

5^e COLLOQUE

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

27 et 28 avril 1998

Résumé des conférences

CANQ
TR
954
1998

Québec 

496007

COMPORTEMENT SISMIQUE DE PILIERS DE PONTS EN BÉTON ARMÉ EN CONDITIONS HIVERNALES AU QUÉBEC

André FILIATRAULT
Professeur titulaire

Michael HOLLERAN
Étudiant à la maîtrise

Bruno MASSICOTTE
Professeur agrégé

Groupe de recherche ÉPICENTRE
École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079 Succursale Centre-ville
Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ : Au Québec, un séisme peut se produire en hiver. Dans un tel cas, le béton et l'acier d'armature des piliers de ponts en béton armé seraient soumis à un effet couplé des basses températures et des taux de déformation élevés. Cette combinaison pourrait altérer le comportement sismique de ces ouvrages. La première partie de cet article présente les résultats d'essais de traction sur des éprouvettes d'acier d'armature et des essais de compression sur des cylindres de béton. Ces essais furent réalisés pour différentes combinaisons de températures (+20°C à -40°C) et de taux de déformation typiques d'événements sismiques (quasi-statique à 0.1 /s). La deuxième partie de l'article présente les résultats d'un essai quasi-statique sur un modèle à grande échelle d'un pilier de pont typique du Québec.

INTRODUCTION

Très peu de travaux de recherche ont été réalisés afin d'évaluer l'effet combiné des basses températures et des taux de déformation élevés sur le comportement mécanique du béton et de l'acier d'armature. Cet article discute des principaux résultats obtenus d'une étude expérimentale réalisée à l'École Polytechnique de Montréal visant à évaluer le comportement sismique de piliers de ponts en béton armé au Québec sous conditions hivernales.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR L'ACIER D'ARMATURE

Portée

Un total de 24 essais de traction furent réalisés sur des éprouvettes d'acier d'armature pour différentes combinaisons de basses températures et de taux de déformation. La plage de taux de déformation considérée est typique d'événements sismiques ($80 \times 10^{-6}/s$, $5 \times 10^{-3}/s$, 0.02/s et 0.1/s). La plage de température considérée est représentative des conditions hivernales et estivales au Québec (+20°C, -20°C, and -40°C).

Éprouvettes et montage expérimental

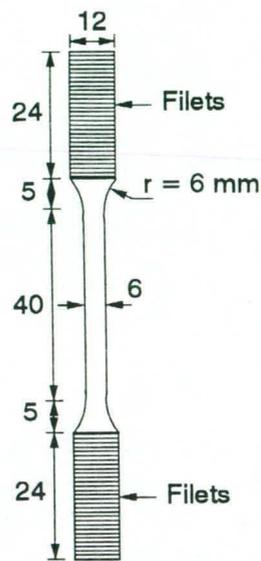
La figure 1 montre les dimensions des éprouvettes machinées ainsi que la machine utilisée pour les essais de traction sur ces éprouvettes. Toutes les éprouvettes furent machinées à partir de la même barre d'armature 15 M (acier CSA G30.16).

Les essais furent réalisés à l'aide d'une machine d'essai servo-hydraulique d'une capacité de 100 kN (Instron, Ltd., U.K., Modèle 1350). Les deux extrémités des éprouvettes furent vissées directement dans les chassiss de la machine d'essai.

Ministère des Transports
Centre de documentation
930, Chemin Ste-Foy
6e étage
Québec (Québec)
G1S 4X9



CAVQ
TR
954
1998



Note: Toutes les dimensions en mm

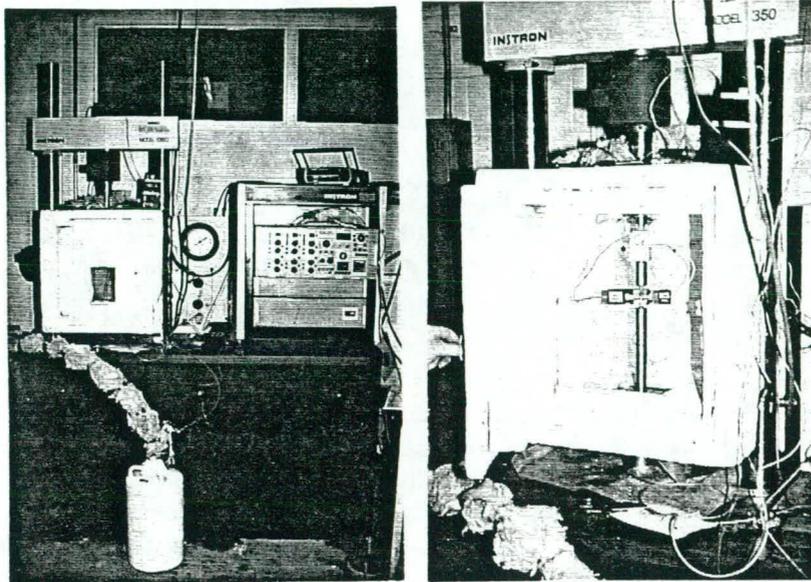


Figure 1. Éprouvette et montage expérimental pour les essais de traction sur l'acier d'armature.

Procédure expérimentale

La charge appliquée fut mesurée par une cellule de charge montée en série avec le vérin de la machine d'essai. La déformation unitaire moyenne fut mesurée sur une longueur de référence de 20 mm à l'aide de deux capteurs de déformation (clip gauge) montés sur la partie centrale de l'éprouvette.

Afin de maintenir la température constante pendant les essais, une chambre à température contrôlée fut installée autour de l'éprouvette. La température à l'intérieur de la chambre était maintenue constante à l'aide d'un débit d'azote liquide sous pression contrôlée. L'éprouvette d'essai était accompagnée dans la chambre d'une éprouvette témoin instrumentée par un thermocouple placé dans son noyau. L'essai débutait lorsque la température de l'éprouvette témoin atteignait la température désirée.

Résultats expérimentaux

Les résultats des essais de traction montrent que l'effet combiné des basses températures et des taux de déformation élevés cause une augmentation de la limite élastique et de la contrainte ultime de l'acier d'armature. La déformation ultime ainsi que le module d'élasticité de l'acier d'armature, cependant, ne sont pas affectés de façon significative.

La figure 2 montre la variation de la limite élastique de l'acier d'armature en fonction du taux de déformation et de la température. La limite élastique augmente à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. La limite élastique augmente de 22% lorsque le taux de déformation passe de 80×10^{-6} /s à 0.1 /s et que la température passe de $+20^{\circ}\text{C}$ à -40°C .

La figure 3 montre la variation de la contrainte ultime de l'acier d'armature en fonction du taux de déformation et de la température. La contrainte ultime augmente aussi à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. La contrainte ultime augmente de 12% lorsque le taux de déformation passe de 80×10^{-6} /s à 0.1 /s et que la température passe de $+20^{\circ}\text{C}$ à -40°C .

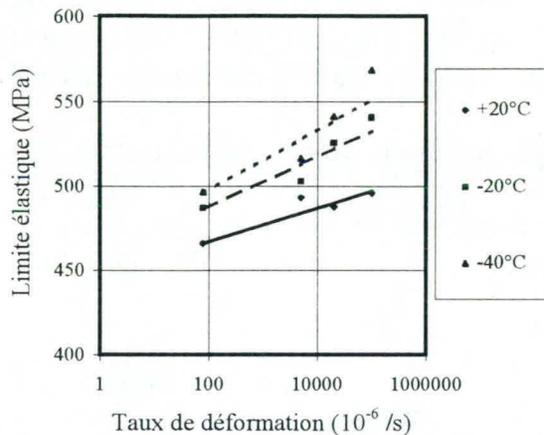


Figure 2. Variation de la limite élastique de l'acier d'armature avec le taux de déformation et la température.

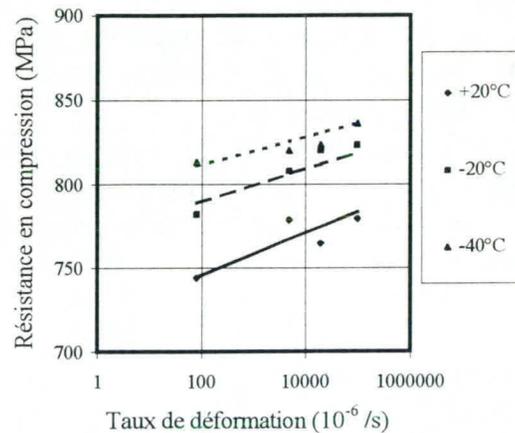


Figure 3. Variation de la contrainte ultime de l'acier d'armature avec le taux de déformation et la température.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR LE BÉTON

Portée

Le programme expérimental sur le béton incluait aussi 24 essais de compression avec les mêmes combinaisons de taux de déformation et de températures que lors des essais de traction sur l'acier d'armature.

Cylindres d'essais

Afin de respecter la capacité de la machine d'essai (100 kN), des cylindres de béton ayant une diamètre de 38 mm et une hauteur de 76 mm furent choisis pour le programme expérimental. Un mélange de béton ayant une résistance en compression nominale de 20 MPa fut utilisé pour fabriquer les cylindres d'essais [1]. Tous les cylindres furent fabriqués à partir de la même gachée. Le murissement des cylindres d'essais incluait un murissement en chambre humide pendant 30 jours et un murissement dans une chambre à humidité contrôlée (50% d'humidité relative) pendant 15 jours.

Procédure expérimentale

La même machine d'essai servo-hydraulique utilisée lors des essais de traction sur l'acier d'armature fut utilisée de nouveau pour les essais de compression sur les cylindres de béton. Chaque cylindre fut monté entre les deux chassis de la machine d'essais. Afin d'assurer un chargement axial pur, une bille fut insérée entre le chassis inférieur et le cylindre d'essai.

Encore une fois, la charge appliquée était mesurée par une cellule de charge montée en série avec le vérin de la machine d'essai. La déformation unitaire moyenne en compression était mesurée sur une longueur de référence de 50 mm à l'aide de deux capteurs de déplacement (LVDT). Ces capteurs étaient insérés entre deux anneaux circulaires qui étaient fixées à chaque extrémité du cylindre d'essai.

Afin de maintenir la température constante pendant les essais, la chambre à température contrôlée fut de nouveau installée autour du cylindre d'essai. Le cylindre d'essai était accompagnée dans la chambre d'un cylindre témoin instrumenté par un thermo-couple placé dans son noyau. L'essai débutait lorsque la température du cylindre témoin atteignait la température désirée.

Résultats expérimentaux

Les résultats des essais de compression montrent que l'effet combiné des basses températures et des taux de déformation élevés cause une grande augmentation de la résistance en compression et du module d'élasticité du béton. La déformation unitaire à laquelle se produit la résistance en compression ultime, cependant, n'est pas affectée de façon significative.

La figure 4 montre la variation du module d'élasticité du béton en compression en fonction du taux de déformation et de la température. Pour chaque cylindre d'essai, le module d'élasticité fut mesuré sur une plage de contraintes entre 0 et 40% de la résistance en compression du béton. De façon générale, le module d'élasticité du béton en compression augmente à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. À 20°C, l'augmentation du module d'élasticité est minime sur toute la plage des taux de déformation. À -20°C et à -40 °C, l'augmentation du module d'élasticité est significative pour des taux de déformation supérieurs à 0.02 /s.

La figure 5 montre la variation de la résistance en compression du béton en fonction du taux de déformation et de la température. La résistance en compression augmente à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. La résistance en compression augmente de 91% lorsque le taux de déformation passe de 80×10^{-6} /s à 0.1 /s et que la température passe de +20°C à -40°C.

ESSAI QUASI-STATIQUE SUR UN PILIER DE PONT COMPLET

Description du spécimen

La figure 6 montre les dimensions du spécimen de pilier de pont en béton armé qui fut soumis à un essai quasi-statique à température ambiante. Les dimensions du spécimen sont représentatives d'un modèle à l'échelle 1/3 d'un pilier de pont en béton armé typique au Québec. Le profilé en C permet à des tuyaux de drainage du tablier d'être installés dans l'ouverture. On considère qu'un point d'inflexion se produit à mi-hauteur du pilier et, par conséquent, seulement la moitié inférieure du pilier (853 mm de haut) est reproduite pour l'essai quasi-statique. La semelle de la fondation fut coulée en premier avec ses barres d'ancrage. Par la suite, le pilier fut coulé au dessus

de la semelle, de sorte qu'une longueur de chevauchement de 245 mm fut introduite entre les aciers longitudinaux du pilier et les barres d'ancrage de la semelle.

Propriétés du béton

Un mélange de béton avec des agrégats de 6 mm fut utilisé pour couler le pilier. La résistance en compression du béton fut mesurée à 36 MPa juste avant l'essai quasi-statique.

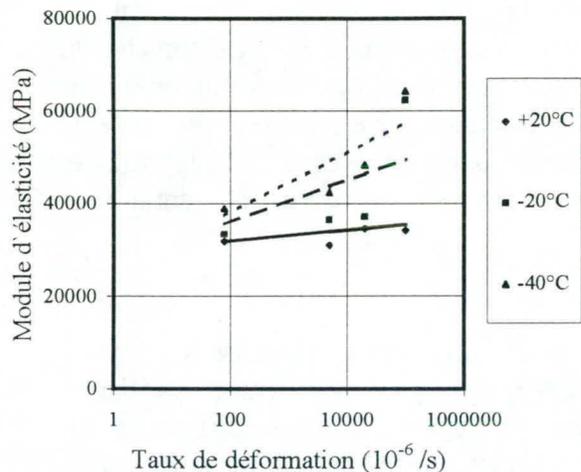


Figure 4. Variation du module d'élasticité du béton en compression avec le taux de déformation et la température.

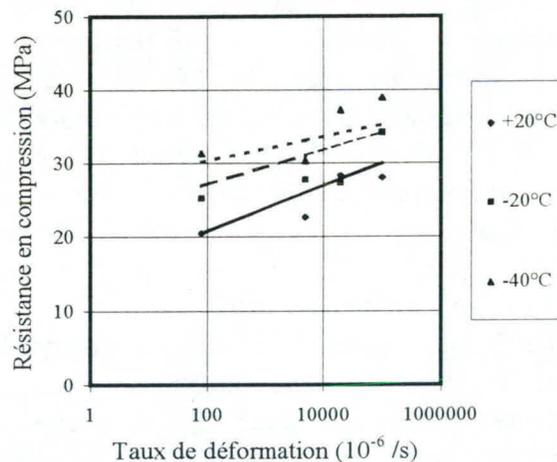


Figure 5. Variation de la résistance en compression du béton avec le taux de déformation et la température.

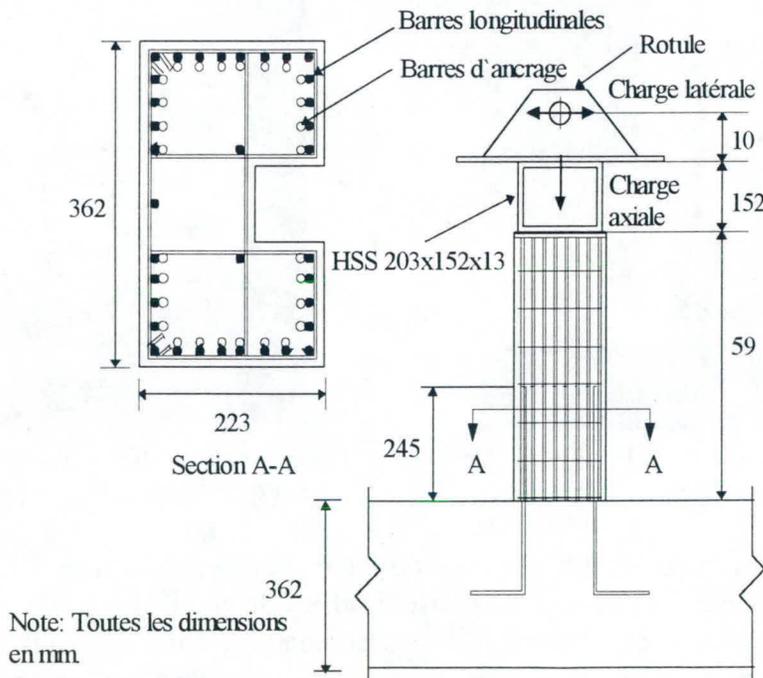


Figure 6. Spécimen d'un pilier de pont en béton armé.

Propriétés de l'acier d'armature

L'acier longitudinal du pilier était composé de barres #3 américaines d'un diamètre de 9.5 mm. La limite élastique de l'acier fut mesurée à 450 MPa et la contrainte ultime à 690 MPa. Des barres lisses de 3 mm de diamètre furent utilisées pour réaliser l'armature transversale. La limite élastique des ces barres lisses fut mesurée à 330 MPa.

Montage expérimental

Le chargement latéral quasi-statique fut simulé par un mouvement horizontal du simulateur sismique de haute performance de l'École Polytechnique [2]. La semelle du spécimen fut ancrée à la table vibrante, alors que son extrémité supérieure fut fixée, par l'intermédiaire d'une rotule, à un support horizontal. Une charge de compression axiale de 120 kN, simulant le poids propre du pont, fut appliquée par deux barres de précontrainte entre l'extrémité supérieure du pilier et la table vibrante. Le montage expérimental pour l'essai quasi-statique est montré à la figure 7.

Résultats expérimentaux

Une rupture prématurée du spécimen fut observée pour un facteur de ductilité (μ) entre 1 et 2. Le mécanisme de rupture fut caractérisé par un glissement entre les barres longitudinales du pilier et les barres d'ancrage de la semelle. Ce glissement fut accompagné par une fissuration verticale et un écaillage du béton à la base du pilier, comme le montre la figure 8

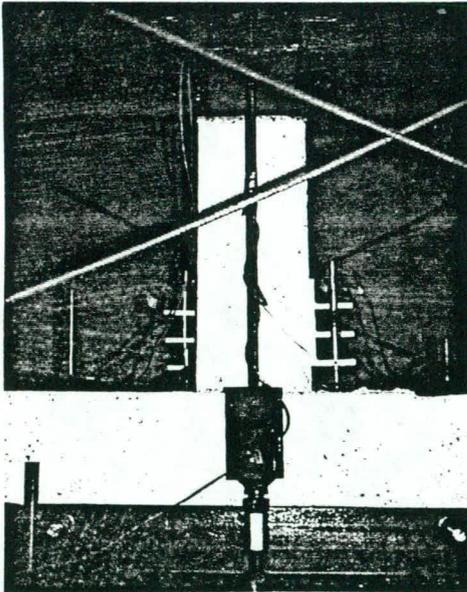


Figure 7. Montage expérimental pour l'essai quasi-statique.

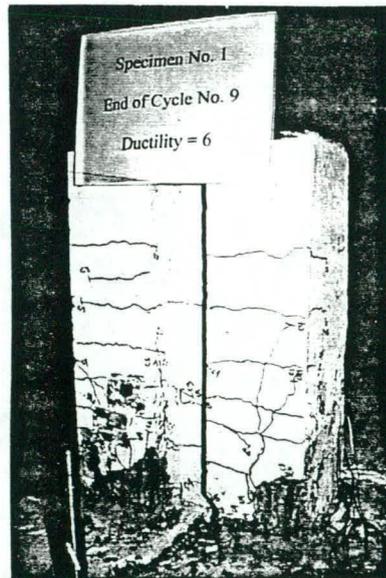


Figure 8. Fissuration à la rupture lors de l'essai quasi-statique.

La figure 9 montre les boucles d'hystérésis entre le cisaillement à la base et le déplacement relatif de la tête du pilier par rapport à sa base. L'effort de cisaillement maximal développé par le spécimen n'est que de 2/3 de l'effort de cisaillement correspondant à la résistance nominale en flexion du pilier. Le comportement du spécimen est médiocre avec une dégradation de sa résistance latérale et des boucles d'hystérésis très pincées.

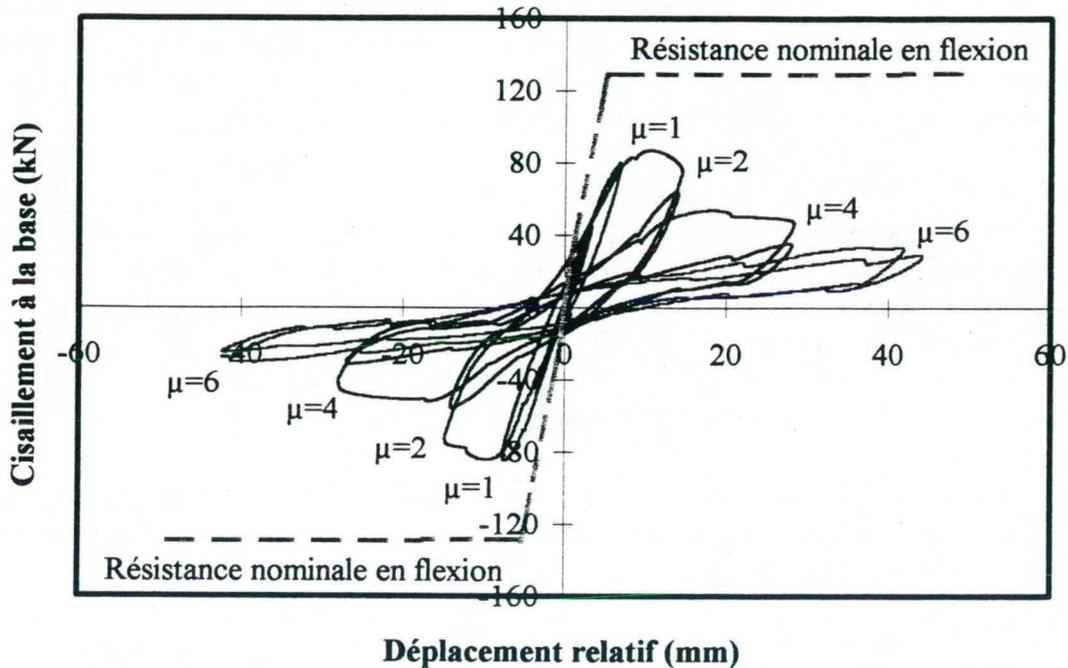


Figure 8. Boucles d'hystérésis obtenues de l'essai quasi-statique.

CONCLUSIONS

Les résultats d'essais de traction sur des éprouvettes machinées d'acier d'armature et d'essais de compression sur des cylindres de béton, sous différentes combinaisons de températures (-40°C à $+20^{\circ}\text{C}$) et de taux de déformation (quasi-statique à $0.1 / \text{s}$), ont permis de quantifier l'effet de ces deux paramètres sur les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux de construction. En se basant sur les résultats expérimentaux obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

- La déformation ultime ainsi que le module d'élasticité de l'acier d'armature ne sont pas très affectés par le taux de déformation et la température.
- L'effet combiné des taux de déformation élevés et des basses températures cause une augmentation de la limite élastique et de la contrainte ultime de l'acier d'armature. La limite élastique et la contrainte ultime augmente de 22% et 12% respectivement, lorsque le taux de déformation passe de $80 \times 10^{-6} / \text{s}$ à $0.1 / \text{s}$ et que la température passe de $+20^{\circ}\text{C}$ à -40°C .
- L'effet combiné des taux de déformation élevés et des basses températures cause une forte augmentation du module d'élasticité et de la résistance en compression du béton. La résistance en compression du béton augmente de 91% lorsque le taux de déformation passe de $80 \times 10^{-6} / \text{s}$ à $0.1 / \text{s}$ et que la température passe de $+20^{\circ}\text{C}$ à -40°C .

Les résultats d'un essai quasi-statique sur un modèle à l'échelle 1/3 d'un pilier de pont en béton armé typique du Québec montre que le comportement est caractérisé par un glissement entre les barres longitudinales du pilier et les barres d'ancrage de la semelle. La force de cisaillement maximale développée par le spécimen ne fut que de 2/3 de la force de cisaillement correspondante à la résistance nominale en flexion du pilier. Il est peut probable que les taux de déformation élevés et les basses températures puissent influencer sensiblement ce mode de rupture.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les organismes suivants pour leur support technique et financier dans le cadre de ce projet : le Ministère des Transports du Québec, le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) et le Fonds de formation des Chercheurs et d'Aide à la recherche (FCAR) du Québec.

REFERENCES

[1] Filiatrault, A., Holleran, M., and Massicotte, B. «Stress-strain behaviour of reinforcing steel and concrete under seismic strain rates and low temperatures» *ASCE Journal of Cold Regions Engineering*, 1998 (under review).

[2] Filiatrault, A., Tremblay, R., Thoen, B.K. and Rood, J. "A second generation earthquake simulation system in Canada: description and performance evaluation", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (on CD ROMS).

LEO 1.0
LOGICIEL D'EXPERTISE DES OUVRAGES
- Module Corrosion des Armatures dans le Béton -

Ilie PETRE-LAZAR^{1,2}, Bruno GERARD², Jacques MARCHAND¹, Jim BEAUDOIN³

1 - Université Laval - Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton

2 - Electricité de France - Direction des Etudes et Recherche

3 - Centre National de Recherche de Canada

Résumé: Les ouvrages en béton armé vieillissent et un effort constant de **maintenance** est nécessaire. Électricité de France en collaboration avec l'Université Laval et le Centre National de Recherche de Canada développent le logiciel **LEO** (©EDF 1997) dont l'objectif est de fournir au responsable génie civil sur un site d'exploitation, des données quantitatives lui permettant de fonder des choix argumentés (planifier le suivi de la pathologie, proposer des réparations, compléter l'expertise par des analyses matériaux ou un calcul de structure plus complexe).

Le module corrosion de LEO est basé sur une synthèse des connaissances actuelles permettant de prendre en compte les principaux phénomènes qui apparaissent et leur action sur les comportement de la structure.

Des prédictions sont faites à partir d'une quantité limitée des données comme les caractéristiques des matériaux (classe de béton), type d'environnement (température, humidité relative, conditions d'exposition), le type d'élément (poutre, poteau ou voile) et des détails constructifs (enrobage, type d'armature).

Le modèle prend en compte la diffusion des principales espèces agressives (CO₂, Cl⁻), l'amorçage et la propagation de la corrosion. On estime la variation de l'aire d'acier et de l'adhérence et son influence sur la résistance et la rigidité de l'élément de structure considéré.

L'objectif à terme est de contribuer à une réduction des coûts d'exploitation liés aux opérations de maintenance par une optimisation de la gestion du suivi, une réduction du temps de prise de décision et par une prédiction, sur le moyen terme, des programmes futurs de réparation.

1. Vue d'ensemble

LEO est un logiciel destiné à assister l'ingénieur concerné par la maintenance des structures en béton armé. Il aide l'inspecteur de site à estimer l'influence de la corrosion des armatures sur le comportement en service des ouvrages et leur durée de vie résiduelle.

LEO est basé sur des modèles scientifiques simplifiés représentant, avec une précision acceptable, les phénomènes physiques et chimiques qui influencent le comportement de l'ouvrage. On a décidé de se limiter aux entrées suffisamment accessibles à l'utilisateur. Ces choix permettent d'obtenir une réponse rapide.

Pour un élément structural donné, on estime l'évolution dans le temps de la profondeur de carbonatation et de la concentration des ions chlore libres au voisinage des armatures. La corrosion commence quand le critère d'amorçage est satisfait. Ensuite, on détermine le courant moyen de corrosion. Pour chaque pas de temps, on effectue des calculs de béton armé en tenant compte de la réduction de la section d'acier et de la diminution de l'adhérence acier - béton.

Les comparaisons entre les comportements prédits pour les différents éléments d'ouvrage et leurs performances requises permettent à l'équipe de maintenance d'identifier les zones les plus vulnérables nécessitant des investigations supplémentaires ou des réparations immédiates.

2. Les entrées

Pour faciliter la tâche du lecteur, un exemple des écrans des entrées et des sorties de LEO est donné en annexe. Dans le fichier d'entrées, les caractéristiques initiales de la structure et des matériaux sont considérées (la résistance en compression du béton, le coefficient de diffusion des ions chlore, la concentration initiale des chlorures dans le béton, le type et la position des armatures). Dans la version 1.0 de LEO, on suppose que les paramètres environnementaux demeurent constants pendant toute la période de service. Il faut introduire les valeurs moyennes de la température et de l'humidité relative. Les conditions particulières du site (direction du vent, orientation, pluie) qui affectent la carbonatation sont exprimées par un coefficient d'exposition.

3. Les sorties

LEO prédit l'évolution dans le temps du comportement de l'ouvrage (propriétés mécaniques, étanchéité). Pour éviter des difficultés supplémentaires, l'analyse est restreinte aux éléments de construction typiques (poutres, poteaux, plaques, etc.). La première version de LEO évalue les effets de la corrosion sur le comportement structural de poutres rectangulaires en béton armé. Ainsi, le module permet de calculer l'évolution dans le temps de la capacité au moment fléchissant et à l'effort tranchant (à considérer dans une vérification de l'état limite ultime) et l'évolution des flèches et de l'étanchéité (pour l'état limite de service).

4 Le modèle scientifique

4.1 La profondeur de carbonatation

La pénétration du dioxyde de carbone atmosphérique et sa réaction avec les hydrates de la pâte divise le béton en deux régions: non carbonatée et carbonatée. La diffusion de CO₂ augmente la profondeur de la zone carbonatée selon l'équation:

$$x = \gamma \cdot f(HR) \cdot k \cdot \sqrt{t}$$

- x = la profondeur de carbonatation (cm)
- k = le coefficient de transport du béton (cm/ans^{1/2})
- f(HR) = le facteur de l'humidité relative
- γ = le coefficient d'exposition
- t = le temps (ans)

Dans le modèle, on considère que le coefficient de transport (k) demeure constant dans le temps. On estime le coefficient sur la base des résultats expérimentaux, en fonction de la classe de béton (la résistance en compression) [Rapport GEO 1997].

Le terme f(HR) exprime l'influence de l'humidité relative extérieure (en équilibre avec le béton) sur la profondeur de carbonatation. Cette fonction est estimée sur la base de données existantes dans la documentation [Vénuat, Alexandre 1968]. Le terme f(HR) est maximum pour des valeurs d'humidité relative comprises entre 40 % à 60 %.

Le coefficient γ prend en compte les conditions particulières du site. Même si des recherches supplémentaires sont nécessaires pour mieux comprendre certains aspects du problème, on recommande, pour les simulations, de fixer la valeur du coefficient à 1,0 - 1,1 pour des structures à l'abri de la pluie, et à 1,3 - 1,5 pour des structures soumis aux cycles d'humidité ou à des environnements avec des concentrations importantes de gaz carbonique [Broomfield 1997].

4.2 La diffusion des chlorures

Dans le béton, les ions chlore peuvent être libres (dans la solution interstitielle) ou liés à la matrice. Les ions libres influencent la corrosion des armatures.

Supposant une relation linéaire entre les chlorures libres et liés, la solution analytique de l'équation de diffusion peut être déterminée [Marchand et al, 1997].

$$c_{\text{libre}}(e, t) = c_{\text{initiale}} + (c_{\text{surface}} - c_{\text{initiale}}) \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{e}{2\sqrt{Da \cdot t}}\right)\right)$$

- e = l'enrobage (m)
- t = le temps (s)
- c_{libre} = la concentration des ions chlore libres au voisinage des armatures (g/l)
- c_{initiale} = la concentration initiale des chlorures dans le béton (g/l)
- c_{surface} = la concentration des chlorures en surface (g/l)

Da = le coefficient global de diffusion (m/s^2)

$$Da = \frac{D}{1 + kd}$$

D = le coefficient de diffusion effective (en absence des interactions ions - matrice) (m/s^2)

kd = le coefficient d'interaction ion - matrice = $\partial c_{lié} / \partial c_{libre}$

Remarque très importante:

LEO calcule automatiquement la concentration des ions Cl^- en surface si l'on connaît la concentration externe en sels de la solution en contact avec la structure. Dans le modèle, l'utilisateur a le loisir d'exprimer la condition limite en g/l de Cl^- , de NaCl ou de $CaCl_2$. Cependant, lors des simulations, la condition initiale $c_{initiale}$ est toujours exprimée en g/l de Cl^- .

4.3 Le moment d'amorçage

En absence des chlorures, la corrosion est amorcée par la chute de pH provoquée par la carbonatation. En présence de chlorures, la corrosion commence lorsque:

$$\frac{[Cl^-]}{[OH^-]} \geq 0,6$$

Les concentrations sont exprimées en moles par litre de solution interstitielle. Dans le modèle, on considère que la solution des pores est en équilibre à un pH de 12,5 pour la zone non carbonatée et à un pH de 8,5 pour la zone carbonatée.

Remarque importante:

Le module d'analyse des poutres vérifie l'amorçage seulement pour l'armature longitudinale. Ainsi, la corrosion commence quand le critère est satisfait à une profondeur égale à la somme de l'enrobage plus le diamètre des étriers.

4.4 Le courant de corrosion

La vitesse de corrosion est évaluée sur la base de résultats expérimentaux [Gonzales et al. 1996]. La densité de courant de corrosion induite par la carbonatation est calculée selon l'équation suivante:

$$I_{CO_2} = I_{ref\ CO_2} \cdot f(HR) \cdot f(T) \quad \mu A/cm^2$$

$I_{ref\ CO_2}$ = la valeur de référence de la densité du courant de corrosion ($\mu A/cm^2$)

$f(T)$ = un facteur fonction de la température

$f(HR)$ = un facteur fonction de l'humidité relative

Le facteur de température est basé sur la loi d'Arrhenius [Pepenaar et al, 1994]. On suppose que la température ne fait qu'accélérer la corrosion et ne modifie pas les mécanismes de détérioration.

L'humidité relative a un effet double sur la vitesse de corrosion. Au dessous de 50 %, il n'y a pas suffisamment d'humidité pour entretenir le processus de corrosion. Autour de 100 %, la diffusivité de l'oxygène est réduite, ce qui ralentit les réactions cathodiques. Nous considérons que la vitesse de corrosion est maximale à 95 % [Tuuti 1982].

La densité du courant de corrosion causé par les ions chlore est estimée selon:

$$I_{Cl^-} = I_{ref\ Cl^-} \cdot f(HR) \cdot f(T) \cdot f(Cl^-) \quad \mu A/cm^2$$

$I_{ref\ Cl^-}$ = la valeur de référence de la densité du courant de corrosion ($\mu A/cm^2$)

$f(T)$ = un facteur fonction de la température

$f(HR)$ = un facteur fonction de l'humidité relative

$f(Cl^-)$ = un facteur fonction de la concentration des chlorures.

L'effet synergique de la carbonatation et des chlorures est pris en compte en considérant la situation la plus défavorable : la superposition des deux courants de corrosion.

$$I_{corr} = I_{CO_2} + I_{Cl^-}$$

Tous les courants de corrosion sont évalués aux endroits où les barres longitudinales touchent les étriers (profondeur = enrobage + diamètre des étriers).

4.5 La réduction de la section des armatures

La diminution de la section des barres longitudinales et des étriers est calculée sur la base de la densité des courants de corrosion estimée à partir des équations présentées à la section 4.4. Une valeur de $1 \mu A/cm^2$ correspond a une réduction de diamètre de 0,023 mm par an.

Ce modèle considère que la réduction de la barre est uniforme, du point de vue géométrique. Ceci est vrai pour la corrosion due à la carbonatation, mais non pour la corrosion par piqûres

où les hétérogénéités sont importantes à l'échelle millimétrique. Toutefois, des essais mécaniques sur des éléments en grandeur réelle ont démontré que les structures en béton armé ont la ductilité nécessaire pour homogénéiser ces irrégularités le long des armatures [Rapport GEO 1997], [Vanacker et al. 1993].

4.6 L'adhérence acier - béton

L'utilisateur du modèle doit décider si l'élément considéré est soumis à la corrosion généralisée, due à un enrobage insuffisant ou à de la corrosion localisée (1 - 10 cm).

Dans le cas de la corrosion locale, on peut négliger la perte d'adhérence si l'on s'intéresse au comportement global de l'élément de construction. Une distribution des contraintes se produit entre la petite zone anodique et l'acier sain à son voisinage. Dans ce cas, on fait une analyse sans critère d'adhérence.

Si la corrosion est généralisée sur tout l'ouvrage, la perte d'adhérence peut avoir une importance majeure. La contrainte d'adhérence est estimée selon la réglementation technique française [B.A.E.L. 1993] :

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \Phi \cdot l}$$

F = la force de tension dans l'acier

Ø = le diamètre de la barre d'armature

l = la longueur d'ancrage considérée.

Le logiciel considère une longueur d'ancrage minimale de 50 diamètres, tel que requis par le règlement français de construction.

Les données expérimentales disponibles nous ont conduit à la conclusion que l'adhérence acier - béton dépend principalement de la réduction du diamètre des armatures et l'état du confinement du béton.

Le confinement du béton dépend de l'état de contraintes est peu être affecté si l'aire de l'armature transversale diminue au-delà d'une certaine limite. Pour un béton usuel et des armatures lisses, nous recommandons un coefficient d'ancrage égal à 2.

Le résultat de cette analyse est assez conservateur. Des mesures techniques additionnelles, comme les crochets et les armatures soudées, peuvent compenser une partie de la perte d'adhérence.

4.7 La capacité en flexion

Les équations d'équilibre (considérant les efforts de tension dans l'armature inférieure et les efforts de compression dans le béton et l'acier supérieur) ont été résolues à la section critique comme dans le processus normal de conception. La résistance résiduelle en flexion est déterminée en considérant le cas le plus sévère des sollicitations suivantes:

- un effort de compression excessif dans le béton;
- un dépassement de la limite de tension dans l'acier inférieur;
- l'effort de tension dans l'acier inférieur induit des contraintes à l'interface acier - béton qui dépassent la contrainte maximale d'adhérence (si l'on fait une analyse avec un critère d'ancrage).

Les valeurs limites sont celles introduites pour la classe de béton et pour le type d'acier considérés. On n'utilise aucun coefficient de sécurité.

4.8 La résistance à l'effort tranchant et la flèche

Dans le modèle, la résistance à l'effort tranchant diminue proportionnellement avec l'aire de l'armature transversale. La flèche de la poutre dépend du moment d'inertie équivalent de la section. Elle est donc influencée par la réduction de la section d'acier et le déplacement de l'axe neutre.

4.9 L'étanchéité

Une approche simplifiée considère l'étanchéité comme étant proportionnelle avec la section comprimée du béton (on néglige la zone fissurée par la traction). Ainsi, l'étanchéité dépend de la position de l'axe neutre.

5. L'interprétation des résultats

La profondeur de carbonatation et la concentration des ions chlore libres sont prédites. Si des données directes, provenant des carottages in situ sont disponibles, l'utilisateur peut affiner ses prédictions, en choisissant des valeurs plus appropriées pour le coefficient d'exposition et pour le coefficient de diffusion des chlorures.

Le moment de l'amorçage est observable sur le diagramme de courant de corrosion.

Les résultats concernant le comportement mécanique et l'étanchéité sont exprimés par rapport à leur valeur initiale. Par exemple, si à $t = 0$ la structure était en mesure de résister à un effort tranchant de 5 kN et à $t = 20$ ans LEO prédit $T_{20} / T_0 = 0,8$, ceci veut dire que $T_{20 \text{ ans}} = 0,8 * 5 = 4$ kN.

La durée de vie est estimée selon la suivante procédure:

Dans le modèle, on estime que l'on a atteint la ruine de la poutre lorsque le moment appliqué dépasse la capacité en flexion de la pièce corrigée en fonction de son état de dégradation.

On conseille à l'utilisateur de vérifier tous les mécanismes de ruine possibles (effort tranchant, moment fléchissant) et de s'assurer que les exigences concernant les flèches et l'étanchéité sont satisfaites. La comparaison avec des essais sur des structures réelles a démontré que les prédictions de LEO sont, en général, plus conservatrices que la réalité.

On considère que la structure analysée a un mécanisme de rupture ductile, ce qui est le cas si les règles minimales de conception ont été respectées (pourcentage minimale des armatures, distances entre les barres d'armature).

6 Conclusion

Le modèle implanté dans le logiciel LEO permet à l'équipe de maintenance de faire une évaluation rapide de l'impact de la corrosion des armatures sur des structures en béton armé soumises à des environnements contenant du CO_2 ou du Cl⁻. On prédit la profondeur de carbonatation, la concentration en ions chlore libres, le courant de corrosion et son influence sur la résistance à l'effort tranchant et moment fléchissant, flèches et étanchéité.

8 Références

Rapport GEO 1997

Vénuat, M., Alexandre, J., (1968) - *De la carbonatation des bétons*, Revue des matériaux de construction, N° 638, p. 45.

Broomfield, J.P. (1997) - *Corrosion of steel in concrete* - E&FN Spon.

Marchand, J., Gérard, B., Delagrave, A. (1998) - *Ion transport mechanisms in cement based materials*, Materials Science of Concrete, Vol. V, American Ceramic Society, (sous presse).

Gonzales, J.A., Feliu, S., Rodriguez, F., Ramirez, F., Andrade, C. (1996) - *Some questions on the corrosion of steel in concrete*, Materials and Structures, Vol. 29, p. 40-46

Pepenar, I., Grimaldi, G., Raharinaivo, A. (1994) - *Fluctuations du potentiel des aciers dans le béton sous protection cathodique* - LPC OA 14.

Tuutti, K. (1982) - *Corrosion of steel in concrete* - CBT fo 4

Vanackere, O., Chabat, E., Pons, A. (1993) - *Rapport d'essais sur les poteaux béton* - EDF-ERMEL-SELA HM 77/14/93EC

Petre-Lazar I (1997) - *Durabilité en service des ouvrages en béton armé* - ENS Cachan, ENPC

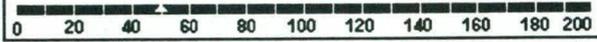
Type de structure	Poutre type A		Type d'environnement	Labo Toulouse	
Structure	Poutre rectangulaire		Humidité relative moyenne (%)	+ -	80
Largeur (mm)		150	Coefficient d'exposition		1,00
Hauteur (mm)		299	Chlore initial (gA)	Défaut	0,00
Enrobage (mm)		40	Chlore à la surface (gA)	NaCl	35,00
Acier comprimé :	nombre	2	Température	+ -	20
	diamètre (mm)	8	Type de matériau	Béton normal	
Acier tendu :	nombre	2	RC 28 (MPa)	Défaut	46
	diamètre (mm)	16	Dosage du ciment (kg/m3)	Défaut	400
Etriers	espacement (mm)	220	Coefficient d'interaction	Défaut	0,40
	diamètre (mm)	6	Coef. de diffusion de chlore (m2/s)	Défaut	8.000e-12
Coefficient d'ancrage		2,00	Rapport module acier/béton		15,00
			Fe (MPa)		400
			Critère d'adhérence <input type="radio"/> Sans <input checked="" type="radio"/> Avec		
LEO Copyright : EDF DER Les Renardières			Durée d'études en années <input type="text" value="50"/>		
					
Retour		PoutTouA		Diagnostic	
				Résultats	

Figure 1 : Les entrées du logiciel

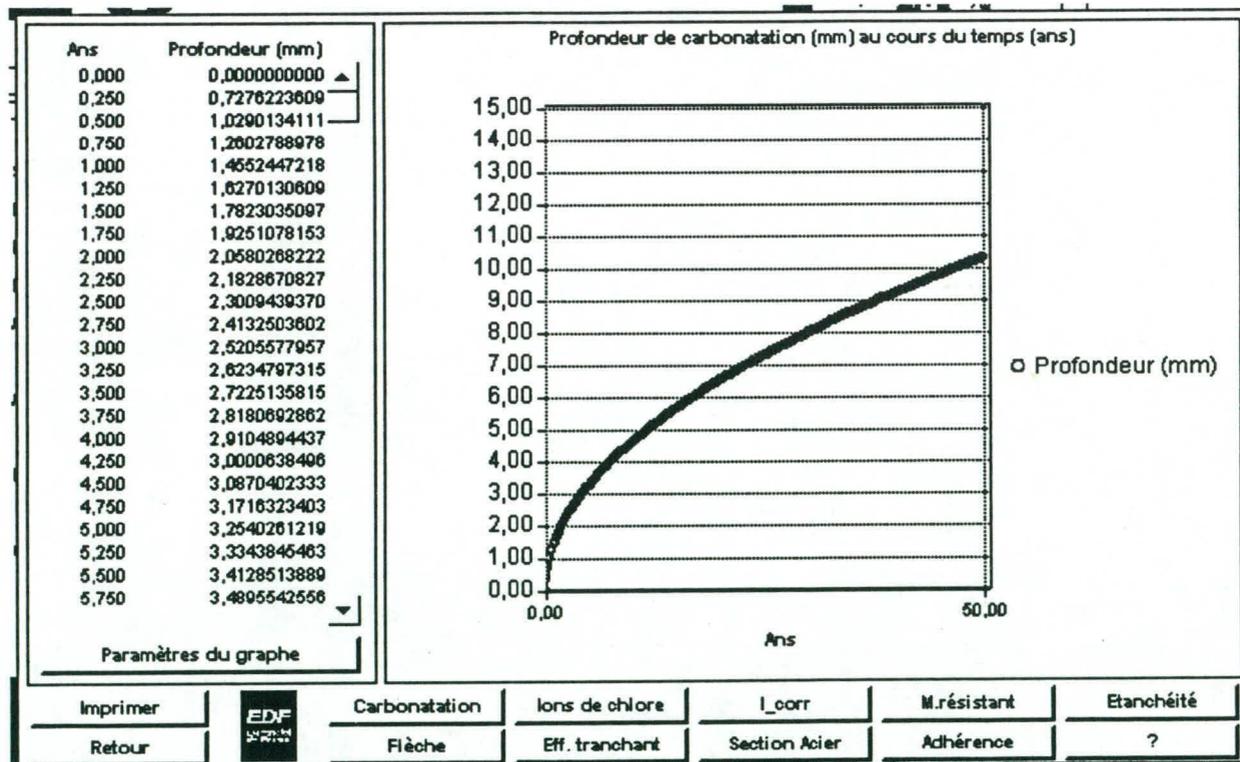


Figure 2 : La profondeur de carbonatation (mm)

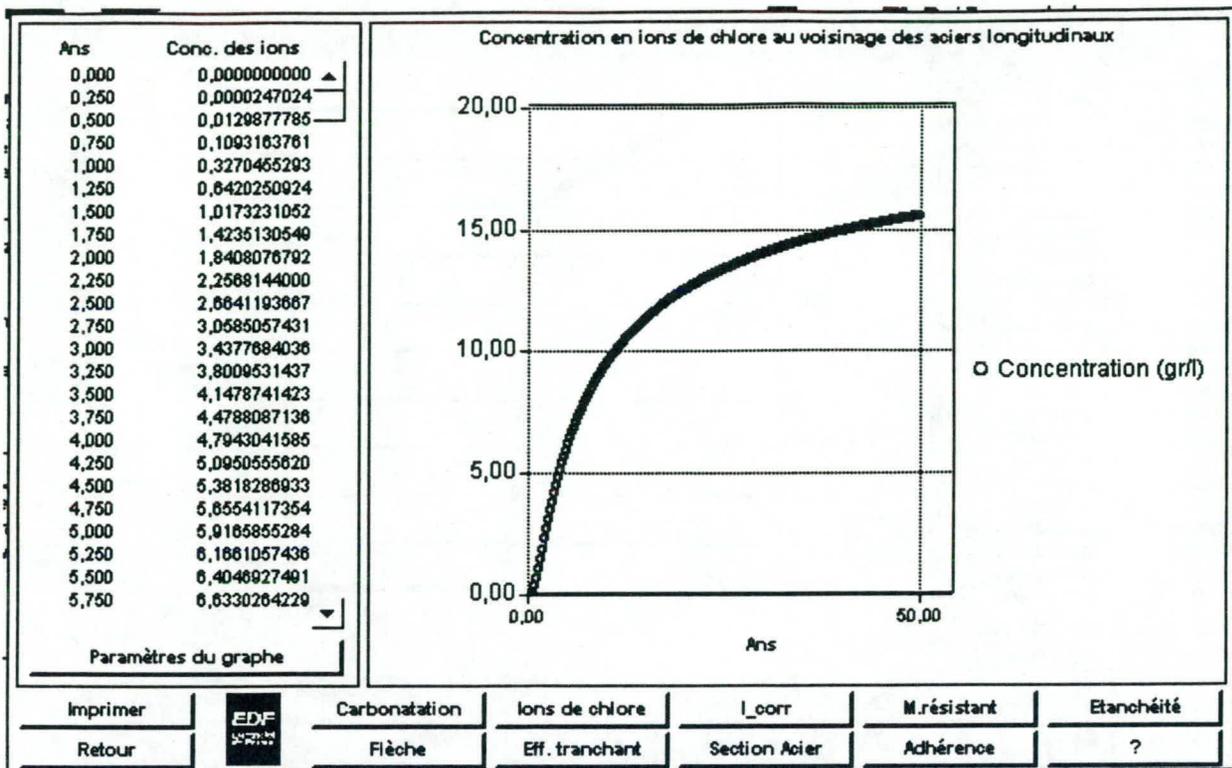


Figure 3 : Concentration des ions de chlore au voisinage des aciers longitudinaux (g Cl/l solution)

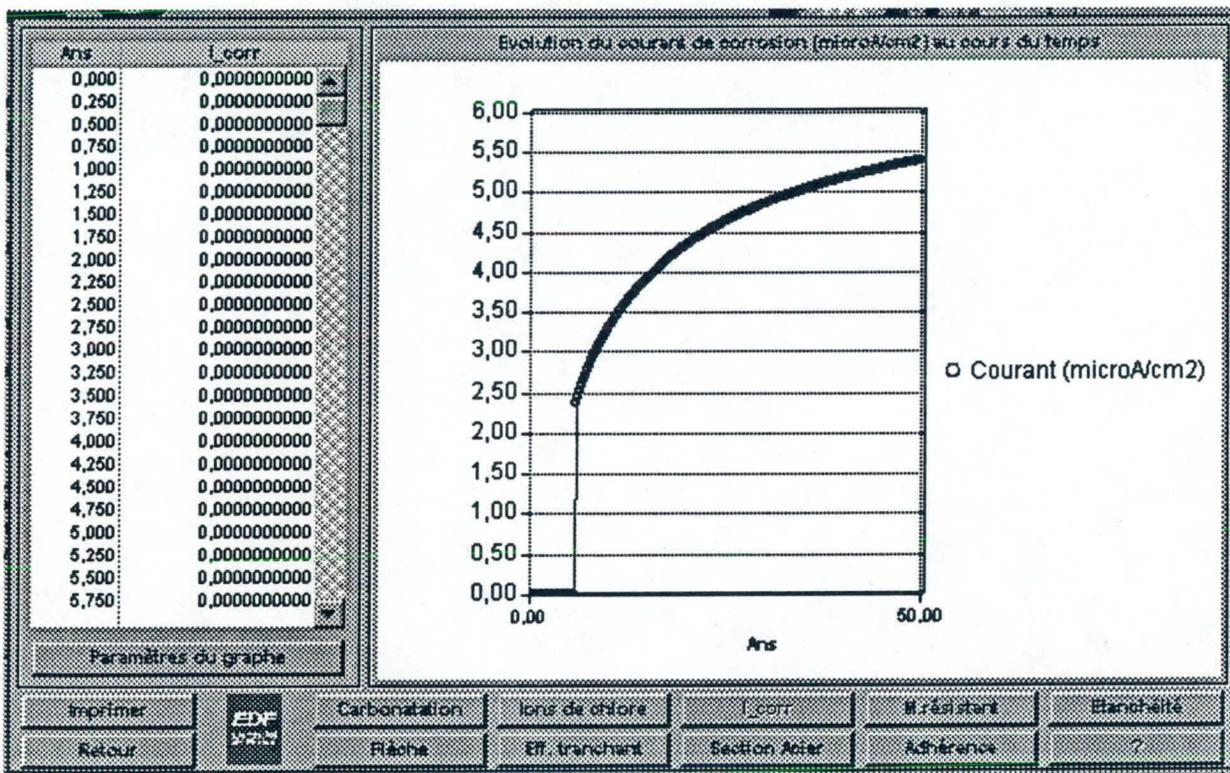


Figure 4 : Evolution du courant de corrosion au cours du temps ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

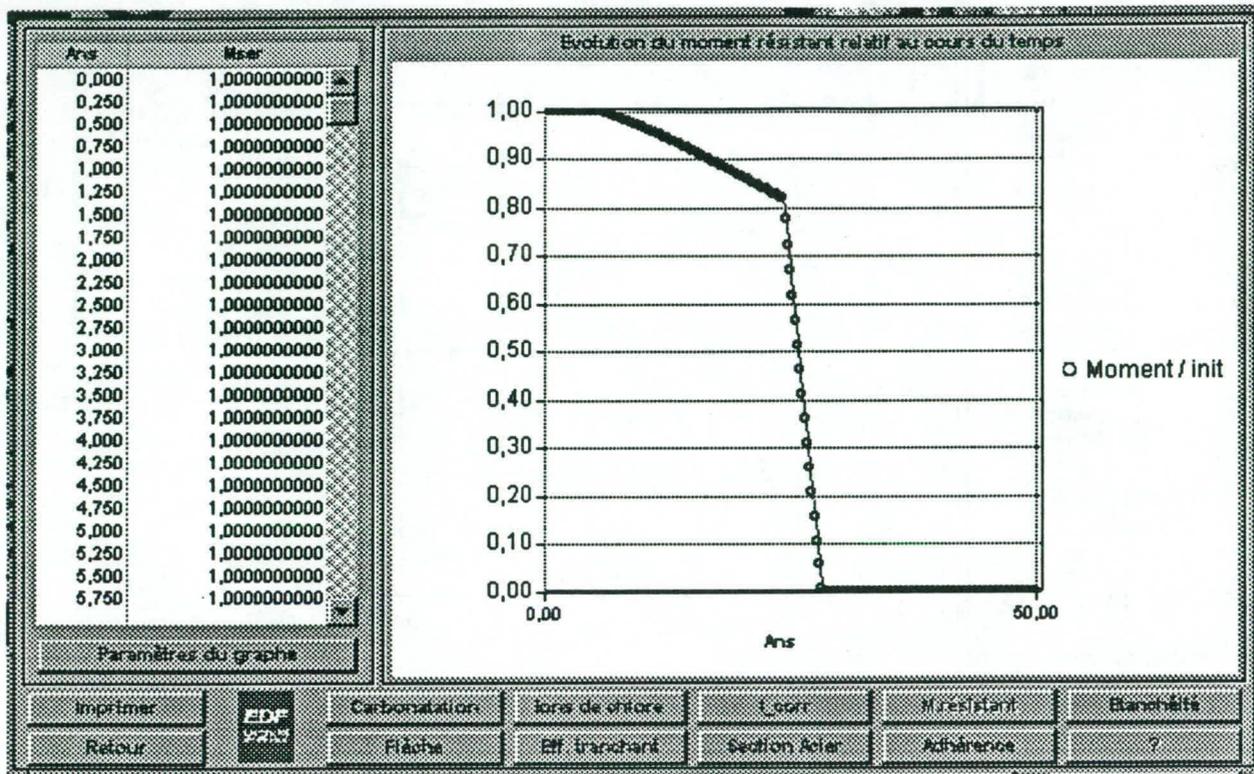


Figure 5 : Evolution du moment résistant ($M_t / M_{t=0}$)

Travaux de recherche de l'Université Laval sur le béton projeté: projets réalisés et à venir

Denis Beaupré et Natacha Dumais
Département de génie civil
Université Laval

RÉSUMÉ

Cet article présente une revue des différentes études réalisées à L'Université Laval et financées par le Ministère des Transports du Québec. Il présente également les projets de maîtrise présentement en cours ainsi que les projets menés par les professionnels de recherche travaillant pour la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton. Ces travaux portent surtout sur les bétons projetés par voie humide et par voie sèche ainsi que sur les réparations minces. Finalement, l'article expose les points d'intérêt des recherches futures.

Cet article présente une synthèse des développements sur le béton projeté réalisés à titre de contrats de recherche ou dans le cadre de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton. La majorité des projets ont fait l'objet de mémoires de maîtrise et plusieurs comprenaient une partie en chantier. Le chantier expérimental du stationnement Webster qui a servi pour la mise en application de nouvelles compositions de béton projeté par voie sèche et par voie humide, en est un exemple.

Les projets de recherche et leurs principales conclusions sont présentés selon un ordre chronologique. Auparavant, il convient de faire un bref rappel au niveau de la problématique reliée à la durabilité des réparations minces.

Pour que la réparation soit durable, elle doit posséder deux caractéristiques minimales: le matériau de réparation doit être durable et l'adhérence entre l'ancien et le nouveau matériau doit également être durable. Le retrait empêché du nouveau béton par l'ancien est le problème majeur des réparations minces. Les contraintes induites par la restriction au mouvement du béton fraîchement appliqué dépassent souvent la résistance du jeune béton. Ce phénomène entraîne fréquemment la fissuration du nouveau béton et par conséquent, une diminution de la durabilité de la réparation. C'est précisément l'obtention d'un matériau durable, bien lié à l'ancien béton et exempt de fissures qui a été l'objectif de tous les travaux décrits ci-après.

En 1987, un premier contrat du Ministère des Transports du Québec (MTQ) a servi à évaluer les performances des bétons projetés par voie sèche pré-ensachés et des bétons projetés par voie humide. Lors de la première année, la mauvaise performance à l'écaillage de bétons projetés par les

deux procédés a été identifiée (Maîtrise de Martin Gendreau). Cependant, certains mélanges de béton projeté par voie sèche avaient été jugés intéressants. Au cours de la deuxième année, l'effet bénéfique de l'utilisation d'un agent entraîneur d'air liquide a été confirmé (Maîtrise de Caroline Talbot). La préparation de la surface du vieux béton a été identifiée comme l'élément clef de la durabilité de l'adhérence aussi, cette étude a montré que la composition du béton a peu d'influence sur la qualité et la durabilité de l'adhérence.

Un second contrat du MTQ en 1990 (Maîtrise de Ann Lamontagne) a permis de confirmer qu'un dosage de 20 ml d'entraîneur d'air par litre d'eau de projection est adéquat pour protéger le béton projeté par voie sèche contre le gel, peu importe le type d'entraîneur d'air. Un essai de chantier sur le Boulevard Hochelaga a confirmé la bonne performance de cette technique. À cette époque, l'utilisation du béton projeté par voie sèche par le MTQ est bien établie et le succès du projet de réparation du Boulevard Métropolitain ouvre les portes à une utilisation plus répandue du procédé par voie sèche. Le procédé par voie humide est toujours jugé peu intéressant par le MTQ: des travaux de recherche financés par Hydro-Québec sur le béton projeté par voie humide confirment le manque de durabilité à l'écaillage de ce type de bétons.

Pour régler un problème de fissuration important, le MTQ a dû modifier la composition du mortier projeté par voie sèche: en 1986 on a ajouté une certaine quantité de pierre et 1kg/m^3 de fibres de polypropylène. Un dernier contrat du MTQ en 1991 a permis d'évaluer la performance de divers mélanges au niveau de l'enrobage des armatures et de la production du réseau de bulles d'air. Ces travaux ont permis de constater que la granulométrie du sable, que la quantité de pierre ainsi que celle de fibres de polypropylène avaient peu d'influence sur la qualité de l'enrobage des armatures et la production du réseau des vides d'air. Ces travaux ont aussi permis de vérifier que l'utilisation de l'aéromètre n'était pas appropriée pour le contrôle en chantier de la teneur en air du béton projeté par voie sèche.

Entre 1991 et 1994, aucun travaux n'a été financé par le MTQ. Cependant, d'autres thèses ont été réalisées dans le cadre de travaux avec Hydro-Québec sur les bétons projetés par voie humide contenant des fibres métalliques (Maîtrises de Thierry Sedran et Daniel St-Pierre) et dans le cadre de la programmation de Béton Canada sur le béton projeté à haute performance (Doctorat de Denis Beaupré)

En 1994, avec le début de la Chaire industrielle, une quantité importante de travaux a été réalisée sur les bétons projetés. La première étude à être réalisée dans le cadre de la Chaire industrielle est la thèse de maîtrise de Marc Jolin qui a montré l'effet néfaste de certains accélérateurs de prise sur la durabilité du béton projeté par voie sèche. Cependant, ces travaux ont permis d'identifier certains accélérateurs à base d'aluminates qui sont compatibles pour une utilisation dans les réparations. La création subséquente du laboratoire de béton projeté a facilité la réalisation de nombreuses autres études.

Un deuxième projet (Maîtrise de Jean-Francois Dufour) a démontré l'efficacité des agents entraîneur d'air en poudre pour la production du réseau des vides d'air dans le béton projeté. En

effet, ce type d'adjuvant ensaché avec les matériaux secs (ciment, sable, pierre et autres adjuvants en poudre) procure au béton un réseau de bulles d'air adéquat lui permettant ainsi de résister aux effets néfastes du gel. Cette technique permet également un meilleur contrôle de la quantité d'agent entraîneur d'air ajoutée au mélange, puisque ce dernier est ensaché et ne dépendant donc pas de la quantité d'eau ajoutée comme c'est le cas pour les adjuvants liquides. De plus, cette manière de procéder élimine une opération en chantier et facilite le contrôle de la qualité.

En 1996, une étudiante a ensuite travaillé à l'optimisation des dosages de différents types d'agent entraîneur d'air en poudre (Maîtrise de Sophie Mercier). Cette étude a permis de vérifier la compatibilité de ces produits avec un agent accélérateur de prise fréquemment utilisé dans le béton projeté par voie sèche.

Une étude sur le béton projeté par voie humide a également été amorcée en 1996 (Maîtrise de Natacha Dumais). Dans ce procédé, la difficulté dans la conception des mélanges pour trouver un compromis entre la pompabilité et la projectabilité peut être contournée par l'utilisation du haut volume initial d'air (Beaupré 1994). Ce concept consiste à introduire une grande quantité d'air ($\approx 15\%$) au mélange avant pompage ce qui a pour effet d'augmenter sa maniabilité puis, grâce aux pertes d'air durant le pompage et la projection, le mélange perd de sa maniabilité et tient bien en place lors de la projection. L'utilisation de ce concept permet de réduire la quantité de superplastifiant ajoutée au mélange avant pompage et d'éviter d'ajouter des adjuvants accélérateur de prise durant la projection, qui ont très souvent des effets néfastes sur la durabilité des bétons. D'après cette étude, les mélanges projetés contenant un haut volume initial d'air ont tous une teneur en air après projection variant entre 4% et 6% et par conséquent, ils ont tous des performances mécaniques adéquates. Du point de vue de la durabilité, tous les mélanges ont un facteur d'espacement inférieur à la limite de $230\ \mu\text{m}$ recommandée pour bien protéger le béton contre les effets du gel. De plus, la majorité des mélanges a bien performé aux essais d'écaillage. De tels mélanges ont été utilisés sur deux chantiers, le stationnement Webster et l'autoroute Henri IV, les mélanges résistent encore très bien et l'on peut affirmer, dans ces cas-ci, que les réparations ont été réalisées avec succès.

En plus des projets de maîtrise des étudiants, la Chaire industrielle réalise certains projets grâce au travail de professionnels de recherche engagés au sein du groupe. Entre autres, la qualification des lanciers est l'un des projets qui a été mené à l'Université Laval. La projection du béton demande une certaine expertise des ouvriers puisque la qualité du produit finale dépend beaucoup de la qualité de la mise en place. Jusqu'à tout récemment, il fallait se fier à l'expérience du lancier pour évaluer s'il était apte à projeter du béton. Par contre, depuis plus d'un an, l'Université Laval a instauré une qualification des lanciers afin de s'assurer que les ouvriers possédaient les compétences requises. Les lanciers sont évalués à partir de critères tels : la qualité et l'homogénéité du béton, l'enrobage des armatures, la finition de surface et la production d'un réseau de bulles d'air adéquat. De plus en plus, les donneurs d'ouvrage, incluant le Ministère du Transport du Québec, exigent la qualification des lanciers.

Le personnel de la Chaire industrielle a développé un essai pour quantifier l'enrobage des armatures. Cet essai mesure le volume des vides autour des armatures par une mesure de déplacement d'eau, la valeur obtenue est un indice de la qualité de l'enrobage.

Par l'entremise de la formation continue, l'Université Laval s'est donnée comme mandat de former non seulement les ouvriers qui ont à effectuer les travaux, mais également les personnes qui auront à leur tour à former de nouveaux employés. Le cours sur les réparations minces et le nouveau cours sur l'inspection du béton projeté, ont pour objectifs d'uniformiser la production de béton projeté et de munir les responsables des travaux d'outils pour l'évaluation des matériaux produits. La réputation du béton projeté a longtemps été assombrie par une méconnaissance du procédé et par la réalisation incorrecte des travaux. Le béton projeté est un matériau bien adapté aux réparations minces et peut être une solution grandement économique pour certaines applications, s'il est bien utilisé bien entendu.

En collaboration avec l'Université de la Colombie Britannique, des travaux ont permis d'éclaircir l'effet de certains paramètres sur la fissuration de réparations de béton projeté par voie sèche. Entre autres, les effets du rapport eau-liant, de la présence de gros granulats, des fibres d'acier, des fibres de polypropylène et du treillis métallique ont été isolés. Le facteur le plus important est le rapport eau-liant. Ces essais ont permis de constater l'effet bénéfique de la présence de gros granulats. Ils ont aussi montré que les fibres de polypropylène favorisent une fissure plus nombreuse mais, plus fine. L'aire totale de fissuration des mélanges contenant des fibres de polypropylène était par conséquent, inférieure à celles des autres mélanges. L'effet des fibres d'acier est beaucoup moins marqué, mais elles ont quand même un effet bénéfique, tout comme le treillis métallique. Il semble que le mélange qui ait le mieux performé à cet essai, est celui utilisé par le Ministère du Transport du Québec, soit le mélange de béton contenant des fibres de polypropylène et un treillis métallique.

La conception et la mise au point d'un montage d'essai semblable à celui utilisé à l'Université de la Colombie Britannique est présentement en cours à l'Université Laval. Les effets de plusieurs autres paramètres vont être étudiés comme par exemple : l'effet des adjuvants de mûrissement interne du béton et l'effet de la présence de différentes fibres.

De plus, l'étudiant au doctorat Marc Jolin poursuit une recherche fondamentale sur le béton projeté par voie sèche. Des produits pour contrer les effets du retrait de séchage tels, les ciments expansifs et les adjuvants réducteur de retrait seront étudiés bientôt par la chaire industrielle.

Le béton projeté est de mieux en mieux connu et les récentes études et développements dans ce domaine ont favorisé son utilisation de plus en plus fréquente. La recherche dans ce domaine sera probablement axée au niveau du contrôle de la fissuration et au niveau de l'utilisation plus répandue du béton projeté par voie humide où l'identification d'accélérateurs compatibles avec une bonne durabilité constituerait un élément clef.

ÉTUDE DE LA PERFORMANCE DE L'ARMATURE GALVANISÉE POUR LES OUVRAGES D'ART EN BÉTON

Nathalie Chagnon
Institut de recherche en construction
Conseil national de recherches Canada (CNRC)
Édifice M-20, chemin Montréal, Ottawa (Ontario)

RÉSUMÉ : La corrosion des armatures est la principale cause de détérioration des ouvrages d'art en béton. Ainsi, afin de retarder la dégradation des ponts, l'acier galvanisé est parfois utilisé. Or, même après trente ans de recherches, des doutes persistent quant au mérite de la galvanisation dans les ouvrages contaminés par les chlorures. Face à cette controverse, une étude de la performance des aciers galvanisés a été réalisée par le CNRC, en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec, sur trois ponts d'une trentaine d'années. Diverses techniques ont été utilisées afin d'évaluer l'activité de corrosion des armatures galvanisées : analyse au microscope à balayage électronique du revêtement galvanisé, mesure de concentration d'ions chlorures dans le béton, mesures du taux de corrosion par polarisation linéaire et relevé de potentiel. Les diverses analyses effectuées ont montré que la corrosion du revêtement galvanisé semble être amorcée, mais que celui-ci est encore suffisamment épais pour protéger l'armature d'acier sous-jacente.

INTRODUCTION

La principale cause de détérioration des ouvrages d'art en béton est la corrosion des barres d'armature en acier. Compte tenu des coûts importants engendrés par ce problème, plusieurs recherches sont effectuées afin de développer des mesures correctives. Parmi les mesures étudiées, on retrouve l'utilisation d'armature ayant une plus grande résistance à la corrosion que l'acier nu, telle l'armature galvanisée.

L'armature galvanisée est utilisée depuis le début des années 1940. Le mécanisme de protection de ce type d'armature provient de l'action sacrificielle du revêtement de zinc qui recouvre l'acier. En effet, en plus d'agir comme barrière électrolytique en isolant la surface de l'acier de l'environnement agressif, le revêtement de zinc protège cathodiquement les régions exposées, en se corrodant préférentiellement à l'acier. Ainsi, tant que le revêtement de zinc n'est pas entièrement consommé, l'acier sous-jacent est protégé et ne se corrode pas. Puisque les produits de corrosion du revêtement galvanisé, habituellement formés d'oxyde de zinc, sont moins volumineux que les produits de corrosion de l'acier, la corrosion du revêtement galvanisé entraîne peu de dommage.

De nombreuses recherches ont été effectuées sur les aciers galvanisés, en chantier et en laboratoire, depuis la fin des années 1960 ⁽¹⁾. Cependant, aucun critère n'a encore été développé afin d'évaluer l'activité de corrosion à partir des techniques de diagnostic standard tels l'analyse de la teneur du béton en ions chlorures, le relevé de potentiel électrochimique et le taux de corrosion par polarisation linéaire. Ainsi, la majorité des études sur les aciers galvanisés sont basées sur des observations visuelles. Bien que la plupart d'entre elles montrent un bon comportement des aciers galvanisés en milieu chloré ^(2,3,4,5,6,7), d'autres indiquent qu'il n'y a pas d'avantages à utiliser ce type d'armature et même que dans certaines conditions l'acier galvanisé entraîne la fissuration du béton plus rapidement que l'acier nu ⁽⁸⁾.

Face à la controverse concernant la performance de l'armature galvanisée, une étude a été réalisée par le CNRC, en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec, sur trois structures d'une trentaine d'années situées dans la région métropolitaine de Montréal. Cette étude nous a permis d'évaluer l'état général de ces structures contenant de l'armature galvanisée et d'établir l'influence du revêtement de zinc sur les résultats des analyses chimiques et électrochimiques.

DESCRIPTION DES STRUCTURES ÉTUDIÉES

Les trois ponts évalués dans le cadre de cette étude sont présentés et localisés au tableau 1. Pour chacun des ponts, quatre piles ayant des conditions d'exposition similaire ont été sélectionnées. Ainsi, dans le cas du pont 13463, situé à Laval, l'étude a porté sur la partie centrale du pont, soit les piles armées avec de l'acier galvanisé et les bandes centrales, situées entre les piles, armées d'acier nu. Quant aux ponts 13450 et 13577, enjambant l'autoroute 30, l'étude a été concentrée sur les quatre piles d'extrémité les plus exposées aux sels de déglacage, soit celles faisant face à la circulation routière.

Description	Municipalité	Éléments étudiés	Année de construction	Recouvrement de béton (mm)
Pont Vimont enjambant un chemin de fer et des rues (13463)	Laval	Bandes centrales / Piles	1967	50
Pont enjambant l'autoroute 30 (13540)	Boucherville	Piles	1966-1967	50 à 75
Pont enjambant l'autoroute 30 (13577)	Saint-Bruno	Piles	1965-1966	50

Tableau 1 : Description et localisation des ponts étudiés

ANALYSE DU REVÊTEMENT DE ZINC

Sur chacun des ponts, un échantillon d'armature galvanisée, prélevé à une hauteur d'environ 60 cm à partir de la base de la pile, a été analysé au microscope à balayage électronique. Une vue typique de la section transversale d'une armature galvanisée, provenant de l'un des ponts, ainsi que le spectre des éléments constituant le revêtement de cette armature sont présentés à la figure 1. À partir de ces analyses, il a été observé que le revêtement galvanisé était toujours présent à la surface de l'acier et que son épaisseur résiduelle variait entre 200 et 400 μm , ce qui est largement supérieur à la valeur de 87 μm exigée par le MTQ.

Aucune fissure n'a été observée à l'interface entre le zinc et l'acier, ce qui révèle que le revêtement est en très bon état. Toutefois, la présence d'une surface rugueuse et de très petites intrusions dans la partie extérieure du revêtement peut être un signe de l'initiation de la corrosion du revêtement de zinc.

ANALYSE DE LA TENEUR DU BÉTON EN IONS CHLORURES

Le niveau de chlorure requis pour amorcer la corrosion de l'acier nu est relativement faible. La récente norme ACI 201 de l'Institut américain du béton recommande d'ailleurs de considérer une valeur critique de 0,10% par poids de ciment, pour un béton armé conventionnel dans un environnement humide exposé aux chlorures.

Afin de déterminer la concentration des trois structures en chlorures, des carottes de béton d'un diamètre de 10,16 cm ont été prélevées jusqu'au niveau des armatures, à une hauteur d'environ 60 cm par rapport au sol. En supposant que les proportions entre le ciment, les granulats fins et les gros granulats étaient de 1:2:3, les teneurs de chlorures ont été évaluées en termes de pourcentage de poids de ciment.

Comme le montre la figure 2, le profil des ions chlorures indique que le pont 13463, situé à Laval, contient beaucoup moins de chlorures que les ponts 13540 et 13577 enjambant l'autoroute 30. En effet, alors que les concentrations en chlorures du pont 13463, au niveau des armatures, se situent à la limite de la valeur critique proposée par l'ACI, celles des deux autres ponts dépassent grandement cette valeur. Bien que les ponts 13540 et 13577 représentent des conditions agressives pour les aciers nus, il est difficile de se prononcer sur les probabilités de corrosion des aciers galvanisés car ceux-ci sont reconnus pour avoir une meilleure tolérance aux chlorures. Étant donné que les trois ponts ne sont pas tous exposés aux mêmes conditions d'agressivité, la comparaison entre l'acier nu et l'acier galvanisé a été limitée au pont 13463.

TAUX DE CORROSION PAR POLARISATION LINÉAIRE

Les mesures de taux de corrosion ont été faites avec l'instrument GECOR 6. Puisque cet instrument possède un anneau de contrôle, le signal électrique est confiné à une surface bien identifiée sous la sonde et des mesures exactes de densité de courant sont obtenues.

Il existe des lignes directrices permettant d'interpréter les résultats provenant des aciers nus; toutefois, aucun critère n'a encore été développé pour l'acier galvanisé à cause des difficultés d'interprétation engendrées par leur microstructure. En effet, l'acier galvanisé étant recouvert d'une couche de zinc, les lectures du taux de corrosion obtenues peuvent provenir du revêtement de zinc, de l'armature d'acier sous-jacente ou du couplage des deux. Étant donné que dans certaines conditions le zinc est consommé plus rapidement que l'acier nu, une mauvaise identification de la provenance des lectures du taux de corrosion peut entraîner des erreurs d'interprétation.

Des mesures du taux de corrosion ont été effectuées à trois hauteurs différentes, sur chacun des ponts, comme le montrent les figures 3 et 4. On remarque à partir de ces résultats que les taux de corrosion du pont 13463 sont inférieurs à ceux des ponts 13540 et 13577. Ce phénomène est intéressant puisqu'il démontre l'influence de la concentration d'ions chlorures dans le béton sur la corrosion des armatures.

Comme le montre la figure 3, les valeurs des aciers nus dans les bandes centrales sont légèrement supérieures à celles des aciers galvanisés des piles. Si on analyse ces valeurs selon les

critères établis pour les aciers nus, on peut prétendre que les armatures à proximité du sol ont un faible activité de corrosion, alors que le reste des armatures est toujours en état de passivation. La différence entre les taux de corrosion des deux types d'acier peut être attribuée à la plus grande tolérance aux chlorures de l'acier galvanisé. En effet, plusieurs recherches ont démontré qu'il existait un délai en ce qui a trait à l'initiation de la corrosion d'un acier galvanisé comparativement à un acier nu ^(9,10, 11,12).

Les taux de corrosion des ponts 13540 et 13577 sont dans l'ensemble compris entre 0,2 et 0,7 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, ce qui, pour un acier nu, signifie une activité de corrosion faible à modérée. Toutefois, puisque les observations au microscope ne laissent aucun doute quant à la qualité et à la présence du revêtement galvanisé, on peut supposer qu'il s'agit des taux de corrosion du revêtement de zinc et non de ceux de l'acier.

RELEVÉ DE POTENTIEL DEMI-CELLULE

Cette méthode consiste à effectuer un relevé des différences de potentiel entre une électrode de référence cuivre-sulfate de cuivre (Cu/CuSO_4), située à la surface du béton, et l'armature sous-jacente. La norme ASTM C-876 donne des probabilités d'activité de corrosion pour les armatures en aciers nus. Les résultats provenant des aciers galvanisés ne peuvent cependant pas être interprétés selon les critères de cette norme, car il est impossible de faire la distinction entre le potentiel de corrosion du revêtement de zinc sacrificiel et le potentiel provenant de l'acier. Bien qu'aucun critère n'ait encore été fixé pour les armatures galvanisées, les nombreuses évaluations de ponts effectuées entre 1974 et 1992 par l'Association du Ciment Portland et le département des Transports de la Pennsylvanie, révèlent que les valeurs de potentiel plus négatives que -350 mV ne doivent pas être considérées comme indiquant une forte probabilité de corrosion ^(3,4,6).

Sur chacun des ponts, un relevé de potentiel a été effectué sous forme de quadrillage de façon à ausculter la plus grande superficie possible. À partir des lectures de potentiel présentées aux figures 5 et 6, on remarque que les potentiels des aciers galvanisés sont plus négatifs que ceux des aciers nus. Si on analyse les potentiels des armatures nues du pont 13463 selon la norme ASTM C-876, on s'aperçoit que les valeurs se situent dans la zone incertaine des probabilités de corrosion, soit entre -200 mV et -350 mV . Ces valeurs sont cohérentes avec les teneurs du béton en ions chlorures et les mesures de taux de corrosion interprétées précédemment comme étant à la limite entre l'état de passivation et une faible activité de corrosion. Les valeurs de potentiels des armatures galvanisées sont pour leur part plus difficiles à interpréter, car elles dépendent entre autres de la nature et de la condition des différentes couches du revêtement de zinc. À partir des mesures obtenues sur les trois ponts, on observe que les potentiels des armatures galvanisées varient peu d'un pont à l'autre, malgré les conditions d'agressivité différentes. On remarque cependant une baisse des potentiels vers des valeurs plus électronégatives à mesure que l'on s'approche de la base des piles. Sachant que le revêtement de zinc est encore présent à la surface des armatures et que les taux de corrosion sont plus élevés à la base des piles, il est possible de prétendre que cette baisse de potentiel est due à la dép passivation du revêtement galvanisé.

CONCLUSION

Les aciers galvanisés sont recouverts d'un revêtement de zinc, ce qui complique grandement l'interprétation des analyses chimiques et électrochimiques. Puisqu'aucune norme n'a encore été développée pour ce type d'armature, il est nécessaire de valider les résultats avec différentes techniques. Ainsi, en utilisant des analyses au microscope à balayage électronique, des taux de corrosion par polarisation linéaire et des relevés de potentiel, il a été démontré que la corrosion du revêtement de zinc est amorcée, mais que celui-ci est encore suffisamment épais pour protéger l'armature d'acier sous-jacente.

Étant donné que le pont 13463 armé d'acier nu et d'acier galvanisé ne représente pas un environnement très agressif, il est difficile de comparer la performance de ces deux types d'acier. Toutefois, les observations effectuées sur les deux autres ponts, fortement contaminés par les chlorures, permettent de prétendre que la protection apportée par le revêtement de zinc aide à retarder les dommages dus à la corrosion.

REMERCIEMENTS

L'auteure remercie, R. Brousseau, P. Gu, B. Baldock, S. Pasquier et M. Arnott pour l'aide qu'ils ont apportée lors de cette étude.

RÉFÉRENCES

1. McDonald, D.B., Pfeifer, D.W. et Blake, G.T. «The Corrosion Performance of Inorganic, Ceramic, and Metallic-Clad Reinforcing Bars and Solid Metallic Reinforcing Bars in Accelerated Screening Tests », FHWA Report No.: FHWA-RD-96-085, octobre 1996.
2. Burke, D.F. « Performance of Epoxy-Coated Rebar, Galvanized Rebar and Plain Rebar with Calcium Nitrite in a Marine Environment », International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Swamy, Y.N. (ed), Université de Sheffield, juillet 1994.
3. Strak, D. « Evaluation of the Performance of Galvanized Reinforcement In Concrete Bridge Decks », Construction Technology Laboratories Project ZE-320, mai 1982.
4. Stejskal, B. G. « Evaluation of Corrosion Resistance of Galvanized Steel Reinforcement in Concrete Bridge Decks », Construction Technology Laboratories Project No. 050324, février 1992.
5. Allan, N.D. « Galvanized Reinforcement - The Bermuda Experience », Ministry of Works and Engineering, Bermuda, 1991.
6. Malasheskie, G, Maurer, D., Mellott, D. et Arellano, J. « Bridge Deck Protective Systems », Research Project 85-17, Pennsylvania Department of Transportation, juillet 1988.

7. Nishimura, G. et Tonini, D. « Galvanized Reinforcing Steel - A Panacea for Chloride Environments ? », The International Corrosion Forum Devoted Exclusively to the Protection and Performance of Materials, Houston, Texas, mars 1976.
8. Hime, W.G. et Machin, M. « Performance Variances of Galvanized Steel in Mortar and Concrete », Corrosion, octobre 1993.
9. Pfeifer, D.W., Landgren, J.R. and Zoob, A.B. « Protective Systems for New Prestressed and Substructure Concrete », FHWA Report No.: FHWA-RD-86-193, National Technical Information Service, Springfield, Virginia, avril 1987.
10. Yeomans, S.R. « Corrosion Testing of Black, Galvanized and Epoxy Coated Reinforcing Steel in Concrete », Corrosion 93, no. 329.
11. American Galvanizers Association, « Galvanizing for Corrosion Protection: A Specifier's Guide to Reinforcing Steel », 1996.
12. S. R. Yeomans, « Corrosion of the Zinc Alloy Coating in Galvanized Reinforced Concrete », MIT Corrosion Conference, juillet 1997.

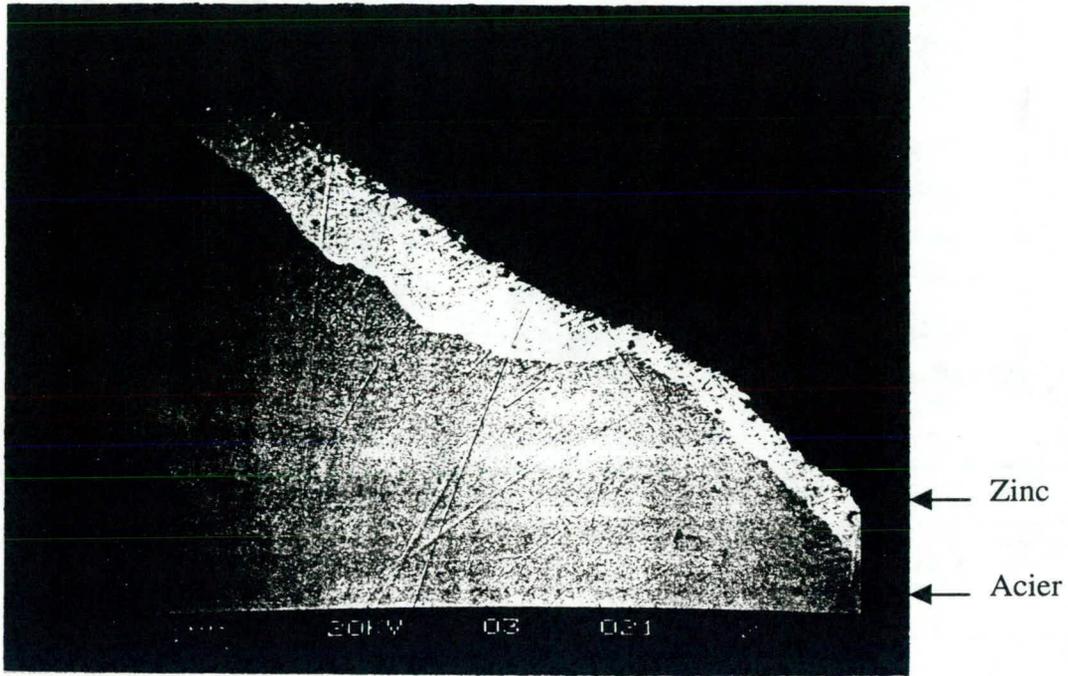


Figure 1a

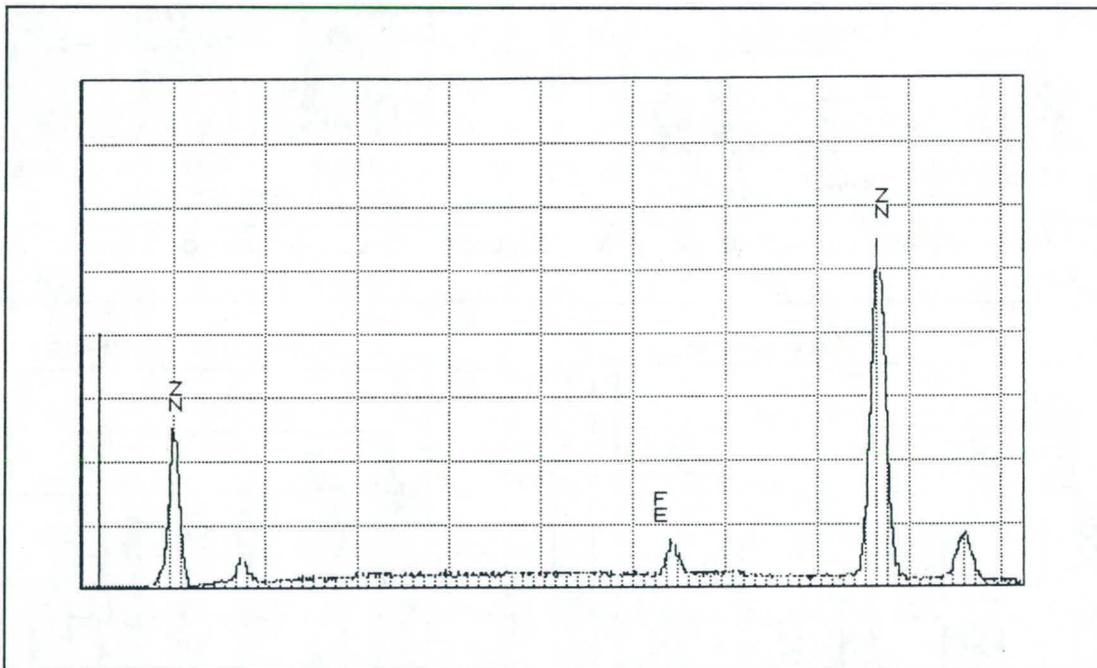


Figure 1b

Figure 1 - (a) Vue de la section transversale d'une armature galvanisée du pont 13577
(b) Spectre du revêtement galvanisé correspondant

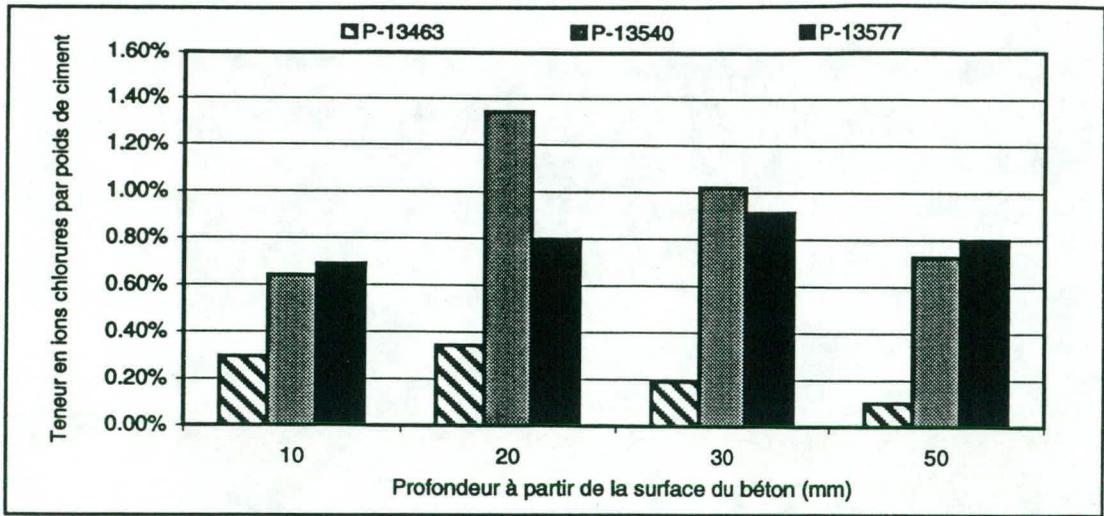


Figure 2 - Profil des ions chlorures dans le béton des trois ponts étudiés

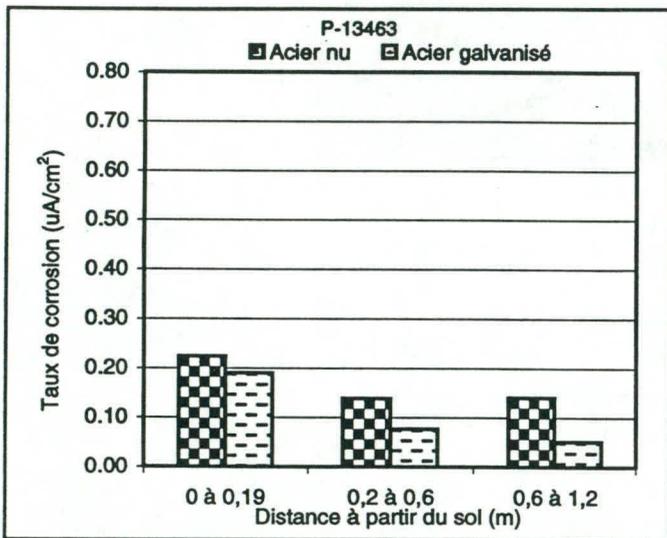


Figure 3 - Mesure du taux de corrosion du pont 13463

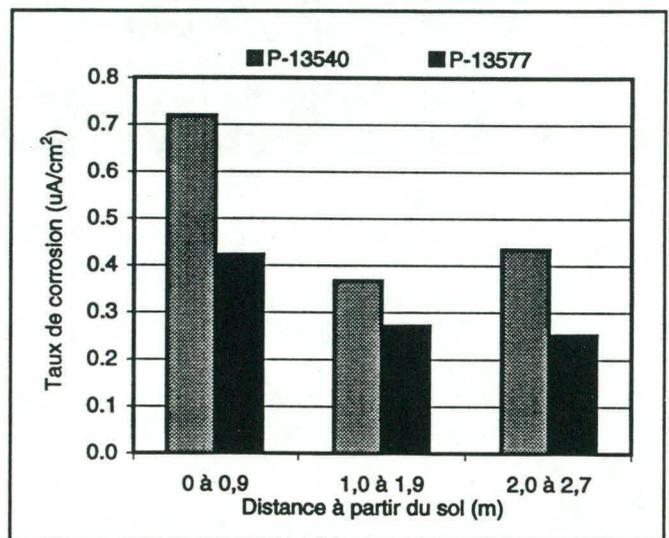


Figure 4 - Mesure du taux de corrosion des ponts 13540 et 13577

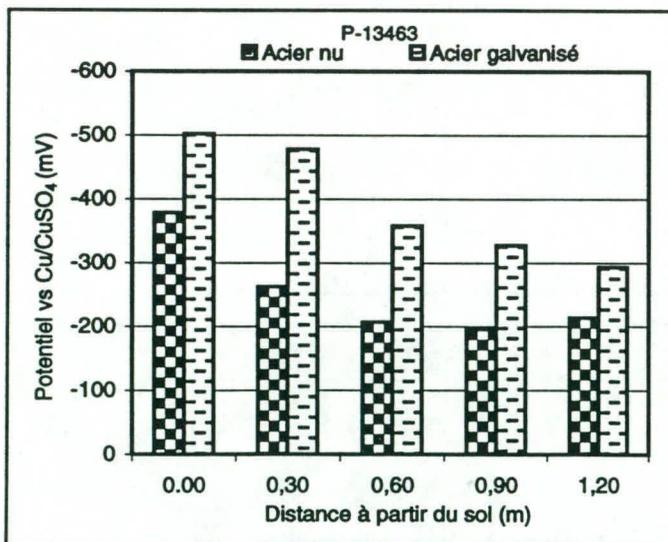


Figure 5 - Relevé de potentiel sur le pont 13463

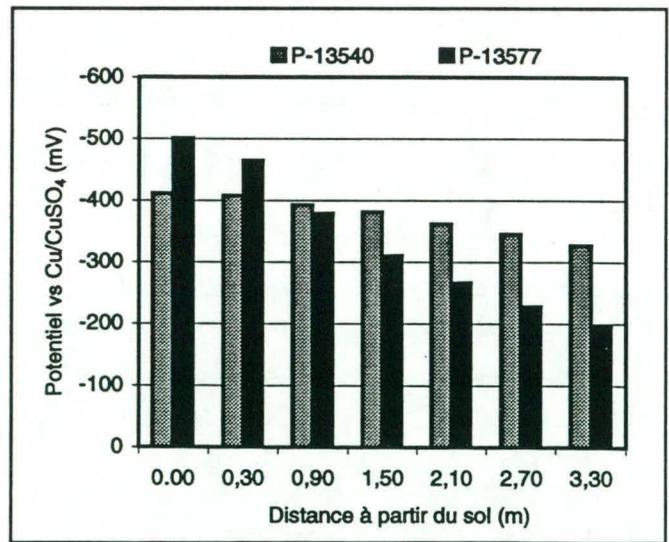


Figure 6 - Relevé de potentiel sur les ponts 13540 et 13577

TRAVAUX DE RECHERCHE SUR LA RÉPARATION SUPERFICIELLE DES OUVRAGES EN BÉTON: PROJETS RÉALISÉS ET À VENIR

Benoît Bissonnette
Attaché de recherche

Michel Pigeon
Professeur titulaire

Centre de recherche interuniversitaire sur le béton
Université Laval - Département de génie civil
Sainte-Foy (Québec) G1K 7P4

RÉSUMÉ: Une chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton a été mise sur pied au CRIB de l'Université Laval il y a quatre ans. Le présent article fait un tour d'horizon des travaux de recherche réalisés et à venir dans le volet consacré aux réparations superficielles. Les travaux de ce volet s'articulent autour de quatre thèmes, soit la compatibilité déformationnelle, les bétons de réparation renforcés de fibres, le comportement des réparations en conditions in-situ et les réparations de chaussées. Un aperçu de la programmation ébauchée en vue d'une seconde phase de cinq ans de la Chaire (1999-2004) est aussi présenté.

INTRODUCTION

Mise sur pied en 1994, la *Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton* est un vaste projet de recherche conduit par une équipe de chercheurs du CRIB de l'Université Laval en partenariat avec un groupe de neuf industriels (Béton Mobile du Québec, Ciment St-Laurent, Lafarge Aluminate, Lafarge Canada, Master Builders, Matériaux King, le Ministère des Transports du Québec, Sika Canada et la Ville de Québec).

Le programme de recherche de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton ne prétend pas s'attaquer à toutes les questions soulevées par la problématique globale des réparations, mais il est centré sur certains aspects précis qui nécessitent d'être étudiés de façon plus approfondie. Il y a d'abord le **béton projeté**, principalement le béton projeté par voie sèche, qui est un matériau de réparation de plus en plus utilisé, mais dont la structure interne et les propriétés demeurent mal connues. Parallèlement, il y a toute la question des **réparations superficielles** (qu'il faut bien distinguer de ce que l'on pourrait appeler la reconstruction partielle), dont les principaux problèmes sont la fissuration et le décollement à terme de la couche de réparation, phénomènes résultant des conditions de retrait empêché et de différentes autres causes. Il y a enfin les **réparations de chaussées**, comme le retraitement au ciment et les «white toppings». Ce dernier volet est étroitement associé au volet plus général consacré à la problématique des réparations superficielles.

Dans le présent article, consacré spécifiquement au volet *Réparations*, on dresse un bilan des travaux réalisés au cours des quatre dernières années et on donne un aperçu de la programmation pour la dernière année de la première phase de cinq ans de la Chaire. De même, on présente les grandes lignes de la programmation ébauchée de façon préliminaire en vue d'une seconde phase de cinq ans.

TRAVAUX DE RECHERCHE DE LA CHAIRE DANS LE VOLET *RÉPARATIONS*

L'objectif général du volet de la Chaire consacré aux réparations est le développement des connaissances nécessaires à la mise en oeuvre de réparations en béton durables. Pour atteindre cet

objectif, nous avons choisi de concentrer notre effort de recherche autour de trois thèmes principaux: la compatibilité déformationnelle, les bétons de réparation renforcés de fibres et le comportement des réparations in-situ. À ces trois thèmes s'ajoute un thème complémentaire, soit les réparations de chaussées, principalement le retraitement au ciment, et aussi les «white toppings», ce dernier volet étant étroitement associé au volet plus général consacré à la problématique des réparations minces. Les paragraphes qui suivent décrivent brièvement les travaux déjà accomplis et en cours, ainsi que ceux qui sont prévus pour la dernière de la première période de cinq ans de la Chaire. Cette section du rapport contient ensuite une description plus détaillée, thème par thème, de tous ces travaux.

Compatibilité déformationnelle

La notion de compatibilité déformationnelle sous-tend de façon globale la compatibilité des déformations mécaniques, thermiques et hydriques entre le matériau de réparation et le support de béton ancien. S'il est relativement simple de rencontrer les conditions de compatibilité mécanique et thermique en préconisant l'utilisation d'un matériau de réparation dont le module élastique et le coefficient de dilatation thermique diffèrent peu de ceux du béton d'origine, l'incompatibilité hydrique demeure pratiquement incontournable. En effet, le béton de réparation cherche à se contracter sous l'effet du séchage alors que le support se trouve dans un état de stabilité hydrique relative. Du fait de l'adhérence entre les deux composantes liées, le retrait de la couche de réparation est gêné par le support rigide. Des contraintes de traction importantes sont ainsi progressivement générées dans la couche de réparation, pouvant conduire à la fissuration et, à terme, au décollement de cette dernière.

Le **fluage en traction du béton** est un phénomène méconnu qui revêt une importance capitale pour les réparations superficielles adhérentes, car il peut soulager de façon significative les contraintes induites par le retrait restreint. L'une des premières études sur le fluage en traction du béton a été entreprise dans le cadre de travaux de doctorat qui ont pris fin l'an dernier [1-5]. Au cours d'un vaste programme expérimental réalisé au moyen de deux bancs de traction conçus aux fins de l'étude, on a étudié l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement viscoélastique du béton: le rapport eau/liant (0,35, 0,40, 0,55), le type de liant (type 10, HSF), l'âge au chargement (1d, 7d, 28d), le volume de pâte (0,22, 0,27, 0,32), l'entraînement d'air, le renforcement avec des fibres (microfibres et macrofibres d'acier), les conditions d'exposition hygrométriques (éprouvettes scellées et non scellées) et, enfin, le niveau de contrainte (30%, 50%).

Les résultats expérimentaux obtenus de cette étude montrent que le fluage en traction est un phénomène significatif, explicable par la conjugaison des théories du cisaillement visqueux et de la microfissuration, et dont l'intensité peut atteindre dans certains cas jusqu'à sept fois la déformation élastique correspondante (figure 1). Le potentiel de fluage du béton, considérablement accru en conditions de séchage, est en outre très sensible à la qualité de la pâte de ciment constitutive (rapport E/C, mûrissement) et à la présence d'interfaces (volume de pâte, fibres). Pour ces paramètres, le fluage est en général beaucoup plus sensible que ne l'est le retrait. Il s'agit là d'une constatation importante dans l'optique des travaux de réparation, car cela ouvre la voie vers la conception de matériaux optimisés en terme de capacité d'adaptation déformationnelle. Une autre constatation importante émanant de cette étude est la linéarité approximative caractérisant la relation entre le fluage et le retrait de séchage peu de temps après la mise en charge, comme l'indique la tendance asymptotique rapide de la courbe *fluage/retrait vs temps* sur le graphique de la figure 2. D'autres essais seront nécessaires afin de mieux caractériser cette relation, mais s'il y a effectivement linéarité, le rapport fluage/retrait pourrait constituer un critère important dans la sélection rationnelle d'un matériau de réparation. Pour compléter ce projet de thèse, on a mis à profit les connaissances tirées de la phase expérimentale dans la construction d'un modèle analytique simplifié permettant de prédire l'évolution des contraintes dans une réparation en béton.

Les simulations effectuées ont confirmé le rôle essentiel du fluage dans la réponse de l'élément réparé (voir la figure 3).

Les travaux réalisés dans cette thèse ont permis des avancées importantes dans la compréhension de la problématique des réparations minces en identifiant un paramètre-clé qui est le fluage en traction. Il reste malgré tout beaucoup de travail à accomplir, tant en expérimentation qu'en modélisation, avant d'en arriver à de véritables règles de conception adaptées à la spécificité des réparations en béton.

Du point de vue expérimental, on poursuit actuellement l'étude du **tandem retrait-fluage** dans le cadre d'un projet de doctorat qui a débuté à l'automne 1996. Ce projet comporte deux volets qui seront conduits parallèlement, l'un en laboratoire et l'autre in-situ.

En **laboratoire**, on cherchera à véritablement caractériser le fluage en traction et le bilan fluage/retrait, à des niveaux de chargement s'approchant de la contrainte de rupture. Cet aspect, qui n'a pas été élucidé dans la thèse précédente, est fondamental, car il importe de connaître la capacité de déformation viscoélastique ultime du béton. De plus, on tentera de mettre au point une cellule de relaxation afin d'établir la relation qui existe entre le fluage et la relaxation. La connaissance de cette relation est nécessaire en vue des travaux de modélisation.

Dans le **volet in-situ** de la poursuite des études sur le tandem retrait-fluage, l'objectif poursuivi est la détermination de l'influence réelle du retrait sur la durabilité de l'adhérence d'une réparation. Pour cela, on doit étudier le comportement d'éléments réparés de taille représentative soumis à des conditions climatiques naturelles, en l'absence toutefois de sollicitations mécaniques. Pour ce faire, nous procéderons à la réfection superficielle de 48 supports massifs en béton armé, de section 400 x 600 mm et d'une longueur de 2,0 ou 4,0 m, qui ont été fabriqués à l'été 1997 avec la collaboration de Ciment St-Laurent. Les éléments sont situés dans une aire d'entreposage extérieure de l'usine Béton Québec (division de Ciment St-Laurent), à quelques kilomètres au nord de l'université. À l'été 1998, on procédera au resurfaçage des supports. La préparation de surface, qui sera la même pour tous les éléments, sera réalisée au moyen d'un marteau pneumatique à faible énergie, conformément à la pratique usuelle.

Quatre types de matériaux de réparation seront utilisés pour ces essais in-situ: un béton de réparation conventionnel, de rapport E/C = 0,40; un béton de haute performance, de rapport E/C < 0,30; un mortier de réparation, de rapport E/C = 0,40; et, enfin, un mortier de réparation renforcé de fibres d'acier, de rapport E/C = 0,40. Ces choix ont été faits dans l'esprit de couvrir l'ensemble du spectre des matériaux de réparation en ce qui a trait à l'intensité du retrait. Par ailleurs, en optant pour l'utilisation d'un mortier renforcé de fibres d'acier, on souhaite déterminer l'influence réelle des fibres sur l'évolution et la répartition de la fissuration dans une matrice à retrait élevé. En plus des types de matériaux, l'influence de deux autres paramètres sera étudiée, soit l'épaisseur (25, 50 et 75 mm) et la longueur (2,0 m et 4,0 m) de resurfaçage. On établira s'il existe, pour ces paramètres, une valeur seuil au-delà de laquelle le retrait du recouvrement n'affecte plus l'intégrité de la zone interfaciale. Le programme expérimental envisagé comprend une caractérisation complète des propriétés mécaniques (f'_c , f_t , E) et déformationnelles (retrait, fluage, coefficient de dilatation thermique) des matériaux utilisés et un suivi de la fissuration et de l'adhérence des réparations sur une période de trois ans. Au terme de ce projet, on sera en mesure d'établir dans quelles conditions le retrait peut affecter la durabilité d'une réparation mince et d'émettre des recommandations portant sur la sélection d'un matériau de réparation et les règles de conception d'une réparation mince.

Toujours du point de vue expérimental, on a entrepris à l'automne 1997 une étude sur les **bétons de réparation à retrait modifié**. Les matériaux visés dans ce projet sont un adjuvant réducteur de retrait (ARR) et un ciment expansif (type K). L'**adjuvant réducteur de retrait** est un produit

tout récemment commercialisé qui abaisse la tension de surface de l'eau de gâchage, résultant en une réduction des tensions capillaires induites par le séchage et, par conséquent, en une diminution globale du retrait. Si l'ARR apparaît prometteur face à la problématique qui nous occupe, les premiers résultats indiquant des diminutions du retrait de l'ordre de près de 50%, son efficacité à long terme et son incidence exacte sur certaines propriétés du béton demeurent à être établies. En outre, on doit étudier l'influence de l'ARR sur le fluage en traction. En effet, l'avantage que constitue la diminution du retrait pourrait être contrebalancé par une diminution importante du potentiel de fluage. De plus, on doit étudier l'effet de l'ARR sur l'entraînement de l'air et la résistance à l'écaillage, le rôle de cet adjuvant dans l'eau de gâchage pouvant nuire à celui des agents entraîneurs d'air. Le programme expérimental prévoit, pour différents bétons et différents dosages en ARR, des essais de caractérisation mécanique (compression, flexion) à plusieurs échéances, des essais de retrait endogène, des essais de retrait de séchage (axial, flexionnel), des essais de fluage, des essais de caractérisation du réseau de bulles d'air et des essais d'écaillage.

L'autre produit auquel on s'intéresse dans le projet sur les matériaux à retrait modifié, le **ciment expansif** type K, est le liant hydraulique avec lequel on fabrique les «bétons à retrait compensé». Ce type de ciment contient un agent alumineux réactif qui, en se combinant aux sulfates contenus dans le ciment Portland, forme un composé expansif appelé ettringite. Avec un dosage adéquat de l'agent alumineux, l'expansion se manifestant pendant l'hydratation compense la contraction de séchage subséquente. Avant de justifier l'utilisation des ciments expansifs dans la fabrication des matériaux de réparation, on doit étudier l'effet potentiellement délétère de l'expansion initiale sur l'adhérence entre le resurfaçage et l'élément réparé et sur la durabilité de l'ensemble. Pour ce faire, on mettra d'abord au point des compositions de béton à retrait compensé (BRC) dont on caractérisera la microstructure ainsi que les comportements déformationnels de retrait et de fluage en traction. Dans une seconde étape, on évaluera l'aptitude de ces bétons comme matériaux de réparation en soumettant des éprouvettes composites (béton à retrait compensé sur une base de béton «ancien» stabilisée hydriquement) à des essais de séchage, des essais de résistance en flexion et des essais de résistance au gel. Ce projet sera entamé à l'été 1998.

Parallèlement aux différents projets décrits dans les paragraphes qui précèdent, on tente actuellement de mettre au point une **technique d'essai** simple qui permettrait au praticien d'évaluer quantitativement la compatibilité déformationnelle d'un matériau de réparation. L'essai de fluage en traction est indispensable dans une approche fondamentaliste, mais il se révèle beaucoup trop complexe et coûteux pour qu'on songe y recourir éventuellement sur une base régulière. La technique en cours de développement est un essai de retrait flexionnel qui simule les conditions de séchage auxquelles se voit soumise une réparation. Sommairement, l'essai consiste à soumettre au séchage sur une seule de ses faces une éprouvette encastrée à une extrémité. Par différenciation entre la cambrure subie par une éprouvette témoin non chargée et celle d'une éprouvette soumise à un effort de flexion, on peut déterminer la capacité d'adaptation du matériau par fluage. Des tests de validation sont actuellement en cours et les résultats préliminaires se révèlent très prometteurs.

Bien qu'elles aient confirmé le rôle bénéfique du fluage, des simulations effectuées sur un **modèle** analytique simplifié ont démontré que la bonne tenue d'une réparation ne tient pas à ce seul paramètre [1-3]. L'interaction extrêmement complexe des nombreux facteurs d'influence met en évidence la nécessité d'un outil de modélisation non seulement pour apporter une compréhension globale du problème, mais aussi pour assister au développement de matériaux de réparation appropriés et à l'établissement de critères de conceptions valables.

Une démarche vouée à la modélisation «fine» de l'évolution des contraintes dans les réparations superficielles en béton a été entreprise il y a deux ans [6]. Le développement d'un tel modèle est de toute évidence un travail de longue haleine et, dans cette optique, l'objectif de ce projet (maîtrise) consistait à en jeter les bases. La première étape consistait à identifier les paramètres les plus significatifs devant être pris en compte. Afin de simplifier le problème, il a été choisi en première approche de considérer le retrait d'autodessiccation, le retrait de séchage, la relaxation, le

vieillessement et l'endommagement. Des paramètres potentiellement importants, comme l'état de surface du support et les phénomènes se manifestant avant le durcissement, ont été négligés à ce stade, mais ils devront éventuellement être pris en compte dans les versions ultérieures du modèle. Après une recherche bibliographique exhaustive sur le traitement mathématique des différents phénomènes en jeu, une loi de comportement globale sous forme d'équation différentielle a été développée en considérant les avantages d'une approche thermodynamique par rapport aux équations empiriques traditionnelles. Le modèle a été implanté (programmé) dans le code de calcul par éléments finis CLEF développé par le GIREF à l'Université Laval. Les conclusions qui s'en sont dégagées concernent principalement la grande difficulté que représente la modélisation numérique du phénomène d'endommagement (fissuration) et l'importance de mener, de pair avec le développement du modèle, un programme expérimental très ciblé qui permette de calibrer de façon réaliste les paramètres du modèle et d'évaluer la fidélité de la réponse obtenue par simulation. En somme, ce projet, tout en posant un premier jalon, nous a fait prendre conscience de l'importance de la tâche et des moyens à mettre en oeuvre pour y parvenir.

Sur le constat précédent, nous nous sommes alliés à trois spécialistes du Groupe Interdisciplinaire de Recherche en Éléments Finis (GIREF) de l'Université Laval dans un projet de recherche visant spécifiquement la mise sur pied d'un modèle prédictif du comportement des réparations en béton. Le projet a été entamé en janvier 1997 et réunit, en plus des cinq chercheurs responsables, un chercheur post-doctoral et trois étudiants au doctorat. Le travail est divisé en trois parties principales, chacune correspondant à un sujet de doctorat: 1) modélisation des phénomènes hygro-thermiques pour la détermination des déformations associées; 2) modélisation du comportement mécanique avec prise en compte du fluage, du vieillissement et de l'endommagement; 3) étude expérimentale du retrait et du comportement viscoélastique du béton. Il est prévu que trois projets de maîtrise portant sur des aspects expérimentaux ou numériques particuliers soient greffés à l'étude en cours de route. L'objectif général est de mettre en opération, dans un horizon de trois ans, un premier modèle numérique qui, même s'il est imparfait, aura le mérite de fournir une base scientifique qui fait défaut actuellement. En effet, l'ingénieur ne dispose d'aucun outil scientifiquement fondé dans le processus de conception d'une réparation. Cet effort de recherche exploratoire ouvrira par ailleurs une porte montrant à l'industrie le potentiel économique de cette approche d'intégration. Des projets industriels pourront alors mener à des applications commerciales très ciblées.

Bétons armés de fibres

La résistance à la fatigue et le contrôle de la fissuration représentent deux aspects fondamentaux du problème des «white toppings» (c'est-à-dire des revêtements en béton qui sont placés directement sur des routes détériorées) et, globalement, de l'ensemble des réparations minces en béton armé de fibres. En effet, pour ces applications, l'apport pressenti des fibres consiste en la conservation de l'intégrité structurale de l'élément après l'avènement de la fissuration et une diminution significative de l'ouverture des fissures. Malgré le flot d'études sur les bétons armés de fibres dans la dernière décennie, ces propriétés demeurent mal connues. On a en effet davantage insisté sur la ténacité (capacité d'absorption d'énergie avant la rupture complète), une propriété très avantageuse des BAF dans certaines applications particulières telles les structures parasismiques, mais qui ne saurait, à elle seule, justifier l'utilisation des fibres dans le cas des réparations.

Il était primordial, tant de l'avis des chercheurs que de celui des partenaires de la Chaire, d'étudier en laboratoire le comportement en fatigue des BAF avant de procéder à la mise en oeuvre de réparations en BAF et de «white toppings» expérimentaux. De telles planches d'essais sont évidemment très coûteuses et, vu leur nombre nécessairement limité, elles n'auraient probablement pas permis à ce stade d'apporter suffisamment d'éléments de compréhension.

Un premier projet sur l'utilisation du béton armé de fibres d'acier dans les «white toppings» a été entrepris en mai 1994 [7]. Ces travaux visaient principalement l'étude de l'évolution des **propriétés mécaniques du BAF sous une sollicitation cyclique en flexion**. Quatorze bétons ont été fabriqués, les paramètres étudiés étant le rapport eau/ciment (0,45 et 0,35), la géométrie des fibres (ondulées, rectilignes à extrémités crochetées) et le dosage en fibres (0, 20, 40 et 60 kg/m³). Des éprouvettes de 125x125x400 mm ont été soumises à des essais de flexion statique et à des essais de résistance à la fatigue (2x10⁵, 5x10⁵ et 1x10⁶ cycles à 70% de la charge ultime). De même, des dalles de 125x600x2000 mm fabriquées avec les mêmes bétons ont été soumises à des essais de flexion statique.

Les résultats obtenus lors de cette première étude indiquent que la résistance à la fatigue (nombre de cycles avant la rupture) augmente avec le dosage en fibres. Ils indiquent aussi que les éprouvettes qui ont subi avec succès les cycles de fatigue conservent de bonnes propriétés mécaniques résiduelles en flexion statique, soit un module de rupture et une énergie de rupture élevés (voir figure 4). Dans tous les cas, la résistance à la flexion mesurée sur les dalles était inférieure à celle obtenue sur les poutrelles, la diminution variant entre 0 et 45%. Ceci indique clairement qu'il existe un effet d'échelle important. Par ailleurs, pour les bétons dosés à 20 et 40 kg/m³ en fibres, aucune fissure visible n'est apparue à la surface des dalles avant l'atteinte de la charge ultime, alors que dans le cas des mélanges contenant 60 kg/m³ de fibres, la fissuration est survenue à une charge correspondant à environ 75 à 90% de la charge de rupture. Contrairement aux bétons faiblement dosés en fibres, où la rupture était associée à une fissure unique, le béton plus fortement dosé exhibait un état de multifissuration relative à la rupture. Globalement, les résultats obtenus confirment que la présence de fibres améliore la résistance à la fatigue et à la fissuration. Ils démontrent par ailleurs qu'on doit tenir compte de l'effet d'échelle dans la prédiction du comportement en flexion d'éléments en BAF à partir d'essais de caractérisation normalisés sur poutrelle.

Une seconde étude a été conduite parallèlement en vue de préciser le **potentiel de survie après fissuration des BAF** [8-10]. Dans le béton non armé soumis à un effort cyclique, l'apparition d'une fissure entraîne une rupture rapide et brutale de l'élément. À l'opposé, le béton armé de fibres conserve une capacité mécanique significative après l'apparition de la première fissure. Le but de l'étude consistait spécifiquement à quantifier cette «vie résiduelle» après l'amorce de la fissuration, c'est-à-dire le nombre de cycles de chargement supplémentaires pouvant être subis par l'élément avant la ruine. Pour ce faire, on a mis au point huit mélanges de béton, six BAF dosés à 40 kg/m³ et deux bétons témoins, pour lesquelles les variables de composition étaient le rapport eau/ciment (0,45 et 0,35) et le type de fibres (ondulées, rectilignes à extrémités crochetées, rectilignes à extrémités coniques). Outre les essais de caractérisation usuels, le coeur du programme expérimental reposait sur des essais de fatigue en flexion sur des prismes 125x125x425 mm à des niveaux de chargement correspondant à 70%, 75% et 85% de la charge ultime mesurée dans un essai statique.

Les résultats obtenus lors de ce deuxième projet témoignent d'une durée de vie généralement significative des BAF après la fissuration, pouvant atteindre jusqu'à 100% de la durée de vie pré-fissuration, mais ils affichent une variabilité très importante (voir figure 5). Ainsi, bien qu'une matrice moins dense (E/C plus élevé) et des fibres munies d'ancrages aux extrémités (crochets ou cônes) semblent conduire à une meilleure performance en fatigue du BAF, il n'est pas possible de relever des tendances véritablement nettes. Afin d'expliquer la variabilité observée, on a relevé sur les faciès de rupture de chacune des éprouvettes testées (en statique comme en fatigue) le nombre de fibres et la répartition de ces dernières de part et d'autre de l'axe neutre. Le nombre de fibres recensées s'est révélé très variable d'une éprouvette à l'autre avec un coefficient de variation moyen de 28%, ce qui peut expliquer en partie l'étalement des résultats des essais statiques et de fatigue. Par ailleurs, une analyse statistique sommaire de la teneur en fibres effective en regard des modes de rupture observés correspondants, c'est-à-dire avec ou sans «pseudo-écrouissage», a permis

d'en conclure qu'un comportement de type pseudo-écrouissant est possible à des dosages en fibres de l'ordre de 70 à 110 kg/m³. Il s'agit d'une conclusion importante, car les dosages préconisés en pratique, qui excèdent rarement les 40 kg/m³, ne permettent donc pas d'obtenir une répartition vraiment efficace de la fissuration.

Les conclusions qui se sont dégagées des deux premiers projets, ainsi qu'une étude de coûts et de faisabilité réalisée à l'automne 1995 [11], nous ont conduits à réorienter quelque peu la suite des travaux sur le BAF et les «white toppings» en concentrant notre action sur le potentiel de multifissuration des BAF. Dans un béton ordinaire et, incidemment, dans un BAF contenant un faible dosage en fibres, la fissuration se localise et s'ouvre de façon importante, ouvrant la voie à des désordres plus importants encore avec le temps (pénétration d'agents agressifs, décollement de la chape, etc.). À l'opposé, dans un BAF «multifissant», la fissuration est progressivement répartie à l'échelle de l'élément et demeure suffisamment fine pour en préserver l'intégrité. Ce concept présuppose un comportement en traction du BAF de type pseudo-écrouissant qui nécessite, comme on l'a vu précédemment, des dosages en fibres plus élevés que ceux auxquels on a recours usuellement.

Un projet visant à déterminer les conditions nécessaires à l'obtention de la **multifissuration du BAF** a été entrepris à l'automne 1996 [12]. Pour atteindre cet objectif, des essais de retrait empêché ont été réalisés sur des dalles de 2,0 m de longueur au moyen de quatre cadres rigides en acier spécialement conçus. L'essai de retrait restreint sur une éprouvette qui sèche lentement se veut fidèle aux conditions réelles auxquelles se voit soumise une réparation en béton, puisqu'il fait intervenir simultanément des phénomènes importants dont le gain en résistance et en rigidité ainsi que le fluage en traction du matériau de réparation. La taille des dispositifs d'essai a par ailleurs été choisie de façon à éliminer l'effet d'échelle significatif observé dans l'une des deux études précédentes. Dans l'éventualité où la rigidité des cadres, qui ont été conçus pour offrir un degré de restriction de l'ordre de 67%, ne serait pas suffisamment importante pour conduire les dalles à la rupture complète, deux systèmes palliatifs avaient été prévus (cadre chauffant, essai de traction directe sur vérin). Pendant les essais, on a effectué une cartographie dans le temps du réseau de fissures à l'aide d'un binoculaire. Les essais de retrait restreint étaient complétés par des essais de retrait libre et les essais de caractérisation usuels. Les paramètres de composition qui ont été étudiés dans le programme expérimental sont le dosage en fibres (40 à 100 kg/m³), la géométrie des fibres et la qualité de la matrice (E/C = 0,40, 0,60 et 0,80). Les dernières séries d'essais ont pris fin il y a deux mois et on complète actuellement l'analyse des résultats.

Études in-situ

L'équipe de la Chaire participe à différents projets de réparations in-situ qu'elle initie ou auxquels elle s'associe. Selon le cas, son implication peut débiter avec l'élaboration du projet ou se limiter tout simplement au suivi de l'ouvrage.

Avec la Ville de Québec, nous avons entrepris en 1994 une étude des alternatives de **réparation de trottoirs** afin d'identifier la technique de démolition et les matériaux de réparation les plus appropriés à la réparation économique et durable des trottoirs [13]. En effet, la ville dépense annuellement en moyenne 2,5 M\$ pour le remplacement des sections les plus endommagées et une partie croissante des coûts est liée à l'élimination du béton et de la fondation qui sont enlevés lors d'un remplacement. Une réparation mince (50 mm) en béton permet de réduire la quantité de déchets solides de 90%, mais le trottoir réparé ne doit pas être trop détérioré pour que la technique des chapes minces adhérentes soit envisageable.

Les travaux avec la Ville de Québec se sont déroulés au cours des trois dernières années en mettant en relief, à chaque année, une technique de préparation de la surface différente (retrait du béton

superficiel sur environ 50 mm de profondeur). La première année, après avoir préparé la surface au marteau pneumatique, un premier tronçon de 55 m a été réparé avec succès en deux sections, l'une avec un béton de formulation usuelle pour les trottoirs, et l'autre avec un BHP (E/C=0,30). Lors de la deuxième année, l'hydrodémolition a été retenue comme technique de préparation et les matériaux de réparation utilisés, en plus du béton de référence, étaient un béton modifié au latex et un mortier modifié au latex. Les résultats de cette phase n'ont toutefois pas été très concluants en raison des dimensions de l'appareil d'hydrodémolition, qui n'était pas adapté aux conditions de chantier, et du degré de détérioration avancé de la section de trottoir choisi pour l'essai, incompatible avec la puissance du jet d'eau de l'appareil. Enfin, la dernière année, une scarifieuse du même type que celles utilisées pour les chaussées en bitume a été employée et on a procédé, en plus des réparations minces en béton, à des réparations dites «ultra-minces» de 10 à 20 mm d'épaisseur avec des mortiers au latex et des mortiers polymères. L'expérience s'est révélée très satisfaisante pour la Ville de Québec qui, dès l'été 1997, a inclus dans son programme de réfection de trottoirs des interventions de type «minces» et «ultra-minces».

Pour la recherche, ces différents bancs d'essais en conditions réelles apporteront au fil des ans des informations précieuses sur la durabilité et le vieillissement de différents types de réparations minces. Pour les municipalités, on peut anticiper, une fois la procédure de réparation maîtrisée par les entrepreneurs, une économie de l'ordre de 50% par rapport au remplacement total. Il est à souligner que le CRIB et la Ville de Québec se sont vus décerner conjointement à l'automne 1995 un prix ARCUS par l'Association Béton-Québec soulignant le caractère innovants de ces travaux.

Depuis le début de ses activités, la Chaire assure le suivi d'un projet de **réparations minces expérimentales** réalisé au début des années 90 avec Ciment St-Laurent. Le projet visait à évaluer l'influence de différents paramètres de base sur la durabilité de l'adhérence d'une réparation en béton non armée. Les réparations ont été effectuées en deux phases sur une chaussée en béton (dalles goujonnées) conduisant à une balance pour véhicules lourds sur le site de l'usine Béton-Québec, une filiale du partenaire. Dans la première phase, on a étudié l'influence des agents de liaison et de la composition du béton (rapport E/C, type de liant, dosage). Dans la seconde phase, les paramètres étudiés étaient la technique de démolition et le renforcement avec des fibres. Les 16 planches d'essais réalisées, exposées à des conditions qu'on peut qualifier de sévères, sont soumises depuis à des campagnes régulières d'essais d'arrachement. Les réparations se sont très bien comportées jusqu'à maintenant et, si certaines tendances se dégagent parmi les différentes variables étudiées, les résultats des essais démontrent globalement qu'avec une main-d'oeuvre qualifiée et des matériaux de qualité, la mise en oeuvre de réparations minces durables est possible. Encore une fois, il faut souligner que ce type d'essais est une façon irremplaçable d'obtenir des informations sur le comportement à très long terme des réparations minces (vieillessement).

Au cours de l'été 1996, nous avons participé à un chantier de «**white topping**» sur une section du boulevard Hochelaga à Montréal. La compagnie Demix avait pour mandat de remplacer la couche de roulement en béton bitumineux (50-150 mm d'épaisseur) par un recouvrement en béton de ciment renforcé de fibres d'acier, ce dernier reposant sur une ancienne fondation en béton. Un relevé de l'état de fissuration du support avant la réparation a été effectué afin de détecter la réflexion éventuelle des fissures à la surface. De plus, lors des coulées, des éprouvettes ont été prélevées en vue d'établir s'il y avait orientation préférentielle des fibres, l'épaisseur de béton dans certaines zones du recouvrement excédant à peine la longueur des fibres. Depuis, un relevé semestriel de l'état de fissuration des dalles est effectué, soit à l'hiver et à l'été. Dès le premier hiver, huit mois seulement après les travaux, de nombreuses fissures transversales et longitudinales sont apparues, dont certaines, très ouvertes, ont dû être scellées. Dans certains cas, il s'agissait de fissures réfléchies, mais bon nombre d'entre elles ont été initiées dans le recouvrement. L'origine exacte de ces fissures demeure à établir. Quoi qu'il en soit, le comportement de ce «white-topping» tend à démontrer que les formulations de BAF et les dosages en fibres usuels ne permettent pas nécessairement d'obtenir le contrôle de la fissuration attendu. Cela renforce la nécessité de comprendre mieux le comportement du BAF et de se pencher sur la

question de la multifissuration. Le suivi de l'ouvrage sera assuré pendant quelques années, de façon à en tirer le maximum d'information.

La rapidité avec laquelle les réparations peuvent être effectuées a beaucoup d'importance, puisque les usagers souhaitent évidemment que la circulation soit interrompue le moins longtemps possible. En collaboration avec Béton Canada (le réseau de centres d'excellence sur le béton à haute performance dont le titulaire de la Chaire est membre) et Ciment St-Laurent, nous avons donc mis au point un béton sans adjuvants spéciaux pouvant développer une résistance de plus de 30 MPa à 12 heures et qui peut résister à l'écaillage dû au gel en présence de sels fondants. Ce béton a été utilisé lors de la réfection de l'autoroute 40 dans la région de Montréal.

Un projet ayant pour objectif le développement d'une technique appropriée permettant de **détecter l'obtention du béton sain** en vue de travaux de réparation a été réalisé pour le compte du ministère des Transports du Québec en 1995-96. Le problème qui se pose presque toujours lorsqu'on répare une structure en béton est de déterminer jusqu'à quelle profondeur on doit démolir. Les devis spécifient généralement de retrancher le béton de surface jusqu'à l'obtention du béton sain, mais il n'existe aucune méthode normalisée à cet effet. Trois principales techniques ont été étudiées au cours du projet: le marteau Schmidt, le jet d'eau sous pression et le marteau à aiguilles. Si la première technique s'est montrée très peu fiable, les deux autres se sont révélées efficaces peu importe l'inclinaison de la surface à tester. La technique qui s'est révélée la plus fiable est celle du marteau à aiguilles, qui permet de détecter la présence d'une certaine quantité de particules lâches laissées par le jet d'eau. De plus, le marteau à aiguilles ne nécessite qu'une faible pression d'air (100 psi ou 700 kPa) généralement disponible sur tous les chantiers, il offre l'avantage d'être léger et très facile à manipuler, et son utilisation ne demande pas une formation spécialisée. Ces conclusions ont conduit le MTQ à spécifier dans ses devis la technique du marteau à aiguilles.

On a entamé à l'automne 1997 avec la Ville de Québec une étude comparative de différentes **techniques d'intervention à caractère préventif**. L'expérimentation a été effectuée sur les murs de soutènement de l'approche ouest du tunnel Louis-Philippe Samson, un ouvrage construit en 1984. Les murs exhibaient une fissuration superficielle généralisée et quelques traces de gel blanchâtre trahissant des problèmes associés à la réaction alcalis-granulats (RAG). Au moment des interventions, l'ouvrage ne présentait pas de problèmes de corrosion sérieux, mais l'état de fissuration laissait présager l'initiation du processus à brève échéance, d'autant plus que les murs sont exposés aux sels fondants et à des cycles de mouillage-séchage fréquents. Cinq produits commerciaux se répartissant en deux familles ont été sélectionnés aux fins du projet, soit trois inhibiteurs de corrosion et deux enduits scellants. Les produits ont été appliqués sur des sections isolées de 15,0 m². Les inhibiteurs de corrosion, sous forme d'agents migrants, ont été appliqués après avoir retranché le béton de recouvrement, après quoi on a appliqué une couche de béton projeté par voie sèche pour redonner au mur son profil original. Une section supplémentaire a été préparée de façon identique, sans toutefois appliquer quelque agent que ce soit, afin de disposer d'un témoin représentatif. En ce qui a trait aux scellants, ils ont été appliqués directement sur la surface actuelle après un nettoyage à l'air. Immédiatement avant de procéder aux interventions, on a prélevé des échantillons sur chacune des sections afin de bien caractériser l'indice d'activité initial de la RAG et de la corrosion. Au cours des prochaines années, on effectuera un suivi régulier des interventions consistant en des observations visuelles et, à certaines échéances déterminées, en des analyses plus approfondies sur carottes.

Retraitement des chaussées

Les études de laboratoire faits par l'équipe de la Chaire sur le **retraitement des chaussées** avec du ciment portland ont donné des résultats prometteurs [14-16]. En effet, des bétons compactés au rouleau fabriqués en laboratoire avec des résidus de pulvérisation de chaussées comme granulats

ont donné des résistances en flexion de l'ordre de 3 MPa et un module d'élasticité de l'ordre de 12 GPa. Le retrait à long terme de ces bétons compactés contenant des résidus d'asphalte est plus élevé que celui des bétons compactés usuels. Cependant, il n'est pas évident que cela causera des problèmes de fissuration excessive étant donné la plus grande déformabilité du matériau (voir figure 6). Ces résultats permettent d'envisager des réparations de chaussées en asphalte par retraitement des matériaux pulvérisés avec des liants hydrauliques, de façon à bâtir une couche de béton compacté au rouleau de l'ordre de 200 à 300 mm qui pourra supporter la circulation lourde.

Ces travaux de laboratoire ont conduit à la réalisation d'un **projet de démonstration** mené en collaboration avec la Ville de Québec et certains partenaires de la Chaire. Le projet a été financé dans le cadre du volet «technique innovante» du programme d'infrastructures du gouvernement fédéral. La construction des différentes planches d'essai a été réalisée au cours de l'automne 1996. Le projet visait essentiellement à réhabiliter, à l'aide de la technique de retraitement à haute performance, sept tronçons d'une chaussée très détériorée et soumise à de la circulation lourde. La chaussée retenue pour l'expérimentation est située dans le parc industriel St-Malo à Québec. Les tronçons réhabilités, qui constituent en fait la demi-largeur de la chaussée existante, ont une largeur approximative de 6,5 mètres et environ 75 mètres de longueur chacun. Cinq des tronçons ont été réhabilités en utilisant la technique de retraitement à haute performance. Deux autres tronçons ont été réalisés en ayant recours à d'autres techniques de production du béton. Les bétons de la sixième planche d'essai ont été réalisés à l'aide d'une usine mobile alors que ceux de la septième planche ont été produits en utilisant une usine fixe (comportant une unité de prémalaxage). Dans les deux cas, des matériaux recyclés provenant de la pulvérisation de chaussée ont été utilisés dans la fabrication des bétons. La réalisation de ce projet a permis de démontrer la faisabilité de la technique de retraitement à haute performance. Elle aura également permis de confirmer certains résultats obtenus en laboratoire.

Travaux connexes

Une thèse de doctorat sur le **comportement à basse température du béton armé de fibres**, financée dans le cadre d'un autre projet avec Ciment St-Laurent, a été terminée récemment [17-20]. Les résultats seront très utiles pour les travaux de la Chaire sur les réparations et les «white toppings», car il faut absolument connaître les effets de la température sur la ténacité pour faire des calculs logiques de la durée de vie des revêtements routiers au Québec. Ces résultats ont démontré, entre autres, que, même à -30°C , le BAF a une ténacité en flexion qui est aussi élevée qu'à 20°C et que les mécanismes à l'origine de cette ténacité sont les mêmes à basse température.

Une thèse de doctorat est présentement en cours à l'Université Laval sous pour déterminer les mécanismes reliés à la **fissuration au jeune âge** qui est observée dans certains cas, particulièrement, semble-t-il, lorsque le rapport eau-liant est faible. Un appareil spécial a été développé à cette fin et est présentement opérationnel. Les résultats obtenus permettront d'élargir beaucoup les connaissances sur le comportement des bétons de réparation pour lesquels la fissuration, au jeune âge comme à plus long terme, peut amener des problèmes de durabilité.

En complémentarité avec le précédent projet, une **étude de cas** a été entreprise à l'été 1997 par un étudiant à la maîtrise. Cette étude, menée en collaboration avec le ministère des Transports du Québec, poursuit comme objectif de rassembler une banque de données exhaustive qui pourrait, dans un premier temps, permettre d'établir des liens de cause à effet face au problème de fissuration précoce du béton (en particulier lorsque des BHP sont utilisés) et, dans un second temps, être utilisée pour la calibration et la validation de modèles numériques. Près d'une dizaine de ponts ciblés, en construction ou en réfection, ont été suivis à ce jour, et on compte participer à au moins cinq autres projets en 1998.

Un autre projet qui pourrait apporter des informations à la fois intéressantes et complémentaires est celui qui est présentement mené en collaboration avec un chercheur de l'École de technologie supérieure sur la **fissuration des réparations structurales**. L'intérêt plus spécifique de cette étude est qu'elle inclut les aspects mécaniques de la durabilité, aspects que nous voulons étudier durant la phase II des travaux de la Chaire, soit de 1999 à 2004.

TRAVAUX DE RECHERCHE PRÉVUS POUR L'ANNÉE À VENIR (1998-1999)

D'ici la fin de la première phase de cinq ans de la Chaire en mai 1999, les travaux seront principalement concentrés sur la poursuite des études liées à la problématique retrait-fluage (projet de doctorat en cours) et sur le développement d'un modèle prédictif du comportement des réparations. Des recherches seront également menées afin d'étudier la possibilité d'utiliser des matériaux de réparations à faible retrait ou à retrait compensé. Les conclusions qui se dégageront de l'étude sur la multifissuration du BAF qui s'achève seront déterminantes quant à l'orientation des travaux subséquents sur ce thème. Les études en chantier seront orientées vers la problématique de la corrosion (travaux sur les murs de soutènement du tunnel Samson à Québec) et vers le suivi des diverses expériences déjà réalisées.

PROGRAMMATION DE LA SECONDE PHASE DE LA CHAIRE (1999-2004)

On peut d'ores et déjà affirmer qu'au terme de la première phase de la Chaire, des progrès substantiels auront été réalisés dans le domaine du béton projeté et des réparations, et cela, tant du point de vue des connaissances fondamentales que des connaissances techniques et pratiques. La problématique d'ensemble est toutefois très vaste et de nombreux aspects demeurent à être étudiés. À ce titre, il ne fait nul doute dans l'esprit des membres de l'équipe, chercheurs et partenaires industriels, que l'effort de recherche concerté doit être poursuivi dans une seconde phase de cinq ans.

En collaboration avec les partenaires industriels, une programmation générale préliminaire a été ébauchée. Le béton projeté et les réparations demeureront les deux volets constitutifs, mais ils se verront plus étroitement associés par le biais de quelques thèmes communs, notamment l'étude des problèmes de fissuration et de corrosion, et la réalisation de projets in-situ à caractère intégrant. De façon plus spécifique, les quatre thèmes retenus a priori dans le volet **réparations** sont la compatibilité déformationnelle, le couplage des sollicitations externes aux sollicitations d'origine hygro-thermique, le développement d'essais de caractérisation des matériaux de réparation et les alternatives au béton ordinaire (bétons à faible retrait, BHP, bétons polymères).

La programmation envisagée pour la seconde phase se précisera davantage en fonction des résultats qui seront obtenus au cours des prochains mois. De plus, comme c'est le cas depuis la mise sur pied de la Chaire, chacun des projets sera discuté et défini de façon détaillée avec les partenaires industriels de façon à répondre aux véritables problèmes qui se posent en pratique. En ce sens, le leitmotiv de la seconde phase sera la **robustesse des formulations**, ce qui signifie en clair la mise en oeuvre de matériaux de réparation peu sensibles aux conditions extrêmement variables de chantier.

RÉFÉRENCES

1. BISSONNETTE, B., (1997), *Le Fluage en Traction: un Aspect Important de la Problématique des Réparations Mincees en Béton*, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada, 290 p.

2. PIGEON, M. & BISSONNETTE, B., (1998), *Tensile Creep and Cracking Potential of Thin Concrete Repairs*, soumis pour publication dans Concrete International, avril.
3. BISSONNETTE, B. & PIGEON, M., (1997), *Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations*, soumis pour publication dans Matériaux et Constructions, décembre.
4. BISSONNETTE, B., PIERRE, P. & PIGEON, M., (1996), *Influence of Key Parameters on Drying Shrinkage of Cementitious Materials*, accepté pour publication dans Cement and Concrete Research, août.
5. BISSONNETTE, B. & PIGEON, M., (1995), *Tensile Creep at Early Ages of Ordinary, Silica Fume and Fiber Reinforced Concretes*, Cement and Concrete Research, 25 (5), p.1075-1085.
6. SAUCIER, F., CLAIREAUX, F., CUSSON, D. & PIGEON, M., (1997), *The Challenge of Numerical Modeling of Strain and Stress in Concrete Repairs*, Cement and Concrete Research, 27 (8), p. 1261-1270.
7. MALTAIS, J., (1998), *Utilisation du Béton Armé de Fibres Métalliques pour la Fabrication de Dallages*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada. (en préparation)
8. MAILHOT, T., (1997), *La Résistance à la Fatigue du Béton Armé de Macro-Fibres d'Acier*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada, 179 p.
9. MAILHOT, T., BISSONNETTE, B., SAUCIER, F. & PIGEON, M., (1998), *Flexural Fatigue Behaviour of Steel Fiber-Reinforced Concrete Before and After Cracking*, soumis pour publication dans la Revue Canadienne de Génie Civil, avril.
10. SAUCIER, F., MAILHOT, T. & PIGEON, M., (1996), *Réflexion sur la Capacité de Survie après Fissuration du Béton Armé de Fibres Soumis à une Sollicitation de Fatigue en Flexion*, 2^e Colloque Francophone sur les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques, Toulouse, p. 97-106.
11. BARTHET, J.-L., (1995), *Revue de l'État des Connaissances et de la Réhabilitation des Chaussées: les Recouvrements Minces en Béton Armé de Fibres*, Rapport bibliographique, Université Laval, Québec, Canada, 64 p.
12. THERRIEN, Y., (1998), *La Multifissuration dans les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada. (en préparation)
13. SAUCIER, F. & PIGEON, M., (1996), *Testing of Superficial Repairs for Sidewalks in Canada*, Concrete International, 18 (5), p. 39-43.
14. TREMBLAY, M., (1996), *Stabilisation des Chaussées par Pulvérisation et Retraitement au Ciment selon une Approche de Béton Compacté au Rouleau*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada, 172 p.
15. TREMBLAY, M., MARCHAND, J., BOISVERT, L. & PIGEON, M., (1997), *Effet des Conditions de Conservation sur le Comportement Mécanique des Chaussées Stabilisées par la Technique de Pulvérisation et Retraitement au Ciment*, soumis pour publication dans ACI Materials Journal.
16. TREMBLAY, M., MARCHAND, J., PIGEON, M. & BOISVERT, L., (1997), *Propriétés Mécaniques des Chaussées Stabilisées par la Technique de Pulvérisation et Retraitement au Ciment*, Progrès dans le Domaine du Béton 1997 / ACI Section du Québec et de l'Est de l'Ontario, décembre. (aussi soumis pour publication dans ACI Materials Journal)
17. CANTIN, R., (1997), *Étude des propriétés à basse température et de la durabilité du béton armé de fibres d'acier*, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada, 290 p.
18. PIGEON, M. & CANTIN, R., (1996), *Mechanical Properties of Steel Fibre-Reinforced Concretes at Low Temperatures*, soumis pour publication dans Journal of Cement and Concrete Composites, juin.
19. CANTIN, R. & PIGEON, M., (1996), *Deicer Salt Scaling Resistance of Steel Fiber-Reinforced Concrete*, Cement and Concrete Research, 26 (11), p. 1639-1648.
20. CANTIN, R., PIGEON, M., LANGLOIS, M., BANTHIA, N. & ALLARD, D. (1995), *Air-Entrainment in Steel Fiber Reinforced Concrete*, Fiber Reinforced Concrete: Modern

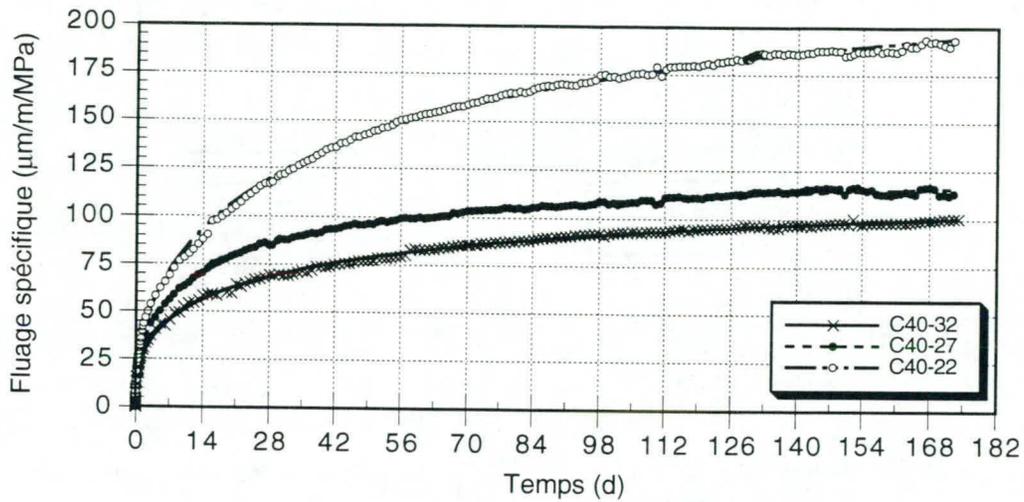


Figure 1 - Courbes de fluage en traction en fonction du temps pour trois bétons ordinaires de rapport $E/C = 0,40$ avec des volumes de pâte respectifs de 22%, 27% et 32% (tiré de [1])

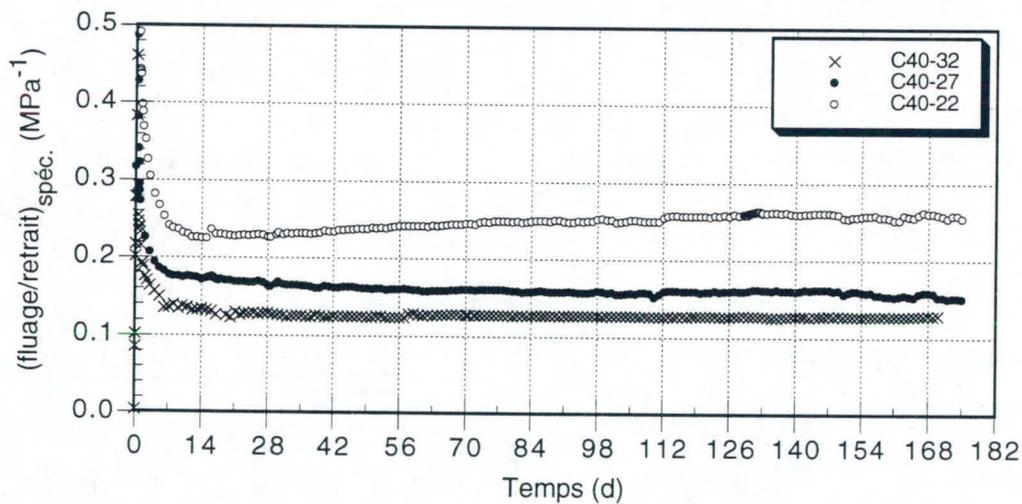


Figure 2 - Courbes présentant l'évolution du rapport fluage/retrait spécifique dans le temps pour trois bétons ordinaires de rapport $E/C = 0,40$ avec des volumes de pâte respectifs de 22%, 27% et 32% (tiré de [1])

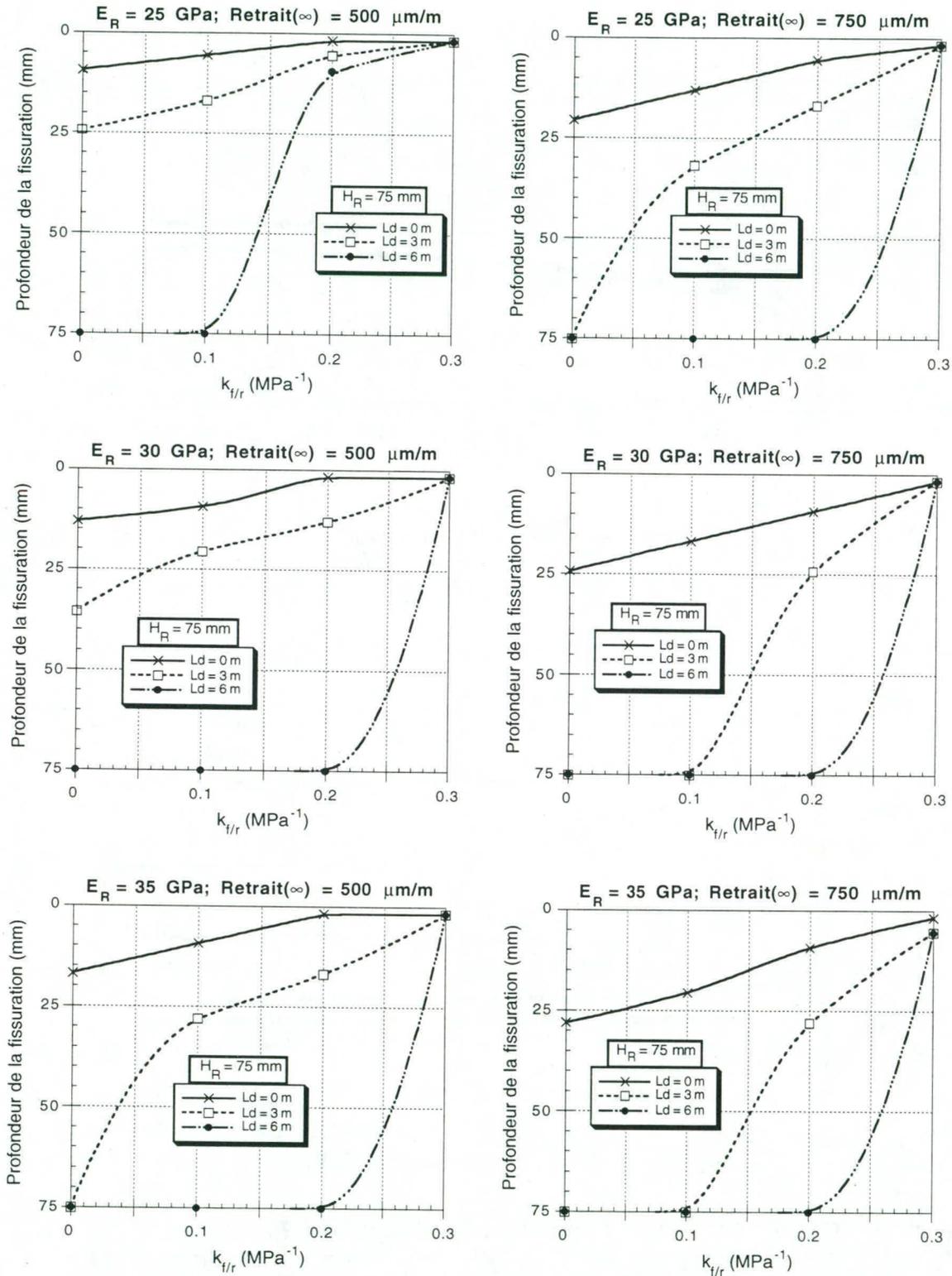


Figure 3 - Relation entre la profondeur de la fissuration superficielle et le rapport fluage/retrait ($k_{f/r}$) en fonction de différents paramètres - résultats des simulations pour une couche de réparation de 75 mm sur un support de béton ancien de 100 mm (tiré de [1])

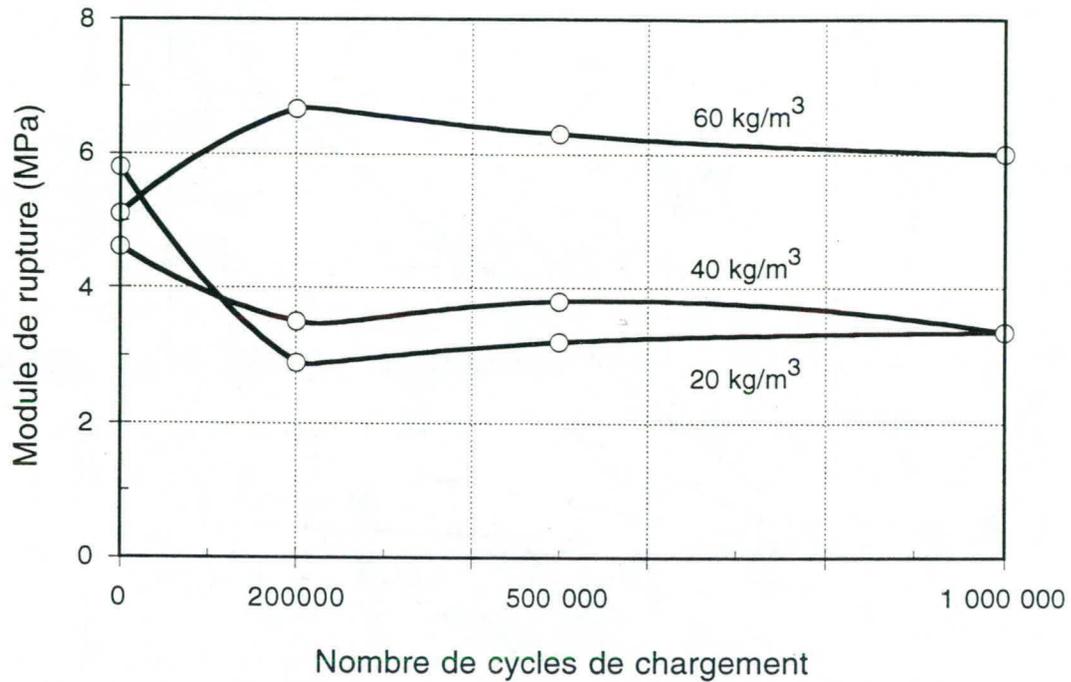


Figure 4 - Influence du dosage en fibres sur l'évolution du module de rupture en fonction du nombre de cycles de chargement (tiré de [7])

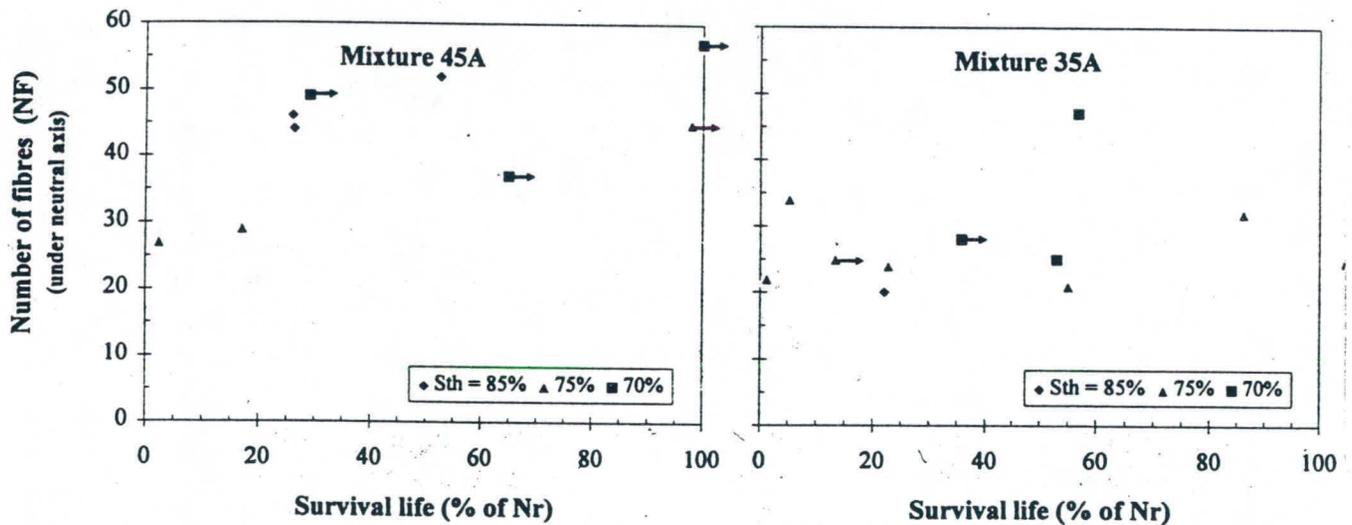


Figure 5 - Survie après fissuration, exprimée en fraction du nombre de cycles subis avant la fissuration, en fonction du nombre de fibres trouvées sous l'axe neutre à la section de rupture (bétons de rapports E/C = 0,45 et 0,35 armés avec 40 kg/m³ de fibres à extrémités crochetées) (tiré de [8])

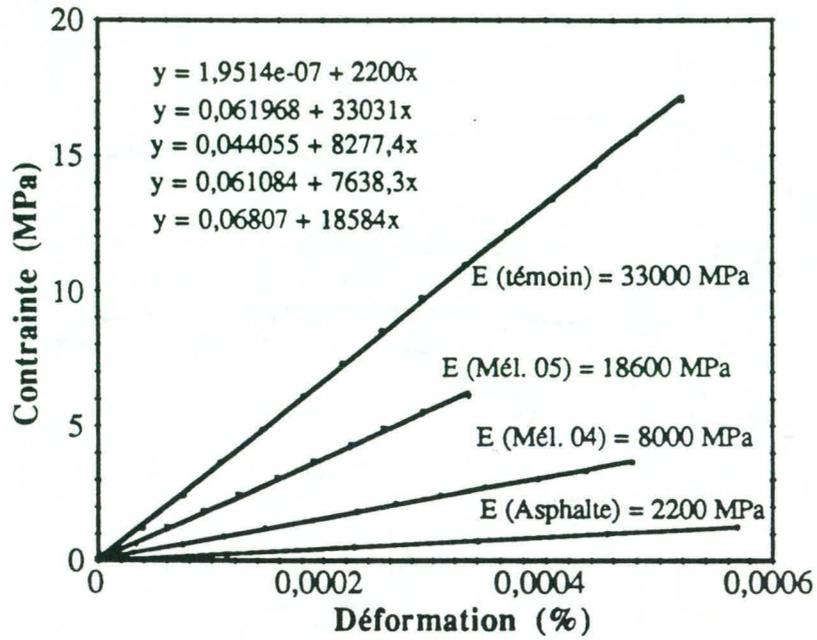


Figure 6- Comparaison des modules d'élasticité en compression obtenus pour un BCR ordinaire (témoin), deux bétons de type RHP (mél. 04 et mél. 05) et un béton bitumineux (tiré de [14])

RÉFECTION DE LA PARTIE FERROVIAIRE DU PONT VICTORIA

Paul Gaudet, ing.

Ingénieur principal - Charpentes

Canadien National

935, de la Gauchetière ouest

Montréal, (Québec) H3C 3N4

RÉSUMÉ: La superstructure du Pont Victoria sera bientôt centenaire. Le Canadien National vient de compléter un projet de restauration majeure de la structure. Afin de minimiser les perturbations à la circulation pendant les travaux, une charpente pour ponts roulants fut érigée à l'intérieur des travées du pont.

INTRODUCTION

Le Pont Victoria fut inauguré en 1859. Supportant une voie ferrée au-dessus du fleuve St-Laurent, le pont original consistait en 25 travées tubulaires érigées sur des piles en pierre de calcaire. L'augmentation des charges et du volume de trafic ferroviaire au tournant du siècle rendait nécessaire le remplacement de la superstructure du pont. Des nouvelles travées à poutres à treillis à tablier inférieur supportant deux voies ferrées au centre et en porte-à-faux de chaque côté une voie routière furent érigées sur les piles existantes.

La construction de la Voie Maritime du St-Laurent vers la fin des années 1950 amena d'autres modifications au pont. Une voie de contournement fut ajoutée permettant le passage ininterrompu du trafic maritime, ferroviaire et routier. Le Pont Victoria accomode plus de 40 trains par jour et en moyenne 30,000 automobiles.

DESCRIPTION DES TRAVAUX

Une inspection détaillée de la superstructure fut complétée en 1993. L'évaluation de la capacité portante des travées fut effectuée en analysant les données recueillies en chantier. Des tests dynamiques ont permis par la suite de mesurer le comportement réel de la structure et ainsi valider les calculs théoriques.

Le rapport de l'évaluation concluait que l'ossature du tablier du pont avait un urgent besoin d'attention. Le programme d'entretien de la structure ne suffisait plus à contrer les problèmes dûs à la fatigue et à la corrosion du métal. On proposa alors un programme de travaux pour s'assurer que la structure puisse supporter en toute sécurité les chargements actuels et qu'elle soit capable de supporter les chargements futurs prévisibles qui vont en augmentant.

L'étendue des travaux se résume comme suit:

21 travées à poutres à treillis de 254':

- renforcement des montants de bouts
- remplacement des longerons des voies ferrées
- renforcement des poutres transversales de tablier
- remplacement des contreventements corrodés
- remplacement des traverses de pont

1 travée à poutres à treillis de 348':

- remplacement du tablier en acier
- remplacement des appareils d'appuis mobiles
- remplacement du système d'attache du rail
- isolation du circuit de rail pour le contrôle de la circulation

8 travées à poutres à âme pleine:

- renforcement de l'âme des poutres principales
- remplacement des contreventements corrodés

Le projet de réfection fut élaboré par le service de l'Ingénierie - charpentes du CN. Les travaux s'échelonnaient sur une période de trois ans. Plus de 6200' de pont à voie double devait être remis à neuf par la mise en place d'environ 12,000,000 lb d'acier de charpente.

Au moins une des deux voies ferrées devait être laissée libre à la circulation des trains pendant la durée des travaux. Puisqu'il n'y a pas de circulation maritime dans les écluses en hiver, la circulation ferroviaire pouvait être dirigée sur la voie de contournement et ainsi éliminer complètement la circulation sur les travées 19 à 24 de janvier à mars.

PROJET "ESSAI À GRANDE ÉCHELLE":

Dès janvier 1995, les travaux débutaient à la travée 22 du pont. Plus de 40 charpentiers en fer du CN étaient affectés à la tâche. Les travaux se déroulaient en continu, 7 jours/semaine, 12 heures/jour de façon à rétablir la circulation avant la ré-ouverture de la voie maritime. Une portion du tablier de la travée 13, de configuration différente des autres travées, fut aussi remplacé en début de projet. Pour ce faire, les deux voies ferrées et les voies routières devaient être fermées à la circulation.

Ces interventions étaient en sorte un essai à grande échelle qui permettrait de confirmer l'état de la structure tel que rapporté dans les rapports d'inspections, de valider les dessins d'atelier datant de 1898 et d'améliorer les détails de construction.

TRAVÉES 1-16 - STRUCTURE À PONTS ROULANTS

Le maintien de la circulation ferroviaire sur une voie en tout temps pendant les travaux était un problème de taille. Afin de permettre la manutention des matériaux dans un espace restreint et sans affecter la voie ferroviaire en service, on décida d'installer à l'intérieur des travées, une charpentes pour grues à ponts roulants.

Les poutres de support des ponts roulants furent rattachées aux montants verticaux des travées. Des poutres de roulement s'étendaient sur 4200' (16 travées) au-dessus d'une ou l'autre des voies en réparation. Huit ponts roulants de 7.5T furent achetés pour effectuer les travaux. Les ponts roulants étaient munies de deux paires de roues de traction en série pour permettre de traverser les joints de dilatation (2.5" à 4") entre les travées. Les grues pouvaient être jumelés pour levage en tandem et étaient opérées à l'aide de contrôles à distance.

Un contrat fut octroyé pour l'installation de la structure à ponts roulants et le renforcement des montants de bouts pendant la première année du projet. Un autre contrat était plus tard octroyé pour effectuer les travaux de réfection des travées, la voie nord en premier, puis la voie sud. Quatre wagons plats sur rail tirés par un locotracteur étaient mis à la disposition de l'entrepreneur pour acheminer les matériaux au chantier.

Pour remplacer les membrures du tablier et les appareils d'appuis de la travée 13, la circulation devait être interrompue simultanément sur les deux voies. Des fenêtres de 72 heures étaient prévues où aucune circulation ferroviaire ou routière ne serait permise. Les travaux se déroulaient jour et nuit pendant ces fermetures.

TRAVÉES 19-24 - TRAVAUX EFFECTUÉS EN HIVER

Les travaux aux travées 19 à 24 se déroulèrent en hiver. Après la travée 22 pendant la première année, deux travées puis trois travées furent remises à neuf pendant les hivers suivants. Des grues sur rail étaient utilisées pour la manutention des matériaux. Des plateformes de travail suspendues aux membrures inférieures recouvraient la totalité d'une travée. En plus de faciliter la mise en place des matériaux, les plateformes permettaient de récupérer entièrement les déchets des opérations de nettoyage au jet de sable.

PROTECTION FERROVIAIRE

Un programme de sécurité sur mesure fut élaboré pour ce projet. Tous les employés affectés aux travaux devaient suivre une formation d'une demi-journée en sécurité ferroviaire. Toute circulation ferroviaire à l'intérieur des limites de la zone des travaux était préalablement autorisée par un opérateur qualifié du CN. Ce dernier devait s'assurer, avant d'autoriser le passage d'un train, que la voie était sécuritaire et que tous les employés effectuant les travaux étaient informés de l'approche d'un train.

COÛTS DU PROJET

Le tableau suivant résume les coûts de la réfection du pont.

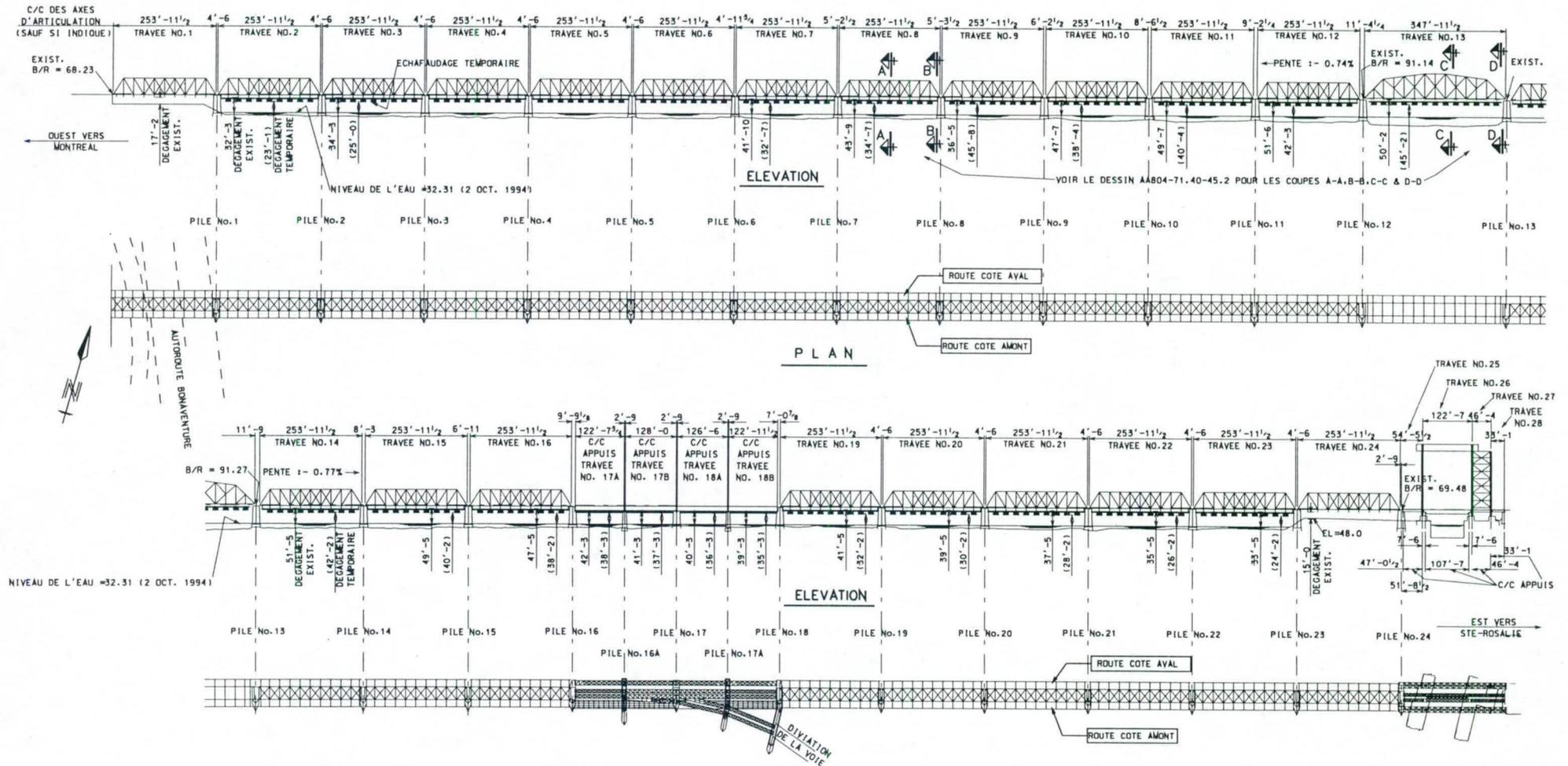
Ponts roulants	
Acier de charpente	1,200,000
Grues	400,000
Installation / démantèlement	<u>2,100,000</u>
	3,700,000
Réfection des travées	
Acier de charpente	9,750,000
Contrats - érection	7,900,000
Main d'oeuvre CN (6 travées)	5,250,000
Locations (plateformes, outils)	1,700,000
Traverses de pont / matériaux de voie	1,800,000
Protection ferroviaire	800,000
Supervision / Assurance qualité	1,100,000
Ingénierie	<u>600,000</u>
	28,900,000
Coût total du projet	32,600,000

CONCLUSION

Le projet de réfection fut complété en trois ans, tel que prévu. Les coûts reliés à la mise en place de la charpente temporaire pour les ponts roulants représentent 11% du coût total du projet. Le coût unitaire pour la fourniture et l'installation de l'acier de charpente se chiffre à \$ 2.40 / lb.

Le coût total du projet se situe à environ 14% en deça de l'estimé original. On attribue ces économies à l'efficacité du système de manutention des matériaux et aux essais à grande échelle effectués au début qui ont permis d'améliorer les détails de construction et de mieux préparer les documents d'appels d'offres. La nature répétitive des travaux permettait à l'entrepreneur de maintenir un taux de productivité élevé une fois l'apprentissage initial complété.

Le Pont Victoria a maintenant un nouveau souffle. La structure est dorénavant capable de supporter, en toute sécurité, les chargement accrus prévisibles pendant au moins les 25 prochaines années, avec un minimum d'entretien.



PONT VICTORIA
 MI. 71.40 ST. SUB. HYACINTHE

FIGURE 1

VT
 W

COMPORTEMENTS ÉLECTROCHIMIQUES D'UNE RÉPARATION DE DALLE EN BÉTON ARMÉ

Louis-Marie Bélanger, ingénieur
Service de l'entretien, Direction des structures
Ministère des Transports du Québec
930, chemin Sainte-Foy, 7^e étage
Québec, Québec G1S 4X9

RÉSUMÉ : La réhabilitation des dalles en béton armé constitue l'un des créneaux d'intervention prédominants dans le domaine de l'entretien des ponts. Afin d'améliorer la performance des réparations de dalle, un projet a été élaboré dans le but d'utiliser le relevé de potentiels de corrosion comme outil d'évaluation des zones à réparer. Le projet comportait aussi l'expérimentation d'enduits au zinc et d'inhibiteurs de corrosion comme agents protecteurs sur les barres d'armature. Un suivi dans le temps est également prévu.

GÉNÉRALITÉS

L'objectif principal du projet était le suivi électrochimique, ou en d'autres mots l'évolution de l'activité corrosive, d'une dalle en béton armé, surtout au niveau de zones ayant été réparées et de leurs pourtours. La mesure de potentiels corrosifs dans l'environnement des zones réparées visait également à comparer le comportement des différents revêtements protecteurs utilisés. Un objectif complémentaire du projet était de savoir si le relevé de potentiels peut être un outil utile pour la localisation des surfaces à réparer.

Le site du projet est un pont sur l'autoroute 20 à Saint-Vallier de Bellechasse. Le pont sélectionné est une structure à poutres en béton armé d'une longueur de 147 m sur 5 travées. Le contrat de réparation à l'intérieur duquel était le projet de recherche a été réalisé de la fin du mois d'août jusqu'à la fin du mois de septembre 1996.

RELEVÉS ET ESSAIS

AVANT LA RÉPARATION

Relevé des défauts de l'enrobé

Une inspection visuelle de la surface de roulement a été faite quelques semaines avant le début des travaux. La prédominance des fissures observées au niveau de l'enrobé était dans la direction longitudinale du pont. Les principales fissures, continues sur presque toute la longueur du pont, semblaient correspondre à des faiblesses au niveau des joints de pose de l'enrobé.

On a pu constater également qu'à des fissures plus importantes correspondait une activité corrosive plus élevée. Cette corrélation de résultats permet de déduire qu'une dégradation importante de l'enrobé permet une pénétration plus grande d'eau et d'ions chlorure jusqu'à l'armature, surtout s'il y a un recouvrement faible ou un défaut de béton sur le dessus de la dalle.

Analyse du drainage en surface

Un relevé approximatif des zones où une accumulation d'eau a pu être observée après une forte pluie a été fait quelques jours avant le début des travaux. Les accumulations d'eau les plus importantes ont pu être observées dans des zones où une activité corrosive élevée a été mesurée.

Carottage de la dalle

Quelques carottes ont été prélevées sur la dalle trois mois avant les travaux afin de déterminer les principales caractéristiques du béton existant. Des teneurs en ions chlorure et des taux d'absorption ont également été mesurés à 17 endroits sur le pont. L'observation de taches de rouille en surface a permis d'identifier des recouvrements inférieurs à 25 mm à plusieurs endroits.

Les résultats obtenus montrent qu'en ce qui a trait à la résistance, le béton de la dalle se situe sous la limite d'un béton considéré comme sain (résistance supérieure à 25 MPa). Les taux d'absorption ayant été compilés ne sont pas très élevés traduisant ainsi un béton ayant une porosité de moyenne à faible. Considérant l'état généralement assez bon de la dalle (sauf pour la travée #5), la relativement faible porosité du béton semble avoir en quelque sorte compensé pour la faible résistance du béton.

Des dix-sept (17) mesures de teneur en ions chlorure prises sur les 5 travées du pont, huit (8) d'entre elles ont des pourcentages considérés comme élevés. On a pu remarquer que les fortes teneurs en ions chlorure se retrouvent généralement dans les zones ayant un potentiel de corrosion très élevé ($P < -500$ mV).

Relevé de potentiels de corrosion

Le relevé de potentiels de corrosion s'est effectué environ 3 mois avant le début des travaux. Le relevé s'est fait selon un quadrillage prévoyant des lectures à chaque mètre dans les deux directions. Les mesures de potentiels ont été prises avec une demi-cellule [Cu-CuSO₄] à partir de trous (12 Ø) forés dans l'asphalte et puis saturés d'une solution aqueuse.

Les mesures de potentiels prises à tous les mètres permettent une représentation assez précise de la probabilité de corrosion sur la nappe d'armature supérieure de la dalle du pont. En considérant les zones ayant un potentiel plus négatif que -350 mV, (probabilité de plus de 90 % qu'il y ait corrosion), on a pu constater que l'activité corrosive se concentrait principalement aux endroits suivants :

- À proximité des joints de tablier, où la pénétration des ions chlorure est toujours favorisée ;
- Vis-à-vis les voies de circulation de l'autoroute, et de façon plus significative dans la voie rapide ;
- Dans la travée #5, où la nature très poreuse du béton semble avoir entraîné une augmentation marquée de l'activité corrosive ;
- Le long des chasse-roues, où il y a souvent concentration d'eau contaminée par les sels de déglacage.

PENDANT LA RÉPARATION

Analyse du profil de la dalle

Après l'enlèvement de l'enrobé, une topographie générale de la dalle a été faite à l'aide d'instruments d'arpentage. Un relevé des creux a été effectué travée par travée en arrosant abondamment la dalle avec un boyau d'incendie. Bien qu'on ne puisse pas faire de généralisation, une certaine correspondance est perceptible entre la localisation des zones à potentiels de corrosion très électronégatifs et quelques zones basses.

Des carottes ont également été prélevées dans 5 zones basses de la travée #1 afin de vérifier l'état des matériaux à ces endroits. De ces carottes de vérification, une seule a montré des signes évidents de corrosion d'armature et de délaminage du béton.

Mesures ponctuelles du taux de corrosion

Trois (3) mesures du taux de corrosion ont été prises afin d'estimer l'intensité de l'activité corrosive et de vérifier les probabilités de corrosion établies avec la demi-cellule [Cu-CuSO₄]. Ces mesures du taux de corrosion ont été effectuées dans des zones à fort ainsi qu'à faible potentiel de corrosion.

Les valeurs de taux de corrosion enregistrées ont montré une activité corrosive très importante dans les deux zones ayant des potentiels élevés et une activité considérée comme importante dans la zone ayant des potentiels faibles.

Localisation des surfaces de dalle à réparer

Les surfaces de dalle à réparer ont été déterminées par la méthode de percussion et aussi par estimation visuelle de produits de corrosion en surface. Même si à plusieurs endroits aucun signe de délaminage n'était perceptible par la méthode de percussion, il a été décidé d'en retenir un certain nombre comme surfaces à réparer à partir d'une observation visuelle de marques de rouille à la surface de la dalle.

Mis à part les extrémités et les bordures de travées, on a pu constater une corrélation entre les zones ayant un potentiel de corrosion plus négatif que -500 mV et celles où les réparations ont été jugées nécessaires.

Les résultats ainsi recueillis ont permis d'observer que le relevé de potentiels de corrosion est une technique d'investigation donnant un portrait assez représentatif de la corrosion de l'armature. Il apparaît donc que le relevé de potentiels pourrait être un bon outil, facilement interprétable, pour définir avec plus de précision les besoins d'intervention sur du béton armé déficient.

Détermination des zones d'expérimentation

Après la démolition du béton, l'emplacement des zones d'expérimentation de différents produits anticorrosion ont été désignés à partir des relevés de potentiels effectués antérieurement. Les zones d'expérimentation, sélectionnés dans chacune des travées en plus de deux zones témoins, avaient une superficie minimale d'environ $0,4 \text{ m}^2$ ($0,6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}$) et de l'armature ayant un potentiel de corrosion plus négatif que -400 mV .

Application d'enduits protecteurs au zinc

Avant le bétonnage, trois enduits protecteurs au zinc ont été appliqués sur les barres d'armatures de douze zones d'expérimentation réparties sur les cinq travées du pont. Les produits mis à l'essai étaient deux peintures au zinc-polyuréthane hygroréactif à un composant et une peinture au zinc-époxy à trois composants.

Les produits ont été appliqués au pinceau sur toutes les barres d'armature visées par l'expérimentation après une préparation par jet de sable. Un délai de 12 à 48 heures s'est écoulé entre l'application des enduits et le bétonnage des surfaces à réparer.

Un point pouvant influencer le rendement des enduits au zinc a été la difficulté d'obtenir un recouvrement complet de l'armature, surtout le dessous des barres. La rapidité de séchage des revêtements de type zinc organique est certainement un avantage au niveau de la mise en œuvre puisque le bétonnage des surfaces à réparer aurait pu se faire après quelques heures seulement après l'application des enduits.

Application d'inhibiteurs de corrosion

Avant la réparation, des inhibiteurs de corrosion ont également été utilisés sur trois sites différents. Deux produits étaient des agents de type revêtement à base d'époxy et d'ingrédients cimentaires tandis que le troisième était un agent de type migrateur à base de nitrite de calcium. Les produits ont été appliqués sur les surfaces à l'aide de gants et de pinceaux après un nettoyage minimal de l'armature au jet de sable.

Il est à noter que la période entre l'application des produits et le bétonnage des surfaces à réparer a été plus longue que le délai prévu aux fiches techniques (4 jours au lieu de 24 heures). Mentionnons également que de fortes pluies sont tombées sur le site des travaux pendant cette période, inondant les cavités à réparer malgré certaines mesures pour protéger les armatures badigeonnées.

Relevés ponctuels de potentiels de corrosion

Quelques mesures du potentiel de corrosion ont été prises sur des surfaces de dalle réparées avant la mise en place de la membrane d'étanchéité et de l'enrobé à chaud. Le but de cette prise de mesures était de vérifier l'influence à court terme des produits anticorrosion sur les barres d'armature.

Au premier examen des résultats, il semble que l'environnement très humide (donc très conducteur) du béton fraîchement mis en place puisse être un facteur déterminant à l'obtention de potentiels très électro-négatifs dans les zones d'expérimentation.

APRÈS LA RÉPARATION

Potentiels de corrosion

Un an après les travaux de réparation de dalle, un relevé de potentiels de corrosion a été effectué à l'intérieur et au pourtour (600 mm) des zones réparées. À première analyse, on a pu constater que les potentiels de corrosion ont eu tendance à être moins électro-négatifs dans les zones où un produit anticorrosion a été utilisé que dans les zones témoins. Bien que ce phénomène peut être associé à un effet normal de dépolarisation des zones réparées, il n'en demeure pas moins que les écarts de potentiels observés avant et après les réparations ont été plus grands dans les zones expérimentées que dans les zones témoins.

Autres observations

D'autres essais, tels la teneur en ions chlorure, le relevé des défauts de l'enrobé et l'analyse du drainage en surface, seront réalisés ultérieurement afin de compléter les informations de base relatives à l'activité de corrosion.

CONCLUSIONS

La réalisation de ce projet de recherche et d'expérimentation a permis de dégager et de faire ressortir des pistes qui ne sont peut-être pas nouvelles en soi mais qui pourraient permettre de mieux cerner la problématique de la dégradation d'une dalle mince de pont en béton armé, avant et après que l'on y soit intervenue.

Le fait que la majorité des dégradations de dalle sur poutres soient dues à la corrosion des armatures est reconnue de tous. Dans ce contexte, il s'avérerait plausible de planifier une cueillette d'informations propres à l'activité corrosive de l'armature lorsqu'une réparation de la dalle est envisagée. Un portrait électrochimique de la dalle pourrait être un outil décisionnel utile pour plusieurs cas de pont se situant en zone grise ou pour évaluer avec plus de précision les besoins d'intervention.

Le projet de Saint-Vallier a permis de constater une corrélation évidente entre les zones à potentiel de corrosion très élevé et les surfaces à réparer. Les autres mesures et observations effectuées avant la réparation de la dalle ont permis également de confirmer la correspondance entre les anomalies et défauts relatifs au drainage et à la surface de roulement avec les zones à potentiel corrosif élevé.

Les relevés de potentiels et autres données complémentaires qui seront pris au cours des prochaines années devraient apporter des éléments de réponses intéressants sur le comportement électrochimique des surfaces réparées et de leur environnement immédiat. Ces futures informations et les conclusions pouvant en être déduites pourront même servir à modifier les méthodes actuelles de réparation de dalle.



**UN ISOLATEUR SISMIQUE POUR PONTS ET VIADUCS:
DÉVELOPPEMENT ET MISE EN APPLICATION**

Karim Ladicani, ing., MScA

Les Industries Z-Tech, Inc.
370 Lajeunesse Ouest
St-Jérôme (Québec) J7Y 4E5

Gaël Bondonet, ITPE, PhD

CETE de L'Est, Ouvrages d'Art
Technopôle Metz 2000, BP 5230
57076 Metz, France

André Filiatrault, ing., PhD

École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079, Succ. Centre Ville
Montréal (Québec) H3C 3A7

Résumé

Les ouvrages d'art au Canada, en particulier au Québec et en Colombie Britannique, sont susceptibles de subir des sollicitations sismiques importantes. Les Industries Z-Tech Inc., spécialisées dans la conception et la fabrication de joints d'expansion et d'appareils d'appuis conventionnels pour les ponts, se sont engagées dans le développement d'un isolateur sismique. Le projet de recherche a été établi en partenariat avec le Conseil National de Recherches du Canada (CNRC-PARI), l'École Polytechnique de Montréal (EPM) et le ministère des Transports du Québec (MTQ).

La phase I du projet a porté sur le développement et la conception de l'isolateur. Tous les aspects théoriques et techniques y ont été abordés. Des essais sur table vibrante, réalisés sur un prototype complet, ont permis de conclure sur la grande performance de l'isolateur. Aussi, la réalisation de deux prototypes complets nous a rassuré quant à la faisabilité technique et les coûts de production afférents.

La phase II du projet, soit la phase en cours, comporte des vérifications de comportement sur certains aspects spécifiques et l'installation d'isolateurs sur un pont en construction au Québec. Notre intérêt est porté en particulier sur le comportement à basse température de la composante friction et les effets de relaxation pour les ressorts. L'installation d'isolateurs sur un pont réel se fera conjointement avec le ministère des Transports du Québec et constituera une application concrète pour ce système d'appuis.

La dernière phase, la phase III, consiste à réaliser des essais in situ et développer un programme d'instrumentation qui permettra d'analyser le comportement des isolateurs sous charges dynamiques et, éventuellement, des charges sismiques.

Principe de l'isolation

L'idée de base consiste à découpler les mouvements du sol des mouvements de la structure. Souvent, ce découplage se fait entre le tablier (superstructure) et les piles et culées (infrastructure). Le principe repose sur une augmentation de la période fondamentale de la structure qui permet d'atténuer les forces sismiques. Notons tout de même qu'à cette diminution des forces correspond des déplacements importants qu'il faudra contrôler.

Pour assurer une bonne isolation sismique, on aura besoin tout d'abord d'un appui flexible qui va permettre d'allonger la période de vibration. Puis, on aura besoin d'un bon dissipateur d'énergie qui va permettre d'accommoder les déplacements à des valeurs pratiques de design et assurer une certaine rigidité à la structure lorsque soumise à des charges de service plus faibles tels que les effets du vent et les forces de freinage.

Flexibilité et dissipation d'énergie sont donc les deux critères principaux pour avoir une bonne isolation sismique. Tels sont les deux critères qui nous ont guidés dans le développement et la conception de l'isolateur sismique Z-Tech.

Exemple d'emplacement dans un pont

On choisit comme exemple le pont à deux travées continues, illustré à la figure 1. Ce pont dispose d'un isolateur au niveau de l'appui central et d'appuis conventionnels au niveau des culées. Les appuis de rive reprennent les mouvements dus aux effets de température, d'humidité, de fluage et autres. Alors que l'isolateur, installé au niveau du pilier central, est activé lors d'un événement sismique pour dissiper l'énergie et amortir les efforts transférés à la structure.

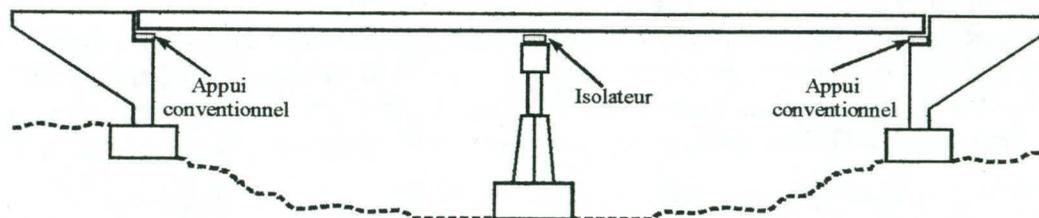


Figure 1: Emplacements possibles d'isolateurs dans un pont.

L'isolateur sismique Z-Tech

• *Caractéristiques techniques:* L'isolateur comporte deux composantes mécaniques principales:

1. La composante friction dissipatrice d'énergie: il s'agit d'un appui de Téflon glissant sur de l'acier inoxydable. Le Téflon est fixé sur un piston d'acier et coulisse dans une chambre où un élastomère est comprimé sous l'effet du piston. L'appui, développé par Z-Tech R & D, est connu sous l'appellation anglaise "pot bearing".
2. La composante ressorts qui assure un recentrage minimum de l'appui: une étude originale a porté sur plusieurs alternatives tels que les ressorts hélicoïdaux et les rondelles Belleville pour adopter les ressorts cylindriques comme solution finale. Il a été démontré que cette solution présente des avantages tant techniques qu'économiques.

Un schéma de l'isolateur est montré sur la figure 2.

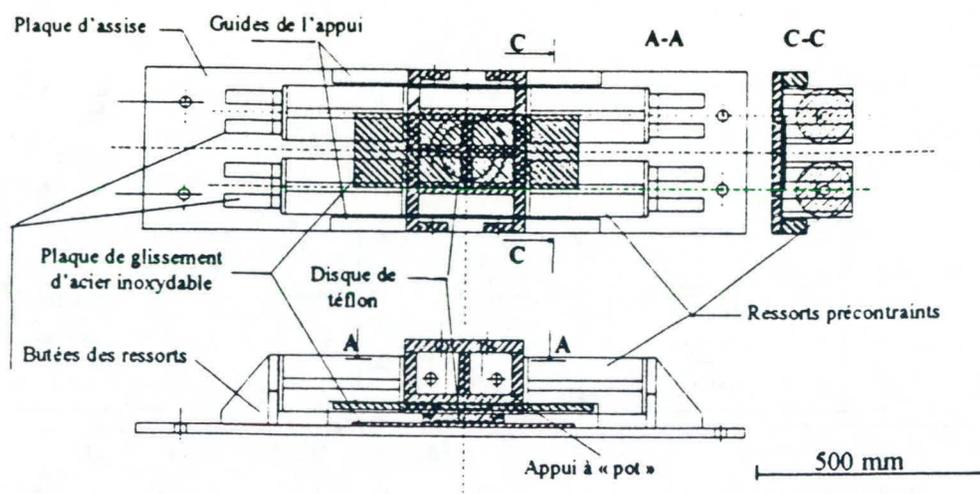


Figure 2: Schéma du prototype de l'isolateur sismique (Bondonet, 1997).

• Expérimentation

Le premier volet d'expérimentation a porté sur le comportement spécifique de la composante friction. Des essais cycliques et dynamiques ont été réalisés sur des interfaces acier inoxydable-Téflon, avec et sans graisse. L'influence du coefficient de friction statique sur le coefficient de friction dynamique a été clairement établie, en particulier pour les fréquences supérieures à 1 Hz.

Le deuxième volet a traité du prototype complet de l'isolateur. Le prototype a été conçu pour le pont de St-Hilaire sur Rouville et avait une capacité de 400 kN. La capacité de mouvement était de ± 80 mm. L'expérimentation visait à connaître les caractéristiques réelles des ressorts et le comportement de l'appui au complet. Le programme expérimental a été établi pour rencontrer les exigences de la norme canadienne (CHBDC, 1997), de la norme américaine (AASHTO, 1992), des spécifications du "Highway Innovation Technology Evaluation Center" (HITEC, 1996) et des spécifications du "National Institute of Standards and Technology" (NISTR, 1994).

• Résultats

Tous les résultats que l'on a obtenus mettent bien en évidence la grande performance de l'isolateur. Les figures 3 et 4 ont été choisies pour représenter respectivement la variation de: (1) la fréquence élastique équivalente d'isolation du prototype et (2) la fraction d'amortissement visqueux équivalent et ce en fonction de la fréquence d'excitation. La fréquence d'isolation la plus haute est obtenue pour les plus hautes fréquences d'excitation. Au delà de 0,5 Hz, la fréquence d'isolation est pratiquement constante.

La fréquence d'isolation du Téflon renforcé de fibres de carbone varie entre 0,64 et 0,74 Hz. Ayant conçu l'isolateur pour une fréquence d'isolation de 0,7 Hz, les résultats nous paraissent très satisfaisants.

La figure 4 nous montre que l'amortissement est inférieur à 30 % si l'isolateur est soumis à des sollicitations à basse fréquence pour le Téflon vierge et le Téflon renforcé de fibres de verre. Par contre, au-delà de 0,25 Hz, le coefficient d'amortissement est supérieur à 30 % et reste constant. Le comportement de l'isolateur est donc très stable.

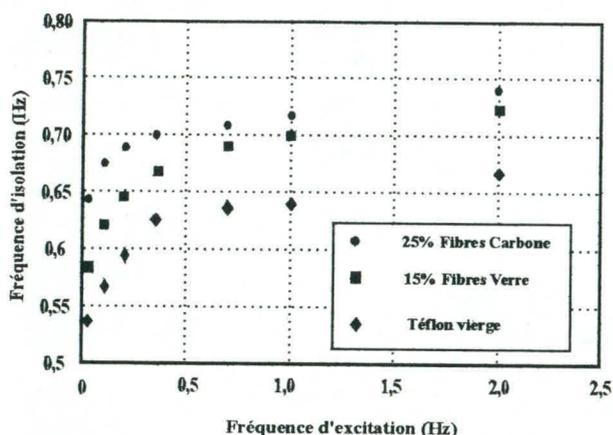


Figure 3: Fréquence élastique équivalente d'isolation du prototype en fonction de la fréquence d'excitation (Bondonet, 1997).

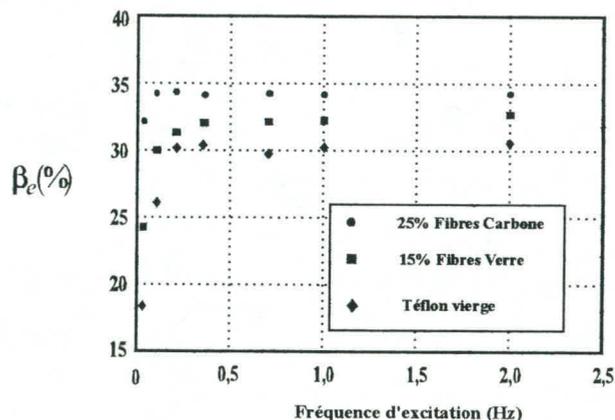


Figure 4: Fraction d'amortissement visqueux équivalent du prototype en fonction de la fréquence d'excitation (Bondonet, 1997)

Phase II: Vérifications ultérieures

Ça serait le premier volet de la phase II. On va s'y attarder sur la caractérisation de certains comportements spécifiques. En particulier, on vise le comportement de la composante friction à basse température (-40°C). Aussi, on analysera avec plus de détails les effets de relaxation au niveau de la composante Ressorts. En plus, des tests sont envisagés afin de tester la capacité ultime de ces appuis.

Bien qu'on soit très confiants de la performance des différentes composantes de l'isolateur, ces vérifications nous paraissent nécessaires afin de procéder aux améliorations si besoin est. Ceci ne peut que nous rassurer quant au comportement à long terme de l'isolateur.

Phase II: Concrétisation et mise en exploitation de l'isolateur

Ce deuxième volet de la phase II sera sans doute d'un intérêt capital. Il s'agit de mettre en place des isolateurs sur un pont réel. Cette étape se fera en étroite collaboration avec le ministère des Transports du Québec qui a accepté généreusement notre participation. Les points suivants décrivent le plan d'action relatif à ce volet.

1. Choix d'un pont en construction par le ministère des Transports du Québec.
2. Conception préliminaire des appuis par Z-Tech.
3. Analyse dynamique du pont.
4. Choix et conception finale d'un isolateur pour le pont.
5. Production en usine de deux isolateurs identiques pour des essais sur table vibrante à l'École Polytechnique de Montréal.
6. Analyse dynamique finale du pont en considérant les caractéristiques réelles de l'isolateur.
7. Optimisation quant au choix des isolateurs.
8. Production des isolateurs et des appareils d'appui pour le pont.
9. Support technique lors de l'installation des isolateurs.

Phase III: Essais in situ

Idéalement, la phase II sera poursuivie par un programme d'instrumentation in situ qui permettra d'analyser le comportement des isolateurs sous l'effet des charges dynamiques, de vent et de freinage par exemple, et de charges sismiques éventuelles.

Nous résumons à la figure 5 les différentes phases du projet.

Conclusion

Pendant tout le processus du développement et de caractérisation de l'isolateur, on était toujours confortés par la performance des différentes composantes de cet appui sismique. La mise sur pied d'un partenariat avec le ministère des Transports du Québec pour une concrétisation réelle de ce projet ne peut que valoriser davantage ce produit. Un produit dont l'utilité est certaine car nous croyons que, moyennant des coûts raisonnables, on serait capables d'assurer l'intégrité structurale des ponts vis-à-vis des sollicitations sismiques. Par ce fait même, on serait capables d'éviter pas mal d'inconvenance en maintenant, en toute circonstance, un comportement adéquat des structures de ponts.

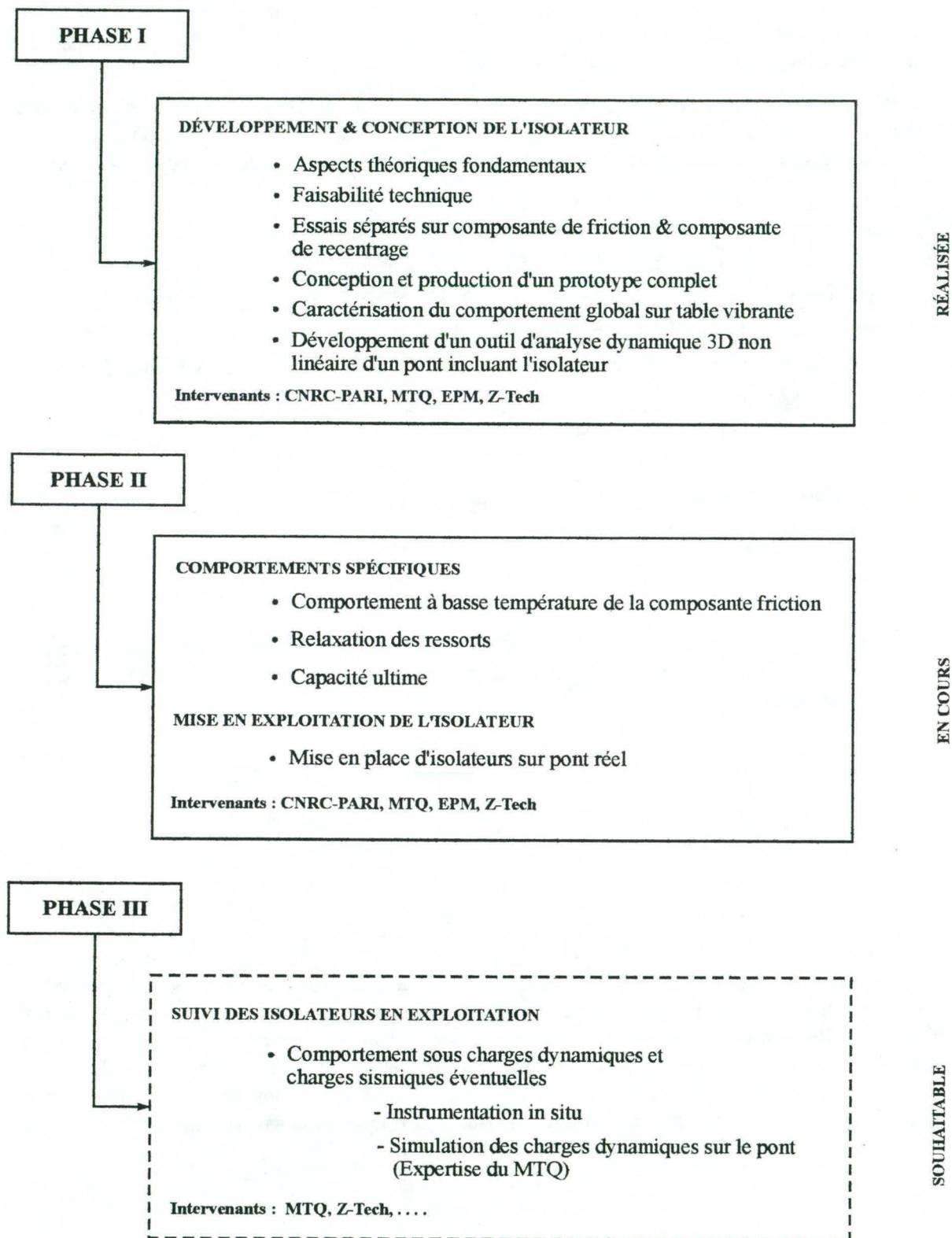


Figure 5: Les différentes phases du projet.

Références

- AASHTO (1992). "Standard specifications for highway bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- BONDONET GAËL (1997). "Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada.". Thèse de doctorat, Département GCM, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 380 p.
- CHBDC (1997). "Code seismic design". Canadian Highway Bridges Design Code, Section 4, Draft 7, Canada.
- HITEC (1996). "Guidelines for the testing of seismic isolation and energy dissipating devices". Innovative Technology Evaluation Center. CERF Report 96-02, Civil Engineering Foundation, USA.
- NIST (1994). "Draft guidelines for quality control testing of sliding isolation systems". National Institute of Standards and Technology, NISTR 5371, Building and Fire Research Laboratory, Gaithersburg, Maryland.

Remerciements

Le succès et l'aboutissement de ce projet n'ont pu être réalisés sans la contribution généreuse des différents partenaires. Le Conseil National de Recherches du Canada (Programme PARI) pour son aide financière. Le ministère des Transports du Québec pour son aide financière et son expertise technique. L'École Polytechnique de Montréal pour l'expertise technique et l'équipement de laboratoire.

Toute forme de contribution a été grandement appréciée.

UTILISATION DU BÉTON ARMÉ AVEC FIBRES D'ACIER DANS LES DALLES DE PONTS

Bruno Massicotte
Professeur agrégé

Kathleen Moffatt
Étudiante à la maîtrise

Nikola Dzeletovic
Étudiant à la maîtrise

Département des Génies Civil, Géologique et des Mines
École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079, Succursale "Centre-Ville"
Montréal (Québec), H3C 3A7

Résumé: Afin d'augmenter la durabilité des dalles de ponts tout en leur assurant une résistance adéquate, il a été proposé d'utiliser un béton haute performance contenant des fibres métalliques en fort dosage. L'ajout de fibres permet de mieux contrôler la fissuration ce qui permettra éventuellement de réduire les armatures conventionnelles ou d'augmenter leur recouvrement. Il est même envisagé de supprimer les lits d'acier supérieurs de ces dalles, à l'exception des zones de porte-à-faux.

Un programme de recherche en trois phases a été mis sur pied afin d'étudier la faisabilité d'une telle approche. La première phase, qui est maintenant complétée, visait à établir les mélanges, les dosages et les méthodes d'essais permettant d'utiliser de façon industrielle des bétons de fibres. Lors de cette étape, des spécimens de dalles ont été fabriqués et testés. Des analyses numériques ont également permis de déterminer plus exactement l'importance des efforts de flexion dans les dalles de ponts. La seconde phase, qui débute en 1998, a pour objectif la mise en place de bétons avec fibres d'acier dans des conditions industrielles. Enfin, lors de la troisième phase, les aciers d'armatures pourront être optimisés sur la base des résultats expérimentaux et analytiques obtenus dans les phases précédentes. Cet article trace un portrait sommaire des objectifs du projet de recherche et des quelques conclusions qui ont été obtenues.

PROBLÉMATIQUE

La durabilité des dalles de ponts construites dans le passé n'a pas été à la hauteur des attentes. Ce constat amène à rechercher de nouvelles façons de construire des dalles plus performantes en terme de résistance et ayant une durabilité d'au moins 40 ans. Pour y parvenir, diverses approches ont été envisagées et essayées: utiliser des bétons de meilleure qualité, appliquer une membrane étanche, éliminer complètement les aciers d'armature, utiliser des barres d'armature faites de matériaux composites, recouvertes d'époxy ou encore galvanisées, éliminer les joints de dilatation, etc.

En parallèle, des recherches récentes montrent que les efforts dans les dalles sont moindres que ceux prévus traditionnellement et ce, pour deux raisons principales. Premièrement, les hypothèses de calcul assument que les dalles travaillent en flexion. Il a cependant été démontré que celles-ci travaillent souvent comme des arcs surbaissés. Bien qu'il faille être prudent dans la généralisation de ce fait (une certaine prudence s'impose quant à l'interprétation des tels résultats), ce mécanisme est réel et a pour effet de réduire les moments de flexion. Deuxièmement, les efforts dans les dalles calculés selon l'hypothèse des appuis rigides ne tiennent pas compte de la flexion relative des poutres qui amène une réduction des moments négatifs au droit des poutres intérieures. Ces deux phénomènes portent à conclure que les aciers des lits supérieurs des dalles sont inutiles, sauf dans les porte-à-faux.

Dernièrement, certains chercheurs ont retenu la possibilité d'éliminer complètement l'armature dans les dalles, ce qui n'est peut-être pas souhaitable. Tout d'abord, la réduction des efforts de flexion est fonction des conditions de chargement et d'appuis. De plus, les dalles sont également soumises à des efforts qui ne sont pas toujours pris en compte explicitement mais qui sont néanmoins présents et génèrent des contraintes qui doivent être reprises par elles: les gradients thermiques, le retrait et le fluage, la torsion des poutres principales, etc. Il importe de s'assurer qu'en améliorant la durabilité des dalles, celles-ci possèdent toujours la fiabilité structurale escomptée et ce, seuls les aciers d'armature peuvent le garantir.

En contrepartie, il est possible d'atteindre les objectifs de durabilité et de fiabilité tout en réduisant les aciers d'armature. Pour y parvenir, il a été proposé d'utiliser des fibres d'acier dans la construction de dalles de ponts. L'ajout de fibres amène de nombreux avantages. Tout d'abord, en réduisant l'ouverture des fissures, les fibres d'acier permettent l'utilisation de plus grandes épaisseurs de recouvrement des armatures ce qui permettrait éventuellement d'abaisser le niveau des aciers des lits supérieurs. De plus, comme les fibres favorisent un meilleur contrôle de la fissuration, il est envisageable qu'un seul lit d'armature dans le tiers inférieur de la dalle soit suffisant dans certaines situations. Les fibres offrent de surcroît une augmentation de la résistance à la flexion qui peut être avantageusement exploitée, en particulier dans les zones de moments négatifs au droit des poutres longitudinales. Également, il a souvent été observé que les dalles de certains ponts, en particulier les ponts dont les poutres sont de grande dimension, présentaient une délamination sous les aciers des rangs supérieurs. Ce problème serait éventuellement limité sinon éliminé par l'ajout de fibres. Enfin, dans le cas du remplacement de dalles de ponts existants, ayant souvent des dalles plus minces que celles exigées aujourd'hui, l'ajout de fibres pourrait assurer une plus grande durabilité tout en conservant les épaisseurs originales, donc de préserver la capacité portante des éléments porteurs principaux.

Malgré ces avantages indéniables, l'utilisation du béton de fibres soulève certaines questions qui doivent être répondues avant qu'une telle technique soit utilisée pour la construction de ponts. Tout d'abord, le type et le dosage de fibres doivent être déterminés de manière rationnelle. La résistance aux efforts appliqués devra pouvoir être obtenue selon une approche reconnue alors que les essais de caractérisation des matériaux devront être rattachés aux méthodes de calculs. La formulation des mélanges doit aussi être optimisée en fonction des dosages en fibres afin d'assurer une bonne maniabilité et une mise en place adéquate et ce, pour garantir des bétons de haute qualité. Enfin, il importe de déterminer les efforts dans les dalles de façon adéquate, afin de pouvoir réduire la quantité d'acier d'armature là où c'est possible.

OBJECTIFS DU PROGRAMME DE RECHERCHE

Les objectifs généraux fixés par le ministère des Transports visent à s'assurer que l'utilisation éventuelle du béton fibré permet d'obtenir des dalles de ponts ayant une longévité accrue tout en conservant le même niveau de sécurité et de fiabilité retrouvé dans les méthodes de construction actuelles. Le mandat donné à l'École Polytechnique s'établit comme suit:

- augmenter le recouvrement du lit supérieur d'armature des dalles en utilisant un béton haute performance avec fibres d'acier;

- étudier la possibilité d'éliminer complètement le lit supérieur d'armature des dalles et concentrer les armatures dans la partie inférieure de la dalle;
- proposer une méthode de conception flexible où, par le biais d'équations rattachées à des propriétés mécaniques connues, le concepteur a un contrôle sur l'effet des fibres;
- proposer des essais de certification des matériaux, identifier leurs méthodes de caractérisation et voir comment intégrer le tout dans un devis tout en prenant en considération les équipements de laboratoire disponibles.

Le programme de recherche vise à atteindre ces objectifs, tout en répondant aux questions posées plus haut. Pour ce faire, il est divisé en trois phases comportant chacune des objectifs spécifiques. Chacune des phases s'échelonne sur une période d'environ une année, les seconde et troisième phases étant conditionnelles au succès de la précédente. La première phase a débuté vers la fin de l'année 1996 et s'est terminée au printemps 1998. La deuxième a débuté en avril 1998 et sera éventuellement suivie de la troisième phase en 1999.

PHASE 1: TECHNOLOGIE DU BÉTON FIBRÉ ET COMPORTEMENT MÉCANIQUE

Les objectifs de la première phase portent sur la détermination des mélanges, sur la caractérisation du comportement structural du béton fibré et sur l'évaluation des efforts causés par les charges vives dans les dalles de ponts.

Dosage des fibres

La première étape a consisté à déterminer le type et le dosage des fibres. Le béton retenu lors de cette première phase avait une résistance nominale de 40 MPa, sans fumée de silice, avec une granulométrie étalée 0-20 mm. Dans ce contexte, comme il est recommandé d'utiliser des fibres d'une longueur correspondant à environ trois fois le diamètre des gros granulats, une fibre de 60 mm de longueur était appropriée. Le choix de fibres d'acier a été basé sur les faits suivants: elles sont les seules pour l'instant qui permettent d'offrir une résistance post-fissuration importante dans une large gamme d'ouvertures de fissures tout en assurant une rigidité adéquate et il est reconnu qu'incluses dans un béton sain, elles ne corrodent pas, même dans des milieux agressifs, tant que les fissures demeurent petites. Dans le cas des dalles de ponts où une membrane est utilisée, la corrosion des fibres n'est donc pas une préoccupation. La fibre Dramix ZC60/0.80 de Bekaert a été choisie. Cette fibre de 60 mm de longueur et de 0.80 mm de diamètre est reconnue comme l'une des meilleures sur le marché pour des applications telles qu'envisagées dans ce projet. Comme on s'intéresse à une utilisation structurale du béton fibré, seulement des dosages élevés ont été retenus, soient 60, 80 et 100 kg de fibres/m³.

Formulation des mélanges

La détermination des dosages optimaux est la clé du succès lorsque l'on désire utiliser des bétons de fibres. Un mauvais dosage conduit à la formation d'oursins qui réduisent grandement la performance du béton de fibres tout en rendant la mise en place difficile. Pour obtenir un béton maniable avec une répartition uniforme des fibres, il importe de modifier le squelette granulaire du mélange. En ce sens, la fibre doit être perçue comme un gros granulat. Ainsi, l'ajout de fibres doit être accompagné d'un dosage plus grand en sable. Diverses techniques peuvent être utilisées pour arriver à un mélange optimal. Dans le cadre de ce projet, la technique retenue consiste à utiliser un appareil dénommé *maniabilimètre* dont le principe a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France. Cet appareil soumet un volume de béton à une vibration favorisant son écoulement sur une distance étalonnée. Le temps requis au volume pour atteindre un repère sert de paramètre de mesure. Ainsi le rapport sable sur gros granulats (S/G) est optimisé afin de minimiser le temps d'écoulement sans causer de ségrégation. Le dosage des adjuvants doit également être fait afin d'avoir une maniabilité d'au moins deux heures. La formulation des trois mélanges optimisés obtenus dans le cadre de ce projet est présentée au Tableau 1.

Tableau 1: Mélanges utilisés et propriétés mécaniques

Paramètre	Mélange 1	Mélange 2	Mélange 3
Quantité de fibres ZC60/.80 (kg/m ³)	60	80	100
Résistance nominale à 28 jours (MPa)	40	40	40
Résistance mesurée à 60-90 jours (MPa)	50.5	48.5	50.0
Ciment type 10 (kg/m ³)	380	410	420
Sable (kg/m ³)	750	910	932
Pierre 10 mm (kg/m ³)	270	225	210
Pierre 14 mm (kg/m ³)	375	295	275
Pierre 20 mm (kg/m ³)	345	345	324
Eau (kg/m ³)	168	185	189
E/C	0.44	0.45	0.45
S/G	0.76	1.05	1.15

Fabrication des spécimens

La liste et la description des spécimens fabriqués sont données au Tableau 2. Pour leur fabrication, 2 m³ de béton étaient requis pour chacun des mélanges. Comme l'un des objectifs de cette phase était de vérifier la faisabilité de mettre en place le béton fibré d'une façon s'apparentant aux conditions de chantier, une bétonnière a été utilisée. Le béton sans fibre était amené au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique, un affaissement de 100-120 mm étant spécifié. Par la suite, une partie du superplastifiant était ajoutée, suivi des fibres et de la quantité restante de superplastifiant. La mise en place des trois mélanges s'est déroulée sans problème, le béton ayant une excellente maniabilité, sans formation d'oursins.

Analyses numériques

En parallèle avec les essais en laboratoire, des modèles numériques ont été développés afin de pouvoir prédire le comportement des spécimens et des dalles de ponts qui seraient éventuellement construites avec des bétons de fibres. Le but des analyses est de déterminer la valeur des moments réellement retrouvés dans les dalles de ponts et d'évaluer la contribution des bétons de fibres dans la résistance des dalles. Cette portion des travaux de recherche est en cours et les résultats dont on dispose ne sont que préliminaires. On peut toutefois mentionner les points suivants: 1) les efforts dans le porte-à-faux correspondent à ce que les normes indiquent; 2) les efforts au droit des poutres intérieures et entre les poutres dans les régions près des appuis correspondent assez bien aux valeurs obtenues des normes: les moments négatifs sont importants et ne sont pas négligeables comme affirmé dans certaines publications; 3) les efforts au droit des poutres intérieures dans les régions près du centre du pont sont faibles et correspondent aux observations faites par diverses équipes de recherche: les moments négatifs sont petits en comparaison avec les valeurs indiquées dans les normes.

Tableau 2: Liste des spécimens du programme expérimental

Spécimen		Mélange 1	Mélange 2	Mélange 3
Dalles 2400x500x200 mm pour essais de flexion simple	2-M15 bas	1	1	1
	2-M20 bas	1	1	1
	2-M20 centre	1	1	1
	sans armature	1	1	1
Prismes armés pour essais de traction	1500x200x100-M15	1	1	1
	1500x200x250-M15	1	1	1
	1500x200x150-M20	1	1	1
	1500x200x375-M20	1	1	1
Poutrelles ASTM	400x100x100 mm	3	3	3
Poutrelles RILEM	600x150x150 mm	3	3	3
Carottes verticales	100x100	3	3	3
Carottes horizontales	100x100	3	3	3
Cylindres	300x150 mm	9	9	9
Cylindres comptages	300x150 mm	3		
Cylindres comptages	200x100 mm		3	3
Retrait	Libre: 800x200x200	1	1	1
	Retenu 2x10 (10%)	1		1
	Retenu 2x25 (40%)	1		1

PHASE 2: UTILISATION DU BÉTON FIBRÉ EN CHANTIER

L'objectif principal de la seconde phase est d'utiliser le béton de fibres pour la construction de dalles de ponts. Dans ce cas, un béton conforme aux spécifications du Ministère sera utilisé. Des essais in situ ainsi que des analyses numériques viendront compléter l'étude sur les efforts retrouvés dans les dalles.

Sélection du mélange et planches d'essais

Un béton haute performance de 50 MPa avec fumée de silice (10SF) sera utilisé. La teneur en air du béton frais devra être de 4 à 7% alors que le facteur d'espacement du réseau d'air ne devra pas excéder 230 μm . Le béton contiendra 80 kg/m^3 de fibres, soit le dosage intermédiaire utilisé lors de la première phase.

Quelques semaines avant la coulée de la dalle, l'entrepreneur aura à réaliser une planche d'essai (dalle) visant à s'assurer de la technique de mise en place et de la qualité du matériau fourni. Les planches d'essais serviront à confectionner des spécimens qui seront testés ultérieurement au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique.

Dans cette phase, une attention particulière sera portée à la rédaction d'un devis où les étapes propres à la réalisation d'un béton fibré de haute qualité seront clairement établies. La détermination des propriétés mécaniques du béton de fibres reflétera les conditions d'essais réalisables dans les laboratoires de contrôle des matériaux.

Conception de la dalle

La dalle sera conçue avec les mêmes détails d'armature que ceux utilisés actuellement. Toutefois, elles seront instrumentées et des essais de chargement et un suivi à court et moyen termes seront réalisés afin d'établir la magnitude des efforts retrouvés dans les dalles de ponts. Ces essais in situ seront couplés avec des analyses non linéaires par éléments finis.

Conception d'un pont avec armatures réduites pour la phase 3

La seconde phase sera complétée par la conception d'un pont avec armatures réduites et béton de fibres qui sera éventuellement construit lors de la troisième phase.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier et leur assistance techniques, le ministère des Transports du Québec, le CRSNG, Bekaert, Lafarge Canada, M. Stéphane Tremblay et le personnel technique du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal.

AUSCULTATION NON DESTRUCTIVE DES TABLIERS DE PONT

Jamal Rhazi

Professeur associé

Reza Sahebi

Étudiant au doctorat

Alexandre Tarussov

Assistant de recherche

Gerard Ballivy

Professeur titulaire

Département de Génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke (Québec) J1K 2R1

RÉSUMÉ: Depuis plusieurs années, les pratiques mondiales sont orientées vers l'utilisation de la technologie radar et de la thermographie infrarouge pour l'évaluation de l'état des dalles des tabliers de pont. Toutefois, la fiabilité des résultats délivrés par ces technologies ne fait pas toujours l'unanimité. Il en résulte qu'un certain nombre de travaux de recherche visant l'amélioration de la performance des équipements et des outils de traitement ont été entrepris ces dernières années. Cette étude passe en revue les différentes approches développées dans ce but.

INTRODUCTION

Devant l'ampleur des dégradations qui peuvent parfois être observées sur les ouvrages d'art en service, les choix économiques actuels des sociétés industrielles sont orientés vers la sauvegarde et la réparation des ouvrages existants plutôt que vers la démolition et la reconstruction de nouveaux ouvrages. Il s'agit de restaurer les parties dégradées tout en essayant de préserver le maximum de matériaux existants.

Afin de pouvoir mettre en place une politique d'entretien et de réparation efficace, il est donc essentiel de connaître l'état véridique des ouvrages d'art; d'où la nécessité de faire appel à des techniques d'auscultation.

De part leur fonction et leur architecture, les ouvrages d'art posent un problème particulier en ce qui concerne leur auscultation. La procédure d'auscultation doit être fiable pour permettre la prévision aussi précise que possible des budgets des travaux de réparation. Elle doit également être rapide afin d'éviter la fermeture des voies de circulation.

Depuis plusieurs années, les pratiques mondiales dans le domaine de la reconnaissance de l'état des tabliers de pont sont plutôt orientées vers les technologies radar et la thermographie infrarouge. Seules ces technologies présentent, en effet, l'avantage de laisser les voies de circulation ouvertes car les relevés se font à partir d'un véhicule mobile. De plus, le rapport couverture/coût associé à l'utilisation de ces technologies est relativement intéressant. Malheureusement, la fiabilité de ces procédés ne fait pas l'unanimité. Il s'en suit que beaucoup de travaux de recherche visant l'amélioration de la performance des équipements ainsi que la mise au point de nouveaux outils de traitement et d'analyse ont été entrepris durant les dernières années, principalement aux États-Unis et au Canada. La présente étude traite de la complexité de l'auscultation des tabliers de pont et passe en revue les différentes approches développées pour le traitement des données radar et infrarouge thermique.

PRINCIPE DES TECHNIQUES D'AUSCULTATION

Les techniques d'auscultation dites non destructives reposent essentiellement sur des phénomènes physiques. Le principe de ces techniques consiste à induire une perturbation au sein du matériau dont on voudrait connaître l'état et à enregistrer la réponse du matériau à cette excitation. La perturbation peut être soit de nature mécanique (techniques acoustiques), électromagnétique (le radar), thermique (la thermographie infrarouge), magnétique (le pachometer), électrique (mesure de potentiel de corrosion, résistivité électrique), etc. La réponse du matériau peut être enregistrée en un point ou en différents points du matériau et est fonction de son état. Dès lors, le défi auquel est confronté l'ingénieur responsable de l'auscultation consiste à extraire de la réponse du milieu les informations relatives à son état. Ces informations peuvent concerner soit l'estimation des propriétés mécaniques du matériau, soit la détection et la caractérisation des discontinuités mécaniques pouvant avoir un effet sur le fonctionnement sécuritaire de l'ouvrage.

AUSCULTATION PAR RADAR

L'application du radar à l'auscultation des ouvrages d'art date d'une quinzaine d'années. Toutefois, la documentation concernant le sujet montre clairement que cette pratique n'est courante qu'en Amérique du Nord. Il s'en suit que les développements majeurs dans ce domaine sont attribués aux Américains et aux Canadiens. Ces développements ont principalement concerné la mise au point d'outils pour le traitement des données collectées pour une évaluation correcte de l'état des tabliers.

Afin de mettre en évidence la difficulté liée à ce type d'évaluation, considérons la portion d'un tablier de pont représentée à la figure 1. Du point de vue auscultation par radar, le tablier est une structure composite fort complexe comportant différentes interfaces. Ainsi, lorsqu'une impulsion électromagnétique d'une certaine durée et énergie est émise vers le tablier à partir d'une certaine hauteur, le signal détecté par l'antenne réceptrice (la trace) est composé de plusieurs réflexions ou échos. La figure 1 indique le temps d'arrivée et les amplitudes correspondant aux différents échos. La première réflexion provient de l'interface air-asphalte. Cette réflexion est la plus forte car le contraste diélectrique entre l'air et l'asphalte est le plus élevé. Les réflexions suivantes sont respectivement au niveau des interfaces asphalté-béton, béton-premières armatures, béton-deuxièmes armatures et finalement la réflexion provenant de la fin de la dalle.

Dans la pratique, face à un profil radar brut, la difficulté première réside dans l'identification des différents échos de réflexion. En effet, les données collectées sont habituellement bruitées et un filtrage adéquat est nécessaire avant d'entreprendre des traitements plus élaborés. Le traitement des données est d'autant plus délicat que l'atténuation dans le milieu est forte. Il s'en suit que la qualité de détection des interfaces profondes est réduite. D'une façon générale, la réflexion provenant de la deuxième rangée d'armature est difficilement détectable et il est quasi impossible de se prononcer avec certitude quant à l'état de délamination dans cette zone.

Différentes approches de traitement des données radar existent actuellement. Ces approches ont été développées dans le cadre de projets de recherche de grande envergure qui ont

nécessité des budgets importants. Les approches répertoriées sont au nombre de six et peuvent être regroupées en trois grandes familles:

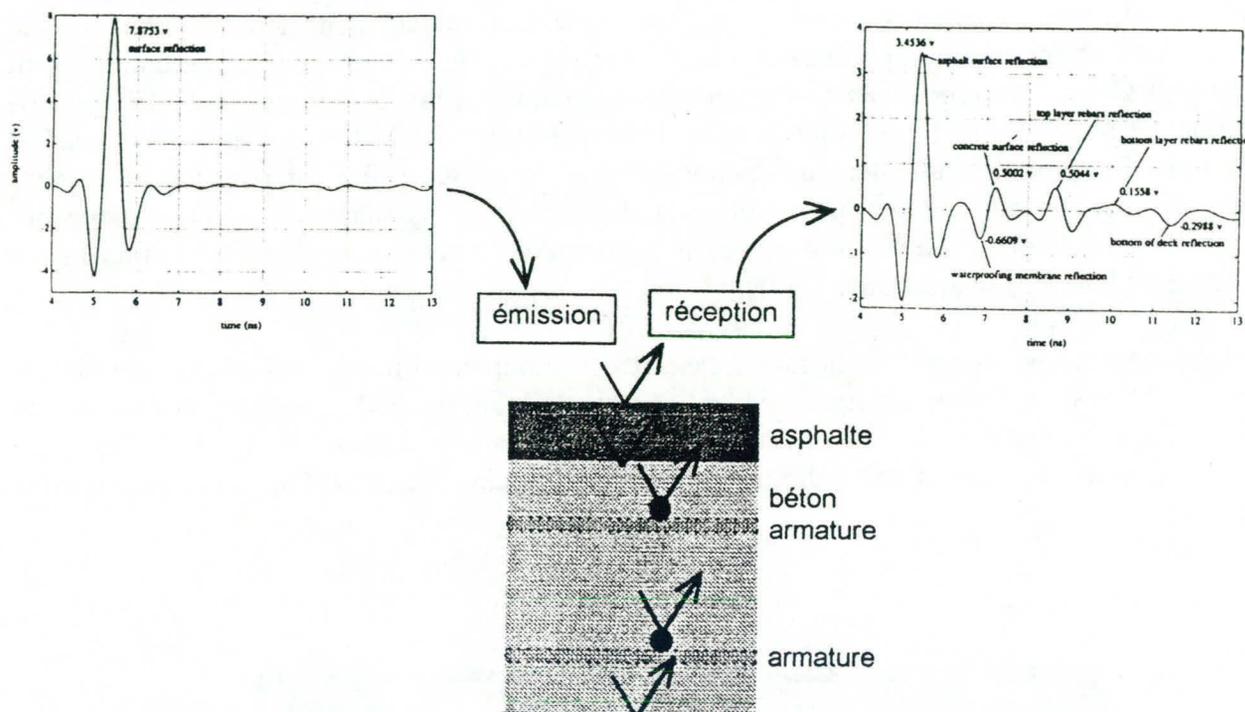
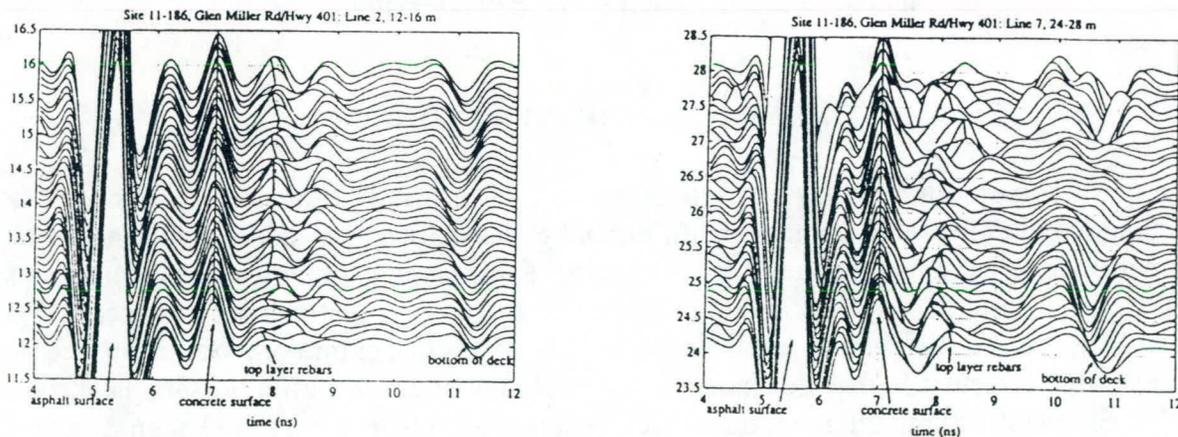


Figure 1: Interaction d'une onde électromagnétique avec les différentes composantes d'un tablier de pont

(1) Les approches qualitatives. Elles sont les plus anciennes et sont basées sur la variation de la forme des réflexions aux interfaces (Fig. 2). L'analyse des données est réalisée par l'opérateur car l'automatisation requiert des critères stables pour la reconnaissance des anomalies. La fiabilité de ces approches dépend donc grandement de l'expérience de l'opérateur.



(a) tablier sain

(b) tablier délaminé

Figure 2: Exemple d'un relevé radar correspondant à une portion d'un tablier

(2) Les approches qualitatives. Elles ont été développées aux États-Unis, dans le cadre du programme SHRP et font appel au calcul de paramètres extraits des traces et a priori sensibles à l'état du tablier. Une des approches considère la variation de la constante diélectrique (approche d'infrasense); une deuxième approche (approche de Penetradar) considère l'atténuation du signal. Ces approches n'ont toutefois pas démontré, de façon indiscutable, la fiabilité tant souhaitée. Ces échecs répétés sont à l'origine de la naissance d'une compagnie de l'Alberta (CB) qui a développé récemment un système radar hybrique utilisant à la fois des antennes au sol et dans l'air. De plus, le traitement des données est informatisé et fait intervenir l'intelligence artificielle pour la compression du volume de données et la reconnaissance automatique des défauts dans les tabliers. La performance et la fiabilité de cette approche sont à démontrer même si elles semblent plus intéressants.

(3) Des approches naissantes faisant appel aux techniques d'inversion. Elles permettent l'obtention d'images tomographiques rendant compte de la présence de discontinuités au sein du tablier ausculté. Ce type de traitement paraît être le plus prometteur. La figure 3 donne un exemple d'imagerie radar d'une dalle, les armatures sont clairement visibles ainsi qu'une zone délaminée.

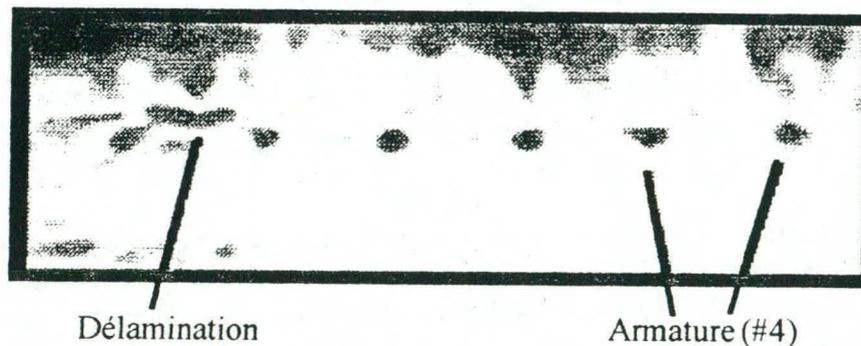


Figure 3: Imagerie radar d'une dalle de béton

LA THERMOGRAPHIE INFRAROUGE

La thermographie infrarouge (TI) repose sur le transfert de la chaleur par rayonnement. Le rayonnement peut être défini comme étant l'ensemble des échanges d'énergie à distance entre les corps par ondes électromagnétiques. La TI fait appel à une caméra sensible aux rayonnements infrarouges et fournit une image thermique indiquant la distribution spatiale de la température à la surface. L'intérêt de la technique est basé sur le fait que les discontinuités sous la surface du matériau examiné affectent le flux de chaleur à travers le matériau. En effet, lorsque la surface du matériau est chauffée naturellement ou artificiellement, la propagation de la chaleur à travers le matériau sera freinée par la présence de la délamination à cause de l'inertie thermique de l'air contenue dans la discontinuité. Il en résulte que la température à la surface au-dessus de la

délamination sera plus élevée comparativement aux zones non délaminées. Ainsi, la mesure de la température de la surface du matériau sous des conditions connues du flux de chaleur rend possible la détection des défauts sous la surface. La figure 4a montre que la différence de la température à la surface entre un béton sain et un béton délaminé peut atteindre 4°C durant l'après-midi d'une journée ensoleillée. Cette différence est d'autant plus grande que la délamination est importante (Fig. 4b).

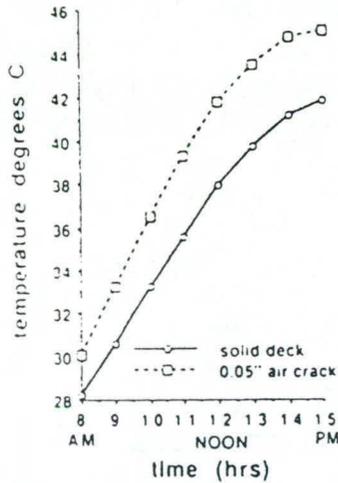


Fig. 4a

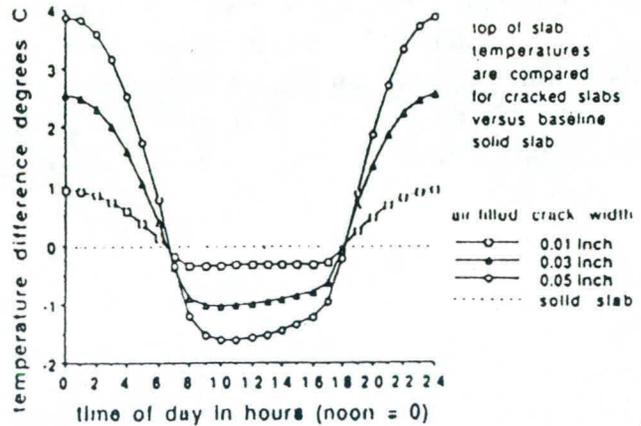


Fig. 4b

Figure 4: Comportement thermique d'un béton sain et d'un béton délaminé

Contrairement aux données du radar, l'interprétation des données de l'infrarouge thermique peut être faite en temps réel par un opérateur expérimenté. L'inconvénient de la technique est incontestablement sa sensibilité aux conditions d'essais (température ambiante, vitesse du vent, couverture de nuage, humidité du tablier, texture de la surface, type de l'ouvrage -pont ou viaduc-, recouvrement d'asphalte). Lorsque les essais sont effectués dans des conditions idéales, la technique offre les meilleures possibilités de détection de la délamination sous une forme relativement facile à identifier pour une interprétation humaine (Fig. 5). La résolution de la technique est alors de l'ordre de 20 cm².

La documentation récente concernant la TI montre que les principaux axes de développement ont concerné l'équipement. Les caméras infrarouges sont plus faciles d'utilisation et ne nécessitent pas d'azote liquide pour leur fonctionnement. Par ailleurs, ces caméras sont équipées d'un support magnétique pour la sauvegarde des données. Ceci facilite grandement l'étape ultérieure de traitement des images collectées.

En réalité, le développement de l'équipement répond à un besoin croissant émanant des industries des métaux et de l'électronique, où la technique connaît un succès important. En génie civil, force est de constater que les applications de la technique à l'évaluation des ouvrages d'art ont été plutôt limitées ces dernières années. La popularité de la technique connaît une baisse comparativement au radar. Néanmoins, des travaux de recherche intéressants sont menés

actuellement par Del Grande (Californie) sur l'amélioration de la performance de la technique. Il s'agit d'adapter aux tabliers une méthodologie d'acquisition et de traitement des données thermiques mise au point initialement pour l'inspection des avions. L'objectif de ces travaux est de rehausser la qualité de l'information relative aux discontinuités sous la surface par l'élimination des bruits thermiques dus à des défauts de surface. Les résultats de l'application de la méthodologie sur des ouvrages en service ne sont pas encore disponibles pour évaluer leur fiabilité.

La thermographie active est également un procédé utilisé pour l'inspection des métaux et dont les applications aux bétons sont en cours d'étude, principalement en Europe. Ce procédé consiste à exciter thermiquement le matériau sous observation et à enregistrer la relaxation thermique du matériau suite à cette excitation. Il est alors possible de mettre en évidence la présence de défauts sous la surface. L'aboutissement de ces travaux constituera, sans aucun doute, une alternative intéressante à la thermographie passive, qui est tributaire des conditions climatiques.

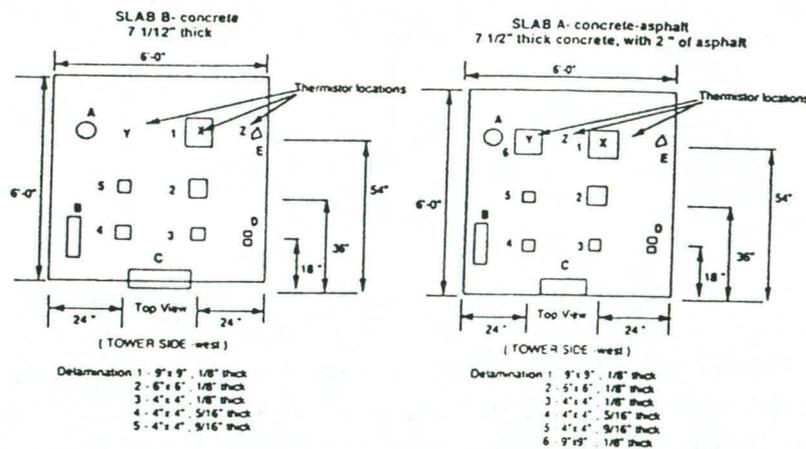


Fig. 5a

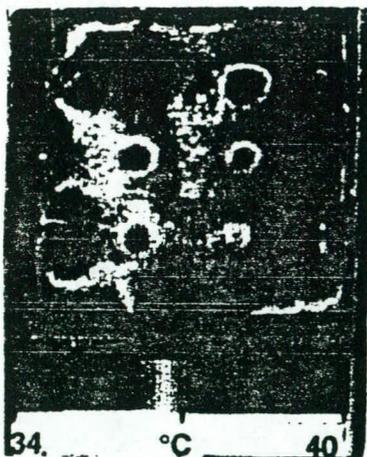


Fig. 5b

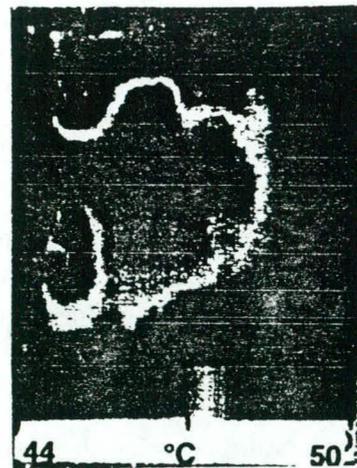


Fig. 5c

Figure 5: Thermographies de dalles de béton contenant des discontinuités simulées (a) le modèle expérimental, (b) dalle sans recouvrement d'asphalte, (c) dalle avec recouvrement d'asphalte

CONCLUSION

L'auscultation des tabliers de pont par radar et infrarouge thermique demeure une activité complexe malgré les développements techniques et les progrès scientifiques réalisés ces dernières années. Les performances de la thermographie sont essentiellement limitées par les conditions d'essais. Il en résulte que les essais thermographiques doivent être menés dans des conditions très favorables. Ces conditions n'ont jamais été totalement précisées, compte tenu de la diversité des paramètres intervenant dans le processus thermographique. Quant à l'auscultation par radar, l'avenir favorisera sans nul doute l'imagerie. Cette approche, telle la thermographie, a l'avantage d'associer à l'image visuelle les capacités d'analyse du cerveau humain qui sait critiquer, corriger et corrélérer. Finalement, l'auscultation par ondes acoustiques doit sérieusement être explorée. Ce type d'auscultation apparaît plus fiable car la vitesse de propagation de ces ondes est étroitement liée à la qualité mécanique du matériau étudié.

RÉFÉRENCES

1. Rhazi, A. Tarrusov, G. Ballivy (1998). *Auscultation des tabliers de pont par radar: les différentes approches*. Rapport N° GR 98-01-05 présenté au ministère des Transports du Québec, 33p.
2. Rhazi, M. R. Sahebi, G. Ballivy (1998). *Auscultation des tabliers de pont par infrarouge thermique: possibilités et limites*. Rapport N° GR 98-02-04 présenté au ministère des Transports du Québec, 29p.

PASSERELLE CYCLO-PÉDESTRE HAUBANÉE EN ALUMINIUM

Martin Lemyre, ing. M.Sc. D.I.C.
BPR Groupe-conseil
Québec

Richard Fay, ing.
BPR Groupe-conseil
Chicoutimi

RÉSUMÉ: Une passerelle de 6m de largeur par 80m de longueur sera érigée à l'été 98 au-dessus de la Rivière-aux-Sables à Jonquière. La superstructure est entièrement en aluminium. Le franchissement de cette portée est permis par l'emploi de haubans raccordés à des chevalets de 30m de hauteur en béton préfabriqué prenant appui aux culées. Les spécificités de ce projet unique sont décrites, notamment par rapport au contexte ayant conduit au recours à l'aluminium comme matériau structural principal.

INTRODUCTION

Dans le cadre de l'aménagement d'un parc sur les berges de la Rivière-aux-Sables, la Ville de Jonquière désirait un lien cyclo-pédestre qui fut véritablement un ouvrage d'art c'est-à-dire une oeuvre résolument monumentale lui consacrant un rôle d'élément signal dans l'aménagement paysager du parc.

Une première solution fut proposée composée d'une structure triangulée tridimensionnelle de forme arquée suspendant un tablier en béton préfabriqué. Cette structure en acier possédait un caractère sculptural mais la Ville souhaitait ajouter une dimension symbolique à cette oeuvre en y intégrant le matériau emblème de la région: l'aluminium.

Un second concept complètement différent fut alors développé. Une charpente prismatique composée de fermes en aluminium supporte un tablier en béton précontraint. Cette structure est elle-même suspendue par des haubans raccordés à des chevalets de béton préfabriqué qui s'avancent au-dessus de la rivière à partir des rives distantes d'environ 80 m.

LA SOLUTION NO 1 EN ACIER

Selon ce concept qui est illustré à la figure "A", le tablier est constitué de dalles de béton préfabriqué de 1 m x 7,2 m qui sont suspendues à une charpente triangulée constituée de profilés tubulaires ronds. Cette structure de forme arquée agit en fait bien peu comme un arc en raison de son pilier central et d'un appui glissant en culée mais plutôt comme une ferme d'inertie variable continue sur deux travées. La rigidité transversale est obtenue par l'action de la tour centrale et des portiques que l'on retrouve aux culées. La forme de cette structure découle d'abord d'une recherche architecturale auxquels ont été intégrés des impératifs structuraux. Cette solution satisfait cependant à toutes les exigences générales du projet et rencontre le budget de construction autorisé de l'ordre de 1,3M \$.

LA SOLUTION NO 2 EN ALUMINIUM

Jonquière est la capitale mondiale de l'aluminium. L'idée de réaliser cette passerelle en aluminium gagna rapidement du terrain à la Ville et il fut décidé de retourner sur la planche à dessins pour élaborer une solution en aluminium. Il va de soi que ce projet de passerelle constituait une occasion unique de mettre en valeur ce matériau de même que de développer de nouvelles potentialités d'application de ce matériau.

Rappelons au départ quelques propriétés de l'aluminium structurale. En comparaison avec l'acier, matériau plus usité, l'aluminium est grosso modo:

- 3 fois plus léger (rapport des densités)
- 3 1/2 fois plus souple (rapport des modules d'élasticité)
- 2.1 fois plus sensible aux variations de température (rapport des coefficients d'expansion thermique)
- 1.25 à 1.46 fois moins résistant (rapport des limites élastiques "Fy")
- 2.7 à 3.2 fois moins résistant au voisinage des soudures (rapport des "Fy" effectifs)
- 4 à 7 fois plus cher la tonne (mais plus léger, ne l'oublions pas)

L'aluminium offre par ailleurs des qualités incontestables de durabilité (\pm zéro entretien), de légèreté et une apparence des plus attrayante. Par contre, son coût, une disponibilité limitée de profilés, un affaiblissement marqué au voisinage des soudures et une vulnérabilité aux effets galvaniques lorsqu'en contact avec du béton ou certains métaux en font un matériau structural à n'utiliser qu'avec certaines précautions.

LE CONCEPT STRUCTURAL

Le concept structural retenu pour la solution en aluminium (voir figure "B") a peu à voir avec la solution acier. La comparaison des deux solutions est donc limitée.

Le concept développé pour la solution en aluminium découle essentiellement des principes et choix suivants:

- Système haubané pour soulager au maximum la flexion dans la superstructure et en uniformiser le plus possible l'intensité tout au long de la passerelle.
- Mâts et chevalets en appui sur les rives pour éviter des travaux de fondations coûteux et complexes en rivière de même que de mieux dégager le plan d'eau pour la navigation et les glaces.
- Chevalets inclinés vers la rivière pour dynamiser la silhouette et accroître l'efficacité du système de haubanage.
- Fermes principales régulières et constituées de profilés usuels (cornières et goussets) inchangés sur toute la longueur.

- Connexions entièrement boulonnées (boulons en acier inoxydable) pour éliminer toute soudure et éviter les effets galvaniques.
- Contreventement supérieur et inférieur par entrelacement horizontal formant une charpente tubulaire rigide en torsion.
- Tablier en dalles préfabriquées précontraintes transversalement (3m x 6m) reposant sur la charpente d'aluminium par l'intermédiaire de coussins de néoprène afin d'éliminer tout contact béton/aluminium.
- Mâts en béton préfabriqué; section creuse: articulation à la base et coïncidence de l'axe du mât et de la ligne d'action des haubans.
- Câbles et tensionneurs et goussets d'ancrage en acier galvanisé.
- Consoles d'attaches des câbles au tablier en acier inoxydable, dégagées du tablier pour éloigner les câbles du public afin d'éviter la mise en résonance.
- Fondations sur pieux; tirants d'ancrage actifs emboîtés dans le socle rocheux.

Les critères de conception adoptés accordent une place très importante à la tenue en service. Bien que dans l'ensemble le dimensionnement des éléments structuraux est gouverné par l'état limite de rupture, la vérification de la tenue et du confort des usagers fut une préoccupation dominante. Au départ les charges prescrites par les codes pour l'état limite de résistance sont élevées: 4.8 kPa de charge vive représente en effet environ 3000 personnes sur la passerelle. Le dimensionnement obtenu sous les charges ultimes permet cependant d'obtenir un bon contrôle de la rigidité et du comportement dynamique.

L'analyse statique et dynamique de la structure par éléments finis a permis de bien cerner le comportement de l'ouvrage et de s'assurer d'une tenue satisfaisante en service.

Quelques résultats:

Déflexion verticale max sous 4.8 kPa de charge vive:	125 mm = L/640
Déflexion horizontale max sous vent transversal:	100 mm = L/800
Élongation thermique à chaque culée	+ 25mm - 50 mm
Fréquence naturelle du mode d'oscillation verticale	2,0 Hz
Fréquence naturelle du mode d'oscillation transversale	0,7 Hz
Fréquence naturelle du mode d'oscillation torsionnelle	4,5 Hz
Réponse dynamique sous excitation piétonne (jogging)	3,9% de g. (2.2 mm)

Quelques statistiques:

Longueur totale =	80 m	tonnage d'aluminium =	25 tm
Largeur libre =	6 m	masse du tablier =	160 tm
Hauteur des fermes =	2 m	masse des chevalets =	190 tm
Cambrure =	1 m	coût de la charpente d'aluminium =	400 000\$
Tirant d'air au φ =	5.7 m	coût total de la passerelle =	1,5M\$
Hauteur des mâts =	30m		
Diamètre des câbles =	45 \emptyset et 64 \emptyset		

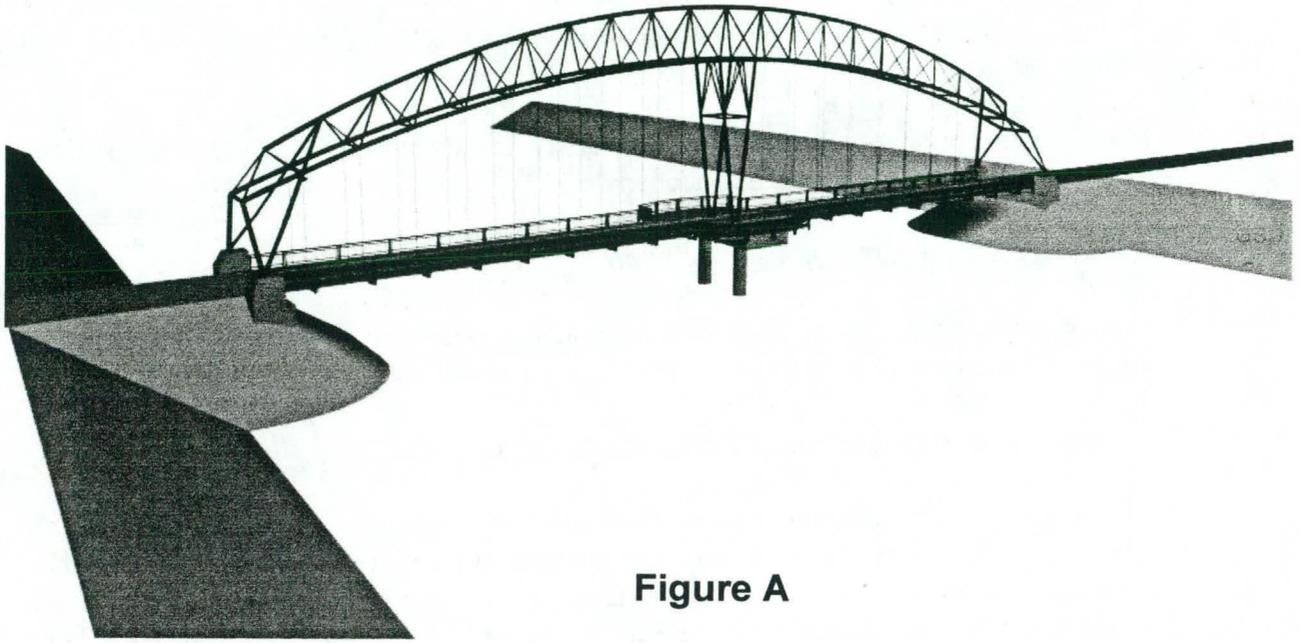


Figure A

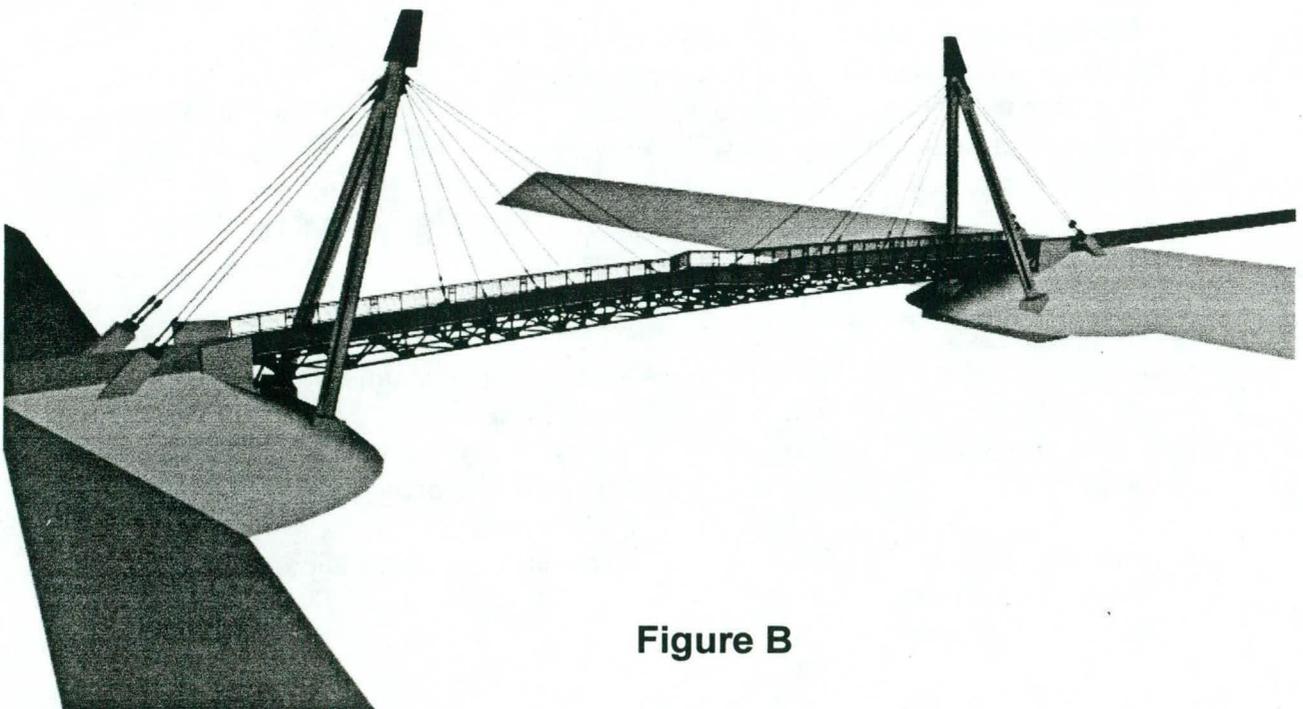


Figure B

PROTECTION CATHODIQUE DES PONCEAUX ROUTIERS EN TÔLE ONDULÉE GALVANISÉE (TTOG)

ÉTUDE DE FAISABILITÉ ASPECTS THÉORIQUES ET EXPÉRIMENTAUX

Jean-Jacques Lamoureux, ing.
Corrosion JJJL
185, place d'Youville
Montréal, Qc, H2Y 2B2
Tel : (514) 499-1202
Fax : (514) 499-9538
courriel : corrosionjjl@sympatico.ca

Pierre Hosatte, B.Ing., dea
TN conseil, *Conseillers en technologie de l'envt inc.*
5227, Notre-Dame est, bureau 200
Montréal, Qc, H1N 3K5
Tel : (514) 254-3541
Fax : (514) 257-7729
courriel : tn.conseil@sympatico.ca

RÉSUMÉ : La détérioration accélérée des ponceaux routiers en tuyau de tôle ondulée galvanisée (TTOG) est un phénomène observé de manière généralisée. Leur durée de vie est souvent bien inférieure aux 50 ans prescrits dans les normes du MTQ. Le remplacement des ponceaux déjà en place sous de forts remblais ou sous des axes routiers importants amène de considérables coûts directs et sociaux. Le projet a comme objectif de vérifier la possibilité de protéger les ponceaux en TTOG, déjà en place, par une protection cathodique. Une recherche bibliographique a permis de préciser l'ampleur du problème. Les résultats qualitatifs et des relevés sur le terrain effectués pas le MTQ ont été complétés par des mesures en laboratoire sur potentiostat, pour l'acier et le zinc, dans deux solutions représentatives des eaux de ruissellement au Québec. Les paramètres caractéristiques de la corrosion ont donc pu être déterminés, nous permettant de conclure que seule une protection cathodique par courant imposé peut répondre au problème. Nous donnons les spécifications préliminaires d'un tel système dans l'objectif de valider sur le terrain le concept proposé.

INTRODUCTION – CONTEXTE

La détérioration accélérée des ponceaux routiers métalliques est un phénomène observé par le Ministère des Transports du Québec qui en a installé plus de 22 000 à travers la province, dont certains enfouis sous un fort remblai. Une étude du Laboratoire des Chaussées (D. Villeneuve, 5 février 1996) confirme que leur durée de vie est inférieure à celle qui est prescrite dans la nouvelle norme MTQ (tome III, chap.4), soit 50 ans. Le coût de remplacement des ponceaux en TTOG est dans certains cas très élevé, dépassant plusieurs centaines de milliers de dollars, en plus du dérangement causé au trafic routier.

Ce projet a comme objectif de prolonger la durée de vie utile des TTOG déjà en place et de retarder au maximum ces coûts de remplacement. L'approche originale proposée par les deux compagnies TN conseil et Corrosion JJJL consiste à regarder la possibilité d'une protection cathodique destinée non seulement à protéger la structure d'acier mais également le revêtement de zinc plus ou moins endommagé.

MÉTHODOLOGIE

Les travaux ont débuté par une analyse bibliographique et des contacts dans le milieu des infrastructures routières pour compléter l'étude réalisée par D. Villeneuve du MTQ (1). Il s'agissait essentiellement d'aller chercher de l'information qualitative et quantitative sur le phénomène de corrosion et de voir quelles solutions avaient été proposées et évaluées. Une donnée importante à préciser était de savoir si la corrosion apparaissait à l'extérieur comme à l'intérieur, et éventuellement en-dehors des surfaces mouillées. Plusieurs photographies ont été observées.

Pour confirmer la faisabilité de l'approche proposée, une démarche théorique systématique a été adoptée grâce à des mesures expérimentales réalisées à l'aide d'un potentiostat sur deux échantillons d'acier et de tôle galvanisée, dans deux types de solutions reproduisant l'eau de deux fossés représentatifs de l'étude de D. Villeneuve (1). Ces mesures permettent d'identifier les paramètres caractéristiques de la corrosion :

- courant de corrosion,
- taux instantané de corrosion,
- potentiel de protection,

et d'estimer ainsi les courants de protection nécessaires, une spécification essentielle pour un système de protection cathodique à courant imposé.

RÉSULTATS OBTENUS

Recherche bibliographique et cueillette des données

- La surface mouillée intérieure (4h - 8h) est celle qui semble subir le plus fort taux de corrosion. Cette corrosion est due à l'exposition au milieu humide et corrosif des eaux de ruissellement mais aussi au phénomène d'abrasion par l'écoulement des eaux chargées de particules et matériaux en suspension. Toutes les études ne concordent pas sur ce point mais admettent que l'abrasion dépend des vitesses d'écoulement surtout si les vitesses dépassent 4,5 m/s.
- Les eaux de ruissellement dans la province de Québec ont un pH inférieur à 9 et dans certains cas, inférieur à 5. La résistivité peut être inférieure à 500 Ω -cm
- Le fond de nombreux TTOG se charge de matériaux et de sédiments.
- Les TTOG ne corrodent pas seulement de l'intérieur mais aussi de l'extérieur, principalement à cause de la mauvaise uniformité des matériaux de remblai, et au fait que la surface extérieure du TTOG baigne dans un milieu gorgé d'eau sur une hauteur au moins aussi élevée que le niveau d'eau intérieur. Certaines études (2 & 3) montrent même que la surface extérieure est celle qui demande le plus de courant de protection.
- Les études et observations qualitatives sur le terrain, des dégâts causés par la corrosion ne permettent pas de déterminer avec précision des taux de corrosion.
- Les recommandations de revêtements protecteurs (par ex. bitume avec fibres d'amiante) ou sacrificiels (par ex. revêtement aluminisé) ne peuvent pas s'appliquer à notre étude (du moins pas pour la surface extérieure) puisque nous nous intéressons au prolongement de la durée de vie des ponceaux déjà en place.
- Les revêtements de polymères ou de bitumes ont une efficacité de 50 à 65% de recouvrement de la surface nue après environ 5 ans. Ceci indiquerait qu'il ne permettent pas de réduire significativement l'ordre de grandeur des besoins d'énergie électrique pour la protection cathodique.

- La protection cathodique est une méthode efficace de protection des ponceaux, d'après(2&3), et assure également la protection des boulons d'assemblage.
- Les données de courant de protection observées sur les TTOG protégés par anodes sacrificielles supplémentaires en Louisiane (1 à 3 mA/ft²) devront être confrontées avec les données courantes adoptées par le NACE (National (US) Association of Corrosion Engineers) pour l'acier.

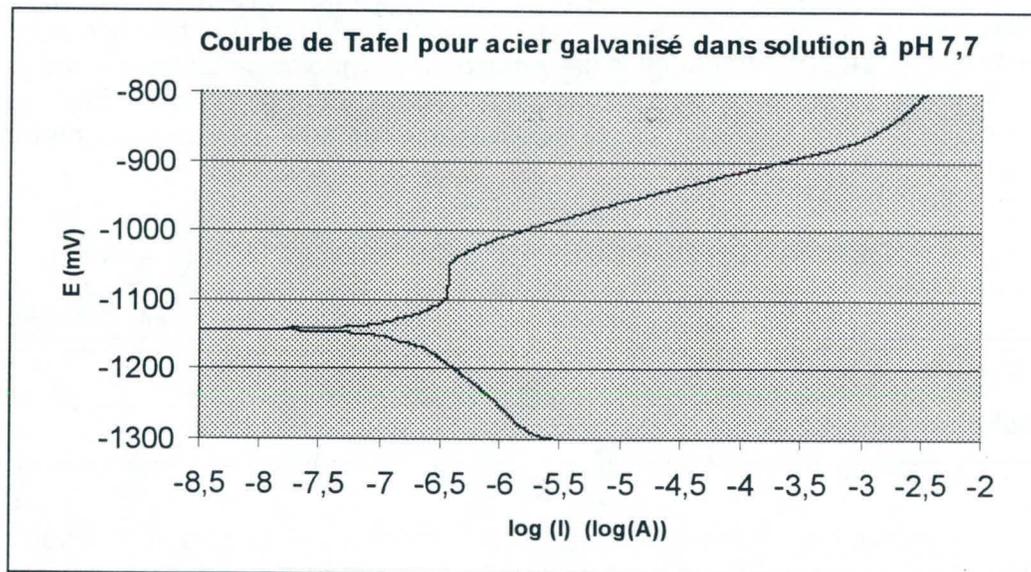
Essais en laboratoire

Le volet expérimental a été réalisé à l'Institut des Matériaux Industriels (IMI) du CNRC à Boucherville, à l'aide d'un potentiostat, dans une cellule en conditions contrôlées, dans l'esprit de la norme ASTM G5-94 (4). Deux échantillons métalliques l'un d'acier au carbone, l'autre d'acier galvanisé ont été testés dans deux solutions, l'une à pH neutre, l'autre acide.

La figure suivante illustre les résultats d'une des 4 séries de mesures. Il s'agit des courbes de Tafel dont la construction et l'interprétation sont exposées dans l'ouvrage de J.J. Lamoureux (5). Il s'agit de courbes de polarisation de l'échantillon par rapport à une électrode de référence, dans la solution d'essai. Les résultats des mesures ont été traités à l'aide du logiciel SoftCorr de EG&G, le manufacturier du potentiostat utilisé, pour déterminer :

- les potentiels de protection ; et
- les courants de corrosion.

Il est important de mentionner que tous les résultats présentés sont établis par rapport à l'électrode de référence à hydrogène, qui diffèrent d'une valeur constante de 345 mV par rapport à l'électrode cuivre /sulfate de cuivre couramment utilisée comme référence.



COURANTS DE CORROSION (10⁻⁶ A pour 1 cm²)

SOLUTIONS	ACIER	ACIER GALVANISÉ
Solution 1 à pH 7,7	1,819	0,209
Solution 2 à pH 5,7	3,491	2,834

TAUX INSTANTANÉS DE CORROSION

(millièmes de pouce par année (mpa) et microns par année ($\mu\text{m}/\text{an}$))

SOLUTIONS	ACIER	ACIER GALVANISÉ
Solution 1 à pH 7,7	1,072 mpa (27,2 $\mu\text{m}/\text{an}$)	0,774 mpa (19,7 $\mu\text{m}/\text{an}$)
Solution 2 à pH 5,7	3,16 mpa (80,3 $\mu\text{m}/\text{an}$)	2,712 mpa (68,9 $\mu\text{m}/\text{an}$)

Le potentiel de protection est le potentiel où le courant de corrosion est nul. On le lit directement sur la courbe de Tafel, comme valeur du potentiel vers laquelle convergent les faibles valeurs de courant de corrosion. Il s'agit donc du potentiel auquel il faudra porter la structure pour la protéger contre la corrosion. Ce potentiel a été défini en 1933 par NACE comme étant voisin de -850 mV par rapport à l'électrode de cuivre / sulfate de cuivre. L'expérience montre cependant que ce potentiel ne représente pas un taux de corrosion nul pour de l'acier en eau potable à 25°C. Les potentiels obtenus en laboratoire sont présentés au tableau suivant.

POTENTIELS DE PROTECTION (mV)

SOLUTIONS	ACIER	ACIER GALVANISÉ
Solution 1 à pH 7,7	- 762	- 1 144
Solution 2 à pH 5,7	- 731	- 1 077

CONCLUSIONS

Il est généralement admis que le courant de protection requis pour protéger la surface de métal exposé, et l'amener ainsi à son potentiel de protection est égal au courant de corrosion mesuré dans le même milieu. Le potentiel nécessaire pour pouvoir induire ce courant entre l'anode et la surface à protéger, à travers le sol, est quant à lui dépendant de la conductivité du sol. Le tableau suivant définit les courants de protection pour amener la structure métallique au potentiel de protection décrit plus haut.

ESTIMATION DES COURANTS DE PROTECTION (mA/m^2)

SOLUTIONS	ACIER	ACIER GALVANISÉ
Solution 1 à pH 7,7	18	2
Solution 2 à pH 5,7	34	28

L'analyse bibliographique confirme que la protection cathodique semble la solution la mieux adaptée à la protection des TTOG en autant que le taux de corrosion provienne du milieu et que l'abrasion soit minimale. Il faudra vérifier cette hypothèse en situation réelle. La protection cathodique à anodes sacrificielles telle que celle utilisée en Louisiane ((2)&(3)) n'est possible que sur des TTOG neufs ou à l'intérieur des TTOG en exploitation. Ces anodes volumineuses et encombrantes peuvent favoriser l'accumulation des débris et nuire à l'écoulement. Leur installation à l'extérieur des TTOG rend leur remplacement aussi difficile après quelques années. De plus, les anodes sacrificielles ne peuvent protéger adéquatement une surface en acier galvanisé, car leur voltage de 1,1 V est insuffisant pour distribuer sur toute la surface métallique, le courant de protection requis.

Ces considérations nous amènent à la conception d'un système de protection cathodique à courant imposé. Ce système peut fournir une densité de courant suffisante pour protéger une superficie importante, et le potentiel peut être ajusté pour que le courant atteigne toutes les surfaces exposées au milieu. Il faudra que cette hypothèse soit vérifiée sur un TTOG gendeur nature en exploitation.

L'intérieur et l'extérieur doivent être protégés et les anodes doivent être distribuées le plus possible pour assurer la meilleure distribution du courant. Une configuration pour l'installation permanente d'une anode intérieure à coût abordable est actuellement proposée au MTQ, de façon à ne nuire que légèrement à l'écoulement, à ne pas favoriser l'accumulation de débris, à résister à l'écoulement des eaux et à l'arrachement par les glaces. Les besoins d'uniformité des courants nous amènent à recommander de protéger l'extérieur du TTOG par deux anodes continues dont la conception permettrait l'installation par forage horizontal de chaque côté du TTOG. Ces anodes seront reliées au redresseur / transformateur lorsqu'une source de courant est disponible à moindre coût. Nous proposons également au MTQ de vérifier les avantages d'utiliser une alimentation photovoltaïque.

Les critères de conception sont les suivants :

- potentiel de protection de l'acier galvanisé par rapport à l'électrode d'hydrogène: -1,144 V (-1,789 V par rapport à l'électrode de référence de cuivre / sulfate de cuivre;
- courant de protection : **34 mA par m²** de surface métallique nue;

La protection cathodique doit être supervisée annuellement. Une lecture de potentiel des sections accessibles des TTOG permet de comparer le potentiel mesuré au seuil du potentiel de protection (-1,789 V). Une procédure simple et rapide de vérification avec électrode de référence au sulfate de cuivre sera proposée au MTQ et expérimentée lors de la seconde phase de cette étude qui validera les hypothèses de calcul et de conception.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) *Détérioration des ponceaux métalliques* – D. Villeneuve, Ministère des Transports du Québec, Direction du laboratoire des chaussées, février 1996
- (2) *Feasibility of Applying Cathodic Protection to Underground Culverts (Interim Report)*– J.D Garber, J.H. Lin, L.G. Smith, Louisiana Transportation Research Center Report n°238, June 1991
- (3) *Feasibility of Applying Cathodic Protection to Underground Culverts* – J.D Garber, J.H. Lin, L.G. Smith, Louisiana Transportation Research Center Report n°289, January 1995
- (4) *Standard Reference Test Method for Making Potentiostatic and Potentiodynamic Anodic Polarization Measurements* – ASTM G5 – 94 established by Committee G01.11 on Electrochemical Measurements in Corrosion Testing
- (5) *La protection cathodique* - J.J Lamoureux, P. Bégin. à paraître aux Presses Univ. de Laval.

COMPORTEMENT A LONG TERME DE STRUCTURES FORMEES DE BETONS D'AGE DIFFERENT

Olivier Bernard
Doctorant

Pierre Mivelaz
Chargé de recherche

Eugen Brühwiler
Professeur

Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
Département de Génie Civil
MCS - Maintenance, Construction et Sécurité des Ouvrages
Lausanne, Suisse

Résumé: Les éléments structuraux formés de bétons d'âge différent posent des problèmes de pérennité. La couche de béton la plus jeune tend à se fissurer et se décoller de son support. Cette contribution présente la démarche et les moyens mis en œuvre afin de répondre aux objectifs suivants: dans un premier temps, il s'agit de comprendre l'influence des différents phénomènes sur la dégradation des structures hybrides, puis de développer un outil d'analyse permettant de prendre en considération leurs interactions. Une approche basée sur la simulation numérique validée à l'aide d'essais sur éléments de structures est proposée.

INTRODUCTION

Dans le domaine de la maintenance, il est courant d'appliquer de nouvelles couches de béton à un ouvrage ancien. Des éléments structuraux sont ainsi remis en état et/ou renforcés. Cette nouvelle épaisseur permet de renouveler la couche d'enrobage protégeant les barres d'armature contre la corrosion et d'améliorer l'apparence de l'ouvrage. Elle permet également dans certains cas d'augmenter la capacité portante de dalles, de poutres ou de colonnes. Or, il apparaît, après quelques années, que la nouvelle couche de béton se délamine. La différence de retrait entre les deux couches d'âge différent et la difficulté d'assurer une bonne adhérence entre les deux bétons en sont les causes majeures. Cela pose de sérieux problèmes de pérennité à de telles interventions de remise en état ou de renforcement.

La réalisation d'une nouvelle couche de béton sur un élément ancien comprend divers aspects cruciaux : la préparation du support, le choix du type de béton, de l'épaisseur de la nouvelle couche, de la quantité d'armature à mettre en place, de la technique de mise en œuvre et du type de cure. Du premier aspect dépend en grande partie le risque de délamination lorsqu'une fissure dans la nouvelle couche atteint l'interface entre les deux bétons. Des suivants dépend principalement la cinétique du développement de la fissuration et de la délamination du nouveau béton.

Il n'est pas possible de traiter de manière séquentielle et de donner une réponse individuelle à ces problèmes. Les interactions sont nombreuses et les considérations particulières à chaque cas traité conditionnent en grande partie la réalisation d'un surbéton. Le choix de la technique de préparation du support dépend en bonne partie de conditions locales et de considérations économiques. Le choix de l'épaisseur du surbéton est conditionné par sa fonction et par des problèmes d'encombrement. Cette contribution présente la démarche et les moyens mis en œuvre afin de répondre aux objectifs suivants: dans un premier temps, il s'agit de comprendre l'influence des différents phénomènes sur la dégradation des structures hybrides, puis de développer un outil d'analyse permettant de prendre en considération leurs interactions. Cet outil doit également pouvoir être utilisé en pratique pour planifier de manière réaliste, fiable et économique la réalisation d'un surbéton, compte tenu des particularités du cas traité et des objectifs visés.

DEMARCHE ADOPTEE

L'étude du comportement d'éléments structuraux formés de bétons d'âge différent est délicate. Le facteur temps joue un rôle important. Il faut généralement quelques années pour observer les premiers signes de dysfonctionnement de tels systèmes. L'approche expérimentale du problème est donc difficile. La durée des essais limite forcément le nombre des paramètres pouvant ainsi être étudiés. Pour cette raison, le MCS a abordé le sujet par la simulation numérique, afin d'analyser l'influence d'une palette aussi large que possible de paramètres. La simulation n'est pas utilisée uniquement pour reproduire un comportement connu ou à fin de dimensionnement, mais également comme outil d'observation et d'aide à la compréhension des phénomènes. La démarche adoptée est présentée à l'aide de la figure 1.

Chaque phénomène physique influençant le comportement à long terme des structures hybrides est représenté individuellement à l'aide d'un modèle. Les paramètres de ces modèles implémentés dans l'outil d'analyse sont calibrés à partir d'essais sur éprouvettes, pour la plupart standardisés. Ils sont ainsi reproductibles. L'étude de la dégradation au niveau de la structure nécessite la prise en compte de l'interaction entre les différents phénomènes physiques identifiés. Afin de valider l'outil d'analyse, une campagne de mesures en laboratoire sur 14 éléments de structures formés de bétons d'âge différent est en cours de réalisation au MCS. La comparaison entre les résultats expérimentaux d'une part et numériques d'autre part devra permettre d'étendre l'application de l'outil d'analyse à toutes structures remise en état ou renforcées à l'aide de nouveau béton. En fonction des conditions de bord du cas traité, une prédiction de la durée de vie de la structure modifiée sera effectuée.

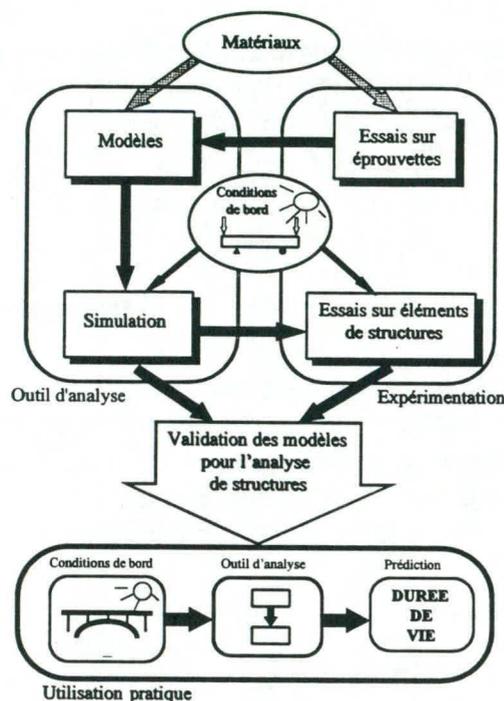


fig.1 - Démarche adoptée

DESCRIPTION DE L'OUTIL D'ANALYSE

Les phénomènes de transport thermique à l'intérieur du béton sont pris en compte à l'aide des équations de diffusion de chaleur (1^{ère} et 2^{ème} lois de Fick). Le dégagement de chaleur d'hydratation est représenté au moyen d'un modèle empirique (modèle Danois) dépendant de la maturité du béton. Cette maturité est calculée en tenant compte à la fois de l'effet de la température (loi d'Arrhenius) et de l'humidité. Le modèle de Bazant [Bazant 86] a été retenu afin de reproduire le retrait de dessiccation du béton. Ce modèle admet une relation linéaire entre le potentiel hydrique (h) et la teneur en eau (w) du matériau et tient compte de l'influence du potentiel hydrique sur le coefficient de diffusion $D = D(h)$. Le comportement mécanique des bétons est reproduit à l'aide d'un modèle viscoélastique vieillissant tenant compte de la fissuration. Le fluage est modélisé, en compression comme en traction, à l'aide de chaînes de Maxwell [Bazant 86]. L'approche adoptée pour tenir compte de la fissuration est basée sur le modèle de la fissure fictive [Hillerborg 76]. Les éléments finis utilisés sont de type "isosoftening", ce qui signifie que la perte de rigidité de l'élément due à la fissuration est

indépendante de la direction de l'endommagement (approche "smeared"). Ces modèles sont implémentés dans le logiciel "MES/2.5D" de la société FEMMASSE. La description détaillée des modèles peut être consultée dans [Roelfstra 94].

Une étude paramétrique a été réalisée au moyen de l'outil d'analyse dans le but d'étudier l'influence sur le comportement à long terme des éléments hybrides des différences de retraits entre le vieux et le nouveau béton, de l'adhérence entre les deux matériaux, du fluage et de l'épaisseur de la nouvelle couche, ainsi que de l'armature. Les résultats de cette étude peuvent être consultés dans [Bernard 98]. En guise d'exemple, la figure 2 présente l'influence de l'armature et du rapport entre le fluage spécifique et le retrait du béton $\epsilon_{\phi}/\epsilon_{cs}$ [Bissonnette 96] sur l'ouverture en surface d'une fissure verticale. Ces résultats sont illustrés pour le cas d'une épaisseur de vieux béton de 15 cm, de nouveau béton de 12 cm, une résistance à la traction du nouveau béton de $f_{ct,new} = 2.5 \text{ N/mm}^2$, une adhérence entre les deux matériaux de 60% de $f_{ct,new}$ et des contraintes initiales dues au jeune âge s'élevant à 20% de $f_{ct,new}$. L'armature mise en place correspond à un diamètre de barres de 10 mm espacées tous les 150 mm.

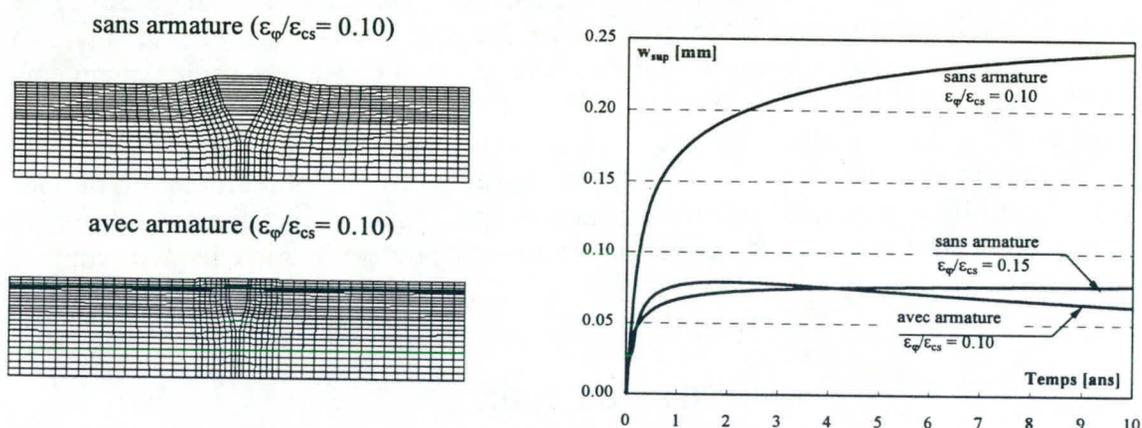


fig.2 – Ouverture w_{sup} en surface d'une fissure verticale

Le graphique de la figure 2 montre l'influence favorable de l'augmentation du rapport $\epsilon_{\phi}/\epsilon_{cs}$ sur la limitation de l'ouverture de fissure. De plus, cette étude a montré que l'utilisation d'un tel matériau permet d'éviter la propagation de la fissure verticale jusqu'à l'interface. Une délamination entre les deux bétons est par conséquent évitée. La figure 2 illustre également l'effet de la mise en place d'une armature dans la nouvelle couche. Cette armature permet de limiter l'ouverture de fissure sans toutefois empêcher qu'elle atteigne l'interface. Par conséquent, dans ce cas, la délamination n'est pas exclue.

ESSAIS SUR ELEMENTS DE STRUCTURES HYBRIDES

Une campagne de mesures en laboratoire sur 14 éléments de structures formés de bétons d'âge différent est en cours de réalisation au MCS. Trois étapes distinctes d'essais sont réalisées sur ces éléments hybrides. Tout d'abord, durant la mise en œuvre du nouveau béton, les élévations de température du jeune béton due à son hydratation ont été mesurées à l'aide de thermocouples. De plus, l'utilisation de fibres optiques a permis le suivi des déformations des deux couches de bétons durant cette période [Bernard 97]. Ensuite, pour appréhender plus concrètement le comportement à long terme des structures hybrides, des essais de fluage en flexion sont entrepris sur chaque élément. Ces essais, d'une durée de 6 mois environ par poutre, sont réalisés à l'intérieur d'une enceinte climatisée ($T_{amb.} = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $H_R = 30 \pm 5\%$). Ces conditions ambiantes permettent d'accélérer le retrait de dessiccation des éléments testés. La mise en charge des poutres est réalisée à l'aide de caisses remplies de plomb. Le système statique et les dimensions des éléments sont illustrés à la figure 3.

COUPE-TYPE

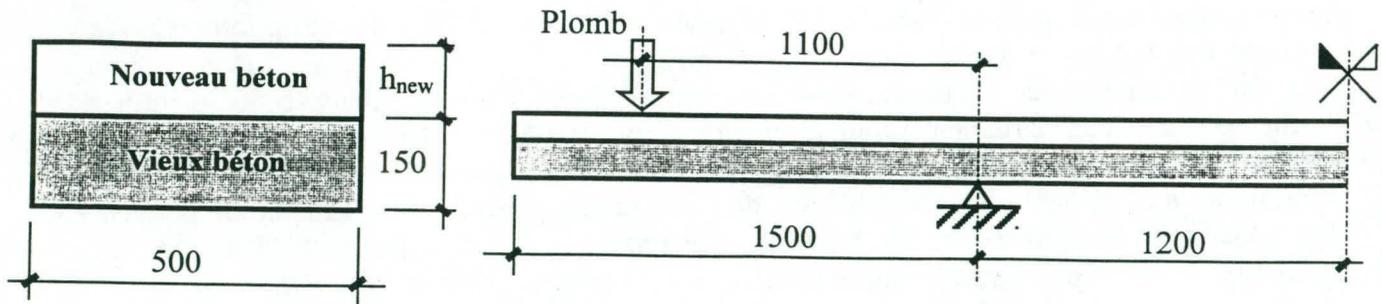


fig.3 – Système statique durant l'essai de fluage en flexion

Les paramètres étudiés lors de cette campagne expérimentale sont: l'épaisseur du nouveau béton ($h_{\text{new}} = 70, 120 \text{ et } 170 \text{ mm}$), le pourcentage d'armature contenu dans la nouvelle couche ($\rho = 0.37 \div 2.64 \%$), le niveau de chargement ($\sigma_{\text{ser}}/f_{\text{ct,new}} = 0.35, 0.77 \text{ et } 0.90$) et l'utilisation de béton de fibres métalliques. Durant l'essai, les déformations des deux couches sont suivies à l'aide de fibres optiques, les déplacements sous les charges sont mesurés à l'aide de capteurs inductifs. De plus, des jauges "Omega" sont utilisées pour suivre l'évolution des ouvertures de fissures et d'éventuelles délaminations entre les deux bétons. Pour terminer, un essai de rupture est réalisé sur chaque poutre une fois l'essai de fluage en flexion terminé. Ce dernier essai a pour objectif de déterminer l'endommagement engendré par les différentes histoires de chargement propre à chaque poutre. Il permettra également de déterminer la charge de rupture des éléments.

SUITE DE L'ETUDE

Concernant l'outil d'analyse, la suite de l'étude consiste à améliorer la modélisation de l'interface entre les deux matériaux et à tenir compte du niveau de contraintes sur le fluage en traction du béton (fatigue statique). Sur le plan expérimental, les essais sont en cours de réalisation et devraient s'achever dans le courant de l'année 1999.

REFERENCES

- Bazant Z.P.**; Creep and shrinkage of concrete; Mathematical Modeling, Fourth Rilem International Symposium, Evanstone, Illinois 60201, USA; 1986.
- Bernard O., Béguin P., Mivelaz P., Brühwiler E.**; Early age behaviour of hybrid concrete structural elements; Euromech 358; Nevers, France; 1997.
- Bernard O., Mivelaz P., Brühwiler E.**; Comportement à long terme d'éléments de structures formés de bétons d'âge différent; à paraître dans le cadre des XVIème Rencontres de l'Association Universitaire de Génie Civil; Reims, France; avril 1998.
- Bissonnette B.**; Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton; Thèse de l'Université de Laval, Québec, Canada; 1996.
- Hillerborg A., Modéer M., Petersson P.E.**; Fracture mechanics of concrete – theory and applications; State of the Art Report, Rilem TC 90-FMA, Chapman & Hall, London, 1989.
- Roelfstra P.E., Salet T.A.M., Kuiks J.E.**; Defining and application of stress-analysis-based temperature difference limits to prevent early-age cracking in concrete structures; Proceedings n°25 of the International Rilem Symposium: Thermal cracking in concrete at early ages, p. 273-280; Munich; 1994.

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR LA DURABILITÉ DES RÉPARATIONS MINCES EN BÉTON

Olivier Laurence
Étudiant au doctorat

Benoît Bissonnette
Attaché de recherche

Michel Pigeon
Professeur titulaire

Centre de recherche interuniversitaire sur le béton
Université Laval - Département de génie civil
Ste-Foy (Québec) G1K 7P4

RÉSUMÉ: La durabilité des réparations en béton constitue un problème important dans le domaine du génie civil. À ce titre, des études en laboratoire ont démontré que le séchage est l'une des principales causes de détérioration de l'adhérence entre le matériau de réparation et le support de béton ancien. On ne sait toutefois pas dans quelles conditions, ni comment la fissuration de retrait peut se propager à l'interface réparation-support. En outre, on ne sait pas à quel point la zone interfaciale peut être affectée par le séchage en conditions in-situ où des cycles de mouillage-séchage sont fréquents. Pour répondre à ces interrogations, des réparations in-situ de taille réelle seront réalisées et un vaste programme expérimental sera conduit sur une période de trois ans. Les variables qui seront étudiées sont la formulation du matériau de réparation, l'épaisseur du resurfaçage et la longueur de la réparation.

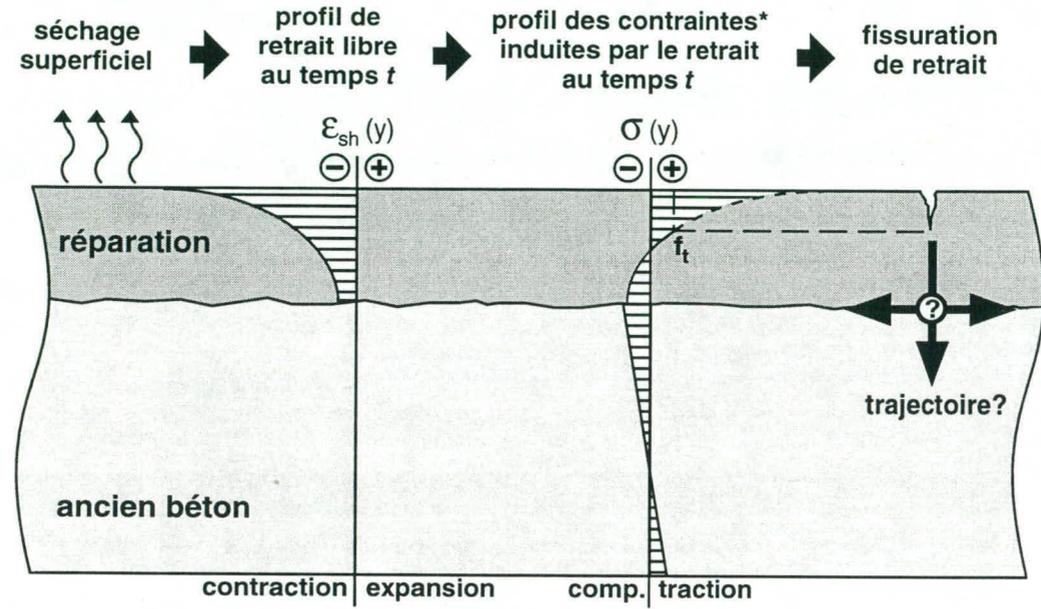
INTRODUCTION

Pour répondre aux besoins de l'industrie, le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton de l'Université Laval travaille depuis près de 10 ans sur la durabilité des réparations minces adhérentes en béton. Différentes études ont été menées en laboratoire pour comprendre les phénomènes qui régissent le comportement d'une réparation mince. Une première étude a notamment démontré que le séchage de la couche de réparation est l'un des facteurs principaux qui affecte la durabilité d'une réparation mince en béton (Saucier, 1990). Une étude subséquente a permis de mettre en évidence l'importance de la compatibilité déformationnelle entre le béton du support et celui de la réparation (Bissonnette, 1996). À cet égard, le potentiel viscoélastique du matériau de réparation joue un rôle essentiel en permettant la relaxation des contraintes de traction qui se développent au séchage dans le resurfaçage. L'objectif principal du présent projet est de valider en conditions réelles d'exposition les éléments de compréhension qui se sont dégagés des travaux en laboratoire tout en développant une meilleure compréhension du mécanisme de détérioration de l'adhérence au séchage.

MISE EN CONTEXTE

La mise en place d'un béton plastique sur une base de vieux béton, dont le retrait résiduel est pratiquement nul et la rigidité est relativement élevée, est un cas particulier de retrait empêché. Lorsque la couche de réparation sèche, sa contraction est progressivement empêchée depuis la surface jusqu'au niveau du contact. Cet état de déformation imposée fait naître des contraintes (de traction) qui peuvent éventuellement excéder la résistance en traction du nouveau béton et provoquer la fissuration de la réparation. On ne sait toutefois pas sous quelles conditions (épaisseur de la réparation, intensité du retrait, potentiel de fluage) la fissuration de retrait peut atteindre l'interface et, le cas échéant, comment elle se propage au voisinage de cette dernière. Par ailleurs,

les tendances observées en laboratoire quant à l'effet délétère du séchage sur l'adhérence doivent être vérifiées en conditions réelles d'exposition (cycles de mouillage-séchage fréquents, température variable, etc) et cela sur des éléments grandeur nature afin de s'affranchir de l'effet d'échelle. L'expérimentation proposée vise donc à bien cerner les effets du retrait de séchage sur l'intégrité d'une réparation en conditions in-situ.



* abstraction faite des restrictions externes (ex.: poids propre de la dalle, friction entre la dalle et la fondation, etc.)

figure 1: retrait restreint dans une réparation mince

MÉTHODOLOGIE

Le projet s'articule autour de deux principaux volets. Un volet expérimental in-situ et un volet expérimental en laboratoire. Le volet expérimental in-situ consiste en une vaste série de réparations minces de taille réelle exposées dans conditions réelles de séchage. Pour cette partie du projet, des poutres en béton armé (section 600x400 mm et longueurs de 2 et 4 m) ont été réalisées. Par la suite, la surface des supports a été préparée mécaniquement en retranchant les 30 premiers mm pour obtenir des conditions représentatives de celles rencontrées généralement en pratique. Ces supports seront ensuite réparés avec une chape mince adhérente, les variables étant la formulation et l'épaisseur de resurfaçage. Différents essais seront réalisés sur ces réparations pour caractériser l'évolution de l'adhérence et pour mettre en évidence le processus de fissuration de retrait. Le volet expérimental en laboratoire est quant à lui constitué principalement par des essais visant à caractériser les propriétés mécaniques, hydriques et viscoélastiques des matériaux de réparation qui seront utilisés.

Choix des bétons de réparation

La formulation du béton de réparation demeure l'un des paramètres clés gouvernant la durabilité d'une réparation. Les matériaux retenus couvrent une gamme de matériaux, non pas exhaustive de ce qui est utilisé en pratique, mais qui permettra de comprendre les mécanismes qui régissent la durabilité d'une réparation tout en utilisant des bétons de chantier. Le retrait de séchage apparaissant comme le principal responsable de la fissuration de la couche de réparation, les

formulations ont été choisies afin de couvrir l'ensemble du spectre en ce qui a trait à l'intensité du retrait ultime des matériaux de réparation.

Les quatre formulations retenues sont les suivantes:

- un béton ordinaire de rapport E/C=0,40
- un béton à hautes performances avec fumée de silice (rapport E/C=0,25 à 0,30)
- un mortier de rapport E/C=0,40
- un mortier de rapport E/C=0,40 contenant 80 à 100 kg/m³ de macrofibres d'acier

Épaisseurs de recouvrement retenues

Trois épaisseurs ont été choisies: 25, 50 et 75 mm. Là aussi, il s'agit d'un paramètre important pour le projet. L'objectif est de couvrir une gamme d'épaisseurs la plus large possible, tout en restant dans le domaine de ce que l'on peut qualifier de réparations minces (à savoir entre 50 et 100 mm). Le choix de descendre en dessous des 50 mm (qui constituent généralement la limite inférieure) a été fait afin de vérifier l'existence possible d'un seuil dans le comportement des réparations minces au séchage, la vitesse de séchage d'un élément étant d'autant plus grande que son épaisseur est faible. Il est en effet possible qu'une épaisseur critique existe, pour un matériau de réparation donné, au-delà de laquelle la zone interfaciale ne se verra pas significativement affectée par le séchage pendant la durée de vie utile de la réparation.

PROGRAMME D'ESSAIS

Volet in-situ

Les essais consistent tout d'abord en la caractérisation de l'adhérence développée entre la réparation et le support. Pour chaque couple formulation-épaisseur, des carottes seront extraites des poutres pour être soumises à un essai de traction directe. Cet essai (réalisé à différentes échéances) permettra de caractériser l'évolution de l'adhérence dans le temps avec la progression du séchage.

Parrallèlement au suivi de l'adhérence, un suivi de la fissuration sera effectué. Différents types d'observations seront réalisés de façon à obtenir par recoupement l'état d'endommagement de la couche de réparation. Pour identifier les zones les plus endommagées, la fissuration de surface sera observée visuellement par mouillage ou par coloration du béton. Cela permettra d'obtenir une première quantification du réseau de fissures en surface en ce qui a trait au pas de fissuration et à l'ouverture des fissures. Ensuite, de façon à pouvoir observer la fissuration verticale et la fissuration à l'interface, une technique mise au point par le Laboratoire d'étude et de recherche sur les matériaux (Ammouche, 1997) sera utilisée. Elle consiste à découper des tranches sur des éprouvettes cylindriques carottées. Ces tranches sont ensuite polies et imprégnées par un colorant qui rend la fissuration visible au microscope optique. À partir d'une technique d'analyse d'images, une étude stéréologique par ordinateur de la fissuration permet de caractériser quantitativement le réseau de fissures.

Le séchage constituant le point central de notre étude, un suivi du profil de teneur en eau et du retrait de séchage des réparations sera effectué. L'évolution du profil de teneur en eau se fera vraisemblablement au moyen de sondes résistives similaires à celles utilisées dans l'industrie du bois. Cette technique sera jumelée à une méthode gravimétrique. Plus simple, cette technique consiste à mesurer la perte de masse dans le temps de tranches de béton de différentes épaisseurs de façon à reconstituer l'évolution du profil d'humidité dans le recouvrement. Ces deux essais

permettront également de vérifier l'influence des cycles de mouillage-séchage sur l'évolution du profil de teneur en eau.

Le retrait de séchage sera mesuré à différents niveaux sur les faces latérales des poutres et sur des témoins de même épaisseur (non retenus par un support) afin de reconstituer le profil de déformation effective. La différence entre les profils déterminés sur les couches de réparation et sur les témoins permettra d'évaluer la part restreinte du retrait.

Volet en laboratoire

Parallèlement à ces essais sur les réparations in-situ, une caractérisation complète des bétons étudiés sera réalisée en laboratoire. Parmi les essais mécaniques qui seront faits, on compte l'essai de résistance en compression, l'essai de traction directe et la détermination du module élastique. Outre la mesure des propriétés mécaniques, le retrait de séchage des bétons de réparation sera mesuré par des essais de retrait libre axial ASTM C157 ainsi que par des essais de retrait flexionnel. Cette dernière technique, développée à l'Université Laval et dans laquelle une éprouvette prismatique en béton est exposée au séchage sur une seule face, permet de simuler le comportement au séchage de resurfaçages en béton. En plus des propriétés mécaniques, le comportement viscoélastique en traction des bétons étudiés sera caractérisé. Pour ce faire, des essais de fluage en traction seront réalisés au moyen d'un appareil conçu à cet effet à l'Université Laval (Bissonnette, 1996).

CONCLUSION

Ce projet permettra de vérifier si dans des conditions réelles d'exposition et sur des éléments de taille réelle, le séchage a une influence significative sur l'adhérence d'une réparation selon le potentiel de retrait du matériau utilisé et selon l'épaisseur du resurfaçage. Il s'agit non seulement de vérifier si le retrait seul peut conduire à une perte d'adhérence dans le temps, mais aussi de comprendre comment la fissuration se propage dans la réparation. Cette démarche expérimentale, conduite parallèlement au développement d'un modèle numérique prédictif du comportement des réparations en béton, constitue une étape essentielle en vue du développement de matériaux de réparation mieux adaptés et de l'établissement de véritables règles de conception d'une réparation.

BIBLIOGRAPHIE

Bissonnette, B., 1996, *Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton*, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada

Saucier, F., 1990, *La durabilité de l'adhérence des réparations en béton*, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada

Ammouche, A., 1997, *A new image analysis system for the quantitative assesment of microcracks in cement based materials*, accepté pour publication dans *Advanced Cement Based Materials*

Durabilité des réparations en béton : développement d'un modèle numérique prédictif

F. Bouchelaghem
Étudiante au doctorat

M. T. Boudjelal
Chercheur Post-doctoral

M. Fafard
Professeur titulaire

B. Bissonnette
Chercheur associé

GIREF et CRIB
Département de Génie Civil
Université Laval, cité universitaire
Québec G1K-7P4

RÉSUMÉ: L'objectif de cette recherche est de développer un modèle numérique permettant la prédiction du comportement à long terme d'une réparation superficielle en béton sous l'effet du séchage et de la température. Le modèle envisagé prendra en compte les conditions météorologiques auxquelles sera exposée la réparation de même que le vieillissement, le comportement viscoélastique et l'endommagement. Une modélisation de l'aspect prévisionnel de la durabilité d'une réparation fait appel à des processus physico-chimico-mécaniques très complexes qui sont, d'un point de vue microscopique, des processus couplés. Les phénomènes temporels qui conditionnent les différentes grandeurs mécaniques à déterminer (tenseurs de contraintes, de déformation, d'endommagement, etc.) sont principalement le retrait (endogène et de dessiccation) et le fluage (propre et de dessiccation), qui sont eux-mêmes fonction de la température, de l'humidité et de l'état de contraintes. L'approche thermodynamique des processus irréversibles nous permettra d'obtenir un cadre général pour la formulation des lois de comportement des milieux continus ainsi que l'identification des variables à mettre en relation pour décrire les différents phénomènes à prendre en compte

1. Introduction

La problématique des réparations en béton s'articule essentiellement autour de la notion de durabilité de la liaison entre le béton neuf et le substrat. Les rôles prépondérants joués par le retrait empêché sous l'effet du substrat et par le retrait de dessiccation n'est plus à démontrer. Ces deux types de retrait sont en effet la cause majeure de concentration de contraintes au niveau de l'interface qui peuvent conduire à la décohésion [Bissonnette, 1996; Saucier et al., 1992]. Une modélisation cohérente d'une réparation mince nécessite donc la prise en compte de cette interface comme entité physique (au niveau de critères de rupture par exemple, il faudra considérer l'adhésion de l'interface).

Sur le plan de l'étude analytique et numérique, très peu de chercheur ont jusqu'à présent abordé la modélisation des réparations minces (une seule référence à ce jour [Sadouki et Van Mier, 1997]). Aussi notre motivation portant sur l'établissement d'un modèle numérique reposant sur des principes thermodynamiques des milieux poreux réactifs (ou milieux avec changement de phase [Coussy, 1995]) est-elle justifiée par le manque de recherche

fondamentale effectué sur le sujet, ainsi que par le souci à obtenir un modèle consistant avec les lois de conservation. De plus, ce type d'approche permet d'envisager la prise en compte des phénomènes de transfert de masse et de chaleur, ainsi que les réactions chimiques, de manière à obtenir un modèle le plus réaliste possible.

Le projet de recherche présenté dans cet article, porte sur l'étude de faisabilité d'une modélisation numérique d'une réparation en béton: le modèle devra ainsi prédire le comportement à long terme d'une réparation mince en béton sous l'effet de conditions thermiques et hydriques variables. La modélisation devra en particulier prendre en compte les conditions d'exposition, ainsi que le vieillissement et l'endommagement progressif du matériau.

2. Méthodologie d'ensemble et modélisation

En ce qui a trait à la modélisation, elle s'articule autour de deux aspects: un aspect mécanique et un aspect hygrothermique. Dans l'hypothèse d'un couplage unilatéral entre les effets hygrothermiques et mécaniques, une première étude des phénomènes hygrothermiques doit permettre d'aboutir aux profils de température et d'humidité. Dans un deuxième temps, l'analyse du comportement mécanique de la réparation en béton portera sur la détermination des contraintes induites par le retrait empêché (du fait de la présence du substrat), afin d'évaluer le risque de fissuration. À ce stade, les résultats de l'étude constitueront des données d'entrée pour le modèle mécanique. Le volet mécanique s'articule alors essentiellement autour des concepts de retrait (de durcissement, de dessiccation, de séchage) et de fluage, ce dernier conduisant à un relâchement des contraintes dans le béton.

Les modèles mécaniques et hygrothermique sont tous deux basés sur une approche par la thermodynamique des processus irréversibles, pour des milieux poreux non saturés. Ce cadre théorique général permet une modélisation physiquement admissible et adaptée au problème posé, par la prise en compte des couplages prépondérants, comme l'effet de l'hydratation par la maturité, l'effet de la fissuration sur la viscosité (retrait de dessiccation, fluage de dessiccation), le couplage unilatéral entre les effets hygrothermique et mécanique. Le fluage est abordé via un modèle viscoélastique dans lequel les mécanismes à court et à long terme sont découplés [Bazant et al., 1997a; Bazant et al. 1997b; Guenot, 1996].

Les paramètres restent à caractériser sur le plan expérimental pour le modèle mécanique (essais de fluage et de relaxation en traction, essais de retrait, courbe de dégagement de chaleur par essais calorimétriques sur béton frais, étude qualitative de l'adhérence à travers les modes de rupture) comme pour le modèle hygrothermique (courbes de sorption-désorption, conductivité hydrique effective, conductivité thermique, chaleur d'hydratation).

Dans la recherche de l'établissement d'un critère de dimensionnement, une attention particulière devra être portée à la durabilité de la réparation. On voudrait en particulier dégager des critères de durabilité pour la zone réparée. La notion d'adhérence entre substrat et béton de réparation reste notamment à préciser. Cette adhérence de la zone interfaciale sera prise en compte dans la modélisation, le système réparé devra donc être modélisé comme un système composite triphasique.

3. Conclusion

Pour modéliser une réparation en béton, plusieurs processus d'origine physico-chimique, thermique et mécanique sont à considérer. La thermodynamique des milieux continus ouvert nous offre un cadre conceptuel efficace pour étudier ces processus. Cette technique permet le développement des modèles constitutifs physiquement cohérents. L'utilisation du formalisme thermodynamique basé sur les variables dissipatives internes nous est apparue comme une alternative intéressante.

Par ailleurs, la caractérisation du comportement à long terme de la zone interfaciale, qui constitue l'élément critique capable d'affecter la durabilité du système réparé, va vraisemblablement nécessiter une étude dans le cadre de la mécanique de la rupture. Une approche alliant un modèle de fissuration discrète à la méthode des éléments finis, semble la plus pertinente, étant donné les proportions respectives qu'occupent la zone réparée et l'ensemble de la structure.

Référence:

- Bazant, Z.P., Hauggard, A.B., Bawja, S., Ulm, F.J., 1997a. Microprestress-Solidification Theory for concrete creep. I: Aging and drying effects. *J. of Engineering Mechanics*. Vol. 123(11): pp 1188-1194
- Bazant, Z.P., Fellow, ASCE, Hauggard, A.B., Bawja, S., 1997b. Microprestress-Solidification Theory for concrete creep. II: Algorithm et verification. *J. of Engineering Mechanics*. Vol. 123(11): pp 1195-1201
- Bissonnette, B., 1996. Le fluage en traction: Un aspect important de la problématique des réparations minces en béton. Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, Canada.
- Guenot, I., 1996. Contribution à l'analyse physique et la modélisation du fluage propre. Thèse de doctorat de l'École National des Ponts et Chaussées (ENPC), Paris, France.
- Sadouki, H., Van Mier, J.G.M., 1997. Simulation of hygral crack growth in concrete repair system. *Matériaux et structures*. Vol. 30, pp 518-526
- Saucier, F., Détriché, C. H., Pigeon, M., 1992. Étude de la déformabilité en traction d'un béton de réparation. *Material and structures*. Vol. 25, pp 335-346
- Coussy, O., 1995. *Mechanics of porous continua*, Wiley.

PONTS À CULÉES INTÉGRALES ET SEMI-INTÉGRALES

Daniel Bernard, ingénieur
Ingénieur à la Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

RÉSUMÉ : Les ponts à culées intégrales et semi-intégrales sont des structures sans joint de tablier. La détérioration des joints de tablier dans les ouvrages conventionnels est la principale cause des coûts d'entretien et de réparation au MTQ. Les ponts sans joint allongent la durée de vie des ouvrages d'art et diminuent les coûts reliés à l'entretien.

Les principales caractéristiques intrinsèques des ponts sans joint tant du point de vue conception que de celui de la construction seront abordées ainsi que les limitations propres. Quoiqu'un peu moins intéressants que les ponts à culées intégrales, les semi-intégraux n'en représentent pas moins une alternative favorable dans la conversion d'une structure conventionnelle en structure sans joint.

INTRODUCTION

Dans les structures conventionnelles, les mouvements thermiques sont absorbés par un système de joints de tablier et d'appareils d'appui mobile. Toutefois la performance des joints de tablier ne s'est pas avérée à la hauteur des espérances en particulier pour l'étanchéité. L'entrée d'eau chargée de sel de déglacage à travers des joints défectueux est une des principales causes de détérioration des ponts. Une bonne partie de nos coûts d'entretien et de réparation au MTQ résulte de joints non-étanches.

De nos jours, les buts visés par les ministères et les différentes agences de transports sont :

- durabilité à long terme des structures ;
- coûts d'entretien minimaux ;
- construction économique ;
- sécurité.

Un bon moyen d'y arriver est de construire des ponts à travées continues sans joint intermédiaire et si possible totalement sans joint et sans appareil d'appui mobile.

Les ponts à culées intégrales (voir figure 1) sont des structures continues sans joint de tablier dont les contraintes thermiques sont transférées du tablier vers les fondations par la flexibilité des pieux.

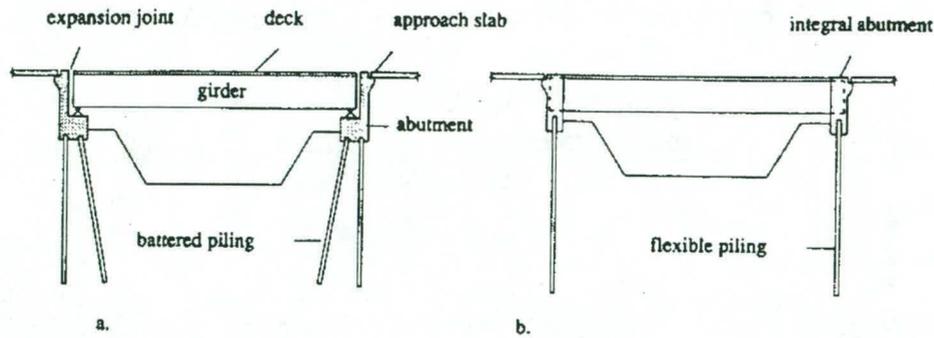


Figure 1 a) Pont conventionnel

b) Pont intégral

L'État du Tennessee qui a adopté dans les années soixante une politique d'élimination des joints de tablier («no-joint policy»), est un pionnier dans le domaine des ponts sans joint. Depuis plus de 30 ans, près de 2 400 ponts à culées intégrales sont à leur actif dont un pont à tablier en béton de 282 m de longueur et il n'y a eu aucun problème relié directement à l'absence de joint.

CARACTÉRISTIQUES ET LIMITATIONS

La particularité de ce type de structure est l'interaction entre le tablier, les pieux et le sol créé par la «connexion rigide» à chaque extrémité. L'ingénieur concepteur doit tenir compte de l'effet des variations dimensionnelles du tablier induit par la température, le retrait, le fluage et la poussée active du sol dans le design des fondations. Les effets des efforts combinés sur la structure à différents stades de construction doivent être considérés lors du design en particulier lorsque la structure devient intégrale et lors du remblayage.

Tablier :

Le critère principal de conception d'un pont sans joint est la longueur totale du tablier. En effet, pour limiter les surpressions dans la chaussée aux approches et la poussée passive sur la culée, le mouvement total maximum à chaque extrémité doit être inférieur à 50 mm, sinon des joints de tablier doivent être installés aux culées. Selon le Tennessee DOT, la longueur totale maximale des ponts sans joint en béton peut être le double de ceux en acier, cela dû à leur plus grande masse et à un coefficient de dilatation thermique plus faible. Pour des ouvrages d'art construits au Québec, il est préférable pour l'instant de limiter la longueur des ponts sans joint à 150 m pour les tabliers en béton (sauf en béton précontraint par post-tension) et à 90 m pour les tabliers en acier (voir figure 2).

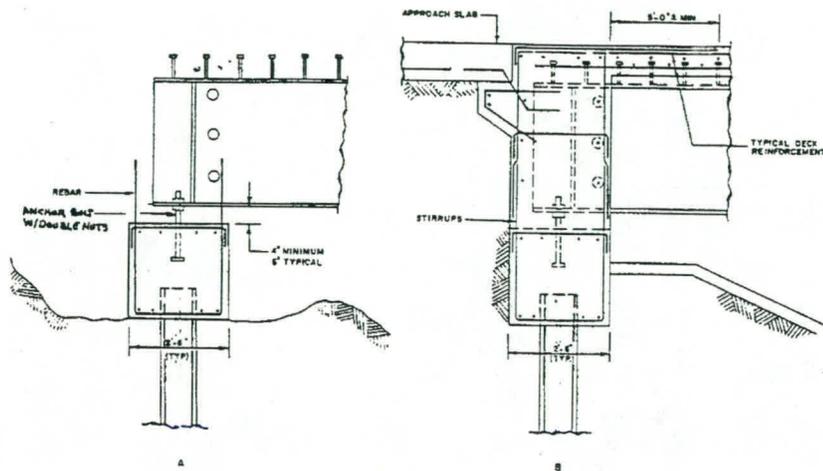


Figure 2 Pont à tablier d'acier

La structure projetée doit être relativement symétrique pour obtenir des mouvements longitudinaux égaux à chaque extrémité du pont. La majorité des DOT aux États-Unis recommande un biais inférieur à 30 ° pour limiter les effets de la torsion, de la distribution non uniforme du chargement et de la translation latérale. La profondeur des culées intégrales doit être aussi petite que possible pour réduire les pressions exercées par le remblai sur celles-ci mais sans oublier la distance requise pour la protection contre le gel. De plus les culées intégrales doivent être de même hauteur à chaque bout et parallèles pour éviter un chargement non équilibré. La culée en béton est suffisamment massive pour encasturer les poutres et permettre le transfert complet aux pieux des variations de longueurs du tablier dues à la température et la rotation sous la surcharge routière.

Les limites prescrites sur la longueur des ponts à culées intégrales dépendent principalement des propriétés du sol, des variations de température, de la capacité des pieux et du type de tablier.

Fondations :

Les ponts à culées intégrales américains sont des structures dont les culées sont supportées par des pieux d'acier en H disposés sur une seule rangée. L'âme de ces pieux en H est perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont quelque soit le biais de celui-ci pour que la flexion soit induite autour de l'axe faible du pieu.

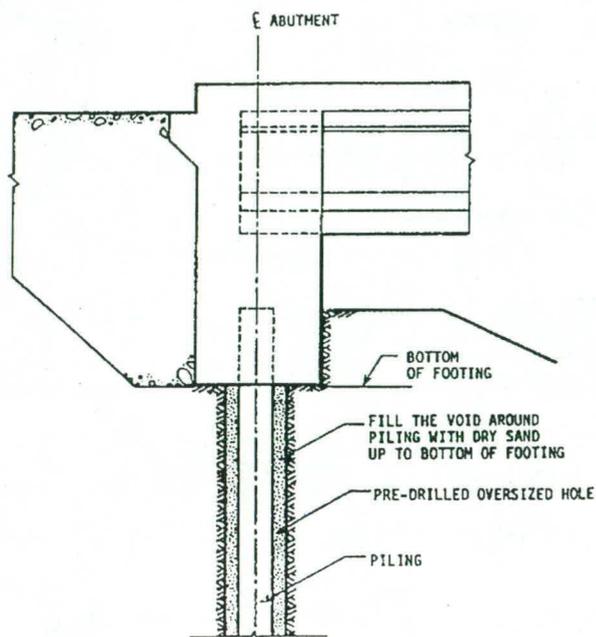


Figure 3
Pré-trou rempli de sable

Les pieux des ponts à culées intégrales sont sujets à des contraintes de flexion beaucoup plus élevées que ceux des ponts conventionnels. La réduction de la capacité portante des pieux due au mouvement du tablier est un paramètre important dans la conception des fondations et de la longueur limite du pont.

Les pieux doivent avoir une longueur minimum de 6 m pour procurer un support latéral suffisant. Des pré-trous de 600 mm de diamètre par 2.5 m de profondeur remplis de sable non-compacté (voir figure 3) sont utilisés lorsque les pieux sont battus dans un sol dense et raide pour réduire la résistance au mouvement. Les ponts à culées intégrales sont proscrits sur les sites où la stabilité du sol est incertaine tel que la liquéfaction, glissements, tassements verticaux importants et les terrains marécageux. Comme dans le cas de structures «conventionnelles», des précautions doivent être prises lorsque les culées se situent sur un site potentiel d'érosion ("washout condition"). À notre connaissance, la majorité sinon la totalité des ponts intégraux ont été construits sur des pieux enfoncés jusqu'au refus. La majorité des travaux de terrassement doit être placée et compactée avant le plantage des pieux pour s'assurer que le mouvement latéral du sous-sol puisse se stabiliser avant le battage.

Avantages et inconvénients :

Le principal avantage des ponts à culées intégrales est l'élimination des joints de tablier et des problèmes inhérents. Cela se traduit principalement par une durabilité à long terme accrue et des coûts d'entretien réduits par rapport aux structures conventionnelles à joints.

Les autres principaux avantages sont :

- réduction du coût et de la durée de construction ;
- réduction du coût à long terme (life cycle cost) ;
- excellent comportement aux tremblements de terre ;
- qualité du roulement (diminue l'impact).

Des États américains ont rencontré quelques problèmes avec leurs culées intégrales. Dû à l'absence de règles et de normes établies, le développement des ponts à culées intégrales s'est fait en augmentant graduellement la longueur des tabliers sans joint au fur et à mesure de l'expérience acquise. Ainsi aucun standard n'existe pour des composantes importantes comme les dalles de transition, les murs en retour en console, les remblais d'approche et le drainage.

Les problèmes typiques sont :

- tassement dans les vides créés entre la culée et le remblai lorsque le pont se contracte ;
- tassement du remblai sous la dalle de transition dû à la circulation ;
- minage aux culées dû au drainage ;
- fissuration des murs en retour en console due à la rotation et la contraction du tablier.

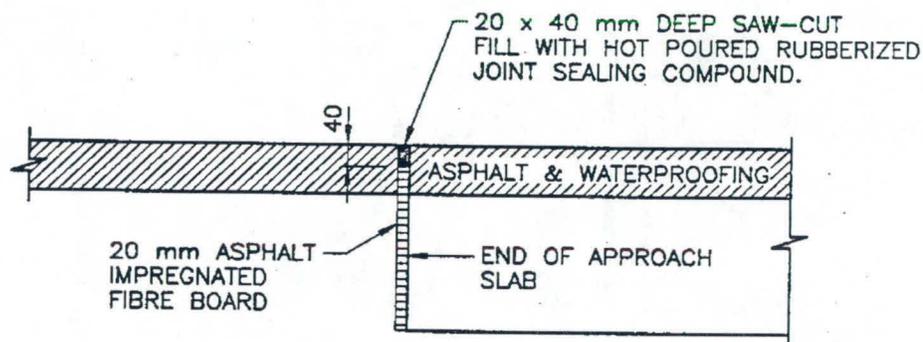


Figure 4 Joint d'expansion (cycle control joint)

On doit prévoir un joint d'expansion ("cycle-control joint") au bout de la dalle de transition lorsque le mouvement total anticipé excède 12 mm (voir figure 4). Ce type de joint absorbe les allongements et les contractions cycliques. Ce joint devra être bien sur entretenu et remplacé périodiquement mais les inconvénients sont sans aucune mesure comparés à ceux du système conventionnel.

PONTS À CULÉES SEMI-INTÉGRALES

Les ponts à culées semi-intégrales (voir figure 5) sont des structures à une ou plusieurs travées continues sur fondations rigides non-intégrales c'est-à-dire que les mouvements thermiques sont repris par un joint horizontal situé à l'interface tablier-culée.

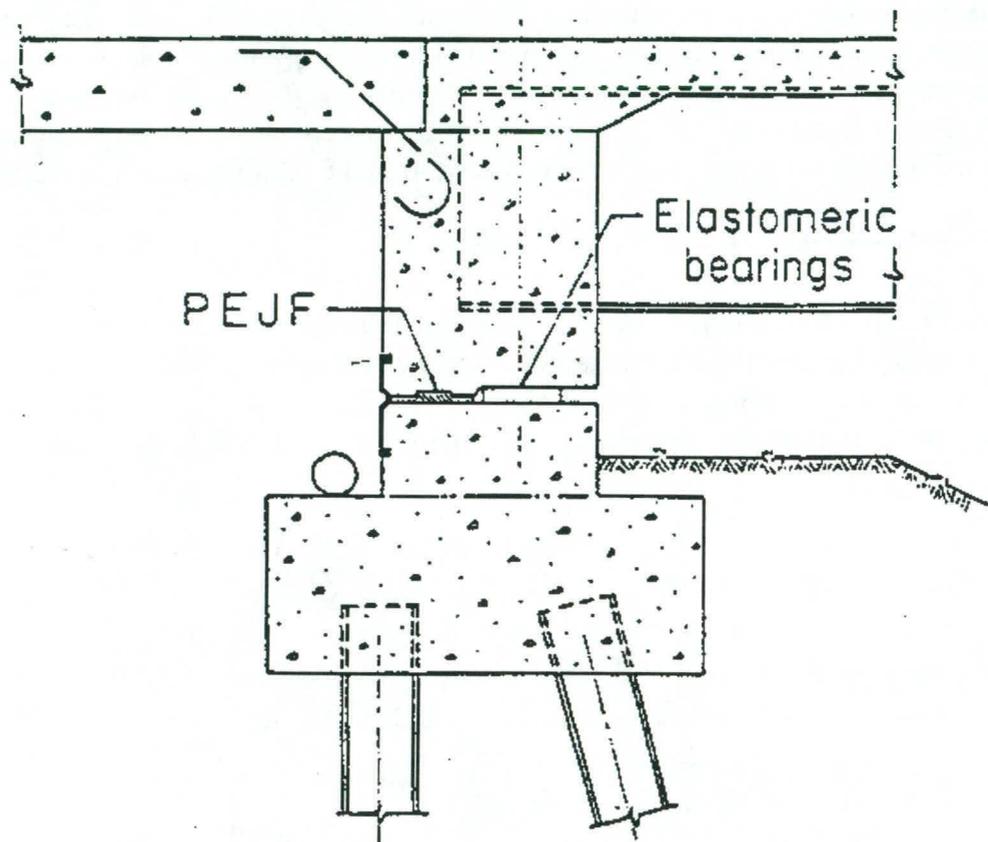


Figure 5 Pont à culée semi-intégral

Les caractéristiques de ce concept est que le diaphragme à l'extrémité est supporté verticalement et latéralement par un appareil d'appui mobile guidé et qu'un système d'étanchéité empêche le remblai de pénétrer dans le joint et de restreindre les mouvements du tablier. Le joint doit être durable car il sera remblayé et inaccessible aux inspections périodiques et pour l'entretien. La faculté du tablier de se déplacer longitudinalement indépendamment des culées fait qu'il est possible d'employer les ponts semi-intégraux dans la plupart des cas où les ponts intégraux ne peuvent pas être utilisés (problèmes géotechniques par exemple). Les ponts semi-intégraux ont été conçus pour agrandir le domaine d'application des ponts sans joint.

Avantages :

- Élimination des joints de tablier et de leurs problèmes inhérents
- Concept très intéressant pour convertir plusieurs structures conventionnelles avec joints
- Alternative aux ponts à culées intégrales lorsque les conditions ne s'appliquent pas à ces derniers

Inconvénients :

- Deux joints à chaque extrémité sont requis dans les ponts semi-intégraux
 - joint horizontal tablier-culée
 - joint à l'extrémité de la dalle de transition
- Appareils d'appui guidés sont requis pour les ponts avec un biais et ceux construits en zones sismiques.

CONCLUSION

Les ponts à culées intégrales et semi-intégrales sont des structures bien adaptées aux besoins exprimés d'augmenter la durabilité à long terme et de réduire les coûts d'entretien des ouvrages d'art. Leurs nombreux avantages en font un choix logique de nos jours en dépit des quelques restrictions qui s'y appliquent.

L'expérience acquise aux États-Unis depuis près de 40 ans démontre bien la performance du concept. Les autorités gouvernementales devraient adopter une politique du "non-joint policy" dans la conception des ponts telle que proposée par le Tennessee DOT.

Cette directive pourrait s'énoncer comme suit :

Dans tout projet, le premier choix du concepteur devrait être un pont à culées intégrales, mais si le site ne s'y prête pas, un semi-intégral doit être envisagé. Finalement un pont à travées continues avec joints aux culées peut être sélectionné si ni l'un ni l'autre est envisageable.

CHAPES MINCES EN BHP COMME REVÊTEMENT DE TABLIER DE PONTS : REVUE DE 2 EXPÉRIENCES AU QUÉBEC

par

Eric DALLAIRE, ing., M.Sc.A.

Mohamed LACHEMI, ing., Ph.D.

Pierre-Claude AÏTCIN, ing., Ph.D.

Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke

RÉSUMÉ

Deux (2) projets réalisés en 1996 et 1997 ont mis de l'avant l'utilisation de chapes minces en béton à haute performance (BHP) renforcé de fibres d'acier comme couches d'imperméabilisation et de roulement de tabliers de pont. Dans le premier cas, une chape de 75 mm d'épaisseur de BHP renforcé de fibres a été coulée sur un tablier également en BHP alors que dans le deuxième cas, une chape de 50 mm d'épaisseur a été ancrée à un tablier en acier à l'aide d'un système d'ancrage mis au point spécialement pour ce projet.

Les résultats obtenues dans le cadre de ces deux projets montrent que dans les cas où l'on désire construire une chape mince en BHP non ancrée mécaniquement et n'intégrant pas d'armatures, un mode de mûrissement bien adapté au BHP doit impérativement être établi et respecté afin de garantir l'obtention d'une chape intègre non fissurée. L'utilisation d'un ancrage mécanique efficace, qui joue également le rôle d'armature de contrôle de la fissuration, permet d'obtenir des chapes de BHP très peu fissurées dans des conditions où un mûrissement approprié peut difficilement être réalisé, et garantit le développement d'un ancrage efficace et durable.

INTRODUCTION

Les deux (2) projets présentés dans ce document ont mis de l'avant une technique qui se voulait une alternative durable à l'utilisation des membranes d'imperméabilisation recouvertes de béton bitumineux, technique qui est généralement utilisée pour rendre étanche les tabliers de ponts et de viaducs. La technique alternative consiste en la mise en place d'une couche de roulement relativement mince en béton à haute performance (BHP) renforcé de fibres d'acier directement sur le tablier du pont ou du viaduc.

Lors de l'élaboration de ces projets en 1995 et 1996, l'état des connaissances dans le domaines des BHP et des matériaux renforcés de fibres permettait d'envisager que cette alternative serait plus durable que les méthodes traditionnellement utilisées [1, 2, 3]. De plus, elle offrait des avantages au niveau de la construction, particulièrement en ce qui a trait aux délais de réouverture de l'ouvrage qui peuvent être réduits considérablement.

Ce type de recouvrement mince en BHP a été expérimenté sur deux (2) ouvrages très différents tant au niveau de leur conception, de la nature du tablier à protéger que du niveau de sollicitation de la structure: un pont à Cookshire dans les Cantons de l'Est et le pont Champlain à Montréal. Dans le premier cas, une chape de 75 mm d'épaisseur a été coulée directement sur le tablier du portique en BHP qui avait été construit quelques semaines auparavant. Un coulis de ciment a été utilisé pour lier la chape au tablier. Dans le cas du pont Champlain, une chape de BHP a été utilisée pour recouvrir certaines parties du tablier orthotrope en acier. Dans ce cas particulier, un système d'ancrage de la chape de béton a dû être développé afin d'assurer un comportement monolithique entre le tablier en acier et la chape de béton.

1.0 PONT DE COOKSHIRE

1.1 Description générale du projet

Ce projet expérimental de construction d'une chape mince en BHP renforcé de fibres d'acier a été réalisé lors de la reconstruction du pont enjambant le canal de déviation de la rivière Eaton sur la route 108 à Cookshire. Le pont est une structure en portique de 21 m de portée. Il a été construit en BHP de 60 MPa au cours de l'été 1996. Une chape de 75 mm d'épaisseur en BHP renforcé de fibres d'acier a été coulée sur le dessus du tablier quelques jours après la fin de la construction du portique, soit le 27 août 1996.

1.2 Détails de la conception du projet de Cookshire

Tous les éléments de conception associés à la réalisation de la chape en BHP du pont de Cookshire sont présentés dans le devis spécial du Ministère des Transports (# projet 20-6172-8701, # contrat 6172-95-0201). Certains de ces éléments sont basés sur l'expérience acquise dans le domaine des bétons renforcés de fibres au Québec et ailleurs alors que d'autres sont issus de l'expérience acquise au Québec dans le domaine des BHP [1, 2, 3]. Les éléments de conception de la chape jugés les plus importants ou critiques sont les suivants :

- ciment prémélangé à la fumée de silice, béton de 60 MPa de résistance à la compression à 28 jours, contenu en fibres d'acier de $50 \text{ kg/m}^3 \pm 3 \text{ kg/m}^3$;
- la surface du tablier du portique doit être propre et mouillée pendant l'heure qui précède le bétonnage par arrosage continu;
- un mortier de liaisonnement, ayant un rapport eau/liant égal à celui du béton de la couche de roulement et un rapport sable/ciment égal à 1, doit être appliqué au front de coulée du BHP fibré de la couche de roulement. L'accumulation d'eau libre à la surface du tablier du portique doit être enlevée à l'aide d'un jet d'air avant l'application du coulis de liaison;
- mise en place du BHP fibré fait au moyen d'une placeuse-finisserieuse à béton automotrice de marque "Bidwell ou Gomaco" et consolidation finale de la surface de la dalle avec une règle vibrante mécanique;
- un produit de cure doit être appliqué par vaporisation sur le BHP de la couche de roulement immédiatement après sa mise en place;
- la cure à l'eau du BHP de la couche de roulement doit débuter dès que le béton peut supporter le poids des ouvriers afin qu'ils puissent étendre une toile de jute ou un géotextile et les boyaux percés.

1.3 Exécution des travaux

1.3.1 Propriétés du béton à l'état frais et durci

La mise en place de la chape de BHP renforcé de fibres a eu lieu en soirée le 27 août 1996. Le bétonnage a débuté vers 18:00 h pour se terminer vers 21:00 h. Les essais effectués sur les 3 livraisons de béton ont montré que ces derniers étaient tous conformes au devis en ce qui a trait aux spécifications sur béton frais et durci [4]. Ce projet a une fois de plus permis de démontrer qu'il était possible de livrer en chantier un béton à haute performance renforcé de fibres qui respecte des critères sévères de qualité.

1.3.2 Préparation de la surface de béton du portique et coulis de liaisonnement

Le tablier a été nettoyé et humidifié conformément au devis. Un mélange de coulis commercial préensaché a été utilisé comme agent de liaisonnement. Comme c'est souvent le cas, il s'est avéré difficile de contrôler les caractéristiques du coulis qui a été préparé dans une brouette. Il est donc difficile de statuer si les caractéristiques du coulis mis en place respectaient celles fixées par le devis.

1.3.3 *Mise en place et finition*

L'utilisation d'une placeuse-finisserie à béton automotrice a permis de réaliser une mise en place relativement rapide et efficace du BHP renforcé de fibres. Les profils transversaux et longitudinaux obtenus avec ce type d'équipement semblaient acceptables pour ce genre d'ouvrage, bien qu'ils n'aient été mesurés d'aucune façon. De plus, le taux de production s'est avéré suffisamment élevé pour un projet de ce type, c'est-à-dire que le déchargement des camions malaxeurs, la mise en place du béton ainsi que sa finition se sont effectués de façon coordonnée et sans attente de l'une ou l'autre des équipes présentes. Soulignons que la réalisation de cet ouvrage a nécessité seulement 3 livraisons de béton.

La consolidation de la surface du béton avec une règle vibrante mécanique portative de 3 mètres a permis de bien fermer la surface du béton sans trop modifier le profil longitudinal établi avec la placeuse-finisserie automotrice. Il faut souligner que la règle a été passée suivant un axe transversal par rapport à l'axe longitudinal du pont. De cette manière, les faibles variations de profil ou ondulations attribuables à l'utilisation de ce type de règle sont parallèles à l'axe de passage des roues. Le passage d'un balai à poils souples a permis de générer une texture transversale antidérapante relativement rugueuse. Il a été noté que cette opération devait être effectuée le plus rapidement possible après le passage de la règle vibrante afin que l'effet obtenu soit satisfaisant.

1.3.4 *Mûrissement*

Tel que spécifié dans le devis, un produit de mûrissement a été appliqué immédiatement après la finition de la surface. Pour sa part, la cure avec jute humide a débuté au début de l'après-midi du 28 août, soit plus de 15 heures après la fin du bétonnage. Il a été remarqué à deux (2) reprises lors de visites sur le chantier que la jute utilisée pour la cure n'a pas été maintenue mouillée en permanence pendant les 7 jours prescrits par le devis.

1.4 Comportement de la structure et de la chape

1.4.1 *Quelques semaines après la construction*

Des fissures importantes ont été observées sous le tablier du portique dès la première inspection, quelques jours après le décoffrage mais avant la mise en service de l'ouvrage. Ces fissures ont

probablement été formées lors du retrait du béton du tablier, retrait qui était empêché aux joints portique-béquilles, précisément là où les fissures semblent avoir leur origine. Il faut souligner que les béquilles ont été coulées plusieurs jours avant le tablier du portique. Ces fissures ont également été observées sur le dessus du tablier avant la coulée de la chape avec fibres, c'est-à-dire qu'elles traversent toute l'épaisseur du portique. Des infiltrations d'eau par les fissures ont été observées sous le portique avant la mise en place de la chape. Ce type d'endommagement serait probablement évité si cette catégorie d'ouvrage en BHP était construit en 1 seule coulée (béquilles et portique).

Quelques fissures fines ont été observées sur le dessus de la chape lors d'une première inspection. Ces fissures étaient fermées, probablement contrôlées par les fibres. Lors de la seconde inspection effectuée quelques semaines après la mise en service de l'ouvrage, il a été observé que le réseau de fissure de la chape s'était développé de façon importante. Une inspection au marteau de géologue a confirmé que la chape n'adhérait pas au tablier du pont au voisinage des fissures. De sérieuses questions ont été soulevées au sujet de l'imperméabilité de la chape fissurée.

1.4.2 *Après une année de service*

Une inspection visuelle et au marteau de géologue a été réalisée le 27 août 1997, soit après 1 an de service. Il a été remarqué lors de cette inspection que les fissures sous le portique étaient humides, signe que de l'eau provenant de la partie supérieure de l'ouvrage s'infiltrait toujours et s'écoulait sur toute l'épaisseur du tablier.

Pour sa part, la chape de BHP renforcé de fibres était le siège d'une fissuration très importante. De façon générale, la fissuration ne semble pas suivre un patron défini. Les fissures les plus importantes sont positionnées vis-à-vis les bandes de roulement des pneus. On peut clairement voir à certains endroits les signes d'un effet de pompage de l'eau hors des fissures. L'auscultation au marteau de géologue permet de détecter qu'une partie importante de la chape est décollée du tablier. Cependant, bien que fissurée, aucune section ou morceau de la chape ne s'est détaché.

1.5 Interprétation du comportement et recommandations

L'évolution récente des connaissances au niveau de la compréhension des mécanismes et des effets du retrait des bétons à haute performance a apporté des éléments de compréhension supplémentaires qui permettent d'expliquer, du moins en partie, le développement excessif de la fissuration dans la chape de BHP du pont de Cookshire.

Retrait endogène des bétons de faibles rapports eau/liant

Il est maintenant connu que les bétons de faibles rapport eau/liant peuvent être le siège d'un important retrait endogène ou d'autodessiccation avant même que la prise soit complétée. Ce retrait peut être particulièrement important en l'absence d'un apport en eau suffisant très tôt après la mise en place du béton. Avec la cure humide qui a débutée seulement une quinzaine d'heures après la coulée de la chape, il est clair que le BHP de la chape a "manqué" d'eau, ce qui a possiblement entraîné un retrait endogène précoce du béton, retrait qui génère des contraintes de traction dans le béton alors que celui-ci n'a développé que très peu de résistance mécanique. Le niveau de contrainte développée peut alors dépasser la résistance du béton et résulter en la formation de microfissures.

Retrait empêché et cure à l'eau froide

La chape repose sur un tablier de BHP déjà durci qui a subi une bonne partie de son retrait. La base de la chape en contact avec le tablier ne peut se déformer au gré de la progression de son retrait d'autodessiccation et de séchage. Si on superpose à cet effet l'application à partir de ± 15 heures d'eau froide à la surface de la chape, cette eau froide qui vient faire contracter la "peau" du BHP, il en résulte des gradients de déformation importants, d'où la création de contraintes de traction en surface qui peuvent résulter en la formation des fissures.

1.5.1 *Recommandations*

L'analyse du comportement de la chape de Cookshire, l'expérience acquise dans d'autres projets depuis lors, de même que l'avancement des connaissances dans le domaine des BHP permettent de formuler des recommandations qui, à notre avis, permettraient d'appliquer avec succès cette technologie.

- Contrôle sévère des opérations de préparation du tablier à recouvrir de même que de la fabrication et de l'application de l'agent de liaisonnement.
- Mise en oeuvre d'une cure appropriée au BHP. La cure à l'eau doit débuter dès que la surface du BHP commence à former une "croûte" associée à l'évaporation de l'eau du béton en contact avec l'air. Sous certaines conditions, cette croûte peut se former aussi rapidement que quelques minutes après la fin des opérations de finition. La cure doit débuter par la vaporisation d'une fine brume qui a pour objectif premier d'empêcher la surface de sécher. Dès que la surface est suffisamment durcie, la vaporisation peut être remplacée par un

système de boyaux d'arrosage percé ou par un autre système équivalent. Le système retenu doit permettre de maintenir la totalité de la surface de béton noyée en permanence. Il est important que l'eau utilisée pour le mûrissement ait une température avoisinant celle du béton. Une différence de température supérieure à 15° C est déconseillée.

La mise en oeuvre de la vaporisation d'une bruite d'eau suffisamment tôt après la mise en place de la chape permet d'éliminer l'utilisation de la membrane de mûrissement traditionnelle.

- Dans les cas où le niveau de sollicitations et/ou le type de structure le justifie, on doit envisager d'utiliser une méthode adéquate et performante d'ancrage de la chape de béton sur le tablier existant.

2.0 CHAPE EXPÉRIMENTALE SUR LE PONT CHAMPLAIN À MONTRÉAL

2.1 Mise en situation

Au cours de l'été 1996, l'Université de Sherbrooke en association avec le Groupe S.M. inc. a été impliqué dans un projet de recherche avec la Société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain inc. de Montréal visant à développer une alternative au recouvrement en béton bitumineux du tablier orthotrope en acier du pont Champlain. Une technique mettant de l'avant l'utilisation d'une chape de 50 mm d'épaisseur de BHP de 60 MPa renforcé de fibres d'acier, très semblable au BHP utilisé à Cookshire, et un nouveau type de système d'ancrage mécanique a permis d'obtenir des résultats très encourageants. Cette technique d'ancrage s'est avérée très efficace, même dans les conditions critiques de services qui prévalent sur le pont Champlain.

Par sa participation à un projet d'optimisation des techniques de mise en place de chapes minces en BHP conjointement avec la Société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain inc. et d'autres partenaires, le Ministère des Transports du Québec a eu accès à certains détails de conception, de réalisation et certains résultats des travaux effectués sur le pont Champlain. Le système d'ancrage de chapes minces qui a été développé est particulièrement intéressant, puisqu'il pourrait permettre de régler la majorité des problèmes de fissuration et d'adhérence qui peuvent être rencontrés lors de projets tel que celui de Cookshire. Ce système d'ancrage pourrait de plus être avantageusement utilisé dans le cas de la réfection de tabliers de béton et pour ancrer des couches de roulement en béton sur des ponts de bois.

2.2 Optimisation de la méthode de mise en place de chapes minces de béton

Le projet conjoint d'optimisation de la mise en place de chapes minces en BHP renforcé de fibres a permis d'identifier un type d'équipement qui permet d'atteindre les objectifs de mise en place, de finition et de profil des chapes de BHP. Cet équipement est une placeuse-finisserie à béton automotrice de marque Gomaco C-450 équipée d'un double cylindre vibrant de finition de type "Vib-O-Pac 200". L'utilisation de cet équipement permet d'obtenir une bonne consolidation du béton et un profil longitudinal très acceptable. L'utilisation de la Gomaco permet d'obtenir des taux de mise en place pouvant atteindre, voire dépasser 125 m²/h. La surface de la chape est meulée quelques semaines après sa construction afin d'exposer les gros granulats, donc d'augmenter la résistance à l'abrasion du béton, et de corriger le profil longitudinal.

2.3 Description de la technique d'ancrage de chapes minces et présentation du cas du pont Champlain de Montréal

2.3.1 *Système d'ancrage avec grillages d'acier déployé*

La technique d'ancrage développée pour fixer mécaniquement la chape de BHP de 50 mm d'épaisseur repose essentiellement sur l'utilisation de grillages d'acier déployé (expanded metal) qui sont fixés à la surface sur laquelle la chape de béton doit adhérer. Dans le cas du pont Champlain, les grillages ont été soudés au tablier en acier. Par sa forme, le grillage d'acier déployé offre des ouvertures où le béton frais peut facilement s'introduire. Il en résulte le développement d'un ancrage mécanique tout à fait exceptionnel lorsque le béton durcit. Le grillage le plus adapté au cas de l'ancrage des chapes de béton de 50 à 75 mm d'épaisseur possèdent les dimensions centre à centre des ouvertures d'environ 30 à 35 mm × 125 à 140 mm (1.33" × 5.33"). Des grillages de dimension et/ou de masse unitaire supérieure peuvent être utilisés lorsqu'un renfort plus important est nécessaire ou lorsque le revêtement à ancrer est plus épais. Des grillages de masse unitaire inférieure peuvent être utilisés suite à des restrictions au niveau du poids, dans le cas d'ancrage de revêtements très minces ou lorsque les contraintes anticipées au niveau de l'interface entre l'ancien et le nouveau béton sont peu élevées.

Les système d'ancrage retenu pour les travaux sur le pont Champlain a été évalué d'abord sur une base de capacité en cisaillement puis lors d'essais de chargements statiques et dynamiques sur des éléments du pont de vraie grandeur. Parmi les différents résultats obtenus lors de ces derniers essais, on remarque que l'utilisation d'une chape en BHP ancrée avec le système de grillage permet d'augmenter la rigidité du tablier comparativement au cas d'un revêtement en béton bitumineux.

L'augmentation est de l'ordre de 10% par rapport à la dalle de référence avec béton bitumineux. De plus, la rigidité de la dalle avec grillage est demeurée constante même après plus de 2 millions de cycles de chargement à un niveau de charge de service, signe que l'ancrage demeure effectif [3, 4].

Afin de s'assurer que le tablier d'acier et les grillages d'ancrage seront protégés dans le cas où il y aurait pénétration de chlorures, ces derniers sont recouverts d'un enduit anticorrosion lors des opérations de construction.

La technique d'ancrage développée lors du projet sur le pont Champlain fait présentement l'objet d'une demande de brevet.

2.3.3 *Suivi du comportement*

De nombreuses visites effectuées sur le pont Champlain depuis la construction des 2 chapes expérimentales au cours de l'été 1996 de même que les travaux de construction de l'été 1997 ont permis de suivre leur comportement sur plus d'une année. Les observations et les mesures suivantes ont été faites à la suite de ces visites [4, 5] :

- Des fissures ont été observées dans la chape. D'une part, des fissures très fines de 0,1 mm et moins d'ouverture sont localisées directement au dessus des appuis transversaux du tablier, là où les moments négatifs sont maximums. Des carottes ont été prélevées afin de mesurer la profondeur des fissures ainsi que la présence des chlorures hydrosolubles et totaux au droit des fissures. L'observation des carottes montre qu'à certains endroits la fissure traverse toute l'épaisseur de la chape. Par contre, l'ouverture des fissures au niveau du tablier est très faible, soit moins de 0,05 mm. Les dosages en chlorure effectués sur ces carottes ont montré que leur concentration justifiait l'emploi d'un produit anticorrosion sur l'acier du tablier et sur les grillages d'acier déployés. Cependant, aucune trace de rouille n'a été notée sur le tablier ou sur le grillage d'acier déployé. Ces fissures ont été scellées avec une résine époxy très fluide à la suite d'essais complémentaires effectués à l'Université de Sherbrooke.

D'autre part, des fissures ont été observées au niveau de certaines transitions entre les joints d'expansion du tablier et la chape de BHP, entre le béton bitumineux et la chape de BHP de même qu'entre les chapes de BHP construites en 1996 et en 1997. Ces fissures sont attribuables aux impacts et aux charges dynamiques générés par le trafic et causés par les légères différences de niveaux au droit des transitions.

La superficie totale de la section en BHP, c'est-à-dire les chapes coulées en 1996 et en 1997, a été meulée une semaine après la mise en place de la chape de 1997. La profilométrie de la partie construite en 1997 était de 300 mm/km avant meulage, ce qui était déjà tout à fait acceptable pour ce type d'ouvrage. Malheureusement, la profilométrie de la superficie totale en BHP après meulage n'a pas pu être mesurée. Cependant, la qualité de roulement ressentie lors du passage en véhicule sur la section en BHP est égale, voire supérieure à celle ressentie sur le reste de la voie recouverte de béton bitumineux.

CONCLUSIONS

Deux (2) projets de recherche réalisés en 1996 et 1997 ont mis de l'avant l'utilisation d'une couche relativement mince de roulement en béton à haute performance (BHP) renforcé de fibres d'acier directement sur le tablier d'un pont dans le but de le rendre étanche.

Dans le cas du projet de Cookshire, des problèmes majeurs de fissuration et de décollement de la chape ont été observés. Ces problèmes se sont aggravés au cours de la première année de service. Plusieurs facteurs ont été identifiés comme étant potentiellement responsables de ces problèmes, les principaux étant associés à un mûrissement mal adapté au BHP utilisé. Une inspection globale a de plus démontré des problèmes de fissuration au niveau de la structure, fissures qui ont très probablement initiées les premières fissures de la chape.

Le projet de resurfaçage du pont Champlain à Montréal avec une chape de 50 mm d'épaisseur a permis de développer une technique d'ancrage mécanique de même qu'une procédure de mise en place qui se sont avérées toutes deux très efficaces. La technique d'ancrage, basée sur l'emploi de grillages d'acier déployé, pourrait être appliquée au cas d'ancrage de chapes minces sur des surfaces de béton, comme dans le cas de Cookshire par exemple, et même comme ancrage de chapes de béton sur des tabliers de bois. Comme le montre l'expérience du pont Champlain, cette technique procure un ancrage efficace et homogène et permet de minimiser la formation et de contrôler le développement des fissures. Le comportement de la chape de BHP du pont Champlain fait toujours l'objet d'un suivi.

Bibliographie

- 1 CHANVILLARD, G., AÏTCIN, P.-C., LUPIEN, C. (1989) "*Resurfaçage en béton renforcé de fibres d'acier : Autoroute 40 - Comté de Kirkland*" Études et recherche en transports, Ministère des Transports du Québec, ISBN 2-550-19787-9, 135 p.
- 2 LUPIEN, C., CHANVILLARD, G., AÏTCIN, P.-C., GAGNÉ, R. (1995) "*Réhabilitation d'une chaussée par resurfaçage mince adhérent en béton renforcé de fibres d'acier*" AIPCR, comité C-7, Montréal, pp. 246-250.
- 3 JOHNSTON, C. D. (1995), "*Fiber-Reinforced Concrete Applications in Alberta*" Compte-rendu du Fiber Reinforced Concrete - Modern Developments, Édité par N. Banthia et S. Mindess, Toronto, pp. 87-100.
- 4 DALLAIRE, E., AÏTCIN, P.-C. (1997) "*La conception, la construction et le comportement de la chape en BHP renforcé de fibres du pont de Cookshire et l'optimisation de la méthode de mise en place de ce type de chape conjointement avec la Société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain de Montréal*" Rapport de recherche présenté au Ministère des Transports du Québec, 32 p.
- 4 LABO SM INC. (1996) "*Rapport d'étape No 4 - PONT CHAMPLAIN : Développement et évaluation d'une solution alternative au recouvrement du tablier du pont Champlain de Montréal*" Rapport présenté à la Société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain, NVD 96F3033000.
- 5 DALLAIRE, E., AÏTCIN, P.-C. (1997) "*Rapport sur la détermination des teneurs en ions chlore hydrosolubles et en ions chlore totaux mesurées sur carottes prélevées sur le revêtement en BHP du pont Champlain*" Rapport de recherche présenté au Groupe S.M. inc., Université de Sherbrooke.

OPTIMISATION DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTE

André Picard
Professeur titulaire

Josée Bastien
Professeure adjointe

Département de génie civil
Université Laval
Sainte-Foy (Québec) G1K 7P4

RÉSUMÉ: Cet article traite de la précontrainte dans les structures hyperstatiques, en particulier les poutres continues. La structure peut être précontrainte par des câbles filants paraboliques, des câbles filants linéaires ou des câbles localisés. Pour tout arrangement de câbles, il est possible d'ajuster les paramètres géométriques définissant le profil du câble moyen de manière à optimiser l'efficacité de la précontrainte. L'optimisation tient compte de la géométrie de la structure et des moments fléchissants causés par les chargements. Lorsque la précontrainte est réalisée en combinant différents profils de câbles, le processus d'optimisation peut devenir laborieux d'où le développement d'un logiciel dédié.

INTRODUCTION

Il est bien connu que le comportement d'une poutre continue hyperstatique, sous l'action d'une force de précontrainte excentrée, est très différent de celui d'une poutre isostatique. En effet, dans la poutre hyperstatique, la précontrainte produit des réactions d'appui qui génèrent des moments de flexion sur toute la longueur de la poutre. Dans ce cas, le moment dû à la précontrainte comprend une composante isostatique (Pe) et une composante hyperstatique (M_h). Le moment total dû à la précontrainte à une section quelconque (M_p) est égal à la somme algébrique des deux composantes: $M_p = Pe + M_h$ où P est la force de précontrainte et e l'excentricité du câble moyen à la section considérée. Le paramètre e est algébrique et il est positif lorsque, à la section considérée, le câble moyen est situé au-dessus du centre de gravité de la section. On écrit également: $M_p = P\gamma e$ où γe est l'excentricité effective à la section considérée ($\gamma e = e + M_h/P$). La composante hyperstatique varie toujours linéairement le long de la poutre parce qu'elle résulte des réactions générées par la précontrainte et que ces réactions sont des forces concentrées.

Pour déterminer le moment total de précontrainte (M_p), on utilise une approche basée sur la méthode de rigidité. Dans la première étape des calculs, on admet que tous les joints de la structure sont parfaitement retenus et on détermine les moments d'encastrement de précontrainte (m_p), qui dépendent des paramètres géométriques définissant le profil du câble moyen. Dans la deuxième étape de l'analyse, on relâche les joints ce qui permet d'atteindre l'équilibre des moments aux joints et d'obtenir la valeur finale du moment de précontrainte (M_p) à toute section de la structure.

Il convient de souligner que ce ne sont pas les moments d'encastrement de précontrainte qui doivent être optimisés puisque ce ne sont pas les moments finaux. L'optimisation du câblage est faite en considérant les moments finaux dus à la précontrainte qui doivent contrebalancer le plus efficacement possible les moments fléchissants dus aux charges externes. L'optimisation tient donc compte des contraintes géométriques imposées à savoir la longueur et la rigidité relative des travées de même que l'espace disponible pour loger les câbles.

Cependant, même si l'étude de la variation des moments d'encastrement de précontrainte en fonction des paramètres géométriques définissant le câble moyen n'est pas suffisante, elle donne des indications sur la façon de corriger le profil du câble moyen pour le rendre plus efficace. Des équations analytiques ont donc été développées pour calculer les moments d'encastrement de précontrainte (Picard et al. 1995 et 1998). Ces équations permettent de visualiser à l'aide d'abaques l'effet de la variation des paramètres géométriques définissant le profil du câble moyen, ce qui n'est pas possible si on utilise le principe des charges équivalentes et un logiciel standard d'analyse des structures.

Dans le texte qui suit, on ne présente que quelques résultats obtenus avec les équations qui ont été développées. Le lecteur trouvera beaucoup plus d'informations dans les deux références citées plus haut.

TRAVÉE D'EXTRÉMITÉ

Les figures 1 et 2 montrent une travée d'extrémité d'une poutre continue précontrainte par un câble filant parabolique (fig. 1a), par un câble filant linéaire (fig. 1b) ou par des câbles localisés (fig. 2a). Il s'agit dans les trois cas de câbles moyens représentant un groupe de câbles.

Pour les câbles filants, la force de précontrainte est dénotée P . Dans le cas de câbles localisés, la force de précontrainte peut être différente dans chacun des câbles et elle est dénotée P_i avec $i = 1$ à n , où n est le nombre de câbles localisés. Dans l'analyse, chaque câble localisé est considéré séparément pour que la contribution de chaque câble au moment total dû à la précontrainte soit clairement définie.

La fig. 1c montre la variation du moment d'encastrement à l'appui intérieur d'une travée d'extrémité en fonction des quatre paramètres géométriques définissant un profil filant parabolique ($\beta_1, \beta_2, k_2 = e_{\min}/e_s$ et $k_3 = e_c/e_s$; cas usuel: $e_{\min} < 0, e_s > 0, k_2 < 0$). Le moment d'encastrement divisé par la composante isostatique à l'appui intérieur donne la variable adimensionnelle $k_1 (= m_p/Pe_s)$.

Pour une valeur donnée du paramètre k_2 , on note sur la fig. 1c que le moment d'encastrement augmente quand β_1 augmente et quand β_2 diminue. De plus, si on ne considère que le moment d'encastrement, il est avantageux d'utiliser la plus grande valeur absolue possible du paramètre k_2 . Pour des valeurs courantes du paramètre β_1 , c'est-à-dire $\beta_1 \geq 0,35$, la fig. 1c indique que le

moment d'encastrement est toujours supérieur à la composante isostatique à l'appui intérieur ($k_1 > 1,0$). En réalité, pour des valeurs courantes de tous les paramètres, on a $k_1 \geq 1,5$.

La fig. 1d présente les mêmes informations que la fig. 1c pour un câble filant linéaire, constitué de trois segments de droite. Dans ce cas, k_1 décroît quand β_1 augmente. Toutefois, ce qui est plus significatif c'est que les valeurs de k_1 sont beaucoup plus grandes pour un câble filant linéaire. Ainsi, pour $\beta_1 = 0,4$, $\beta_2 = 0,2$, $k_2 = -1,5$ et $k_3 = 0$ (valeurs réalistes), k_1 est égal à 2,4 pour le câble filant linéaire, comparé à 1,5 pour le câble filant parabolique.

La fig. 2b montre la variation du moment d'encastrement à l'appui intérieur d'une travée d'extrémité en fonction des trois paramètres géométriques définissant un câble localisé d'excentricité négative (β_1 , β_2 , et $K = e_c/e_i$; câble localisé no. 1 sur la fig. 2a). Si $e_i < 0$, on obtient à l'appui intérieur un moment d'encastrement positif dû à la précontrainte, ce qui est avantageux puisque le moment dû aux charges est négatif.

La fig. 2b indique qu'on obtient un plus grand moment d'encastrement lorsque le câble localisé est horizontal ($K = 1$) et lorsqu'il débute à l'appui extérieur ($\beta_1 = 0$). Ainsi, pour $\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 0,7$ et $K = 1,0$, on obtient $m_p = -0,735 P_i e_i$. Il est donc avantageux d'utiliser la plus petite valeur algébrique possible du paramètre e_i . Des essais d'optimisation sur une poutre continue (Picard et al. 1998) ont cependant démontré qu'il est plus avantageux que le câble localisé no. 1 comporte un segment incliné près de l'appui extérieur suivi d'un segment horizontal. Ces deux segments du câble localisé sont traités séparément dans l'analyse.

TRAVÉE INTÉRIEURE

Les figures 3 à 5 montrent une travée intérieure d'une poutre continue précontrainte par un câble filant parabolique (fig. 3a), par un câble filant linéaire (fig. 3b) ou par des câbles localisés (fig. 4a, fig. 5a et fig. 5b). Pour les câbles filants parabolique et linéaire, on ne considère que le cas symétrique (fig. 3a et b). Le cas de non symétrie a été traité par Picard et al. (1995).

La fig. 3c montre la variation du moment d'encastrement aux appuis intérieurs en fonction des deux paramètres géométriques qui définissent un câble filant symétrique, parabolique ou linéaire (β et $k_2 = e_{\min}/e_s$). On note que, dans les deux cas, plus la valeur algébrique du paramètre k_2 est petite, plus le moment d'encastrement est grand. De plus, ce moment augmente quand la valeur de β diminue. Pour une même valeur de β et k_2 , la fig. 3c indique que le moment d'encastrement dû à la précontrainte est plus grand pour le câble filant linéaire.

La fig. 4b montre la variation des moments d'encastrement aux appuis intérieurs en fonction des deux paramètres géométriques qui définissent un câble localisé horizontal, d'excentricité négative, sans symétrie (β_1 et β_2). Tel qu'indiqué sur la fig. 4a, le câble débute à une distance $\beta_1 L$ de l'appui de gauche et se prolonge jusqu'à une distance $\beta_2 L$ du même appui. La fig. 4b montre que le moment d'encastrement à l'appui de gauche décroît rapidement quand β_1 augmente alors que le

moment d'encastrement à l'appui de droite augmente d'abord quand β_1 augmente, puis ensuite diminue quand β_1 dépasse une certaine valeur. On rappelle qu'on obtient des moments d'encastrement positifs dus à la précontrainte quand l'excentricité du câble localisé montré sur la fig. 4a est négative. De plus, les moments d'encastrement sont nuls si le câble horizontal devient un câble filant ($\beta_1 = 0,0$ et $\beta_2 = 1,0$).

Les figures 5a et 5b montrent des câbles localisés horizontaux au droit des appuis intérieurs, avec une excentricité positive. Ces câbles sont le prolongement de câbles localisés horizontaux dans les travées adjacentes. Ainsi, le câble no. 4 montré sur la fig. 5b pourrait être le prolongement du câble no. 2 montré sur la fig. 2a.

La fig. 5c montre la variation des moments d'encastrement aux appuis intérieurs en fonction du seul paramètre géométrique (β). On note que les moments d'encastrement sont positifs pour une excentricité positive au droit des appuis intérieurs. Toutefois, ils sont toujours inférieurs à la composante isostatique ($P_i e_i$). On a d'ailleurs intérêt à utiliser des valeurs de β assez faibles ($\beta \leq 0,15$) pour obtenir des moments d'encastrement qui ne sont pas trop inférieurs à la composante isostatique, sinon les câbles localisés au droit des appuis sont inefficaces. Cette conclusion s'applique également à un câble localisé au droit de l'appui intérieur d'une travée d'extrémité, tel le câble no. 2 montré sur la fig. 2a.

EXEMPLE

Il convient d'abord de rappeler que ce ne sont pas les moments d'encastrement qui doivent être optimisés mais les moments finaux dus à la précontrainte (M_p). Ces moments varient le long de la structure et résultent de l'addition de la composante isostatique (P_e) et de la composante hyperstatique (M_h). À une section donnée, si M_h est de signe contraire à P_e , le moment final à cette section sera inférieur au moment isostatique, ce qui ne signifie pas que le moment final dû à la précontrainte soit inefficace pour contrebalancer le moment fléchissant à cette section, dû aux charges externes.

Le même exemple de calcul a été utilisé par Picard et al. (1995, 1998) pour illustrer l'optimisation d'un câble filant parabolique, d'un câble filant linéaire et de câbles localisés. Il s'agit d'une poutre continue symétrique à trois travées (52, 65, 52 m). La section choisie est une section caisson bicellulaire de 13,25 m de largeur et de 2,8 m de hauteur (élancement maximum: $65/2,8 \cong 23$). On a admis que le câble filant parabolique est à l'intérieur du béton alors que le câble filant linéaire et les câbles localisés sont à l'extérieur du béton mais à l'intérieur du caisson. L'optimisation a été faite indépendamment pour chaque câble ou groupe de câbles, c'est-à-dire qu'on n'a pas considéré une combinaison de câbles filants et de câbles localisés, intérieurs et extérieurs.

Étant donné que le présent texte dépasse déjà la longueur maximale permise, nous nous limiterons à ne présenter que les principales conclusions tirées de l'exemple de calcul. Le lecteur trouvera

plus d'informations dans les références citées plus haut, entre autres sur l'utilité d'abaques, comme ceux des figures 1 à 5, dans le processus d'optimisation.

Selon l'exemple de calcul relativement simple qui a été choisi (symétrie et aucune combinaison de différents types de câbles), les câbles filants paraboliques sont beaucoup plus faciles à optimiser que les câbles filants linéaires parce que les paramètres géométriques définissant un profil filant parabolique ont une influence moins prononcée sur les moments d'encastrement dus à la précontrainte. On n'est pas parvenu à définir un câble filant linéaire optimal qui soit aussi efficace que le câble filant parabolique, sur toute la longueur du pont.

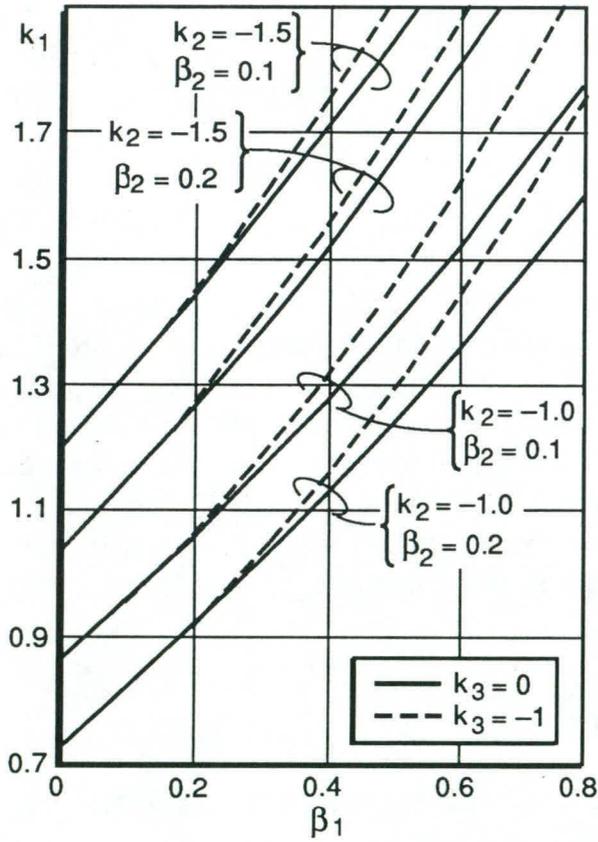
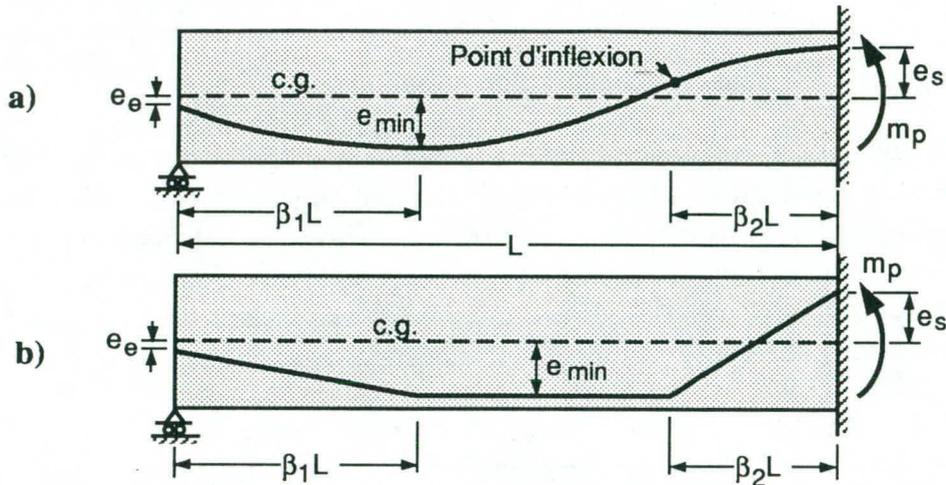
D'autre part, malgré les discontinuités dans le diagramme de M_p obtenu avec un groupe de câbles localisés, ces câbles sont plus faciles à optimiser qu'un câble filant linéaire, surtout parce qu'on peut faire varier P_i d'un câble à l'autre. Dans le cas d'un groupe de câbles localisés, il faut donc considérer un autre paramètre, en plus des paramètres géométriques, soit la possibilité d'avoir des forces de précontrainte différentes dans chacun des câbles localisés. Malgré cette possibilité, pour l'exemple considéré, les câbles localisés se sont avérés moins efficaces que le câble filant parabolique surtout à cause des discontinuités dans le diagramme de M_p qui se produisent au début et à la fin de chaque câble localisé.

CONCLUSION

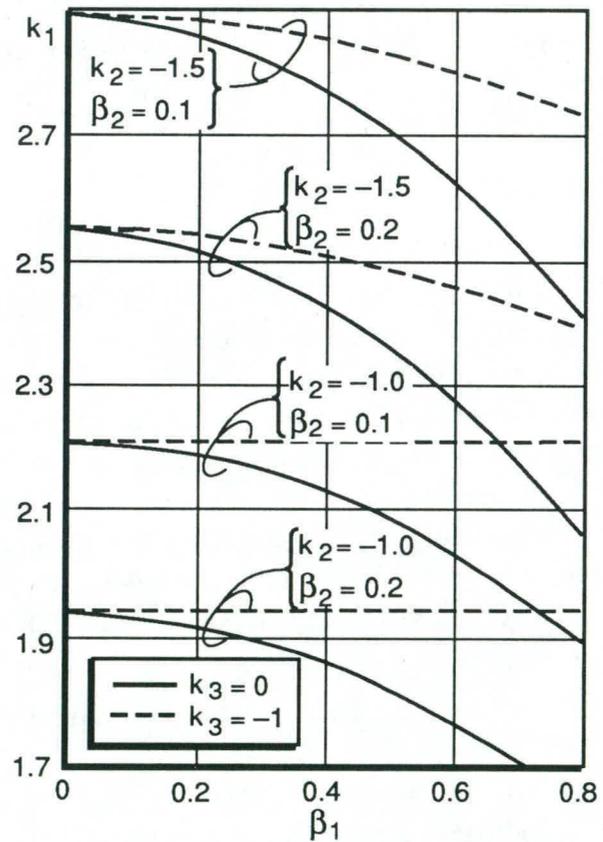
Dans ce bref article, on a surtout présenté des graphiques montrant comment varient les moments d'encastrement de précontrainte en fonction des paramètres géométriques définissant un profil de câble. Même si le calcul des moments d'encastrement ne constitue que la première étape des calculs permettant de déterminer les moments finaux dus à la précontrainte, l'information qu'on peut tirer de ces graphiques est utile, entre autres pour positionner les câbles lorsqu'on veut renforcer une structure existante à l'aide de câbles localisés. Quant au processus d'optimisation du câblage dans un ouvrage neuf hyperstatique, il requiert le développement d'un logiciel parce que les paramètres qui interviennent dans les calculs sont très nombreux, particulièrement si on veut utiliser une combinaison de différents types de câbles.

RÉFÉRENCES

- Picard, A., Massicotte, B., Bastien, J. 1995. « Relative efficiency of external prestressing ». ASCE Journal of Structural Engineering, 121(12): 1832-1841.
- Picard, A., Bastien, J., Massicotte, B. 1998. « Prestressing with localized tendons ». Article soumis à la Revue canadienne de génie civil en février 1998.



c) Câble filant parabolique



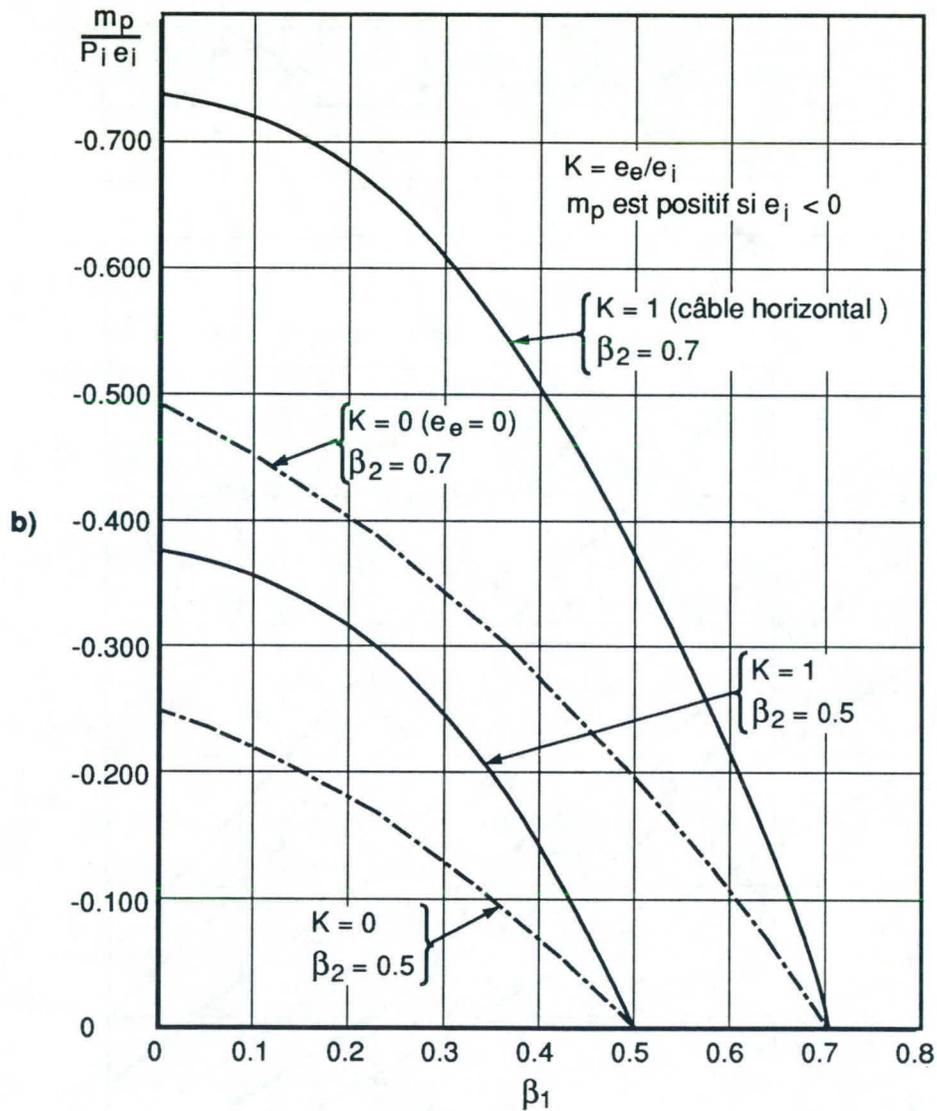
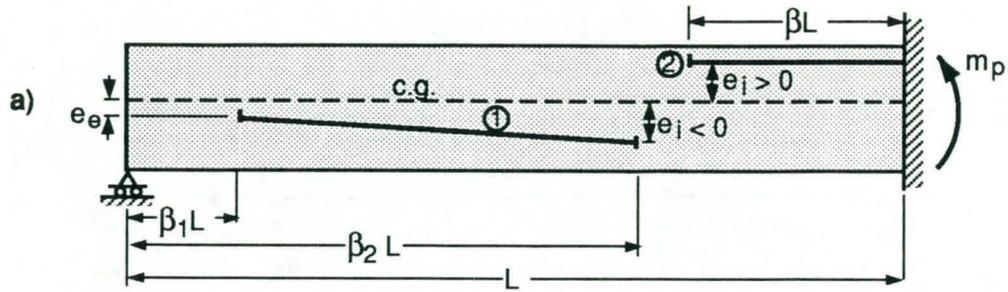
d) Câble filant linéaire

Notes: $k_1 = \frac{m_p}{P e_s}$

$k_2 = \frac{e_{min}}{e_s}$

$k_3 = \frac{e_e}{e_s}$

Fig. 1 - Variation du moment d'encastrement dans une travée d'extrémité (câble filant).



- Notes: • La fig. 2b s'applique au câble localisé no. 1
 • Pour le câble localisé no. 2, voir la fig. 5c

Fig. 2 - Variation du moment d'encastrement dans une travée d'extrémité (câble localisé no. 1).

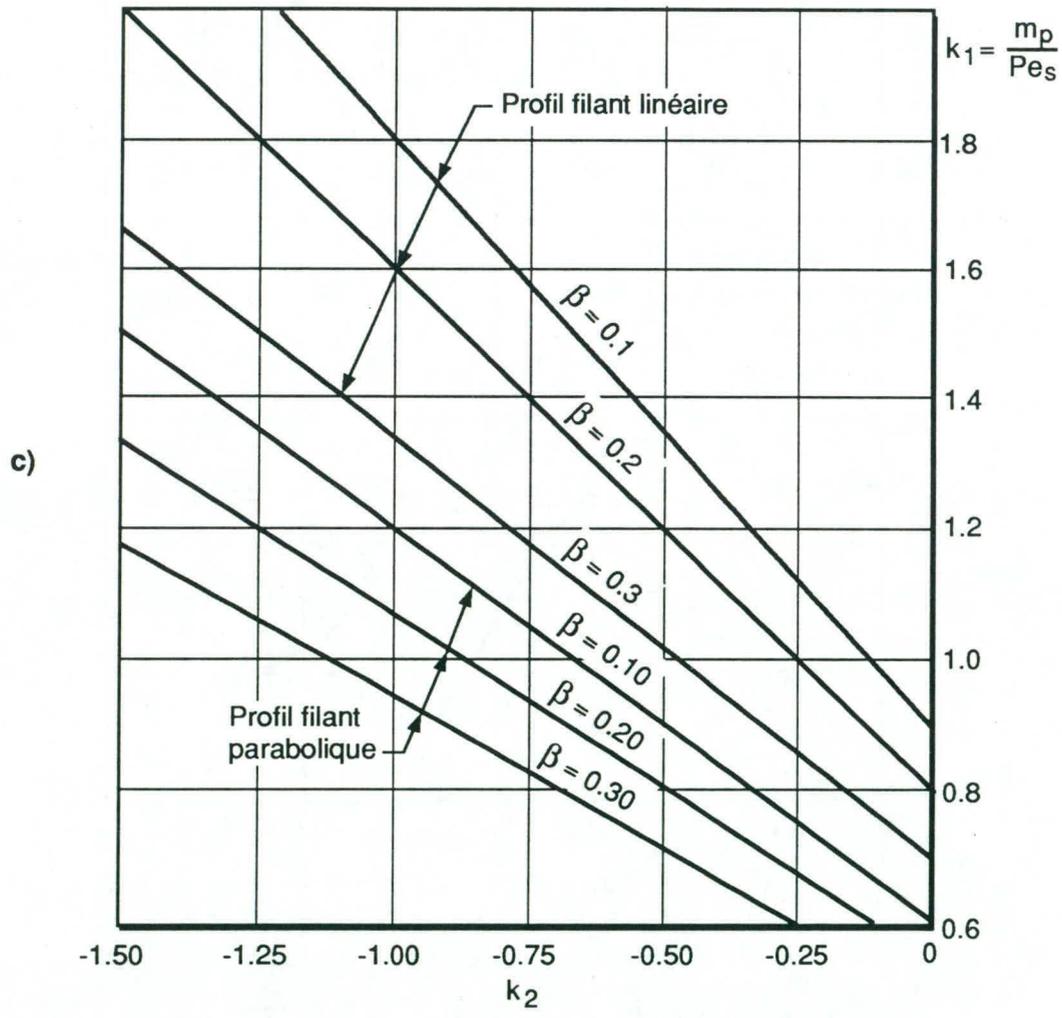
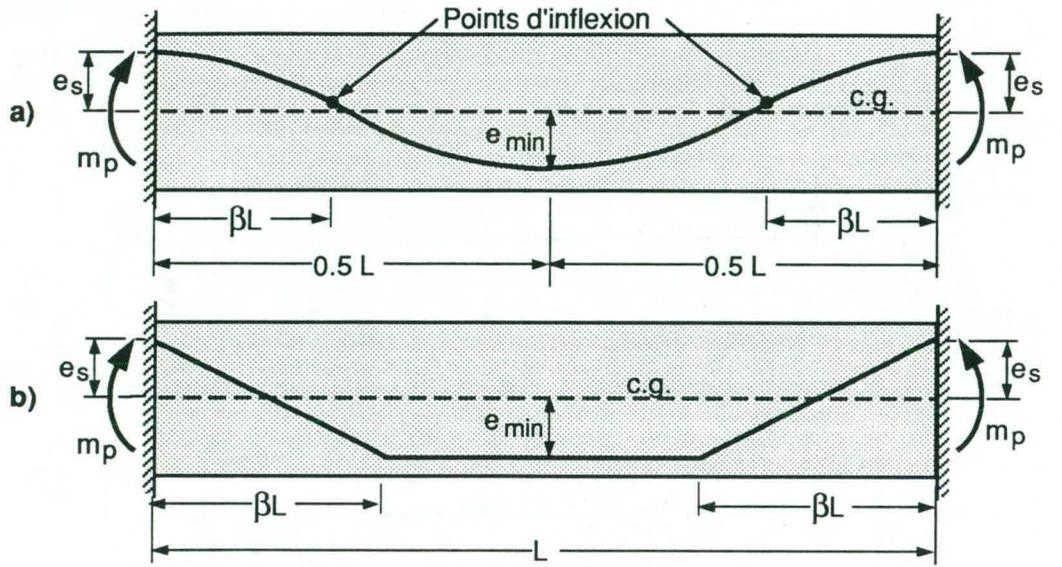


Fig. 3 - Variation du moment d'encastrement dans une travée intérieure (câble filant parabolique et linéaire).

133

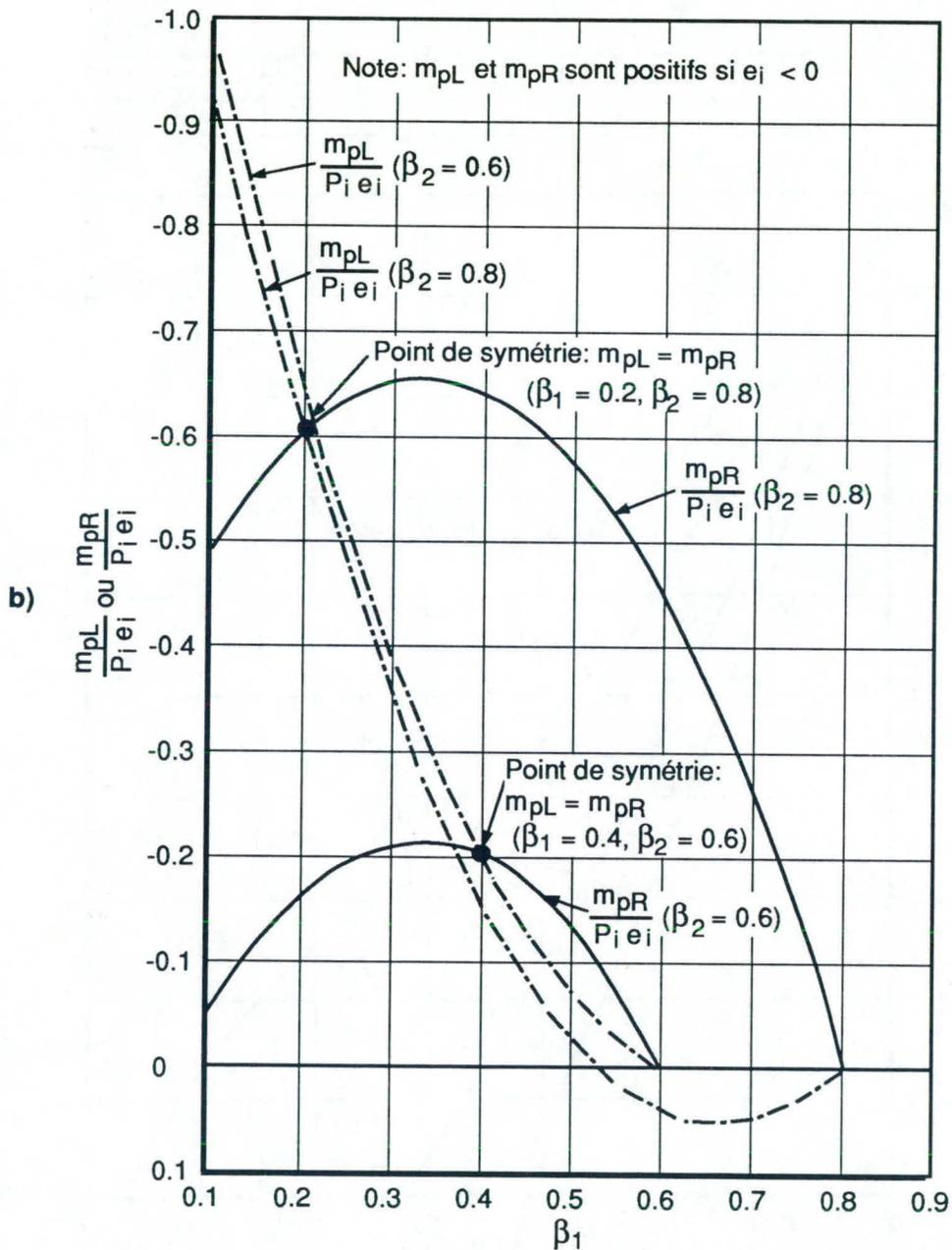
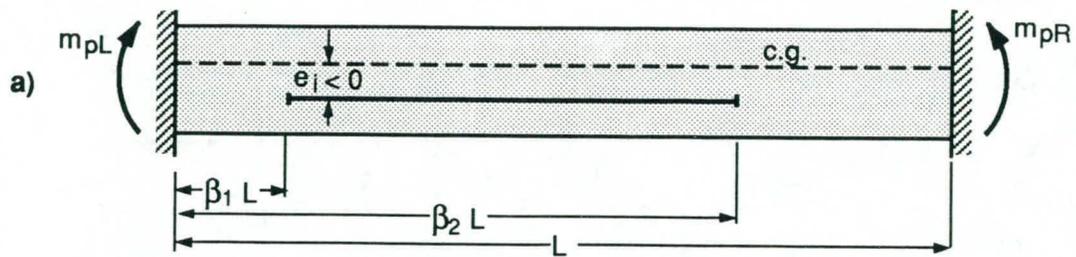


Fig. 4 - Variation des moments d'encastrement dans une travée intérieure (câble localisé avec excentricité négative).

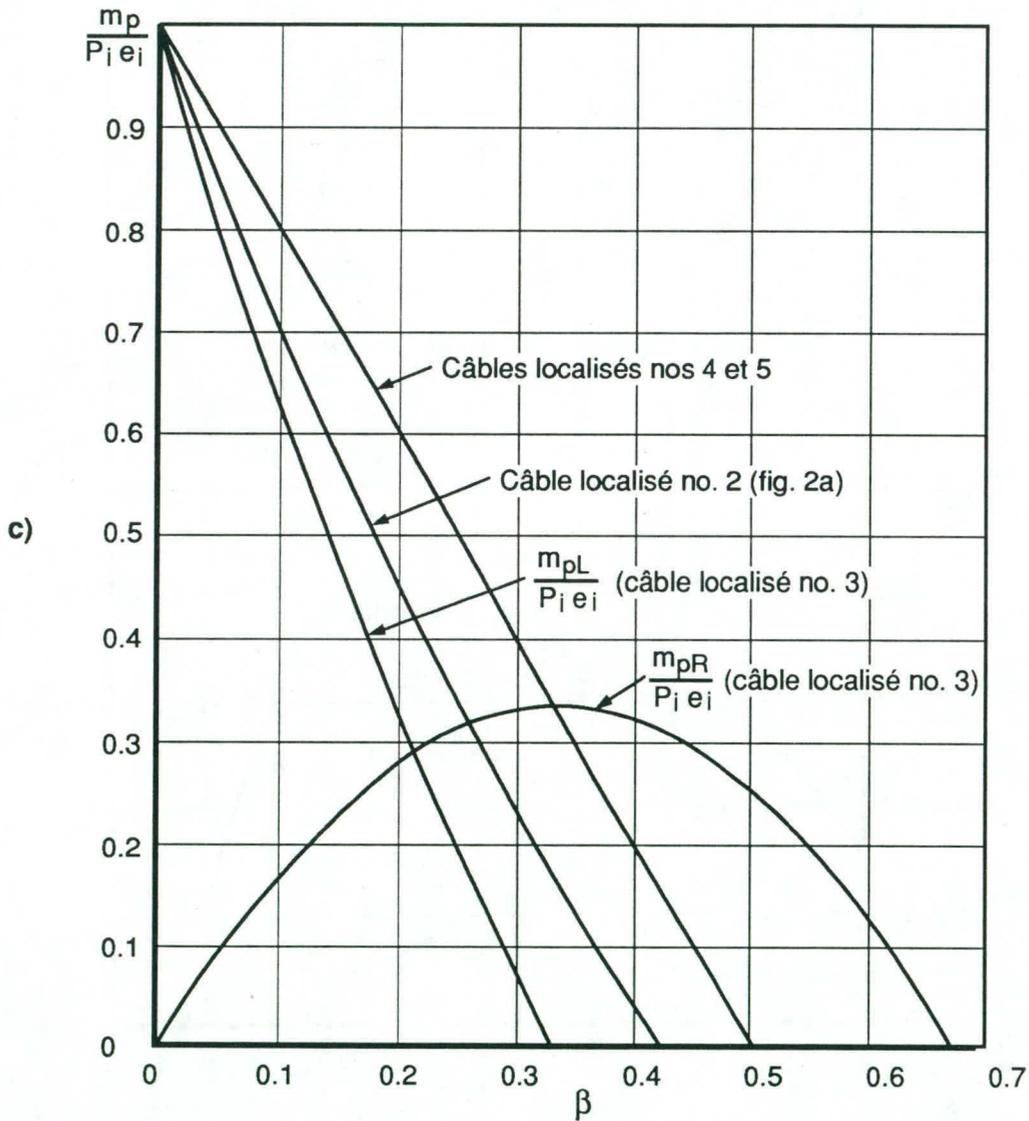
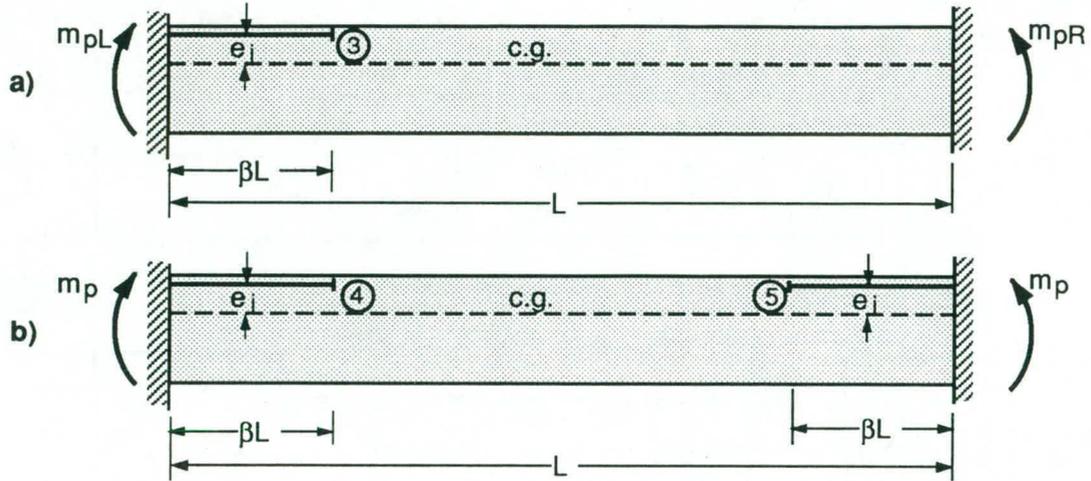


Fig. 5 - Variation des moments d'encastrement dans une travée intérieure (câbles localisés avec excentricité positive).

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DES PONTS FAITS DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAIT AVEC DALLE COULÉE EN PLACE

Marie-Claude Michaud
Étudiante à la maîtrise

Bruno Massicotte
Professeur agrégé

Josée Bastien
Professeur adjoint

Département des Génies Civil, Géologique et des Mines
École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079, Succursale "Centre-Ville"
Montréal (Québec), H3C 3A7

Département de Génie Civil
Université Laval
Ste-Foy (Québec), G1K 7P4

Résumé: Les mouvements théoriques des joints d'expansion des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée ne s'accordent pas avec les ouvertures observées sur ces ponts. Il semblerait que l'ouverture permise de ces joints soit plus grande que celle prévue. Les joints d'expansion sont des dispositifs qui se détériorent rapidement et les coûts associés à leur surdimensionnement peuvent être très importants. En effet, plus les joints peuvent accommoder de grandes ouvertures, plus ils sont dispendieux à l'achat et coûteux en entretien. D'un autre côté, la conception de ponts sans joint d'expansion et de ponts intégraux, nécessite la prise en compte des efforts induits par les effets différés dans le design de la superstructure et des culées de ponts. Étant donné l'importance de prédire correctement les phénomènes différés se produisant dans les ponts en béton, le Ministère des Transports du Québec a mandaté l'École Polytechnique de Montréal pour réviser les méthodes de conception entourant cette question.

En plus des mouvements induits par les charges vives et les séismes, les joints d'expansion sont conçus pour reprendre les mouvements causés par le fluage, le retrait et les effets de température. Afin d'évaluer l'amplitude de ces phénomènes ainsi que leur variation dans le temps, un nouveau pont fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place a été instrumenté pour une période de 18 mois. Les mesures in situ comprennent les déformations internes et externes de la superstructure, la distribution de température dans deux poutres et dans la dalle, la déformation d'un toron de précontrainte, la flèche au centre de l'unique travée du pont ainsi que les déplacements axiaux de cette travée. Parallèlement au programme in situ, des essais de retrait et de fluage sur des spécimens faits avec le béton des poutres et de la dalle ont été réalisés. Ces essais d'une durée d'une année ont été réalisés dans un environnement contrôlé.

Les résultats de laboratoire indiquent qu'aucune méthode réglementaire prédisant les déformations de fluage, de retrait ou élastiques n'est totalement appropriée. Cependant, des prédictions adéquates sont obtenues en combinant quelques-unes de ces méthodes. En effet, les déformations de fluage sont bien prédites par la méthode du CHBDC (1998) alors que celles de retrait le sont mieux par l'AASHTO (1994). En ce qui concerne le module élastique, l'équation de l'A23.3 (1994) s'accorde très bien aux résultats expérimentaux. Pour ce qui est du programme expérimental in situ, les résultats indiquent que les déformations axiales mesurées sont du même ordre de grandeur que les valeurs théoriques. Finalement, les gradients thermiques mesurés sont 60% supérieurs aux valeurs recommandées par le CHBDC (1998).

INTRODUCTION

Les joints d'expansion des ponts sont conçus pour permettre les mouvements de la superstructure du pont lorsqu'elle est soumise à des effets de température, de fluage, de retrait, de charges vives et de séismes lorsqu'applicable. Les observations faites sur les ponts construits à l'aide de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place semblent indiquer que les mouvements de joints sont visiblement moindres que ceux anticipés. Si ces observations sont exactes, il est possible que les critères de conception pour les mouvements de joints d'expansion soient trop conservateurs. Sachant que des joints conçus pour permettre des ouvertures plus grandes que requises sont plus susceptibles de s'endommager, en plus d'être plus coûteux, leur

surdimensionnement est un élément qui intéresse particulièrement les propriétaires de ponts. Aussi, pour les ponts sans joint d'expansion et les ponts intégraux, les efforts induits par les effets différés doivent être inclus dans la conception de la superstructure et des culées. Étant donné l'importance de prédire correctement les phénomènes différés se produisant dans les ponts en béton, le Ministère des Transports du Québec a mandaté l'École Polytechnique de Montréal pour réviser les méthodes de conception entourant cette question.

Afin d'évaluer l'amplitude de ces effets ainsi que leur variation dans le temps, un nouveau pont fait de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place a été instrumenté pour une période de 18 mois. Les mesures in situ comprennent des déformations internes et externes d'une poutre et de la dalle de la superstructure, la distribution de température dans deux poutres et dans la dalle, la déformation d'un toron de précontrainte, la flèche au centre de l'unique travée du pont ainsi que les déplacements axiaux de cette travée. Parallèlement au programme in situ, des essais de retrait et de fluage sur des spécimens faits avec le béton des poutres et de la dalle ont été réalisés au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Ces essais ont duré une année dans un environnement contrôlé.

L'objectif principal du projet de recherche est d'identifier, en se basant sur les essais de laboratoire et in situ, la meilleure formulation réglementaire pour évaluer les effets différés dans les ponts en béton. Cinq méthodes réglementaires, à savoir le CEB-FIP (1978), le CEB-FIP (1990), le ACI (1992), l'AASHTO (1994) et le CHBDC (1998) ont été sélectionnées. Un logiciel d'analyse permettant de considérer les phénomènes différés est alors requis pour évaluer l'applicabilité des conclusions tirées du programme expérimental en laboratoire. Ce programme doit être en mesure de prédire le comportement réel d'une structure soumise à des effets différés. CPF, un logiciel permettant ce type de considérations, a été choisi pour effectuer les analyses. Les formulations réglementaires récentes mentionnées ci-dessus sont maintenant incluses dans la dernière version du programme CPF-98 (Michaud et Massicotte, 1998).

Le but de cet article est de décrire en détails le projet expérimental et de présenter les conclusions relatives aux résultats obtenus en laboratoire, c'est-à-dire les meilleures formulations pour prédire les effets différés. L'article présente également quelques-uns des résultats in situ et décrit les nouvelles caractéristiques incluses dans le programme CPF.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL IN SITU

Description du pont

Le pont de la Rivière des Fèves est une structure en béton précontraint localisée à Ste-Martine sur la route 138, à 50 km au sud-ouest de Montréal (Figure 1). Le pont est fait de 5 poutres préfabriquées AASHTO de type V simplement supportées et d'une dalle de 200 mm coulée en place (Figure 2). Les poutres sont faites de béton ayant une résistance nominale de 50 MPa et elles ont subi une cure vapeur durant une journée. La poutre instrumentée (P2) a été fabriquée le 19 septembre 1996 et a été précontrainte deux jours plus tard. Toutes les poutres ont été installées le 4 octobre 1996. La dalle, ayant une résistance nominale de 35 MPa, a été coulée le 15 octobre 1996. Elle a par la suite subi une cure humide de 7 jours.

La conception du pont a été faite selon les recommandations de la norme CSA-S6 (1988), en utilisant le modèle de charge vive du Québec, à savoir le QS-660 (MTQ, 1996). Chaque poutre est précontrainte avec 66 torons à faible relaxation de 13 mm de diamètre, à un taux de 1395 MPa. Parmi les 66 torons, 48 sont droits et 18 sont inclinés, ce qui donne un profil de câble linéaire à trois segments. L'excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité de la poutre est de 313 mm aux extrémités et 654 mm sur une longueur de 7 m dans la partie centrale de la poutre. Les déplacements longitudinaux sont retenus à la culée nord alors qu'ils sont libres à la culée sud, où un joint d'expansion permettant une ouverture de 50 mm a été installé. Il n'y a aucun joint du côté nord. Les poutres sont supportées sur des appuis en néoprène de 90 et 25 mm d'épaisseur aux extrémités sud et nord respectivement.

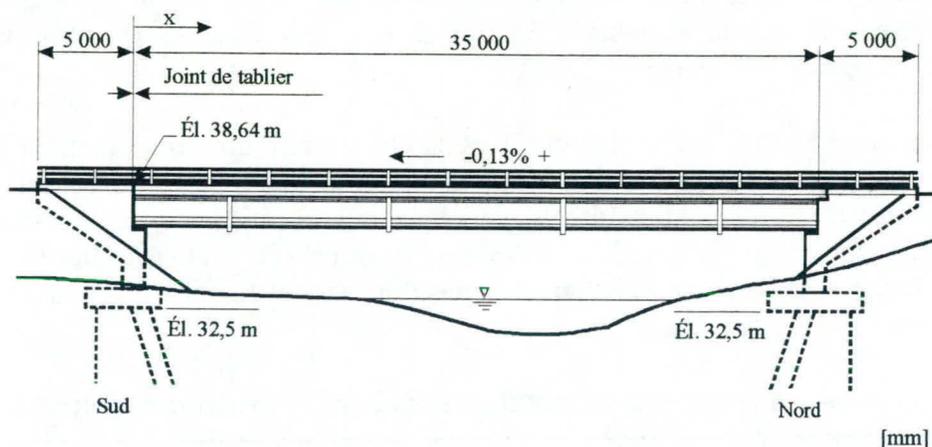


Figure 1: Vue en élévation du pont de la Rivière des Fèves

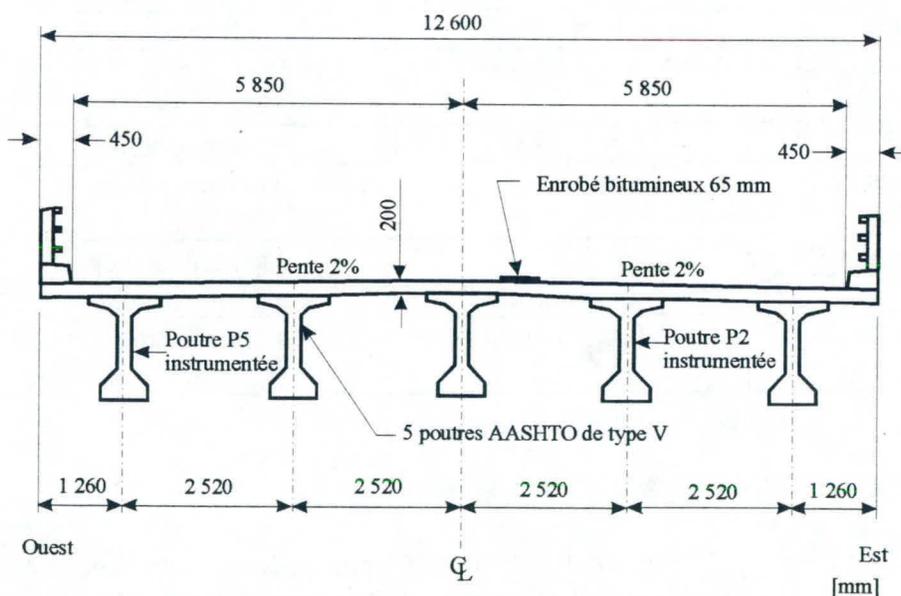


Figure 2: Coupe transversale du pont de la Rivière des Fèves

Instrumentation

Les instruments installés ont permis de mesurer les déformations, les déplacements et la température du pont sur une longue période de temps. Ils ont tous été reliés à un CR10, un système d'acquisition de données accessible par modem. Les détails de l'instrumentation sont présentés au Tableau 1 et sur les Figures 3 et 4 en ce qui concerne la poutre P2. L'expérience acquise avec les cordes vibrantes (Massicotte et Picard, 1994) a démontré la fiabilité de ces appareils pour l'instrumentation à long terme. Par conséquent, six cordes vibrantes noyées et huit cordes vibrantes de surface (Telemac type C110 et SC2 respectivement) ont été utilisées pour les mesures de déformations de la poutre P2 et de la dalle au-dessus de cette poutre. Les cordes vibrantes noyées mesurent aussi leur température qui est essentielle au traitement des données. La température du béton a aussi été mesurée par 42 thermocouples de type T tandis que les mouvements du joint d'expansion ont été évalués à l'aide d'un potentiomètre attaché à la semelle inférieure de la poutre P2. Les mesures ont été relevées automatiquement une fois par heure.

D'autres mesures ont été prises manuellement. Les déformations d'un toron ont été mesurées par une jauge Tensmeg. Quelques mesures de déformations ont également été faites parallèlement à celles des cordes vibrantes de surface. Ainsi, des repères mécaniques, utilisés avec un déformètre de type Demec d'une longueur nominale de 250 mm, ont été installés. De même, la flèche au centre de la poutre P2 a été mesurée à l'aide d'un niveau. Les mesures manuelles ont été prises une fois par mois durant la première année seulement.

Tableau 1: Instruments de mesure du programme expérimental in situ

Élément	Position longitudinale p/r à l'extrémité sud	Type d'instrument	Nombre
Poutre P2	Extrémité sud ($x = 0$)	Potentiomètre	1
Poutre P2	$x = 8.95$ m	Cordes vibrantes noyées	4
Poutre P2	$x = 8.20$ m	Cordes vibrantes de surface	8
Dalle au-dessus de la poutre P2	$x = 8.95$ m	Cordes vibrantes noyées	2
Poutre P2	$x = 8.55$ m	Thermocouples	23
Dalle au-dessus de la poutre P2	$x = 8.55$ m	Thermocouples	12
Toron de la poutre P2	$x = 8.80$ m	Jauge Tensmeg	1
Poutre P5	$x = 8.50$ m	Thermocouples	7
Poutre P2	$x = 1.0, 17.5$ et 34.0 m	Règles pour les mesures de flèche	3

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL EN LABORATOIRE

Des spécimens (cylindres de 152 mm de diamètre \times 305 mm de long) faits avec le béton de la poutre P2 et de la dalle ont été prélevés par le Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique afin de réaliser des essais de fluage et de retrait. Une partie des spécimens faits avec le béton de la poutre P2

ont subi une cure humide de 7 jours alors que les autres ont été soumis à une cure vapeur durant une journée. Ceux faits avec le béton de la dalle ont tous subi une cure humide de 7 jours.

Les essais de fluage et de retrait ont débuté peu de temps après que les bétons aient atteint un âge de 28 jours. Les essais ont été faits selon les recommandations de l'ASTM C512-82 (1986), dans un environnement contrôlé dont la température et l'humidité relative ambiantes étaient maintenues à 21 °C (± 1.1 °C) et 50% ($\pm 4\%$) respectivement. Chaque cellule de fluage permettait de tester deux spécimens. Des repères mécaniques utilisés avec le déformètre de type Demec ont été utilisés pour les mesures de fluage et de retrait faites sur les spécimens. Sur chaque spécimen, trois lignes de mesures disposées à 120° permettaient la lecture des déformations. Comme indiqué au Tableau 2, différents niveaux de contraintes ont été utilisés pour les essais de fluage dont deux étaient variables.

Tableau 2: Détails des essais de fluage et de retrait

Type de béton et type de cure	Nombre de spécimens de fluage	Âge au chargement (jours)	Contrainte appliquée (MPa)	Nombre de spécimens de retrait (sh) et de résistance à la compression (f'_c)
Poutre - Humide	2	38	12	2 (sh) - 2 (f'_c)
Poutre - Vapeur	2	38	20	4 (sh) - 6 (f'_c)
Poutre - Vapeur	2	38	20 à 4	
Poutre - Vapeur	2	38	12	
Poutre - Vapeur	2	38	4	
Poutre - Vapeur	2	38	4 à 20	
Dalle - Humide	2	31	12	3 (sh) - 3 (f'_c)
Dalle - Humide	2	31	4	

RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL EN LABORATOIRE

Les résultats des essais de fluage sont montrés sur la Figure 5. Ils sont présentés en terme de fonction de fluage $J(t, t_0)$ qui exprime la déformation totale (élastique et fluage, pas de retrait), par unité de contrainte appliquée:

$$J(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_c(t, t_0)}{\sigma} = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varepsilon_c(t, t_0)}{\sigma} = \frac{1}{E_c(t_0)} (1 + \phi(t, t_0)) \quad [1]$$

où ε_{el} et ε_c sont la déformation élastique et de fluage respectivement tandis E_c , σ et ϕ sont le module élastique, la contrainte appliquée et le coefficient de fluage respectivement. La comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions réglementaires est donnée pour les trois combinaisons suivante de type de béton et de cure: poutre cure vapeur (PV), poutre cure humide (PH) et dalle cure humide (DH).

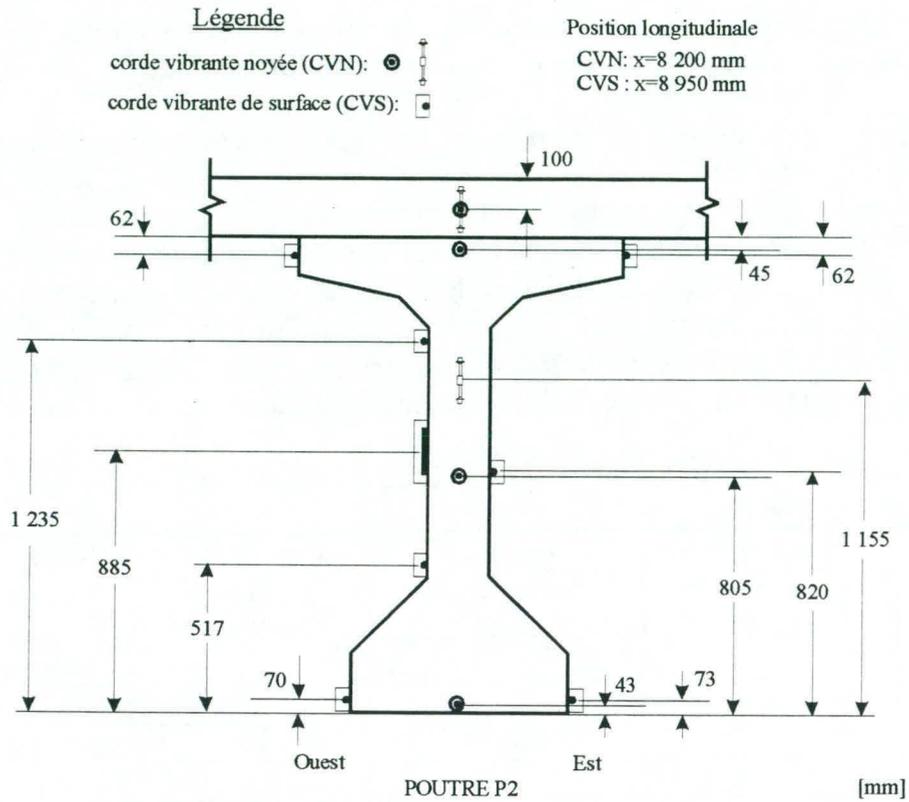


Figure 3: Position des cordes vibrantes sur la poutre P2

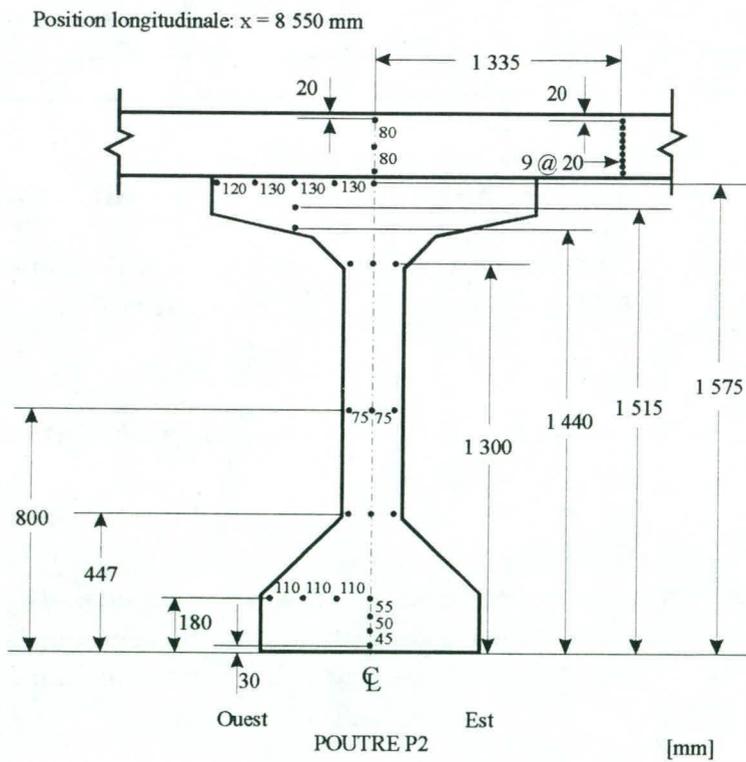


Figure 4: Position des thermocouples dans la poutre P2

Comme indiqué par le terme de droite de l'équation [1], il faut connaître les définitions de E_c et ϕ pour déterminer la fonction de fluage J . Pour les comparaisons présentées à la Figure 5, ce sont les définitions adoptées par chaque modèle réglementaire qui ont été utilisées, à l'exception du module d'élasticité proposé par le CHBDC. Des mesures faites au cours de ce programme expérimental, autant que dans d'autres programmes expérimentaux faits à l'École Polytechnique, ont indiqué que l'équation de l'A23.3 (1994) est plus appropriée pour évaluer E_c . En conséquence, les résultats présentés à la Figure 5 concernant le CHBDC sont déterminés en utilisant l'équation de l'A23.3 pour le module élastique.

Les résultats présentés sur la Figure 5 indiquent que les valeurs de fluage déterminées avec les formulations du CEB-FIP (1990) et de l'AASHTO (1994) sous-estiment les déformations de fluage à long terme pour les trois types de béton. Le CEB-FIP (1978) donne la meilleure prédiction pour les deux bétons ayant subi une cure humide mais sous-estime légèrement le fluage à long terme du béton ayant subi une cure vapeur. Les prédictions faites par l'ACI (1992), pour le béton de la poutre, sont très près des valeurs expérimentales mais dans le cas du béton de la dalle, les prédictions du ACI sous-estiment considérablement les résultats expérimentaux. Dans tous les cas, les prédictions du CHBDC (1998) sont acceptables, celles-ci étant légèrement du côté conservateur. Bien que ces conclusions ne soient basées uniquement que sur une série de tests avec deux types de bétons et de cures, on peut conclure que la méthode sélectionnée pour le *Canadian Highway Bridge Design Code* à venir semble être appropriée, à l'exception de l'expression retenue pour l'évaluation du module élastique, qui est mieux représentée par l'équation proposée dans l'A23.3 (1994).

Les mesures des déformations de retrait sont montrées sur la Figure 6. Comme indiqué sur cette figure, les essais de retrait ont été réalisés parallèlement aux essais de fluage et malencontreusement, les mesures de retrait lors du premier mois de séchage ne sont pas disponibles. Cependant, les résultats partiels d'une autre étude (Vézina, 1997), non publiée à ce jour, démontrent la même tendance que celle observée dans cette étude. Contrairement au fluage, les résultats du programme expérimental indiquent que les prédictions du CHBDC (1998) sous-estiment largement l'amplitude des déformations de retrait. Les valeurs calculées avec la méthode du CEB-FIP (1990) sous-estiment également les déformations de retrait alors que celles du ACI (1992) les surestiment, particulièrement en ce qui concerne le béton de la poutre ayant subi une cure vapeur. La meilleure prédiction est obtenue avec le modèle de l'AASHTO (1994) pour les deux principaux types de béton (poutre cure vapeur et dalle cure humide).

RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL IN SITU

Les résultats obtenus du programme expérimental in situ doivent être traités avec précautions. Puisque les effets thermiques et différés surviennent simultanément, ils doivent être séparés. Les mesures de température et de déformations des cordes vibrantes noyées placées dans la poutre et dans la dalle ont permis de déterminer la valeur du coefficient de dilatation thermique de chacun de ces éléments. Les valeurs ont été évaluées en utilisant les mesures de déformations et de température prises entre le matin et le soir du même jour, de telle sorte qu'elles ne soient pas affectées par le retrait et le fluage. Comme suggéré par Diruy (1993), la variation de température entre le matin et le soir est considérée seulement si elle est supérieure à 2.5°C . Connaissant le coefficient de dilatation thermique des cordes vibrantes noyées, il a été possible de déterminer que celui de la poutre P2 est égal à $9.4 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ alors que celui de la dalle est égal à $12.5 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$.

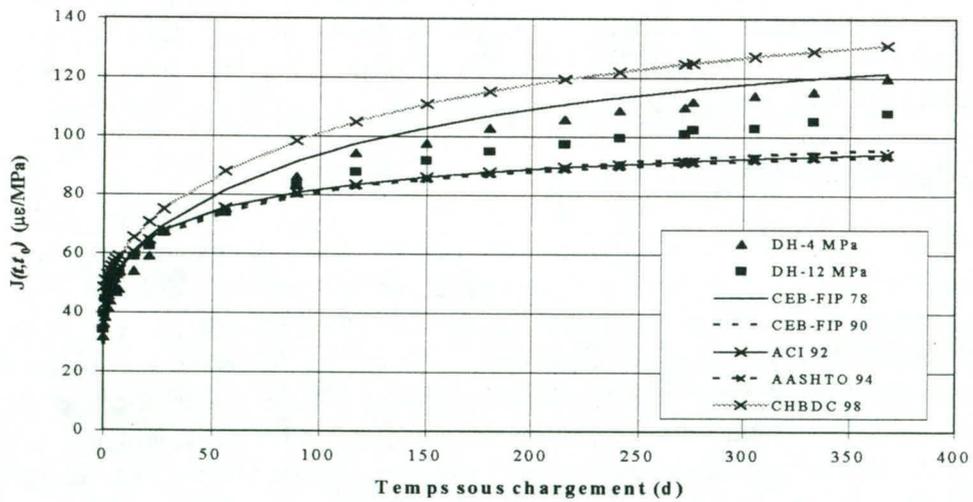
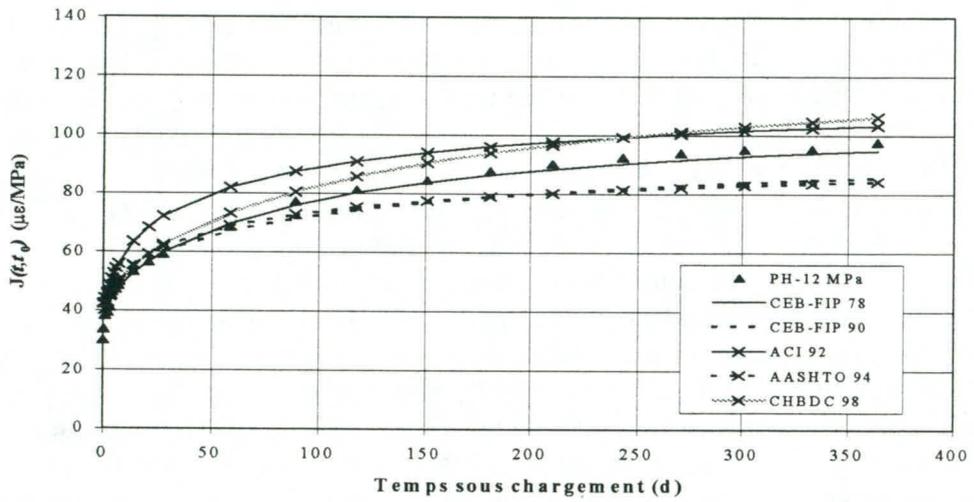
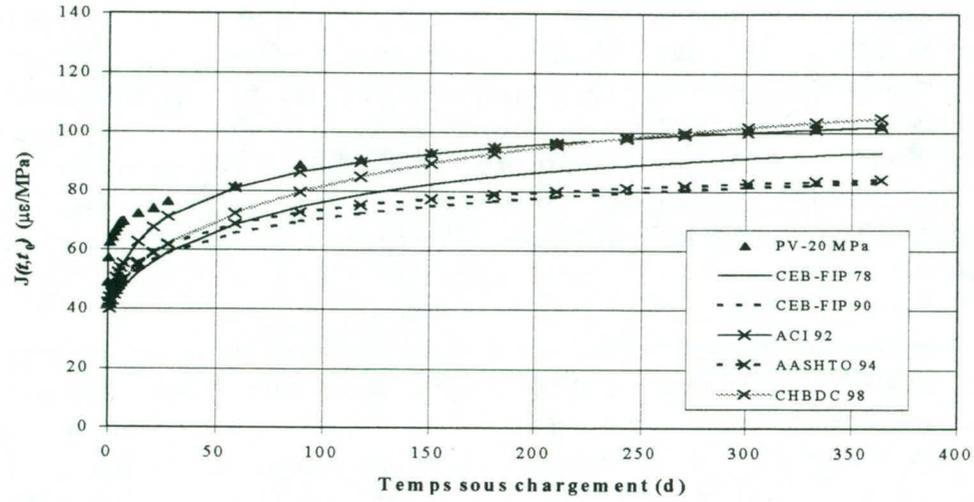


Figure 5: Résultats des essais de fluage

103

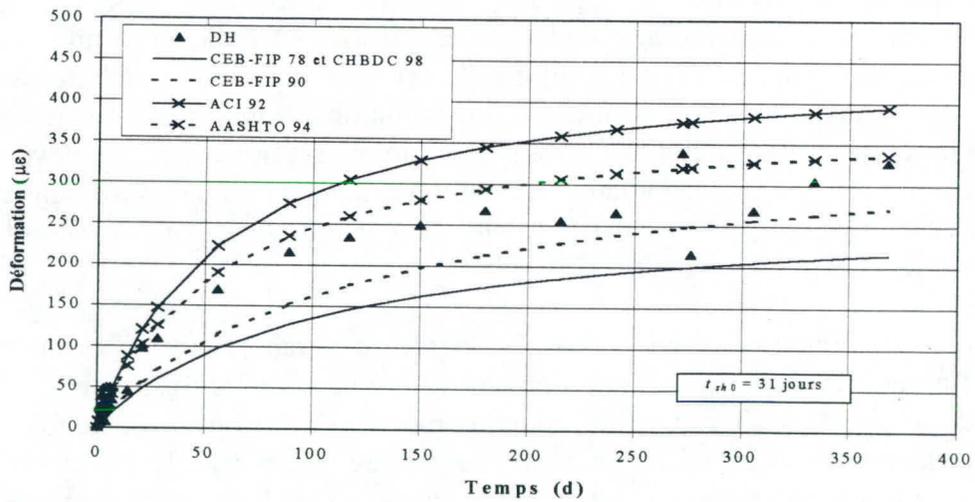
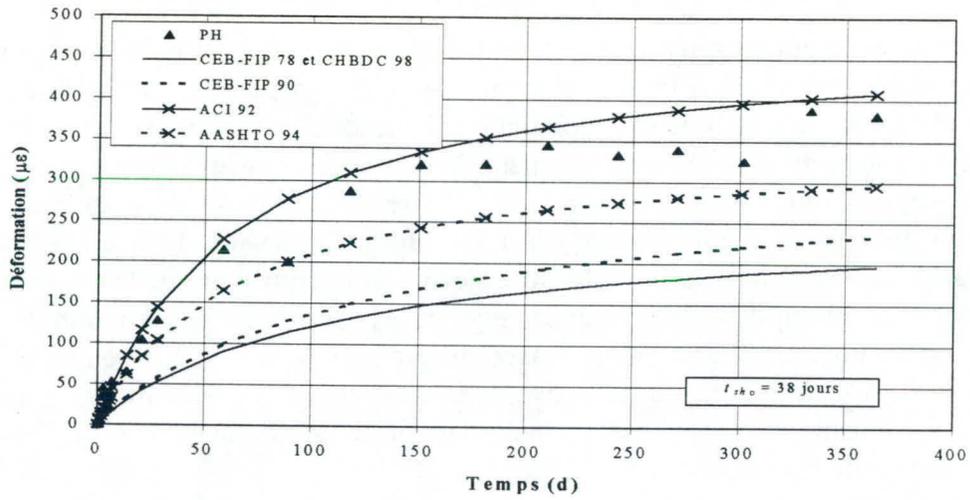
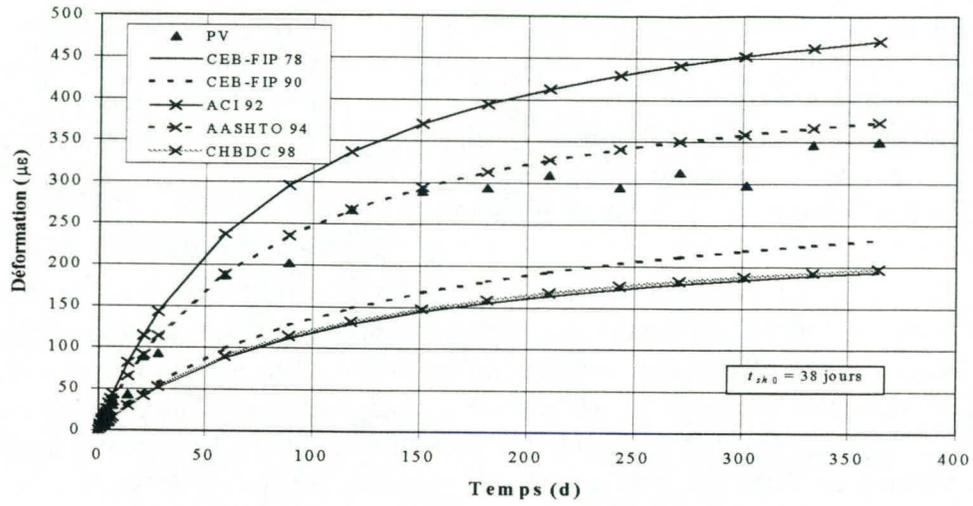


Figure 6: Résultats des essais de retrait

Quelques résultats du programme expérimental in situ sont montrés sur les Figures 7 à 10. La Figure 7 présente la déformation axiale mesurée par les cordes vibrantes noyées localisées dans la poutre P2. Ces mesures ont été corrigées pour tenir compte de la différence de coefficient de dilatation thermique entre les deux types de béton et les cordes vibrantes. Ces mesures comprennent la déformation moyenne causée par la déformation élastique, de fluage et de retrait au centre de gravité de la section transformée. La partie droite observée durant les deux premiers mois est causée par l'inaccessibilité des instruments de mesures durant cette période.

Les résultats de la Figure 7 indiquent que le fluage et le retrait ont causé un raccourcissement d'approximativement $500 \mu\epsilon$ au cours de la première année. La variation de déformation axiale durant la première année est causée par la combinaison du fluage, et alternativement du retrait, durant les périodes plus chaudes et sèches de l'année, et du gonflement durant l'hiver. Le gonflement est attribué à une humidité relative plus élevée durant l'hiver et par la proximité des poutre de la surface de l'eau. Le gonflement est plus évident durant le second hiver lorsque les déformations de fluage sont très petites.

La Figure 8 présente la courbure calculée à partir des mesures des cordes vibrantes noyées situées dans la poutre P2. Pareillement à la déformation axiale, les valeurs ont été corrigées afin de tenir compte de la différence de coefficient de dilatation thermique. Une courbure positive correspond à une déflexion du pont vers le bas. Par conséquent, la courbure négative indique que le pont présente une déflexion vers le haut. Aucune lecture n'a pu être prise durant les deux premiers mois. La variation de courbure durant cette période est due à une combinaison de la coulée de la dalle, qui augmente (algébriquement) la courbure, du fluage différentiel, qui diminue la courbure, et suite à la coulée de la dalle, du retrait différentiel qui lui augmente la courbure. La variation de courbure suite à la construction du pont est causée par le fluage différentiel, le retrait différentiel et le gonflement durant l'hiver. La courbure induite par le fluage différentiel est plus prédominante durant la première année, le taux diminuant progressivement dans le temps. Le gonflement réduit l'effet du fluage sur la courbure durant le deuxième hiver.

La Figure 9 présente la variation de déformation axiale déterminée à partir des mesures de température faites par les thermocouples. Les résultats indiquent un écart maximal d'approximativement $550 \mu\epsilon$. La Figure 10 illustre la variation de courbure induite par les gradients thermiques. Cette variation est également déterminée à partir des mesures de thermocouples. Il est intéressant de noter que durant l'été, la courbure thermique moyenne demeure élevée alors qu'elle est près de zéro durant l'hiver. La variation de courbure durant l'été est d'environ de $90 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ alors que la valeur proposée par le CHBDC (1998) est égale à $56 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$, c'est-à-dire seulement 60% de la valeur mesurée.

En combinant les déformations axiales dues au fluage, au retrait et aux effets thermiques (de la Figure 7 et 9) après l'installation du potentiomètre (21 novembre 1996), on obtient une variation maximale de déformation axiale de $570 \mu\epsilon$, ce qui correspond à une ouverture de joint d'environ 20 mm. En considérant l'excentricité réelle du potentiomètre, situé dans le bas de la poutre, et la variation de la courbure engendrée par les effets mentionnés plus haut, on obtient une ouverture de joint égale à 21 mm environ. Les mesures faites à l'aide du potentiomètre indiquent un mouvement au joint de 22 mm pour la même période, ce qui correspond très bien avec les mesures de déformations.

LOGICIEL D'ANALYSE

Le logiciel d'analyse CPF (Cracked Plane Frame) initialement développé à l'Université de Calgary par Elbadry et Ghali (1988) a été choisi pour réaliser les analyses structurales tenant compte des effets différés. La version originale du programme offrait deux formulations prédisant ces phénomènes: le CEB-FIP (1978) et le ACI-82, qui est identique au ACI (1992). Depuis ce temps, d'autres formulations ont été adoptées par les différents codes, à savoir le CEB-FIP (1990), l'AASHTO (1994) et le CHBDC (1998) (qui suit essentiellement le CEB-FIP (1978)). Afin d'être en mesure d'appliquer les plus récentes formulations et afin de donner plus de versatilité au programme, une nouvelle version du programme nommée CPF-98 (Michaud et Massicotte, 1998), a été développée à l'École Polytechnique. Les quelques nouvelles caractéristiques incluses au programme sont l'introduction des plus récentes formulations (CEB-FIP (1990), AASHTO (1994) et CHBDC (1998)), la possibilité d'utiliser une combinaison des différentes formulations pour le fluage, le retrait et le module d'élasticité et ce, pour chaque type de béton, la possibilité de tenir compte des effets de température sur le fluage et le retrait (que l'on nomme maturité) et enfin, la possibilité d'avoir une humidité relative ambiante variable. Avec ces nouvelles caractéristiques, CPF peut maintenant être utilisé pour suivre de plus près le comportement réel d'un pont et offre également plus de possibilité quant au choix de la formulation la plus appropriée. Dans la deuxième partie du projet en cours, CPF-98 sera utilisé pour déterminer la validité des conclusions tirées du programme expérimental en laboratoire. Les conclusions finales sont présentées dans Michaud et Massicotte (1998).

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Cet article présentait les résultats d'une étude expérimentale dans laquelle un programme expérimental in situ et de laboratoire a été réalisé afin d'étudier les effets différés des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec une dalle coulée en place. Les résultats de laboratoire indiquent que les formulations adoptées par le *Canadian Highway Bridge Design Code* prédisent de façon satisfaisante les résultats de fluage. Cependant, la formulation du CHBDC concernant les déformations de retrait n'est pas appropriée, celle de l'AASHTO (1994) étant nettement meilleure. De plus, le module élastique déterminé à l'aide de l'équation du code A23.3 est plus près des valeurs mesurées que celui déterminé par l'équation proposé par le CHBDC.

Les résultats du programme expérimental in situ indiquent que les mouvements de joints mesurés sont du même ordre de grandeur que ceux déterminés pour la conception, si on considère la variation de déformation depuis la coulée des poutres. Ces observations semblent donc contredire celles faites par les ingénieurs de terrain. Néanmoins, une fois que le fluage et le retrait ont atteint leur valeur ultime, les mouvements de joints seront bien moindres, ceux-ci n'étant dès lors affectés que par les effets de température, ce qui est en accord avec les observations faites sur les structures réelles. Il pourrait donc être conseillé, lorsque c'est possible, de fabriquer les éléments précontraints un certain temps avant leur installation. Cela réduirait la quantité de fluage et de retrait à survenir après la coulée de la dalle. En outre, lorsque les joints de dilatation doivent être remplacés, seulement les effets de température devraient être considérés.

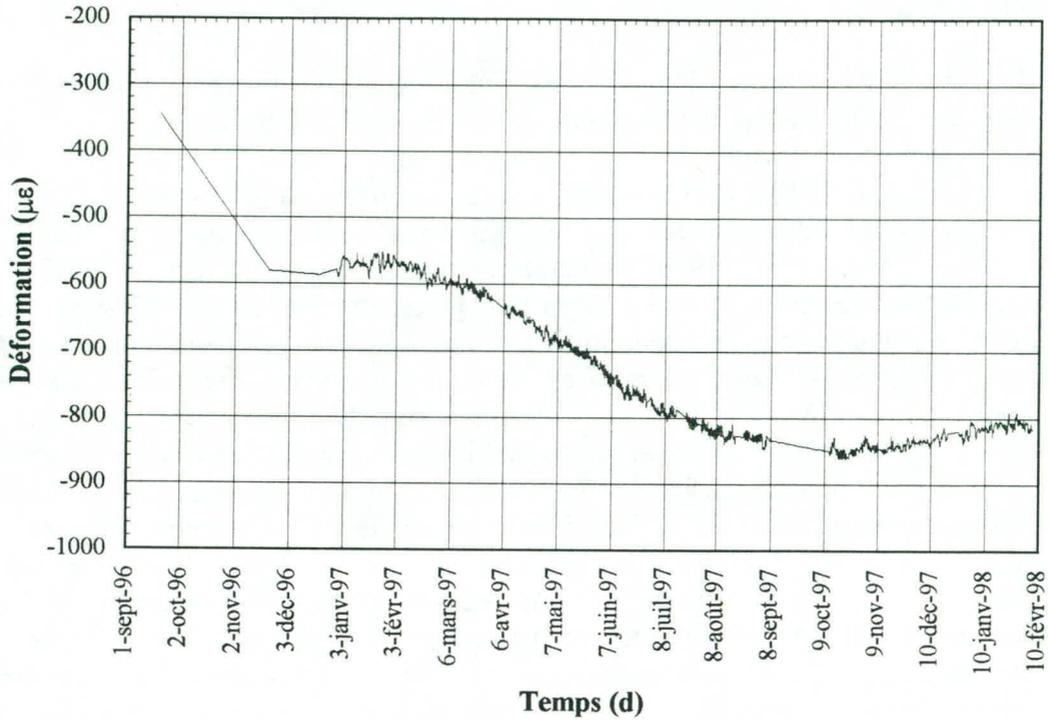


Figure 7: Variation de la déformation axiale de la poutre P2 dans le temps

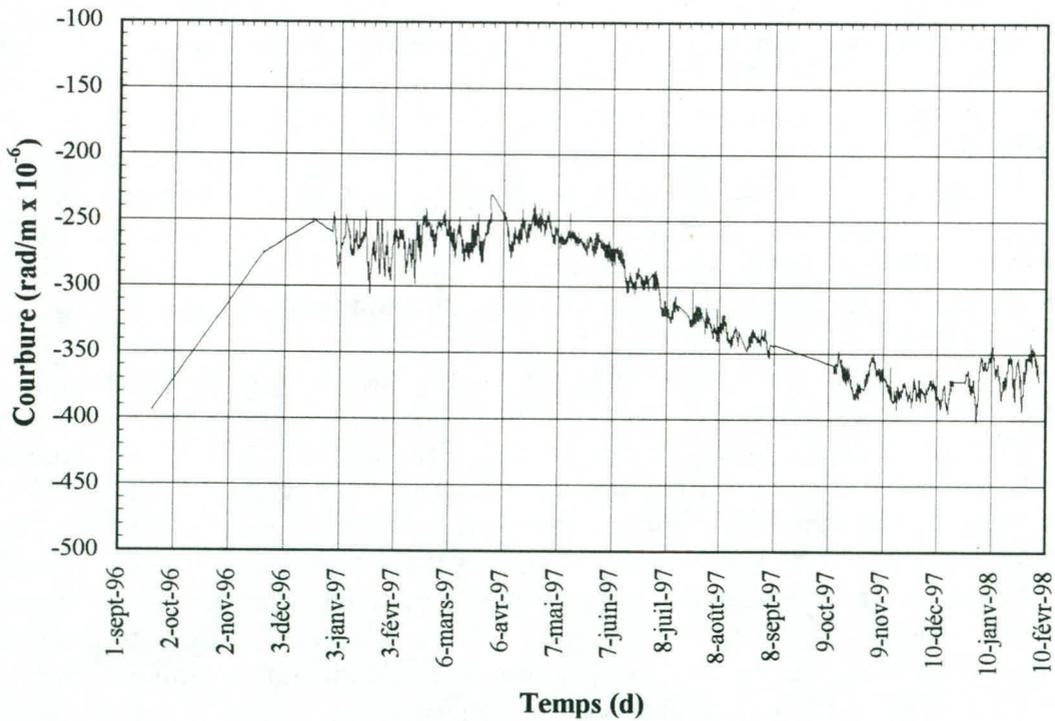


Figure 8: Variation de la courbure de la poutre P2 dans le temps

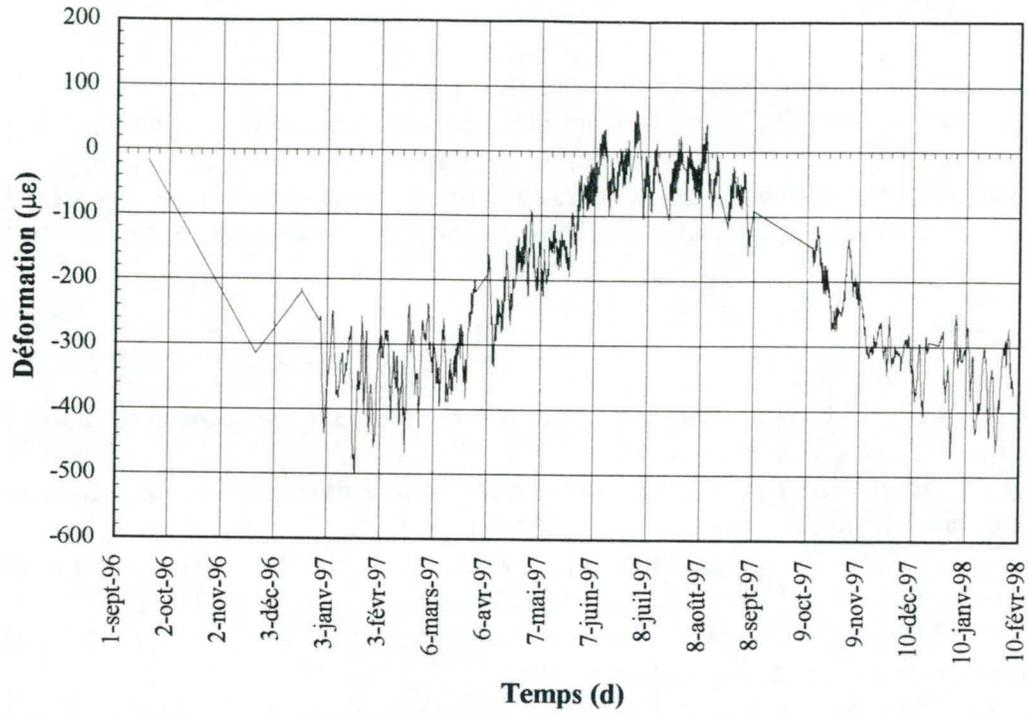


Figure 9: Variation de la déformation axiale de la poutre P2 dans le temps due aux effets thermiques

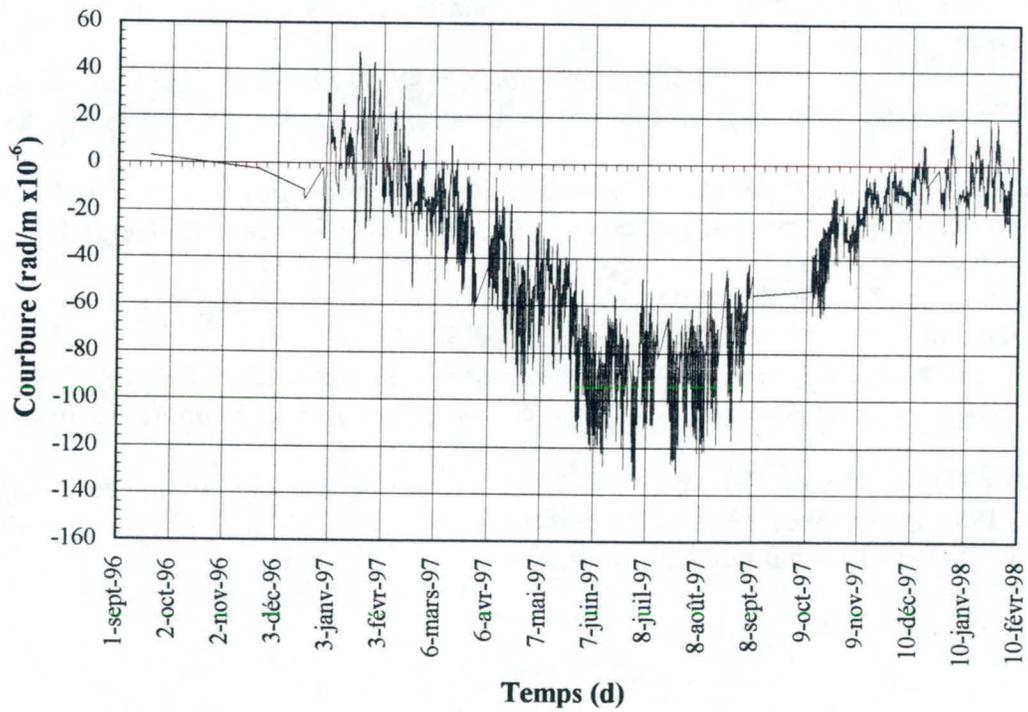


Figure 10: Variation de la courbure de la poutre P2 dans le temps due aux gradients thermiques

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec, le CRSNG et le Fonds FCAR pour leur support financier. Les auteurs tiennent également à remercier le personnel du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique, à savoir Messieurs G. Degrange, D. Fortier et P. Bélanger pour leur collaboration. Les auteurs remercient aussi Messieurs B. Mossor, O. Gaillet, S. Tremblay, G. McKinnon, M. Savard et G. Desgagné pour leur précieuse contribution à ce projet.

RÉFÉRENCES

- AASHTO, 1994** *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of States Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- ACI, 1992** *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, American Concrete Institute Committee 209, Detroit.
- American Society for Testing and Material, 1986** *ASTM C512-82: Standard test method for creep of concrete in compression*, Vol. 04.02, Concrete Mineral Aggregate, Philadelphia 345-349.
- CEB-FIP, 1978** *Model Code for Concrete Structures*, Comité Euro-International du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris.
- CEB-FIP, 1990** *Model Code for Concrete Structures*, Comité Euro-International du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris.
- CHBDC, 1998** *Section 8: Concrete structures*, Draft of the Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSA, 1988** *Design of highway bridges*, Standard CAN/CSA-S6-M88, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada.
- CSA, 1994** *Design of concrete structures*, Standard A23.3, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada.
- Diruy, M., 1993** *Variations du coefficient de dilatation et du retrait de dessiccation des bétons en place dans les ouvrages*, Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, No. 186, Paris, pp. 45-54.
- Elbadry, M. et Ghali, A., 1985.** *User's manual and computer program CPF: Cracked plane frame in prestressed concrete*, Rapport de recherche No. CE85-2, Département de Génie Civil, Université de Calgary, Alberta, Canada.
- Massicotte, B. and Picard, A., 1994,** *Monitoring of a prestressed segmental box girder bridge during strengthening*, PCI Journal, Vol. 39, No. 3. pp.66-80.
- Michaud, M.-C. et Massicotte, B., 1998** *Déformations différées dans les ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place*, Rapport de recherche EPM-GCS/1998-04.
- Ministère des Transports du Québec, 1996** *Manuel de conception des structures*, Volume 1.
- Vézina, D., 1997** *Mesures de retrait des bétons utilisés dans les dalles de ponts*, Ministère des Transports du Québec, Communication privée.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE DEUX TYPES D'ANCRAGES MULTI-TORONS À L'AIDE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

Esad Odobasic

Josée Bastien

Mario Fafard

GIREF et Département de Génie civil
Université Laval
Sainte-Foy (Québec)

RÉSUMÉ : Cet article traite de l'étude de deux dispositifs d'ancrage multi-torons, utilisés pour les ouvrages en béton précontraint, à l'aide de la méthode des éléments finis. Après une brève description des dispositifs d'ancrage, les différents maillages utilisés sont présentés. Les analyses présentées traitent les non-linéarités géométriques et matérielles et elles ont été effectuées pour une charge correspondant à 80% de la charge ultime du câble de précontrainte. Une comparaison avec les résultats expérimentaux montre que les modèles proposés permettent d'obtenir une bonne prédiction du comportement des dispositifs d'ancrage multi-torons.

INTRODUCTION

Depuis les vingt dernières années, aux États-Unis et au Canada, l'utilisation de câbles extérieurs dans les constructions et les renforcements d'ouvrages d'art est devenue très populaire et une centaine d'ouvrages ont été construits à l'aide de la précontrainte extérieure. L'idée de placer les câbles de précontrainte à l'extérieur du béton n'est pas nouvelle. Dans l'histoire, il y a de nombreux cas où une telle solution a été proposée, notamment afin d'introduire de nouveaux procédés de précontrainte. Ces premières expériences n'ont pas donné d'excellents résultats, car ces constructions étaient très coûteuses, et les câbles ont alors souffert de la corrosion. Aujourd'hui, la précontrainte extérieure est une technique comportant de nombreux avantages qui permettent d'augmenter la durabilité et la qualité des ouvrages d'art; l'armature de précontrainte est directement accessible, l'ajout ou le remplacement des câbles est facile, etc.

L'armature de précontrainte extérieure est non adhérente et elle est liée à la structure en quelques points très localisés, soit les déviateurs et les dispositifs d'ancrage. Les efforts de précontrainte créent de fortes sollicitations sur les dispositifs d'ancrage. Ces efforts de précontrainte ne peuvent être transférés par frottement à la structure et l'ouvrage d'art précontraint par une telle technique pourrait se rompre de façon soudaine si le mécanisme d'ancrage se rompait. Il est alors évident que le comportement d'un tel ouvrage est directement lié à la qualité des mécanismes d'ancrage utilisés.

Dû à l'interaction de phénomènes complexes entre les diverses composantes d'un dispositif d'ancrage, il n'existe aucune approche théorique ou empirique permettant de prédire le comportement des têtes d'ancrage multi-torons. L'objectif principal de cette étude est d'approfondir les connaissances sur le comportement des têtes d'ancrage sous les charges de service. Elle porte sur la comparaison du comportement de deux types d'ancrage multi-torons. Plus spécifiquement, l'étude consiste à évaluer les états de contraintes, les déformations et le pourcentage de plastification développée à l'intérieur des têtes d'ancrage.

DESCRIPTION DES DISPOSITIFS D'ANCRAGE

Un dispositif d'ancrage comporte les composantes suivantes : une tête (ou bloc) percée de trous, des mors formés de 3 clavettes assemblées par un jonc, un dispositif d'appui sur le béton (soit une plaque d'appui et une trompette ou une "tromplaque" assurant le rôle de la plaque et de la trompette) et d'autres pièces pour constituer les ancrages fixes, les coupleurs et les rabouages. La tête d'ancrage a une forme ronde, percée de trous coniques (alvéoles) et elle sert à ancrer les torons au moyen de cônes mâles, appelés "clavettes". La fixité des torons est donc assurée par le développement du frottement entre les clavettes et les alvéoles. La tête d'ancrage prend appui sur la plaque d'ancrage noyée dans le béton, qui introduit une forte contrainte de compression sur la surface de béton. Dans le cadre de cette étude, deux procédés de dispositif d'ancrage, A et B avec les mêmes propriétés mécaniques, ont été étudiés (figure 1). On peut trouver ces propriétés mécaniques dans le tableau 1.

TABLEAU 1 – Propriétés mécaniques des matériaux utilisés

pièces	F _y (Mpa)	F _u (Mpa)	allongement (%)
Tête d'ancrage	400	750	15
Clavette *	400	n.d.	n.d.
Plaque d'appui	260	400	22
E=2,0E05 MPa ν=0,30			

* On considère cette pièce élastique vue sa grande dureté surfacique.

F_y : Limite élastique du matériau.

F_u : Limite ultime de rupture du matériau.

La tension maximale à l'origine des câbles extérieurs est déterminée dans la norme canadienne CAN/CSA-S6-M88 et aussi dans l'annexe 7 du B.P.E.L. (1983). Selon ces normes, la force maximale à l'origine ne doit pas excéder 80% de la force de rupture garantie pour les aciers de précontrainte à relaxation normale. Le tableau 2, tiré en partie des notices techniques des procédés, donne toutes les indications relativement aux tensions et aux contraintes pour un câble de précontrainte.

TABLEAU 2 - Efforts caractéristiques dans les armatures de précontrainte

Section nominale - mm ² :	2850
Force maximale F ₀ sous l'ancrage à la mise en tension † - kN :	4028
Contrainte à l'origine correspondante – MPa :	1416
Force nominale de rupture FN - kN :	5035
Contrainte correspondante - MPa :	1770

† Elle correspond à 0,8 de la force de rupture FN.

ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS

L'analyse par éléments finis s'est faite selon les trois étapes suivantes : la génération des maillages (pré-traitement), l'analyse à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis, et finalement l'exploitation des résultats (post-traitement).

Les première et troisième étape ont été grandement facilitées par l'emploi du logiciel graphique MSC/PATRAN, de la société MacNeal-Schwendler. L'analyse par éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel CLEF développé à l'Université Laval.

MAILLAGES UTILISÉS

Les maillages tridimensionnels des têtes d'ancrage, la plaques et des clavettes d'ancrage, ont été réalisés à l'aide d'éléments pentaédriques (P6) et hexaédriques (H8), tel que montrés aux figures 2 et 3.

Étant donné les symétries de géométrie, ces maillages ne représentent qu'une portion correspondant à 30°. Le chargement est appliqué uniformément sur la surface supérieure des mors d'ancrage par l'intermédiaire d'éléments pression. Le transfert de ce chargement à la tête d'ancrage se fait par l'intermédiaire d'éléments de contact présents à l'interface tête-mors. Des éléments de contact sont également présents à l'interface tête-plaque d'ancrage. Un coefficient de frottement égal à 0,1 a été utilisé pour le deux types d'interface.

Dans le cadre d'une étude de convergence, six maillages ont été réalisés pour discrétiser la tête du procédé A, tandis que seulement deux maillages de la tête d'ancrage multi-torons du procédé B ont été construits. Se basant sur le maillage du procédé A montré à la figure 2, trois autres maillages, identifiés A19T15S_3, A19T15S_4 et A19T15S_5, ont été construits en raffinant le nombre d'éléments sur la surface de la tête d'ancrage, tout en conservant sept divisions sur la hauteur de la tête d'ancrage. L'influence du nombre de divisions sur la hauteur de la tête d'ancrage a été évalué à l'aide des maillages A19T15S_3A et A19T15S_3B qui ont respectivement neuf et treize divisions sur la hauteur de la tête d'ancrage. Dans le cas du procédé B, seul un raffinement d'éléments sur la surface de la tête d'ancrage a été examiné à l'aide des maillages B19K15S_2 et B19K15S_3.

On peut noter, sur les figures 2 et 3, l'identification de certains points particuliers de la tête d'ancrage. Les points A,B,C et D représentent les nœuds centraux de la face supérieure des clavettes, alors que le point E indique le nœud situé au centre de la face inférieure de la tête d'ancrage. Ces points seront utilisés lors de l'analyse des résultats.

ANALYSE DES RÉSULTATS

Étude de convergence

A l'aide des maillages réalisés, des analyses élastiques et élasto-plastiques ont été produits. La figure 5 présente les résultats de l'étude de convergence en regard des analyses élasto-plastiques. Suite à l'examen de cette figure on en conclut qu'un raffinement du maillage au-delà de celui proposé par le maillage A19T15S_4 n'apporte aucune information significative supplémentaire sur le comportement de cette tête d'ancrage. Par ailleurs, la figure 5 montre qu'un raffinement supplémentaire du maillage du procédé B aurait été souhaitable pour

représenter correctement le comportement de ce type de mécanisme d'ancrage. Dans le cadre de cette étude cela s'est avéré impossible étant donné la complexité de la géométrie en cause et le type d'éléments de contact utilisé (contact nœud à nœud).

Comparaison du comportement des têtes d'ancrage des procédés A et B

Les figures 6a) à 6d) présentent une vue d'ensemble des résultats numériques obtenus. Dans le cas du procédé A ces résultats peuvent être comparés à des résultats expérimentaux présentés au tableau 3.

Tableau 3 – Les résultats expérimentaux (procédé A)

	Position (mm)	ϵ_z	ϵ_θ
1	25	$1,70 \cdot 10^{-3}$	$0,80 \cdot 10^{-3}$
2	45	$0,60 \cdot 10^{-3}$	$0,60 \cdot 10^{-3}$
3	60	$0,10 \cdot 10^{-3}$	$0,50 \cdot 10^{-3}$
La flèche de la tête d'ancrage sous $0,8F_{u1770}$: 0,70mm			

On y retrouve la flèche de la tête d'ancrage (point E) sous un chargement correspondant à 80% de la force de rupture garantie des torons de même que les déformations moyennes axiales ϵ_z et circonférentielles ϵ_θ à diverses hauteurs de la tête d'ancrage ; la position 0 mm correspond à la face inférieure de la tête d'ancrage.

La figure 6a) montre la flèche des têtes d'ancrage (déplacement du point E) en fonction du chargement. L'examen des graphiques montre que la plasticité commence à se développer dans la tête au-delà d'une sollicitation correspond à 60% de la force de tension maximale permise (F_0), au encore au-delà de 50% de la force de rupture garantie des torons. Dans le cas du procédé A, la flèche sous la tension maximale permise est de 0,72 mm, ce qui correspond aux résultats expérimentaux.

Les figures 6b) et 6c) présentent les déformations axiales ϵ_z et circonférentielles ϵ_θ le long de trois axes verticaux en périphérie des têtes d'ancrages tel qu'illustrés à la figure 4. L'examen des graphiques démontre que les deux procédés développent des déformations en périphérie qui sont du même ordre de grandeur et qui présentent de profil de déformations similaires. Dans le cas du procédé A, les résultats numériques des déformations axiales expérimentales correspondent particulièrement bien aux résultats numériques obtenus.

La figure 6d) présente le pourcentage de volume plastifié des têtes d'ancrage en fonction du chargement. La comparaison des graphiques présentés montre que le volume plastifié du procédé A est de l'ordre de 25% alors que celui du procédé B est de l'ordre de 35%. Cette dernière estimation du volume plastifié du procédé B ne présente qu'une limite inférieure puisque les maillages utilisés ne correspondent pas à des maillages dits "convergeants". Il y a donc lieu de dire que le volume plastifié réel du procédé B est supérieur à 35%. Cet écart peut être expliqué par le fait que les alvéoles du procédé B sont inclinés vers le centre de la tête d'ancrage et par le fait même, tout le chargement se trouve concentré sur une plus faible partie de la tête d'ancrage entraînant une plastification plus prononcée et plus étendue.

À cet égard, la figure 7 montre la distribution des déformations plastiques équivalentes dans les têtes des deux procédés sous une sollicitation correspondant à 80% la force de rupture garantie de torons. Sur ces graphiques, on remarque que la région la plus affectée par la plastification correspond aux parois des alvéoles situées en périphérie des têtes d'ancrage.

CONCLUSION

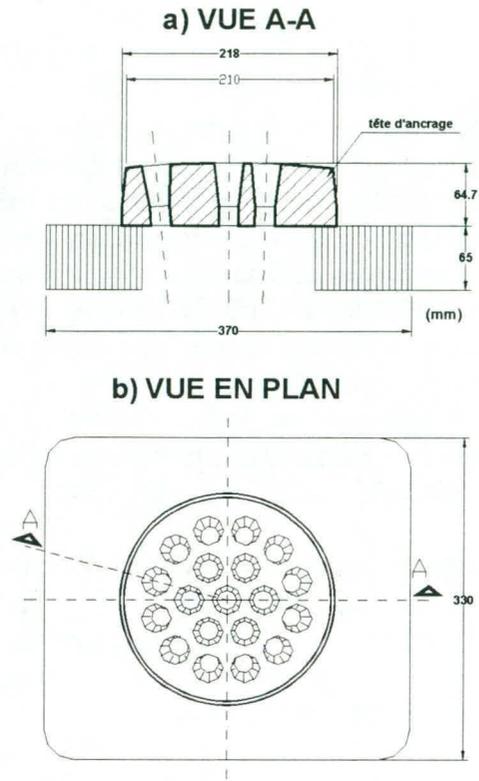
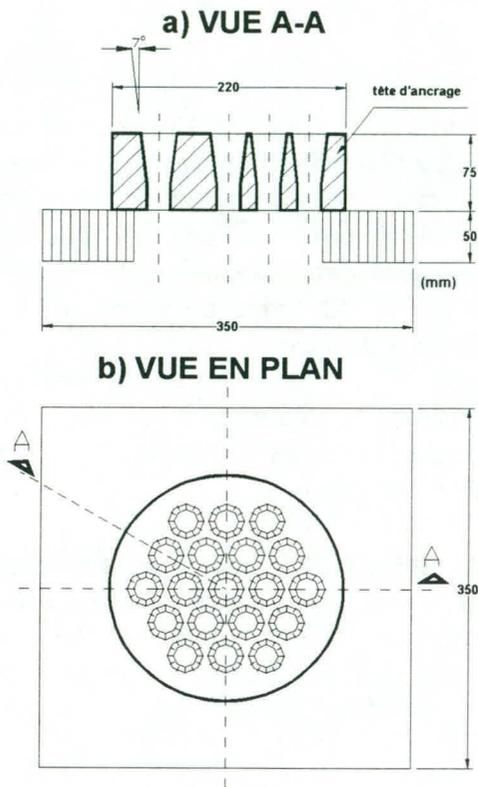
La présente étude, réalisée dans le cadre d'un programme de recherche à l'Université Laval, a permis de faire la lumière sur le comportement de deux dispositifs d'ancrage couramment utilisés en pratique. Dans les analyses, les mêmes propriétés pour les deux dispositifs ont été utilisées. Malgré le peu d'information dont on disposait pour réaliser ces analyses, les résultats numériques étaient très comparables aux mesures expérimentales. Le matériau se plastifie à 50% de la force nominale de rupture (5,035 kN), en comparaison avec la réglementation française où une mise en tension de 80% est permise.

Les essais d'agrément ne permettent pas de mettre en lumière l'étendue de la plasticité dans ces dispositifs de même que leur réserve de sécurité réelle. Dans les simulations on a observé un volume plastifié de plus de 35% du volume de la tête d'ancrage.

Dans le cadre de cette étude, les analyses ont été faites en supposant que tous les tendons sont mis en tension au même moment. Lorsque ce n'est pas le cas, il faut analyser la tête d'ancrage entière en appliquant les sollicitations selon l'ordre de mise en tension des tendons. L'influence de l'ordre de la mise en tension des tensions sur l'étendue de la plasticité constitue la suite de cette étude.

RÉFÉRENCES

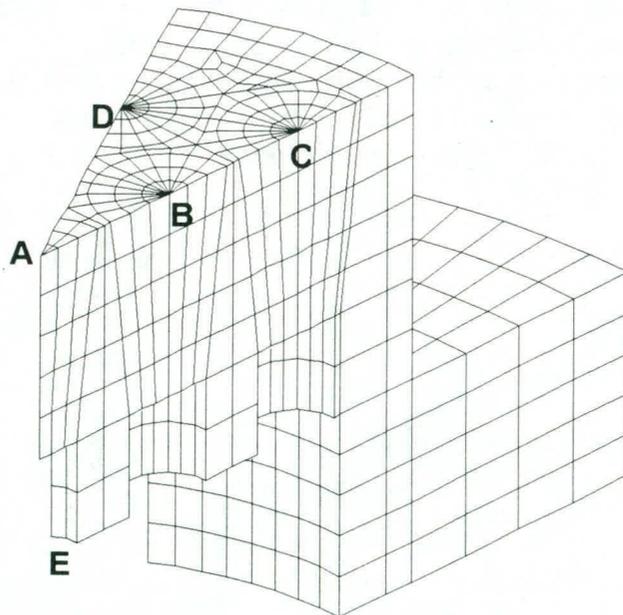
- Bastien, J., Marceau, D. et Fafard, M (1996) "Experimental and numerical study of multi-strands wedge heads" FIP symposium, pp. 695-704.
- Bastien, J., Fafard, M. et Picard, A. (1995) "Comportement des têtes d'ancrage mono et multi-torons : étude expérimentale et étude par éléments finis". Rapport GCS-95-02, Département de génie civil, Université Laval, Sainte-Foy, Québec pp. 296.
- Marceau, D. et Fafard, M. (1993) "Modélisation du contact bidimensionnel et axisymétrique en grands déplacements relatifs, et son application à l'étude du comportement des têtes d'ancrage mono-toron". Rapport GCT-93-09, Département de génie civil, Université Laval, Sainte-Foy, Québec pp. 212.



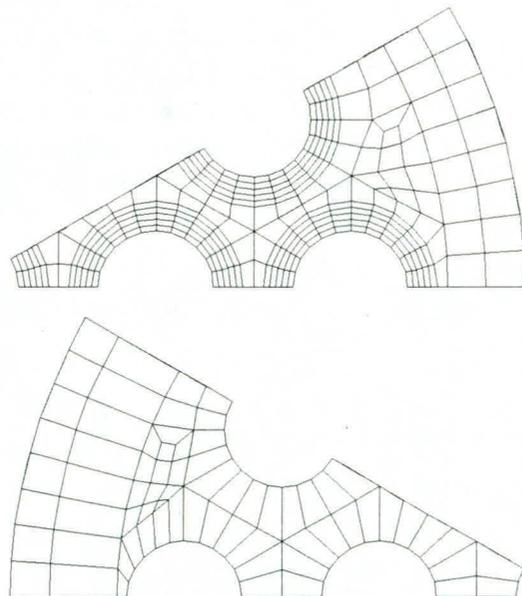
Procédé A

Procédé B

Figure 1 – Dispositifs d'ancrage A et B



vue tridimensionnelle



vue du dessus et du dessous

Figure 2 – Maillage A19T15S_2

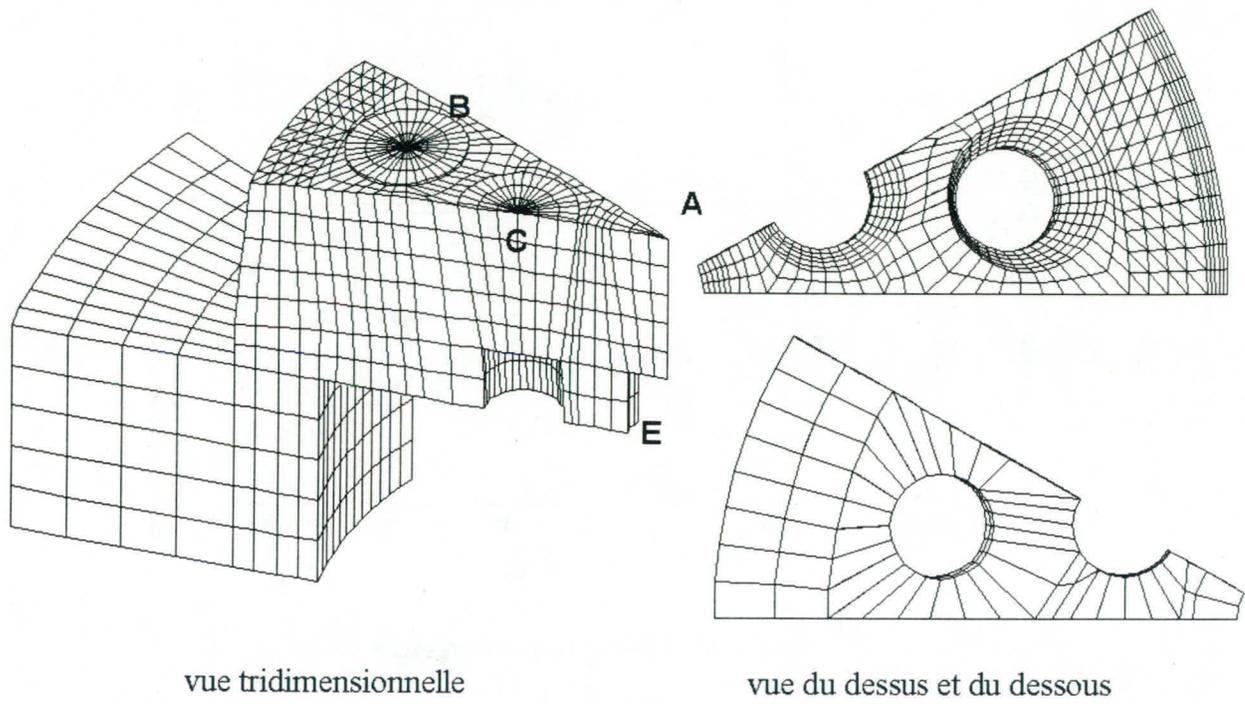


Figure 3 – Maillage B19K15S

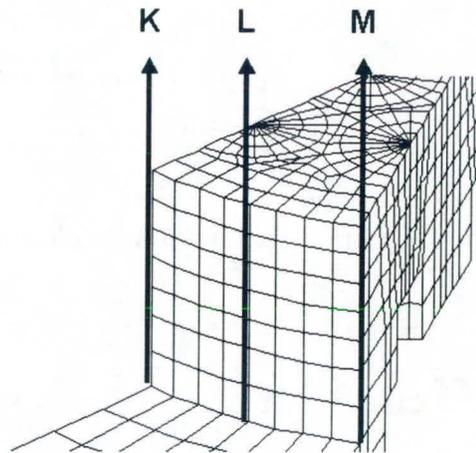


Figure 4 – Lignes de calcul des déformations axiales ϵ_z et circonférentielles ϵ_θ

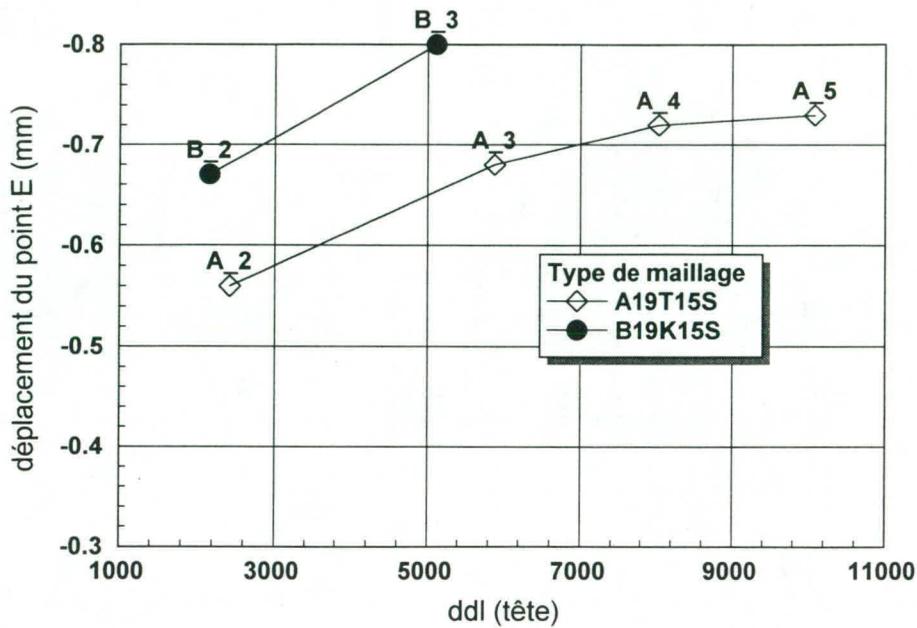
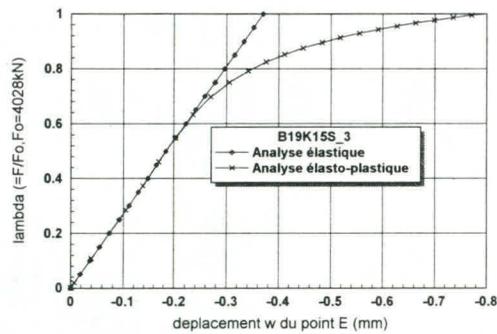
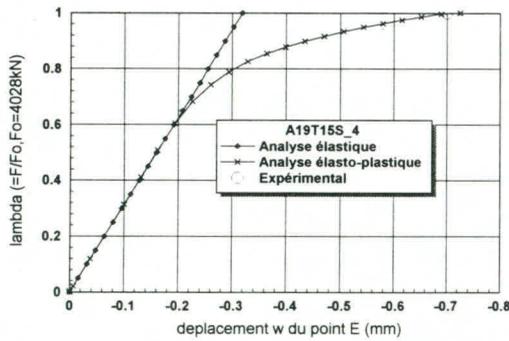
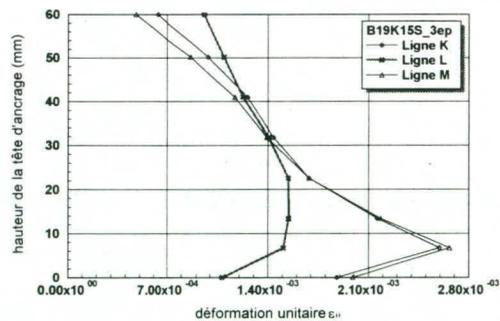
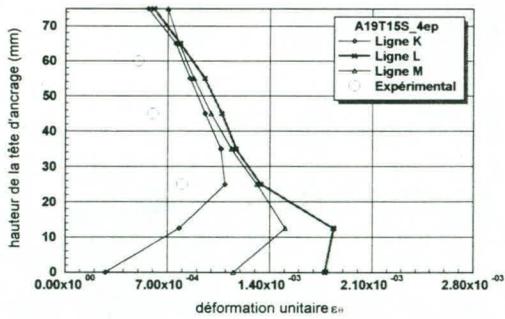


Figure 5 – Étude de convergence



a) Déplacement w du point E en fonction du chargement

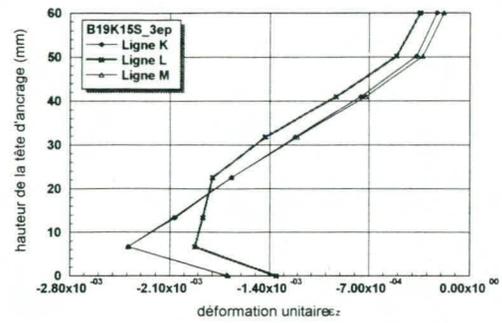
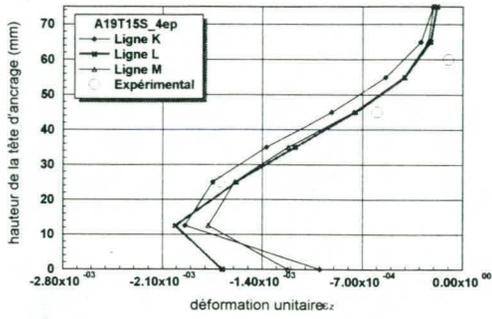


b) Déformations unitaires ϵ_0 en fonction de la hauteur de la tête d'ancrage

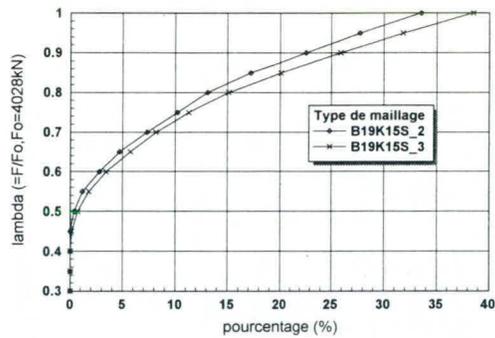
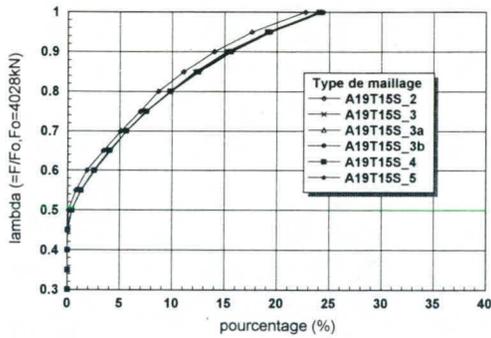
A19T15S_4

B19K15S_3

Figure 6 – Résultats



c) Déformations unitaires ϵ_z en fonction de la hauteur de la tête d'ancrage



d) Pourcentage de volume plastifié dans la tête d'ancrage

A19T15S_4

B19K15S_3

Figure 6 (suite) – Résultats

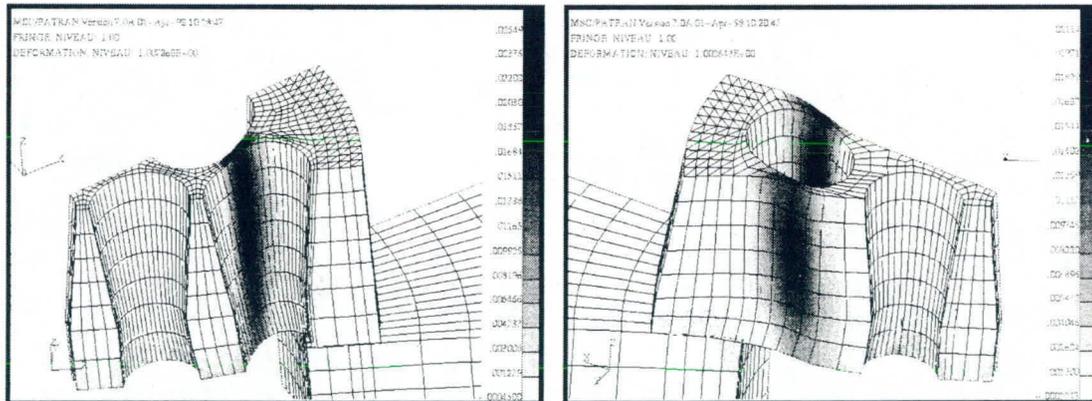


Figure 7 – Déformation plastique équivalente

ALKALI-AGGREGATE REACTION (AAR) IN CONCRETE: MANAGEMENT OF CONCRETE STRUCTURES AFFECTED BY AAR

Benoit Fournier

Chercheur Scientifique

Programme de Technologie avancée du béton

CANMET

405 rue Rochester, Ottawa, ON , K1A 0G1

Marc-André Bérubé

Professeur agrégé

Département de Géologie et de Génie Géologique

Université Laval, QC, G1K 7P4

RÉSUMÉ: Alkali-aggregate reactions (AAR) are deleterious chemical reactions that develop between the alkali hydroxides from the concrete pore fluid and some mineral phases present within the aggregate particles. This reaction causes internal swelling pressures with resultant premature deterioration of the concrete. A significant number of concrete structures show signs of premature deterioration due to ASR in Eastern Canada. This paper presents an approach for the management of concrete structures affected by ASR.

INTRODUCTION

The properties of aggregates greatly affect the strength, durability and the structural performance of concrete. In concrete, aggregates are subjected to a highly basic and alkaline environment where some mineral phases, generally stable in normal environmental conditions, can produce significant deteriorations as a result of deleterious chemical reactions commonly called **alkali-aggregate reactions (AAR)**. Alkali-silica reaction (ASR) is the most commonly recognized form of alkali-aggregate reactivity in Canada; it has been identified in concretes made with rocks showing a variety of compositions and textures. The above refer to chemical reactions between dissolved substances (i.e. alkali hydroxides: Na⁺, K⁺ - OH⁻) in the concrete pore fluid and certain siliceous phases present in the aggregate materials. The reaction results in the formation of a secondary **calcium-rich alkali-silica gel** which has a strong affinity with water. As the gel absorbs water, internal swelling pressure develops causing volume change and fracturing of the reacting aggregate particles, cracking of the surrounding cement paste and the resultant deterioration of the concrete. The extent of ASR induced concrete deterioration and the rate at which it occurs will generally depend on the following factors: 1), the inherent reactivity of the aggregate material, 2), the pH of the concrete pore fluid which is related to the total alkali content of the concrete mixture, and 3) the availability of moisture.

When the decision is made to build a new structure, it is first essential to determine the potential alkali-reactivity of the aggregates to be used. If for one or another reason (economic or practical restrictions, location of the construction site, regional geology, etc.) a potentially reactive aggregate has to be used, **preventive measures** such as the use of a low-alkali cement, use of mineral admixtures as partial replacement of the cement, selective quarrying, or beneficiation will have to be taken. These measures will generally have to be carried out in the laboratory prior to their use in the structure to evaluate their efficiency in counteracting the development of alkali-silica reaction with that particular aggregate.

What about the existing structures showing signs of premature deterioration ? What was the exact contribution of ASR in the process of deterioration ? How badly is the ASR problem affecting the mechanical performance and long-term stability or serviceability of the affected structure ? What are the different repair techniques available for that particular problem and how effective are they ? These very pertinent topics represent the subject of this paper.

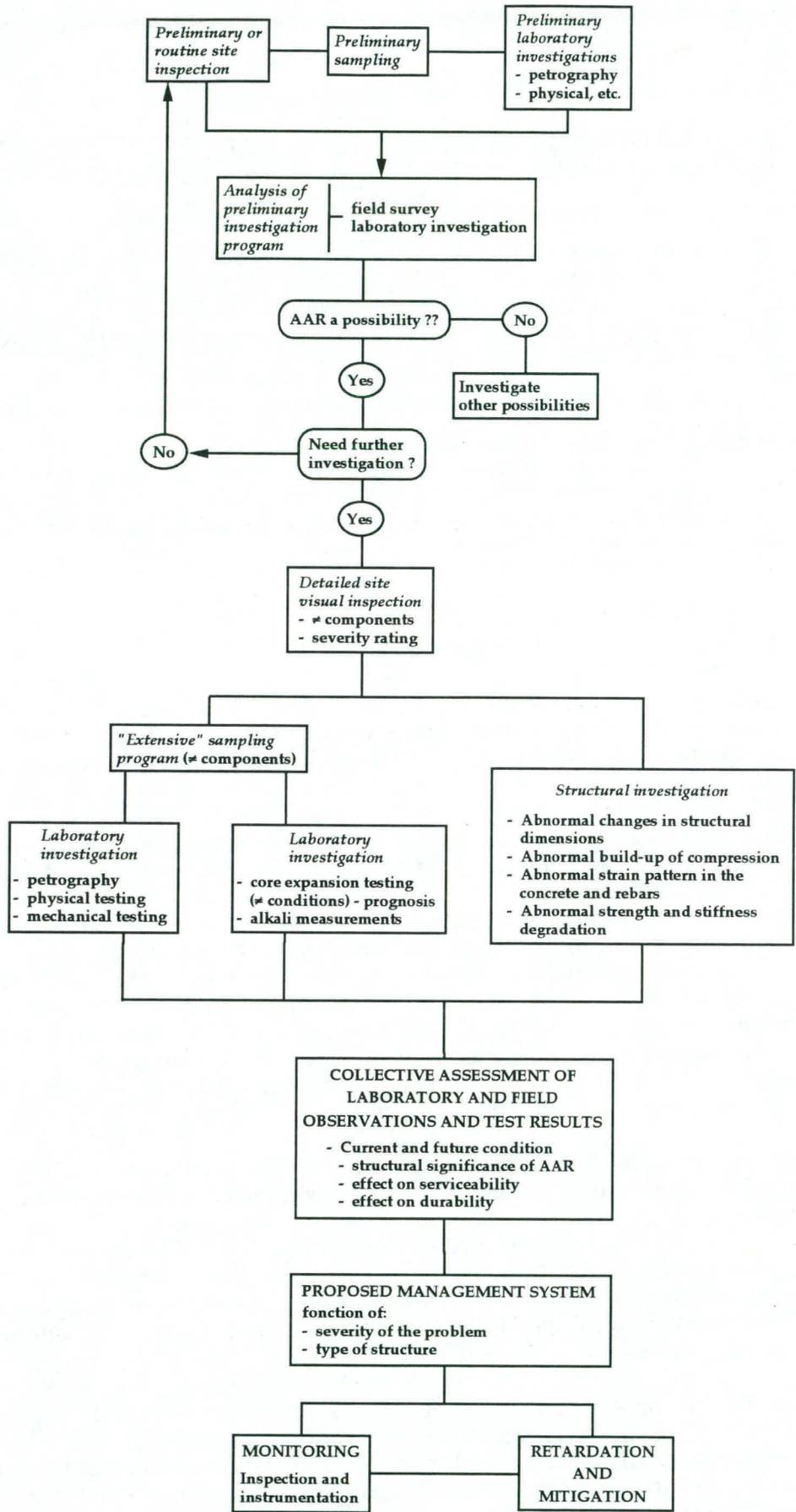


figure 1: Flow chart for the brochure

GLOBAL MANAGEMENT PROGRAM

Figure 1 presents a global approach for the management of ASR in concrete structures. Unexpected or premature concrete deterioration is often detected during **routine site inspections** which are generally performed on a regular basis to monitor the overall condition of concrete structures. The preliminary or routine visual survey will often be accompanied by sampling of one or several components of the structure (deteriorated and non-deteriorated) to collect cores on which a series of tests will be performed in the laboratory to assess the likely cause of concrete deterioration (**diagnosis**). At that stage, every mechanism that may have contributed to the deterioration observed should be considered as a possibility. In many cases, the severity or the extent of the damage affecting concrete structures will not require any short term major intervention. Nevertheless, it will be appropriate to carry out **periodic inspections** to assess the evolution of the deteriorations. In some cases and generally for critical structures such as large dams and fair to large size highway bridges, detailed investigations including a more detailed sampling program might be necessary to **quantify** the current condition (**severity rating**) of the concrete, to assess **structural integrity**, and to evaluate the potential for future deterioration (**prognosis**). The results of the above processes of investigation will then be analyzed and **management actions** as to the set-up of **monitoring programs**, selection of repairs and/or **rehabilitation** requirements will be taken.

SITE INVESTIGATION AND FIELD SYMPTOMS OF AAR

Generally, an investigation program to assess the current condition of a concrete component or structure, the cause and type of deterioration affecting the structure, as well as the collection of information needed for further work will include the various steps listed below:

- Examination of the existing records;
- Visual inspection of the site to 1), assess the nature (type, location, etc.) and the extent (severity) of deterioration, 2), assess the exposure conditions to which the structures (or their components) are subjected, 3), establish the tests to be performed (in-situ vs laboratory testing) and 4), to select sampling sites;
- Sampling and/or in-situ testing and monitoring;
- Laboratory testing of the samples collected;
- Compilation and analysis of the observations and tests results; a decision is made to go further on the investigation program (in-situ and laboratory testing) and/or to repair the affected component.

Alkali-aggregate reaction can generally be assumed not to be the major cause of the distress observed unless and until detailed site investigations, including determination of the distribution and severity of the various defects affecting the concrete structure, and/or laboratory testing of samples collected from the affected concrete structures confirmed the results obtained during the preliminary visual survey.

Concrete surface features indicatives of AAR

Visual symptoms of alkali-aggregate reactivity (AAR), especially alkali-silica reaction (ASR), have been recognized in concrete structures all over the world; however, it is not always possible to determine if this is the only factor responsible for the observed distresses. Some of the visual signs of deterioration generally associated to AAR may have been caused by processes such as sulphate attack, plastic or drying shrinkage (Oberholster 1984, Stark and Depuy 1987, Hobbs 1988). The most commonly reported field symptoms of AAR are: (1), expansion causing deformations, relative movements and displacements, (2), cracking, (3), surface discoloration, (4),

gel exudations, and occasionally (5), pop outs; however, the presence of one or many of the above features is not necessarily an indication that AAR is the **main** factor responsible for the damages or distress observed.

Deformations, movements and displacements - The extent of the reaction and expansion processes due to the AAR often varies throughout the volume of the concrete or within the various concrete elements or parts of the affected structure. The overall, uneven or differential concrete swelling due to AAR may cause distresses such as relative movements, misalignment, distortion, excessive deflection, or separation of adjacent concrete members or structural units, closure of joints causing extrusion of jointing and sealing materials and ultimately spalling of concrete at expansion or construction joints (Fig. 2A). Concrete deformation and movements may also be caused by other mechanisms such as loading, thermal or moisture movements, differential shrinkage, gravity and foundation effects, hydraulic pressure, creep, impact, and vibrations (British Cement Association (BCA) 1988).

Cracking - This is likely to develop in concrete elements wherever the tensile strain from the combined effects of internal expansive or shrinkage mechanisms, structural loads and reinforcement restraint exceeds the tensile strength of the concrete (Institution of Structural Engineers 1992). Improper mixture proportioning, workmanship or curing may also cause concrete to crack. The pattern of cracking due to AAR is influenced by the form or geometry of the concrete element, the environmental conditions, the presence and the arrangement of reinforcement, and the load or stress fields applied to the concrete. The most commonly reported field symptom of AAR typically developing in concrete components free of stress or restraint is known as "map- or pattern-cracking" (Fig. 2B). Other mechanisms such as drying shrinkage, freezing/thawing cycles, sulfate attack, can also result in a pattern of cracks showing a random orientation. AAR expansion under restraint increases compressive stress in the concrete and tensile stress in reinforcement.

In reinforced concrete member or under stress and loading conditions, the cracking pattern will generally reflect the arrangement of the underlying steel (Fig. 2C), or the direction of the major stress fields (Fig. 2D). Concrete components affected by AAR may show more than one pattern of cracking at the same time; common associations are predominant longitudinal cracks interconnected by a finer cracking pattern randomly oriented. Also, concrete surfaces exposed to sun and frost action usually show more extensive cracking. Surface macrocracking due to AAR rarely penetrates more than 25 to 50 mm of the exposed surface (reaching in rare cases depths of more than 100 mm) where they convert into microcracks. The width of surface macrocracks generally varies from 0.1 mm to 10 mm in extreme cases.

Surface Discoloration - Cracks caused by ASR are often bordered by a broad brownish zone, thus giving the appearance of permanent dampness (Fig. 2B). Concrete affected by alkali-carbonate reaction often develop a yellow surface coloration in contrast to light grey color of unaffected concrete. Sections of concrete members that are badly damaged may develop a patchy surface discoloration; however, this is not necessarily an indication of AAR.

Gel Exudation - Surface gel exudation is a common and characteristic features of ASR affected concrete (Fig. 2E). It is usually associated with leaching of carbonated lime (efflorescence), which is a common feature associated with the circulation of water in cracked concrete components.

Pop Outs - The expansion of individual unsound or frost susceptible aggregate particles due to frost action on frost susceptible aggregates such as laminated, schistose and argillaceous, clayey or porous particles or certain varieties of chert, ironstones, is likely to be the main factor for the development of pop outs in Canada (Fig. 2F). Alkali-reactive aggregates undergoing expansion near the concrete surface may also induce pop outs, or at least open channels for the water to freeze and then promote detachment of a conical portion of the surface leaving the reactive aggregate in the bottom.

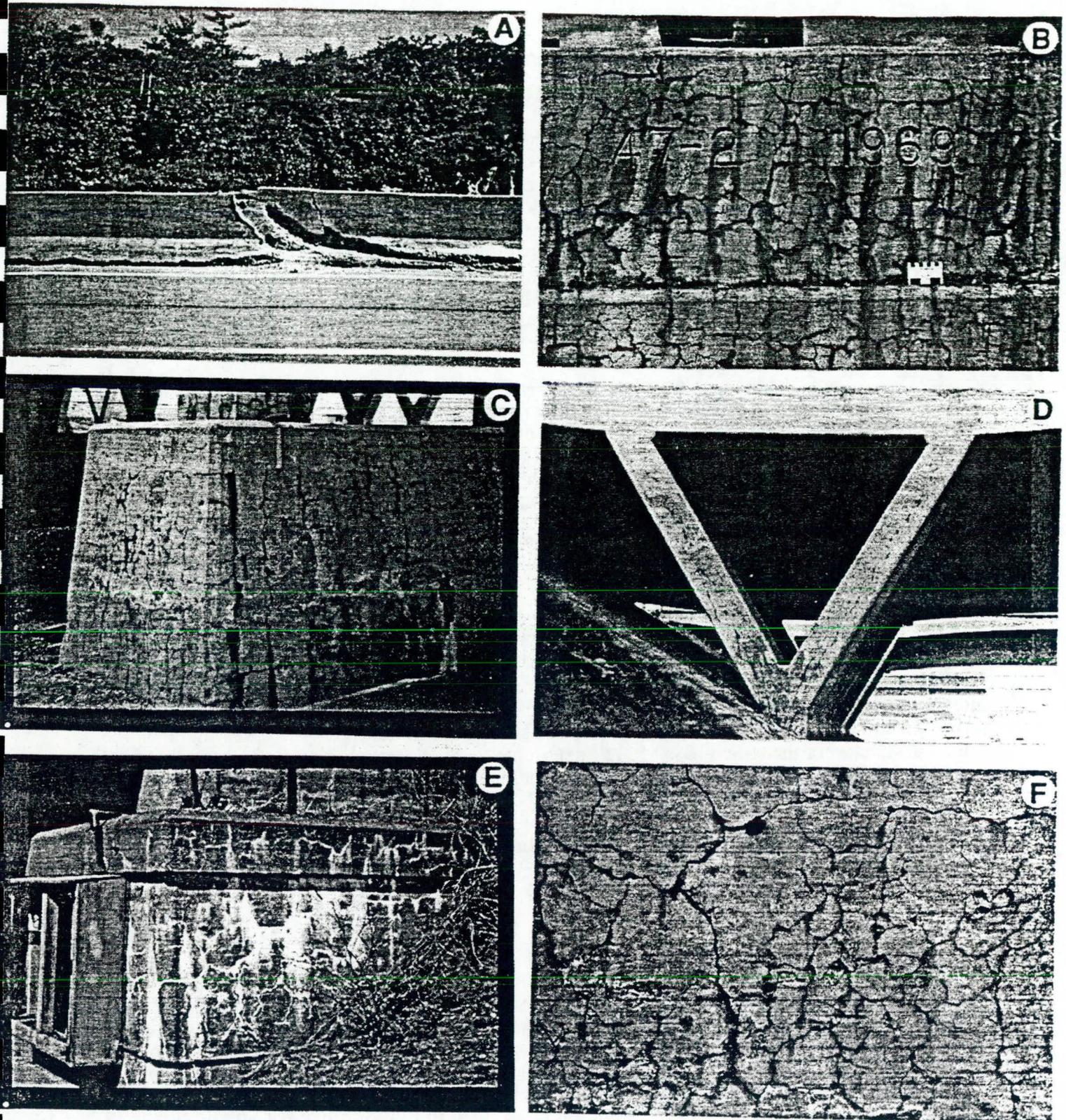


Fig. 2: A). Severe cracking and spalling of concrete due to AAR in a 20-year old median highway barrier: freezing and thawing action has greatly influenced the extent of deterioration. B). Pattern- or map-cracking due to AAR affecting the parapet wall of a 25-year old highway bridge. Cracks show typical staining giving the appearance of permanent dampness. C). Regular cracking pattern influenced by the presence of reinforcement in the massive concrete foundation of columns of a 25-year old highway bridge affected by AAR. D). Longitudinal cracking following the stress fields in a reinforced concrete column of a 25-year old highway bridge affected by AAR. E). Exudations of alkali-silica gel at the surface of a concrete foundation adjacent to a 25-year old highway bridge. F). Map-cracking due to AAR affecting the massive concrete foundation illustrated in Fig. C. Frost susceptible argillaceous limestone particles have caused pop-outs at the surface of the concrete element.

SAMPLING OF CONCRETE STRUCTURES AFFECTED BY AAR

In order to confirm the cause of the deteriorations observed during the visual survey of the structure, concrete core specimens have to be collected from selected portions or components of the structure. The extent of the sampling program, in terms of number of components investigated and samples to be collected, will depend on various factors such as the objectives of the investigation program, the complexity of the structure, the access to the different components, the extent of deterioration observed and the number of laboratory tests to be performed. A series of cores could be collected for preliminary petrographic examination in the laboratory from components showing signs that are judged to be typical of AAR or of the type of deterioration affecting the structure investigated. According to the results obtained, it may be decided to proceed with a more extensive sampling program to establish the real extent of the problem.

The location and the number of specimens to be taken will generally be limited by physical (access to the various components) and/or economical factors. In order to evaluate the respective influence of the exposure conditions on the behaviour of the constituting concrete materials, it might be useful to collect core specimens from different areas or components of the structure that are more or less severely deteriorated or exposed to environmental elements. A detailed record of all sampling operations should be made on site. A sampling form or "Site Core Record" has to be filled and accompanied by pictures showing the characteristics of the components sampled. The samples collected should be marked carefully, photographed, and wrapped properly to prevent drying.

LABORATORY INVESTIGATIONS

The laboratory investigations are carried out: 1), to recognize signs that may permit to determine which factor (s) is (are) at the source of the observed deteriorations, 2), to determine the current condition of the concrete that may give valuable information for the assessment of the structural stability of the structure, and 3) to determine to what extent the deleterious mechanisms recognized will continue to affect the future degradation of the structure.

Table 1 gives a list of the various methods and technics currently used in the laboratory for the assessment of ASR in the United Kingdom (Institution of Structural Engineers 1992). The necessity to apply one or many of these procedures will depend on the objectives of the project, but useful information might be obtained from each one of them.

Petrographic examination

In order to determine if the field symptoms of deterioration noted from the field investigation are effectively due to AAR, it is necessary to collect representative samples (cores) from the "suspect" concrete components and from other parts of the structure that are not deteriorated. Immediately after coring, it is recommended to wrap the core specimens in a plastic film and seal them in a plastic bag to prevent drying out (BCA 1988, Hobbs 1988). The samples are then brought to the laboratory for a detailed petrographic examination. If the surface of the cores is dry, it is recommended to re-wet and replace them in a plastic bag for an additional 24 hours before examination (BCA 1988, Hobbs 1988).

Various types of specimens may be prepared for petrographic examination from the drilled cores. These mainly consist in **polished sections** or slices, **broken surfaces**, and **thin sections**. The examination of each of these will generally give useful complementary information (BCA 1988). A list of the various informations that might be obtained from these observations can be summarized as follow (Ray 1983, BCA 1988, Jensen et al. 1989, Hobbs 1988):

Table 1 Laboratory tests on cores for diagnostic and structural investigation of ASR
(From: Institution of Structural Engineers 1992)

Test	Purpose	Use and importance of test results		
		Diagnosis of ASR	Prognosis	Structural assessment
Preliminary laboratory examination	Record of samples taken on site. Look for signs of possible ASR, and highlight areas for more detailed laboratory investigations.	***	***	⊕⊕
Examination of sawn, finely ground and impregnated sections	Look for evidence of ASR and assess internal crack patterns. Areas for more detailed examination, e.g. by use of thin sections can be highlighted.	***	*	-
Measurements such as length, widths and frequency of cracks	Assists in quantification of the damage and its severity.	*	*	⊕
Volumetric proportions	Quantify selected constituents of the concrete. Useful for quantifying amounts of reacted and/or potentially reactive aggregates.	*	**	-
Examinations of thin sections	Identify reacted and potentially reactive aggregate. Confirm the presence of any alkali-silica gel and reaction sites, to observe the extent and configuration of related cracking.	***	*	⊕
Determination of alkali content in concrete	Assess alkali levels within the concrete in order to consider the sources of alkalis and the possibility of local concentration.	**	*	-
Determination of cement content	Assist in estimating the original alkali content of the concrete.	*	*	-
Determination of chloride content	Used in conjunction with the determination of alkali content to infer the possible contribution of sodium chloride to the alkali content of the concrete.	-	*	⊕
Examination of exudations and crystalline material	Identify exudations and crystalline material e.g. to identify the presence of alkali-silica gel.	***	*	-
Diagnostic expansion testing (38°C)	Assist in diagnosis and in assessing the potential for further expansion.	**	***	⊕
Alkali-immersion test	Assists in the identification of reactive aggregates.	*	-	-
Expansion testing	Determine potential for expansion in site conditions of temperature range, moisture and restraint.	-	-	- ⊕⊕
UPV	A simple measure of micro-cracking damage.	-	-	⊕⊕
Uniaxial compressive	To quantify compressive strength.	-	-	⊕
Tensile strength	To quantify tensile strength.	-	-	⊕
Stiffness	A sensitive measure of physical effect of micro-cracking, which can be related to expansion to date.	-	-	⊕

Tests discussed in *The diagnosis of ASR*, 7.1 BCA, 2nd ed.

- *** Important test.
- ** Do when possible.
- * Results could be useful if tests can be done.

Tests discussed in this report

- ⊕⊕ This test is useful for initial assessment, and can be used more extensively for more detailed appraisal.
- ⊕ Tests useful for more extensive appraisal.

- 1) *Megascopic examination of the core (using a 10x geologist lense)*
 - Surface discoloration or staining, quality control (grain size distribution of the coarse and fine aggregates, use of dirty aggregates, etc.), pores and voids (abundance, distribution, presence of deposits, etc.), presence and condition of rebars, cracking (type, penetration, etc.), presence of damp patches at the surface of the cores, evidence of deficiency in compaction, honeycombing, segregation, over-vibration, inadequate mixing, surface deposits, etc.). Photographs are taken of the "as-received" cores.
- 2) *Microscopic examination on polished sections (using a stereo-binocular).*
 - Description of the fine and coarse aggregates (nature, composition, form, distribution, proportion, etc.)
 - Characterization of the micro-cracking pattern (aggregates, cement paste); cracks filled or not with AAR reaction products, etc.
 - Reaction and/or alteration rims
 - Reaction products (location and distribution, etc.)
 - Estimation of the relative proportion of the concrete constituents
 - Characterization of the air-void parameters
 - Extent of carbonation
 - Cement paste-aggregate bond, etc.
- 3) *Examination of thin sections under the petrographic microscope*
 - Petrographic description of the concrete constituents (coarse and fine aggregates, air voids filled with various products such as calcium hydroxide, ettringite, alkali-silica gel, calcium carbonate, gypsum, etc.).
 - Basic characteristics of the concrete might be assessed by experienced petrographers, such as: water to cement ratio, degree of cement hydration, paste porosity, cement clinker composition, presence of filler or supplementary cementing materials such as fly ashes and slags, presence of contaminants...
- 4) *Examination of broken concrete pieces (fracture or "fissure" surfaces) (using a stereo-binocular and/or scanning electron microscope)*
 - Reaction products, aggregate-cement paste bond, etc.

The commonly reported petrographic features of ASR are the following:

Microcracking - Microcracking due to AAR is generated through forces applied by the expanding aggregate particles and/or swelling of alkali-silica gel within and around the boundaries of reacting aggregate particles. The extent of AAR microcracking in a deteriorated concrete specimen will depend on many factors such as the amount of reaction/expansion undergone by the concrete (which in turn depends on the inherent reactivity of the aggregate, the moisture conditions, the alkali content of the mix, etc.) and the total restraint to which the concrete element is subjected. The petrographic examination of UV impregnated polished concrete sections may help in quantifying the cracking pattern in AAR affected concretes (Fig. 3A).

In the early stages of the reaction, microcracks are generally limited to the aggregate particles and the cement paste-aggregate interface. In more severe cases, microcracks will extend from the aggregate particles to the cement paste, sometimes covering considerable distances through the paste where they are often filled with secondary reaction products (Fig. 3B). In badly cracked concrete specimens, cracks, even filled with gel, may run through non-reactive aggregate particles. Consequently, great care should be taken to correctly identify the sites (or the aggregate particles) that have generated the expansive forces. The reactive aggregate particles might show numerous signs of that "chemical instability" such as reaction rims, partial gelification, internal microcracking more or less filled with secondary reaction products, etc. It is generally recognized that the proportion of cracked aggregate particles will increase with progressing AAR.

The presence of extensive microcracking in a concrete specimen taken from a suspect structure does not necessarily indicate that expansion had occurred within the structural member

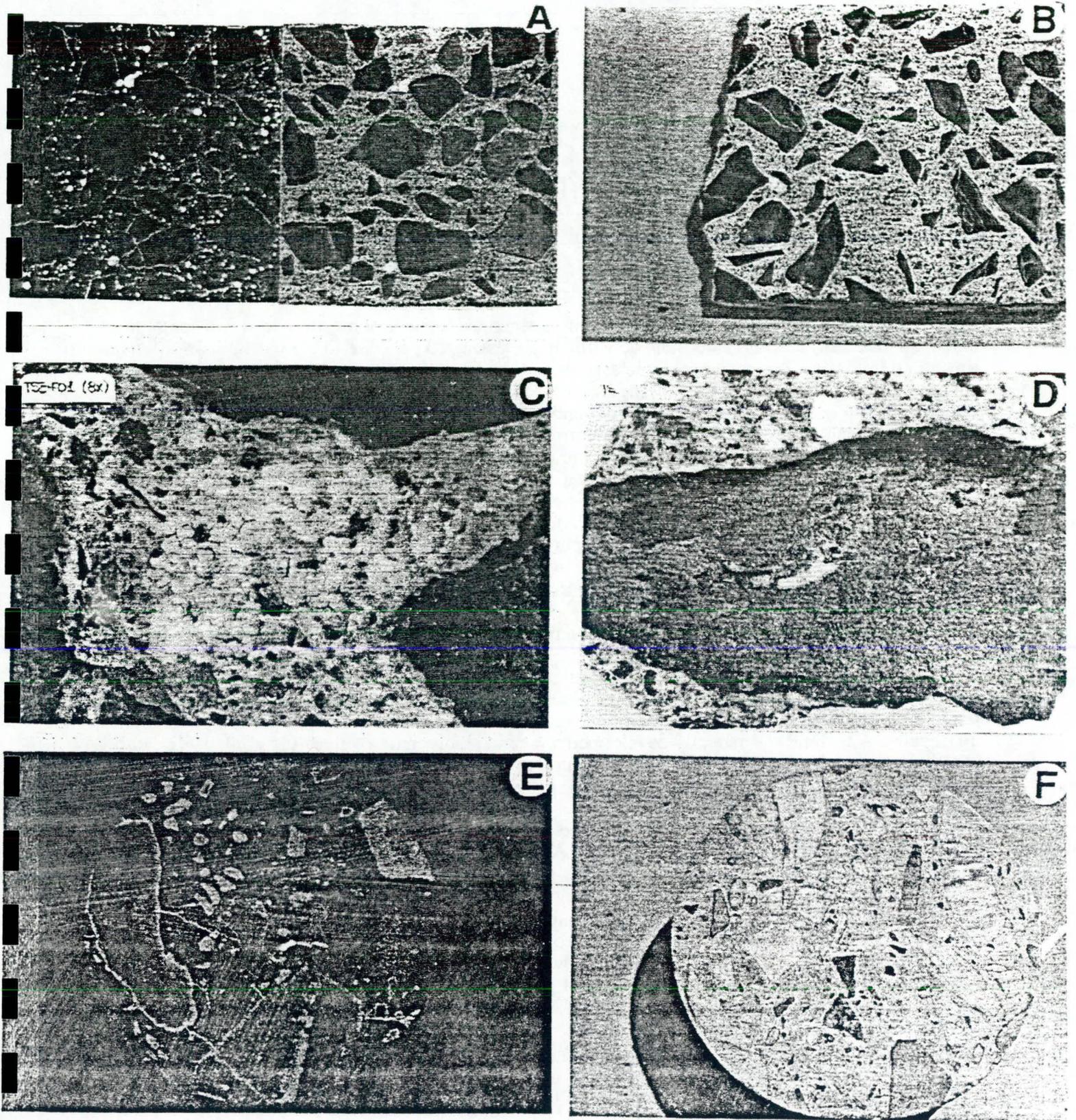


Fig. 3: A). Polished section of concrete impregnated with a fluorescent dye to help identifying the presence and distribution of cracks and voids in the concrete. B). Polished section of concrete showing extensive ASR cracking within reactive limestone particles; a number of these cracks are filled with secondary reaction products and some extend into the cement paste. C). Stereobinocular micrograph showing deposits of alkali-silica gel on the surface of a broken concrete core affected by ASR. The massive gel deposits show typical desiccation cracks due to the water loss after exposure to the atmosphere. D) Stereobinocular micrograph showing typical deposition of alkali-silica reaction products on the fractured surface through a concrete core affected by ASR. On the broken surface through the alkali-silica reactive particles: a dark rim around the reacted aggregate particle, and white deposits of alkali-silica reaction products towards the centre of the aggregate particle; also, whitish alkali-silica reaction product in a pore of the cement paste adjacent to the reactive particle. E) Micrograph showing alkali-silica gel (greenish-yellow staining colour) surrounding reacting particles of siliceous sandstone. F). Micrograph showing a concrete core with alkali-silica reactive particles (siliceous sandstone) surrounded by dark reaction rims.

because significant expansion of concrete cores has been observed after they have been extracted from a structure (Hobbs 1988).

Loss of the cement paste - aggregate bond - The interfacial region between the cement paste and the aggregate particles certainly represents, because of its nature and the arrangement of hydrates that form herein, a preferential zone of weakness where cracks will initiate and run. Loss of the cement paste - aggregate bond has been reported as a petrographic consequence, but not necessarily indicative of AAR.

Reaction product "gel" - The alkali-silica reaction generates secondary reaction products containing silica, alkalies and calcium as typical constituents. Dessicated gel (due to the partial loss of water through dehydration) showing variable aspects will be found lining or filling pores and fractured surfaces of the cement paste and the aggregate particles (Fig. 3C and 3D). These deposits will cover more or less important surfaces depending on many factors, such as the extent of the reaction-expansion processes that have occurred, the availability of water, etc. These products, which can be observed under the petrographic microscope, the stereo-binocular and the scanning electron microscope, are characteristic features of ASR. However, the abundance of gel deposits is not necessarily indicative of the magnitude of any resultant expansion and cracking (BCA 1988). Large amounts of gel in a concrete specimen do not necessarily indicate that large expansion or extensive cracking have occurred in the structure. On the other hand, cracking due to ASR has been observed in many concrete structures while very little gel was recognized in concrete specimens taken from the affected components (Grattan-Bellew 1991, personal communication; BCA 1988).

The confirmation of the presence and the nature of the reaction products is not always easy. Great care should be taken when preparing polished or thin sections from an affected concrete specimens to avoid "leaching" of the alkali-silica gels. This could be achieved using a non-aqueous lubricant to avoid dissolution of the water-soluble compounds (BCA 1988). Few staining techniques have been proposed to facilitate the identification of alkali-silica gel in concrete and aggregates. A technic was recently developed at Cornell University (Natesaiyer et al. 1991, Stark 1991). In this technique, gels stained following a treatment with uranyl acetate are detected in the affected concrete specimen using a UV light (Fig. 3E).

Reaction rims - Dark reaction rims are observed at the internal periphery of a number of alkali-silica reactive aggregates in deteriorated concrete specimens. These are particularly evident on polished sections or slabs of affected concrete cores (Fig. 3F). However, these rims must not be mixed up with pre-existing (e.g before the introduction of the aggregate particle in the concrete) "alteration" rim that are often found in the outer (but also internal) portion of weathered gravel particles.

When concrete cores are broken for petrographic examination, the numerous cracks within the aggregate particles and the cement paste, which have formed due to the ASR processes, will form zones of weakness where the core will preferentially break. The fractured surfaces thus created (which in many cases correspond to "AAR cracking surfaces") often show gel deposits covering large areas of the cement paste (Fig. 3C). In addition, on fractured surfaces (or "AAR cracking surfaces") through the alkali-silica reactive aggregate particles, a typical arrangement of reaction products is generally found (Fig. 3D): 1) a dark rim covering the internal periphery of the particle, and 2) going through the central portion of the particle, white deposits showing a powdery aspect.

Determination of the alkali content of concrete (DeMerchant et al. 1995)

The water soluble alkali content can be determined to help assessing the likely cause of concrete deterioration, and to some extent the potential for future distress of concrete. A simple technique involving the hot-water extraction of alkalies has been developed by the Ministry of Transportation of Ontario (Rogers and Hooton 1989). In this method, a 2-kg sample of concrete

under test is crushed so that it passes the 200 mesh sieve ($80 \mu\text{m}$). A 1 gram subsample is then obtained, immersed in 100 ml of distilled water, boiled for 10 minutes and allowed to stand in the solution overnight at room temperature. The suspension is then filtered and the volume of solution adjusted at 100 ml by adding distilled water. The sodium and potassium contents in the solution are then determined by flame photometry, and expressed as kg per cubic meter of concrete. For a series of tests performed on samples cored from concrete structures showing various degrees of deterioration due to AAR in New Brunswick, water soluble alkali contents ranged from 1.2 to 5.0 kg/m^3 , expressed as Na_2O equivalent (Fig. 4).

Since the alkali content can be subject to considerable variation within a single concrete element of between different concrete components of the same structure, separate determinations should be made on a number of samples taken from different components, at different depths and representing concrete showing different severity of deterioration and subjected to different exposure conditions (exposed to rain, sun, buried or underwater portions of the structures, etc.). The results of this test are used to determine if the alkali content in the concrete is conducive to the development of AAR in concrete incorporating a reactive aggregate and exposed to accessible moisture.

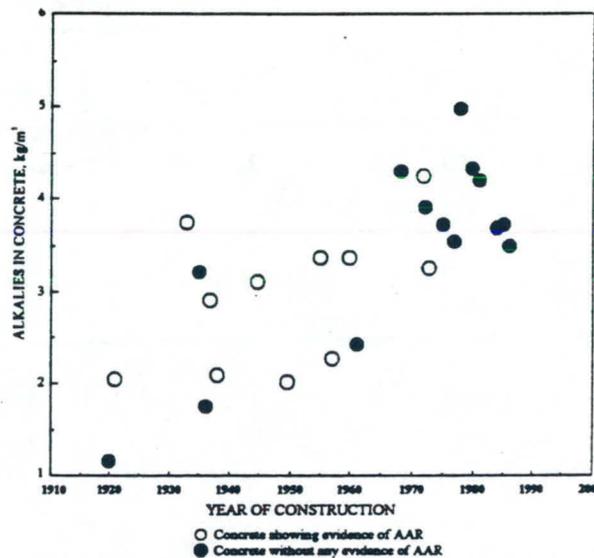


Fig. 4: Typical alkali content measured from cores taken in concrete structures across New Brunswick (from DeMerchant et al. 1995).

Expansion tests on concrete cores

Expansion tests on cores extracted from different components of the concrete structures under investigation are often used to: 1), confirm the presence of deleterious expansion due to AAR in the concrete (*diagnosis*), and 2), provide an indication of the potential for future expansion of the concrete due to AAR (*prognosis*). The most commonly used technique involves the use of concrete cores subjected to a R.H. > 95% at 38°C. After an initial "conditioning" period during which the concrete core will reach a volumetric equilibrium with respect to its new condition (i.e. unrestrained, high temperature, R.H. > 95%, etc.), expansion might be measured and possibly related to a potential for further expansion due to AAR. This potential for further expansion will mainly depend on the presence of "residual" reactive material within the aggregates and of the pH level in the pore solution. Care should be taken in the interpretation of the test results since it is often difficult to determine the exact time corresponding to the end of the initial or "pre-curing" period and the actual start of the "expansion" test (Fig. 5) (Bérubé et al. 1995). Also, water uptake

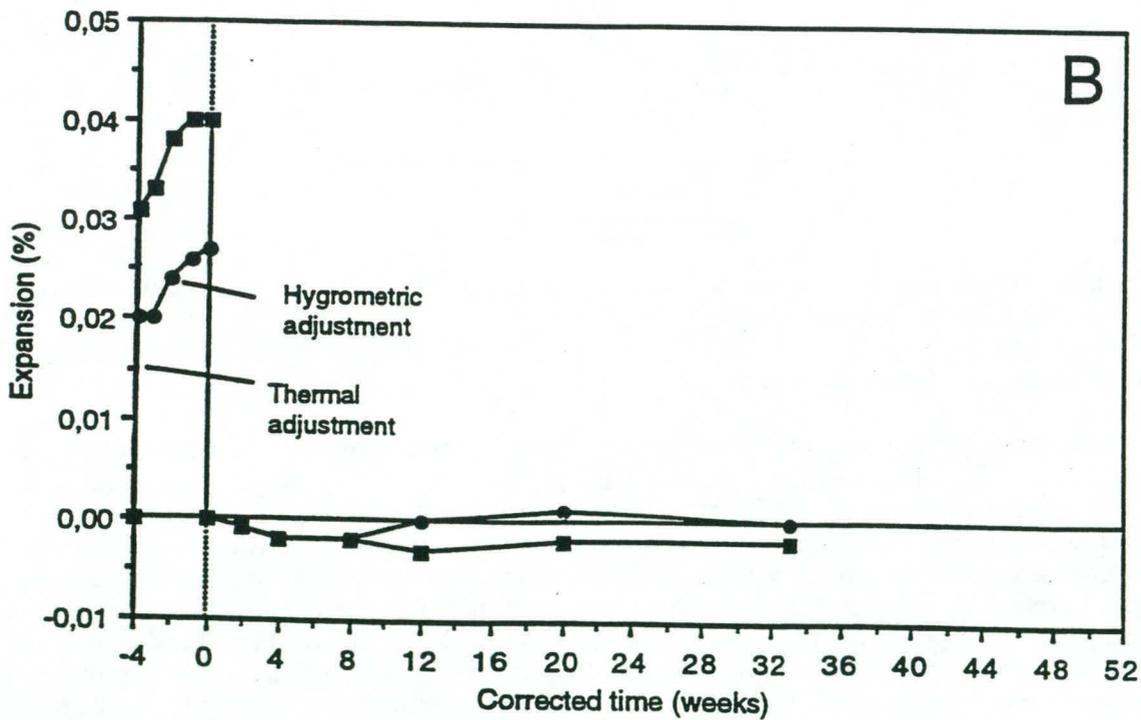
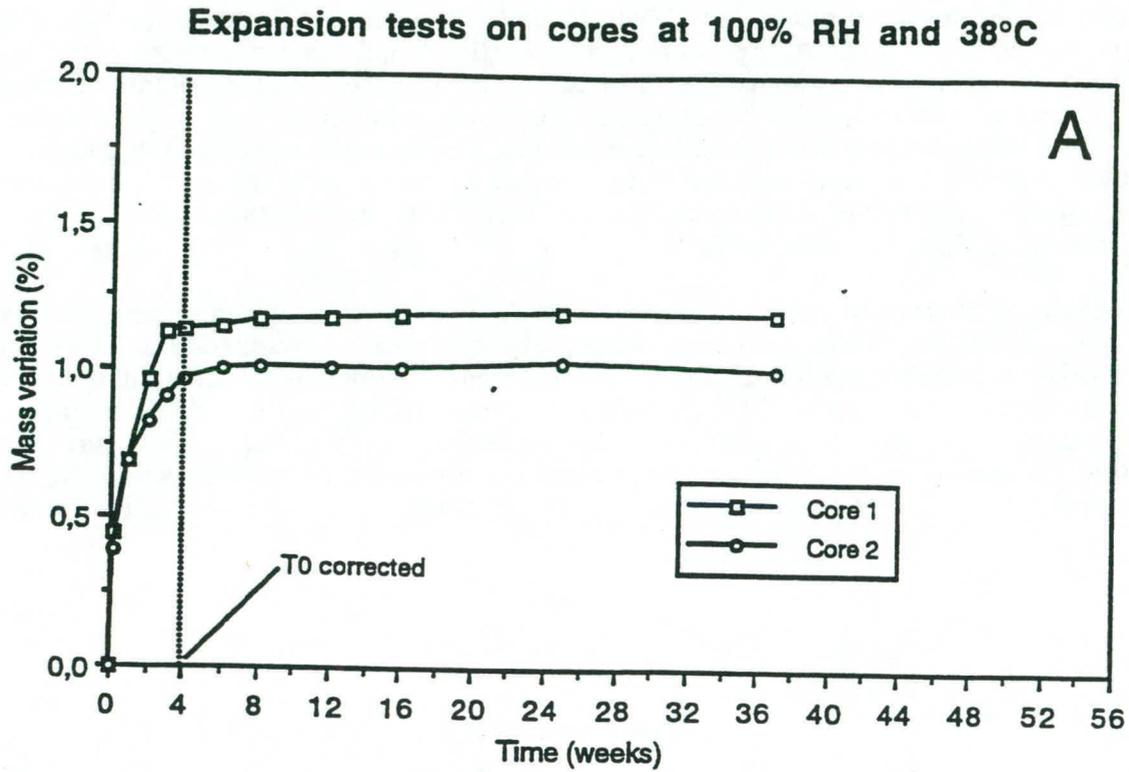


Fig. 5: Results from expansion tests performed at 38°C and R.H. > 95% on core samples collected from an hydraulic dam located in Quebec. A) Mass variation; B) Expansion after the preconditioning period (from Bérubé et al. 19 5)

by existing alkali-silica reaction products in the concrete might create excessive expansion which is not necessarily representative of the risk for further distress due to ASR on site.

Immersion tests on cores in 1N NaOH solution at 38°C or 80°C were also used in a number of investigations. These are generally considered to essentially give an indication of the absolute degree of reactivity of the aggregates present in the concrete under study (Bérubé et al. 1995); however, this test procedure does not really provide information for the determination of the potential for future expansion due to AAR in the normal exposure condition of the concrete.

Effects of AAR on Engineering Properties of Concrete as a Material

Numerous studies have shown that the engineering properties of unrestrained concrete are not equally altered by AAR (Fig. 6 and 7). Losses in the above properties do not occur at the same rate and in direct proportion to the amount of expansion undergone by the AAR affected concrete; however, the measurement of these properties may provide valuable information as to the extent of deterioration due to AAR in the concrete.

In order to determine the reduction in the mechanical performance of the concrete due to AAR, tests are often performed by comparing the results obtained on cores obtained from various concrete components (deteriorated vs non-deteriorated).

Compressive Strength - The reductions in compressive strength were found to depend upon the type of specimen used and the expansion level reached. Pleau et al. (1989) reported no significant reduction in compressive strengths for expansion levels less than 0.12%, but reductions of 30 to 50% for expansions in the order of 0.25%. Wood et al. (1989) reported a significant alteration of stress-strain curves due to AAR as measured during the stiffness damage test. Concretes affected by ASR typically showed significantly higher strains at the peak stress, and were consequently more ductile than unaffected concretes.

Since the ultimate compressive strength of concrete supplied in the field is generally greater than the designed 28-day strength, reductions in compressive strength due to AAR is unlikely to be critical in current practice and failure through loss in compressive strength is also unlikely (ISE 92, Swamy 1995).

Tensile Strength - Reductions in tensile strength may require special consideration since losses of 40 to 80% were reported depending on the test method used and the expansion level reached (Fig. 7); actually, losses were found to be more important when concrete cores were subjected to gas pressure compare to the splitting tensile strength test.

The use of the tensile-to-compressive strength ratio was suggested as a good indication of internal damage due to AAR (Nixon and Bollinghaus 1985). The tensile-to-compressive strength ratio of sound concrete typically varies from 0.07 to 0.11. In investigations dealing with AAR, it was suggested that a ratio < 0.06 was indicative if internal deterioration due to ASR.

Flexural Strength and Modulus of Elasticity - The above are essential engineering properties for the concrete element to keep its integrity and carry on its intended functions (Swamy 1995). A number of tests have shown that these properties are highly sensitive to changes occurring in the internal structure of the concrete due to AAR, and that losses in elastic modulus and flexural strength could lead to substantial reductions in flexural rigidity and structural stiffness of affected members.

According to Clark (1990), there would be no significant reduction in modulus of elasticity for expansions $< 0.05\%$. Losses in modulus of elasticity and flexural strength between 20 and 60% were reported for expansions ranging from 0.1 to 0.3% (Fig. 6 and 7), and could even reach 80% for the former at very high expansion levels. Important reduction in the modulus of elasticity can be obtained even at low level of AAR expansion or when compressive strength of the affected concrete is still increasing.

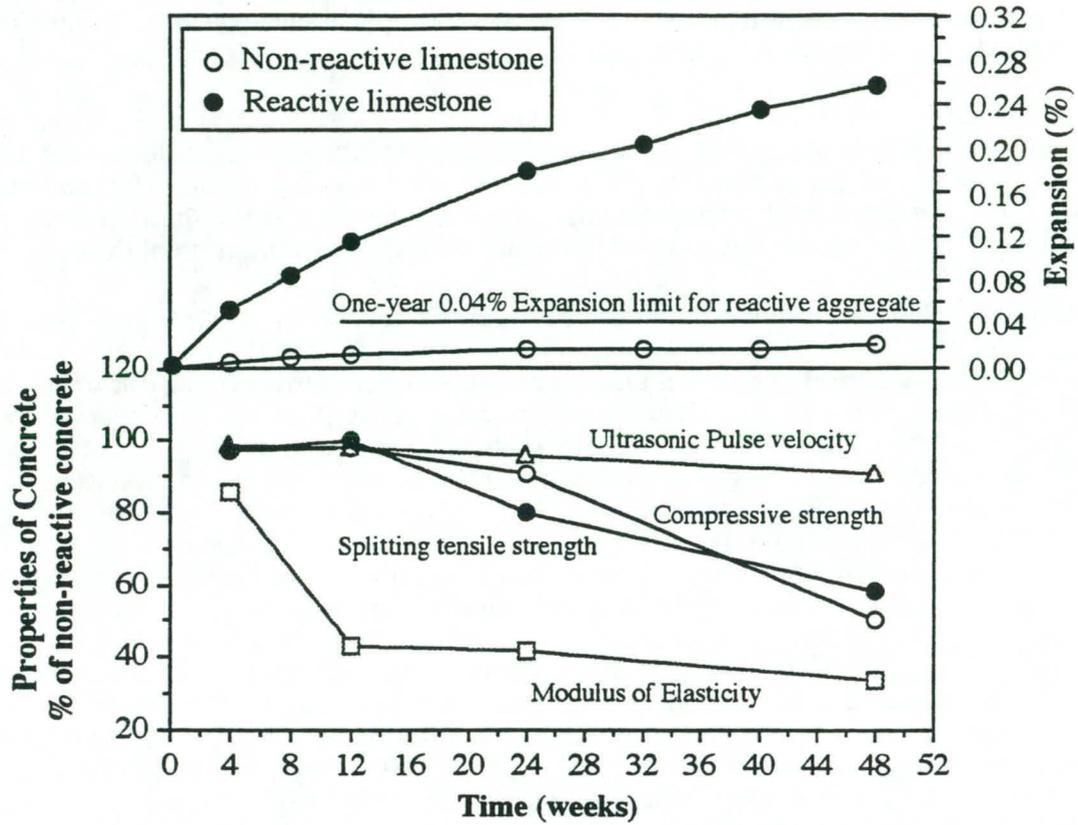


Fig. 6: Residual mechanical properties as percentage of values obtained at the same age from unaffected concrete; the expansions of corresponding test prisms are also given (Pleau et al. 1989).

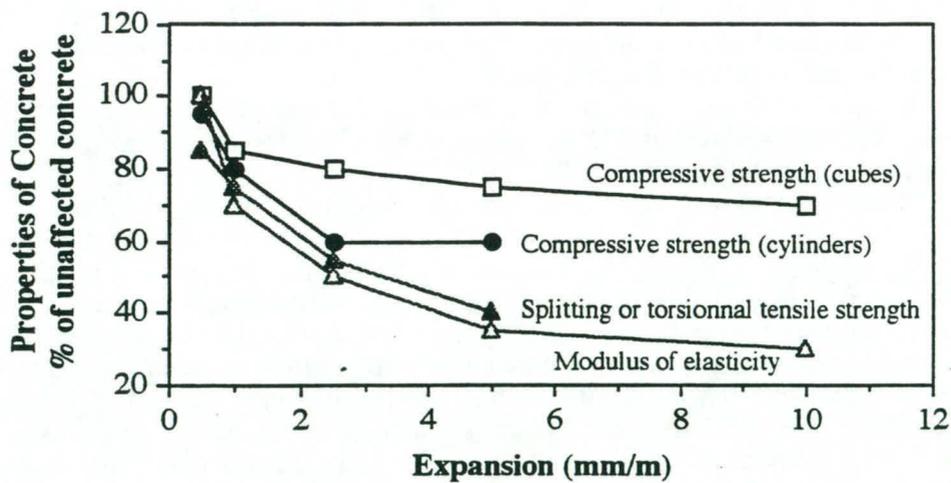


Fig. 7: Lower bound of residual mechanical properties as percentage of values of unaffected concrete at 28 days (ISE 1992).

Structural effects of AAR on Concrete Elements and Structures

In-situ compressive stresses from 2 to as high as 8.6 MPa attributed to AAR expansion have been measured in large concrete dams, but these generally tend to a limiting value of about 4 N/mm².

AAR expansion under restraint increases tensile stresses in reinforcing steel and compressive stresses in the adjoining concrete parallel to the reinforcement. Steel reinforcement, even in small amount, reduces concrete expansive strains, delays the start and slows down the rate of expansion due to AAR. Compressive stresses induced in the concrete by the restraint generally increase with increasing expansion rate (ISE 92); however, the greater the restraint applied by the reinforcement cage, the higher the reduction in the concrete expansive strains (Swamy 95). In singly reinforced concrete beams for example, the compression face away from the tension steel will generally suffer the largest expansive strains and map-cracking will preferentially develop in the upper portion of the beam. Structural beams with reinforcing steel in the top and the bottom parts will provide uniform restraint to the longitudinal expansion, and ASR cracks will develop parallel to the main reinforcement (ISE 1992). Similarly, external restraint arising from applied compressive stress in the range of 1 to 4 MPa was efficient in significantly reducing and even controlling the deleterious effect of AAR expansion, but does not necessarily prevent AAR cracking to develop parallel to the direction of the applied stress or restraint (ISE 1992).

The more heavily a section is reinforced, the smaller is the induced strain in the steel due to concrete expansion (ISE 92). Expansive strains due to AAR in the order of 0.05% should not induce deleterious steel stress levels or exceed the tensile strain capacity of a properly detailed concrete member (Swamy 1995). Up to an expansion level of about 0.12 - 0.15%, level at which mild steel reinforcement will begin to enter in the inelastic zone, expansion due to AAR would induce prestressing of the affected member but should not significantly affect its load-carrying capacity (Hobbs 1988). When the inelastic state is reached, additional live loads may cause large irreversible deflexions in members subject to bending (Hobbs 1988). Swamy (1995) reported that a concrete expansive strain of about 0.1% will create additional steel stresses of 50 to 100 MPa depending on the type of structural member, and its size; such a stress level, when surimposed on serviceability stresses, could become critical and in some extreme cases of widespread distress leads to fracture of the reinforcing steel. Well-anchored and confined reinforcement will effectively post-tension the concrete, increasing shear strength; however, in the case of improperly detailed reinforced concrete members, stresses caused by AAR can be large enough to cause bond and shear failures between concrete and reinforcement, depending on the reinforcement detailing (Swamy 1995).

IN-SITU TESTING

In more detailed or advanced field inspection program, it is often necessary or desirable to complete the visual survey and the laboratory investigations by some in-situ testing 1), to provide additional useful information for the diagnosis of AAR in the structure, 2), to better quantify the extent of damage, and 3), to help assessing the remedial measures to be taken. Table 2 gives the various field measurements and instrumentation systems to measure concrete expansion. In-situ testing is often part of management program to monitor the progress of damage in concrete structures affected by AAR. The relative humidity in a concrete structure might be measured with depth or laterally in various concrete elements or components in order to establish the position of the internal equilibrium zone (Stark and Depuy 1987, Stark 1990).

"Crack mapping" (pattern, size, width, etc.) may be done using pictures or sketches. Surficial cracking which accompanies early signs of distress may not influence the structural integrity of a structure; however, structures which exhibit cracks widths in excess of those

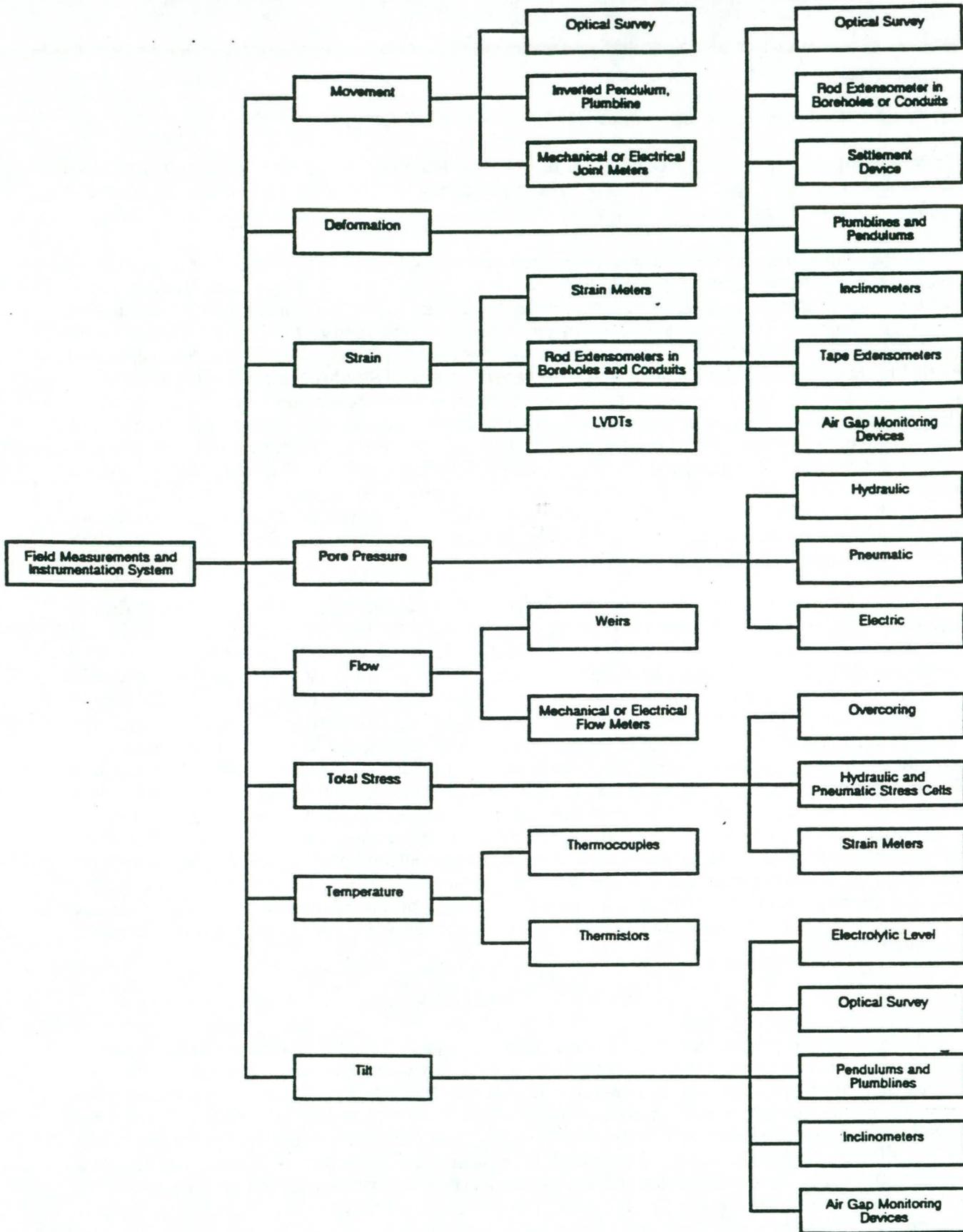


Table 2: Field Measurement and Instrumentation System (from Solymar 1995)

175



tolerable in the design should be subjected to a structural analysis so as to determine their integrity. If deformation measurements are judged necessary, deformation (Demec) gauges and/or metallic references, extensometers, inclinometers, etc. will be put in strategic parts of the structure to evaluate the movements, deflections, clearances at joints, etc. Periodic pulse velocity measurements can be made on specific components or parts of the affected structure (at the surface or in the bottom of drilling holes), and might permit to assess the evolution and the extent of the internal cracking or deterioration.

In-situ stress measurements have been used to determine the presence and extent of AAR in mass concrete structures (Danay et al. 1993). The approach used at Saunders Dam focused on detecting the major structural symptoms of concrete swelling. Dimensional changes were observed through examination of pendulum, invar wires and levelling data, while observations on the closing of expansion joints, occurrences of tiles buckling and overcoring test results provided evidences of build-up of compressive stresses between units. Measurements of stresses in rebars have indicated large tensile stresses at all locations; the likely explanation for such a behaviour is that the growth of the concrete (due to AAR) is resisted by the geometric constraint imposed by the bonded bar, resulting in tension in the reinforcement and balanced by the concrete compression (Danay et al. 1993).

When the visual survey and the in-situ measurements indicate a severe level of deterioration, it might be necessary to evaluate whether the stability of the structure is in danger. Finite elements modelling based on the results obtained from in-situ and laboratory testing might give valuable results. Field loading tests will ultimately permit to assess the real structural loss in performance (or serviceability) of the affected structure (Blight and Alexander 1987, Blight et al. 1981, Imai et al. 1987). The criteria for load tests are usually based on some limiting deflection criteria and recovery of the deflection with time (CSA guideline document 1997).

COLLECTIVE ASSESSMENT OF SITE AND LABORATORY FINDINGS

The analysis of the findings from the existing file data, the field inspection and the tests performed in the laboratory on concrete specimens collected from different portions of the affected structure, will give the engineers various complementary informations on the general condition of the concrete and the possible factor (s) responsible for the observed deterioration. A very important part of the investigation concerns also the assessment of structural damage, and the evaluation of the future expansion and deterioration of the concrete due to ASR. In general, a judgement on the remedial measures to be taken will be made possible based on data from all the various steps of the inspection program described above.

Thomas (1992) proposed a management system for the diagnosis of alkali-aggregate reaction in concrete structures based on field observations and laboratory test results. Table 3 classifies the occurrence of a series of features obtained from the field survey of concrete structures as indicating of low, medium and high probability of AAR. Petrographic examination of concrete cores from the structure under study is carried out and features are compiled to give an overall assessment of the probability of AAR (Table 4). The likely contribution of AAR to the overall observed deterioration is then estimated by combining the findings from both the site and laboratory investigations (Table 5). The risk for future expansion and damage of concrete due to AAR can also be estimated by analyzing the environmental conditions to which the structure is subjected and the presence of internal conditions conducive to AAR (reactive aggregate and alkalis through expansion tests) (Table 6). The individual risk indices are then summed up to produce an overall classification of future expansion (Table 7) (Thomas 1992, CSA guideline document 1997).

Table 3: Classification System for Site Observations
(CSA guideline document 1997, Thomas 1992)

Feature	Probability of AAR		
	Low	Medium	High
Expansion and/or displacement of elements	None	Some	Structure shows symptoms of increase in concrete volume leading to concrete spalling, displacement and misalignment of elements
Cracking and crack pattern	None	Some cracking - pattern typical of AAR (i.e. map cracking or cracks aligned with major reinforcement or stress)	Extensive map cracking or cracking aligned with major reinforcement or stress
Surface discolouration	None	Slight surface discolouration associated with some cracks	Line or crack having dark discolouration with an adjacent zone of light coloured concrete
Exudations	None	White exudations around some cracks	Colourless, jelly-like exudations readily identifiable as ASR gel associated with some cracks
Environment	Dry and Sheltered	Outdoor exposure but sheltered from wetting	Parts of component frequently exposed to moisture - e.g. rain, groundwater, water due to natural function of the structure (hydraulic dam)

Table 4: Classification System for Laboratory Findings (petrographic examination)
(CSA guideline document 1997, Thomas 1992)

Probability of AAR	Nature and Extent of Features
Low	No gel present, no sites of expansive reaction, presence of other indicative features rarely found
Medium	Presence of some or all of features generally consistent with AAR, such as <ul style="list-style-type: none"> • cracking and microcracking (associated with known reactive particles) • presence of potentially ractive aggregates • internal fracturing of know reactive aggregates • darkening of cement paste around aggregate particles, cracks or voids • presence of reaction rims around internal periphery of reactive particles • presence of damp patches on core surfaces
High	Evidence of "site of expansive reaction", i.e. locations within the concrete where evidence of reaction and emanation of swelling pressure can be positively identified, and/or Presence of gel in cracks and voids associated with reactive particles and readily visible to the unaided eye or under low magnification

Table 5: Diagnosis from Site and Laboratory Observations
(CSA guideline document 1997, Thomas 1992)

Evidence of AAR		Interpretation
Site	Laboratory	
Low	Low	If neither site nor laboratory investigations produce significant evidence of AAR, the reaction can be positively eliminated as a possible cause of damage and alternative mechanisms must be sought. The presence of considerable displacement, movement or cracking of the structure is not sufficient to suggest AAR if neither the type of damage observed on site nor the results of laboratory examination are consistent with AAR
Low	High	If the evidence from site indicates a low probability of AAR but a high incidence of reaction observed in the laboratory, it is not possible to establish a causal link between the deterioration on site and AAR. The most likely explanation for this result is that AAR has occurred but the operation of other mechanisms have prevented typical manifestation of AAR in the structure. Other possible mechanisms must be sought and eliminated before AAR is implicated as the main or sole cause of damage
High	Low	If the evidence from site indicated a high probability of AAR but no evidence of reaction was observed in the laboratory examination, three possibilities exist. Firstly, the sampling program excluded locations where significant reaction had occurred or, secondly, the features observed on site, although consistent with AAR, are a result of another mechanism. Thirdly the reaction is not sufficiently advanced to reach a conclusion. A judgement must be made whether to carry out further sampling, seek the presence of alternative mechanisms, or both.
Medium	Medium	If the evidence from both site and laboratory investigations indicates a medium probability of AAR, then it may be concluded that AAR has occurred and may be a contributory cause of damage but it is likely that other mechanisms exist and have contributed to the overall deterioration of the structure
High	High	If the evidence from site and laboratory investigations both imply a medium to high probability of AAR, it may be concluded that AAR is at least a significant contributory cause of the damage to the structure. In the absence of any other mechanism, it may be reasonable to assume that AAR is the principal or sole cause of damage

Table 6: Assessment of Risk of Future Expansion/Damage
(CSA guideline document 1997, Thomas 1992)

Feature	Risk of Future Expansion (figures in parentheses are risk indices which are based on the relevant contribution of each feature to the risk of future expansion/damage)		
	Low	Medium	High
Environment	Dry and sheltered (risk index - 0)	Outdoor exposure but sheltered from wetting (2)	Parts of component frequently exposed to moisture (5)
Expansion test (expansion in 1 year after correcting for initial moisture and thermal effects)	exp. < 0.02% (0)	0.02% to 0.06% (2)	exp. > 0.06% (5)
Alkali immersion test (differential expansion between specimens immersed in NaOH and lime water for 1 year)	exp. < 0.02% (0)	0.02% to 0.03% (1)	exp. > 0.03% (3)
Water-soluble alkali content (kg/m ³ Na ₂ O equivalent in concrete)	< 2.0 (0)	2.0 to 3.0 (1)	> 3.0 (3)

Table 7: Overall Risk Classification for Future expansion (Prognosis)
(CSA guideline document 1997, Thomas 1992)

Sum of indices (Table 7)	Overall risk of future expansion
> 10	High
4 - 10	Medium
< 4	Low

REMEDIAL ACTIONS

The management of concrete structures affected by ASR involves overall interpretation of the results of both the field and laboratory investigations. This is essential to develop long-term monitoring programs, and to determine the nature and the extent of the repair program required (DeMerchant et al. 1995). As mentioned before, the main factors controlling the development of extensive damage in a structural or massive concrete element due to ASR are: 1), the proportion and inherent reactivity of the siliceous phases in the aggregates, 2), the pH of the concrete pore solution which in turn is related to the internal and external sources of alkalis, 3), the availability of moisture, and 4), the temperature and thermal gradients. If any or all of the above factors could be eliminated, the alkali-aggregate reaction could be slowed and the life expectancy of the structure extended (CSA guideline document 1997). Extensive cracking due to ASR can deleteriously affect the performance of reinforced concrete members subjected to freezing and thawing cycles and deicing salts applications.

In general, management actions against ASR consists of one or more of the following:

- No further action necessary
- Continue regular monitoring and inspections (site & periodical laboratory investigations)
- Perform cosmetic or periodic (small scale or maintenance) repairs to minimize moisture ingress and deterioration
- Perform significant restoration including chemical (injection of lithium salts or CO₂) and physical (stress relief, strengthening, post-tensioning) interventions to reduce or restrain the expansion process due to ASR, or
- Replacement

No further action necessary

In some cases, the results of the site and laboratory investigations may indicate that AAR is not involved in the deterioration process, and that the severity of the deterioration is such that no further action is necessary.

In-situ monitoring and inspections

In many cases, the severity or the extent of the damage affecting concrete structures will not require any short term major intervention. Nevertheless, it will be appropriate to carry out periodic inspections to assess the evolution of the deteriorations. Periodic measurements may include:

- Semi-quantitative visual survey of deterioration (deformations, movements and displacements, surface discoloration, éclatements, etc.) affecting the various components of the structure using pictures or sketches
- Crack mapping (pattern, size, width, etc.) using pictures or sketches
- Small scale deformation measurements using glass plates or metallic references located on both sides (or bridging) of surface microcracks
- Periodic pulse velocity measurements to assess the evolution and the extent of the internal cracking or deterioration
- Monitoring of pendulum, invar wires and levelling data to determine dimensional changes,
- Stress measurements to recognize abnormal build-up of tensile stresses in reinforcement or compressive stresses in surrounding concrete

Cosmetic or periodic (~ small scale or maintenance) repairs

Most of the commonly used remedial measures against ASR deal with the objective of limiting the moisture ingress and the penetration of external alkalis into the concrete elements affected by ASR. These mainly consist of the following:

- Improvement of drainage of the concrete component so that water drains away from the structure rather than onto or through down parts of the structure (Hobbs 1988)
- Filling macrocracks or construction joints with cement grout or epoxy resin; this is generally done to restore structural continuity or to limit water penetration; it is also commonly performed before applying a waterproof sealing or water repellent agent. In a number of cases, the effectiveness of this approach was limited since cracks reappeared a few months after treatment. Injection of modern flexible grouts may prove to be more adequate than rigid epoxy resins to prevent leakage through joints or cracks in a concrete member where AAR expansion is still active.
- Application of physical coatings such as exterior cladding. Care should be taken since this type of approach, even if it will change the aesthetics of the structure, is unlikely to strengthen or add stability to the existing structure, and will not necessarily assure the control of future expansion due to AAR (CSA guideline document 1997). The effectiveness of this approach is related to the ability of the proposed system to reduce the availability of moisture to the affected concrete element; consequently, it is generally applicable to small structural cross sections, while it is unlikely to be efficient for massive concrete elements. Ventilated cladding might minimize moisture ingress and permits the drying of concrete, unlike coatings which can trap moisture (Wood and Angus 1995).
- Application of membranes for waterproof sealing. The effectiveness of surface treatments against AAR will be influenced by the actual effectiveness of the product to control moisture exchange between the concrete and the atmosphere; coatings that permit water vapor to permeate outside are preferable to allow progressive drying of the concrete. There seems to be a consensus regarding the type of product with the best performance; these products are made from acrylics or similar polymers combined with cements with or without silane (Durand 1993). Some silanes and siloxanes have shown beneficial effect in controlling moisture content in concrete and the extent of deleterious expansion due to AAR (Bérubé et al. 1996). Putterill and Oberholster (1985) have found that some surface film coatings, such as polyurethane coatings, and water repellent agents, e.g. water-based silicates, were ineffective to prevent long-term water penetration. Badly cracked concrete piers supporting the Hanshin Expressway in Japan were repaired at an age of 7 years by first filling the cracks with an epoxy resin injected under pressure and then, second, by either coating with an epoxy resin or by silane impregnation followed by a cosmetic coating of a polymer cement paste (Hobbs 1988). This approach did not prove to be effective in controlling the expansion of the piers since after four years of further exposure, some cracks widening had been observed. The use of a flexible protective moistureproof membrane may help to manage small volumetric changes of the repaired concrete component. The method of treatment will depend on the extent of cracking. Hairline cracks can generally be coated whereby the coating can bridge the narrow cracks; however, wider cracks will require sealing with epoxy before coating (ACI Committee 221, 1996). Surface coatings will generally not be a solution for mass concrete or concrete elements constantly in contact with a source of moisture (e.g. buried parts of concrete structures). Surface coatings may represent an interesting approach to prevent further deterioration of concrete (e.g. due to frost action) when expansion due to AAR is terminated.
- In the case of non-structural distress, repair may include removal and replacement of only severely damaged concrete and application of a protective moisture proofcoating or relatively impermeable concrete layer. For structurally adequate pavements affected by AAR, maintenance and rehabilitation measures may include: 1), undersealing where voids exist beneath the slab, 2), joint and crack repair, 3), joint and crack sealing, 4), improvement of drainage, and 5), improvement of load transfer (ACI Committee 221, 1996). Extensive work performed in South Africa has shown that the most cost effective solution for the rehabilitation of road pavements cracked by AAR was the use of different types of pavement overlays (Van der Walt et al. 1981).

Perform significant rehabilitation

This type of repair program is generally necessary when structural distress is observed or where in-situ structural investigations strongly suggests that ASR have affected the integrity of the structure.

- Improvement of the drainage system of the concrete component or structure is again widely used to make sure that water penetrating the concrete (e.g. in the case of large dams) drains away from the structure. The application of a waterproof membrane or asphaltic layer on the upstream face of concrete dams or water retaining structures may provide protection against ingress of water in the concrete, but at what price ?
- Chemical treatment of ASR affected concrete has been used to reduce the process of deleterious expansion. Lithium salts either spread on the surface of ASR affected concrete pavements or somehow injected into the concrete during the electrochemical chloride removal process were used with some success (Stokes 1995). Because the extent of ASR is related to the pH of the concrete pore fluid, attempts have been made to reduce the pH level by injecting CO₂ into the concrete (Cavalcanti and Silveira 1989). Implementation of the process of CO₂ injection was not found to be practical or economical for most concrete structures, while this process can lead to carbonation and reduced passivity of the reinforcement.
- A number of investigations have shown that physical restraint to movement or containment particularly in three dimensions, will reduce deleterious expansion due to AAR. Post tensioning in one or two dimensions or by encasement by conventional reinforced concrete is currently used as a mean to restore the integrity of the structure; however, it should generally be restricted to small masses of structural concrete because of the huge forces that may result from the expansive process due to AAR (Rotter 1995, CSA guideline document 1997). Post-tensioned tendons or cables are considered to be an effective solution for thin arch dams (Singhal and Nuss 1991), while being less attractive for large concrete structures because of the necessity of periodic destressing (Rotter 1995). Strengthening by introducing reinforcement by straps, steel plates and tensioning through bolts was also found to be effective in providing containment for selected AAR affected concrete members (Wood and Angus 1995).
- Methods to restrain expansion and movement in mass concrete foundations such as tower bases have also included rock anchors and encapsulation. Chipping of the badly cracked surface concrete layer to ~ sound concrete is generally done to assure proper bond with the repair material or concrete. Care should be taken in designing the encapsulating element because if sufficient reinforcement is not provided to control stresses due to AAR expansion, the only beneficial effect of encapsulation may be to limit the ingress of moisture (CSA guideline document 1997). Strapping or encapsulation of AAR affected reinforced concrete columns by or with advanced composite materials may be an interesting solution providing sufficient structural strengthening is assured.
- Slot cutting was applied to a number of AAR affected gravity dams in order to relief stress build-up due to AAR. This may provide only a temporary solution for concrete structures in which the expansion process due to AAR is not terminated; re-cutting may then be necessary thus increasing the cost of the rehabilitation program. A 4-year cycle program of slot cutting for the intake structure at Mactaquac dam, New Brunswick, was proposed because of continuing growing rate. It is important to note, however, that slot-cutting will modify the distribution of internal stresses in the concrete structure and reduce the internal restraint of concrete expansion; consequently, the expansion rate is likely to increase after the cutting and before the relief gap is closed (CSA guideline document 1997) (Fig. 8). Additional reinforcement may be necessary to assure stability of concrete elements during and after slot-cutting. At Mactaquac Dam, the installation of large capacity (330 t) 19 strand tendon anchors was necessary to enhance stability of the structure once slots were cut (Thompson et al. 1995). In addition, adequate sealing of the relief cuts is required to prevent the ingress of moisture.

Replacement

Even if the replacement of the AAR affected concrete member may represent the safest remedial measure, it is rarely economically acceptable. In most cases, only selected parts of the structures will be replaced, while modifications to the mostly deteriorated or affected parts of the structure can be undertaken to meet acceptable load conditions.

Integrated management approach (ISE 1992)

The Institution of Structural Engineers (1992) recently described a management system for concrete structures affected by ASR which contains factors considered to affect the structural significance of ASR in a particular element. These factors are the following:

- Expansion characteristics of the concrete
- Site environment
- Reinforcement detailing
- Consequences of failure
- Stress levels
- Residual strength of the concrete

One of the basic parameter used in the system is the total amount of expansion to be expected for the investigated structure (Table 8). This index includes five levels that are estimated from 1), the amount of "free" expansion that has already occurred up to the time of investigation (current expansion - "A" on Fig. 9), and 2), the amount of expansion that is expected to occur in the future (potential additional expansion - "B + C" on Fig. 9). The former may be estimated by measuring crack widths at the surface of the affected concrete components. The potential for future expansion can be estimated from free expansion tests on cores taken from the structure, with corrections being applied to account for the behaviour of concrete under restraint. Threshold values of total expansion have been proposed according to the potential effects of expansion on the structural behaviour of concrete affected by ASR (Table 8). The nature of reinforcement (Fig. 10) has an important effect on the structural performance of concrete affected by AAR. The Structural Severity Ratings thus determined (n - D on Table 8), will in turn result into suggested required actions (Table 8). This system is based on a series of features that can be more or less easily assessed from the inspection of the concrete structure, especially the total "expected" amount of expansion.

CONCLUSION

Unexpected or premature concrete deterioration due to alkali-aggregate reactivity is widespread in eastern Canada. Routine site inspections performed on regular basis may permit to identify the problem; however, the diagnosis of AAR in concrete can generally not be achieved before detailed site investigations, including determination of the distribution and severity of the various defects affecting the concrete structure and in-situ testing, as well as laboratory testing of samples collected from the affected concrete structures is carried out. For critical structures such as large dams and fair to large size highway bridges, detailed investigations including a more extensive sampling program might be necessary to quantify the current condition of the concrete, to assess structural integrity, and to evaluate the potential for future deterioration (prognosis). The results of the above processes of investigation will then be analyzed to propose proper management actions to be used for each of the particular applications.

The most commonly used management actions on concrete structures affected by ASR can generally be regrouped into actions to 1), control moisture access to the concrete by improving drainage systems or by applying physical barriers or a variety of \pm waterproof coatings, 2), restrain expansion forces by using physical containment, post-tensioning, encapsulation, and 3), try to control the deleterious effect of AAR expansion by releasing stresses using slot-cutting. The effectiveness of the above methods has shown to vary widely from one application to the other;

Fig. 10 Classes of reinforcement detailing (A): Walls and slabs; (B): Columns (Institution of Structural Engineers 1992)

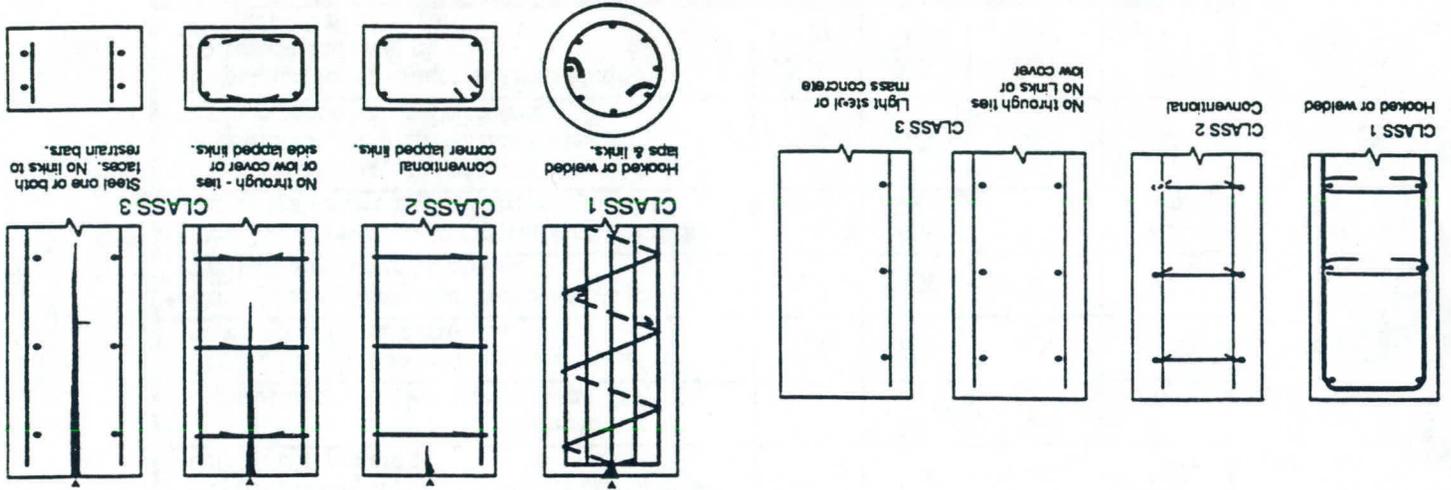


Fig. 9: Definitions of various free expansions (Institution of Structural Engineers 1988)

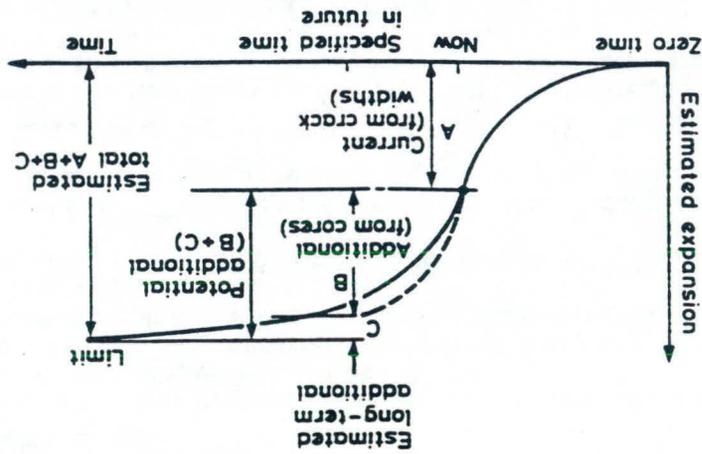


Fig. 8: Mactaquac intake structure - distribution of expansion strain rates (A): unrestrained growth rate; (B): trend before slot cutting; (C): last one year trend. (from Thompson et al. 1995)

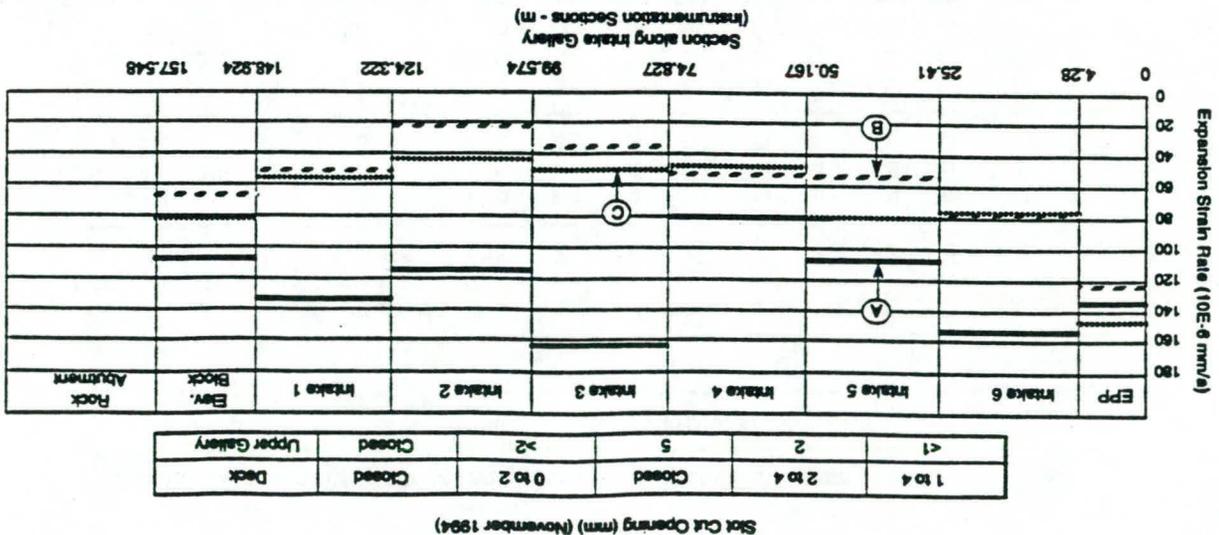


Table 8: Structural Element Severity Rating (Institution of Structural Engineers 1992)

Site environment	Reinforcement Detailing Class	Expansion Index of ASR *									
		I		II		III		IV		V	
		x	Y	x	Y	x	Y	x	Y	x	Y
Dry (always < 75% R.H.)	1	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n
	2	n	n	n	n	n	n	n	n	n	D
	3	n	n	n	n	n	n	n	D	D	C
Intermediate (always < 85% R.H.)	1	n	n	n	D	D	C	D	C	D	C
	2	n	n	D	C	D	C	C	C	C	B
	3	n	D	D	B	C	B	B	A	B	A
Wet (buried parts, rain, condensation)	1	D	D	D	C	D	C	C	B	C	B
	2	D	D	C	B	C	B	B	B	B	A
	3	D	C	C	A	B	A	A	A	A	A

Note: n: negligible; A: very severe; B: Severe; C: Moderate; D: Mild

* **Expansion Index of ASR:**

- I: Expansions up to 0.06%: only marginal effect on strength for structures properly designed with good reinforcement (Classes 1 or 2).
- II: Expansions from 0.06 to 0.10%: compressive strength marginally affected; tensile strength may be reduced; structures with Class 2 and 3 reinforcement systems must be assessed with care.
- III: Expansions from 0.10 to 0.15%: mild-steel reinforcement may yield; detailed appraisal necessary.
- IV: Expansions from 0.15 to 0.25%: high-yield steel may yield; detailed appraisal is needed.
- V: Expansions > 0.25%: severe damage; structure subjected to special study.

** **Consequence of failure:**

- x: The consequence of structural failure is either not serious or is localized.
- Y: A risk exists for life or limb or a significant risk of serious damage to property.

Structural Severity Ratings (n, A to D) and proposed management procedures

Management procedure	Structural severity rating			
	A (very severe)	B (Severe)	C (moderate)	D (Mild)
• Improve drainage, protect surfaces from water run off and ponding	XX	XX	XX	XX
• Overall crack surveys including estimate of expansion to date; Frequency, years (y)	XX (1y)	XX (1y)	XX (3y)	XX (6y)
• Coring for stiffness and expansion tests for current and future expansion	XX	XX	XX	XX
• Coring for stiffness and strength tests to evaluate specific failure mode	XX	XX	X	O
• Detailed inspections and monitoring of cracks and overall movements; Frequency, months (m)	XX (1m)	XX (2m)	XX (4m)	XX (12m)
• Evaluate benefits of load reduction, strengthening to improve detail class or replacement of critical elements	XX	XX	X	O
• Inspection for spalling risk from secondary corrosion and frost damage; Frequency, months (m)	XX (1y)	XX (1y)	XX (3y)	XX (6y)

XX: Desirable; X: May be required; O: Seldom required

however, it is generally recognized that most of the above remedial measures are temporary solutions that may help to save some time and money until the deleterious process of AAR expansion has stopped.

REFERENCES

- ACI Committee 221. 1996. State-of-the-art Report on Alkali-Aggregate Reactivity. In preparation. ACI 221R.1-95.
- Bérubé, M.A., Chouinard, D., Boisvert, L., Frenette, J. and Pigeon, M. 1996. Influence of Wetting-Drying and Freezing-Thawing Cycles, and Effectiveness of Sealers on ASR. *In Proceedings of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Melbourne (Australia), Edited by A. Shayan, pp. 1056-1063.
- Bérubé, M.A., Pedneault, A., Frenette, J., and Rivest, M. 1995. Laboratory Assessment of Potential for Future Expansion and Deterioration of Concrete Affected by ASR. *In Proceedings of the CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete*, Dartmouth, Nova Scotia, October 1 to 4, 1995, pp. 267-291.
- Blight, G.E., McIver, J.R., Schutte, W.K. and Rimmer, R. 1981. The Effects of Alkali-Aggregate Reaction on Reinforced Concrete Structures Made with Witwatersrand Quartzite Aggregate. *In Proceedings of the 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Cape Town (South Africa), Paper S252/15.
- Blight, G.E. and Alexander, M.G. 1987. Assessment of AAR Damage to Concrete Structures. *In Proceedings of the 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Ottawa, Canada; Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey (USA), *Editor*: P.E. Grattan-Bellew, pp. 121-125.
- British Cement Association. 1988. The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction - Report of a working party, Wexham Springs, Slough (UK), SL3 6PL, 36p.
- Canadian Standards Association (CSA) 1997. CSA AAR Guideline Document on the Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction, In preparation.
- Cavalcanti, A.J.C.T., and Silveira, J.F.A. 1989. Investigations on the Moxoto Powerhouse Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction. *In Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Kyoto, Japan, *Editors*: K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura, pp. 797-802.
- Clark, L.A., 1990. Structural Aspects of Alkali-Silica Reaction. *Structural Engineering Review*, Vol. 2, No. 2, June 1990.
- Danay, A., Adeghe, L., and Hindy, A. 1993. Diagnosis of the Cause of the Progressive Concrete Deformations at Saunders Dam. *Concrete International*, September 1993, pp. 25-33.
- DeMerchant, D.P., Fournier, B. and Malhotra, V.M. 1995. Alkali-Aggregate Reactivity in New Brunswick. CANMET publication prepared under the auspices of the Canada-New Brunswick Cooperation Agreement on Mineral Development, 44p.
- Durand, B. 1993. Review of Repair Methods for Structures Affected by Alkali-Aggregate Reactions. Research Report IREQ 93-106, Institut de Recherche d'Hydro-Québec, June 1993, 39p.
- Hobbs, D.W. 1988. Alkali-Silica Reaction in Concrete. Thomas Telford, London, 183p.
- Imai, H., Yamasaki, T., Maehare, H. and Miyagawa, T. 1987. The Deterioration by Alkali-Silica Reaction of Hanshin Expressway Concrete Structures - Investigation and Repair. *In Proceedings of the 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Ottawa, Canada; Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey (USA), *Editor*: P.E. Grattan-Bellew, pp. 131-135.
- Institution of Structural Engineers (The). 1988, 1992. Structural Effects of Alkali-Silica Reaction - Technical guidance appraisal of existing structures. *Published by*: the Institution of Structural Engineers, 11 Upper Belgrave Street, London SW1X 8BH, 32p. (1988), 45p. (1992).

- Jensen, A.D., Eriksen, K., Chatterji, S., Thaulow, N. and Brandt, I. 1989. Petrographic Analysis of Concrete. *Published by:* Danish Building Export Council Ltd., Gammel Dok Pakhus, Strandgade 27B, DK-1401, Copenhagen (Denmark), 12p.
- Natesaiyer, K., Stark, D. and Hover, K.C. 1991. Gel Fluorescence Reveals Reaction Product Traces. *Concrete International*, January 1991, pp. 25-28.
- Nixon, P.J., and Bollinghaus, R. 1985. The effect of Alkali-Aggregate Reaction on the Tensile and Compressive Strength of Concrete. *Durability of Building Materials*, 2, pp. 243-248.
- Oberholster, R.E. 1984. Cracking of Concrete Resulting from Expansive Chemical Reactions. Paper presented at the Symposium on Cracking of Concrete, Concrete Society of South Africa, Port Elizabeth, 8p.
- Pleau, R., Bérubé, M.A., Pigeon, M., Fournier, B., and Raphael, S. 1989. Mechanical Behaviour of Concrete Affected by ASR. *In Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Kyoto, Japan, *Editors:* K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura, pp. 721-726.
- Putteril and Oberholster, R.E., 1985. Investigation of Different Variables that Influence the Expansion of Concrete Caused by AAR under Natural Environmental Conditions. National Building Research Institute, Pretoria, South Africa, 1985.
- Ray, J.A. 1983. Things Petrographic Examination Can and Cannot Do with Concrete. *In Proceedings of the 5th International Conference on Cement Microscopy*, Nashville, Tennessee (USA), March 1983, pp. 66-85.
- Rogers, C.A. and Hooton, R.D. 1989. Leaching of Alkalies in Alkali-Aggregate Reaction Testing. *In Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Kyoto, Japan, *Editors:* K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura, pp. 327-332.
- Rotter, H.M. 1995. Alkali-Aggregate Reaction: from Basic Principles to Structural Behaviour - A literature Review. Rapport No. EPM/GSC 1995-11, École Polytechnique de Montréal, Montréal, PQ, 166p.
- Singhal, A.C., and Nuss, K.L. 1991. Cable Anchoring of Deteriorated Arch Dam. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 5, No. 1, pp. 19-37.
- Solymar, Z.V. 1993. Instrumentation and Monitoring of Concrete Expansion. CANMET course manual, Course on Petrography and Alkali-Aggregate Reactivity, Ottawa, ON, April 20-22 1993, pp. 541-553.
- Stark, D. 1990. The moisture condition of field concrete exhibiting alkali-silica reactivity. Paper presented at the International Workshop on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Halifax, Nova Scotia (Canada). Organized by CANMET, May 1990. 19p.
- Stark, D. 1991. Handbook for the Identification of Alkali-Silica Reactivity in Highway Structures. SHRP-C/FR-91-101, TRB National Research Council, 49p.
- Stark, D. and Depuy, G. 1987. Alkali-Silica Reaction in Five Dams in Southwestern United States. *In Proceedings of the Katherine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability*, Atlanta, Georgia (USA), April 1987, ACI SP-100, pp. 1759-1786.
- Stokes, D.B. 1995. Use of Lithium to Combat Alkali-Silica Reaction. *In Proceedings of the CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete*, Dartmouth, Nova Scotia, October 1 to 4, 1995, pp. 233-241.
- Swamy, R.N. 1995. Effects of Alkali-Aggregate reactivity on Material Stability and Structural Integrity. *In Proceedings of the CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete*, Dartmouth, Nova Scotia, October 1 to 4, 1995, pp. 293-309.
- Thomas, M.D.A. 1992. Diagnosis of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Structures - Draft Guidelines for Ontario Hydro, September 1992, 17p.
- Thompson, G.A., Charlwood, R.G., Steele, R.R., and Coulson, D.M. 1995. Rehabilitation Program - Mactaquac Generating Station, NB. *In Proceedings of the CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete*, Dartmouth, Nova Scotia, October 1 to 4, 1995, pp. 355-368.
- Van der Walt, N., Strauss, P.J. and Schnitter, O. 1981. Rehabilitation Analysis of a Road Pavement Cracked by Alkali-Aggregate Reaction. *In Proceedings of the 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Capetown, South Africa, S252/21, 10p.

- Wood, J.G.M. and Angus, E.C. 1995. Montrose Bridge: Inspection, Assessment and Remedial Work to a 65 Year Old Bridge with AAR. Structural faults and Repair - 95, 6p.
- Wood, J.G.M., Chrisp, T.M., and Crouch, R.S. 1989. The Stiffness Damage Test - A Quantitative Method of Assessing Damaged Concrete. IStruct/BRE Conference, The Life of Structures, Brighton, April 1989.

QUANTIFICATION DE L'ENDOMMAGEMENT DU BÉTON ATTEINT DE RÉACTION ALCALIS-SILICE PAR ANALYSE D'IMAGES

Patrice Rivard
Étudiant au doctorat
Gérard Ballivy
Professeur titulaire

Benoit Fournier
Chercheur scientifique

Département de Génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke J1K 2R1

CANMET
Programme de technologie avancée du béton
Ottawa K1A 0G1

Résumé : Une technique automatique de pétrographie quantitative de l'endommagement du béton par la réaction alcalis-silice a été développée et est présentée dans cet article. Les paramètres quantifiés sont la fissuration du béton et l'abondance de gel de silice. La quantification est réalisée à partir d'images prises à un grossissement de 20X et traitées à l'aide d'un programme d'analyse d'images. Une technique pétrographique complémentaire a également été utilisée (*Damage Rating Index*). La technique a été appliquée à des échantillons de laboratoire, de même qu'à une carotte de forage provenant du barrage Beauharnois. Les résultats ont indiqué une différence au point de vue de l'endommagement du béton selon le type de granulat utilisé.

INTRODUCTION

Les réactions alcalis-granulats comptent parmi les principaux modes de détérioration des structures en béton dans l'est du Canada. La forme la plus répandue des réactions alcalis-granulats, la réaction alcalis-silice (RAS), consiste en une réaction chimique entre les hydroxydes alcalins contenus dans la solution interstitielle du béton et certaines phases minérales siliceuses des particules de granulat. La réaction se manifeste par un gonflement massif entraînant le développement de contraintes excessives au sein du béton et des aciers d'armature, provoquant à son tour des déformations et de la microfissuration à l'échelle de l'ouvrage. Ces symptômes macroscopiques de détérioration s'accompagnent d'indices microscopiques dont les principaux sont la microfissuration des granulats et de la pâte de ciment avoisinante, ainsi que la présence d'un produit de réaction secondaire appelé gel de silice.

L'objectif général de ce projet était de développer une technique automatique d'évaluation de l'état d'endommagement associé à la RAS par quantification de la présence et de la distribution des deux indices de réactivité mentionnés plus haut. La technique recherchée permettrait :

- de déterminer quantitativement l'état de détérioration réel d'une structure affectée par la RAS,
- de suivre cette détérioration dans le temps, de manière à déterminer l'évolution de la réaction et les dommages créés par celle-ci.

Une telle technique permettant d'évaluer l'apport ponctuel ou relatif de la RAS par rapport à d'autres mécanismes susceptibles d'affecter ou d'accélérer l'endommagement du béton, comme le gel-dégel ou la corrosion des armatures, pourrait s'avérer fort utile dans la planification des programmes de réfection des ouvrages routiers et hydrauliques en béton vieillissant.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le projet s'est déroulé en deux phases : 1) choix et développement de la technique pétrographique (méthode de préparation des échantillons, programme d'analyse d'images, etc.) et 2) application de la technique à une première série d'échantillons fabriqués en laboratoire, puis à une seconde prélevée à partir d'une structure en service.

Dans le cas des échantillons de laboratoire, une relation entre le degré de fissuration, la quantité de gel de silice produite et le niveau d'expansion était recherchée. Deux granulats, soit le calcaire Spratt et le grès de Potsdam, ont été sélectionnés pour cette étude. Ces derniers ont été à l'origine de la détérioration prématurée de nombreuses structures en béton dans les régions de Montréal et d'Ottawa ; toutefois les bétons incorporant ces granulats et affectés par la RAS présentent des caractéristiques pétrographiques fort distinctes. Deux mélanges ont ainsi été préparés conformément à la norme CSA A23.2-14A (essai d'expansion sur prisme de béton). Pour chacun de ces mélanges, douze éprouvettes de 75x75x300 mm ont été fabriquées. Après une cure de 24 heures en chambre humide, les éprouvettes ont été entreposées à 38°C et H.R.>90% afin d'en mesurer l'expansion à intervalle régulier sur une période d'un an. Après chacune des séances de mesures, une éprouvette de chaque mélange a été prélevée afin d'être examinée pétrographiquement pour en quantifier l'endommagement. Dans le deuxième cas (structure en service), la technique fut appliquée à une carotte de forage provenant du barrage Beauharnois.

Technique développée

A cause de sa simplicité et de son efficacité éprouvée, nous avons opté pour une méthode de quantification sur plaque de béton polie. Le schéma de la figure 1 résume les étapes de préparation des échantillons [1].

Une tranche de 20 mm d'épaisseur est tout d'abord taillée à l'aide d'une scie rotative diamantée à avance lente et automatique à partir de l'éprouvette ou de la carotte à examiner. Un tel appareil permet de produire une surface de coupe uniforme tout en n'engendrant qu'un minimum de fissures secondaires. La préparation et la caractérisation pétrographique de l'échantillon se font ensuite en deux étapes successives. La surface de la plaque est d'abord vaporisée à l'aide d'une solution d'acétate d'uranyl. Cette substance permet de localiser le gel en le rendant fluorescent sous un rayonnement UV de 254 nm [2]. Un examen quantitatif au stéréomicroscope est alors effectué à cette étape, permettant ainsi de quantifier la présence et la distribution du gel de silice au sein du béton. La plaque est par la suite nettoyée dans un bain aux ultrasons avant d'être imprégnée sous un vide léger d'une résine époxyde de faible viscosité contenant un traceur ultraviolet. L'excès de résine recouvrant la surface de la plaque est alors enlevé par polissage successif sur plaques rotatives diamantées. La surface polie ainsi produite est une fois de plus examinée au stéréomicroscope sous rayonnement UV; une telle exposition permettra de mettre en évidence le motif de microfissuration du béton (imprégné par la résine UV) et d'en déterminer les caractéristiques, tel que décrit plus loin.

Des examens au stéréobinoculaire des plaques imprégnées ont démontré que presque toutes les fissures sont effectivement remplies par la résine époxyde. Il se peut toutefois que quelques unes d'entre elles n'aient pas été pénétrées par la résine parce qu'elles étaient trop fines.

Quantification automatique par analyse d'images

La quantification de l'endommagement a été effectuée par l'acquisition d'images sous rayonnement UV à l'aide d'une caméra CCD noir et blanc Hitachi montée sur un stéréomicroscope. Le système d'éclairage utilisé se compose de deux lampes XX-F15 fabriquées par Spectroline d'une puissance de 30 Watt chacune et émettant un rayonnement UV de 254 nm. Le grossissement utilisé fut de 20X, ce qui permet de visualiser une surface d'environ 15 mm x 15 mm à la fois. L'acquisition des images se fait donc par champs d'observation. Ce système est couplé à un moniteur vidéo qui permet de visualiser les images et d'effectuer la mise au foyer.

Une plate-forme motorisée Aerotech ATS100 reliée à un ordinateur est utilisée pour le déplacement des plaques pour l'acquisition des images. Un programme informatique permet de déplacer automatiquement l'échantillon entre chaque acquisition, de sorte qu'une surface comportant un minimum de 30 champs d'observation soit couverte lors de l'analyse d'une plaque.

Programmes informatiques

Deux programmes informatiques d'analyse d'images ont été développés spécifiquement pour cette étude ; un premier permettant la quantification de l'abondance de gel de silice au sein du béton, ainsi qu'un deuxième pour la quantification du degré de fissuration du béton. Les étapes de traitement d'images sont schématisées à la figure 2. Plusieurs paramètres ont été calculés ; cependant, seulement 4 paramètres peuvent être retenus pour leur pertinence et leur justesse :

- *longueur totale de fissuration développée (L_{tot})* : il s'agit de la sommation des longueurs des fissures,
- *orientation des fissures* : le programme calcule l'orientation préférentielle des fissures,
- *superficie totale de gel (S_{tot})* : il s'agit de la somme de la superficie de tous les éléments présentant une fluorescence à l'acétate d'uranyl,
- *pourcentage de superficie du gel dans chaque classe (%)* : à partir de la superficie totale de gel, l'ordinateur calcule le pourcentage en superficie du gel se trouvant dans chaque classe (i.e. fissure ou bulle d'air). Ce paramètre permet d'estimer la distribution relative du gel de silice.

RÉSULTATS ET DISCUSSION

Mélanges de laboratoire

La quantification automatique par analyse d'images a été réalisée sur plus d'une vingtaine de plaques taillées et polies à partir d'éprouvettes provenant des mélanges expérimentaux décrits précédemment et représentant des âges et niveaux d'expansion différents.

Calcaire Spratt - La relation fissuration/expansion est particulièrement bien représentée par les mesures de longueur totale de fissuration (L_{tot}) développée dans les plaques incorporant le calcaire Spratt (Fig. 3A). L'endommagement d'un béton incorporant ce granulats et attribuable à la RAS suit un processus caractérisé par le développement de microfissures à travers les particules de granulats, lesquelles finissent peu à peu par se propager à la pâte de ciment et de particule en particule. Les sites de réaction et les pressions de gonflement sont ainsi localisés au

niveau des microfissures des granulats et de leur extension dans la pâte de ciment, d'où une excellente corrélation entre le degré d'expansion atteint en fonction du temps et la longueur totale de fissures au sein du béton.

Grès de Potsdam - Le développement de l'endommagement du béton incorporant le grès de Potsdam suit un processus différent. L'attaque des hydroxydes alcalins de la pâte de ciment entraîne la désagrégation progressive des particules de grès, les rendant ainsi poreuses et friables. Lors de la préparation des plaques polies, la résine époxyde pénètre profondément les particules de granulats leur donnant ainsi un aspect fluorescent diffus. Le programme informatique d'analyse d'image interprète cela comme une multitude de microfissures. De plus, le gel de silice diffuse progressivement à travers la pâte de ciment tout autour de la périphérie de chaque particule réactive, provoquant ainsi un gonflement massif du béton et la formation de microfissures diffuses dans la pâte de ciment. L'ensemble des phénomènes décrits plus haut entraîne une augmentation générale de la quantité de fissures en fonction du niveau d'expansion atteint (Fig. 3B). Cette relation est toutefois moins nette qu'avec le calcaire Spratt, ce qui rend la caractérisation quantitative par analyse d'images du degré d'endommagement des bétons incorporant le grès de Potsdam plus limitée.

Les travaux effectués jusqu'ici sur les échantillons de laboratoire n'ont malheureusement pas permis d'établir une relation entre les mesures quantitatives d'abondance de gel au sein du béton et le niveau d'expansion atteint par l'éprouvette.

Carotte prélevée au sein du barrage Beauharnois

Le barrage Beauharnois, d'une longueur totale de 865 m, est situé à 40 km à l'est de Montréal (Canada), à l'entrée du canal Beauharnois. Ce barrage fut construit en trois phases dont les travaux ont débuté respectivement en 1928, 1948 et 1956, le barrage rive droite constituant la partie la plus ancienne. Le grès de Potsdam a été utilisé comme granulat pour le béton de l'aménagement. D'importants désordres structuraux attribuables à la réaction alcalis-silice ont été diagnostiqués, particulièrement dans la partie la plus ancienne du barrage [3].

Un forage de 200 mm (8 po) de diamètre et d'une longueur totale de 10 m a été réalisé à l'été 1993 dans la section plot 7 du barrage rive droite de l'aménagement Beauharnois. (Fig. 4). Cinq échantillons d'une dimension de 120 x 200 mm ont été taillés en vue d'en quantifier l'état d'endommagement. Quatre d'entre eux provenaient des zones de la carotte montrant le plus d'indices de RAS, tandis que le cinquième a été prélevé dans une zone relativement saine, c'est-à-dire au milieu.

Quantification automatique et Damage Rating Index

Le Damage Rating Index (DRI) est une technique semi-quantitative d'évaluation de l'état d'endommagement du béton affecté par la RAS qui a été développée récemment au Conseil National de Recherche à Ottawa [4]. Au cours de ce test, l'opérateur comptabilise de façon manuelle la présence d'indices pétrographiques de RAS sur surface de béton polie à l'aide d'un stéréomicroscope (grossissement 10X) et leur attribue un facteur de pondération spécifique [4]. Le tableau 1 présente chaque indice pétrographique à comptabiliser ainsi que le facteur pondérateur qui y est associé.

TABLEAU 1 DRI - INDICES PÉTROGRAPHIQUES DE RAS ET FACTEUR PONDÉRATEUR ASSOCIÉ

Indice pétrographique	facteur
Granulat avec fissure (FG)	0,25
Granulat avec fissure et gel (FG+G)	2
Décohésion du granulat (D)	3
Auréole de réaction autour du granulat (A)	0,5
Pâte de ciment avec fissure (FC)	2
Pâte de ciment avec fissure et gel (FC+G)	4
Bulle d'air avec gel (GB)	0,5

Les résultats des mesures de la longueur totale de fissuration au sein des cinq carottes provenant du barrage Beauharnois confirment un endommagement général du béton (L_{tot} minimum obtenu: 1250 mm pour BE-3) (Fig. 5A). Toutefois, le degré relatif d'endommagement augmente en se rapprochant de la surface et de la galerie de drainage à la base, vraisemblablement en fonction de la disponibilité d'humidité et de l'état relatif des contraintes de confinement. L'analyse de l'orientation des fissures au sein du béton a par ailleurs permis de constater que celles-ci se développaient principalement parallèlement à la surface [1]. Ces observations confirment les résultats des travaux de Blois [5] qui avait estimé les contraintes horizontales et verticales au sein du béton à 4 et 2 MPa, respectivement.

Les valeurs obtenues du Damage Rating Index (DRI) confirment également un état d'endommagement supérieur au niveau du béton de surface, et jusqu'à un certain point dans la section plus profonde du barrage (Fig. 5B).

La quantification de l'abondance de gel effectué par traitement automatique d'analyse d'image a également permis de démontrer que les échantillons les plus fissurés ou endommagés sont également ceux contenant la plus grande quantité de gel de silice; ce dernier se retrouve toutefois principalement au sein des particules de granulats (Fig. 6). Une telle corrélation n'avait cependant pu être aussi clairement établie pour les échantillons de laboratoire incorporant le grès de Potsdam.

Extrapolation des résultats

Le niveau d'expansion correspondant aux cinq sections de carottes prélevées dans le barrage de Beauharnois peut être estimés à l'aide des analyses pétrographiques réalisées en laboratoire (Fig. 7). Néanmoins, le niveau d'expansion atteint par l'échantillon BE-1 (profondeur 0.6m) peut difficilement être établi avec précision puisque les facteurs climatiques et environnementaux (e.g. cycles thermiques, gel/dégel, mouillage/séchage, faibles contraintes de confinement) sont très actifs près de la surface. Les résultats du DRI (Fig. 7A) suggèrent des niveaux d'expansion variant entre 0.05% (BE-3) et 0.085% (BE-4 et BE-5), alors que des expansions variant entre 0.20 et 0.30% sont suggérés par les résultats de la quantification automatique (Fig 7B).

Lupien [6] évalue, sur la bases de données d'auscultation, que les déformations des plus vieux ouvrages de Beauharnois dépasseraient 2000 $\mu\epsilon$, ce qui correspond un niveau d'expansion supérieur à 0,2 %. Les valeurs d'expansion estimées à partir de la technique automatique semblent donc être de l'ordre des déformations estimées.

CONCLUSION

Les travaux préliminaires effectués en laboratoire ont démontré que la technique pétrographique automatique par analyse d'image permet d'établir une corrélation entre le degré de microfissuration du béton attribuable à la RAS et le niveau d'expansion atteint. Les résultats ont été particulièrement intéressants pour les bétons incorporant le calcaire Spratt, mais relativement moins convaincants pour ceux incorporant le grès de Potsdam. Les travaux effectués jusqu'ici sur les échantillons de laboratoire n'ont cependant pas permis d'établir de relation entre les mesures quantitatives d'abondance de gel et le niveau d'expansion atteint par l'éprouvette.

Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de la carotte prélevée dans le barrage Beauharnois rive droite ont confirmé que le béton est affecté par la RAS dans son ensemble et que le motif de fissuration possède une orientation préférentielle parallèle à la surface du parement aval du barrage. L'endommagement du béton est plus élevé aux deux extrémités du forage et relativement moindre au cœur du barrage. Les travaux pétrographiques quantitatifs effectués dans le cadre de ce projet suggèrent que l'endommagement du béton de barrage correspondrait à celui engendré par des niveaux d'expansion variant entre 0.20 et 0.30%.

La technique développée pourra donc s'intégrer dans un programme de gestion des structures affectées par la RAS et ainsi permettre une évaluation de l'état d'endommagement relatif des ouvrages en béton, de même qu'une estimation de l'expansion atteinte par ceux-ci.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier le Dr. Rolando Lastra (CANMET) pour son aide précieuse lors du développement du programme d'analyse d'images. Nous remercions également le Dr. Patrick Grattan-Bellew, du Conseil National de Recherche, pour nous avoir permis d'utiliser son équipement afin de réaliser le *Damage Rating Index* sur nos échantillons. Ce projet n'aurait pu être mené à terme sans le soutien financier d'Hydro-Québec, de CANMET et du Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et Génie (CRSNG).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] RIVARD, P. (1998) *Quantification de l'endommagement du béton atteint de réaction alcalis-silice par analyse d'images*, Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
- [2] NATESAIYER, K., HOVER, K.C. (1988a) *In situ identification of ASR products in concrete*, *Cement and Concrete Research*, vol 18, no 3, p. 455-463.
- [3] ALBERT, P., RAPHAEL, S. (1987) *Alkali-silica reactivity in the Beauharnois powerhouse, Beauharnois*, compte-rendus de la 7^{ème} Conférence internationale sur les réactions alcalis-granulats, Ottawa (Canada), p. 10-16.
- [4] GRATAN-BELLEW, P.E., DANAY, A. (1992) *Comparaison of laboratory and field evaluation of AAR in large dams*, Proceedings, International Conference on Concrete AAR in Hydroelectric Plants and Dams, 28 sept. au 2 oct. 1992, Canadian Electrical Association in association with Canadian National Committee of the International Commission on Large Dams, p.23
- [5] BOIS, A.P. (1995) *Auscultation des ouvrages en rocher ou en béton à l'aide du cylindre instrumenté de l'Université de Sherbrooke (CIUS)*, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 382 pages
- [6] LUPIEN R. (1995) *Gonflement du béton de Beauharnois*, Comité de révision de la sécurité des barrages, Hydro-Québec, rapport crsb-d.doc

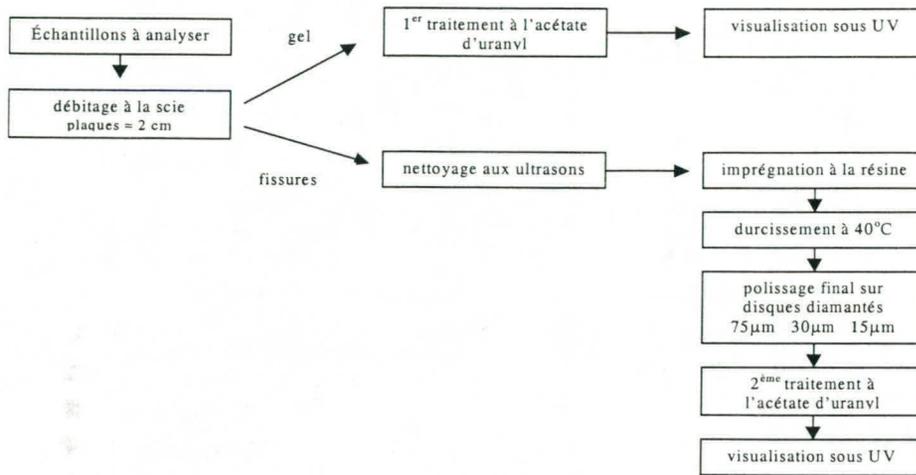


Figure 1 Schéma illustrant les étapes de préparation des échantillons

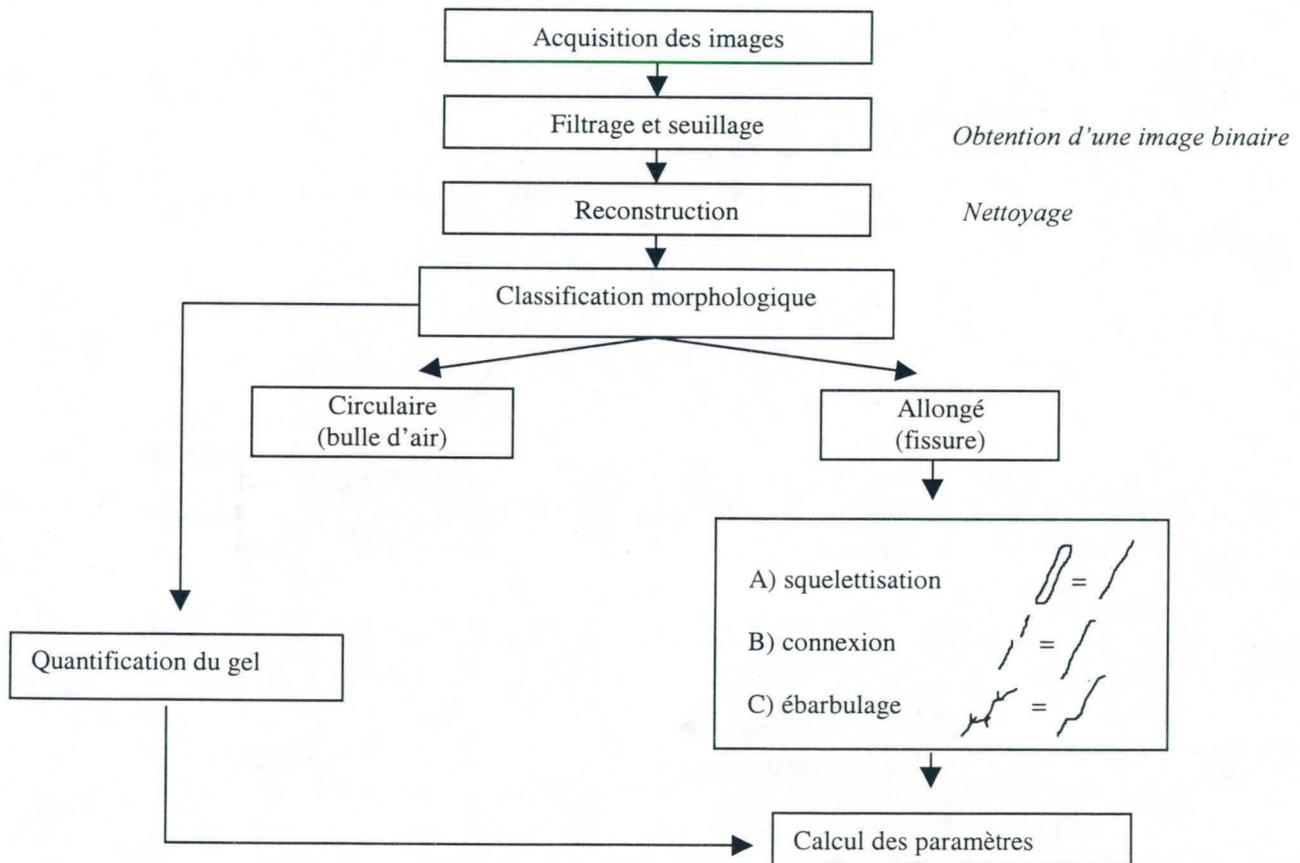
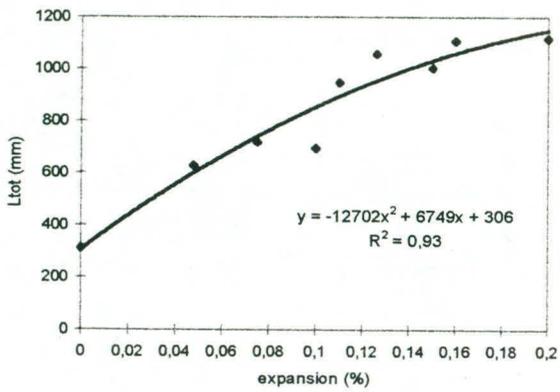
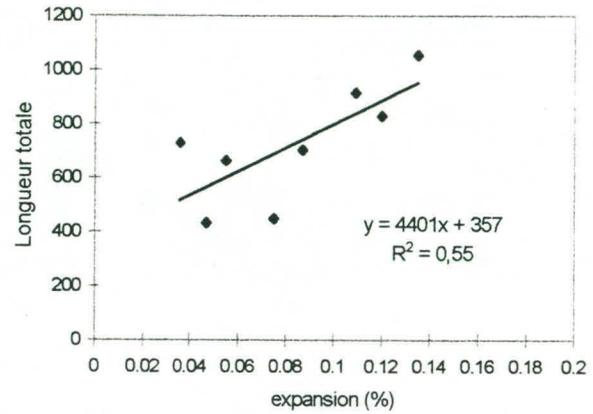


Figure 2 Schéma illustrant les procédures des programmes d'analyse d'images



a) Spratt



b) Potsdam

Figure 3 Relation entre la longueur totale de fissuration et le niveau d'expansion

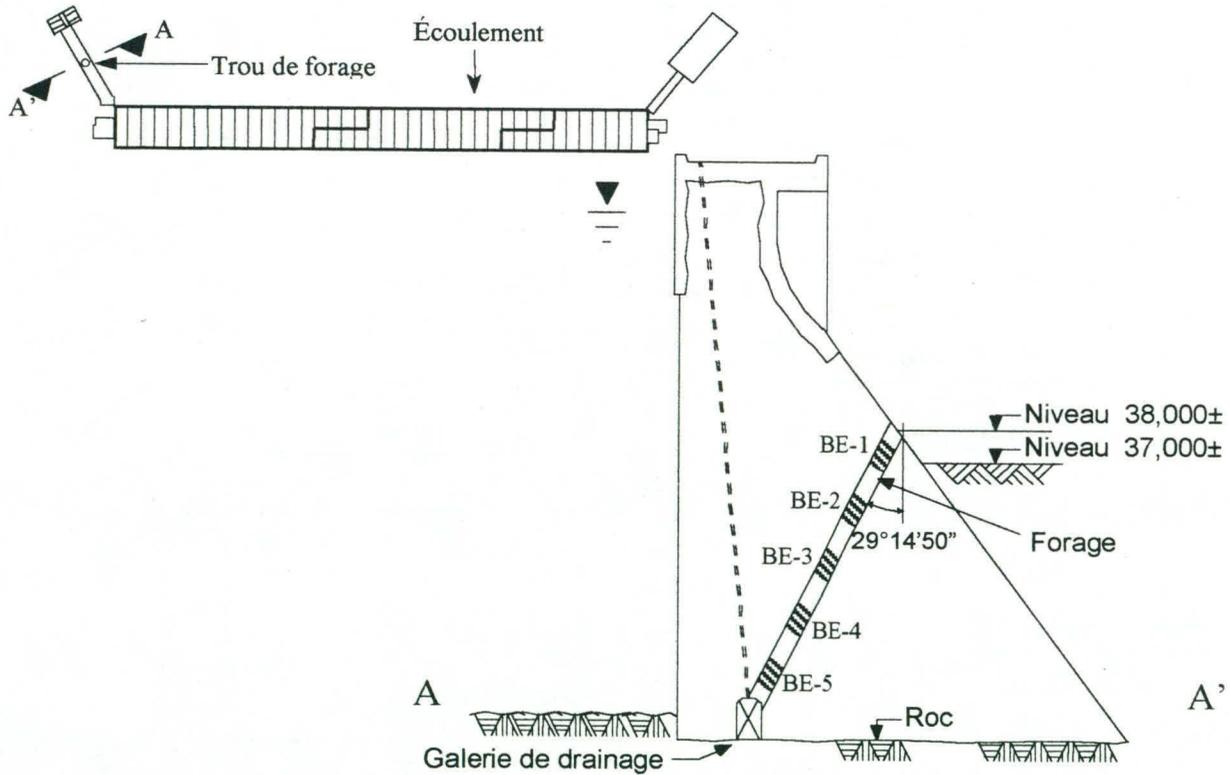
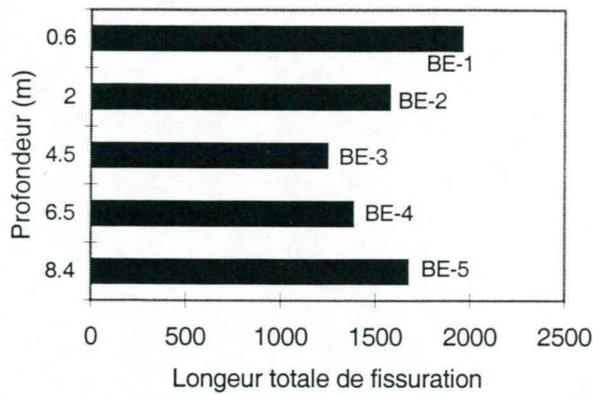
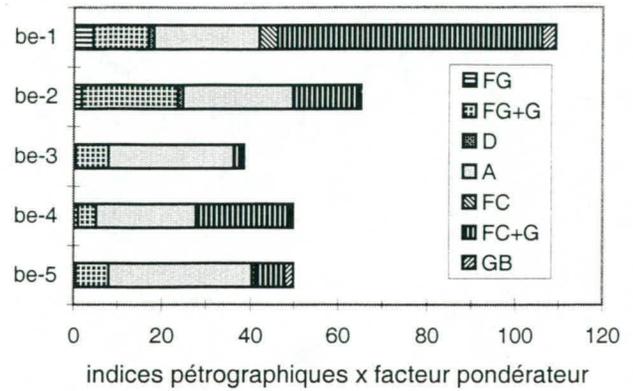


Figure 4 Localisation du forage (vue en coupe du barrage rive droite)



a) Technique automatique



b) Damage Rating Index

Figure 5 Comparaison des lectures des deux techniques (Beauharnois)

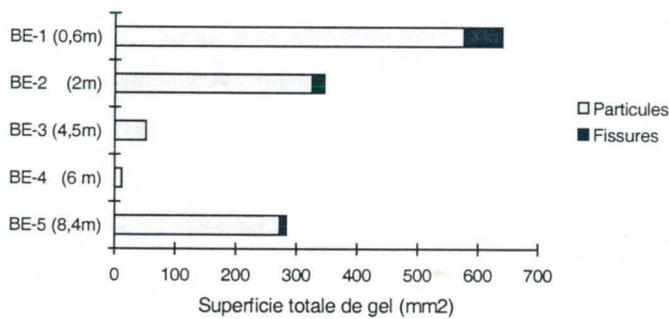
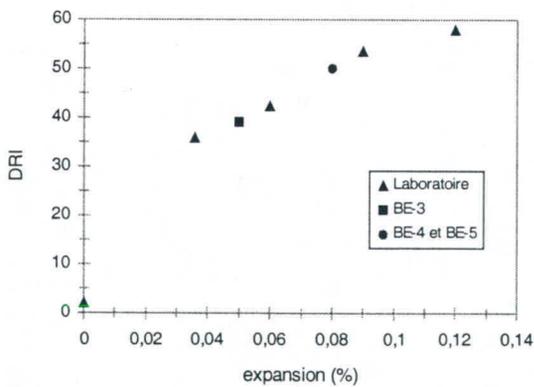
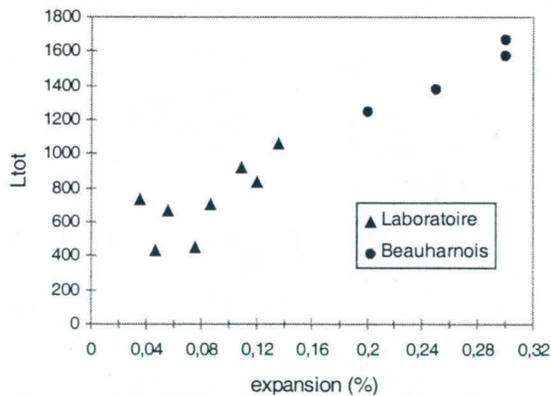


Figure 6 Quantification de l'abondance de gel (Beauharnois)



a) DRI



b) Technique automatique

Figure 7 Estimation de l'expansion actuelle des échantillons de la carotte selon le DRI et la technique automatique

CONCEPTION, CONSTRUCTION ET INSTRUMENTATION DU NOUVEAU PONT AUTOROUTIER EN BÉTON ARMÉ D'ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES : PONT JOFFRE À SHERBROOKE

Brahim Benmokrane
Professeur titulaire

Mohamed Chekired
Chercheur post-doctoral

Jean-François Nicole
Étudiant 2^e cycle

Département de génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke (Québec) J1K 2R1

RÉSUMÉ : Le présent article traite du nouveau pont autoroutier "Pont Joffre à Sherbrooke" pour lequel une partie de la dalle du tablier a été renforcée à l'aide d'une armature principale en matériaux composites, de même qu'une partie du chasse-roue et du trottoir. Le pont a été muni de nombreux et différents instruments de mesure pour la surveillance en continu, notamment des capteurs à fibre optique. Plus de 180 instruments (capteurs à fibre optique, jauges de déformation à corde vibrante, jauges de déformation électriques) ont été installés à des endroits stratégiques dans la dalle de béton du tablier et sur les poutres d'acier. Le comportement de l'armature en matériaux composites retenue pour ce projet a fait l'objet de nombreux essais en laboratoire incluant notamment des essais de flexion (statiques et cycliques) sur des dalles.

INTRODUCTION

La grande majorité des infrastructures de génie civil en service est en béton. Le béton est un matériau fort complexe et dont le vieillissement s'accompagne d'une dégradation dont l'évolution dépend des conditions environnementales. Le rétablissement de la capacité des infrastructures à supporter les exigences de service initialement considérées lors de leur conception donne lieu à des travaux de réhabilitation ou de reconstruction très coûteux. Le coût des détériorations des infrastructures causées par la corrosion de l'acier est estimé, à travers le monde, à plus de 900 milliards de dollars. Au Canada, plus de 74 milliards de dollars sont nécessaires pour la réparation des infrastructures. Au Québec, le service d'entretien du Ministère des Transports du Québec réserve plus de la moitié de son budget pour l'entretien des infrastructures en béton dont l'endommagement est relié à la corrosion de l'acier. L'utilisation de béton à faible perméabilité, l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement, le traitement des surfaces extérieures du béton à l'aide de silanes, la protection cathodique des renforcements, le revêtement de l'acier à l'aide d'une couche de résine d'époxyde, la galvanisation et l'utilisation de renforcements en acier inoxydable sont les principales techniques qui ont été considérées en pratique jusqu'à présent. Cependant, ces matériaux et techniques ne se sont pas avérés efficaces en tout temps, surtout dans le cas de structures exposées à des environnements particulièrement agressifs, telles que les constructions côtières, les stationnements multi-étagés et les ponts dans les pays froids où l'on a souvent recours à l'utilisation de sel et de produits pour le déverglaçage. L'une des solutions les plus innovatrices et efficaces consiste en l'utilisation de renforcements non corrosifs en matériaux composites à base de fibres organiques et inorganiques et d'une matrice polymère. En plus d'être très résistants à la corrosion, les renforcements en matériaux composites présentent d'autres avantages par rapport à l'armature conventionnelle en acier en termes de légèreté, de résistance mécanique et de neutralité électromagnétique. Le pont Joffre, dont la mise en service a été effectuée en 1949, a nécessité des travaux de reconstruction de grande envergure. Ces travaux ont

été nécessaires à la suite d'une dégradation importante du béton du tablier et des poutres principales d'où la corrosion des armatures d'acier. Dans le but d'augmenter la durée de vie des structures en béton, une solution existe et consiste à remplacer les armatures d'acier par des armatures en matériaux composites. En plus de ces avantages, l'armature en matériaux composites offre la possibilité d'insertion d'instruments de mesure (fibres optiques) lors du processus de fabrication

Dans le cadre de la reconstruction du Pont Joffre (Sherbrooke) l'alternative d'utilisation d'armatures en matériaux composites a été retenue. Le pont Joffre, dont la mise en service a été effectuée en 1949, a nécessité des travaux de reconstruction suite à une dégradation importante du béton du tablier et des poutres principales. Cette première réalisation au Québec portant sur l'utilisation d'armatures en matériaux composites a été effectuée en collaboration avec le Ministère des Transport du Québec, la Ville de Sherbrooke et le bureau d'ingénieurs conseils Teknika Inc. Une partie de la dalle de béton du tablier a été renforcée à l'aide d'une armature principale en matériaux composites, de même qu'une partie du chasse-roue et du trottoir. Les armatures en matériaux composites (à base de fibres de carbone pour la dalle et à base de fibre de verre pour le chasse roue et le trottoir) ont fait l'objet de nombreuses études en laboratoire dans le but de définir leur comportement sous différentes sollicitations. Par ailleurs une stratégie d'instrumentation du pont a été établie pour définir les niveaux de contraintes aussi bien dans l'armature en matériaux composites utilisées, dans la dalle du pont ainsi que dans les poutres principales. Dans cette stratégie, on retrouve notamment l'intégration de capteurs à fibre optique dans le renforcement ainsi que l'instrumentation du tablier (dalle et poutres).

ESSAIS EN LABORATOIRE

Une mise à jour des connaissances a permis de définir les matériaux susceptibles de répondre aux exigences en vigueur dans la construction des ponts. Les travaux de recherche menés à l'Université de Sherbrooke depuis les sept dernières années et à l'Institut de Recherche en Construction (IRC-CNRC, Ottawa) ont permis de bien cerner les paramètres déterminants de ce projet. Aussi, les données recueillies par Autocon Composites Inc. et Marshall Industries Composites Inc. (respectivement manufacturiers de l'armature Nefmac et de l'armature C-BAR) ont fourni des données pratiques quant à l'utilisation des renforcements en matériaux composites.

Les essais en laboratoire ont été menés sur des dalles en béton (3200 mm × 1000 mm × 250 mm). Ces essais ont permis de définir le comportement des matériaux impliqués dans l'étude et consistent en des essais de flexion. Quatre dalles ont été testées dont une a été soumise à un chargement cyclique de 4 millions de cycles. La figure 1 illustre le renforcement et l'instrumentation de cette dalle.

Lors des essais, un déchargement a été effectué lorsque la déflexion enregistrée était de 20 mm. Cette disposition, retenue pour les quatre dalles testées, nous permettait de connaître le comportement de la dalle au déchargement (déflexion, ouvertures des fissures et déformations). Les taux de chargement étaient les suivants: (i) 0,6 mm/min jusqu'à apparition de la première fissure ; (ii) 1,2 mm/min pour le reste de l'essai et (iii) 2 mm/min au déchargement.

L'instrumentation des dalles a été réalisée à l'aide de (i) deux LVDTs installés à mi-portée de la dalle pour la mesure de la déflexion; (ii) cinq jauges de déformation électrique installées sur le parement de la dalle (quatre dans le cas de la dalle renforcée à l'aide de barres en acier); (iii) deux

jauges de déformation électrique installées sur la dalle à proximité des LVDTs; (iv) des LVDTs de haute précision pour la mesure de l'ouverture des premières fissures et (v) de onze jauges de déformation électrique installées sur le renforcement. Un système d'acquisition de données a été utilisé pour l'enregistrement des données.

Les résultats obtenus sur les essais en laboratoire font actuellement l'objet d'un rapport technique qui sera soumis au Ministère des Transports du Québec (Division Structures) et seront publiés ultérieurement.

CARACTÉRISTIQUES DU PONT JOFFRE

Le pont Joffre, qui enjambe la rivière St-François à Sherbrooke, est constitué de cinq travées d'une longueur totale de 165 m. La dalle en béton du pont, d'une épaisseur de 260 mm, repose transversalement sur cinq (05) poutres d'acier d'une hauteur de 1760 mm et espacées de 3.7 m. Le pont assure ainsi 4 voies pour le trafic routier.

Renforcement du tablier du pont

Le renforcement d'une section du tablier du pont, réalisé à l'aide d'une armature en fibre de carbone, se situe entre les axes 2 et 3 comme le montre la figure 2. La proximité de cette section vis à vis de la culée ouest a permis de définir une bonne stratégie d'instrumentation et ce, par la possibilité de l'accès aux poutres principales d'acier et aussi par la diminution de la longueur des fils de communication vers la station de lecture des instruments de mesure. Aussi, l'installation du ferrailage du pont a commencé dans cette partie du pont, ce qui nous a permis de disposer du temps nécessaire pour l'installation du renforcement en fibres de carbone ainsi que de la mise en place des différents instruments de mesure.

L'armature en fibre de carbone utilisée, de type Nefmac C19-R2, se présente sous forme d'un treillis de 3,6 m × 2,3 m avec une maille de 200 × 100 mm². La surface totale est constituée de 10 treillis (2 × 5 rangées), ce qui représente une surface totale de 11,5 m × 7,3 m. L'axe des deux rangées longitudinales coïncident avec ceux des poutres principales aux axes B et C. Cette disposition a permis d'éviter de procéder au recouvrement dans des zones de moment maximum. Le chevauchement entre l'armature composite à base de fibres de carbone et les armatures en acier a été assuré par un prolongement de ces dernières. Le chevauchement entre les treillis a été assuré par des portions du même type de treillis de 2,45 m × 1,15 m.

Le renforcement en matériaux composites à base de fibres de carbone a été installé au même niveau que l'armature supérieure en acier avec un recouvrement de 60 mm. Aussi il a été suggéré au préalable un recouvrement de béton de 25 mm au niveau du renforcement en matériaux composite étant donné que ce dernier est non-corrosif. Cette suggestion n'a pu être retenue de par les conditions de mise en place du béton. L'appareil de mise en place du béton consistait en une lame vibrante posée sur deux rails qui coulaient directement sur le renforcement.

Renforcement du chasse-roie et du trottoir

Le renforcement du chasse-roie et du trottoir a été réalisé à l'aide de matériaux composites à base de fibres de verre (armature C-BAR). La forme des armatures a été réalisée par le manufacturier selon les spécifications géométriques des plans d'exécution.

INSTRUMENTATION

La section du pont renforcée à l'aide des matériaux composites a été instrumentée dans le but de confirmer la performance de ces nouveaux matériaux et de définir le comportement de cette section du pont. Le choix des instruments de mesure ainsi que leur localisation dans le béton et sur le renforcement aideront à avoir une idée précise, aussi bien à court terme qu'à long terme, de l'amplitude des efforts dans la section du pont renforcés à l'aide de matériaux composites. La section du pont renforcée à l'aide des matériaux composites étant située à mi-portée de la première travée (entre les axes 1 et 2), les poutres principales ont aussi été instrumentées à ce niveau. L'instrumentation des poutres principales permettra de connaître la flèche au niveau de cette section de la travée.

Instrumentation du renforcement

La surface du renforcement en matériaux composites est constituée de 10 treillis de type Nefmac C19-R2 dont six ont été instrumentés. L'instrumentation a été réalisée à l'aide 1) de six (06) capteurs à fibre optique intégrés et de trente deux (32) collés en surface et 2) de trente six (36) jauges de déformation électrique.

Les capteurs de déformation à fibre optique intégrés dans le treillis sont des capteurs Fabry Pérot (type SFO-FP). Les capteurs collés sur les treillis sont des réseaux Bragg et des capteurs Fabry Pérot (type SFO-FP). La figure 3 montre une vue d'un treillis instrumenté et prêt à l'installation.

Instrumentation du tablier en béton et des poutres d'acier

L'instrumentation de la dalle a été réalisée à l'aide de: (i) 6 jauges de déformation à corde vibrante; (ii) 2 capteurs de déformation à fibre optique (Type EFO), (iii) 36 jauges de déformation enfouies dans le béton (Type EGP-5-350); (iv) 2 capteurs de température à fibre optique (Type TFO-H) et (v) 7 thermocouples.

L'instrumentation des poutres principales en acier a été réalisée à l'aide de: (i) 3 capteurs de déformation à fibre optique (Type SFO-W); (ii) 3 jauge de déformation à corde vibrante (Type SM-2A) et (iii) 15 jauges de déformation électrique (Type CEA-06-W250A-350). Tous les instruments de mesure ont été installés sur les poutres principales en acier par micro-soudage. La figure 4 montre une représentation schématique des instruments de mesure installés et leur position sur les poutres principales en acier.

SUIVI DU COMPORTEMENT

Le suivi du comportement est régulièrement effectué par l'enregistrement statique et dynamique des déformations. Un exemple de données enregistrées par quatre capteurs de déformation et un capteur de température à fibre optique est présenté à la figure 5. On constate de faibles variations des déformations. La position des instruments de mesure dans la dalle explique cette faible variation. En effet, les instruments ont été installés sur la partie inférieure du renforcement pour leur assurer une bonne durée de vie et, particulièrement pour survivre lors de la mise en place du béton (impact du poids des ouvriers). Ainsi, la distance entre les jauges et la face supérieure de la dalle est de 75 mm.

La figure 6 montre les déformations enregistrées par un capteur à fibre optique, installé dans la partie inférieure de la poutre principale du centre, lors du passage d'un véhicule. La fréquence d'acquisition est 100 hertz. On constate que les déformations sont faibles pour un trafic routier

normal. Les résultats obtenus à ce jour concernent un trafic normal et ne peuvent être comparés étant donné que la charge des véhicules est ignorée. Toutefois, les déformations maximales enregistrées donnent une bonne indication des efforts maximum que subissent les différentes composantes du pont.

Les résultats enregistrés par les différents instruments seront compilés dans un rapport à soumettre au Ministère des Transports du Québec.

CONCLUSION

Les différentes phases de ce projet se sont déroulées sans difficultés. Il a été constaté que le degré de développement dans la fabrication des nouvelles armatures intégrées de capteurs à fibre optique atteint aujourd'hui permet de penser que ces derniers seront de plus en plus utilisés et ce, dans un avenir très proche. Par ailleurs, les résultats des essais entrepris en laboratoire et les données de l'instrumentation recueillies à ce jour sur le pont Joffre sont très concluants et ont montré un comportement comme attendu.

Des travaux de recherche futurs sont envisagés dans le cadre de ce projet et ce, mise à part l'étude du comportement à court et à long terme de la section du pont renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites. Il s'agit d'étudier la réponse dynamique de l'armature en matériaux composites aussi bien sous trafic normal que contrôlé. Cette étude se fera avec la collaboration des ingénieurs du Ministère des Transports du Québec. Ces travaux permettront d'établir une base de données expérimentales pour des ponts renforcés à l'aide d'armatures en matériaux composites. Par ailleurs, les résultats aideront à définir les procédures de design pour les structures renforcées à l'aide d'armatures en matériaux composites. Ces essais permettront aussi de calibrer des modèles d'éléments finis (logiciels spécialisés).

Les nouvelles armatures en matériaux composites offrent une solution innovatrice aux différents problèmes de corrosion des armatures en acier conventionnelles. Ce projet, réalisé au Québec, associé à ceux réalisés actuellement au Canada, l'Europe, le Japon et les États Unis permettront de démontrer que les armatures en matériaux composites offrent une solution innovatrice aux différents problèmes de corrosion des armatures en acier.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les ingénieurs du Ministère des Transports du Québec (Section Structure), ceux du bureau d'ingénieurs conseils Teknika Inc. et les responsables de la Ville de Sherbrooke pour leur collaboration pour la réalisation de ce projet. Nous tenons aussi à remercier MM. Gamil Tadros de SPECO ENGINEERING Ltd. (Calgary, Alberta) et Habib Rahman de l'Institut de Recherche en Construction (Ottawa, Ontario) pour leur contribution technique.

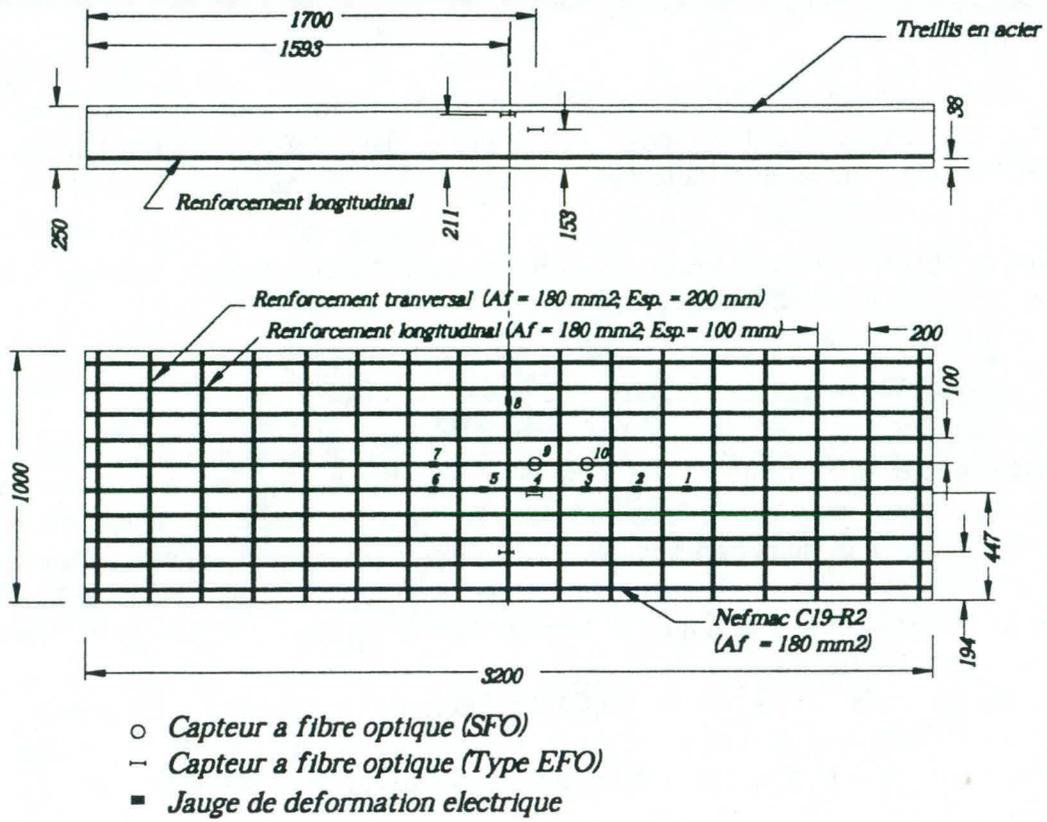


Figure 1. Caractéristiques et instrumentation des dalles testées en laboratoire

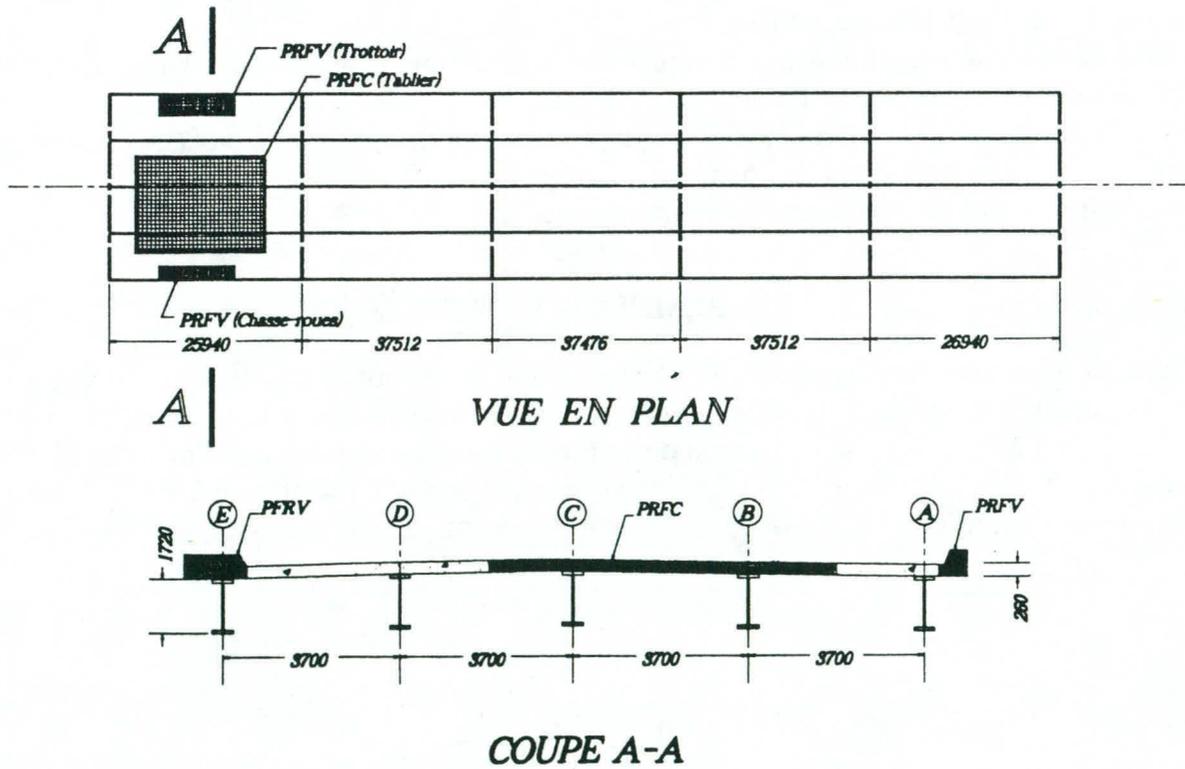


Figure 2. Localisation du renforcement en matériaux composites

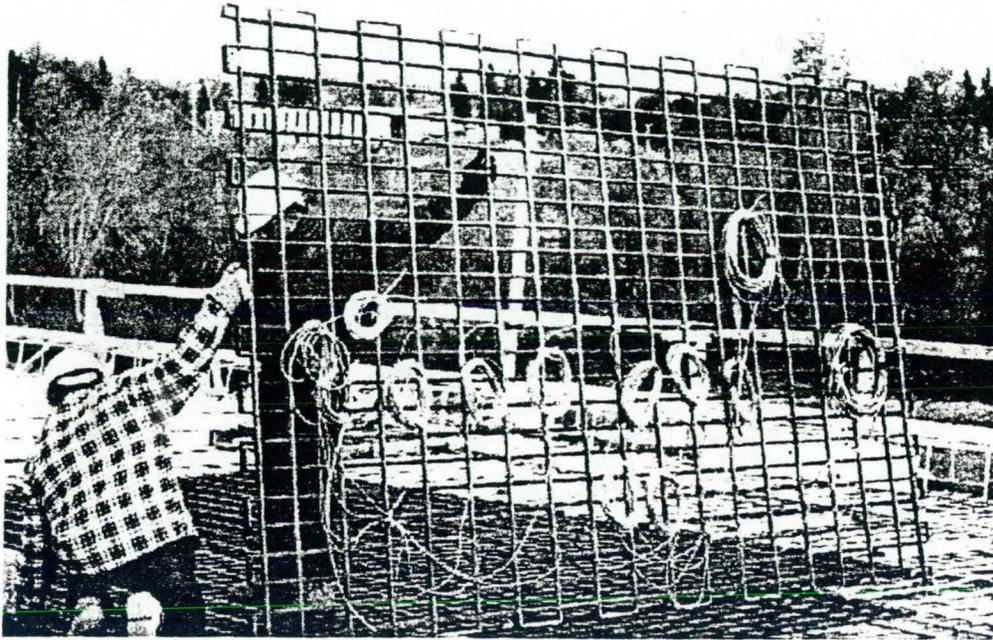


Figure 3. Vue d'un treillis instrumenté et prêt pour l'installation

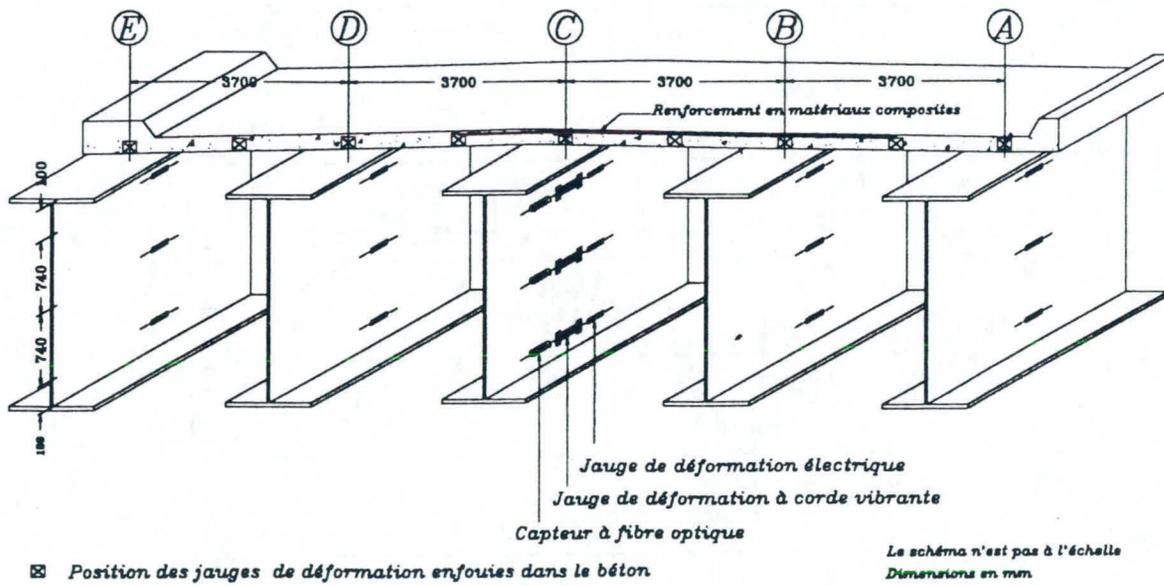


Figure 4. Position des jauges sur les poutres principales en acier

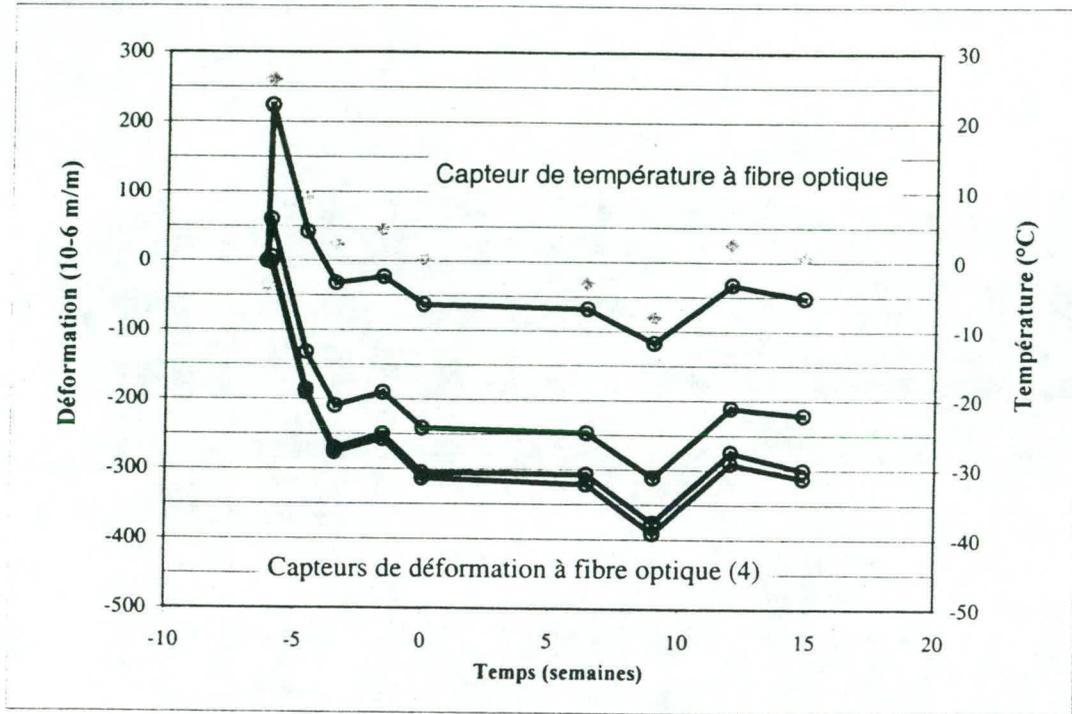


Figure 5. Quelques données recueillies par des capteurs à fibre optique installés sur le renforcement en matériaux composites dans le tablier du pont

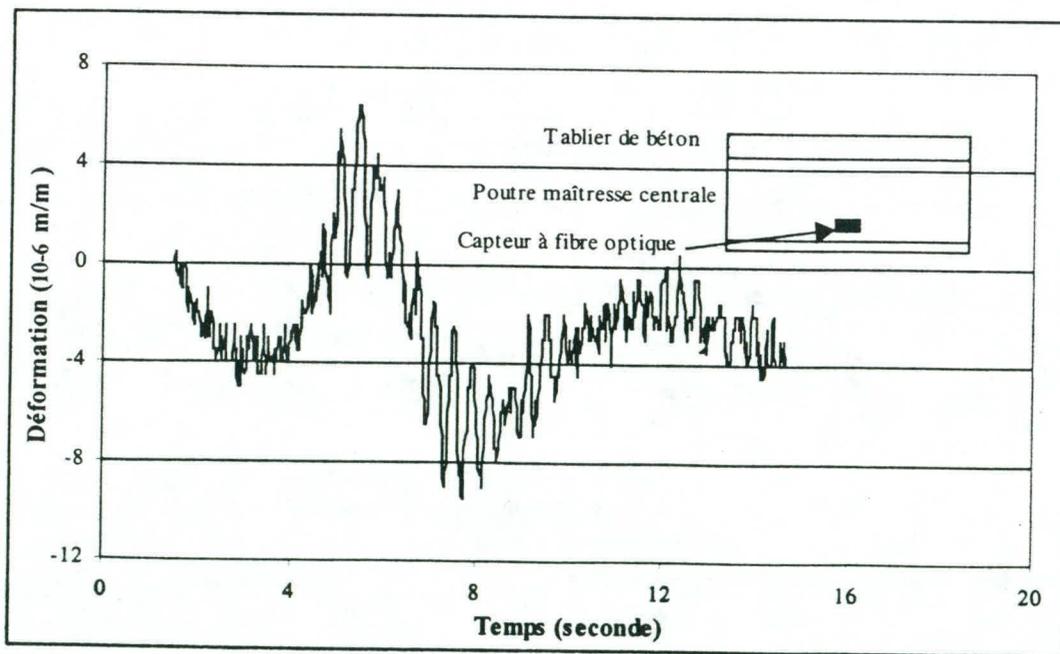


Figure 6. Exemple de données recueillies par un capteur à fibre optique pour un trafic normal sur le pont

RENFORCEMENT DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ AVEC DES MATÉRIAUX COMPOSITES: EXPÉRIMENTATION ET MODÉLISATION

Patrick Lapierre
Étudiant M.Sc.A.

Philippe Lamothe
Étudiant M.Sc.A.

Pierre Labossière
Professeur

Kenneth W. Neale
Professeur

Département de génie civil, Faculté des sciences appliquées
Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1

RÉSUMÉ

Une recherche expérimentale a été effectuée afin d'étudier le renforcement de poutres en T en béton armé à l'aide de lamelles de matériaux composites. Cet article présente les résultats d'un projet de renforcement de poutres types de ponts. En plus d'une poutre témoin, trois poutres ont été renforcées en flexion et en cisaillement avec différentes configurations pour les matériaux composites. Les quatre poutres en T ont été testées jusqu'à la rupture sous quatre points de chargement afin de déterminer leur comportement charge-flèche. Un modèle théorique a été développé afin de représenter les résultats obtenus en laboratoire. Enfin, les essais ont démontré que les matériaux composites permettent d'obtenir un gain significatif de la résistance en flexion et en cisaillement des poutres tel que prédit par le modèle.

INTRODUCTION

L'introduction des matériaux composites dans le domaine du génie civil est très récente. De nombreux développements effectués sur ces plastiques renforcés de fibres ont permis de les intégrer dans le renforcement et la réhabilitation des structures. Plusieurs ponts en béton armé ont été construits au Québec il y a plus de quarante ans, et certains de ceux-ci atteindront la fin de leur durée de vie utile d'ici peu étant donné leur détérioration. En fait, c'est le climat rigoureux, l'augmentation de la quantité de trafic et l'augmentation des charges des camions qui sont les principaux facteurs amenant les besoins de réhabilitation des ponts.

Plusieurs recherches ont été effectuées afin de démontrer l'efficacité des matériaux composites comme renforcement en flexion de poutres en béton armé de forme rectangulaire ou en T (Saadatmanesh et Ehsani, 1991; Missihoun et coll., 1997). Divers modèles théoriques ont aussi été développés pour l'analyse de poutres en béton armé renforcées de composites (Wei et coll., 1991; Massicotte et coll., 1995). Pour le renforcement en cisaillement, les études de Chajes et coll. (1996) ont démontré l'efficacité de l'utilisation d'étriers extérieurs en « U » avec des bandes de composites. L'objectif de ce projet de recherche est donc de confirmer le potentiel des matériaux composites dans le renforcement des poutres de pont, à partir d'essais en laboratoire, et de proposer une technique pour la modélisation du comportement.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Dans le cadre de ce projet, des poutres en T ont été fabriquées afin d'étudier l'effet de différentes configurations de renforcement avec des matériaux composites. Afin de représenter les propriétés d'un pont typique appartenant au Ministère des Transports du Québec, les poutres ont été dimensionnées pour présenter un comportement similaire avec un facteur d'échelle 1:3. Les poutres avaient une portée libre de 6500 mm, une hauteur totale est de 500 mm et une largeur d'âme de 150 mm. La largeur et l'épaisseur de la dalle sont respectivement de 900 mm et 65 mm. Le renforcement interne d'acier comprenait cinq barres longitudinales de type 20M ($f_y = 430$ MPa) réparties sur deux lits, des étriers faits de tiges lisses de 4.76 mm de diamètre ($f_y = 600$ MPa) espacés de 200 mm c/c et un grillage métallique placé dans la dalle. La figure 1 illustre la section de ces poutres, alors que la figure 2 montre la disposition des charges. Le dimensionnement des poutres est tel que, sans renforcement en matériaux composites, leur rupture se produise en cisaillement après la plastification des barres longitudinales d'acier en flexion. Dans cet article, les résultats de deux poutres seront présentés, soit la poutre de contrôle et une poutre renforcées avec des matériaux composites.

Pour renforcer la poutre en flexion, des feuilles de fibres de carbone *Replark-20* de la compagnie Mitsubishi ($f_{frp} = 3400$ MPa, $E_{frp} = 230$ GPa, $A_{frp} = 9.2$ mm²/couche) et imprégnées de résine époxy ont été utilisées. Pour ce faire, six couches ont été posées sous la poutre, dont trois couches ont été interrompues à un mètre de la face intérieure de chaque appui. Dans le cas du renfort en cisaillement, qui sert aussi d'ancrage pour la plaque de fibres de carbone, il est fourni par le système *Fybrwrap* de Hexcel Fyfe. Ce système comprend un tissé de fibres de verre et une résine *Tyfo-S*. Un renforcement important en cisaillement est installé aux extrémités, et consiste de deux bandes de 300 mm de largeur. La figure 3 montre la disposition des autres bandes de renforcement, qui comprend des bandes de 150 mm et de 100 mm de largeur.

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT

Description des matériaux

Diverses courbes théoriques ont été développées pour décrire le comportement en compression du béton. Celle utilisée dans cet article est basée sur la courbe parabolique d'Hognestad décrite dans Collins et Mitchell (1987). La courbe parabolique peut être remplacée en bloc de contrainte équivalent tel que proposé dans la norme CSA/A23.3-94. Les paramètres α_1 et β_1 dépendent alors de la déformation dans la fibre supérieure du béton ϵ_{ct} .

Les relations les plus utilisées pour la description de l'acier d'armature sont la courbe bilinéaire et la courbe avec écrouissage (Park et Paulay, 1975). Les calculs de conception selon les normes sont basés sur le comportement bilinéaire, et la limite élastique f_y est le seul paramètre à considérer. Toutefois, il faut tenir compte de l'écrouissage pour analyser les résultats obtenus en laboratoire.

En ce qui concerne le matériau composite, il est linéaire élastique jusqu'à la rupture. L'équation [1] exprime ce comportement.

$$[1] \quad f_{frp} = E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp} \quad \text{pour } 0 < \varepsilon_{frp} < \varepsilon_{frp,max}$$

Calcul du moment résistant

Pour une section donnée, la relation moment-courbure décrit l'évolution des déformations jusqu'à la rupture. Pour toute courbure, on identifie une distribution des déformations et des contraintes correspondantes qui dépendent de la position de l'axe neutre. On trouve ensuite les forces internes en compression et en tension qui doivent satisfaire les conditions d'équilibre. La figure 4 montre les différentes forces en tension (T_s et T_{frp}) et en compression (C_c) dans la section. La difficulté principale de la procédure consiste à déterminer la position de l'axe neutre. Pour ce faire, une méthode itérative a été mise au point.

La somme des moments peut ensuite être obtenue à partir de l'axe neutre pour déterminer le moment résistant. Pour l'analyse simplifiée d'une poutre en T où l'axe neutre se situe dans la dalle, on peut évaluer la valeur de c en faisant l'équilibre des forces, tel que décrit par l'équation suivante :

$$[2] \quad \phi_c \alpha_1 f'_c \beta_1 c b_f = \phi_s A_s f_y + \phi_{frp} A_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp}$$

Une fois que l'axe neutre est déterminé, on peut calculer le moment résistant. La formule suivante permet de calculer le moment résistant.

$$[3] \quad M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_{frp} A_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} (h - a/2)$$

$$[4] \quad a = \beta_1 c$$

On effectue les calculs du moment pour différentes valeurs de courbure jusqu'à l'obtention d'une rupture, soit dans le béton en compression, soit dans le composite en traction. Ce moment est défini comme étant le moment résistant. Lorsque la déformation sur la fibre supérieure du béton dépasse la limite ultime ($\varepsilon_{ct} = \varepsilon_u = 0,0035$), on a une rupture du béton en compression comme avec le béton armé conventionnel. Lorsque la déformation dans le composite est supérieure à sa déformation ultime ($\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{frp,max}$), on a rupture du composite.

Calcul de la flèche

La non-linéarité du béton armé complique le calcul de la flèche. La rigidité varie suite à la fissuration du béton ainsi qu'après la plastification de l'acier. La théorie élastique sur le calcul des flèches est définie par l'équation [5]. On peut donc évaluer la flèche, par intégration, à partir de la distribution de la courbure ϕ sur le long de la poutre (équation [6]). Les termes θ_0 et y_0 correspondent aux conditions initiales.

$$[5] \quad \phi(x) = \frac{M(x)}{EI} = \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$[6] \quad y(x) = \int_0^x \left[\int_0^x \phi(x) dx + \theta_0 \right] dx + y_0$$

RÉSULTATS DES ESSAIS ET ÉVALUATION DU MODÈLE

La poutre de contrôle s'est rompue en cisaillement près d'un appui. Les courbes charge-flèche de l'essai (EXP) et du modèle (TH) sont illustrées à la figure 5. La rigidité calculée par le modèle représente adéquatement celle obtenue expérimentalement. Cependant le modèle utilisé ne tient compte que du comportement en flexion, c'est pourquoi on y retrouve une résistance théorique qui est légèrement supérieure à celle expérimentale.

La poutre renforcée avec des matériaux composites a montré un gain de résistance de 50% par rapport à la poutre de contrôle. La rupture s'est produite en flexion, par le bris en traction du matériau composite, tel que prédit par le modèle. Le renforcement en cisaillement s'est montré très efficace. Les courbes théoriques et expérimentales sont illustrées à la figure 6. On peut remarquer que la rigidité après la plastification de l'acier est très bien estimée par le modèle.

CONCLUSION

À partir des essais effectués sur les poutres en T, plusieurs conclusions peuvent être tirées concernant l'ajout de matériaux composites. En effet, le renforcement en flexion et en cisaillement est efficace pour des poutres en T de grandes dimensions.

Les points importants sont les suivants :

- le renfort de carbone en flexion a permis d'obtenir un gain de rigidité et de résistance après la plastification des barres longitudinales d'acier ;
- le renfort de carbone en flexion permet une bonne ductilité des poutres lorsque la rupture en cisaillement est empêchée ;
- les étriers en U ont bien intercepté les fissures de cisaillement et amélioré la résistance en cisaillement ;
- les étriers en U aux extrémités et le long des poutres ont procuré un bon ancrage à la plaque de renforcement en flexion, et les ruptures par délaminage ont été évitées ;
- il est nécessaire de bien ancrer les étriers dans la partie supérieure de la poutre afin d'éviter une rupture fragile en cisaillement ;
- il est possible de bien prédire la résistance en flexion et la flèche d'une poutre renforcée avec des matériaux composites.

Les résultats obtenus pour ces essais réalisés sur des poutres en T de grandes dimensions permettent de conclure que l'utilisation des matériaux composites est avantageuse pour renforcer des poutres de ponts.

BIBLIOGRAPHIE

CHAJES, M.J., JANUSZKA, T.F., MERTZ, D.R., THOMSON, T.A. JR, FINCH, W.W. JR. (1995). Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics, *ACI Structural Journal*, **92**(3), 295-303.

CSA/A23.3-94, Concrete Design Code, Canadian Standards Association, Toronto, 650 p.

COLLINS, M., MITCHELL, D. (1987). *Prestressed Concrete Basics*, CPCI, Ottawa, 614 p.

MISSIHOUN, M., M'BAZAA, I., LABOSSIERE, P. (1997). Post-strengthening of reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced plastic sheets, *Compte rendu du congrès annuel de la SCGC*, Sherbrooke, Qué., **6**, 181-185.

PARK, R., PAULAY, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, 769 p.

PICARD, A., MASSICOTTE, B., BOUCHER, E. (1995). Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials : theoretical study, *Composite Structures*, **33**, 63-75.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. (1991). RC beams strengthened with GFRP plates. I : Experimental study, *Journal of Structural Engineering*, **117**(11), 3417-3433.

WEI, A., SAADATMANESH, H., EHSANI, M. (1991). RC beams strengthened with FRP plates. II : Analysis and parametric study, *Journal of Structural Engineering*, **117**(11), 3434-3455.

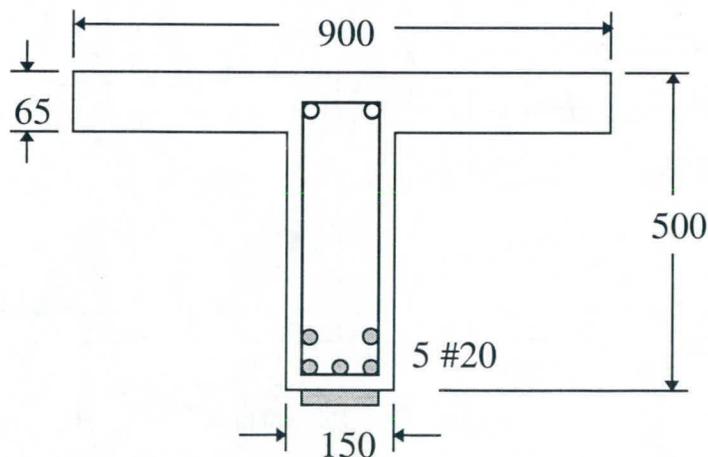


Fig. 1 : Section des poutres testées

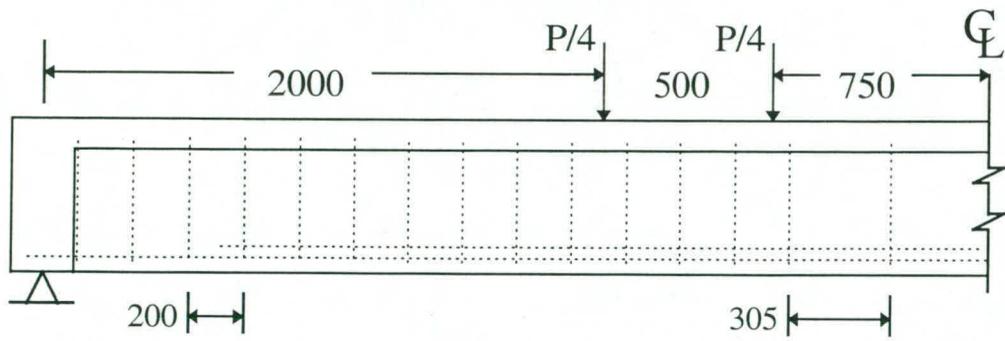


Fig. 2 : Poutre de contrôle

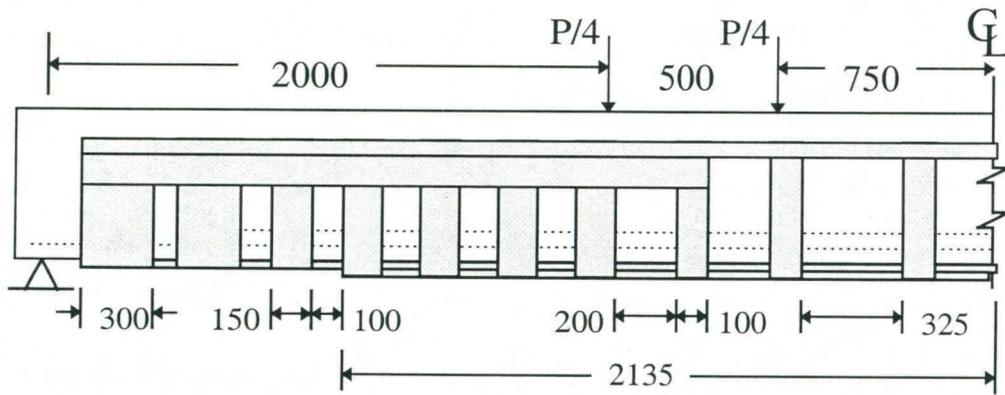


Fig. 3 : Poutre renforcée avec des matériaux composites

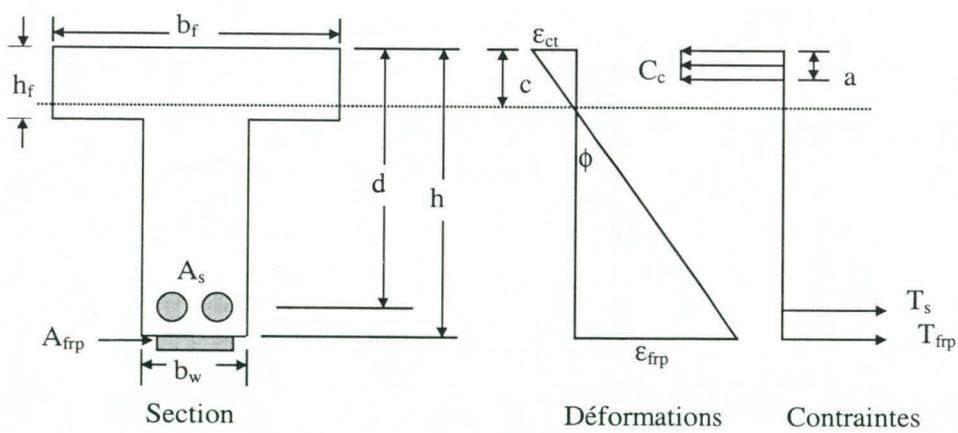


Fig. 4 : Distribution des déformations et des contraintes dans une poutre en T

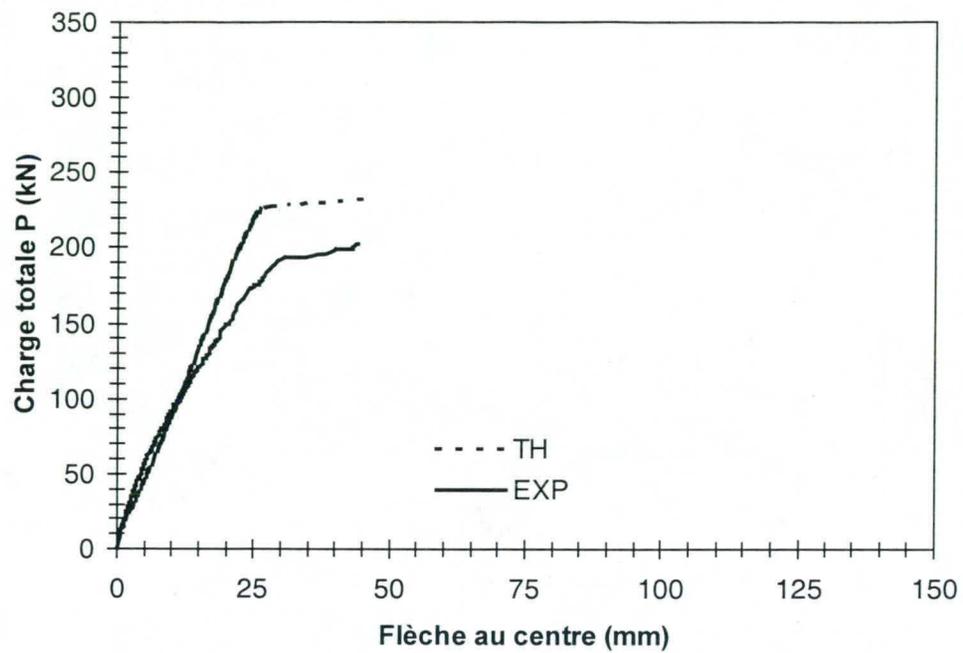


Fig. 5 : Courbe charge-flèche de la poutre de contrôle

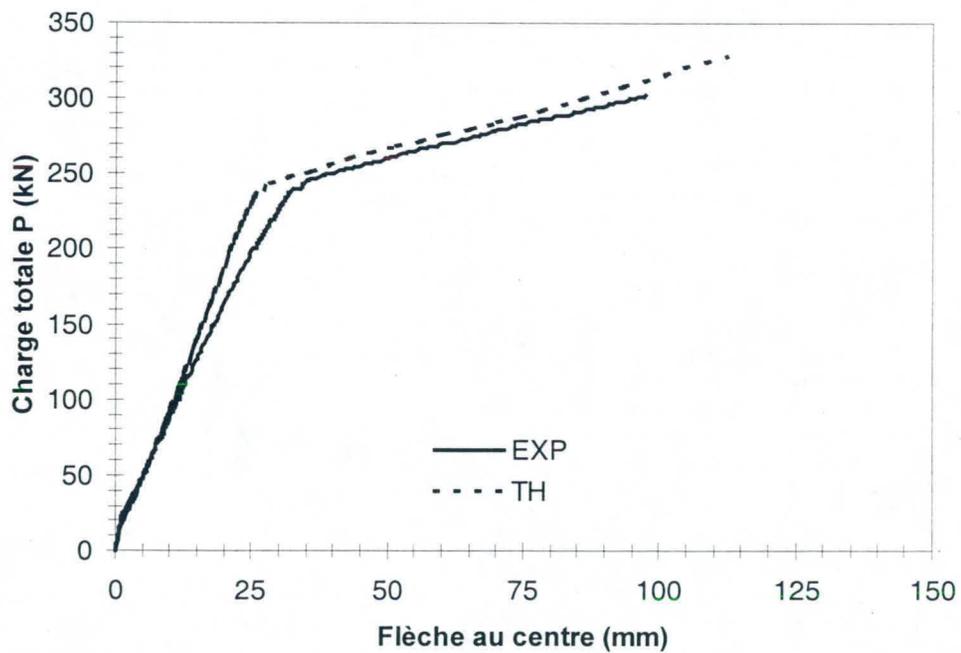


Fig. 6 : Courbe charge-flèche de la poutre renforcée avec des matériaux composites

Application de nouvelles techniques pour la réparation des ouvrages en béton: intervention sur des structures de la région de Québec

Par
Pierre Lacombe, ing., M.Sc.
Centre de recherche interuniversitaire sur le béton
Université Laval

RÉSUMÉ: Cet article présente la performance de différentes méthodes de réparation mises à l'essai sur des structures de béton de la région de Québec. Ces réparations ont été réalisées avec des nouvelles techniques telles: du béton projeté par voie sèche avec agent entraîneur d'air en poudre, du béton projeté par voie humide avec un haut volume d'air avant pompage et du béton autonivelant. Les travaux de mise en place se sont très bien déroulés et les résultats recueillis jusqu'à maintenant démontrent l'efficacité des nouvelles techniques de réparation utilisées. D'autre part, grâce à cet article, les différents intervenants oeuvrant dans le domaine du béton (entrepreneurs, laboratoires, producteurs de béton, etc.) pourront prendre connaissance des nouvelles techniques de réparation disponibles développées dans les Universités et autres centres de recherche afin de faciliter les interventions en chantier et d'améliorer sans cesse la qualité des réparations.

INTRODUCTION

Dans les endroits où le climat est rigoureux, les structures de béton se détériorent bien avant leur durée de vie estimée, ce qui nécessite souvent des réfections majeures au niveau des systèmes d'appuis. C'est bien sûr le cas de plusieurs structures de la région de Québec où l'effet des cycles de gel-dégel et la présence d'agents agressifs (ions chlore, sulfates, etc.) a provoqué une détérioration rapide des ouvrages en béton.

Durant l'été 1997, plusieurs structures de béton situées dans la région de Québec et appartenant au Ministère des Transports du Québec ont été réparées avec de nouvelles techniques de réfection développées via les travaux de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton de l'Université Laval. Par le biais d'un projet de recherche commun sur l'influence de la technique de projection et des matériaux sur les propriétés du béton projeté par voie sèche, les intervenants de l'Université Laval ont pu apporter leur soutien technique aux représentants de la direction territoriale de Québec du Ministère des Transports du Québec.

Pour réaliser les réparations, trois nouvelles techniques ont été utilisées. Dans un premier temps, du béton projeté par voie sèche avec un agent entraîneur d'air en poudre a été utilisé pour réparer deux piles situées à l'intersection du boulevard Henri-4 et du chemin Ste-Foy (sous le viaduc du chemin Ste-Foy). Par la suite, du béton projeté par voie humide avec fibres de polyoléfine a été employé pour réparer deux murs de soutènement (Henri-4 et Versant-Nord) ainsi que deux piles situées à l'intersection des boulevards Henri-4 et Charest. Enfin, du béton autonivelant a été utilisé pour remettre en état des poutres situées sous les viaducs des rues Blaise-Pascal et Legendre (boulevard Charest).

NOUVELLES TECHNIQUES ET PERFORMANCE

Béton projeté par voie sèche avec agent entraîneur d'air en poudre

Avant l'arrivée des agents entraîneurs d'air en poudre sur le marché, la majorité des réparations impliquant du béton projeté étaient réalisées avec du béton projeté par voie sèche contenant un agent entraîneur d'air liquide mélangé avec l'eau de projection. Ce type d'adjuvant procure au béton une protection contre le gel habituellement suffisante [Lamontagne, 1994]. Cependant, des problèmes de dosage peuvent survenir en chantier si l'entrepreneur n'est pas équipé adéquatement. De plus, le fait de mélanger correctement l'agent entraîneur d'air liquide avec l'eau de projection représente une étape supplémentaire en chantier.

Des travaux de recherche entrepris en 1995 à l'Université Laval dans le cadre des activités de la Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton ont permis de développer des mélanges de béton projeté par voie sèche avec agent entraîneur d'air en poudre durables au gel [Dufour, 1996]. Les agents entraîneurs d'air en poudre préensachés en usine avec les autres matériaux secs (ciment, fumée de silice, granulats) présentent certains avantages dont un dosage plus précis de l'adjuvant, et dorénavant, il n'est plus nécessaire de mélanger l'agent entraîneur d'air au chantier, évitant ainsi des manipulations.

La première utilisation en chantier du béton projeté par voie sèche avec agent entraîneur d'air en poudre remonte à l'automne 1996 lors de la réfection du stationnement Webster à Sherbrooke [Beaupré et coll., 1997]. Les résultats ont été excellents et le procédé a depuis été approuvé par le Ministère des Transports du Québec [CCDG, 1997].

Tel que mentionné auparavant, deux piles situées à l'intersection du boulevard Henri-4 et du chemin Ste-Foy (sous le viaduc du chemin Ste-Foy) ont été réparées avec du béton projeté par voie sèche contenant un agent entraîneur d'air en poudre. De plus, les deux piles ont par la suite été recouvertes d'une membrane imperméabilisante et d'un enduit de surface afin d'augmenter la protection contre le gel. Même s'il est encore trop tôt pour statuer sur les performances des réparations réalisées avec ce matériau, les résultats obtenus jusqu'à maintenant sont très encourageants.

Béton projeté par voie humide avec haut volume d'air avant pompage

Pendant plusieurs années, le béton projeté par voie humide a été laissé de côté à cause de problèmes de résistance à l'écaillage. Ces problèmes étaient principalement dus à de mauvais réseaux de bulles d'air et aux rapports eau-liant trop élevés des bétons utilisés. La baisse du rapport eau-liant permet d'augmenter la durabilité des bétons mais d'autres problèmes sont à prévoir au niveau du pompage. En effet, un béton avec un faible rapport eau-liant est généralement plus visqueux et donc plus difficile à pomper mais possédera de bonnes caractéristiques de projectabilité (bonne adhérence). Le contraire est également vrai, ce qui veut dire qu'un béton fluide sera facilement pompable mais n'aura pas les caractéristiques de projectabilité voulues (moins bonne adhérence). Il est possible d'utiliser un accélérateur de prise introduit à la lance afin d'améliorer la projectabilité du béton projeté par voie humide mais des études tendent à démontrer l'effet néfaste de ce type d'adjuvant sur la durabilité.

Des travaux de recherche menés par Denis Beaupré à l'Université de la Colombie-Britannique ont permis de développer une technique afin de produire un béton à la fois pompable et projectable [Beaupré, 1994]. Ce concept du haut volume d'air initial vise à produire un béton avec

une teneur en air élevée (entre 15 et 25%) avant le pompage. Lors du pompage et de la projection, une partie de l'air est perdue et la teneur en air du matériau en place varie habituellement entre 4 et 6% [Beaupré et coll., 1997]. Le principe du haut volume d'air initial permet également d'avoir un béton possédant de très bonnes caractéristiques de pompabilité et de projectabilité, ce qui était autrefois difficile à obtenir. De plus, cette technique permet de projeter des bétons avec de faible rapport eau-liant (0,30 à 0,35) permettant ainsi d'améliorer la durabilité au gel.

Ce concept a été utilisé pour effectuer les réfections de deux piles (intersection des boulevards Henri-4 et Charest) ainsi que deux murs de soutènement (Henri-4 et Versant-Nord). Le béton projeté par voie humide utilisé sur le chantier avait un rapport eau-liant de 0,30 et contenait 12 kg/m³ de fibres de polyoléfine. Cette fibre synthétique ne corrode pas et sert principalement à contrôler la fissuration induite par le retrait plastique.

En général, la mise en place du béton s'est très bien déroulée malgré quelques petits ajustements au mélange dès le début du projet, et ce dans le but de le rendre plus performant. Cependant, on peut noter l'apparition de petites fissures à la surface des ouvrages réparés avec ce type de béton. Plusieurs hypothèses ont été avancées pour expliquer l'apparition de ces fissures dont le retrait plastique, le retrait de séchage, la réflexion de fissures, etc. Il est très difficile de donner les causes exactes et il ne faut surtout pas négliger l'effet combiné de plusieurs phénomènes. C'est la raison pour laquelle un programme de recherche est présentement mis sur pied à l'Université Laval dans le but de mieux comprendre les phénomènes qui ont une incidence majeure sur la fissuration.

Béton autonivelant

Du béton autonivelant a été utilisé pour réparer en surplomb des poutres situées sous les viaducs des rues Blaise-Pascal et Legendre (Boulevard Charest). Le béton autonivelant se définit comme étant un béton possédant une grande maniabilité et une bonne résistance à la ségrégation tout en pouvant être placé adéquatement dans un coffrage sans vibration. Il a été développé au Japon dans les années 80 pour combler une main d'oeuvre coûteuse et répondre aux normes sismiques (armatures rapprochées). Les applications possibles sont nombreuses: le bétonnage sous l'eau, le bétonnage de sections très ferrillées, la construction d'ouvrages avec architecture spéciale sans oublier la réalisation de réparations minces en surplomb.

Plusieurs études ont démontré que le béton autonivelant possède des propriétés rhéologiques favorisant une mise en place sans vibration (faible seuil de cisaillement et viscosité élevée pour un béton aussi fluide) [Beaupré et coll., 1996; Lacombe, et coll., 1997 et Lacombe, 1997]. De plus, ce type de béton est très utile dans les endroits où les armatures sont faiblement espacées car il enrobe très bien les armatures.

Par ailleurs, des travaux de recherche menés à l'Université Laval en collaboration avec l'Université de Sherbrooke ont permis de démontrer que le béton autonivelant est durable au gel et qu'il est très performant lors de la réalisation de réparation en surplomb. L'adhérence entre le nouveau béton (autonivelant) et le vieux substrat est excellente principalement à cause du faible ressuage du béton autonivelant à l'interface [Lacombe, 1997].

C'était la première fois que du béton autonivelant était utilisé en chantier dans la région de Québec. Le tout s'est très bien déroulé et le béton est resté suffisamment fluide tout au long de la mise en place. Sept jours plus tard, les ouvriers ont procédé au décoffrage des sections réparées. Les résultats ont été excellents et les intervenants du Ministère des Transports se sont montrés favorables à d'éventuelles réparations avec ce type de béton.

CONCLUSION

Le béton projeté est devenu au fil des ans un matériau de réparation de premier plan. Les nombreux travaux de recherche de concert avec l'industrie ont permis de développer de nouvelles techniques et de nouveaux matériaux afin de faciliter les interventions en chantier et d'améliorer la qualité des réparations.

Peu importe le procédé utilisé (sec ou humide), le béton projeté est très performant lorsqu'il est utilisé pour des applications adéquates. Cependant, il est parfois impossible de réaliser la projection du béton dans les endroits difficiles d'accès tels les culées de pont, etc. Pour ces endroits, le béton autonivelant semble être une alternative de qualité comparativement au gainage traditionnel avec béton ordinaire. En effet, la mise en place du béton ordinaire dans les coffrages demande une forte consolidation (vibration) pouvant entraîner de la ségrégation et des nids d'abeilles. Cela est d'autant plus vrai lorsqu'il s'agit de réparations en surplomb.

Même si les réfections sont encore jeunes, les résultats recueillis jusqu'à maintenant démontrent clairement l'efficacité des nouvelles techniques de réparation utilisées. Il est cependant trop tôt pour statuer sur la performance des réparations effectuées avec ces nouvelles techniques. Il sera donc très important de suivre l'évolution des réfections dans le temps afin d'évaluer leur performance à plus long terme.

RÉFÉRENCES

BEAUPRÉ, D., (1994), *Rheology of High Performance Shotcrete*, Ph. D. thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada, 250 p.

BEAUPRÉ, D., LACOMBE, P., KHAYAT, K.H., (1996), *Laboratory Investigation of Rheological Properties and Scaling Resistance of Self-consolidating Concrete*, Transportation Research Board annual meeting, Washington D.C., January 1996, 20 p.

BEAUPRÉ, D., LACOMBE, P., DUMAIS, N., MERCIER, S., (1997), *Innovations dans le domaine des réparations en béton projeté*, Volume 7, 25ième congrès annuel de la SCGC, Grands Travaux Publics (technologies de pointe pour le 21ième siècle), Sherbrooke, mai 1997, p.101-111.

DIRECTION DU SOUTIEN AUX INFRASTRUCTURES DU MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, (1997), *Cahier des charges et devis généraux*, Publication du Québec.

DUFOUR, J.F., (1996), *Effet des agents entraîneurs d'air en poudre sur l'entraînement de l'air et la durabilité du béton projeté par voie sèche*, mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 176 p.

LACOMBE, P., (1997), *Rhéologie et durabilité au gel des bétons autonivelants*, mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 270 p.

LACOMBE, P., BEAUPRÉ, D., POULIOT, N., (1997), *Rheology and Bonding Characteristics of Self-leveling Concrete as a Repair Material*, Supplementary papers, Fifth CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete, October 1997, Rome, Italie, p. 163- 184.

LAMONTAGNE, A., (1993), *La durabilité au gel du béton projeté par voie sèche: influence du type de ciment ainsi que du type et dosage de l'agent entraîneur d'air*, mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 92 p.

