé sur le pont de l'autoroute 73 au-dessus de la route 132 dont la réfection faisait partie du même contrat. Ces coûts comprenaient la fourniture, la mise en place et la cure du béton. Si l'on inclut tous les frais liés au remplacement de la dalle (armatures, membrane, signalisation, etc.), le surplus pour les fibres d'acier correspond à environ 5 % du coût. Cette augmentation des coûts sera cependant largement compensée par une durée de vie accrue de la dalle car il ne faudrait qu'une dizaine d'années de durée de vie additionnelle pour compenser le coût des fibres, et ce, en excluant les coûts associés à l'entretien de même que ceux reliés à la perturbation de la circulation lors de travaux.

CONCLUSION

Les résultats obtenus lors des essais effectués par l'École Polytechnique laissent entrevoir un excellent comportement mécanique à long terme de la nouvelle dalle du pont de l'autoroute 73 au-dessus de la rivière Chaudière. L'ajout de fibres d'acier au béton semble en effet jouer un rôle important dans la diminution des dommages causés par le phénomène du délaminage du béton des dalles de pont.

L'utilisation d'un malaxeur stationnaire pour mélanger le béton, par opposition à un malaxage

du béton directement à partir de camions, a permis d'obtenir un béton présentant une distribution uniforme des fibres. La qualité du mélange tout au long du projet qui s'est déroulé sur une période de plusieurs mois est demeurée constante, mis à part quelques problèmes ponctuels. Bien qu'il soit possible de produire un béton d'excellente qualité, l'utilisation des fibres dans le béton demeure donc quelque peu problématique pour ce qui est de la mise au point du mélange et de la maniabilité du béton frais.

La coulée du béton tout au long des travaux s'est effectuée sans grande difficulté bien que quelques problèmes ponctuels aient été notés. Le béton armé de fibres s'est révélé presque aussi maniable qu'un béton conventionnel et la quantité d'armature dans la dalle n'a pas posé de réel problème de mise en place. Un dosage de 50 kg de fibres par mètre cube de béton a été utilisé pour ce projet mais cette quantité pourrait fort probablement être optimisée pour une utilisation future, ce qui faciliterait le pompage, rendrait plus économique l'utilisation du béton armé de fibres et diminuerait du même coup les possibilités de problèmes lors de la mise en place.

En se basant sur les résultats obtenus au pont de la rivière Chaudière, la Direction des structures devra, en collaboration avec la Direction du Laboratoire des chaussées, déterminer s'il y a lieu d'étendre l'utilisation du béton armé de fibres d'acier pour le remplacement ou la construction des dalles de pont fortement sollicitées par les charges routières lorsque le système structural du pont est très flexible.

RÉFÉRENCES

1. MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, DIRECTION DES STRUCTURES (2000). *Système de gestion des structures, module inspection*, année d'inspection 2000.

2. ACI 408.2.R-92 (1992). « State-of-the-art report on bond under cyclic loads ». *ACI Committee 408*.

3. MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (1996). *Données sur la circulation par numéro de route, de tronçon et de section, recueil 1996*.

4. MASSICOTTE, B., G DEGRANGE, A. BÉLANGER, K. MOFFAT et L. FRAGAPANE (1998). « Utilisation de béton haute performance avec fibres d'acier dans les dalles de pont en vue d'accroître leur durabilité, phase 2 », *Rapport no EPM-CGS-1999-06*.

5. NEVILLE, A. et J.J. BROOKS (1987). *Concrete technology*, Longman Scientific and Technical, 438 p.

6. ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION (1990). *Calcul des ponts-routes, Norme CAN/CSA-S6-88*.

7. MASSICOTTE, B. et A. BÉLANGER (2000). « Utilisation du BHPFA pour la conception des dalles de pont », *Compte rendu du 7^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Transports Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal.

8. NEVILLE, A. (2000). *Propriétés des bétons*, Eyrolles, 806 p.

9. MASSICOTTE, B. et A. BÉLANGER (1999). « Construction de dalles de pont en BHP avec fibres d'acier », *Compte rendu du 6^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Transports Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal.

10. MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, DIRECTION DES STRUCTURES (2002). *Manuel d'inspection des structures, instructions techniques*, Transports Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal.

11. MASSICOTTE, B., K. MOFFAT et N. DZELTOVIC (1998). « Utilisation du béton armé de fibres d'acier dans les dalles de pont », *Compte rendu du 5^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Transports Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal.

INNOVATION TRANSPORT

Le 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.

Transports

Québec 