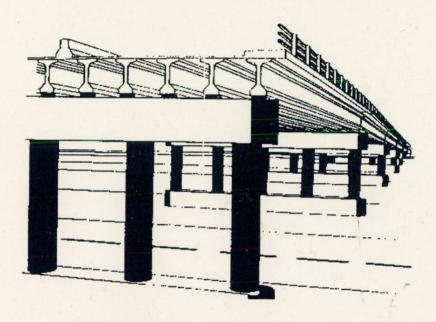
4^{IÈME} COLLOQUE SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART

28 & 29 avril 1997
Résumé des communications





Gouvernement du Québec Ministère des Transports





CANQ TR 954 1997 495973

Programme du 4^{ième} colloque sur la Progression de la recherche québécoise portant sur les ouvrages d'art

		Lundi le 28 avril 1997				
8h00	Inscription et café					
8h45	Daniel Bouchard, MTQ	Mot d'ouverture				
8h50	Guy Richard, MTQ	Ouvrages d'art au Québec				
		Conception : durabilité				
9h00	Réjean Brousseau, CNRC	La protection galvanique du viaduc Yves Prévost par la métallisation au zinc				
9h30	Brahim Benmokrane, U. Sherb.	Armatures en matériaux composites pour les structures en béton : recherches et applications				
10h00		Pause café				
		Évaluation des ponts existants				
10h30	Bruno Massicotte, Polytechnique	Analyse par éléments finis du comportement en service et à l'ultime des ponts en béton armé				
11h00	Kamel Henchi, <i>U. Laval</i>	Identification automatique de l'endommagement dans les ponts par les réseaux neuronaux artificiels				
11h30	Bruno Massicotte, Polytechnique	Détermination des longueurs de développement des barres lisses pour l'évaluation des ponts existants				
12h00	Dîner					
		Approches innovatrices				
13h30	Denis Mitchell, <i>U. McGill</i> (conférencier invité)	Utilisation du BHP dans la conception des ponts				
14h30	Gaël Bondonet, Polytechnique Élaboration d'un appareil d'appui sismique pour les ponts au Qué					
15h00		Pause café				
15h30	Mohamed Lachemi, U. Sherb.	Nouvelle structure innovante dans sa conception et dans ses matériaux				
		Nouveaux projets en cours				
16h00	Daniel Cusson, CNRC Évaluation in situ d'inhibiteurs de corrosion utilisés sur le pont Vacho					
16h15	Denis Bérubé, MTQ	Les enrobés coulés à froid				
16h30	Troject Diodocoda, Orario	La performance de l'armature galvanisée dans le béton				
16h45	André Filiatrault, Polytechnique	Comportement sismique des piliers de ponts en béton armé en conditions hivernales au Québec				
17h00	Guy Richard, MTQ	Mot de clôture				
17h15	Cocktail					

nia/ s	41 - 2 - 41 - 41 - 41 - 41 - 41 - 41 - 4	Mardi le 29 avril 1997					
8h00	Inscription et café						
8h45							
8h50	Jacques Pelletier, MTQ	La recherche au MTQ					
		Mise en œuvre					
9h00	00 Serge Lepage, U. Sherb. Effet du pompage sur le réseau d'air et la durabilité des bétons à air						
9h30	Marcel Langlois, U. Laval	Élaboration d'une technique pour la détermination du béton sain dans le cadre d'une réparation					
10h00		Pause café					
4 2		Renforcement des ponts					
10h30	Philippe Duquette, U. Laval	Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide d'une plaque de carbone-époxy réalisée in situ					
11h00	Mamdouh El-Badry, U. Concordia	Behaviour of concrete members strengthened with externally prestressed composite cables					
11h30	Jorge Parenté, U. Laval	Étude expérimentale du comportement de bossages d'ancrage pour la précontrainte additionnelle extérieure					
12h00		Dîner					
		Conception : amélioration des normes					
13h30	Audrey Pilote, U. Laval	Étude de la contrainte ultime dans les câbles de précontrainte non adhérents					
14h00							
14h30	Bruno Massicotte, MTQ, Polytechnique Principaux changements dans la future norme canadienne des ponts						
15h00		Pause café					
		Renforcement des ponts (suite)					
15h30	Marie-Claude Guérin, U. Laval	Évaluation et renforcement à l'effort tranchant de poutres en béton armé					
16h00	Pierre Labossière, U. Sherb.	Renforcement d'ouvrages en béton armé avec des matériaux composites : applications pratiques au Québec					
16h30	Jacques Pelletier, MTQ	Mot de clôture					

CANQ TR 954 1997

Ministère des Transports

Centre de documentation 930, Chemin Ste-Foy 6e étage Québec (Québec) G1S 4X9 REÇU
CENTRE DE DOCUMENTATION
1-9 JUIN 1998

TRANSPORTS QUÉBEC

LA PROTECTION GALVANIQUE DU VIADUC YVES PRÉVOST PAR LA MÉTALLISATION AU ZINC

Réjean Brousseau et Bruce Baldock Institut de recherche en construction Conseil national de recherches du Canada édifice M-20, Chemin Montréal, Ottawa, Ontario

RÉSUMÉ ANALYTIQUE

Le remplacement du béton délaminé et l'imperméabilisation par membranes souples font partie des méthodes de réfection habituelles des infrastructures endommagées par la corrosion. L'efficacité du recours à ces seules méthodes, appliquées isolément ou combinées, est cependant mise en doute lorsqu'il s'agit d'atténuer la corrosion de l'armature d'un ouvrage en béton contaminé par le sel. La protection cathodique par anodes sacrificielles offre une alternative intéressante si l'on démontre son efficacité. Le département des structures de Transports Québec et le CNRC ont débuté le présent projet de recherche sur cette technologie prometteuse à l'automne 1993. Dans le but d'étudier cette option, on a recouvert de zinc sept piliers en béton armé du Viaduc Yves Prévost, lequel croise l'autoroute 25 à Montréal. Les lectures enregistrées depuis plus de deux ans révèlent que le revêtement de zinc procure des niveaux acceptables de protection cathodique, et ce, même si l'intensité du courant issue du zinc diminue peu à peu avec le temps.

INTRODUCTION

D'importants progrès ont été réalisés au cours des 20 dernières années dans le développement de systèmes de protection cathodique par courant imposé. Cette technique moderne de réhabilitation est reconnue pour son efficacité à atténuer la corrosion de l'acier d'armature. Malheureusement, le redresseur qui impose le courant doit être entretenu et ajusté selon les lectures de potentiel prises par rapport à des électrodes de référence installées en permanence dans le béton. De plus, l'installation d'un système par courant imposé est une opération complexe. Elle demande également l'élimination de tous les contacts possibles entre les armatures et l'anode qui recouvre la structure à protéger.

Aucune de ces complications ne s'applique à la protection cathodique par anodes sacrificielles. La simplicité de la protection cathodique au zinc métallisé et le succès obtenu avec celle-ci sur des ponts de la Floride¹ expliquent le récent intérêt que lui portent de nombreux départements de transports américains. La faisabilité de la protection cathodique au moyen d'anodes sacrificielles n'avait cependant pas jusqu'à présent fait l'objet d'études au Canada. Pendant longtemps il était inconcevable qu'une protection galvanique puisse protéger contre la corrosion les armatures noyées dans le béton. On avait toujours cru la tension entre le zinc et l'acier trop faible pour susciter une protection cathodique efficace.

DESCRIPTION DES TRAVAUX

Les travaux ont débuté à Montréal en septembre 1993 sur les piliers du viaduc Yves Prévost situés en direction sud de l'autoroute 25. L'emplacement de cette structure est idéal pour la protection galvanique au zinc. Selon la saison, les véhicules qui empruntent cette route éclaboussent régulièrement les piliers de l'étude d'un mélange de sel, de neige fondante et (ou) de pluie.

En premier lieu, les délaminations des treizes colonnes de la direction sud ont été relevées. D'autres relevés de délamination seront effectués plus tard. La progression de la délamination des piliers témoins (de contrôle) et des piliers métallisés fera l'objet d'une surveillance pendant quatre ans, ce qui permettra d'établir le rapport coût-efficacité du cycle de vie de cette méthode.

Ensuite, sept des treize piliers du côté réservé à la circulation vers le sud ont été métallisés par revêtement de zinc. Une couche de zinc d'une épaisseur de 0,3 à 0,4 mm a été projetée au pistolet à flamme sur le béton. Sur certains des piliers indiqués sur le schéma de la Figure 1, quatre petites zones (de 60 cm x 60 cm) du revêtement de zinc ont été isolées électriquement pour mesurer la densité du courant de l'anode. La Figure 2 indique la disposition de ces zones qu'on retrouve sur les piliers nº 2 et nº 7. Une zone de zinc a été isolée électriquement à la base du pilier, une autre de chaque côté, puis une autre à l'arrière. On a mesuré le courant entre le revêtement de zinc et les barres d'armature au moyen d'un ampèremètre sans résistance afin d'introduire aucune charge dans le circuit.

En conformité avec la norme RP0290-90 de la NACE, on a également enregistré la chute de potentiel (dépolarisation) de l'acier, par rapport aux électrodes de référence de graphite encastrées, pendant la période de quatre heures suivant l'interruption du courant galvanique circulant entre le zinc et les barres d'armature. Pour mesurer la dépolarisation des armatures, douze électrodes de référence ont été encastrées en permanence dans le béton de deux piliers métallisés. Afin de pouvoir interrompre de l'extérieur le flux de courant, on a divisé le revêtement de zinc de ces piliers en trois zones isolées électriquement de l'acier d'armature. La Figure 3 montre une esquisse du pilier nº 1.

RÉSULTATS ET DISCUSSION

Le zinc a été projeté au pistolet à flamme sur les piliers de béton en octobre 1993. Toutefois, la surveillance du courant et de la polarisation n'a commencé qu'en mai 1994. Avant cette date, les connexions externes entre les zones d'essai et les barres d'armature n'étaient pas en place, ne permettant ainsi aucun flux de courant.

Les Figures 4 et 5 montrent les densités de courant des quatre zones des piliers nº 2 et nº 7 respectivement. On y constate initialement l'obtention de densités de courant galvanique adéquates. Puis ces densités de courant diminuent au cours de l'été 1994 qui a été relativement sec. Toutefois, elles regrimpent à la fin de l'automne et pendant l'hiver particulièrement doux de

1994-1995. La remontée de la densité de courant peut être attribuable à la réactivation du revêtement en zinc par la neige fondante et le sel projetés par les véhicules sur les piliers. Aussi, les nombreuses pluies d'automne auraient haussé la teneur en eau du béton. Cette hausse aurait diminué la résistance globale du circuit qui contrôle en partie l'amplitude du courant galvanique. Les mêmes tendances ressortent du tracé des densités de courant mesurées aux trois zones hors circuit du pilier nº 1, comme le montre la Figure 6.

La chute de potentiel de l'acier d'armature, suite à l'interruption du courant galvanique sur une période de quatre heures, dépasse initialement le critère de 100 mV, comme le montre la Figure 7. Entre la dixième et la vingt-cinquième semaine, cette chute de potentiel n'exède pas le critère. Cependant, comme dans le cas du courant, on a observé une remontée des chutes de potentiel au début de l'hiver 1994-1995. Ces valeurs diminuent très lentement depuis quelques mois, tout comme celles des densités de courant à l'anode. Heureusement, on prévoit que la densité de courant nécessaire pour protéger l'acier d'armature contre la corrosion diminuera en fonction de la durée de la polarisation cathodique. Ceci s'explique par le fait qu'il y a une réduction de l'aggressivité du béton au niveau des armatures en fonction du temps de polarisation. Le processus de protection cathodique repousse les ions chlorure car l'acier d'armature est polarisé négativement. De plus, la protection cathodique transforme l'oxygène dissous, normalement nécessaire à la corrosion, en ions hydroxyle. Cette transformation favorise la repassivation de l'acier et, par conséquent, constitue un facteur anti-corrosion additionnel.

CONCLUSION

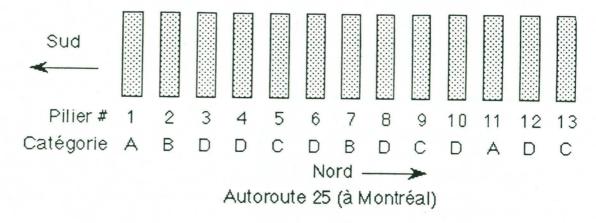
L'anode sacrificielle en zinc metallisé semble prometteuse pour ce qui est de la protection cathodique de l'acier d'armature. Cette conclusion s'appuie sur les données expérimentales acquises en chantier pendant une durée relativement brève dans ce domaine. Il reste à déterminer le rendement à long terme de cette méthode, et son rapport coût-efficacité, avant de la recommander pour la réhabilitation des ouvrages en béton armé. Dans des environnements plus secs, et là où la quantité d'acier d'armature et la résistivité du béton sont relativement élevées, il est à craindre que le zinc pur ne puisse procurer les niveaux nécessaires de protection cathodique. Des revêtements de métallisation plus vigoureux devraient être mis au point pour ces conditions défavorables.

REMERCIEMENTS

Nous remercions Mr. Guy Richard et son groupe au département des structures de Transports Québec qui par leur collaboration et support ont rendus possible ce projet exploratoire.

RÉFÉRENCES

1. SAGUES et POWERS, R.G. Sprayed-zinc sacrificial anode for reinforced concrete in marine service, *Corrosion 95*, article 515.



- A: Pilier métallizé en trois zones pour la mesure de la chute en tension après interruption de courant pendant 4 heures
- B: Pilier métallizé comprenant 4 zones de zinc isolées ayunt pour dimension 60 x 60 cm (2' x 2')
- C: Pilier métallizé mais non instrumenté
- D: Pilier témoin, c.-à-d. non métallizé

Figure 1 : Schéma des 13 piliers du viaduc Yves Prévost utilisés dans le programme de recherche.

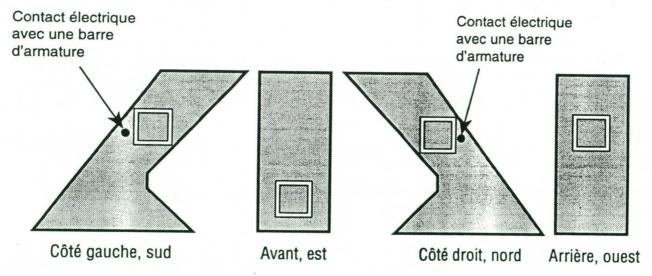


Figure 2 : Schéma indiquant la position des zones en zinc isolées électriquement sur les piliers nº 2 et nº 7.

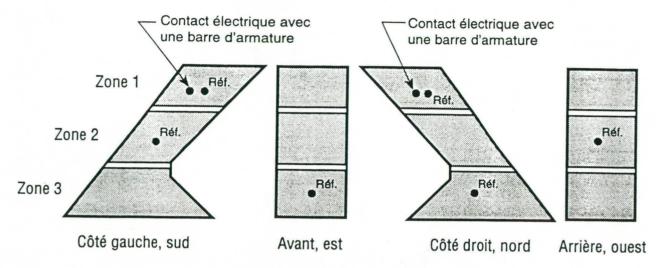


Figure 3 : Schéma du pilier nº 1 qui a été intrumenté pour la mesure de la dépolarisation sur 4 heures.

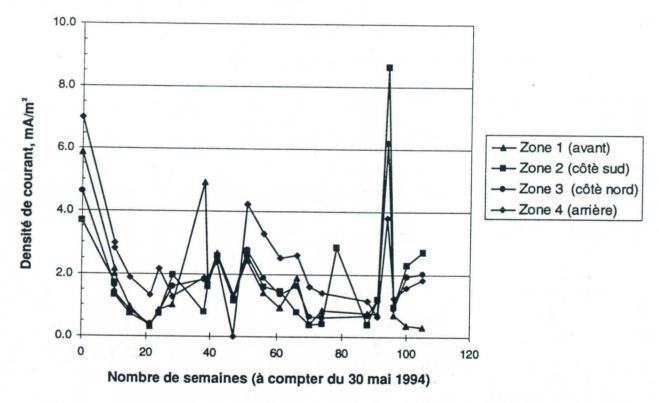


Figure 4 : Densité du courant issu des petites zones isolées électriquement du pilier nº 2.

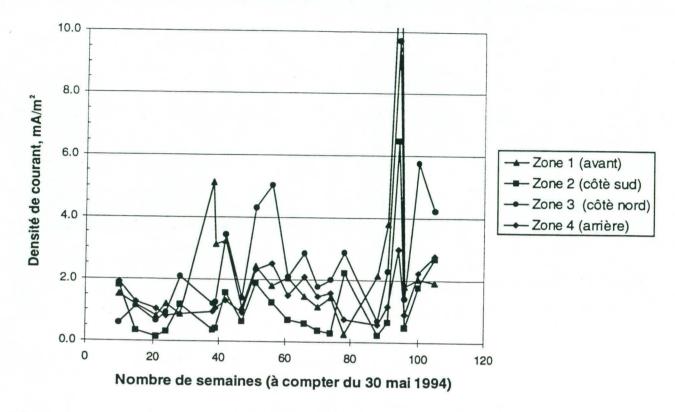


Figure 5 : Densité du courant issu des zones isolees électriquement du pilier nº 7.

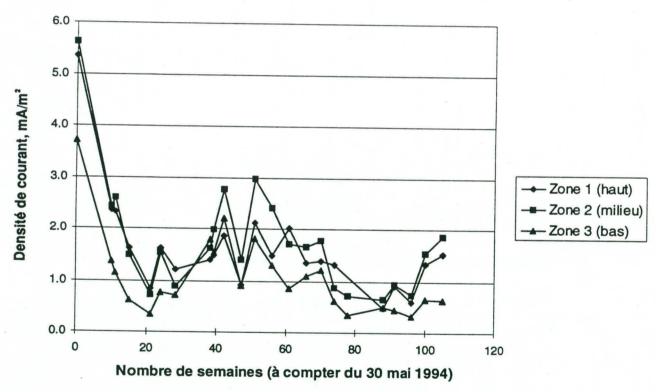


Figure 6 : Densité du courant issu des trois zones en zinc sur le pilier nº 1.

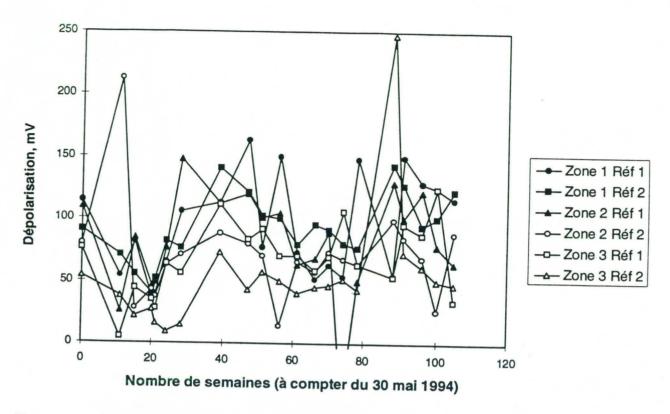


Figure 7 : Dépolarisation de l'acier d'armature du pilier nº 1 quatre heures après l'interruption du courant galvanique issu du revêtement en zinc métallisé.

ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES POUR LES STRUCTURES EN BÉTON : RECHERCHES ET APPLICATIONS

Réda Adimi (1), Karim Joucdar (1) et Brahim Benmokrane (2)
(1) Étudiant au Ph.D.
(2) Professeur titulaire
ISIS Canada
Département de génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke, Québec J1K 2R1

1. INTRODUCTION

La corrosion de l'acier de renforcement dans les structures de béton est la cause principale de la détérioration prématurée de ces dernières. Le coût des détériorations des structures causées par la corrosion de l'acier est estimé, à travers le monde, à plusieurs milliards de dollars par année. Au Québec, le service d'entretien du Ministère des Transports du Québec (MTQ) réserve plus de la moitié de son budget pour l'entretien des structures en béton dont l'endommagement est relié à la corrosion de l'acier. Afin de pallier à ce problème, plusieurs techniques et matériaux ont été proposés. 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 époxy, 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 chimiques pour le deverglaçage. 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 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, de neutralité électromagnétique et la possibilité d'intégrer des capteurs à base de fibres optiques à l'intérieur du renforcement durant son mise en forme, rendant ainsi la structure intelligente.

En plus des structures en béton détériorées par la corrosion des renforcements qu'il faut réparer, il existe un déficit mondial évalué à plus de 900 milliards de dollars en terme de réparation d'infrastructures. Ce chiffre se situe autour de 74 milliards de dollars pour le Canada. Il est donc d'une nécessité cruciale de considérer des

solutions innovatrices pour le renforcement de structures nouvelles ou existantes afin d'augmenter leurs durées de vie d'une part et d'en diminuer les coût reliés à leur maintenance, d'autre part. Les matériaux composites, avec tous leurs avantages, sont bien placés pour jouer un rôle déterminant dans le domaine de la construction dans les années à venir.

Les matériaux composites peuvent être utilisés pour réparer les structures endommagées ou pour augmenter la capacité en flexion ou en cisaillement des ponts, poutres, dalles ou autres éléments structuraux par collage de couches en composite à base de fibres de carbone, d'aramide ou de verre sur la surface endommagée ou à être renforcée. De même, les matériaux composites peuvent être utilisés comme armature principale (barres, tiges, tendons et câbles pour pré ou post-contrainte) pour le renforcement de sections en béton (béton armé, pré ou post-contraints). Dans ce qui suit, seule l'utilisation de ces matériaux en tant que renforcement de sections en béton sera considérée.

2. CARACTÉRISTIQUES DES ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

Les armatures en matériaux composites (barres, tiges, tendons, câbles) sont généralement fabriquées à l'aide d'un procédé de mise en forme appelé Pultrusion. Le principe de ce procédé consiste à tirer, à travers un moule situé dans une zone de polymérisation, des fibres continues après avoir été imprégnées de résine. Ces renforcements sont constitués de fibres de carbone, de verre ou d'aramide dans une matrice en époxy, polyester ou vinyl ester. Ils sont caractérisés par une géométrie circulaire à surface extérieure déformée permettant une meilleure adhérence au béton. Aussi, des renforcements sous forme d'étriers, de treillis ou de grillages en 2 et 3 dimensions ainsi que des renforcements à section transversale rectangulaire existent également sur le marché (Benmokrane, 1997; Benmokrane et Xu, 1996, Masmoudi, 1996, Tighiouart, 1997).

3. PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DES ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES.

Les matériaux composites sont connus pour leur légèreté, haute résistance et neutralité électromagnétique. Aussi, à cause de leur anisotropie, les propriétés physiques et mécaniques de ces matériaux diffèrent d'une direction à l'autre. Ainsi, la résistance axiale peut être vingt fois plus grande que la résistance transversale. Les matériaux composites à base de fibres de carbone et d'aramide ont une meilleure résistance à la fatigue que les aciers, alors que ceux à base de fibres de verre sont moins résistants. Les fibres de carbone sont aussi quasiment insensibles aux charges soutenues et à la relaxation. Les armatures en matériaux composites sont caractérisées par un comportement contrainte-déformation parfaitement linéaire et élastique jusqu'à la rupture (Benmokrane, 1997). Leur rigidité est cependant inférieure que celle de l'acier, à l'exception des fibres de carbone, ce qui pourrait

conduire à des déflexions plus élevées lorsqu'utilisés comme armatures dans des structures en béton (Masmoudi, 1996). Dans le cas de la précontrainte, ceci aidera à atteindre de plus hauts niveaux de force et de diminuer les pertes de charge.

Le tableau 1 regroupe les principales propriétés physiques et mécaniques de certains produits de renforcement en matériaux composites disponibles sur le marché.

4. SYSTÈMES D'ANCRAGE POUR LES TENDONS ET CÂBLES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

À cause de la grande différence entre les résistances axiale et transversale, jusqu'à 20 fois plus grande, les systèmes conventionnels utilisés pour les tendons de précontrainte en acier ne peuvent pas assurer un ancrage fiable. Il n'existe, jusqu'à date, aucun système d'ancrage qui peut assurer un transfert optimal des forces de précontrainte à tous les types de tendons et câbles en matériaux composites disponibles sur le marché. Les principaux systèmes d'ancrage disponibles sont :

- les clavettes à cales coniques (Split Wedge Cones). Dans ce système, le tendon est pris entre les deux cales d'une clavette conique dont la surface a été préalablement sablée à l'aide d'abrasifs afin d'augmenter la friction avec le tendon ;
- les cônes superposés (Plag and Cone), plusieurs tendons sont insérés dans un cône dans lequel un autre cône, placé à son centre, vient tenir les tendons;
- les douilles de résines (Resine Sleeve), une résine époxy est placée entre le tendon et une douille métallique cylindrique ;
- les creusets en résine (Resine Potted), leur principe ressemble à celui des clavettes coniques, sauf que dans ce cas les cales sont en résine ;
- les revêtements métalliques, dans ce système, des revêtements métalliques sont collés sur le tendon pendant la fabrication,

5. EXEMPLES DE STRUCTURES UTILISANT DES RENFORCEMENTS EN MATÉRIAUX COMPOSITES

En 1992 le Ministère des Transports du Québec (MTQ) a renforcé les murs de séparation sur un pont autoroutier en utilisant des barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de verre. Le pont est situé sur l'autoroute 15 au niveau de Rivières des Prairies. Les armatures ont été produites par Pultrall Inc. de Thedford Mines, Québec. La durabilité à long terme de la structure est sous surveillance et les résultats vont déterminer les utilisations futures de ce type de matériaux par le ministère.

À Hull, Québec, une partie d'un stationnement multi-étagés a été reconstruite à cause de détériorations dues à la corrosion des armatures de renforcement par le Ministère des Travaux Publics du Canada. Des armatures en matériaux composites ont été utilisées pour le renforcement. Le comportement de la structure est sous monitorage continue afin d'évaluer les performances de la nouvelle structure en la comparant à l'ancienne structure, renforcée par des armatures en acier.

En Août 1993, le premier pont autoroutier au Canada - The Beddington Trail Bridge- précontraint par des câbles en matériaux composites a été ouvert à la circulation à Calgary (Alberta). Ce pont est constitué de deux travées de 22,8 et 19,2 m de long, consistant en 13 poutres préfabriquées et précontraintes par des tendons à base de fibres de carbone. Deux types de tendons ont été utilisés, Leadline et CFCC, produits par Mitsubishi Kasei Co. (Japon) et Tokyo Rope Inc. (Japon), respectivement. De plus, des systèmes de détection intégrés à base de fibres optiques ont été installés dans la structures afin de suivre l'évolution des efforts durant la construction et au cours de la mise en service de la structure.

The Headingley Bridge de Winnipeg (Manitoba), lorsque terminé, sera le premier pont au monde complètement renforcé de matériaux composites et dont le comportement sera sous monitorage à l'aide de capteurs à base de fibres optiques. Cette structure consiste en un pont de 165,1 m de long. Ce pont est intelligent grâce à des systèmes de détection intégrés qui seront placés dans le béton. Les données seront transmises, via une ligne téléphonique, vers un bureau d'ingénieurs. Ceci permettra aux ingénieurs d'avoir un monitorage continu des efforts dans la structure durant son fonctionnement.

Ce pont est une innovation car les quatre poutres le constituant sont précontraintes par des câbles en matériaux composites à base de fibres de carbone de même qu'une partie du tablier et des murs de séparation qui utiliseront des armatures à base de fibres de carbone et de verre. Les mise en circulation de ce pont est prévue pour le mois d'octobre 1997.

6. PERSPECTIVES D'UTILISATION DES MATÉRIAUX COMPOSITES DANS LE DOMAINE DE LA CONSTRUCTION AU QUÉBEC

Bien que le Québec est l'une des provinces canadienne les plus actives dans l'industrie de la construction, il semble écoper d'un retard par rapport aux autres provinces en terme d'infrastructures utilisant des renforcements en matériaux composites.

Cependant, toutes les conditions, pour rattraper rapidement ce retard, sont réunies pour le Québec. En effet, les plus grands centres de production des matériaux composites au Canada sont situés, principalement, dans les provinces du Québec et de l'Ontario. Ceci est du au fait que les industries aéronautique et automobile sont situées dans ces deux provinces. Pour exemple, seule la compagnie Pultrall Inc. de Thedford Mines (Québec) produit des armatures en matériaux composites (ISOROD) à travers tout le Canada. D'autres compagnies étudient

actuellement les possibilités de se lancer dans la production d'autres types de renforcements. Telles que, la compagnie FAROEX du Manitoba, Creating Pultrusions North Incorporated (anciennement EXCEL) de Peterborough (Ontario). D'autre part, la compagnie AUTOCON Composites Incorporated de Weston (Ontario) produit des renforcements sous forme de grillage à base de fibres de carbone, de verre ou d'un mélange des deux fibres (renforcement hybride). Le produit commercial est connu sous le nom de NEFMAC.

En plus de l'industrie, des centres de recherche de haut niveau sur les matériaux composites sont situés au Québec, tels que le Centre des Matériaux Composites de Saint Jérôme et l'Institut des Matériaux Industriels (Conseil National de Recherches Canada) de Boucherville. De plus, l'Université de Sherbrooke possède l'une des équipes de chercheurs universitaires les plus dynamiques à travers le monde dans le domaine de l'application des matériaux composites dans l'industrie de la construction.

C'est justement à Sherbrooke que la construction du premier pont au Québec utilisant des renforcements en matériaux composites sera entamée dès le mois de juillet 1997. De plus, l'évolution des efforts et déformations sera suivie en continue grâce à l'incorporation de senseurs à base de fibres optiques. Toute l'information recueillie sera transmise, via une ligne téléphonique, vers un ordinateur situé à l'Université de Sherbrooke où elle sera traitée et évaluée afin de connaître le comportement de la structure.

7. CONCLUSION

Bien que les matériaux composites soient plus coûteux que les aciers ordinaires, ils présentent une solution viable et fiable aux problèmes de la détérioration du béton causée par la corrosion des renforcements conventionnels. En plus de leur excellente résistance à la corrosion, les matériaux composites ont une résistance à la traction supérieure à celle de l'acier de précontrainte, permettant, ainsi, d'avoir des forces de précontrainte plus grande. Leur neutralité électromagnétique peut résoudre le problème d'interférence causées par l'acier de renforcement dans certaines constructions abritant des appareils sensibles aux interférences.

L'innovation dans le design et l'utilisation de nouvelles technologies et matériaux dans l'industrie de la construction seront, sans doute, les facteurs les plus importants desquels dépendra la survie des entreprises de construction en cette fin de siècle. Dans ce sens, le Québec possède toutes les potentialités, matérielles et humaines, qui permettront à ses entreprises de construction non seulement de survivre mais aussi d'avoir un rôle de leaders tant au niveau national qu'international.

RÉFÉRENCES IMPORTANTES

Benmokrane, B. (1997), Renforcements en matériaux composites pour les éléments structuraux en béton (Béton armé et béton précontraint). Notes de cours, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

Benmokrane, B et Xu, H. (1996), Design and Application of Aramid and Carbon Fibre-Reinforced Plastic (FRP) Ground Anchors. Short Course, ISIS-Canada and ACMBS Network of Canada, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke.

Benmokrane, B. et Chaallal, O. (1994), Étude sur les propriétés des barres d'armature composites à base de fibres "Isorod" et essais sur poutres en béton armé. Rapport technique ISO-3-94, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

Clarke, J.L. (1993), Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK.

El Badry (1996), 2ère Conférence Internationale sur les Matériaux Composites d'avant-Garde pour les Ponts et Charpentes, Montréal, Canada

Iyer, S.L. and Sen, R. (1992), Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Las-Vegas, Nevada, Edited by ASCE, NY, Specialty Conference

Mallick, P.K. (1993), Fiber-Reinforced Composites: Materials, Manufacturing and Design, 2nd Edition, Marcel Dekker Inc., NY, USA.

Masmoudi, R. (1996), Évaluation expérimentale et théorique du comportement à la flexion des poutres en béton armées de barres composites à base de fibres. Thèse de Doctorat (Ph.D.), Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

Michaluk, C. R., Rizkalla, S, Tadros G. et Benmokrane, B. (1996), Flexural Behaviour of One-Way Concrete Slabs Reinforced by FRP Reinforcements. Submitted to ACI Structural Journal.

Mufti, A.A, Erki, M.A. and Jaeger, L.G. (1991), Advanced Composite Materials with Application to Bridges, State-of-the-Art Report, CSCE, Montreal, Canada

Nanni, A. (1993), Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Application, Vancouver, Canada

Neale, K.W. et Labossière P. (1992), 1ère Conférence Internationale sur le Matériaux Composites d'avant-Garde pour les Ponts et Charpentes, Sherbrooke, Canada

Rizkalla, S., Mufti, A.A. et Tadros, G. (1997), Recent Innovation for Concrete Highway Bridges in Canada. 42nd International SAMPE Symposium Anaheim, California, 4-8 May

Taerwe, L. (1995), Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Brussels, Belgium

Thériault, M. et Benmokrane, B. (1997), Effects of FRP Reinforcement Ratio and Concrete Compressive Strength on the Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with FRC C-BAR Rods, Rapport technique, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

Tighiouart, B. (1997), Contribution à l'étude de l'adhérence des barres d'armature en matériaux composites noyées dans le béton. Thèse de doctorat (Ph. D.), Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

Tableau 1. Propriétés physiques et mécaniques des principaux produits de renforcement en matériaux composites

Туре	Fournisseur	Résine	V _f (%)	Densité	GPa)	E _a (GPa)	Ea (%)	(10-6/°C
Fibres de ca	arbone							
CFCC	Tokyo Rope, Japon	Époxy	64	N.D.	2,20	137	1,6	0,6
Leadline	Mitsubishi Kasei, Japon	Époxy	65	N.D.	2,60	160	1,3	N.D.
Bri-Ten	British Ropes, UK	Époxy	71	N.D.	1,50	136	1,1	0
NEFMAC-C	Autocon Equipement, Ontario	Vinyl ester	46		1,48	142	1,8	-0,5
Pibres de ve	•							
	•							
ISOROD	Pultrall Inc., Québec	Polyester	73 (poids)	2	0,69	45	1,8	91 et 532
ISOROD Kodiak	Pultrall Inc., Québec IGI International Grating, USA	Polyester	73 (poids) N.D.	2 2	0,69	45 50		9 ¹ et 53 ² N.D.
ISOROD	Pultrall Inc., Québec	Polyester			,		N.D.	
ISOROD Kodiak C-Bar	Pultrall Inc., Québec IGI International Grating, USA Marshall Composites Industries, USA	Polyester	N.D.		0,70	50	N.D.	N.D.
ISOROD Kodiak	Pultrall Inc., Québec IGI International Grating, USA Marshall Composites Industries, USA	Polyester	N.D.		0,70	50	N.D.	

dans le sens axial

² dans le sens transversal

ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DU COMPORTEMENT EN SERVICE ET À L'ULTIME DES PONTS EN BÉTON ARMÉ

A. Bouzaiene et B. Massicotte

Département de Génie civil École Polytechnique de Montréal Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ: L'application des éléments finis non linéaires aux structures en béton armé a été principalement confinée, jusqu'à tout récemment, à la simulation du comportement d'éléments structuraux. Cet article présente une analyse prédictive, utilisant un modèle non linéaire d'éléments finis, du comportement d'un pont en béton armé existant simplement supporté. Après une brève description du modèle analytique, les résultats d'un essai non destructif effectué sur le pont sont comparés à ceux du modèle numérique. Les résultats des analyses portant sur le comportement du pont à l'ultime indiquent que la résistance et le mode de rupture de la structure peuvent être gouvernés par la résistance de la dalle. On note également une influence majeure des conditions d'appuis sur la réponse globale du pont.

INTRODUCTION

L'introduction de nouvelles règles de calcul pour la conception de ponts et l'augmentation sans cesse du poids des camions soulèvent des questions sur les marges de sécurité des ponts existants. Reconnaissant l'importance de ce problème, la norme canadienne des ponts (CSA-1988) a publié une section spéciale (chapitre 12) proposant une méthode de calcul simplifiée pour l'évaluation de la capacité des ponts existants. Le principe de la méthode consiste à ajuster les facteurs de pondération des charges et les coefficients de tenue des matériaux afin qu'ils soient plus représentatifs de l'état réel de la structure en tenant compte du comportement anticipé du pont (ductile ou fragile) ainsi que des conséquences probables d'une rupture de la structure. En dépit d'établir une procédure uniforme pour l'évaluation des ponts, cette méthode est sujette aux mêmes limites qu'une approche conventionnelle de conception, c'est-à-dire, qu'elle néglige plusieurs paramètres tels que la redondance, les conditions aux appuis, l'effet d'arc, etc. De nombreux essais destructifs effectués sur des ponts existants en béton armé ont démontré que la capacité réelle de ces ponts était souvent beaucoup plus grande que celle prédite par les méthodes de calcul conventionnelles. Cependant, il est difficile, même pour un ingénieur expérimenté, d'évaluer adéquatement la marge de sécurité disponible d'un pont, particulièrement pour les vieux ponts en béton armé. La seule façon idéale permettant de déterminer le degré de capacité non utilisée dans les analyses conventionnelles requiert donc des essais in situ combinés à des analyses raffinées (TRB, 1988).

Les récents développements dans le domaine de la modélisation du béton et plus particulièrement l'évolution rapide de l'informatique ont favorisé les éléments finis comme méthode d'analyse pour des structures complètes en béton armé. Cet outil puissant a ouvert des possibilités nouvelles, tant aux chercheurs qu'aux ingénieurs, pour évaluer la capacité réelle ultime de ponts existants en béton armé ainsi que le mode de rupture de la structure sous différentes conditions de chargement. Cet article présente une analyse prédictive du comportement d'un pont existant en béton armé, utilisant un modèle non linéaire d'éléments finis, simplement supporté. Le pont étudié est une vieille structure en béton armé déclarée comme étant faible par une évaluation conventionnelle. L'objectif de cette étude est d'évaluer la fiabilité de la méthode des éléments finis non linéaire

pour estimer la capacité de ponts existants et de comparer les résultats obtenus à ceux d'un essai in situ réalisés par la Direction des Structures du ministère des Transports du Québec. L'analyse par éléments finis permet de déterminer la capacité ultime réelle de la structure en tenant compte à la fois de la capacité des matériaux, de la distribution des efforts et des effets comme la restreinte aux appuis ou tout autre phénomène difficilement quantifiable par les méthodes conventionnelles.

DESCRIPTION DU PONT

Le pont à analyser a été construit au début des années 1940 (Fig. 1). Il est composé de poutres en T et de trois travées simples d'une portée de 18,3 m chacune. La largeur totale du pont est de 9,5m. La dalle de béton a une épaisseur variant de 305 mm près des poutres et de 205 mm a midistance de deux poutres. Une inspection sommaire du pont ne révélait aucun dommage à la structure du pont. Toutefois, une légère détérioration de la dalle de béton résultant de l'écaillage a été observée.

En 1995, le Ministère des Transports du Québec a effectué un test non destructif sur le pont (Savard et Ouellet, 1995). Le programme expérimental consistait en une série de tests sous des conditions de trafic ambiant et d'un chargement statique à l'aide de camions chargés. L'objectif de ces essais était d'obtenir quelques propriétés dynamiques de la structure sous les charges de trafic et d'évaluer le comportement du pont sous les charges de service. Plusieurs jauges de déformations ont été installées sur les barres d'armature et sur la fibre inférieure de la dalle de béton. Des potentiomètres ont été également installés au-dessous de chacune des poutres afin de mesurer la variation de la flèche au cours du chargement. Durant les tests statiques, un et deux camions chargés (pesant chacun 260 kN) ont été positionnés sur le tablier du pont en six configurations différentes. Un total de six positions de camions ont été sélectionnées. La figure 2 illustre le chemin de roulement utilisé pour corroborer le modèle d'éléments finis sous les charges de service.

PROGRAMME D'ÉLÉMENTS FINIS

Les analyses du modèle de pont ont été effectuées en utilisant le programme d'éléments finis MEF97 (Méthode des Éléments Finis). Un modèle anisotrope tridimensionnel permettant de suivre, sous différents modes de sollicitations (uniaxial, biaxial ou triaxial), l'évolution de l'endommagement de la structure jusqu'à la ruine a été utilisé (Bouzaiene et Massicotte, 1995). Les principales caractéristiques du comportement non linéaire du béton sont représentées par le modèle constitutif. La relation multiaxiale contrainte-déformation du béton a été modélisée en utilisant le concept de la déformation uniaxiale équivalente et le critère de rupture a cinq paramètres développé par Willam-Warnke. L'état de déformation du béton, en fonction de l'historique du chargement, a été représenté à travers un paramètre scalaire de dommage. Lorsque la contrainte limite en traction du béton est atteinte, on suppose qu'une bande de microfissures se produit perpendiculairement à la direction de la déformation principale de traction, demeurant ainsi tout au long du chargement. Pour évaluer correctement l'énergie de fissuration relâchée par les fissures dans un contexte d'éléments finis, le principe de conservation de l'énergie de rupture a été utilisé. Cette modélisation est attrayante du point de vue numérique et permet d'obtenir des résultats objectifs dans le sens ou ils sont indépendants de la taille du maillage des éléments utilisés pour la discrétisation du problème. La loi d'interaction acier-béton utilisée est basée sur le concept du modèle CEB (1985). Ce dernier modèle représente l'effet moyen de plusieurs phénomènes locaux issus de la liaison acier-béton.

En ce qui concerne la modélisation de l'acier, l'armature peut être représentée par des couches d'armature équivalentes ou par des barres discrètes. Dans la première approche, l'armature est simulée par une couche équivalente d'acier répartie dans la masse de béton et ne pouvant travailler que dans la direction des barres. Chaque couche est modélisée par un élément isoparamétrique à 8 noeuds construit à l'intérieur de l'élément de solide à 20 noeuds. Les seules données requises sont: l'épaisseur de la couche, sa position relative dans l'élément de béton et son orientation dans le repère global de la structure. En admettant une adhérence parfaite entre l'acier d'armature et le béton, les relations constitutives peuvent êtres établies à partir de la théorie classique des matériaux composites. Toutefois, il est possible par le biais de la courbe de raidissement du béton en tension d'inclure l'effet du glissement des barres d'armature dans la loi d'interaction acier-béton. Pour la deuxième approche, l'armature est représentée de façon discrète en utilisant des éléments de barre à deux noeuds rattachés aux éléments de béton. Le comportement de l'acier peut être approché par un modèle élastoplastique avec ou sans écrouissage.

L'algorithme de Newton-Raphson combiné à la méthode de la longueur d'arc ont été utilisés pour la résolution du problème. La matrice de rigidité de la structure était actualisée au début de chaque pas de chargement. La fiabilité du modèle d'éléments finis a été vérifiée à travers plusieurs types de problèmes de structures en béton armé et non armé: des poutres en béton armé ayant une rupture en flexion et en cisaillement, des poutres profondes, des panneaux en béton armé soumis à des contraintes biaxiales, des assemblages dalle-colonne ayant une rupture par poinçonnement, et des poteaux avec et sans armature transversale. Les résultats d'analyse ont démontré que le modèle d'éléments finis peut représenter adéquatement la réponse des structures en béton armé sous les charges de service et à l'ultime.

MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DU PONT

La travée instrumentée du pont a été modélisée en utilisant 1080 éléments solides à 20 noeuds (figure 3). Un total de 7893 noeuds ont été générés. Des éléments de barre ont été utilisées pour modéliser l'armature de flexion et de cisaillement dans les poutres. Afin de simplifier le modèle et en raison du comportement prévisible du pont, l'armature de flexion a été représentée à l'aide d'une seule rangée d'éléments localisée au centre de gravité des lits d'armature. Des éléments de barre ont été également utilisés pour modéliser l'armature de cisaillement. L'acier longitudinal et transversal dans la dalle de béton a été modélisé en utilisant quatre couches équivalentes réparties sur la largeur de la dalle. Pour simuler l'effet des poutres transversales à la culée, le mouvement latéral des poutres principales aux appuis a été empêché. Afin d'étudier l'influence d'une restreinte horizontale des appuis sur la réponse globale du pont, plusieurs analyses ont été effectuées en supposant des conditions d'appuis libres et empêchées selon l'axe longitudinal du pont.

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisées dans un modèle analytique doivent refléter généralement les propriétés réelles des matériaux et l'état global du pont. Des mesures prises sur des échantillons du pont peuvent toujours donner un estimé sur la résistance des matériaux. Cependant, pour des structures âgées, il devient difficile d'évaluer les propriétés effectives de la structure et des essais sur les matériaux ne peuvent pas éliminer toutes les incertitudes liées à la caractérisation de l'état du pont. Pour cette étude, les détails d'armatures et les propriétés mécaniques des matériaux ont été estimés à partir des dessins de conception. La contrainte maximale en compression du béton utilisée était de 25 MPa. Pour l'acier d'armature, une limite élastique de 230 MPa et un module d'élasticité moyen de 180 000 MPa ont été utilisés basées sur des essais en laboratoire réalisés sur des barres d'armature semblables. Malgré ces hypothèses de

départ concernant les propriétés mécaniques des matériaux, l'ordre de grandeur pour les résultats d'analyse devrait être satisfaisant. L'utilisation des valeurs nominales permet, par exemple, de tenir compte des dommages possibles dans le pont.

Le temps de résolution d'une analyse non linéaire par éléments finis dépend de l'architecture de l'ordinateur ainsi que des paramètres de résolution utilisés telles que le critère de convergence, l'incrément de charge, la stratégie de résolution, etc. Pour la présente étude, un super ordinateur de type RISC a été utilisé avec 500 MB de mémoire vive et 1 GBA de disque dur pour les fichiers de sortie. Une analyse non-linéaire complète pouvait prendre environ 5 heures de CPU.

RÉSULTATS DES ANALYSES

Comportement du pont sous les charges de service

Avant de réaliser une analyse non linéaire par éléments finis, il est important de s'assurer que la modèle utilisé peut reproduire adéquatement le comportement de la structure sous les charges de service. Les résultats obtenus à l'aide du modèle numérique ont été comparés à ceux obtenus des essais in-situ pour le chargement montré sur la figure 2. Deux analyses ont été effectuées pour deux conditions limites: celle où le déplacement horizontal aux extrémités des poutres est permis, et l'état où le mouvement longitudinal du pont est empêché. Sur la figure 4, on présente la variation de la flèche verticale de la poutre extérieure en fonction de la position du camion d'essai pour une section située à 9 m de la culée. L'appareil de mesure de déplacement, noté D1, était situé au-dessous de la poutre 1. Les déformations longitudinales mesurées et celles prédites par le modèle sont présentées sur la figure 5. La comparaison des résultats expérimentaux et théoriques indique que le comportement du pont est proche de celui d'une structure retenue plutôt que d'une structure libre. Des analyses réalisées sous d'autres configurations de chargement indiquent également que les conditions d'appuis ont un impact considérable sur la réponse du pont. L'utilisation de conditions d'appuis longitudinales libres ou retenues de la structure ne peut donner qu'une indication des bornes inférieure et supérieure de la réponse réelle du pont.

Analyse non linéaire du pont jusqu'à la rupture

Pour vérifier la fiabilité d'une analyse non linéaire par éléments finis du pont au complet, il est nécessaire d'analyser un cas de chargement simple où les résultats obtenus par le modèle peuvent être comparés aux valeurs théoriques. Dans ce but, le pont a été analysé pour le cas de chargement 1 (fig. 6) qui consiste en trois charges concentrées appliquées à la mi-travée du pont (une charge sur chaque poutre). La figure 7 présente en abscisse le déplacement vertical à mi-travée et en ordonné la charge totale appliquée pour les deux conditions aux limites extrêmes. On peut observer sur cette figure une différence significative dans le comportement du pont. Lorsque le déplacement longitudinal du pont est libre, la rupture se produit par flexion. La charge de rupture obtenue par élément finis se compare bien à celle obtenue par la théorie de flexion. Quand le déplacement longitudinal aux appuis est retenu, la capacité ultime du pont augmente d'environ 80 %. Cependant, le mode de rupture observé change de ductile à fragile. En examinant la réponse locale à la rupture, il a été observé que le mécanisme de rupture du pont était dû à l'éclatement du béton et à la plastification de l'acier d'armature aux appuis.

Pour évaluer l'effet bénéfique du comportement global du pont sous un chargement excentrique, cinq cas de chargement ont été réalisés (cas de charge 2 à 6 sur la figure 6). Toutes les analyses ont été réalisées en supposant que le pont est libre de se déplacer longitudinalement. Le cas de chargement 2 simule d'un camion chargé situé sur le pont à la position A3 (fig. 2). La courbe

charge-flèche prédite par le modèle est illustrée sur la figure 8. Pour ce cas de chargement, le pont peut résister à une charge équivalente de 6,6 fois le poids d'un camion. Tel qu'illustré sur cette figure, la poutre extérieure située juste sous le camion a atteint sa pleine capacité en flexion. Cependant, le plateau plastique était court en comparaison avec le premier cas de chargement (fig. 7). Les analyses subséquentes démontreront que le mécanisme de rupture du pont pour ce cas de chargement était dû à une rupture dans la dalle de béton limitant ainsi le transfert des efforts aux autres poutres.

Les cas de chargements 3 et 6 consistaient en une charge concentrée appliquée au centre du pont pour différentes positions transversales tel qu'indiqué sur la figure 6. Pour limiter la concentration de contrainte dans la dalle de béton, la charge concentrée a été appliquée sur une surface de 250 mm par 250 mm. La figure 9 illustre la flèche au centre de chaque poutre en fonction de la charge appliquée pour les cas de chargement 3,4,5 et 6. Pour charge concentrée appliquée sur le trottoir (cas de chargement 3), la rupture se produit à une charge totale de 590 kN, soit 80% environ de la charge ultime d'une seule poutre. Lorsque la charge est appliquée au-dessus de la poutre extérieure, celle-ci atteint sa pleine capacité en flexion et la charge de rupture est d'environ 180 % fois la résistance d'une poutre. Quand la charge appliquée est située entre deux poutres (cas de chargement 5), la rupture se produit à une charge totale de 920 kN. Dans ce cas, aucune poutre n'a atteint sa capacité ultime. La rupture s'est produite dans la dalle de béton limitant ainsi le transfert des efforts aux poutres. Finalement, pour une charge appliquée sur la poutre médiane (cas de chargement 6), la rupture survient pour une charge totale de 1450 kN. La rupture observée est fragile vu qu'aucune des trois poutres n'a atteint la pleine capacité. C'est la dalle qui a cédé en premier. Ce mécanisme de rupture peut s'expliquer par un fort gradient des déformations dans la direction transversale engendré par un tel chargement.

CONCLUSION

L'utilisation d'une approche conventionnelle d'évaluation de ponts existants sous estime souvent la capacité réelle de la structure en terme de résistance ou de ductilité. Cette étude portait sur le calcul en service et à l'ultime d'un pont complet en béton armé par la méthode des éléments finis. Malgré le peu d'information dont on disposait pour réaliser ces analyses, les résultats numériques étaient très comparables aux mesures expérimentales. Sous les charges de service, on a observé que le comportement du pont était proche de celui d'une structure dont le mouvement horizontal était empêché. Selon l'hypothèse adoptée pour les conditions de retenues longitudinales du pont, différents modes de ruptures ont été observés. Des analyses avec des charges excentriques ont démontré que le mécanisme de rupture du pont peut être gouverné, pour certains cas de chargement, par la capacité de la dalle de béton à transférer les efforts aux poutres. Le modèle numérique apparaît comme étant un outil puissant non seulement pour déterminer la capacité ultime de la structure mais nous enseigne également sur le mode de rupture, à savoir en flexion ou en effort de cisaillement, fragile ou ductile, local ou global.

REMERCIEMENT

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec pour leur collaboration et leur support financier pour ce projet.

RÉFÉRENCES

Bouzaiene, A. et Massicotte, B. (1995) "Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales". Rapport No. EPM/GCS-1995-13, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québéc.

Savard, M. et Ouellet, G. (1995) "Rapport d'essais extensométriques" Division des Structures, Ministère des Transports du Québéc..

TRB (1988) "Correlation of bridge load capacity estimates with test data" NCHRP Report 306, Transportation Research Board, Washington D.C.

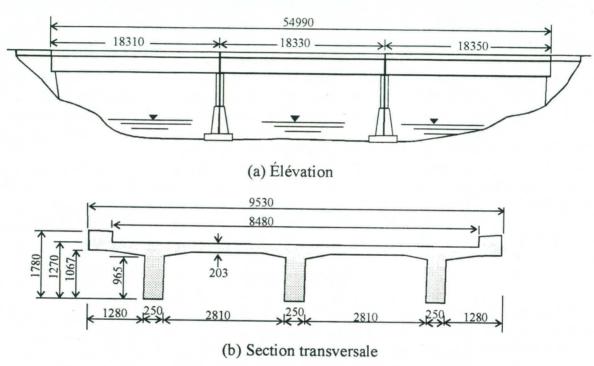


Fig. 1 - Vue en élévation et section transversale du pont

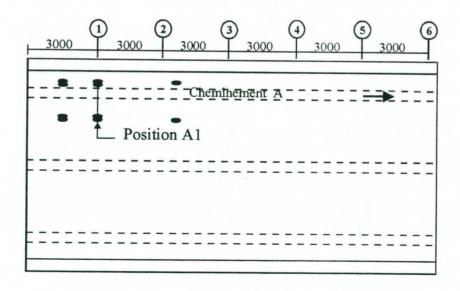


Fig. 2 - Chargement utilisé pour l'analyse sous les charges de service

22

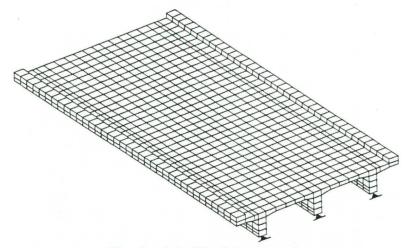


Fig. 3 - Modèle d'éléments finis du pont

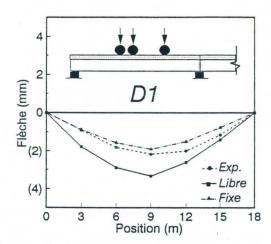


Fig. 4 - Flèche verticale de la poutre 1 pour la section située à 9 m de la culée

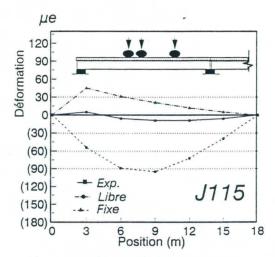


Fig. 5 - Déformation dans la poutre 1 pour la section située à 0.44 m de la culée

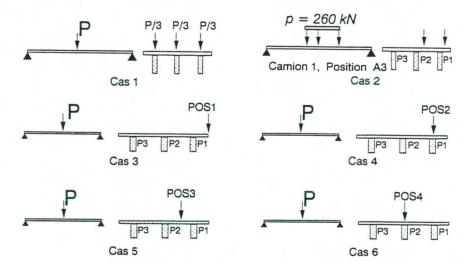


Fig. 6 - Cas de chargements utilisés pour l'analyse non linéaire du pont

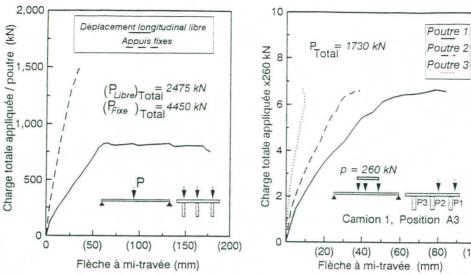


Fig. 7 - Courbe charge-déplacement du pont pour le cas de chargement 1

Fig. 8 - Courbe charge-déplacement du pont pour le cas de chargement 2

(100)

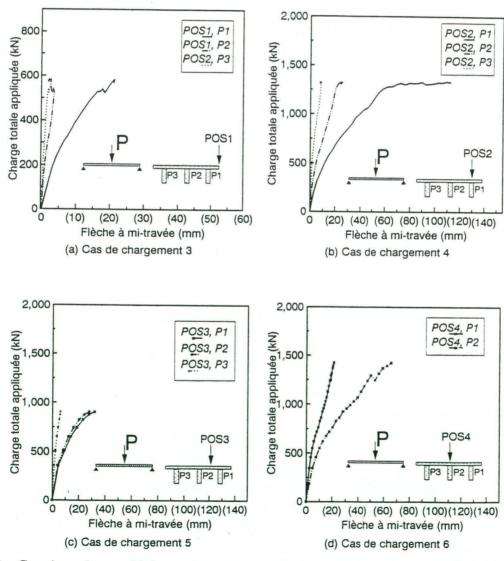


Fig. 9 - Courbes charge-déplacement vertical du pont pour les cas de chargement 3 à 6

IDENTIFICATION AUTOMATIQUE DE L'ENDOMMAGEMENT DANS LES PONTS PAR LES RÉSEAUX NEURONAUX ARTIFICIELS

Kamel HENCHI et Mario FAFARD

GIREF, Université Laval, Adrien Pouliot, Québec, G1K 7P4, Canada. email: khenchi@giref.ulaval.ca et mfafard@gci.ulaval.ca

Résumé: Cet article présente le développement d'une méthode d'identification automatique d'endommagement dans les structures et de la calibration des constantes matérielles de ponts en service à partir de mesures expérimentales non destructives et peu couteuses, soit des mesures de déflections, d'accélérations et/ou de fréquences. L'étude fait appel à l'utilisation des réseaux neuronaux artificiels et de leur auto-organisation dans l'évaluation de l'endommagement structural. L'idée de base est d'entrainer le réseau pour comprendre le comportement de la structure avec différents états d'endommagement. Quand les résultats expérimentaux sont présentés au réseau, celui-ci est capable de détecter avec succès la présence ou non de l'endommagement dans la structure et les valeurs des constantes matérielles de pont. Deux exemples sont examinés et les résultats obtenus sont prometteurs.

1. Introduction

L'utilisation de méthodes de recalage et d'identification pour la calibration de modèles numériques complexes est une étape très importante dans le domaine des applications industrielles. En particulier, l'utilisation des méthodes classiques et rigoureuses d'optimisation ont fait leur preuve pour l'analyse de plusieurs types de problèmes. Il existe cependant certains domaines pour lesquels ces méthodes sont beaucoup moins adaptées.

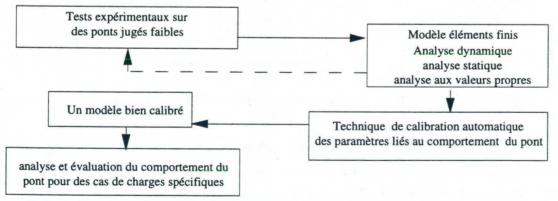


Figure 1. Processus de calibration versus éléments finis-test expérimentaux

Ainsi, l'évaluation détaillée de l'état structural actuel de vieux ouvrages d'art constitue un défi de taille lorsque l'on cherche à calibrer le plus précisément possible un modèle éléments finis 3-D complet avec des résultats expérimentaux obtenus in situ (figure 1). En effet, à la lumière de la collecte de résultats expérimentaux obtenus sur site à l'aide d'un laboratoire mobile, il semble qu'il soit très difficile de faire appel à une méthode d'optimisation classique pour identifier les paramètres d'un modèle éléments finis. C'est pour cette raison qu'une approche de calibration des paramètres influençant le comportement des ponts en statique et dynamique [HEN 95], [HEN 97a], [HEN 97b] et [FAF 93] par les réseaux neuronaux [LAN 97], [BAR 95], [HAJ 91], [LIP 87], est ici développée et présentée dans le cadre d'un projet de recherche conjoint université-industrie [HEN 96] impliquant l'Université Laval et le Ministère des Transports du Québec.

Les développements récents dans le domaine des réseaux neuronaux artificiels ouvrent la porte à de nouvelles possibilités d'application dans le domaine du calcul des structures [HAJ 91]. Entre autres, ces techniques sont tout à fait appropriées pour des problèmes d'identification de paramètres physiques de structures complexes en génie civil comme les ponts [LIP 87] et les bâtiments [HEN 95].

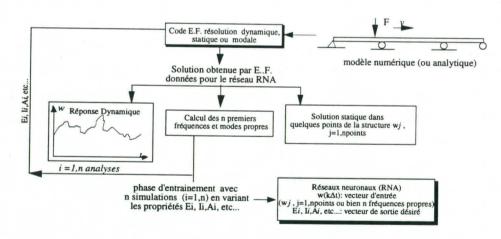


Figure 2. Phase d'apprentissage du réseau neuronal et démarche de résolution

2. Le concept des réseaux neuronaux artificiels (RNA)

La méthode consiste à coupler un code d'éléments finis avec un logiciel de traitement utilisant des algorithmes de réseaux neuronaux (figure 2). Il existe deux étapes distinctes dans l'application

d'un RNA aux problèmes de calibration. La première étape est cruciale et consiste à entraîner le réseau (la phase d'apprentissage) à partir de résultats obtenus de plusieurs analyses par éléments finis du pont. Par la suite, avec ce bagage de connaissances accumulées, le RNA est utilisé afin de détecter dans la structure, les dommages et/ou identifier les paramètres de calibration, à partir de résultats de tests expérimentaux.

Il existe différents types de réseau neuronal [LIP 87]. Le perceptron multicouches est le réseau utilisé pour l'identification des paramètres dans le domaine du calcul des structures [BAR 95]. Il comporte un vecteur de données (neurones) porté par la couche d'entrée, un vecteur de sortie (résultats) et un nombre de couches intermédiaires (figure 3) [LIP 87]. Chaque neurone reçoit une somme de poids W_{ij} des neurones de la couche précédente et se comporte comme une donnée d'entrée aux neurones de la couche suivante (figures 3 et 4). L'activation de chaque neurone est gouvernée par la fonction sigmoïde non linéaire (figure 5).

L'algorithme utilisé est appelé algorithme à rétro propagation où l'erreur calculée à la sortie du réseau est propagée à travers les couches à partir de la couche de sortie pour la mise à jour des poids W_{ij} formant les éléments des matrices d'apprentissage (figure 5).

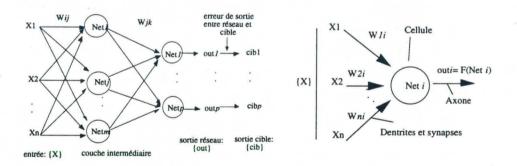


Figure 3. Exemple d'un RNA avec algorithme Figure 4. Neurone artificiel, avec à rétro propagation à couche intermédiaire simple $\operatorname{Net}_i = \sum W_{ii} X_i$; j=1,n

• étape initiale: Données:
$$\{X_i\}$$
, $i=1,n$; $\{cib_i\}$, $i=1,p$
n: nombre de neurones d'entrée

p: nombre de neurones de sortie

m_{nc}: nombre de neurones de la couche intermédaire nc

© Choix aléatoire de $[W_{ij}]_{nc}$ entr e -.5 et .5 pour chaque couche nc

O Calcul des valeurs des potentiels des neurones de la couche nc

$$\{Net_k\}_{nc} = [W_{ij}]_{nc} \{X_i\} ; k=1, m_{nc}$$

O Activation des pontentiels par la fonction sigmoide F

$$\{out_k\}_{nc} = \{F(Net_k)\}_{nc}$$
; avec: $F(Net_k) = 1/(1 + e^{-Net_k + \theta_k})$

O Calcul des potentiels des neurones de la couche de sortie nci

$$\begin{split} \{Net_l\} = & [W_{ij}]_{nci} \cdot \{out_k\}_{nc} \;\; ; \;\; l = I, p \\ \{out_k\}_{nci} = \{F(Net_l)\}_{nc} \end{split}$$

Rétropropagation

Calcul de l'erreur (méthode de gradient) entre la couche de sortie nci et la couche intermédiaire j:

$$\begin{split} &[\Delta W_{ij}]^{t+j}{}_{j\;nci} = \eta \{out_k\}_{nc} < d > + \alpha [\Delta W_{ij}]^t{}_{j\;nci} \\ < d > &= \{(cib_k\; -out_k)(out_k)(1 - out_k)\}^{\mathrm{T}} \end{split}$$

Actualisation des valeurs des poids

$$[W_{ij}]^{t+1}{}_{j\;nci} = [W_{ij}]^t{}_{j\;nci} + [\Delta W_{ij}]^{t+1}{}_{j\;nci}$$

Calcul de l'erreur (méthode de gradient) entre la couche intermédiare nc et la couche d'entrée :

$$[\Delta W_{ij}]^{t+1}{}_{j \ nc} = \eta \{X_i\} < d^* > + \alpha [\Delta W_{ij}]^t{}_{j \ nc}$$

$$< d^* > = \{(out_j(1-out_j))e\}^T; \{e\} = [W_{ij}]^t{}_{j \ nc} \{d\}$$

Actualisation des valeurs des poids

$$[W_{ij}]^{t+1}{}_{j\;nc} = [W_{ij}]^t{}_{j\;nc} + [\Delta W_{ij}]^{t+1}{}_{j\;nc}$$

L'algorithme continue jusqu'à ce que l'erreur moyenne du système entre la cible et la sortie calculée soit respectée.

Figure 5. Les différentes étapes de l'algorithme du réseau neuronal à rétropropagation

3. Exemples d'application

Dans cet partie nous présentons les techniques d'application des réseaux neuronaux aux problèmes d'identification de paramètres dans les ponts. Pour le choix des exemples d'apprentissage, on change les valeurs des paramètres d'identification des éléments susceptibles

d'être endommagés, en variant de 10% à 100% les valeurs originales (sans endommagement). Dans tous les exemples les entrées et les sorties seront normalisées. Si u_O est une valeur du neurone i, u_O^{min} et u_O^{max} sont les valeurs minimale et maximale des neurones d'une telle couche, la quantité du neurone i normalisée est donnée par:

$$u_{o,nor} = (u_o - u_o^{min}) / (u_o^{max} - u_o^{min})$$

3.1 Poutre en T en béton

C'est un exemple de poutre en T sur appuis simples en béton modélisée par des éléments de coques comportant 4278 degrés de liberté, pour identifier les paramètres et les zones d'endommagement en comportement statique et en vibration libre [LAN 97]. Les paramètres à identifier sont les modules de Young dans la zone centrale de l'âme de la poutre. Par symétrie, on prend comme inconnues les 7 modules de Young selon les isolignes de la cible sur la figure 6.

L'architecture du RNA est de la forme 4-(4)-(4)-7 avec 33 et 73 exemples par éléments finis pour l'apprentissage. D'après le tableau 1, les résultats obtenus sont excellents et on remarque aussi qu'un RNA entrainé à partir des analyses statiques donne de meilleurs résultats que ceux d'analyses avec vibrations libres à cause du manque de modes influençant d'une manière significative la vibration de la partie endommagée. Ce qui demande d'aller chercher expérimentalement un peu plus de fréquences.

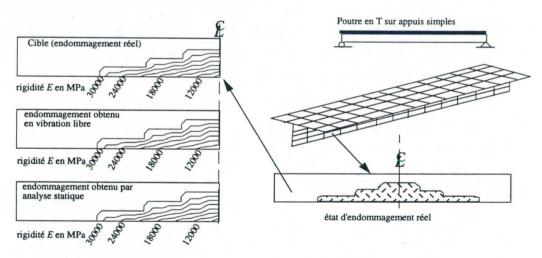


Figure 6. Poutre en T. Modèle E.F. et résultats obtenus par le RNA en vibration libre et en statique

Analyse en vi	bration libre	Analyse statique			
Nombre de neurones d'entrée	4 premières fréquences	Nombre de neurones d'entrée	4 déplacements verticaux		
Nombre de neurones de sortie	7 modules de Young	Nombre de neurones de sortie	7 modules de Young		
Nombre d'exemples d'apprentissage	73 exemples	Nombre d'exemples d'apprentissage	33 exemples		
Facteurs d'apprentissage $lpha$ et d'oubli γ	0.05 et 0.9	Facteurs d'apprentissage α et d'oubli γ	0.05 et 0.9		
Architecture du réseau	4 - (4) - (4) - 7	Architecture du réseau	4 - (4) - (4) - 7		
Durée relative des analyses par E.F.	1.	Durée relative des analyses par E.F.	I.		
Durée relative d'apprentissage du RNA	0.555	Durée relative d'apprentissage du RNA	0.60		

Tableau 1: Résultats obtenus par le RNA pour deux analyses de l'exemple de la poutre en T.

3.2 Pont de Senneterre

Le second exemple est le pont de Senneterre (travée simple sur appuis) testée par le Ministère des Transports du Québec en comportement dynamique et statique.

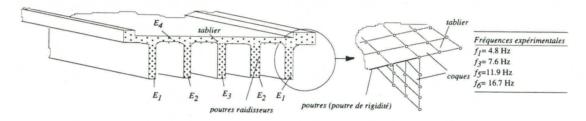


Figure 7. Pont de senneterre . Modèle éléments finis

Dans cet exemple, nous identifions les modules de Young du tablier et ceux des cinq poutres longitudinales succeptible d'être fissurées. Le pont est modélisé par des éléments de coques et de poutres (figure 7) et comporte un total de 832 éléments et 5166 degrés de liberté. L'architecture et les caractéristiques du RNA sont présenté au tableau 2. Les résultats obtenus sont très acceptables et les modules obtenus sont dans les normes. On remarque aussi qu'un RNA entrainé à partir de 175 ou 36 exemples donne des résultats très proches.

Nombre de neurones d'entrée	3 premières fréquences	Dámhar sharar I. Dili	175 exemples	36 exemples
Nombre de neurones de sortie	4 modules de Young	Résultats obtenus par le RNA pour:	d'apprentissage	
Nombre d'exemples d'apprentissage	175, 36 exemples	Module élastique de la dalle E4	29335 MPa	29060 MPa
Facteurs d'apprentissage α et d'oubli γ	0.05 et 0.9	Module élastique des poutres de rive E1	20252 MPa	20176 MPa
Architecture du réseau	3 - (10) - (10) - 4 3 - (3) - (3) - 4	Module élastique des poutres internes E2	24810 MPa	25670 MPa
Durée relative des analyses par E. F.	1.	Module élastique de la poutre centrale E3	27986 MPa	28369 MPa
Durée relative d'apprentissage du RNA	0.21, 0.125	Les trois premières fréquences (flexion long., flexion trans. et flexion trans.) (Hz)	4.8, 7.6 et 11.7	4.8, 7.6 et 11.7

Tableau 2: Résultats obtenus par le RNA pour deux cas d'apprentissage; pont de Senneterre.

4. Conclusion

D'après les résultats obtenus, le réseau multicouche à rétro-propagation semble très bien adapté au domaine d'identification de l'endommagement dans les structures et les résultats sont prometteurs. Nous avons étudié l'efficacité des architectures de réseaux. Généralement, les réseaux avec deux couches intermédiaires donnent de meilleurs résultats qu'avec une ou aucune couche intermédiaire. Le nombre de neurones des couches internes dépend, en général, du nombre d'exemples d'apprentissage. Le nombre de neurones des couches internes dépend en générale du nombre d'exemples d'apprentissage. Parmi les avantages de cette méthode, on note: la non limitation dans le choix du nombre et du type de paramètres à identifier, un minimum de mesures expérimentales sur site nécessaire pour calibrer les paramètres et le couplage facile de l'algorithme avec n'importe quel logiciel commercial d'éléments finis. Enfin l'apprentissage du RNA permet le stockage des données sous forme d'une signature du pont pour identifier les zones de détérioration au cours du temps.

5.Bibliographie

[BAR 95] Barai S. V. et Pandey P. C. (1995). "Vibration Signature Analysis Using Artificiel Neural Networks", *J. of Comp. Civil Engng, ASCE* 9, 259-265.

[FAF 93] Fafard, M., Mallikarjuna et Savard, M. (1993). "Dynamic of bridge-vehicle interaction", *Proc., EURODYN'93 Struct. Dynamics*, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 2, pp 951-960.

[HAJ 91] Hajela P. et Berke L. (1991). "Neurobiological Computational Models in Structural Analysis and Design", *Comp. & Struct.*, Vol 41, 4, 657-667.

[HEN 95] Henchi K. (1995). "Analyse dynamique des ponts par éléments finis sous la sollicitation des véhicules mobiles", *Thèse de doctorat, Université de Technologie de Compiègne*, France. 1995.

[HEN 96] Henchi K et Fafard M. (1996). "Identification paramétrique des ponts en comportements statique et dynamique avec l'utilisation des réseaux neuronaux artificiels", Rapport GCS-96-07, Dép. de Génie civil. Université Laval, Québec.

[HEN 97a] Henchi K, Dhatt G, Talbot M & Fafard M. (1997). "Dynamic Behaviour of Multispan Beams Under Moving Loads", *Journal of sound and vibration.*, Vol 199(1), pp 33-50.

[HEN 97b] Henchi. K, Fafard. M, Talbot. M and Langis. D. (1997). "L'application des réseaux neuronaux artificiels pour l'identification et la détection de l'endommagement dans les ponts". 3eme Coloque national en calcul des structures. 20-23 Mai 1997 Giens. France [LAN 97] Langis D. (1997). "Calibration de modèles éléments finis par une approche neuromimétique", *Thèse de maitrise. Dép. de Génie civil. Université Laval*, Québec. [LIP 87] Lippmann R. P. (1987). "An introduction to computing with neural nets", *IEEE ASSP Magazine* 4-22, April.

DÉTERMINATION DES LONGUEURS DE DÉVELOPPEMENT DES BARRES LISSES POUR L'ÉVALUATION DES PONTS EXISTANTS

Olivier Gaillet Étudiant à la maîtrise

Bruno Massicotte Professeur agrégé

Département de Génie civil École Polytechnique de Montréal Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ: Les méthodes de calcul en vigueur à l'époque où les barres lisses étaient utilisées pour la construction des ponts étaient basées sur une approche aux contraintes admissibles alors qu'aujourd'hui l'évaluation de ces ponts requiert le calcul de la résistance à l'état limite ultime. Une recherche bibliographique des résultats expérimentaux avec des barres lisses a permis de déterminer les principaux paramètres gouvernant le comportement des barres lisses et de quantifier les longueurs requises pour atteindre leur limite élastique. Des essais d'arrachement ont ensuite été réalisés sur des barres de 25 mm de diamètre. Puis des essais de flexion ont été réalisés sur des poutres ayant un lit d'armature simple et sur une poutre ayant un lit d'armature double dont un interrompu. Ces essais ont permis de déterminer les longueurs d'ancrage requises pour l'évaluation des ponts existants avec barres lisses.

INTRODUCTION

L'évaluation des ponts existants en béton armé requiert le calcul de la résistance d'éléments ne rencontrant plus les prescriptions des normes actuelles. Les normes canadiennes des ponts (CSA, 1988; CSA, 1997) requièrent que la résistance des ponts existants soit calculée selon les mêmes prescriptions que celles utilisées pour la conception des nouveaux ponts. Cependant les normes ne proposent pas d'alternatives dans les cas où les détails des armatures des structures ne rencontrent pas les prescriptions actuelles. Les principaux problèmes rencontrés dans le calcul de la résistance des poutres sont la détermination des longueurs d'ancrage des barres lisses droites, la prise en compte d'étriers espacés en excès des limites maximales permises et le manque d'étriers dans les régions d'interruption des aciers de flexion.

Les barres lisses ont été utilisées pour la construction des structures de béton jusqu'au milieu des années 50. À cette époque, les normes de calcul étaient basées sur le calcul aux contraintes admissibles et les règles de conception spécifiaient les longueurs d'ancrage requises afin de ne pas excéder un niveau de contrainte prescrit. Ainsi un des problèmes rencontrés dans l'étude de l'ancrage des barres lisses est le manque de prescriptions permettant de déterminer la longueur requise afin d'atteindre la limite élastique des barres et de pouvoir éventuellement développer une ductilité suffisante au delà de la déformation correspondant à la limite élastique.

Cet article présente d'abord les résultats d'une recherche bibliographique exhaustive des résultats expérimentaux réalisés jusqu'au milieu du XX° siècle. Ensuite, l'article donne les détails d'un programme expérimental réalisé à l'École Polytechnique comportant des essais d'arrachement sur des barres de 25.4 mm de diamètre et des essais de flexion sur des poutres avec lit d'armature simple ou double. Une relation pour la longueur d'ancrage requise est proposée.

RÉSULTATS DES RECHERCHES ANTÉRIEURES

Revue des observations expérimentales

Cette section se veut une synthèse des connaissances établies à propos de l'adhérence des barres d'armature lisses. Les conclusions proviennent des études effectuées par Talbot (1906) qui s'intéressait aux problèmes d'arrachement et d'effort tranchant, des études réalisées à l'Université de l'Iowa par Gilkey, Chamberlain et Beal (1956) sur une période s'étalant de 1933 à 1956, celles réalisées en 1940 par Johnston et Cox qui étaient orientées sur les effets de la corrosion, et enfin celles de Brown et Clark (1931) qui portaient sur l'ensemble des préoccupations concernant les barres lisses dont en particulier la sécurité restante après le glissement. Ces chercheurs arrivèrent donc aux conclusions suivantes en ce qui a trait plus particulièrement aux constations se rattachant à l'évaluation des ponts existants.

- La qualité de l'adhérence n'est pas influencée par la section de la barre tant que celle-ci possède un recouvrement convenable. De même, l'augmentation du recouvrement ne permet pas d'augmenter la qualité de l'adhérence dans le cas des armatures lisses.
- La présence de corrosion superficielle sur les barres permet un gain d'adhérence allant jusqu'à 15%. Cependant il a également été établi que la rouille excessive des barres provoquait une diminution drastique de la contrainte d'adhérence à la manière d'un lubrifiant.
- Les barres lisses de sections carrées démontrent une contrainte d'adhérence 25% plus faible que celle des sections circulaires.
- Lorsque les barres lisses sont ancrées par l'intermédiaire d'un crochet, dû à la piètre qualité du béton de l'époque ou du mauvais dimensionnement de l'ancrage mécanique, il peut y avoir perte d'ancrage par éclatement du béton dans le crochet.
- La qualité du béton n'influence pas directement la qualité de l'adhérence. Pour des bétons très faibles (f'c < 20 MPa) l'adhérence semble proportionnelle à la résistance en compression du béton mais pour une résistance approximative de 25 MPa celle-ci semble plafonner. De même, le type de ciment utilisé dans la confection du béton influence peu la qualité de l'adhérence.
- La capacité développée par une armature lisse n'est pas proportionnelle à la longueur de développement fournie ce qui revient à dire, en termes simples, que doubler la longueur noyée d'une armature ne permet pas de doubler sa capacité en traction ou en compression.
- Une étude sur la fatigue a démontré, suite à une sollicitation égale à 50% de la contrainte ultime répétée pendant 5 000 000 de cycles, que la résistance à l'arrachement pouvait être réduite de 40 à 50%.
- La position dans laquelle est coulée l'armature ainsi que la profondeur de béton présente sous celle-ci influence grandement la qualité de l'adhérence.
- La marge de sécurité offerte par la résistance qui fait suite au premier glissement d'une barre d'armature lisse est très faible.

Analyse des résultats expérimentaux antérieurs

Comme les barres lisses ont cessé d'être utilisées au milieu des années 50, les méthodes adoptées pour effectuer les tests étaient donc orientées sur la contrainte maximale admissible, ce qui fait que dans plusieurs cas les essais prenaient fin avant que la limite ultime des spécimens soit atteinte. Heureusement, dans la plupart des cas, en ce qui concerne les limites d'adhérences des barres d'armature lisses, la limite d'adhérence et la résistance ultime coïncident.

Il a été possible de recueillir suffisamment d'informations sur quatre types de barres d'armature de diamètres différents, les dimensions sont issues du système impérial et sont de 1/4, 3/8, 5/8 et 3/4 de pouce, soit 6,35, 9,53, 15,88 et 19,05 mm respectivement. On notera que les barres de 12,7 mm de diamètre (1/2 pouce) n'ont pas été prises en compte pour les calculs car la plupart des études qui en traitaient utilisaient des armatures de précontrainte.

Les résultats recueillis ont été mis sous forme de graphique pour permettre une appréciation visuelle du phénomène d'adhérence et de son développement en fonction de la longueur noyée. La figure 1 présente l'augmentation typique de la contrainte ultime en fonction de la longueur d'ancrage de barres de 19,05 mm de diamètre.

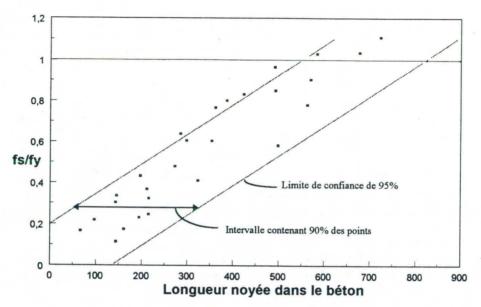


Figure 1: Contrainte ultime en fonction de la longueur noyée pour des barres de 19,05 mm de diamètre.

Lors de l'analyse statistique de ces données, toutes les valeurs relatives à une longueur spécifique ont été regroupées. Par la suite une régression linéaire a été effectuée sur les points afin de déterminer quelle était la droite représentant la valeur moyenne de la longueur de développement pour chaque diamètre. Comme les ruptures associées aux pertes d'ancrage sont généralement des ruptures fragiles, une limite de confiance égale à 95% a été déterminée en faisant l'hypothèse d'une distribution normale des données. Les droites pointillées représentent un intervalle où se trouvent 90% des points expérimentaux, la deuxième droite pointillée représentant la limite de confiance de 95%. Il est à noter que les points présentés sur les graphiques ne possèdent pas tous le même poids statistique puisque certains d'entre eux représentent la compilation de plusieurs essais.

On pu remarquera que pour les valeurs de longueurs noyées les plus grandes, la plupart des spécimens ont été en mesure de développer une capacité légèrement supérieure à la limite élastique des aciers considérés.

Pour clore cette section, une comparaison a été effectuée entre les valeurs de longueurs de développement proposées par les normes utilisées aujourd'hui et au milieu du siècle. Lors de la

conception des ponts des années 1950, la norme américaine était la plus reconnue. Les calculs étant effectués avec les contraintes admissibles, la norme ACI (1950) recommandait une valeur de contrainte d'adhérence égale à $0.045f_{\rm c}$ avec une valeur maximale de 1.02 MPa pour des barres d'armature lisses. La longueur de développement était obtenue de la façon suivante:

$$\ell_d = \frac{d_b f_y}{4 \tau_a} \le 0.245 d_b f_y \tag{1}$$

où ℓ_d est la longueur de développement de base, f_y est la limite élastique de l'acier, d_b est diamètre de l'armature considérée et τ_a est la contrainte d'adhérence admissible. Le tableau 1 présente les résultats obtenus de cette comparaison.

Tableau 1: Comparaison des longueurs de développement

d _b (mm) [pouces]	$\overline{\ell}_d^{(1)}$ (mm)	$\ell_{d-95\%}^{(1)}$ (mm)	σ_{ld} (mm)	ℓ _d (1,2) ACI (1951) (mm)	lead (1,3) S6 (1988) (mm)	$\begin{array}{c c} \ell_d^{(1,3)} \\ \text{A23.3(1994)} \\ \text{(mm)} \end{array}$
6.35	134	164	18.3	516	119 (≥300)	
9.53	284	349	40.2	774	180 (≥300)	150 (≥300)
15.88	381	489	65.6	1290	299 (≥300)	223 (≥300)
19.05	687	823	82.6	1548	359	372
25.4	1191 ⁽⁴⁾	1251 ⁽⁴⁾	36.7 ⁽⁴⁾	2064	624	595

Notes:

- (1): Valeurs calculées pour f'e de 25 MPa, fy de 325 MPa et τ_a de 1.0 MPa.
- (2): Applicable aux barres lisses pour le calcul aux contraintes admissible.
- (3): Applicable aux barres crénelées pour le calcul aux états limites ultimes.
- (4): Valeurs tirées des essais d'arrachement des spécimens de 800 et 1200 mm de cette étude.

PROGRAMME D'ESSAIS

Un programme d'essai a été réalisé en 1995 au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Ce programme comportait trois séries d'essais: 12 essais d'arrachement, 4 essais sur poutres avec lit d'armature simple et 1 essai sur poutre avec lits d'armature doubles dont un interrompu. Des barres de 25.4 mm de diamètre ont été utilisées dans tous les essais. La justification de ce choix est dictée par le fait que les aciers de flexion retrouvées dans les ponts ont un diamètre d'au moins cette valeur et que cette dimension n'a pas été couverte lors des essais antérieurs répertoriés dans la littérature. En se basant sur les informations présentées au tableau 1 et considérant que les longueurs de développement des barres lisses sont souvent prises égales au double de celles des barres crénelées, il a été estimé que la longueur de développement d'une barre de 25.4 mm de diamètre de 325 MPa (valeur moyenne mesurée lors de nos essais) était d'environ 1200 mm, quantité retenue comme valeur centrale pour les essais.

Essais d'arrachement

Quatre longueurs d'ancrage (la) ont été utilisées, soient 800, 1200, 1600 et 2000 mm. Dans chacun des cas trois spécimens ont été testés. Le traitement statistique est donné au tableau

l alors que les résultats de ces essais sont donnés au tableau 2. Les observations faites lors de cette série ont été en accord avec ceux retrouvés dans la littérature. La longueur d'ancrage estimée à 1200 mm pour les barres de 25.4 mm de diamètre a été confirmée par les essais d'arrachement. Pour des longueurs supérieures a cette valeur il a même été possible d'atteindre l'écrouissage. Enfin il importe de souligner que la charge de rupture coïncidait avec la charge correspondant avec l'amorce du glissement.

Tablana 2.	Dágultata dos	essais d'arrachement	
Lableau Z	Resultate des	essais d'arrachement	

$\ell_{\rm a}$ (mm)	f_{ult}/f_y	Commentaires
800	0.41	Rupture sans plastification
1200	1.01	Atteinte de la limite élastique
1600	1.13	Début d'écrouissage
2000	1.14	Début d'écrouissage

Essais de flexion avec lit simple d'armature

Quatre essais ont été réalisés sur des poutres rectangulaires possédant un lit simple formé de deux barres lisses de 25.4 mm de diamètre. Les poutres avaient des portées de 1000, 1500, 2000 et 3000 mm. Le montage expérimental est montré sur la figure 2.

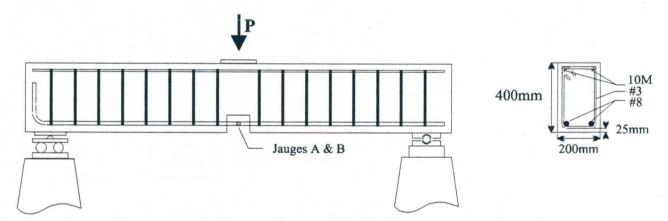


Figure 2: Montage expérimental des essais de flexion

Les ruptures ont été de nature ductile en terme de relation charge - flèche au centre. Plus la longueur d'ancrage était importante, plus le comportement observé a été ductile. Cependant les ruptures étaient caractérisées par une fissure unique où toutes les déformations se localisaient, contrairement aux poutres armées de barres crénelées où les fissurent sont mieux réparties. De plus, l'apparente ductilité est davantage induite par le glissement progressif des barres que par un étirement de celles-ci. Le tableau 3 dresse le portrait des résultats obtenus alors que la figure 3 présente une courbe charge - flèche verticale au centre de la poutre P-2000. Ici encore une longueur d'ancrage de 1200 mm environ a été suffisante pour atteindre la limite élastique de barres. Cependant, il faut noter, particulièrement pour les spécimens plus courts, que la charge est amenée à l'appui par une bielle de compression directe, formant un arc à tirant avec l'acier tendu, ce qui a probablement tendance à accroître l'adhérence dans la région de l'appui.

Les quatre spécimens ont été chargés par l'entremise d'un ressort qui avait comme rôle de conserver la charge constante. Ce procédé de chargement assez sévère a provoqué des ruptures subites dès l'amorce du glissement dû à l'incapacité des poutres d'accroître leur moment de résistance interne. Les poutres conçues avec des armatures lisses droites auront ainsi un moins bon potentiel de redistribution des efforts dans les ponts hyperstatiques alors que pour les ponts isostatiques à deux poutres les ruptures seront subites.

Tableau 3: Résultats des essais de flexion avec lit d'armature simple

Spécimen	ℓ_a (mm)	f_{ult}/f_y	$\varepsilon_{ult}/\varepsilon_y$	Mode de rupture
P1000	650	0.87	0.87	Perte de capacité graduelle suite au glissement
P1500	900	0.79	0.79	Rupture rapide suite au glissement
P2000	1150	1.00	1.00	Rupture ductile due au glissement des barres
P3000	1650	1.00	1.08	sans gain de capacité au delà de la plastification

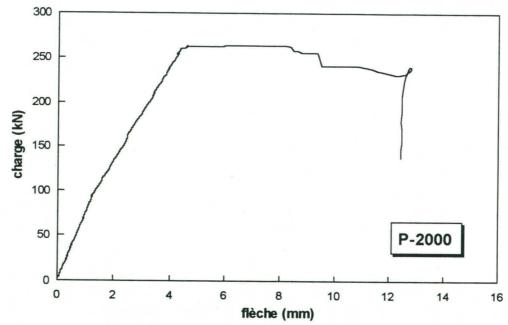


Figure 3: Comportement de la poutre P-2000

Essai de flexion avec lit d'armature interrompu

Un dernier essai de flexion a été réalisé sur une poutre de 4900 mm de portée possédant deux lits d'armature (figure 4). Afin de vérifier l'effet de l'interruption des lits d'armature en travée, deux des quatre barres ont été interrompues de sorte que leur longueur d'ancrage soit de 1200 mm alors que les autres barres possédaient une longueur d'ancrage de 1400 mm.

La poutre s'est comportée de façon ductile en ce qui a trait à la relation charge - flèche au centre. Toutefois, comme pour les autres poutres, les déformations n'ont pas excédé 102 % de la déformation plastique pour les barres interrompues alors que les barres continues ont atteint seulement 99 % de la déformation plastique.

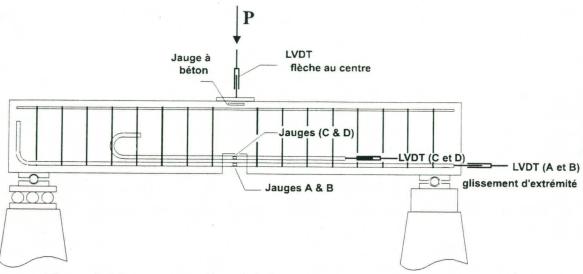


Figure 4: Montage pour l'essai de la poutre avec lit d'armature interrompu

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les recherches bibliographiques et les essais réalisés permettent de conclure qu'il est possible d'ancrer suffisamment les barres lisses pour pouvoir atteindre la plastification des armatures. Cependant, la perte d'ancrage et le glissement qui se produisent tôt après la plastification, empêchent d'atteindre un niveau de déformation dans les barres même pour des longueurs d'ancrage importantes. La ductilité a été observée uniquement pour les barres possédant une longueur d'ancrage supérieure ou égale à la valeur requise alors que cette ductilité provenait essentiellement du glissement des barres. De plus les fissures de flexion observées avec des barres lisses se concentrent principalement à une section. Les ruptures d'ancrage ne sont pas causées par le fendage du béton de sorte que la résistance à la traction de celui-ci n'a pas a être pris en considération. Il importe toutefois de souligner l'importance de la qualité structurale du béton. Dans le cas des barres entourées d'un béton délaminé ou fissuré longitudinalement, il est peu probable qu'un ancrage adéquat soit possible sans crochet ou autre système d'ancrage mécanique.

Compte tenu du caractère subit des ruptures, il est préférable de considérer des longueurs d'ancrage égales aux valeurs moyennes observées multipliées par un facteur tendant compte de la variabilité des résistances. La relation adoptée est celle utilisée dans la dérivation des coefficients de tenu retrouvés dans les normes canadiennes. Comme la longueur de développement est proportionnelle à f_y et à d_b , la variabilité de ces termes doit être considérée dans le calcul de la longueur d'ancrage. L'indice de sécurité β adopté est celui proposé dans le Chapitre 12 de la norme S6-M88 (CSA 1988) pour le cas E1-S1-INSP1, soit 3.75. Les résultats expérimentaux indiquent que la valeur moyenne la longueur de développement est égale à 0.133 $d_b f_y$ alors que la limite de confiance de 95% est égale à 0.15 $d_b f_y$. Le coefficient de variation obtenu des essais rapportés et ceux réalisés dans cette étude est égal à 0.143. Pour f_y et d_b , les rapports des valeurs moyennes sur nominales égalent 1.0 alors que les coefficients de variation de ces paramètres valent 0.07 et 0.06 respectivement (MacGregor 1976). Le coefficient de variation global est obtenu de la

racine carrée de la somme des carrés des coefficients de variation multiplié par 0.75, ce qui donne 0.128. On propose donc la relation suivante:

$$\ell_d = 0.133 \, d_b \, f_y \, F_f \, e^{0.128\beta} = 0.215 \, d_b \, f_y \, F_f \approx 0.22 \, d_b \, f_y \, F_f$$
 (2)

Cette équation est légèrement inférieure à celle de l'ACI (1950), elle donne par exemple une longueur d'ancrage égale à 1816 mm pour une barre de 25.4 mm de diamètre ayant une limite élastique de 325 MPa. Cette équation présuppose que le béton est sain, particulièrement exempt de fissures longitudinales. Le facteur $F_{\rm g}$, qui prend en compte la forme de la barre, est égal à 1.0 pour les barres rondes et 1.25 pour les barres carrées. Enfin, les essais de flexion ont présenté des ductilités dues essentiellement au glissement des barres et non à la plastification de celles-ci. Il est donc recommandé d'utiliser un coefficient d'uniformisation U égal à 1.0 dans le case des barres lisses droites.

RÉFÉRENCES

ACI Committee 318, 1950. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-47). ACI Journal, Vol. 47, 269-275.

Brown, R.L. and Clark, E.C. 1931. Effect of Time Loading upon the Bond Stress Between Concrete and Steel. Proceedings, ASTM., Vol. 31, 690p.

CSA 1988. Norme CSA/S6-M88: Calcul des ponts routiers. Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA 1997. Canadian Highway Bridge Design Code. Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario.

Johnston, B. and Cox, K.C. 1940. The Bond Strength of Rusted Deformed Bars. ACI Journal, Vol. 37, 57-72.

MacGregor, J. G. 1976. Safety and limit states design for reinforced concrete. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, pp. 484-513.

Gilkey, H.J., Chamberlain, S.J. and Beal, R.W. 1956. Bond Between Concrete and Steel and the Spacing of Reinforcement. The Iowa State College Bulletin., Engineering Report No.26.

Talbot, A.N. 1906. Tests of Concrete: I. Shear; II. Bond. Bulletin No. 8, University of Illinois Engineering Experiment Station.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Ministères des Transports du Québec, le CRSNG du Canada et le Fonds FCAR du Québec pour leur support financier. Les auteurs tiennent également à remercier le personnel technique du Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal ainsi que les étudiants d'été ayant participé aux essais réalisés dans le cadre de ce projet.

L'UTILISATION DU BHP DANS LA CONCEPTION DES PONTS

Denis Mitchell Département de génie civil Université McGill

RÉSUMÉ

Cet article présente les avantages du BHP et met en évidence le rôle important du MTQ dans le développement et l'implantation de cette technologie pour les ponts. Des exemples sont fournis pour montrer les bénéfices et retombées du BHP. La collaboration entre McGill et le MTQ et les domaines de recherches en cours sont également présentés.

Introduction

Le but de cet article est de fournir une description sommaire du rôle important que le MTQ a joué pour démontrer aux autres provinces la faisabilité et les avantages d'utiliser le béton à haute performance (BHP) pour les ponts. Différents aspects de la recherche à l'Université McGill, subventionnée par le MTQ, seront également décrits.

Les Avantages du BHP

Les avantages du béton à haute performance, BHP, sur la durabilité, sur les effets structuraux et sur l'économie sont décrits ci-dessous:

(a) La Durabilité

La durabilité du BHP est de loin supérieure à celle du béton ordinaire. Quoiqu'il n'existe pas d'expérience à long terme avec ce matériau relativement nouveau, il possède une très faible perméabilité qui crée une barrière contre la pénétration des ions chlore. Le BHP a une perméabilité aux ions chlore, mesurée en coulombs, de l'ordre d'un dixième de celle du béton ordinaire. De plus, l'expérience acquise avec la sélection des composantes du BHP pour le Pont Portneuf^{1,2,3} a démontré qu'il est possible d'avoir un BHP avec une teneur d'air de 6% et un facteur d'espacement des bulles d'air inférieur à 230 μ m. Les études sur le BHP, ont inclus la perméabilité, la résistance au gel et dégel, la compatibilité entre le ciment et le superplastifiant et l'effet de superplastifiant sur la formation des bulles d'air. Ce développement majeur représente une initiative importante servant à démontrer les avantages de ce matériau dans le but d'augmenter la durabilité des ponts au Québec et dans les autres provinces.

(b) Les effets structuraux

Le BHP possède plusieurs avantages structuraux, particulièrement pour les ponts construits avec de la précontrainte:

- (i) La haute résistance en compression et en traction du BHP permet des contraintes admissibles, plus élevées que celles du béton ordinaire.
- (ii) Le gain rapide de résistance pendant l'hydratation est bénéfique pour relâcher la prétension en usine ou accélérer la mise en tension des ponts post-tensionnés. Ce gain rapide de résistance est particulièrement bénéfique pour les ponts en réfection.
- (iii) La résistance plus élevée en traction du BHP augmente la résistance au cisaillement et par conséquent requiert moins d'étriers. De plus, l'augmentation de la résistance en compression se traduit par une légère augmentation de la résistance en flexion.
- (iv) Le module d'élasticité, plus élevé, diminue la perte de précontrainte, lors du relâchement de la prétension, à cause du raccourcissement élastique plus faible.

42

De plus, cette augmentation du module élastique diminue les déplacements en service.

- (v) Le BHP a un plus faible retrait à long terme ainsi qu'un fluage moindre que le béton ordinaire ce qui réduit les pertes de précontraintes.
- (vi) Pour les éléments préfabriqués, le BHP a une meilleure adhérence aux torons résultant en une diminution de la longueur de transmission et permet l'utilisation de torons avec une section plus grande (par exemple, un diamètre de 15 mm versus 13 mm).

(c) Les effets économiques

Les coûts de production du BHP sont supérieurs à ceux du béton ordinaire. Par conséquent, il est nécessaire de prendre en considération d'autres facteurs afin de réaliser les avantages économiques comme décrit ci-dessous:

- (i) L'excellente durabilité du BHP procure une durée de vie plus longue que celle du béton ordinaire. A titre d'exemple, le pont de la Confédération a une durée de vie estimée à 100 ans.
- (ii) Il est possible dans certains cas de réduire le nombre de poutres dans la section du tablier.
- (iii) Il est possible d'avoir une plus grande travée, avec la même section, que dans le cas du béton ordinaire.
- (iv) La perméabilité plus faible, permet d'éliminer le revêtement anti-corrosion sur les barres d'armature ainsi que le recouvrement d'enrobé bitumineux pour le tablier.
- (v) Dans la construction des poutres avec du BHP et qui sont préfabriquées et prétensionées, avec des torons de plus grand diamètre, il est possible d'avoir de plus grandes excentricités de précontrainte. Par conséquent, moins de torons sont requis pour la même précontrainte.
- (v) La durabilité supérieure du BHP donne aux travaux de réfection, pour les tabliers, un atout majeur vis-à-vis la durée et l'entretien à long terme.

Le Succès du BHP au Québec

La figure 1 décrit l'utilisation du BHP pour les ponts du MTQ. La première période de 1992 à 1993 est une période d'expérimentation avec les deux ponts de Portneuf et de Montée St-Rémi. Avant la construction de ces deux ponts, des recherches ont été entreprises pour mieux connaître et développer les caractéristiques du BHP. Le résultat de ces recherches et la construction de ces deux ponts ont permis de montrer, vis-à-vis des autres provinces, la possibilité de construire des ouvrages d'art utilisant le BHP. Cet exploit de la part du MTQ représente la première

application du BHP, avec air entraîné, en Amérique du Nord.

Le pont de Montée St-Rémi^{3,4}

Les figures 2 et 3 montrent respectivement le dimensionnement du pont de Montée St-Rémi utilisant le béton ordinaire (35 MPa) et le BHP (60 MPa). La solution utilisant le béton ordinaire requiert des torons placés à l'intérieur des poutres avec un profil parabolique. Par ailleurs, la solution utilisant le BHP, avec des torons extérieurs, permet l'utilisation d'une section plus mince. La solution adoptée utilisant le BHP pour ce pont, a permis une réduction du volume de béton de 21% et des coûts inférieurs de 5%.

La réfection du pont Jacques Cartier⁵

La réfection de la dalle du tablier du pont Jacques Cartier à Sherbrooke, utilisant du BHP, a permis l'élimination du revêtement anti-corrosion pour les barres d'armature ainsi que l'utilisation de barres galvanisées. L'utilisation du BHP avec des gains rapides de résistance a permis la terminaison des travaux plusieurs jours d'avance par rapport au béton ordinaire. Ce projet a eu lieu en 1995 (voir Fig. 1).

Neuf ponts conçus en 1996⁶

Tel que montré à la figure 1, un total de neuf ponts ont été conçus par le MTQ en 1996 et mis en chantier durant les années 1996 et 1997. Un sommaire de ces ponts est décrit par Coulombe⁶. Ces applications incluent:

- deux ponts avec poutres AASHTO VI assemblées, ce qui permis la construction de grande portée avec des poutres principales, initialement prétensionées et placées sur appuis temporaires, qui par la suite ont été post-tensionées. Le tablier et les poutres étaient fabriqués avec du BHP de 60 MPa,
- (ii) quatres ponts avec poutres préfabriquées de type AASHTO VI construits avec du BHP de 60 MPa et du béton pour la dalle du tablier de 50 MPa,
- (iii) un pont avec des poutres préfabriquées de type AASHTO V construits avec du BHP de 60 MPa,
- (iv) un pont de type portique en béton armé de 21 m avec du BHP de 60 MPa et avec une surface de roulement en BHP avec fibres d'acier qui a été posée sur le tablier, et
- (v) un pont avec une structure ayant des poutres d'acier et une dalle en BHP de 50 MPa.

Le Recherche à McGill en Collaboration avec le MTQ

Températures d'hydratation

Une revue complète de la littérature a été effectuée concernant les températures d'hydratation des bétons. Cette revue a fait l'objet d'un rapport au MTQ.

Voulant profiter de la construction de l'autoroute 407, des mesures ont été prises pour quantifier

les variations de température d'hydratation pour le BHP utilisé. La figure 4 montre la variation de la température dans les différentes parties de la section CPCI 1900 fabriquée pour ce projet. La résistance minimale spécifiée pour le béton au moment du relâchement de la prétension était de 43.5 MPa. La variation de la température avec le temps indique l'influence du mûrissement à la vapeur ainsi que la baisse de température après le décoffrage, qui a eu lieu 16 heures après la coulée. La figure 4 montre également les prédictions des variations de température, utilisant une analyse transitoire de transfert de chaleur, tenant compte de toutes les interactions entre les sources de chaleur et les conditions frontières qui s'y appliquent.

Contrôle de la fissuration⁷

Afin d'apprécier l'importance de l'influence de l'hydratation du béton, un exemple numérique est présenté pour montrer ses conséquences. La figure 5 montre la section d'une poutre CPCI 2300 qui a été coulée dans une usine de béton préfabriqué à ciel ouvert, et une température de 5° C. La figure 5a montre la variation des températures dans la section avant le décoffrage. La figure 5b montre la variation de la résistance du béton en compression et qui est pris en compte dans l'analyse transitoire. Suite au décoffrage, un gradient important relié aux baisses de températures est obtenu, tel que montré dans la figure 5c. Ce gradient est maximum une heure après le décoffrage. Le gradient significatif des baisses de température, pourrait causer la fissuration dans l'âme de la poutre. La figure 5d montre la géométrie et le profil des câbles de prétension (36-13 mm de diamètre).

La figure 6a montre les contraintes estimées dû au gradient thermique combiné avec l'effet de restreinte horizontale produit par l'ancrage des torons aux butées. A cet instant, la contrainte en traction à mi-hauteur de l'âme dépasse la résistance en traction du béton et par conséquent une fissure est prévue.

Les figures 6b et 6c montrent les contraintes dans la section lors du relâchement de la prétension en deux phases. Après le relâchement de la prétension, la totalité de la section est comprimée et la fissure provoquée se ferme.

Comportement en cisaillement utilisant un treillis métallique dans l'âme

Une revue complète de la littérature a été effectuée concernant le comportement des poutres renforcées avec des treillis métalliques. Cette revue a fait l'objet d'un rapport au MTQ.

Faisant partie des projets de recherche avec le MTQ, il est planifié de tester en laboratoire, une poutre de grandeur réelle, dans le but d'étudier l'influence du BHP et du treillis métallique, en remplacement des étriers, pour l'étude du comportement en cisaillement.

Exemples d'application de BHP dans les autres Provinces

Autoroute 407 - L'utilisation du BHP (60 MPa) a permis, lors de la construction de la route d'accès à l'Avenue Mississauga, l'utilisation de trois poutres de CPCI 1900 à la place de quatres poutres de béton ordinaire (35 MPa). Ce pont est relié au projet de l'autoroute 407 en Ontario dont la section d'une poutre typique est montrée à la figure 4. Ce pont avec une portée simple de 34 m a une prétension exercée par 50 torons spéciaux de 13 mm de diamètre dans chacune des trois poutres. Chacun de ces torons spéciaux a une aire de 107 mm² ce qui équivaut à 10%

de plus que les torons standard de 13 mm de diamètre.

Pont East River - Ce pont en Nouvelle Écosse constitue un deuxième exemple de l'utilisation du BHP. Ce pont à deux travées de 34.7 m chacune est conçu comme étant continu pour la surcharge de trafic. La figure 7 montre une comparaison entre les sections utilisant le béton ordinaire et le BHP. La solution avec le béton ordinaire, requiert 4 poutres de semelles plus larges "bulb tee" avec une hauteur de 1900 mm qui contient 52 torons de diamètre de 13 mm. La solution utilisant le BHP (65 MPa pour les poutres et 60 MPa pour la dalle de tablier) requiert 3 poutres seulement avec 42 torons de 15 mm de diamètre. La solution de BHP, avec l'élimination de l'enrobage en époxy pour les barres de la dalle du tablier ainsi que le recouvrement bitumineux de la surface de roulement, a permis une réduction des coûts de l'ordre de 8%.

Conclusions

Il est à espérer que l'utilisation avant-gardiste du BHP par le MTQ se poursuivra afin que ce dernier puisse maintenir son leadership dans ce domaine de développement de pointe. Les projets de recherche subventionnées par le MTQ à l'Université McGill ont pour objectif de poursuivre ces développements pour le contrôle de la fissuration, l'optimisation structurale lors de l'utilisation du BHP ainsi que la poursuite de techniques innovatrices de construction.

Références

- 1. Aitcin, P-C., Ballivy, G., Mitchell, D., Pigeon, M. and Coulombe, L-G., "The Use of Air-Entrained HPC for the Construction of the Portneuf Bridge", ACI SP-140, Nov.1993, pp. 53-72.
- 2. Mitchell, D., Pigeon, M., Zaki, A.R. and Coulombe, L.-G., "Experimental Use of High-Performance Concrete in Bridges in Quebec", Proceedings, 1993 CPCA/CSCE Structural Concrete Conference, Toronto, May 1993, pp.63-75.
- 3. Coulombe, L.-G. and Ouellet, C., "Construction of Two Experimental Bridges Using High-Performance Air-Entrained Concrete", Proceedings, Transportation Research Board, paper 95-1060, Jan., 1995, 26p.
- 4. Coulombe, L.-G. et Ouellet, C., "Le viaduct de la Montée Saint-Rémi au-dessous de l'autoroute 50 à Mirabel", présentations de la demi-journée ouverte, de Béton Canada, Sherbrooke, octobre, 1994, pp. 1-10.
- Giasson, G., "Conception de la Réfection de la Dalle du Pont Jacques Cartier dans la Ville de Sherbrooke", comptes rendus de la Journée de Transfert de Technologie, Ministère des Transports du Québec et Béton Canada, 2 février, 1996, pp. 91-96.
- 6. Coulombe, L.-G., "Progrès dans le domaine du béton 1996", rapport sur les projets de ponts en BHP en voie de réalisation au Ministère des Transports, novembre, 1996, 7 p.
- 7. Khan, A.A., Cook, W.D. and Mitchell, D., "Factors Influencing Thermal Stresses in HPC Members", proceedings, ACI International Conference on High Performance Concrete, Malaysia, Dec. 1997, 20 pp.

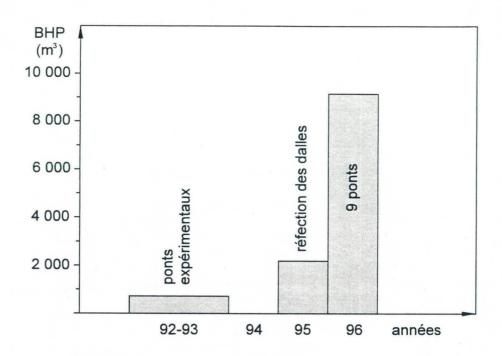
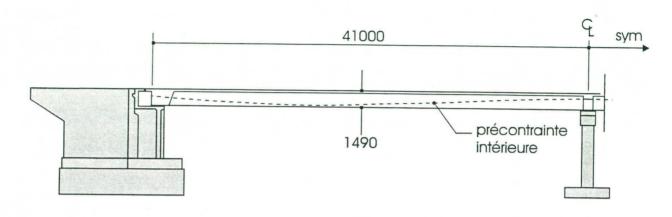
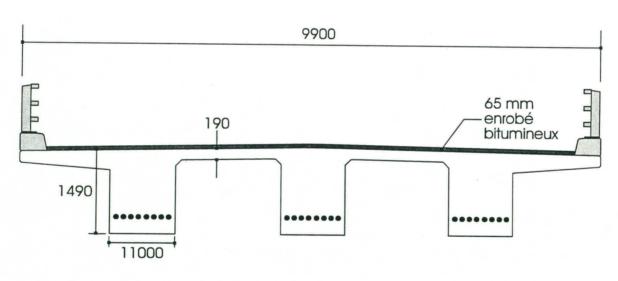


Fig. 1 L'utilisation du BHP pour les ponts du MTQ.

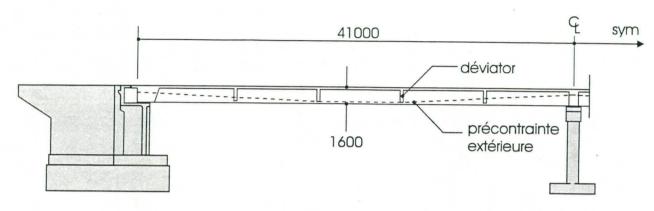


(a) Coupe longitudinale

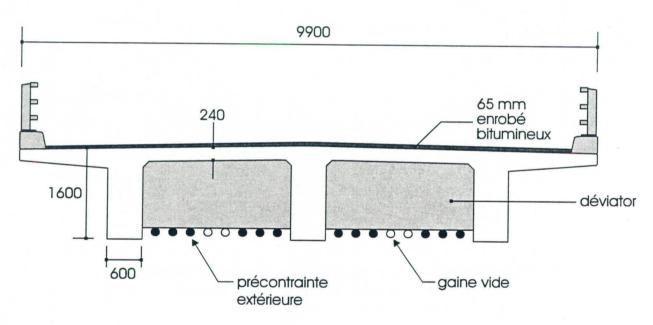


(b) Section du tablier à mi-travée

Fig. 2 Le dimensionnement du pont de Montée St-Rémi utilisant le béton ordinaire (35 MPa)^{3,4}



(a) Coupe longitudinale



(b) Section du tablier à mi-travée

Fig. 3 Le dimensionnement du pont de Montée St-Rémi utilisant le BHP (60 MPa)^{3,4}

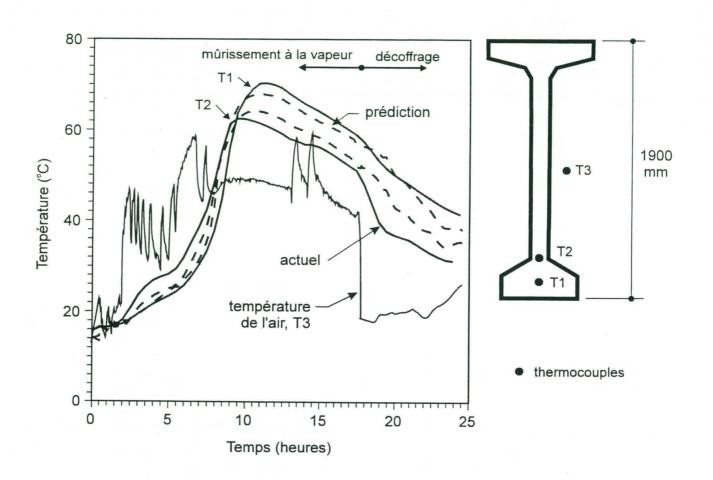


Fig. 4 Les prédictions des variations de température, utilisant une analyse transitoire de transfert de chaleur⁷.

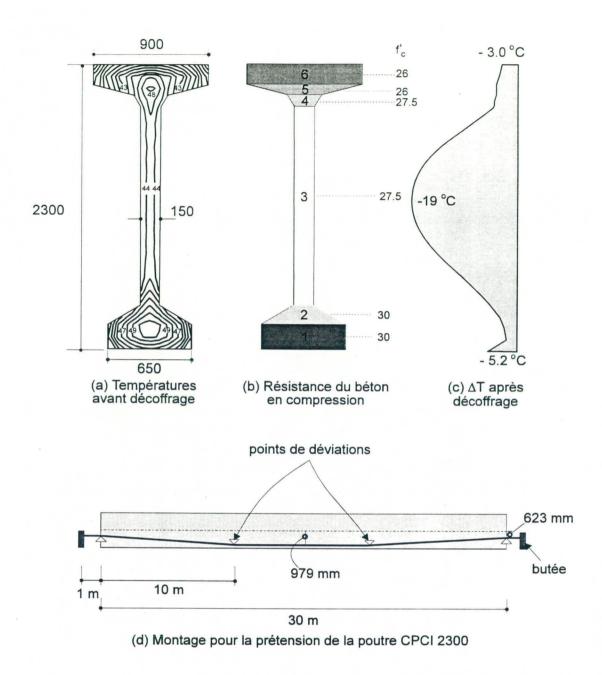
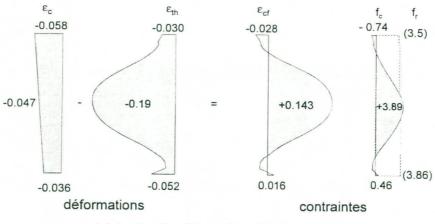
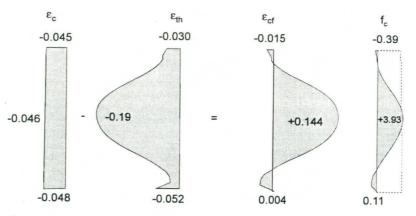


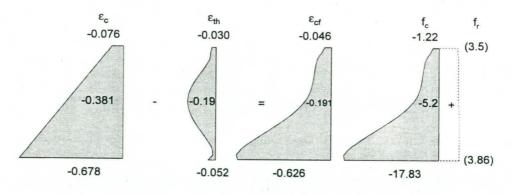
Fig. 5 - Prédiction des températures et détails de la poutre prétensionée



(a) Après décoffrage, N=497 kN

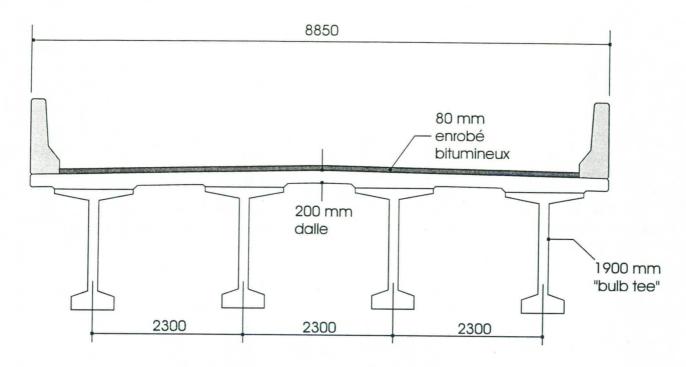


(b) Après relâchement aux points de déviations, N=497 kN, M=-140 kN-m



(c) Après relâchement de la prétension, N=0, M=1630 kN-m

Fig. 6 - Prédiction des contraintes dû à la variation de température et à la prétension



(a) Le dimensionnement utilisant le béton ordinaire

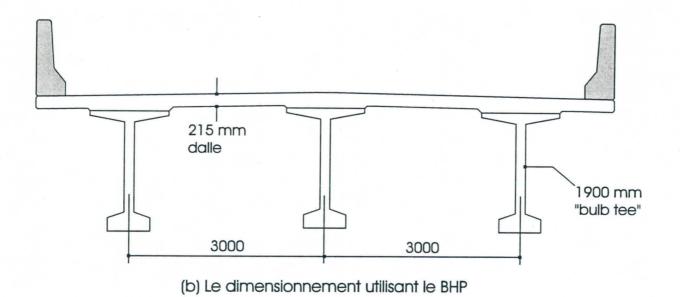


Fig. 7 Le pont East River en Nouvelle Écosse

Élaboration d'un appareil d'appui sismique pour les ponts au Québec

Gaël Bondonet, étudiant au Ph.D.

André Filiatrault, professeur agrégé

Groupe de recherche Épicentre École Polytechnique Montréal

Résumé

L'élaboration d'un appui sismique d'isolation par la base est la réponse à un enjeu technologique et économique pour le Canada. L'isolation par la base est une technologie maintenant bien développée tant du point de vue théorique que pratique. Elle se base sur une grande flexibilité et sur une bonne dissipation d'énergie de l'appui limitant ainsi le transfert des efforts dans la structure. Un prototype original d'isolateur à la base est proposé: un appui à friction monté en parallèle avec un système de ressorts linéaires élastiques. Un programme expérimental est entrepris sur chacune des composantes du prototype ainsi que sur le prototype lui-même,. Le montage expérimental des essais de friction et quelques résultats expérimentaux significatifs sont présentés.

I. Introduction

Les ponts et viaducs au Canada, en particulier au Québec et en Colombie Britannique, sont susceptibles de subir des sollicitations sismiques importantes. Une solution apportée pour assurer l'intégrité structurale de ces ouvrages consiste à isoler la structure des sollicitations sismiques grâce à l'implantation d'appareils d'appuis sismiques. Ceux-ci assurent ce rôle par découplage entre les mouvements du sol et les déplacements du tablier comme le montre la Figure 1.1. Cette technique de protection sismique des ouvrages a été surtout développée dans des pays comme les États Unis, le Japon, la Nouvelle Zélande et l'Italie à cause de leur situation sismotectonique évidente. Néanmoins le Canada n'est pas à l'abri de séismes majeurs.

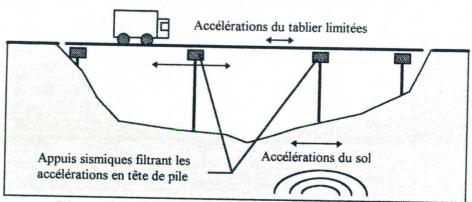


Figure 1.1: Schéma simplifié d'isolation par la base

Le choix d'un nouvel appareil d'appui sismique a été décidé pour des raisons technologiques et socio-économiques:

- les appareils d'appuis sismiques les plus courants répondent aux exigences sismiques de l'isolation à la base en général, mais ils présentent tous des inconvénients plus ou moins importants comme les déplacements résiduels, les problèmes de résonance, les conditions de site, le comportement unidirectionnel ou multidirectionnel.

- il n'existe pas de firmes au Canada produisant des appareils d'appuis sismiques. La production d'appuis sismiques conférerait ainsi une certaine indépendance technologique et économique par rapport aux États-Unis en particulier.

L'étude débute avec ce sujet de doctorat. La conception d'un isolateur original est entreprise à partir d'une recherche bibliographique, d'études numériques et d'essais expérimentaux.

II. Isolation à la base des ponts et technologies parasismiques

Le but de l'isolation à la base est de réduire les forces sismiques dans une structure afin d'éviter la détérioration, voire la ruine de l'ouvrage d'art lors d'un séisme.

L'isolation à la base découple les mouvements du sol des mouvements de la structure et donc limite le transfert des efforts dans la structure et s'oppose par ce principe à la méthode de dimensionnement par capacité classique. L'isolateur reprend seul tous les efforts horizontaux en permettant de grands déformations de l'appui.

L'isolation à la base est fondée sur deux critères fondamentaux:

- la flexibilité de l'isolateur,
- la dissipation d'énergie de l'isolateur.

En pratique, l'isolation à la base vérifie les conditions suivantes:

En général, la rigidité horizontale K_h de l'isolant est faible comparée à la rigidité horizontale de la structure, le ratio est environ de 1/6, mais il peut varier de 1/2 à 1/100. Par contre, la rigidité verticale de l'isolateur est importante par rapport à la rigidité horizontale de l'isolateur. Si la rigidité K_h est faible, la période fondamentale T_f de la structure est plus longue que la période prédominante d'excitation à la base T_{séisme}. On s'écarte de la résonance du système par rapport aux sollicitations sismiques. Les accélérations transmises à la structure sont donc considérablement réduites. Ce phénomène n'est possible que si les sollicitations sismiques sont de moyennes ou de basses périodes par rapport à la période naturelle de la structure isolée. En contrepartie, on permet des déformations horizontales importantes de l'isolateur. L'isolateur se déforme uniquement dans le premier mode de déformation. La structure plus rigide ne se déforme pas et reste indemne. Pour modérer les grands déplacements, on introduit un amortissement approprié. Ces caractéristiques sont présentées schématiquement à la figure 2.1.

Un compromis doit être fait entre la réduction des accélérations transmises à la superstructure et l'amplitude des déplacements de la structure: l'isolateur doit présenter un comportement essentiellement élastique pour des charges de vent ou pour des séismes mineurs que la structure est susceptible de supporter dans des conditions normales de conception (séisme de calcul). Par contre, l'isolateur peut présenter un comportement plastique s'il est soumis à des tremblements de terre majeurs.

Les modes supérieurs sont ceux qui vont entraîner les déformations de la structure alors que le premier mode est le mode de déformation de l'isolateur (mode de translation globale de la structure).

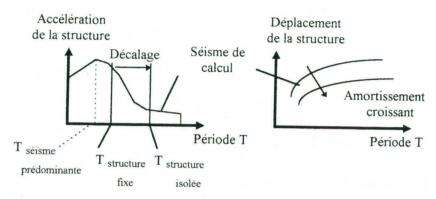


Figure 2.1: Caractéristiques d'un système d'isolation à la base

La grande flexibilité de l'isolateur entraîne de grands déplacements, par conséquent:

- un gap sismique est requis (des problèmes de cognement sont susceptibles d'apparaître aux culées du pont qui peuvent entraîner des forces d'impact considérables);
- une force de recentrage est également requise pour empêcher les pertes d'appuis, les instabilités structurales ou tout ce qui pourrait nuire à la sensibilité structurale de l'ouvrage.

III. Rhéologie des isolateurs sismiques

Les modèles rhéologiques fondamentaux, illustrés à la figure 3.1, que l'on retrouve traditionnellement en génie civil sont les suivants:

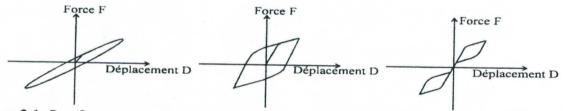


Figure 3.1: Les 3 comportements typiques: viscoélastique, viscoplastique et superélastique

- Les systèmes linéaires ou viscolinéaires élastiques sont caractérisés par une rigidité et un amortissement constants lors des déformations du système. Ces systèmes ont une flexibilité moyenne. Ils répondent par de grands déplacements dans le premier mode de déformation, mais n'entraînent que de faibles déplacements résiduels. La dissipation d'énergie, caractérisée par l'aire sous la courbe force - déplacement, est moyenne.
- Les systèmes de types plastiques sont caractérisés par une rigidité et un amortissement variables avec la déformation du système. Ces systèmes présentent une grande rigidité et un comportement élastique sous de faibles charges. Par contre, ils présentent une grande flexibilité sous des charges élevées. Ils ont l'inconvénient de présenter de grands déplacements résiduels. Le passage trop rapide d'une rigidité élevée à une faible rigidité entraîne également des accélérations élevées dans les modes supérieures de la réponse

- structurale, c'est-à-dire à hautes fréquences. Le système permet par contre une grande dissipation d'énergie: l'aire de la boucle d'hystérésis est très grande.
- Un autre comportement moins connu est le comportement superélastique, c'est celui des alliages à mémoire de forme (AMF) par exemple. Ces systèmes sont de types superélastiques, la rigidité et l'amortissement sont variables avec les déformations du système. Ces systèmes ont une grande rigidité et un comportement élastique sous de faibles charges. Ils présentent une grande flexibilité sous des charges élevées. Ils ont en outre l'avantage de reprendre leur forme initiale après déchargement. Par conséquent, ils assurent de faibles déplacements résiduels. Finalement ce comportement assure une bonne dissipation d'énergie. Malheureusement, le comportement des AMF est sensible à la fatigue et se détériore en comportement plastique. De plus ces matériaux sont au moins 50 fois plus chers que l'acier.

IV. Proposition de prototypes d'isolateur sismique

Suite à une recherche bibliographique, une modélisation de l'isolation sur pile de pont suivie d'analyses numériques ont été réalisées afin d'anticiper dans une première approche le comportement théorique de l'isolateur (Bondonet, 1997). Les résultats d'analyses paramétriques sur le comportement théorique des appuis sismiques ont conduits au choix de deux prototypes d'appareils d'appuis alternatifs afin de répondre aux exigences théoriques et aux conditions pratiques et économiques. Les deux propositions sont illustrées à la figure 4.1.

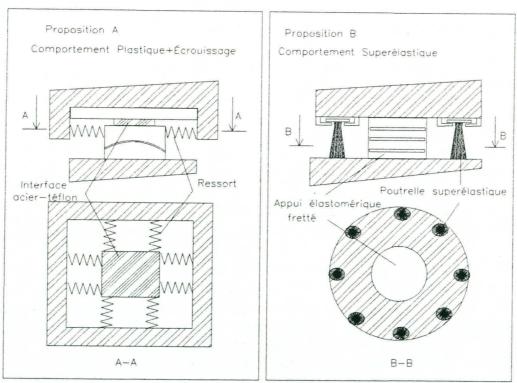


Figure 4.1: Propositions schématiques des prototypes d'appuis sismiques

La proposition A consiste en un appui glissant en parallèle avec un système linéaire élastique. L'appui glissant est constitué d'une interface d'acier inoxydable miroir et d'un disque de téflon non renforcé. Sa conception est très similaire à celle d'un pot bearing. Il supporte la charge verticale et peut subir des rotations par l'intermédiaire d'une interface circulaire en bronze, par exemple, située à sa base. Les ressorts sont conçus pour subir au moins deux fois le déplacement sismique de calcul, ils sont précomprimés d'une fois le déplacement sismique de calcul.

La proposition B consiste en un appui élastomérique fretté monté en parallèle avec des poutrelles en flexion au comportement superélastique. On aurait pu aussi choisir un noyau superélastique comme l'appui à noyau de plomb (Skinner et al., 1993) en remplaçant le plomb par un Alliage à Mémoire de Forme. L'appui élastomérique reprend la charge verticale et une partie du cisaillement sismique. Les poutrelles vont assurer une plus grande dissipation d'énergie, modifier la période du système pour éviter les problèmes de résonance et limiter les déplacements résiduels.

La proposition B est la solution de l'isolateur parfait du point de vue structural, il n'existe pas d'équivalent parmi les appuis sismiques les plus utilisés à notre connaissance. Elle est physiquement réalisable puisque les matériaux existent, mais les coûts des alliages à mémoire de forme sont exorbitants pour les ordres de grandeurs du génie civil. La proposition A est donc choisie pour des raisons économiques, car ces performances devraient suffire, les appuis sismiques existants ayant des caractéristiques mécaniques similaires à ce prototype.

V. Programme expérimental A. Friction : Essais et résultats

Étant donné le contenu fréquentiel élevé des excitations sismiques au Québec (Adams et al., 1989), des essais de friction à des fréquences variant de 1/60Hz à 5Hz ont été réalisés. Le montage et l'expérimentation ont lieu au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal selon le modèle des essais de Mokha et al. (1990).

L'interface de glissement est composée d'une plaque d'acier inoxydable de 1,6 mm (type grade bright annealed BA ou 2BA et type grade 8 miroir), d'un disque de 128 mm de diamètre et 5mm d'épaisseur en téflon vierge, en téflon renforcé de 15% de fibres de verre ou en téflon renforcé 25% de fibres carbone. Enfin on applique ou non une couche de graisse de silicone. La température ambiante était de 20-25°C. Après chaque essai, on a attendu le refroidissement de l'interface avec un écart maximum de 8°C avec la température ambiante. Deux types d'excitations sont appliqués:

 des déplacements de type sinusoïdal et triangulaire de 130 s à une fréquence de 1 min./cycle et de 10 s à 0,2-1-2-5 Hz pour des amplitudes de ±10 mm et ±70 mm;

• un déplacement sismique lié au séisme de Puget Sound de 1949. Le séisme est calibré à 21%g pour la zone de Vancouver, Colombie Britannique. Le déplacement est simulé à partir d'une analyse théorique pour une interface au coefficient de friction variant de 4% à 7% selon la loi de Mokha, un adoucissement de 20 s/m et un déplacement élastique limite de 0,25 mm.

Les pressions de confinement sont de 5, 15, 30, 45 MPa. Ces pressions appartiennent au domaine habituel d'utilisation des appareils d'appuis type Pot Bearing. Les pressions peuvent cependant monter jusqu'à 70 MPa.

Le schéma du montage est présenté à la figure 5.1 ci-dessous.

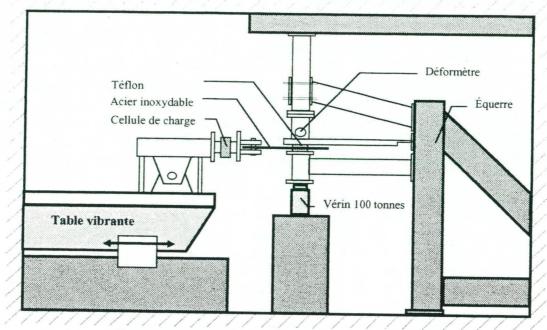


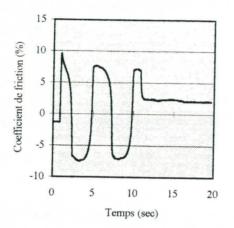
Figure 5.1: Schéma du montage expérimental

Ces essais sont les premiers à notre connaissance à être effectués à des fréquences supérieures à 1Hz. Les vitesses maximales atteintes pendant les essais sont de 0,82 m/s soit 32 po/s. Les accélérations maximales sont de 6 m/s² soit environs 60%g.

- Les résultats expérimentaux nous montre que le type d'acier influence évidement la friction:
 - pour le Téflon renforcé de carbone, le gain est mineur avec un acier miroir,
 - pour le Téflon renforcé de fibre de verre, à basse pression (5MPa), le coefficient de friction passe de 23% à 17%, on a donc un gain majeur. Si l'écart s'estompe avec la pression, il reste encore avantageux.
- Lorsque l'on utilise de la graisse de silicone, le coefficient de friction statique disparaît et seul persiste le coefficient de friction dynamique car il n'y a plus de pic de force initialement.
- Le coefficient de friction diminue lorsque la pression augmente.
- Le Téflon renforcé de fibre de carbone présente le coefficient de friction le plus élevé, mais c'est également le Téflon le plus rigide et celui présentant la meilleure durabilité.
- Le Téflon vierge et le Téflon renforcé à 15 % de fibres de verre ont des coefficients de friction plus faibles. Cependant d'après les essais de Mokha, il y a des comportements variables de cette interface pour des pressions différentes selon la teneur en fibres et qu'il est difficile de justifier.
- La durabilité général des Téflons est excellente. En effet on a enregistré le comportement du Téflon après la dizaine d'essais effectuée aux différentes pressions. On a choisi une sollicitation de 1 cycle par minute sous une pression de 15 MPa. On constate que la courbe reste globalement identique, on observe seulement un écrétage des pics qui apparaissent pour les déplacements maximaux. Le Téflon renforcé de fibre de verre a une meilleure durabilité

que le Téflon vierge car il est moins susceptible de se déformer à haute température sous l'effet de la friction et donc de la chaleur dégagée.

• L'expérimentation a mis en évidence un phénomène déjà pressenti auparavant par le phénomène de slip-stick, celui du lien entre le coefficient de friction dynamique et le coefficient de friction statique tel qu'illustré aux figures 5.2 et 5.3:



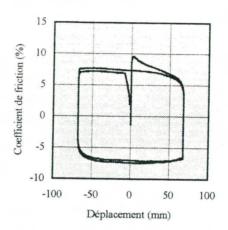
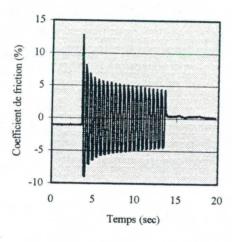


Figure 5.2: Essai de friction téflon vierge - acier inoxydable à 0,2Hz



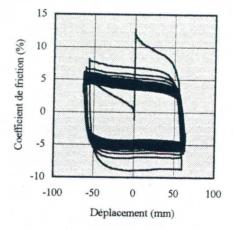


Figure 5.3 Essai de friction téflon vierge - acier inoxydable à 2Hz

À basse fréquence pour un essai cyclique partant de la position statique à la situation dynamique de mouvement, on observe un seuil de force qu'il faut franchir pour mettre en mouvement une interface non huilée. Ce seuil détermine habituellement le coefficient de friction statique. Ce seuil franchi, les deux surfaces se mettent à glisser pour une force constante moins élevée, cette valeur détermine le coefficient de friction dynamique.

À haute fréquence, on observe le même phénomène sauf que contrairement aux essais basses fréquences, le coefficient de friction dynamique est affecté par le coefficient de friction statique: l'interface se met à glisser lorsque l'on atteint le seuil du coefficient statique puis on observe une décroissance exponentielle du coefficient vers un coefficient de friction dynamique permanent constant. A basse fréquence, ce phénomène n'était perceptible que sur le premier cycle; à haute

fréquence, il affecte les cycles suivants pendant les 2 à 5 secondes consécutives à la mise en mouvement.

B. Ressort et prototype

Une étude théorique de dimensionnement de plusieurs ressorts adaptés au besoin de l'appui sismique a été réalisée. Les critères de l'ASTM sur la fabrication des ressorts ont été suivis. Les ressorts étudiés sont les rondelles Belleville, les ressorts en compression cylindriques, les ressorts hélicoïdaux coniques ou paraboliques. Un prototype d'appui sismique de 400 kN est actuellement en réalisation pour être testé dans des conditions similaires à celle des essais de friction. Le prototype est similaire au concept théorique de la proposition A mentionné précédemment. Dans une première étape, on se limite à un comportement unidirectionnel afin de vérifier le comportement général de l'appui.

VI. Conclusions et recommandations

Le prototype et ses composantes sont testés pour des conditions d'utilisation conformes aux exigences du code de l'AASHTO et devrait répondre de manière satisfaisante aux contraintes de dimensionnement sismique. Il faudra en outre vérifier les problèmes de durabilité aux conditions climatiques, aux problèmes de fatigue, et surtout la relaxation des efforts dans les ressorts. Le prototype est limité à 400 kN, mais le dimensionnement de chaque composante a été évalué pour des appuis de 2 000 kN. Il est donc souhaitable de tester ultérieurement un prototype de 2 000kN.

Remerciements

Les auteurs remercient pour leur soutien financier et technique l'entreprise Z-Tech R&D Inc. de St-Jérôme, Québec, l'École Nationale des Travaux Publics de l'État de Lyon, France, le Conseil National de Recherche du Canada (CNRC) et les Fonds de formation des chercheurs et d'aide à la recherche (FCAR) du Québec.

Références

Adams J., Basham .P., "The seismicity and seismotectonics of Canada East of the Cordillera", Geoscience Canada, 6(1), p3-16, 1989

Bondonet G., "Élaboration d'un appareil d'appui sismique pour les ponts au Canada", thèse à soumettre pour l'obtention du diplôme de Ph.D., Dépt. de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal, Canada, 1997

Mokha A., Constantinou M.C., Reinhorn A., "Teflon in base Isolation I:testing", ASCE Journal of Structural Engineering, 116(2), p455-474, 1990

Skinner R.I., Robinson W.H., Mc Verry G.H., "An introduction to seismic isolation", Wiley, ISBN 047193433 X, 1993

62

ÉVALUATION IN SITU D'INHIBITEURS DE CORROSION UTILISÉS SUR LE PONT VACHON À LAVAL

Daniel Cusson, Ph.D., ing. Conseil National de Recherches du Canada (CNRC)

RÉSUMÉ: Le CNRC a mis sur pied un consortium regroupant propriétaire et manufacturiers. On leur a proposé de choisir des systèmes anticorrosion, d'en superviser l'application et d'évaluer pendant plus de 5 ans le comportement de sections de béton remises à neuf. L'objectif est de recueillir des données utiles aux services de voirie sur le rendement dans des conditions réelles d'inhibiteurs de corrosion pour ponts en béton armé. Les systèmes de protection contre la corrosion comprennent (i) des apprêts pour barres d'armature et pour béton, (ii) des adjuvants inhibiteurs de corrosion et (iii) des inhibiteurs de corrosion migrateurs appliqués à la surface du béton.

INTRODUCTION

En Amérique du Nord, la réparation des tabliers de pont est une activité importante et coûteuse. Or, il existe très peu d'information sur la performance à long terme des matériaux utilisés pour la réparation et la protection des ponts. C'est pourquoi les concepteurs et les entrepreneurs ont de la difficulté à choisir des matériaux compatibles avec le support original; souvent, les réparations ne tiennent pas longtemps.

Pour remédier à ce problème, le CNRC a mis sur pied un consortium regroupant un propriétaire de pont en béton et plusieurs fabriquants de systèmes inhibiteurs de corrosion. On leur a proposé de choisir conjointement les systèmes anticorrosion, d'en superviser l'application ainsi que de surveiller et évaluer pendant un minimum de 5 ans le comportement des sections de béton remises à neuf. Ce projet a pour objectif principal de recueillir des données utiles aux services de voirie sur le rendement dans des conditions réelles d'inhibiteurs de corrosion pour ponts en béton armé. Les systèmes de protection contre la corrosion comprennent (i) des apprêts pour barres d'armature et pour béton, (ii) des adjuvants inhibiteurs de corrosion et (iii) des inhibiteurs de corrosion migrateurs appliqués à la surface du béton.

DESCRIPTION DU SITE ET DES BANCS D'ESSAI

Le pont choisi pour l'étude est le Pont Vachon de l'autoroute 13 enjambant la rivière des Mille-Îles au Nord de Laval et appartient au Ministère des Transports du Québec. L'ouvrage qui mesure 707 m de longueur compte 21 travées simples faites de poutres en béton précontraint supportant un tablier composé d'une dalle de béton armé sur platelage d'acier. Les travaux du Ministère, terminés à la fin d'octobre 1996, consistaient sommairement à réparer en surface la dalle de béton (fig. 3) ainsi que de démolir et reconstruire les parapets de béton qui étaient dans un état de détérioration très avancé (fig. 1). On a choisi un groupe de 10 travées consécutives du parapet Est (numérotées de 12 à 21) comme banc d'essai pour l'application des produits anticorrosion à l'étude. Bien que chaque produit anticorrosion ait été appliqué sur toute la longueur d'une travée (35m), les opérations de surveillance et les essais n'ont lieu que dans la partie centrale (<5 m) de chaque travée choisie.

Le CNRC dirige aussi des expériences de laboratoire connexes sur les divers systèmes inhibiteurs de corrosion pour compléter les observations in situ. Pour chaque système anticorrosion mis à l'essai, on a coulé sur place un minimum de huit éprouvettes en béton armé qui ont été retournées aux laboratoires du CNRC aux fins d'une étude parallèle accélérée. En plus de fournir des renseignements utiles sur le rendement de chaque système inhibiteur de corrosion, l'étude en laboratoire permettra d'évaluer les conséquences du jumelage de barres enduites d'époxyde et de barres nues dans un même élément de béton. Le jumelage de barres enduites et non enduites est une pratique souvent utilisée par les services de voirie pour la remise à neuf de ponts en béton et il n'est pas impossible que cette pratique accélère la corrosion des barres d'armature.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les sections du pont et les éprouvettes coulées sur place sont soumises à un programme de surveillance de l'évolution de la corrosion à l'aide des techniques suivantes:

- Des essais non destructifs in situ, notamment des mesures du potentiel de corrosion, de la vitesse de corrosion et de la résistance électrique du béton seront réalisées une fois l'an. La première série de lectures est prévue pour mai 1997.
- Des mesures de l'humidité, de la température, du potentiel électrique et de la déformation du béton sont prises en continu grâce à des sondes enfouies dans le parapet (fig. 2) reliées à des systèmes d'acquisition de données (fig. 4 et 5) qui prennent en charge la surveillance de ces paramètres pendant toute la durée du projet. Les premières lectures ont été recueillies dès décembre 1996 et sont présentées ci-après.
- Des études en laboratoire sont réalisées afin de connaître l'évolution dans le temps de certaines propriétés chimiques, mécaniques et physiques de bétons non traités et de bétons traités avec les différents inhibiteurs de corrosion. La première série de tests a commencé en octobre 1996.

INTERPRÉTATION DES PREMIERS RÉSULTATS PARTIELS

La figure 6 montre pour une période de 3 mois l'évolution de l'humidité relative dans la partie centrale du Parapet 12 (région témoin non traitée) lue par trois différents capteurs. Deux sont placés dans le béton à la base (fig. 2, point 2) et au sommet du parapet tandis qu'un troisième, mesurant l'humidité relative ambiante, est situé à l'extérieur près de la surface du béton. On y remarque que, malgré l'erreur d'exactitude, l'humidité relative dans le béton est à toute fin pratique égale à 100% même si l'humidité ambiante varie de 50% à 100% durant cette période (normal pour un béton fraîchement mis en place). La figure 7 montre la variation de la température au même endroit lue par les trois capteurs décrits précédemment. On peut y observer que l'évolution de la température interne du béton suit de très près la température ambiante avec un faible amortissement thermique, typique des éléments minces en béton.

La figure 8 illustre l'évolution de la déformation axiale de la partie centrale du Parapet 12 lue par deux différentes jauges noyées dans le béton à la base (fig. 2, point 3) et au sommet du parapet. La comparaison entre la fig. 7 et la fig. 8 indique clairement que pour cette jeune période de 3 mois, la cause principale de la déformation mécanique du parapet est la variation volumique du béton engendrée par le changement de température. On peut aussi observer l'effet d'un léger moment positif causant la flexion du parapet puisque les jauges indiquent un état de déformation plus comprimé en haut qu'à la base.

CONCLUSIONS

Le peu de données recueillies à ce jour ne nous permet pas de conclure sur la performance d'un ou de plusieurs inhibiteurs de corrosion testés dans ce projet d'une durée prévue d'au moins 5 ans. Après plusieurs années de collecte systématique des résultats, nous pourrons estimer la performance in situ de chacun des produits testés par comparaison des données (1) entre une région traitée et une autre non traitée du parapet et (2) entre deux régions traitées par deux produits différents. Les essais accélérés en laboratoire sur les prismes de béton permettront d'obtenir à plus court terme certains résultats, de compléter l'étude in situ et d'approfondir notre connaissance sur les différents mécanismes d'inhibition de la corrosion en jeu des produits testés.

REMERCIEMENTS

Le CNRC tient à remercier ses principaux partenaires qui ont assuré, entre autres, le soutien financier du projet, notamment: le Ministère des transports du Québec, Axim Concrete Technologies, Caruba Holdings Ltd., la Cie de commerce Israel Richler Ltée, Euclid Admixture Canada Inc., Master Builders Technologies Ltd., Sika Canada Inc., W.R. Grace & Co. Ltd. ainsi que le programme PARI du CNRC.

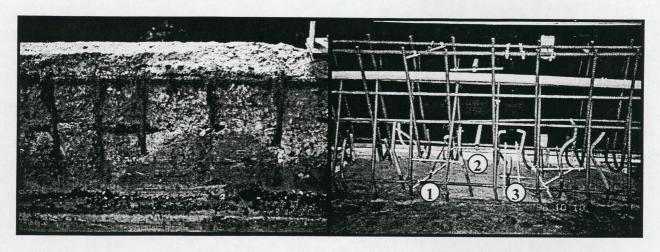


Fig. 1: État des parapets avant démolition

Fig. 2: Instrumentation typique d'un parapet

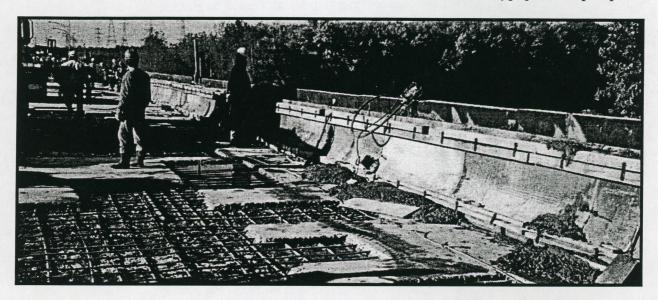


Fig. 3: Bétonnage du parapet Est du Pont Vachon

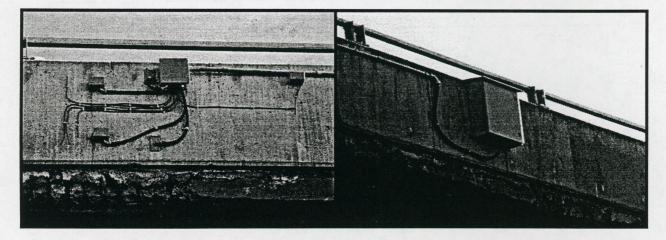


Fig. 4: Sorties des cables de l'instrumentation Fig. 5: Vue d'un des 5 systèmes d'acquisition

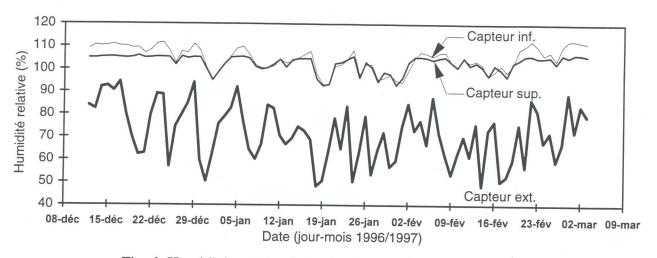


Fig. 6: Humidités relatives enregistrées au centre du Parapet 12

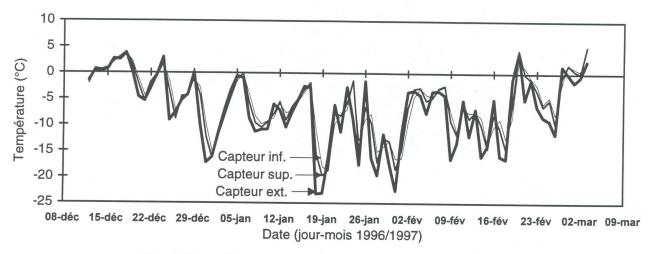


Fig. 7: Températures enregistrées au centre du Parapet 12

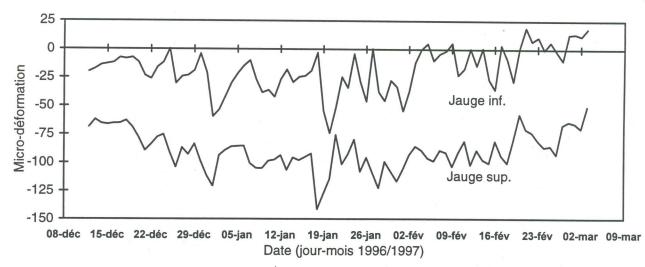


Fig. 8: Déformations du béton enregistrées au centre du Parapet 12

LES ENROBÉS COULÉS À FROID

«Une solution attrayante pour étancher la surface de roulement des dalles de pont»

Denis Bérubé, ing. Direction des structures Ministère des Transports du Québec

Résumé

Le MTQ a un grand nombre de ponts qui souffrent d'un manque important d'étanchéité. Les dalles de ces ponts sont peu durables et coûteuses à entretenir.

Après analyse des techniques disponibles en Amérique du Nord pouvant satisfaire les exigences établies pour étancher les dalles de façon transitoire et à peu de frais, le MTQ a choisi la technique de l'enrobé coulé à froid (ECF).

Cette technique permet en effet d'améliorer l'uni de la surface de roulement et l'adhérence chaussée-pneus offre une bonne tenue sous trafic élevé et assure une bonne étanchéité du revêtement. La durée de vie de l'ECF varie de 5 à 7 ans. Le coût se situe aux environs de 11 \$/m², soit nettement plus bas que le coût des techniques usuelles.

Quelques projets pilotes réalisés en 1995 et 1996 permettent de conclure qu'un avenir prometteur est fort probablement réservé à l'enrobé coulé à froid au Québec pour assurer l'étanchéité transitoire des dalles de pont.

INTRODUCTION

En 1994, le MTQ a mis sur pied un groupe de travail multidisciplinaire pour résoudre un problème majeur de manque d'étanchéité des dalles de pont, qui se traduit à terme par des dalles peu durables et coûteuses à entretenir.

Il faut savoir que la majorité des ponts du Québec n'ont pas la capacité d'empêcher l'eau et les ions chlorures provenant des sels déglaçants d'atteindre le béton de la dalle et d'y amorcer leur oeuvre de destruction. En effet, les membranes d'étanchéité, telles qu'on les connaît aujourd'hui, ne datent que de 1987. De plus, la seule technique utilisée jusqu'à maintenant consiste à ajouter une nouvelle couche d'enrobé bitumineux sans égard au problème de surcharge des tabliers (couche d'usure).

Sachant que l'entretien des dalles constitue le motif principal d'intervention pour plus de la moitié des projets inscrits au programme annuel de réfection de structures et représente une proportion tout aussi importante des dépenses totales d'entretien, il était donc évident qu'il fallait trouver rapidement une solution transitoire pour étancher à court terme et à peu de frais les milliers de ponts dépourvus de membranes d'étanchéité modernes, surtout ceux situés sur les grands axes de circulation.

TECHNIQUES DISPONIBLES

Les paramètres de la technique idéale ont d'abord été établis; à savoir:

- capacité d'étancher la surface de roulement par le «haut», comme c'est le cas pour les routes; donc ajout de matériaux directement sur la surface de roulement existante pour obtenir :
 - · une bonne rapidité d'exécution;
 - · un ajout marginal de poids mort;
 - · pas de réparation de dalle;
 - donc, un coût peu élevé;
- améliorer l'uni de la surface:
 - · diminuer les forces d'impacts dus aux véhicules;
- bonne tenue même sous trafic élevé (routes à forte utilisation de déglaçants);
- remise en circulation rapide de la surface traitée;
- disponibilité partout sur le territoire;
- faible degré d'expertise requis par les unités administratives.

Un inventaire à partir des techniques disponibles en Amérique du Nord a été dressé; ces techniques sont:

- Fog seal:
 - émulsion de bitume (technique similaire à celle utilisée par les particulier pour leur entrée asphaltée).
- Chip seal (traitement de surface) :
 - émulsion de bitume suivie d'une couche d'agrégats.
- Sandwich seal :
 - couche d'agrégats suivie d'une émulsion de bitume et d'une autre couche d'agrégats.
- Cape seal :
 - chip seal suivi d'un slurry seal.
- Slurry seal (coulis bitumineux):
 - mélange d'émulsion, d'agrégats, d'eau et d'additifs.
- Micro-surfacing (enrobé coulé à froid: ECF):
 - comme slurry seal sauf émulsion polymère et ajout de fibres.

Chacune de ces méthodes présente des avantages et des inconvénients; toutes ces méthodes sont utilisées de façon intensive par un ou plusieurs provinces ou états américains. Certaines techniques sont plus connues au Québec comme par exemple le traitement de surface et le «fog seal» alors que d'autres sont carrément inconnues.

Pour fins de comparaison, il ne serait pas inutile de citer ici les techniques de réhabilitation utilisées actuellement au Québec pour entretenir la surface de roulement de ponts :

- Réfection complète :
- · enlèvement complet de l'enrobé
- · réparation de la dalle (10 %)
- · pose membrane et nouvel enrobé
- **COÛT**: $\approx 55 \text{ } \text{/m}^2 + \text{ signalisation ($$$)}$

• Réfection partielle :

· planage

· pose du nouvel enrobé

 $\mathbf{CO\hat{U}T} :\approx 20 \text{ } \text{/m}^2 + \text{ signalisation ($\$)}$

TECHNIQUES RETENUES

a) Réfection partielle

L'année 1997 marquera un changement de cap important au MTQ pour la préservation des dalles de pont. Tout projet de couche d'usure d'une route devra dorénavant inclure la réfection de la surface de roulement des ponts qui s'y trouvent en utilisant la technique de réfection partielle par planage citée précédemment.

b) Enrobé coulé à froid (ECF)

En supposant que la durée moyenne d'une couche d'usure soit d'environ 12 ans, tous les ponts ne seront pas traités à court terme d'où un besoin pressant d'une technique peu coûteuse pour protéger dès que possible la surface de ces ponts.

De toutes les techniques inventoriées précédemment, une seule semblait vraiment se démarquer en rencontrant toutes les exigences fixées au départ. Cette technique est celle de l'enrobé à froid, ou la technique des ECF. Cette technique présentait également un parcours sans faute à l'échelle mondiale depuis près de 20 ans.

La technique des ECF était disponible depuis peu au Québec par l'entremise de la société Construction DJL Inc., une filiale du géant français Jean Lefebvre.

ENROBÉ COULÉ À FROID?

La technique des ECF est dérivée de celle appelée «slurry seal» qui est utilisée depuis les années 1920. Les ECF ont été développés par les Allemands au cours des années 1970. Le produit a été introduit aux États-Unis au début des années 1980 et au Canada 10 ans plus tard. Au Canada, les ECF ont été utilisés à titre d'essai par le Ministère des Transports de l'Ontario, il y a environ 5 ans, puis par les villes de Toronto, Halifax et Montréal. La ville de Québec en a fait une large utilisation en 1996 pour la réfection de rues.

Les ECF sont actuellement utilisés un peu partout dans le monde pour divers usages (500 000 tonnes utilisées annuellement), dont :

- améliorer l'uni de la route (béton bitumineux et béton de ciment);
- combler les ornières;
- corriger les défauts d'un enrobé récemment posé;
- améliorer l'adhérence chaussée-pneus (macro-structure);
- sceller une surface;
- comme couche de roulement (pont Manhattan à New York, DJMA: 276 000).

Un ECF est un type «d'enrobé bitumineux» composé essentiellement d'un liant, d'agrégats, d'eau, de fibres, d'un régulateur de rupture et d'additifs :

• liant:

émulsion bitumineuse avec 3 % de polymères.

agrégats :

excellente qualité, 100 % concassés, granulométrie fonction du volume de circulation.

eau

potable, ajout supplémentaire au besoin pour la maniabilité.

fibres :

organiques de synthèse d'au moins 4 mm de longueur, permet une utilisation d'agrégats ayant une granulométrie discontinue.

régulateur de rupture :

ciment Portland ou chaux hydratée.

additifs:

selon la recette du fabricant.

Un ECF est fabriqué sur place et posé à la température ambiante (température de pose supérieure à 5 °C par temps sec) sans chauffe d'aucun de ces constituants; le coulis d'aspect pâteux durcit à la suite de la rupture de l'émulsion et de l'évaporation de l'eau du mélange. Une émulsion de bitume doit être utilisée au préalable sur toute surface de béton de ciment. Le produit est épandu à l'aide d'un équipement spécial, sur la largeur d'une voie de circulation à la fois, en couche de 12 à 14 kg/m², soit une épaisseur d'environ 10 mm. Peu ou pas de compaction n'est nécessaire suite à la pose. La durée de vie escomptée d'un ECF varie de 5 à 7 ans.

SPÉCIFICATIONS

Tous les ECF actuellement sur le marché, tant aux États-Unis qu'en Europe, sont des procédés d'entreprise dont les recettes, tout en se ressemblant, diffèrent les unes des autres. Les ECF sont donc fabriqués et mis en place directement par une des compagnies détentrices d'une marque de commerce établie. Au Québec, seul DJL est en mesure de procéder à ce genre de travaux, sa marque de commerce étant GRIPFIBRE. Sintra pourrait facilement commercialiser au Québec un produit similaire à partir du produit COLMAT FR fabriqué par COLAS en France, auquel Sintra est affilié.

Les ECF sont fabriqués selon la norme A143 «Recommended Performance Guidelines for Micro-Surfacing» de l'International Slurry Surfacing Association (ISSA) qui est basée à Washington, D.C. Cette association fondée en 1963 a pour mission de développer le produit et de promouvoir son utilisation. Cette norme ne fait qu'établir un point d'ancrage pour tous les procédés d'entreprise et les agences de transport y font habituellement référence de façon générale.

Les associations de transport reconnues comme la «Federal Highway Administration» (FHWA) ont conclu au fait que la norme A143 de l'ISSA n'est pas bien établie et souffre parfois de répétabilité; de plus la méthode Marshall habituellement utilisée pour les enrobés à chaud n'est pas appropriée pour ce genre de produit. Ces associations reconnaissent aussi que ces lacunes ne devraient pas restreindre l'utilisation des ECF compte tenu des excellentes performances du produit en service. La FHWA travaille actuellement à un projet de rédaction d'une clause type de garantie pour les ECF.

En effet, l'acceptation des travaux se fait généralement via une clause contractuelle de garantie de nature à rassurer le propriétaire sur la performance du produit posé. Cette garantie a généralement une durée de 2 ans ; la clause contractuelle du MTQ couvre les points suivants:

- le désenrobage et l'arrachement ;
- le ressuage.

PROJETS PILOTES

a) Projets 1995 et 1996

Un premier projet pour le MTQ s'est concrétisé en août 1995 sur un pont situé sur la voie de service Nord de l'autoroute 30 à Saint-Hubert, sur la rive Sud de Montréal. Il s'agissait essentiellement de se faire la main avec ce genre de produit. Plusieurs variantes ont été apportées au projet dont :

- une section recouverte d'une seule couche d'ECF au taux de 14 kg/m²;
- une section recouverte de 2 couches d'ECF au taux de 14 kg/m² chacune;
- une correction préalable de l'enrobé en place sur une partie du pont;
- pas de correction de l'enrobé en place sur une autre partie du pont;
- recouvrement des épaulements en béton des joints de tablier.

Ce projet nous a permis de constater que la remontée des fissures se faisait assez rapidement dans la section recouverte d'une seule couche d'ECF; bien que ces fissures soient moins nombreuses et très fines. Très peu de différences ont été constatées entre la partie du pont préalablement corrigée à l'enrobé et l'autre partie non corrigée. Le produit s'est bien comporté sur les surfaces de béton des joints de tablier. La remise en circulation a été possible dans l'heure qui a suivi la pose.

Le MTQ en a donc conclu que l'ECF devait être posé en 2 couches sur un support à peine corrigé aux pires endroits et de recouvrir de façon systématique l'épaulement des joints de tablier.

Un autre projet de plus d'envergure a été réalisé en septembre 1996 sur le pont de la rivière Chaudière de l'autoroute 20, direction Ouest, sur la rive Sud de Québec. Ce pont fortement circulé (DJMA de 60 000) souffrait d'un manque évident d'étanchéité puisque le dessous de la dalle devenait humide à la moindre précipitation. La pose d'un ECF a mis immédiatement et complètement fin à toute infiltration; un relevé récent a démontré l'absence de glaçons sous la dalle, un signe évident que l'étanchéité recherchée a été obtenue. Cependant, un problème important de nettoyage de la garniture des joints de tablier a été constaté, des améliorations sont à apporter de ce côté.

Le coût de réalisation de ce dernier projet s'est élevé à 11 \$/m², exception faite des frais engendrés par la signalisation des travaux.

b) Projets 1997

La saison 1997 s'annonce comme une année charnière pour l'utilisation des ECF au MTQ. En effet, la Direction des Laurentides-Lanaudière a été sélectionnée pour utiliser cette technique sur une plus grande échelle; une dizaine de ponts devrait être réalisée dès cette année. De plus, plusieurs autres directions territoriales devraient utiliser la technique pour étancher un certain nombre de dalles jugées non réparables afin d'en prolonger la durée de vie au maximum. La Direction de l'Île-de-Montréal a aussi l'intention de s'en servir pour refaire une beauté et d'étancher la surface de roulement d'une bonne partie des voies surélevées du boulevard Métropolitain.

CONCLUSIONS

L'utilisation des ECF s'annonce très prometteuse à court terme pour assurer à peu de frais l'étanchéité transitoire des dalles de pont pour en préserver l'intégrité ou pour étirer au maximum la durée de vie de dalles jugées trop coûteuses à réparer. De plus, l'utilisation de la technique des ECF permettra de prolonger la durée de vie des épaulements en béton des joints de tablier, ces épaulements constituent un des points faibles de ce type d'équipements.

À moyen terme, l'utilisation des ECF pourrait faire partie intégrante du programme d'entretien préventif des ponts, que le MTQ tente actuellement d'implanter, à titre de protection à la moitié de la vie d'une couche d'usure afin de protéger adéquatement ce bout de route très dispendieux que constitue les ponts.

Il faut bien prendre garde cependant de ne pas utiliser un enrobé coulé à froid en alternative aux techniques d'étanchéisation actuelles des dalles à l'aide de membranes d'étanchéité. L'ECF n'est utilisé que comme palliatif peu coûteux et relativement efficace en attendant l'étanchéisation totale d'une dalle lors d'un éventuel projet de réparation. Des études sont actuellement en cours pour évaluer précisément le pouvoir d'étanchéité des ECF, des données préliminaires nous indiquent que les ECF seraient près de 100 fois plus imperméables qu'un enrobé usuellement utilisé sur les ponts tel que le type EB-10S.

<u>RÉFÉRENCES</u>

- Federal Highway Administration, State-of-the-practice design, Construction, and Performance of Micro-surfacing, Publication no. FHWA-SA-94-051, Juin 1994.
- Federal Highway Administration, An Overview of Surface Rehabilitation Techniques for Asphalt Pavements, Publication FHWA-PD-92-008, Février 1992.
- Texas Transportation Institute, Use of Micro-Surfacing in Highway Pavenments, Report 1289-12F, Novembre 1994.
- 4. SETRA, Avis technique no. 69 GRIPFIBRE, Juin 1993.
- 5. International Slurry Surfacing Association, ISSA Report, Janvier-Février 1997.

LA PERFORMANCE DE L'ARMATURE GALVANISÉE DANS LE BÉTON

Réjean Brousseau, Ph.D.

Institut de recherche en construction

Conseil national de recherches du Canada

Édifice M-20, chemin Montréal, Ottawa (Ontario)

RÉSUMÉ

L'une des principales causes de détérioration des ouvrages d'art en béton est la corrosion des armatures. Afin de retarder la dégradation des ponts en béton, le Ministère des Transports du Québec utilise depuis cinq ans des barres d'armature en acier galvanisé. Cependant des doutes existent sur la valeur de la galvanisation dans les bétons contaminés par la présence de chlorures. Un projet de recherche, ayant comme but de déterminer si il est rentable d'utiliser les armatures en acier galvanisé, débutera bientôt. Cet article fait état des points saillants de ce projet.

INTRODUCTION

Les armatures dans un nouveau béton sain sont presque toujours protégées par la couche d'oxyde qui se forme dans ce milieu très alcalin. Toutefois il a bris de la couche d'oxyde protectrice et amorce de corrosion après une certaine durée nécessaire pour que les agents agressifs venant de l'extérieur traversent l'enrobage de béton et se trouvent en quantité suffisante au contact de l'armature. En effet, la passivité naturelle des armatures dans le béton peut se perdre en raison de processus tels que la carbonatation du ciment ou de l'effet d'ions tels que les chlorures.

Une brève revue de la littérature a mis en évidence que la carbonatation du béton, si nuisible à l'acier nu, a un effet beaucoup moins dangereux sur la cinétique de corrosion des armatures galvanisé. Par contre dans un béton contaminé par les chlorures, il y a une grande contreverse sur le mérite d'une galvanisation au zinc.

NOUVEAU PROJET DE RECHERCHE

Afin d'établir la rentabilité et l'efficacité de construire des ponts en béton avec des barres d'armature en acier galvanisé, il y aura une investigation de l'état d'anciennes structures Québécoises comportant de l'armature galvanisée. L'étude se limitera à des mesures sur quatre à huit structures. Les mesures suivantes seront effectuées:

- Inspection visuelle et relevé des délaminations.
- Mesure du taux de corrosion sur les lieux par des techniques électrochimiques(résistance à la polarisation linéaire).

 Carottage du béton et armatures. Ceci permettra une analyse du contenu en ions chlorures et une inspection du revêtement galvanisé à l'aide d'un microscope à balayage électronique.

En plus il y aura une revue exhaustive de la littérature. Au besoin, certains départments de transports qui utilisent les armatures galvinisées au zinc seront également contactés.

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

André Filiatrault, Professeur agrégé Michael Holleran, Étudiant gradué Bruno Massicotte, Professeur agrégé

Groupe de recherche ÉPICENTRE
Département de génie civil
École Polytechnique
C.P. 6079 Succursale "Centre-Ville"
Montréal, QC, H3C 3A7

RÉSUMÉ

Cet exposé présente les différentes phases d'un projet de recherche expérimental présentement en cours à l'École Polytechnique de Montréal dont l'objectif principal est d'évaluer le comportement sismique de piliers de ponts en béton armé au Québec en tenant compte des mouvements au sol anticipés pour le Québec ainsi que de l'effet des basses températures (-40°C).

Dans un premier temps, les résultats d'essais de traction sur des barres d'armature et d'essais de compression sur des cylindres en béton sous différentes combinaisons de taux de chargement et de températures sont discutés. Le but de ces essais est d'évaluer l'effet combiné des basses températures et du taux chargement typique imposé par un séisme (< 0.1/s) sur les propriété mécaniques de l'acier d'armature et du béton.

Dans un deuxième temps, les essais sismiques sur un modèle à grande échelle d'un pilier d'un pont typique en béton armé au Québec sont décrits. Huit spécimens différents seront construits et testés sur le simulateur sismique de Polytechnique. Chaque pilier sera inséré dans un cadre d'essai en acier capable de supporter une masse de 12 tonnes. Un système de précontrainte sera utilisé afin de représenter le niveau de charge normale réel sur le spécimen. Un système d'isolation et de refroidissement à l'azote liquide sera installé autour de certains spécimens afin de pouvoir faire varier leur température de +20°C à -40°C avant l'application du séisme par le simulateur.

INTRODUCTION

Comme l'indique le tableau 1, un nombre important de tremblements de terre (magnitude supérieure à 5 sur l'échelle de Richter) s'est déjà produit au Québec au cours des 350 dernières années. Le tremblement de terre du 25 novembre 1988 au Saguenay, d'une magnitude 6, a clairement démontré que le Québec n'est pas à l'abri de séismes majeurs. Le comportement sismique des ponts existants du Québec demeure un problème important car la majorité de ces structures ont été construites avant l'implantation des normes parasismiques modernes. En effet, le génie parasismique est une science jeune qui demeure un défi important pour l'ingénieur civil.

Le risque sismique d'un pont est le produit de sa vulnérabilité structurale et de l'aléa sismique du site de l'ouvrage. Au Québec, la vulnérabilité structurale des ponts face aux séismes est élevée, puisque la majorité de ces structures âgées présentent des détails d'armature identiques aux ouvrages qui ont connu des problèmes majeurs lors des séismes récents en Californie (1971 à San Fernando, 1989 à San Francisco et 1994 à Northridge).

Tableau 1. Séismes d'importance à l'est du Canada de 1663 à 1994 (tiré de Filiatrault 1996)

Région	Localité	Année	Magnitude
		1732	~ 6
	Montréal	1816	~ 5,5
		1897 (2)	~ 5,5
Ouest du	Ottawa	1861	~ 5,5
Québec	Témiscamingue	1935	6,2
	Cornwall-Massena	1944	5,7
	Région de La Malbaie	1663	~ 7
		1665	~ 5,5
		1791	~ 6
		1831 (2)	~ 5
		1860	~ 6
		1870	~ 6,5
Charlevoix		1924	~ 5,5
		1925	7
	Saguenay	1988	6

Par contre, l'expérience californienne n'est pas directement applicable au Québec à cause des particularités de l'environnement sismique de l'est de l'Amérique du Nord. Les mouvements au sol anticipés au Québec ont un contenu en fréquences élevées (à cause de la géologie particulière du bouclier canadien) et l'effet des basses températures sur les propriétés des matériaux doit être considéré dans l'éventualité d'un séisme en hiver au Québec.

OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

L'objectif principal de ce projet de recherche expérimental est d'évaluer le comportement sismique de piliers de ponts en béton armé au Québec en tenant compte des mouvements au sol anticipés pour le Québec ainsi que de l'effet des basses températures (-40°C) et de proposer des méthodes économiques de réfection, si nécessaire.

MÉTHODOLOGIE

Le projet de recherche est composé de deux phases distinctes. Dans un premier temps, des essais de traction sur des barres d'armature et des essais de compression sur des cylindres en béton sont effectués sous différentes combinaisons de taux de chargement et de températures. L'objectif de cette première phase du projet est d'évaluer l'effet combiné des basses températures et du taux de chargement typique imposé par un séisme (< 0,1/s) sur les propriétés mécaniques de l'acier d'armature et du béton.

Dans un deuxième temps, des essais sismiques sur un modèle à grande échelle d'un pilier d'un pont typique au Québec seront effectués sur le simulateur sismique de l'École Polytechnique de Montréal.

PHASE 1: PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ACIER D'ARMATURE ET DU BÉTON À BASSES TEMPÉRATURES ET SOUS UN TAUX DE DÉFORMATION ÉLEVÉ

Procédure expérimentale

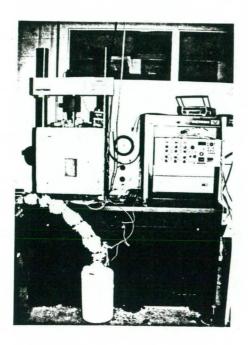
Un total de 24 éprouvettes d'acier d'armature et 24 cylindres de béton furent fabriqués pour être testés sous différentes combinaisons de températures et de taux de déformation. Le tableau 2 présente les différentes combinaisons de ces paramètres considérées dans l'étude expérimentale.

Tableau 2. Paramètres expérimentaux de la phase 1

Température	Taux de déformation $(\mu \in /s)$	Nombre d'éprouvettes d'acier d'armature	Nombre de cylindres de béton
	80	2	2
+20°C	5 000	2	2
	20 000	2	2
	100 000	2	2
	80	2	2
	5 000	2	2
-20°C	20 000	2	2
	100 000	2	2
	80	2	2
-40°C	5 000	2	2
	20 000	2	2
	100 000	2	2

Propriétés de l'acier d'armature

Toutes les éprouvettes d'acier furent fabriquées à partir d'une même barre d'armature 15M de nuance CSA G30.16. Chaque éprouvette était de 40 mm de longueur avec une section réduite circulaire de 6 mm de diamètre. Chaque extrémité des éprouvettes fut filetée à partir du diamètre initial de la barre 15M et vissée directement aux plateaux d'une presse hydraulique de traction afin d'éviter tout glissement. Le montage expérimental est montré à la figure 1.



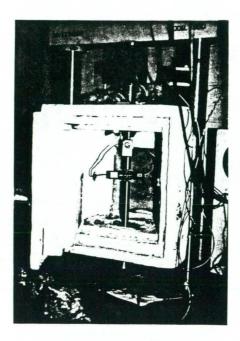


Figure 1. Montage expérimental des essais de traction sur l'acier d'armature.

Les essais de traction furent réalisés à l'aide d'une presse de traction hydraulique à déplacement controlé. La charge appliquée fut mesurée à l'aide d'une cellule de charge montée en série avec le vérin hydraulique. L'allongement de l'acier fut mesurée sur une longueur de référence de 20 mm à l'aide de deux capteurs de déplacement (clip gauges) montés sur la section réduite des éprouvettes. Pour chaque essai, la courbe complète contrainte-déformation jusqu'à la rupture fut enregistrée à l'aide d'un système d'acquisition de données à haute vitesse.

Afin de maintenir la température d'essai constante, une chambre à température controlée fut installée autour du montage expérimental. La température était maintenue constante à l'aide d'azote liquide déversée lentement à l'intérieur de la chambre isolée. Le débit d'azote était controlé à l'aide d'une pression d'air externe.

Propriétés du béton

Des cylindres de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur furent fabriqués à partir d'une gâchée du mélange de béton montré au tableau 3.

Les essais de compression sur les cylindres de béton seront réalisés dans les mêmes conditions que les essais de traction sur l'acier d'armature. Au moment d'écrire cet article, les essais de compression étaient en cours et aucun résultat expérimental n'était encore disponible.

Résultats des essais de traction sur l'acier d'armature

La figure 2 montre la variation du module d'élasticité de l'acier d'armature (E) en fonction de la température et du taux de déformation. On peut voir que le module d'élasticité de l'acier n'est pas influencé de façon importante par ces deux variables. La valeur du module d'élasticité reste à peu près constante à 200 GPa.

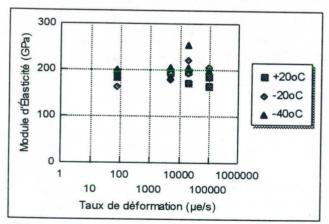
Tableau 3. Dosage du mélange de béton pour les essais de compression.

Matériau	Dosage	
Ciment type 30	250 kg/m^3	
Eau	170 kg/m^3	
Sable	1100 kg/m ³	
Agrégat 10 mm	800 kg/m³	
Superplastifiant	1000 ml/ 100 kg de ciment	
Rapport eau/ciment	0,68	

La figure 3 présente la variation de la limite élastique de l'acier d'armature (F_y) en fonction de la température et du taux de déformation. On peut voir que la limite élastique augmente de façon significative à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. On note une augmentation de 22% de la limite élastique lorsque le taux de déformation passe de 80 μ e/s à 100 000 μ e/s et que la température passe de +20°C à -40°C.

La figure 4 montre la variation de la contrainte ultime (F_u) de l'acier d'armature en fonction de la température et du taux de déformation. La contrainte ultime augmente également avec une augmentation du taux de déformation et une diminution de la température. Cette augmentation de la contrainte ultime est moins prononcée que l'augmentation de la limite élastique. On note une augmentation de 12% de la contrainte ultime lorsque le taux de déformation passe de 80 μ e/s à 100 000 μ e/s et que la température passe de +20°C à -40°C.

La figure 5 montre la variation de l'allongement de l'acier à la rupture (ϵ_r) avec la température et le taux de déformation. On peut noter une très légère diminution de l'allongement à la rupture lorsque le taux de déformation augmente. Par contre, aucune tendance n'est observée par rapport à la variation de température.



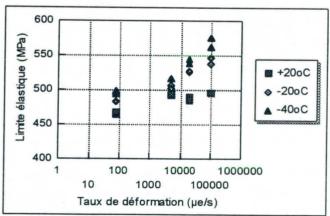
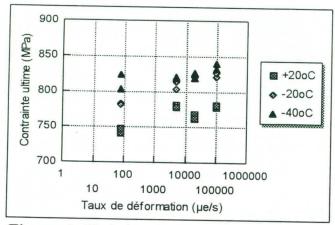


Figure 2. Variation du module d'élasticité de Figure 3. Variation de la limite élastique de l'acier l'acier avec la température et le taux de déformation.

Discussion

Les résultats préliminaires obtenus des essais de traction montrent que les deux propriétés mécaniques de l'acier d'armature les plus influencées par le taux de déformation et la température sont la limite élastique (F_y) et la contrainte ultime (F_u). Ces deux propriétés augmentent de facon



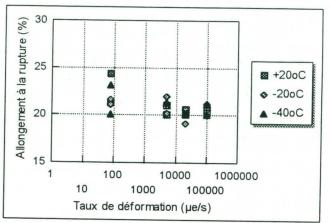


Figure 4. Variation de la contrainte ultime de Figure 5. Variation de l'allongement à la rupture l'acier d'armature avec la température et le taux de l'acier d'armature avec la température et le de déformation.

taux de déformation.

significative à mesure que le taux de déformation augmente et que la température diminue. Bien que cette augmentation de résistance de l'acier d'armature peut, à première vue, paraitre bénéfique au comportement sismique des piliers de ponts en béton armé au Québec, elle peut favoriser des modes de rupture fragile. Pour comprendre ce phénomène, il faut se référer au concept de calcul par capacité (capacity design).

D'une part, il est bien connu qu'une augmentation de la limite élastique des aciers tendus cause une diminution de la ductilité en courbure d'une section de béton armé (Filiatrault, 1996). D'autre part, comme l'illustre la figure 6, l'augmentation de résistance des armatures tendues cause une augmentation de la résistance en flexion à la base d'un pilier de pont, ce qui induit une demande en cisaillement plus importante dans le pilier. En effet, lors d'un séisme de forte intensité, la résistance probable en flexion (M_D) sera atteinte à la base du pilier. Cette résistance probable en flexion tient compte de l'écrouissage possible des aciers tendus. Par équilibre, la demande en cisaillement (V_f) est directement proportionelle à M_p:

$$V_f = \frac{M_p}{0.5h} \tag{1}$$

Pour résister à cette demande en cisaillement, les contributions des aciers transversaux et du béton doivent être mobilisées. La résistance en cisaillement du béton peut aussi être influencée par le taux

de déformation et la température. Lors d'un séisme de forte intensité, cependant, le champ de fissuration dans le béton devient très important et peu causer un glissement inter-granulaire, diminuant ainsi grandement la contribution du béton à résister au cisaillement. La résistance des aciers transversaux au cisaillement est aussi fonction de la limite élastique de l'acier. Les aciers transversaux sont évidemment à la même température que les aciers longitudinaux. Il n'est pas clair, cependant, que le taux de déformation dans les aciers transversaux soit le même que dans les aciers longitudinaux. Il est possible que l'augmentation de la limite élastique des aciers transversaux soit moindre que celle des aciers longitudinaux, pouvant causer ainsi une rupture prématurée en cisaillement. Ce phénomène sera investigué expérimentalement dans la deuxième phase du projet de recherche.

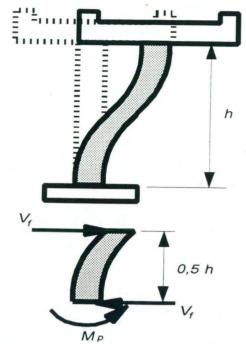


Figure 6. Demande en cisaillement dans un pilier de pont soumis à un séisme de forte intensité.

PHASE 2: ESSAIS SISMIQUES SUR TABLE VIBRANTE

Dans la deuxième phase du projet, un modèle, à échelle 1/3, d'un pilier d'un pont en béton armé typique du Québec sera testé sur le simulateur sismique de l'École Polytechnique de Montréal. Huit spécimens seront construits et testés. Chaque pilier sera inséré dans un cadre d'essai en acier capable de supporter une masse de 12 tonnes, sans offrir aucune résistance aux charges latérales. La figure 7 montre une photographie du cadre d'essai sur le simulateur sismique. Un système de précontrainte sera utilisé afin de représenter le niveau de charge normale réel sur le spécimen. Un système d'isolation et de refroidissement à l'azote liquide sera installé autour de certains spécimens afin de pouvoir faire varier leur température de +20°C à -40°C avant l'application du séisme par le simulateur.

Le tableau 4 présente les caractéristiques des huit essais proposés. Deux types d'essais seront réalisés: l'essai quasi-statique et l'essai sismique. Pour l'essai quasi-statique, la masse de 12 tonnes en tête du cadre en acier sera retenue latéralement par un appui externe, alors que le simulateur sismique imposera un chargement cyclique alterné sur le spécimen. Pour l'essai sismique, l'appui latéral sera retiré et le simulateur reproduira un séisme historique.

Six essais seront effectués à température ambiante (+20°C) et deux à basse température (-40°C). Deux niveaux de chargement axial seront considérés. Le premier niveau représente le chargement axial causé par le poids propre du pont sur le pilier, alors que le deuxième niveau représente le poids propre du pont plus 100% de la charge de circulation. Finalement, deux types de mouvements au sol seront considérés lors des essais sismiques: un mouvement à hautes fréquences

représentatif d'un séisme de l'est de l'Amérique du Nord et un mouvement à plus basses fréquences typique de l'ouest canadien.

CONCLUSION

Les résultats préliminaires présentés dans cet article démontrent que les propriétés mécaniques de l'acier d'armature sont influencées par le taux de déformation et la température. Les essais sismiques sur table vibrante permettront d'évaluer de façon réaliste le comportement sismique de piliers de ponts en béton armé en conditions hivernales au Québec.

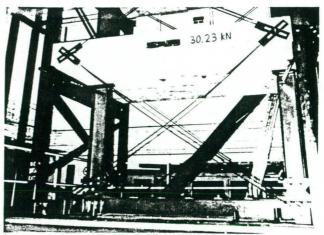


Figure 7. Cadre d'essai en acier sur le simulateur sismique de l'École Polytechnique.

Tableau 4. Essais proposés pour la phase 2

	Tableau 4. Essais proposes pour la phase 2.						
Spécimen	Type d'essai	Température	Charge axiale	Type de séisme			
1	Quasi-statique	+20°C	Poids propre				
2	Sismique	+20°C	Poids propre	Est du Canada			
3	Sismique	-40°C	Poids propre	Est du Canada			
4	Sismique	+20°C	Poids propre	Ouest du Canada			
5	Quasi-statique	+20°C	Poids propre +100% poids de circulation	_			
6	Sismique	+20°C	Poids propre +100% poids de circulation	Est du Canada			
7	Sismique	- 40°C	Poids propre +100% poids de circulation	Est du Canada			
8	Sismique	+20°C	Poids propre +100% poids de circulation	Ouest du Canada			

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec (MTQ), le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) ainsi que le Fond pour la Formation de Chercheurs et l'Aide à la Recherche (FCAR) pour leur contribution financière à ce projet.

RÉFÉRENCE

Filiatrault, A. 1996. Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 505 pages.

EFFET DU POMPAGE SUR LE RÉSEAU D'AIR ET LA DURABILITÉ DES BÉTONS À AIR ENTRAÎNÉ

Moussa Baalbaki, Michel Lessard, Serge Lepage, Pierre-Claude Aïtcin Département de génie civil Université de Sherbrooke

RÉSUMÉ

L'effet du pompage sur les caractéristiques du réseau de bulles d'air et la durabilité des bétons à air entraîné préoccupe de plus en plus l'industrie du béton. Pour cela, des bétons ordinaires et des bétons à haute performance à air entraîné ont été pompés en chantier afin d'étudier l'effet du pompage sur la qualité du réseau d'air, la durabilité au gel-dégel (ASTM C666, Procédure A) et à l'écaillage en présence de sels déglaçants (ASTM C672).

Les essais réalisés sur les bétons ordinaires ont montré que quelle que soit la configuration de pompage, on obtient après pompage un réseau d'air conforme à la norme CAN A23.1 et une bonne durabilité des bétons.

Les essais réalisés sur les bétons à haute performance ont tous démontré que peu importe la configuration de pompage, les caractéristiques du réseau de bulles d'air étaient modifiées de façon significative après pompage. Cependant, tous les bétons ont très bien résisté aux essais de durabilité

INTRODUCTION

L'effet du pompage sur les caractéristiques du réseau de bulles d'air et la durabilité des bétons à air entraîné préoccupe de plus en plus l'industrie du béton. En effet, la stabilité du réseau de bulles d'air lors du pompage fait l'objet de sérieuses interrogations, en particulier pour les bétons à haute performance. Généralement, pour les ouvrages réalisés en béton à haute performance à air entraîné, le béton est mis en place à l'aide de godets compte tenu du fait que le réseau d'air n'est pas modifié par cette technique lorsque elle est bien utilisée. Toutefois, l'utilisation d'une pompe à béton plutôt que d'un godet pourrait faciliter grandement la mise en place du béton. Malheureusement, l'expérience montre clairement que dans le cas des bétons à haute performance, le réseau de bulles d'air se détériore de façon significative lorsque le béton est pompé. Par contre, pour les bétons ordinaires, le problème est moins aigu car on arrive à assurer un bon réseau d'air après pompage en prenant certaines précautions.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

L'effet du pompage sur la stabilité du réseau d'air des bétons ordinaires et des bétons à haute performance à air entraîné a été étudié en chantier. Au total, six chantiers ont été réalisés au cours de ce projet. Cependant, pour alléger le texte, nous allons présenter les résultats obtenus avec un béton ordinaire et un béton à haute performance car des résultats similaires ont été obtenus sur les autres chantiers.

En plus de l'effet du pompage, nous avons vérifié la configuration de pompage, pour savoir si elle avait une certaine influence sur les modifications apportées au réseau de bulles d'air.

Essais réalisés

Pour chacune des configurations de pompage, l'affaissement, la teneur en air, la masse volumique et la température du béton frais ont été déterminés. De plus, la résistance à la compression a été évaluée à 28 jours sur des cylindres de 100 mm de diamètre et le réseau de bulles d'air a été caractérisé selon la norme ASTM C457. Des essais de résistance aux cycles de gel-dégel (ASTM C666, Procédure A) et de résistance à l'écaillage (ASTM C672) ont été réalisés afin de caractériser la durabilité de ces bétons.

Configurations de pompage

Les figures 1 à 4 présentent les quatre configurations de pompage étudiées dans ce projet. Notons que les longueurs inscrites pour les différentes sections rigides ou flexibles de la ligne de pompage peuvent avoir légèrement variées d'un chantier à un autre. Cependant, pour alléger le texte, nous avons donné des valeurs moyennes.

La figure 1 présente la configuration où le pompage a été effectué à l'horizontal. La figure 2 correspond au pompage vertical sans réduit; le béton a été pompé verticalement vers le haut d'abord puis vers le bas. La figure 3 correspond au pompage vertical avec un réduit rigide au bout de la ligne. Finalement, la figure 4 présente le pompage vertical avec une boucle, suivi d'un réduit au bout de la ligne.

Étant donné que la viscosité d'un béton à haute performance est différente de celle d'un béton ordinaire, nous avons noté au tableau 1 la valeur approximative de la pression de pompage appliquée sur le béton pour les différentes configurations.

PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Composition des bétons

On retrouve dans le tableau 2 la composition des bétons ayant été utilisés lors des essais en chantier. Le béton ordinaire a été confectionné avec un ciment de Type 10 alors que le béton à haute performance a été fabriqué avec un ciment pré-mélangé à la fumée de silice.

Un combiné de gros granulat de 14 et de 20 mm de diamètre a été utilisé pour le béton ordinaire et de 10 et 14 mm pour le béton à haute performance.

Les deux bétons contiennent un réducteur d'eau à base d'acides hydroxycarboxyliques. Pour le béton à haute performance nous avons utilisé un superplastifiant à base de polynaphtalène sulfonate. L'agent entraîneur d'air utilisé est un dérivé d'acides gras. Finalement, nous avons utilisé pour le béton à haute performance un retardateur de prise pour lui permettre de conserver l'affaissement le plus longtemps possible afin de pomper toujours le même béton avec les différentes configurations de pompage.

Béton frais et résistance à la compression

Béton ordinaire

Le tableau 3 présente les résultats obtenus sur le béton frais et la résistance à la compression à 28 jours dans le cas du béton ordinaire. L'affaissement est compris entre 70 et 90 mm. On peut constater que le pompage n'a pas d'effet significatif sur l'affaissement pour les trois configurations de pompage.

La teneur en air varie entre 5,9 et 6,9% avant pompage et de 6,2 à 6,9% après pompage. Là aussi, on peut voir que la teneur en air du béton est restée stable après pompage quelque soit la configuration de pompage. Les travaux de Lessard et al (1996) montrent que lorsque la teneur en air avant pompage est inférieure à 5%, le pompage vertical sans réduit modifie de façon négative la teneur en air du béton. Dans ce cas l'utilisation d'un réduit au bout de la ligne peut être bénéfique à condition que la ligne de pompage reste pleine.

La résistance à la compression varie entre 45,5 et 47,5 MPa. Cette faible variation s'explique par le faible écart entre les teneurs en air avant et après pompage dans les différentes configurations.

Béton à haute performance

Le tableau 4 présente les résultats obtenus sur le béton frais et la résistance à la compression à 28 jours dans le cas du béton à haute performance. Avant pompage, l'affaissement était de 200 mm pour les quatre configurations de pompage. Par contre, après le pompage horizontal, il était de 160 mm et de 110 mm pour les trois configurations verticales. Cette perte d'affaissement importante après pompage pour les configurations verticales peut s'expliquer en grande partie par la perte d'air lors du pompage.

La teneur en air avant pompage varie entre 5,1 et 6%. Après pompage, on assiste a une importante perte d'air (environ 2,5 %) dans le cas des trois configurations verticales comparativement à la configuration horizontale (1,9 %). Cette détérioration de la teneur en air après pompage des bétons à haute performance a été rapportée par Pleau et al (1995) et Baalbaki et al (1997).

La résistance à la compression a varié entre 73 et 86 MPa, selon la teneur en air du béton.

Réseau d'air et durabilité

Béton ordinaire

Le tableau 5 présente les caractéristiques du réseau des bulles d'air et les résultats des essais de durabilité du béton ordinaire. Pour les trois configurations de pompage, la valeur du facteur d'espacement des bulles d'air après pompage respecte la limite de 230 μ m imposée par la norme CAN A23.1. Il est primordial dans le cas des bétons ordinaires de s'assurer qu'avant le pompage la teneur en air soit supérieure à 6% avec un facteur d'espacement de l'ordre de 150 μ m et une surface spécifique α supérieure à 35 mm⁻¹, ce qui permet de développer de petites bulles d'air difficiles à détruire lors du pompage.

En ce qui concerne les essais de durabilité, on obtient des pertes de masse négligeables (ASTM C672) et d'excellents facteurs de durabilité (ASTM C666, Procédure A) après pompage, quelle que soit la configuration de pompage, comme on peut le voir dans le tableau 5.

Béton à haute performance

Le tableau 6 présente les caractéristiques du réseau de bulles d'air et les résultats des essais de durabilité dans le cas du béton à haute performance. Avant pompage, le L varie de 180 à 230 μm. Après pompage, il varie de 420 à 485 μm. Pour la surface spécifique (α), elle est de l'ordre de 20 mm⁻¹ avant pompage et de 15 mm⁻¹ après pompage. On peut constater que même avant le pompage, la qualité du réseau de bulles d'air n'était pas exceptionnelle. La teneur en air sur béton durci montre que quelle que soit la configuration de pompage on obtient une importante perte d'air après le pompage du béton (résultats similaires sur béton frais). Ainsi, pour les quatre configurations de pompage, le facteur d'espacement des bulles d'air et la surface spécifique ne sont pas conformes à la norme CAN A23.1 après pompage.

En ce qui concerne les essais de durabilité, on obtient des pertes de masse négligeables (ASTM C672) et d'excellents facteurs de durabilité (ASTM C666, Procédure A) avant et après pompage et ce, peu importe la configuration de la ligne de pompage, comme on peut le voir dans le tableau 6.

CONCLUSION

Des bétons ordinaires et des bétons à haute performance à air entraîné ont été pompés en chantier afin d'étudier l'effet de la pompe sur la qualité du réseau d'air, la durabilité au gel-dégel (ASTM C666, Procédure A) et à l'écaillage en présence de sels déglaçants (ASTM C672). Les résultats ainsi obtenus nous permettent d'en arriver aux conclusions suivantes.

Les essais réalisés sur les bétons ordinaires ont montré que quelle que soit la configuration de pompage, on obtient un réseau d'air conforme à la norme CAN A23.1 (\overline{L} inférieur à 230 μm et α supérieur à 25 mm⁻¹) après pompage et une bonne durabilité des bétons. Ces bétons avaient une teneur en air de l'ordre de 6 % et une surface spécifique α généralement supérieure à 35 mm⁻¹ (beaucoup de petites bulles) avant pompage.

Les essais réalisés sur les bétons à haute performance ont tous démontrés que peu importe la configuration de pompage, les caractéristiques du réseau de bulles d'air étaient modifiées de façon significative. L'indice des vides interstitiels $(\overline{\mathsf{L}})$ a augmenté significativement de telle sorte que même si il respectait les exigences de la norme CAN A23.1 avant pompage, tel n'était plus le cas après pompage. La même chose a été observée avec la surface spécifique.

Cependant, tous les BHP étudiés n'ont eu aucun mal à satisfaire aux exigences de la norme ASTM C666, Procédure A en matière de résistance aux cycles de gel et dégel ainsi qu'à la norme ASTM C672 en ce qui a trait à la résistance à l'écaillage en présence de sels déglaçants.

REMERCIEMENTS

Ce projet a pu se réaliser grâce à l'appui des partenaires de la Chaire industrielle en technologie du béton de l'Université de Sherbrooke, du ministère des transports du Québec et des Pompes Martel inc..

RÉFÉRENCES

Baalbaki, M., Lessard, M., Lepage, S., et Aïtcin, P.-C. (1997) Effet du Pompage sur le Réseau d'Air et la Durabilité des Bétons à Air Entraîné. Rapport final rédigé pour la chaire industrielle en technologie du béton de l'Université de Sherbrooke. Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 28 pages.

Lessard, M., Baalbaki, M., and AÏtcin, P.-C. (1996) Effect of Pumping on Air Caracteristics of Conventional Concrete. In Transportation Research Record1532, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.9-14.

Pleau, R., Pigeon, M., Lamontagne, A., and Lessard, M. (1995) Influence of Pumping on Characteristics of Air-Void System of High-Performance Concrete. In Transportation Research Record 1478, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.35-38.

TABLEAU 1 — Pressions de pompage appliquées sur le béton

	Pression appliquée sur le béton (kPa)		
	Béton ordinaire	BHP	
Pompage horizontal	2000	2700	
Pompage vertical	1700	2200	
Pompage vertical avec réduit	1800	2600	
Pompage vertical avec boucle	1800	2600	

TABLEAU 2 — Composition des bétons

		Béton ordinaire	BHP
E/L		0,38	0,30
Eau (kg/m ³)	170	135
Ciment type 10 ((g/m ³)	445	_
Ciment avec fumée de s	ilice (kg/m ³)	_	450
Sable (kg/m	3)	695	670
	10 mm	_	335
Pierre (kg/m ³)	14 mm	480	690
2	20 mm	510	_
Superplastifiant (L/m^3)	_	7
Réducteur d'ea (mL/100 kg de ci		230	240
Retardateur de p (mL/100 kg de ci	rise ment)	_	50
Entraîneur d'a (mL/100 kg de cir		65	50

TABLEAU 3 — Résultats sur le béton frais et résistance à la compression obtenus avec le béton ordinaire

3		Affaissement (mm)	% air	Masse volumique (kg/m ³)	Température (°C)	Résistance à la compression à 28 d (MPa)
horizontal	Avant pompage	70	5,9	2265	21,0	46,6
	Après pompage	80	6,7	2250	20,5	46,2
Pompage vertical sans réduit	Avant pompage	80	6,3	2250	21,0	45,8
	Après pompage	90	6,2	2250	21,0	47,5
Pompage vertical avec	Avant pompage	85	6,9	2250	21,0	45,6
réduit	Après pompage	85	6,9	2220	21,0	45,5

TABLEAU 4 — Résultats sur le béton frais et résistance à la compression obtenus avec le BHP

		Affaissement (mm)	% air	Masse volumique (kg/m ³)	Température (°C)	Résistance à la compression à 28 d (MPa)
Pompage	Avant pompage	210	6,0	2260	24,0	73,3
horizontal Après	Après pompage	160	4,1	2310	24,0	80,0
vertical sans	Avant pompage	210	5,3	2290	23,5	77,5
	Après pompage	110	2,6	2350	24,0	83,7
Pompage vertical avec	Avant pompage	200	5,1	2310	24,5	80,1
réduit	Après pompage	110	2,9	2360	25,0	86,2
Pompage vertical avec boucle	Avant pompage	200	6,0	2285	23,5	77,0
	Après pompage	120	3,2	2350	25,0	82,9

TABLEAU 5 — Caractéristiques du réseau de bulles d'air et durabilité du béton ordinaire

		Facteur d'espacement L (µm)	Surface spécifique α (mm ⁻¹)	% air béton durci	Perte de masse (kg/m ²)	Facteur de durabilité (%)
horizontal	Avant pompage	125	39	5,4	_	_
	Après pompage	160	29	5,9	0,10	100
vertical sans	Avant pompage	130	35	6,3	_	_
	Après pompage	160	32	4,9	0,12	100
Pompage vertical avec	Avant pompage	120	41	6,0	_	_
réduit	Après pompage	135	34	5,1	0,07	98

TABLEAU 6 — Caractéristiques du réseau de bulles d'air et durabilité du BHP

		Facteur d'espacement L (µm)	Surface spécifique α (mm ⁻¹)	% air béton durci	Perte de masse (kg/m ²)	Facteur de durabilité (%)
horizontal	Avant pompage	180	21	7,4	0,05	99
	Après pompage	430	14	3,5	0,11	99
vertical sans	Avant pompage	185	21	7,1	0,02	100
	Après pompage	440	16	2,1	0,01	99
Pompage vertical avec	Avant pompage	230	20	5,0	0,07	98
réduit	Après pompage	485	13	2,5	0,05	99
Pompage vertical avec boucle	Avant pompage	215	19	6,6	0,07	97
	Après pompage	420	15	2,8	0,10	98

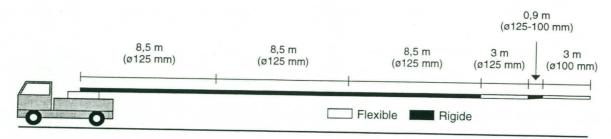


Figure 1 Première configuration de pompage — Pompage horizontal

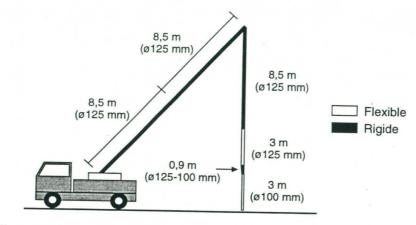


Figure 2 Deuxième configuration de pompage — Pompage vertical

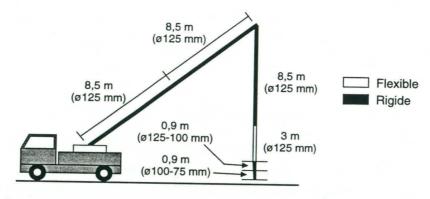


Figure 3 Troisième configuration de pompage — Pompage vertical avec réduit

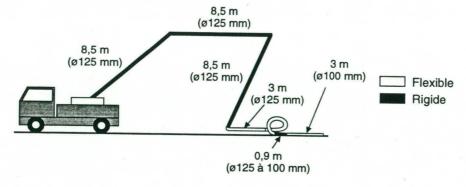


Figure 4 Quatrième configuration de pompage — Pompage vertical avec boucle

Élaboration d'une technique pour la détermination du béton sain dans le cadre d'une réparation

par

Marcel Langlois CRIB - Université Laval

Résumé

Le problème qui se pose à chaque fois qu'a lieu une réparation d'une structure de béton armé est de savoir où s'arrête la démolition. Jusqu'à maintenant, il n'y a pas de méthode normalisée qui nous permet de dire que nous avons atteint le béton sain lors des travaux de démolition d'une structure. L'objectif du projet de recherche dont il est question dans le présent texte consiste justement à mettre au point une procédure de chantier simple et économique permettant de déterminer, au cours de tels travaux, si le béton présent est sain. Il est important au cours d'une réparation d'obtenir cette qualité de béton sain afin que le liaisonement entre le nouveau béton (béton de réparation) et l'ancien soit efficace afin de prolonger la durée de vie de l'ouvrage. La notion même de béton sain est difficile à déterminer.

A ce jour, la technique usuelle utilisée par les inspecteurs ou surveillants de travaux est celle dite"du marteau d'inspecteur". Cette méthode est souvent efficace mais comme elle varie selon l'utilisateur, il devient alors difficile d'établir des critères précis de mesure. D'autres techniques comme le marteau Schmidt ou la sonde Windsor peuvent être utilisées mais les résultats obtenus sont, en général, assez variables et dépendent beaucoup du béton testé. Dans bien des cas, il devient nécessaire d'effectuer une calibration préalable sur des bétons similaires à ceux testés. Ainsi, il est important d'utiliser une technique non destructive pour évaluer le béton sain afin de ne pas induire de la microfissuration. C'est ainsi que dans le projet de recherche, nous avons choisi deux techniques de mesure non destructives qui consitent dans un premier temps, d'utiliser le principe de l'hydrdémolition, mais à des pressions beaucoup plus faibles et dans un deuxième temps d'utiliser un marteau vibrant à aiguilles ("needle scaler").

But du projet de recherche

Le but de ce projet de recherche est mettre au point une procédure de chantier visant à déterminer d'une manière <u>simple</u>, <u>économique et objective</u> si le béton fraichement exposé par la démolition peut être considéré comme du «béton sain».

Notion de béton sain

Il n'existe pas de définition théorique et universelle du «béton sain» mais, dans le contexte de l'entretien des ouvrages d'art du MTQ, on peut dire que le béton sain se caractérise principalement selon ces quatre points suivants:

- il ne contient pas de chlorures susceptibles d'entraîner de la corrosion;
- il n'est pas affaibli par des fissures et ou des microfissures;
- il possède une résistance mécanique suffisante pour assurer sa fonction structurale;
- il contient un réseau de bulles d'air suffisant pour assurer sa durabilité au gel.

La présence de chlorures doit être évaluée au moment du diagnostic de la structure. Dans plusieurs cas, on note que la contamination est plus profonde que la zone affaiblie par les conditions climatiques. On doit alors enlever du béton qui est en réalité «solide» mais qu'on ne peut considérer comme étant «sain».

Dans le cas de la qualité du réseau des vides d'air, il est également vérifié lors du diagnostic de la structure et, sauf exception, ne varie pas en fonction de la profondeur. Cela ne devient pas un critère à prendre en considération lors de la démolition à moins que l'on ne veuille protéger un béton existant, ne possédant pas un bon réseau d'air, par une coquille de béton à air entraîné suffisamment épaisse.

Enfin, pour ce qui est de l'épaisseur de béton affaibli par les conditions climatiques, on l'estime également avant les travaux mais il faut souvent s'ajuster en chantier en estimant qualitativement si on a atteint le «béton sain». C'est justement cette estimation subjective qui est problématique puisqu'elle dépend de plusieurs facteurs tels que l'expérience du surveillant de chantier, la qualité initiale du béton démoli et des outils utilisés au cours des travaux de démolition. En effet, il se peut que le béton atteint avec la démolition soit solide mais il peut avoir été endommagé par des outils de démolition souvent très puissants pouvant causer de la microfissuration dans la partie restante.

On voit donc qu'il serait intéressant de remplacer cette estimation subjective du «béton sain» par une technique objective qui serait simple, rapide et aussi peu coûteuse qui serait aussi indépendante de l'utilisateur.

Choix des techniques retenues

Il existe plusieurs méthodes servant à vérifier la qualité du béton en place. On peut penser immédiatement au marteau Schmidt et à la sonde Windsor. Le marteau Schmidt est intéressant de par son coût et de sa simplicité d'utilisation. La sonde Windsor, elle, nécessite des charges explosives calibrées et des projectiles spéciaux qui coûtent environ 25\$ par mesure (1 mesure correspondant à 3 projectiles) mais il faut nettoyer l'outil après chaque mise à feu ce qui réduit considérablement la vitesse de travail.

Ces méthodes donnent des résultats assez variables et qui dépendent des caractéristiques du béton étudié (dureté, taille et quantité du gros granulat, dureté de la pâte, niveau d'humidité, etc.). Ces méthodes nécessitent des mesures de calibration sur du béton de composition similaire à celui présent en chantier dont on connaît les propriétés. Il devient alors asez facile de vérifier la qualité du béton exposé.

D'autres méthodes permettent aussi d'effectuer des mesures non destructives telles que les ultrasons et le radar mais elles sont assez complexes et aussi très couteuses.

De plus, lors de la démolition du béton avec des méthodes qui sont disons-le très vigoureuses (ex. marteaux-piqueur), il se peut que l'on affaiblisse la surface exposée en introduisant de la microfissuration tel que cela a été mentionné par plusieurs auteurs. Afin de mettre en évidence un tel affaiblissement, on peut penser que l'utilisation d'un jet d'air ou d'eau sous pression permettrait une infiltration dans les fissures et si la pression était suffisamment forte, elle ferait en sorte de détacher d'éventuelles particules lâches. Une mesure de la quantité de particules ainsi détachées, pour une surface déterminée, pourrait permettre de qualifier si le béton est «sain». Aucune technique de ce genre n'est utilisée dans la littérature. L'air sous pression est souvent disponible en chantier mais les pressions utilisées (environ 100 psi) ne sont pas très élevées.

Par ailleurs, il existe sur le marché des appareils portatifs munis de compresseurs pouvant développer des pressions élevées se situant entre 1 000 et 3 000 psi (selon le modèle utilisé). Il est évident qu'il ne s'agit pas d'hydrodémolition car cette dernière utilise plutôt des pressions de l'ordre de 15 000 à 19 000 psi. Cependant, il est permis de croire que l'eau injectée, mêm à cette pression, dans des fissures présentes sur la surface de béton exposé pourrait faire détacher quelques éclats de particules lâches.

Enfin, une autre technique qui peut s'avérer aussi intéressante est basée sur l'utilisation d'un marteau à aiguilles (en anglais "needle scaler") habituellement employé lors de travaux de peinture sur des surfaces d'acier. Ce marteau fonctionne à l'air comprimé à une pression normale de 100 psi (pour les compressuers généralement utilisés en chantier). Ce type de marteau permet un nettoyage très localisé sur une petite surface.

Pour le projet qui nous intéresse, les techniques qui ont été retenues ont été le marteau Schmidt, l'eau sous pression et le marteau à aiguilles.

Description des travaux

Au total, il y a eu trois séries d'essais qui se sont réalisées. Il faut dire premièrement qu'au début des travaux, il n'était pas question de l'utilisation du marteau à aiguilles mais plutôt de se concentrer sur le marteau Schmidt et l'eau sous pression. Pour cette dernière, il s'agissait de mettre au point un système permettant de récupérer les particules lâches pouvant être détachées de la surface par le jet d'eau sous pression. Le système qui a été réalisé consistait en une boîte grillagée sur les côtés dont les ouvertures permettent l'expulsion de l'eau tout en retenant les particules de béton. Les dimensions de cette boîte sont de 460 mm x 460 mm x 200 mm. Cette boîte devait s'adapter à la fois sur des surfaces horizontales (ex. dalles de pont) que sur des surfaces verticales (ex. murs).

Essai sur dalle de pont (en laboratoire)

Une première série d'essais s'est effectuée en laboratoire sur un échantillon prélevé à partir d'un pont en réparation par le ministère. Une portion de dalle a donc été ainsi prélevée. Les dimensions de l'échantillon étaient de 2 000 x 800 x 180 mm. Comme il fallait reproduire de la démolition sur la surface de la dalle, nous avons préalablement démoli la surface de béton à l'aide d'un marteau-piqueur et ce afin d'obtenir un maximum de fissuration au niveau du béton.

Afin de qualifier la surface exposée, nous avons utilisé le marteau Schmidt en trois points spécifiques sur la dalle en effectuant 20 lectures en chacun des points. Une fois ces essais effectués, nous procédions à un premier jet d'eau à 1 000 psi de pression afin de récupérer des particules de béton. Nous avons répété ces opérations pour des pressions de 2 000 et 3 000 psi.

De plus, à partir de cet échantillon, nous avons prélevés différentes carottes afin d'effectuer des essais de résistance à la compression, des mesures avec le marteau Schmidt sur la circonférence des carottes en état de contraintes ainsi que des mesures d'imprégnation de surface afin de détecter de la fissuration engendrée par la technique de démolition utilisée.

Essai de chantier (surfaces verticales)

La deuxième série d'essai s'est déroulée sur un mur d'un viaduc du boulevard Henri IV ainsi que sur le mur du remblai adjacent au viaduc. Nous avons utilisé la technique du jet d'eau et celle du marteau à aiguilles. Le mur adjacent au viaduc présentait un état de dégradation très avancé par rapport au mur de facade qui lui montrait surtout de la délamination.

Nous avons délimité des surfaces d'environ 20 pieds (6,1 m) de longueur par 6 pieds (1,8 m) de hauteur. Ces surfaces ont été ensuite subdivisées en surfaces de 2 pi x 2 pi $(0,6 \text{ x} \ 0,6 \text{ m})$ afin de permettre à trois évaluateurs du ministère de qualifier le béton en place et en ciblant le plus précisément possible les zones présentant des dégragations plus ou moins prononcées.

Par la suite, nous avons démoli quelques surfaces détériorées communes aux évaluateurs jusqu'à ce que l'on atteigne le «béton sain» selon l'évaluateur du ministère. Lorsque cette étape était atteinte, on procédait à l'utilisation du jet d'eau à 3 000 psi de pression ainsi qu'à l'utilisation du marteau à aiguilles tout en récupérant les particules s'étant détachées.

Essai de chantier (surface horizontale)

Dans cette série d'essais nous avons effectué les travaux sur un chantier du ministère où l'on procédait à la réfection d'un viaduc sur l'autoroute 20 à St-Vallier. Encore une fois les techniques utilisées ont été le jet d'eau sous pression et le marteau à aiguilles. Cette fois, nous avons délimité trois surfaces de travail. Ces surfaces ont donc été démolies jusqu'à l'arrêt par le surveillant de chantier, selon la technique usuelle, et ensuite vérifiées selon les deux techniques énoncées.

Résultats obtenus

Il s'est avéré dans le cas du marteau Schmidt une très grande variabilité dans les résultats obtenus. En effet, nous avons obtenu des coefficients de variation de l'ordre d'environ 20% et des écarts-types de l'ordre de 7 à 8 %. C'est pourquoi nous avons, d'un commun accord avec les gens du ministère, délaissé cette méthode après la première série d'essais et se consacrer plutôt vers le marteau à aiguilles.

Dans le cas de la détermination de la fissuration causée par la technique de démolition utilisée, nous n'avons noté aucune fissuration sur les carottes étudiées. Ce qui ne veut pas nécessairement dire qu'il n'y a aucune fissuration causée par le marteau-piqueur.

Au niveau de l'utilisation du jet d'eau sous pression, dans la première série d'essais, aucun débris n'a été délogé pour des pressions de 1 000 et de 2 000 psi. Par contre, pour une pression de 3 000 psi, nous avons récupéré l'équivalent de 500 g de particules ce qui représente une perte de masse par unité de surface d'environ 2,35 kg/m². C'est ce qui a motivé le choix d'une pression de 3 000 psi pour les deux séries d'essais suivantes.

Pour la deuxième série d'essais, sur des parois verticales, lorsque le béton présentait des signes d'une dégradation avancée, une évaluation de la surface à l'aide des deux

techniques nous permettait de récupérer des débris avant le dédut de la démolition. Par contre, lorsque la surface avait été qualifiée comme étant délaminée c'est à dire une surface en apparence correcte mais où l'on notait un décollement principalement au niveau des barres d'armatures, aucun débris n' a pû être récupéré de la surface quelque soit la technique employée.

Enfin, pour le marteau à aiguilles, non seulement il a été possible de déloger des particules de béton après démolition mais nous avons en plus, et c'est ce qui est intéressant, récupéré des particules même après avoir utilisé au préalable le jet d'eau sous pression (3 000 psi).

Pour la dernière série d'essais, sur un plan horizontal, nous avons noté les mêmes phénomènes au point de vue dégradation et de délamination. Cependant, le problème rencontré était de récupérer les particules de béton étant donné que l'eau utilisée dans la première méthode demeurait en place, sur la surface étudiée, contrairement à la série sur les parois verticales alors que l'eau s'évacuait au fur et à mesure que se déroulait l'essai. Une façon simple de contourner ce problème serait d'utiliser un aspirateur d'atelier pour matériaux humides muni d'un système de filtration laissant passer l'eau tout en retenant les particules de béton.

Conclusion

Au cours de ce projet, nous avons vu que l'utilisation du marteau Schmidt comme méthode de détermination du «béton sain» peut s'avérer parfois plus néfaste étant donné la grande variabilité des résultats obtenus.

Quant aux deux autres techniques utilisées, elles se sont avérées efficaces quelques soient le plan étudié (vertical ou horizontal). Cependant, l'utilisation du jet d'eau sous pression nécessite un peu plus d'équipement par rapport à l'utilisation du marteau à aiguilles. En effet, il faut s'assurer d'avoir un système pouvant développer au moins 3 000 psi de pression. De plus, il faut avoir à sa disposition une quantité d'eau suffisamment grande (plan d'eau ou réservoir) ainsi que les boyaux adéquats pour couvrir l'ensemble des travaux. Le principal inconvénient de cette technique survient pour des surfaces horizontales où il faut, en plus, posséder un système d'aspiration pouvant récupérer les débris tout en laissant passer l'eau.

Par contre, le marteau à aiguilles offre l'avantage d'utiliser uniquement un compresseur à l'air pouvant développer 100 psi, ce qui est courant sur la plupart des chantiers où l'on effectue de telles réparations. Le marteau peut lui aussi être muni d'un système d'aspiration permettant de récupérer les débris au fur et à mesure que l'on effectue le travail. Il offre l'avantage d'être léger et très facile à manipuler et son utilisation ne demande pas une formation spécialisée. Cependant, il convient de s'assurer que la pression d'air qui alimente le marteau soit toujours constante.

RENFORCEMENT EN FLEXION DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ À L'AIDE D'UNE PLAQUE DE CARBONE-ÉPOXIE RÉALISÉE IN SITU

Philippe Duquette, Josée Bastien, André Picard

Département de Génie civil Université Laval Ste-Foy, Québec

RÉSUMÉ: Dans cette étude, une série de poutres en béton ont été testées afin de déterminer la capacité de renforcement en flexion d'un tissus non préimprégné collé sur la surface extérieure du béton. Le tissus utilisé est constitué de fibres de carbone et est lié au béton au moyen d'une résine époxidique à double composantes. Les trois modes de rupture en flexion typiques ont été observés: rupture du composite en traction, rupture du béton en compression après plastification des armatures et rupture du béton en compression sans plastification des armatures. Certains spécimens ont rupturé par décollement de la plaque de renfort. Le renforcement a permis une augmentation de la charge de rupture de 31 à 219% et une diminution de la flèche à la rupture jusqu'à 80%. Des essais préliminaires de chargement cyclique ont montré un bon comportement du composite jusqu'à 3 millions de cycles. Le modèle théorique basé sur la théorie du béton armé modifié a permis de prédire avec une bonne précision le comportement en flexion jusqu'à l'ultime. Les essais présentés démontrent qu'il serait possible d'utiliser le tissus et la résine époxidique testés pour le renforcement en flexion de poutres, en réalisant la plaque de composite in situ.

INTRODUCTION

Le développement des résines époxidiques dans les années '60 a permis de mettre en oeuvre de nouvelles méthodes de renforcement en collant des plaques d'acier sur les surfaces des membrures. Ce moyen de réhabilitation est passablement connu des ingénieurs à travers le monde. Plusieurs structures de béton et d'acier ont ainsi été renforcées. Les plaques peuvent être posées soit sur les faces en tension des membrures ou soit dans les régions nécessitant un renforcement en compression ou en cisaillement. Des plaques de matériaux composites de différentes compositions ont par la suite été utilisées en raison de leur durabilité et de leur légèreté. Les plaques sont liées à la membrure soit par collage ou ancrage, ou encore par une combinaison des deux.

Même si les plaques de matériaux composites peuvent être utilisées comme un moyen efficace de renforcement de poutres de béton armé, il n'en demeure pas moins qu'elles présentent certains inconvénients. La nécessité d'une surface plane pour le collage, la difficulté de manipulation de plaques rigides, la difficulté de produire un lien solide entre le béton armé et le renfort (afin d'éviter le décollement) sont au nombre des difficultés rencontrées. Afin de faciliter la mise en œuvre, l'idée est venue d'utiliser des tissus collés non-préimprégnés pour produire la plaque directement sur la membrure à réhabiliter. En plus de posséder les mêmes caractéristiques que les plaques rigides, cette méthode permet d'épouser des surfaces irrégulières, de produire de grandes longueurs sans joint de continuité et d'être taillées facilement en chantier pour produire toute sorte de formes (courbe, coin, replié sur les faces verticales, etc.).

MÉTHODOLOGIE

Le but de cette étude est de déterminer le comportement en flexion d'une poutre de béton armé renforcée par un tissu de fibres de carbone, lié à la structure existante par une résine époxidique. La plaque est ainsi fabriquée directement sur la membrure à renforcer. Tout d'abord, l'étude détermine le comportement en traction du renfort. Des essais expérimentaux sont réalisés pour examiner le comportement à l'ultime de poutres renforcées et la faisabilité de la mise en oeuvre. Ensuite, l'analyse théorique du comportement d'une membrure renforcée est effectuée sur la

base de la théorie classique du béton armé modifiée pour tenir compte d'un troisième matériau. Les résultats théoriques sont comparés aux résultats expérimentaux.

Programme expérimental

Le programme expérimental consiste en la réalisation de cinq groupes de spécimens ayant des configurations physique et géométrique spécifiques. Les deux premiers groupes comprennent les poutrelles de 125 x 125 x 2000 mm et les trois autres les poutres de 200 x 285 x 4100 mm. Le montage ainsi que les dimensions longitudinales des poutrelles, poutres et plaques de renforcement sont illustrés à la figure 1. Il s'agit d'un mode de chargement "quatre points" afin d'obtenir un moment constant dans la partie centrale de la poutre. Le chargement a été effectué à un taux de déplacement entre 1,00 et 1,25 mm/min. Pour les spécimens de référence, le taux de déplacement a été multiplié par 5 après plastification des armatures pour accélérer l'essai. Les essais ont duré entre 30 et 40 minutes chacun.

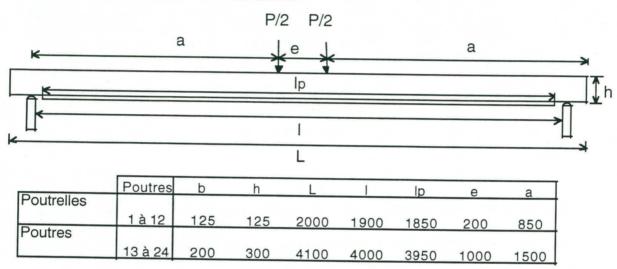


Figure 1. Montages expérimentaux

Les figures 2 et 3 schématisent la configuration des poutrelles et des poutres, en fonction du mode de rupture prévu pour chacun des spécimens. En éliminant les modes de rupture par décollement, la résistance ultime en flexion d'une poutre en béton armé renforcée est donnée par un des trois modes typiques : plastification de l'acier suivi de la rupture du composite en traction, plastification de l'acier suivi de la rupture du béton en compression et rupture du béton en compression sans plastification de l'acier. Ces trois modes sont respectivement caractérisés par les modes I, II et III. Les spécimens sont identifiés par un numéro de 1 à 24.

Lors des essais sur les poutrelles et les poutres, nous avons mesuré la charge appliquée, la flèche au centre et les déformations à la section centrale à différentes hauteurs au moyen de jauges électriques apposées sur le béton et sur le matériau composite. La flèche au centre a été mesurée à l'aide d'un appareillage fixé sur la poutre et de deux potentiomètres. L'appareillage utilisé a permis d'enregistrer seulement les déplacements de la poutre sans compter ceux du montage servant au chargement.

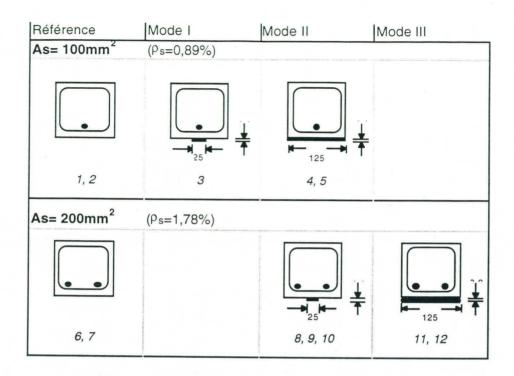


Figure 2. Programme expérimental - poutrelles 125 x 125 x 2000 mm

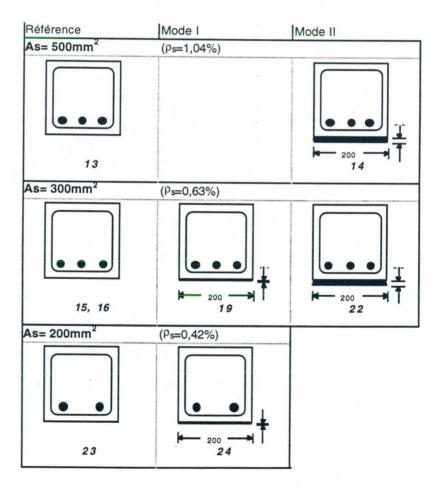


Figure 3. Programme expérimental - poutres 200 x 285 x 4100 mm

Les essais de caractérisation standards réalisés sur des éprouvettes de béton et d'acier ont permis de définir les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux. Le tableau 1 présente les caractéristiques de l'acier et du béton utilisées dans les calculs théoriques ultérieurs.

Tableau 1. Caractéristiques du béton et de l'acier*

Acier	Béton
Es= 207 750 MPa	f'c= 35,4 ou 37,2 MPa
fy= 450 MPa	*c= 0,0025 m/m
y= 0.00217 m/m	'c= 0,003 m/m
	Ec= 26216 MPa

^{*}la signification des symboles est indiquée sur la figure 5

Les essais de traction effectués sur les 30 échantillons tirés de plaques de matériau composite ont donnés les résultats présentés au tableau 2.

Tableau 2. Caractéristiques du composite

	eterristiques uu	composite
module de Young (Ecom):	93642	MPa
dilatation à la rupture (*ucom):	0,00882	m/m
contrainte ultime (ucom):	825,7	MPa
épaisseur d'une couche:	1,1	mm
épaisseur de trois couches:	3,3	mm

Le comportement des différentes poutres à l'intérieur des cinq groupes a été comparé. Selon les configurations des poutres, les trois modes de rupture typiques ont été obtenus. Les spécimens renforcés ont vu leur charge à la rupture augmentée de 25 à 219%, mais leur flèche diminuée jusqu'à 80%. La rupture de certaines poutres de 200 x 285 x 4100mm s'est produite par le décollement de la plaque avant d'atteindre la rupture par le mode prévu théoriquement. Le décollement s'est produit dans tous les cas après plastification des armatures. Les courbes de la figure 4 indiquent les résultats obtenus pour le groupe de poutres #4. Dans les deux cas, le point de plastification peut clairement être identifié. La rupture s'est produite par le décollement de la plaque avant le mode de rupture prévu. Bien que la ductilité soit réduite, la charge de rupture a été augmentée de 70% avec une plaque de renfort constituée d'une couche de tissu et de 173% pour le laminé de trois couches.

Deux spécimens (poutrelles 10 et 12) ont été soumis à une charge cyclique (un million et trois millions de cycles). Bien que ces essais soient préliminaires, nous pouvons tout de même affirmer que le matériau composite a démontré un bon comportement puisqu'aucune diminution de la charge à la rupture n'a été notée.

Analyse théorique

La théorie classique du béton armé, modifiée pour tenir compte d'un troisième matériau, a été utilisée pour prédire le comportement charge-flèche des poutres renforcées. En se basant sur la méthode de compatibilité des déformations, les distributions contraintes-déformations idéalisées des trois matériaux, tel que présentés à la figure 5, ont été utilisés. Pour le béton à la rupture, le bloc rectangulaire de contraintes suggéré par la norme A23.3 a été utilisé. Le comportement de la section peut être représenté par la relation moment de flexion-courbure. La courbure d'une section (ϕ) est représentée par le rapport entre la déformation unitaire des fibres extrêmes comprimées (ϵ 'c) et la profondeur de l'axe neutre (ϵ c). La courbe M- ϕ est composée de trois segments de droite de pentes différentes. Le premier représente le comportement de la pièce jusqu'à la fissuration du béton, le deuxième le comportement jusqu'à la plastification des armatures et le troisième celui jusqu'à la rupture de la pièce. On définit les points définissant ces segments comme suit:

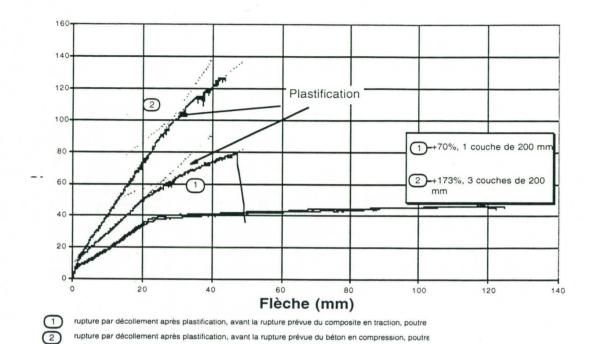


Figure 4. Comportement charge-flèche des poutres du groupe #4

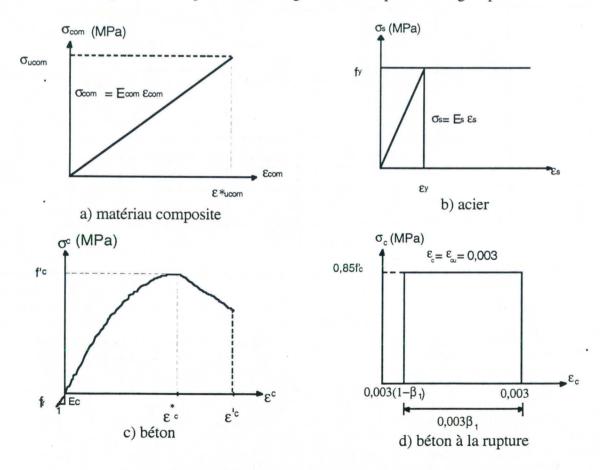


Figure 5. Comportement idéalisé des matériaux

- le premier point est l'origine (0,0)
- le deuxième est le point de fissuration du béton (ϕ_{cr}, M_{cr})
- le troisième correspond à la plastification des armatures longitudinales $(\varphi_y,\,M_y)$
- le quatrième est la limite ultime de la pièce $(\varphi_u,\,M_u)$

Les courbures et les moments sont obtenus en faisant l'équilibre de la section à partir du comportement des matériaux. À partir de ces informations, il est possible de calculer les flèches théoriques par la méthode de la poutre conjuguée.

Les flèches pour la partie couvrant les charges de service peuvent toutefois être évaluées plus rapidement au moyen des équations usuelles de la norme A23.3 modifiées pour tenir compte du matériau composite.

La théorie permet d'obtenir une bonne appréciation du comportement expérimental. À titre d'exemple, la figure 6 montre les courbes charges-flèches expérimentale et théorique (d'après la courbe M-\$\phi\$ et d'après la norme modifiée) de la poutre #22.

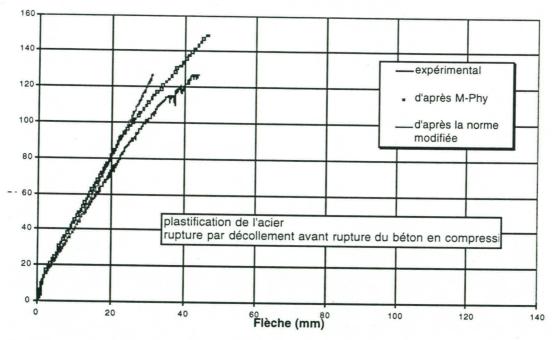


Figure 6. Comportements charge-flèche expérimental et théorique - Poutre #22

CONCLUSION

Les essais expérimentaux réalisés au cours de cette recherche ont démontré la faisabilité du renforcement en flexion de poutres en béton armé au moyen d'une plaque de matériau composite carbone-époxie réalisée in-situ. En effet, la charge de rupture a été augmentée de 31% à 219% selon les cas, malgré une diminution de la flèche allant jusqu'à 80%. Bien que la théorie représente assez bien le comportement des poutres renforcées, le décollement a été difficile à prévoir. Cependant, ce dernier mode de rupture s'est produit à des charges supérieures à la charge de plastification. La plage des charges de service est donc amplement couverte. L'adhérence de la plaque au béton a été parfaite jusqu'à la rupture puisqu'aucun glissement relatif n'a été observé. Également, les essais préliminaires de chargement cyclique ont démontré

un bon comportement du renforcement. Avant l'utilisation de cette méthode en pratique, il serait important d'étudier la durabilité d'une telle application dans un environnement agressif et sous des conditions de gel-dégel. De plus, dans l'objectif de réparer des structures existantes dont le béton de surface est désagrégé, il est impératif d'étudier parallèlement l'adhérence de la réparation effectuée pour obtenir une bonne surface de collage.

BIBLIOGRAPHIE

An, W., Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., 1991. <u>RC Beams Strenghtened with FRP Plates</u>, <u>II: Analysis and Parametric Study</u>, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.117, no. 11, pp. 3434-3455.

Blais, C., Picard, A., 1994. Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de plaques en matériaux composites, Rapport GCT-94-09, Université Laval, Québec. 221p.

Canadian Portland Cement Association, 1985. Concrete Design Handbook, Ottawa, Ontario, Canada.

Chajes, M. J.; Thomson, T. A. Jr.; Januszka, T. F.; Finch, W.W. Jr., 1994. <u>Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials</u>, Construction and Building Materials, vol 8 no 3, pp. 191-201.

Deblois, M., Picard, A., Beaulieu, D., 1993. Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites: étude théorique et expérimentale, Rapport GCT-95-18, Université Laval, Québec. 211p.

Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., 1990. <u>Fiber Composite Plates for Strenghtening Bridge Beams</u>, Composites Structures, vol 15, no 4, University of Arizona, pp.343-355.

Meier, Urs., Kaiser, H., 1991. <u>Strenghtening of Structures with CFRP Laminates</u>, Proceeding, ASCE Specialty Conference on Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, New-York, NY, pp.224-232.

Picard, A., Massicotte, B., Boucher, E., 1995, Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites, Composites Structures, vol. 33, 1995, pp 63-75.

Pillay, S.U., Kirk, D.W., 1988. Reinforced Concrete Design, 2nd Ed. 641p.

Ritchie, P. A., Thomas, D. A.; Lu, L.-W., Connelly, G M., 1991. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. ACI Structural Journal, vol 88 no 4, Juil-Août, pp 490-500.

Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., 1991. <u>RC Beams Strenghtened with FRP Plates, I: Experimental Study</u>, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.117, no. 11, pp 3417-3433.

Triantafillou, T.C., Plevris, N., 1991. <u>Post-Strenghtening of R/C Beams with Epoxy-Bonded Fiber Composite Materials</u>, Proceeding Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, pp. 245-256.

Triantafillou, T.C., Plevris, N., 1992. <u>Strenghtening of R/C Beams with Epoxy-Bonded Fiber Composite Materials</u>, Materials and Structures, vol. 25, pp. 201-211.

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE BOSSAGES D'ANCRAGE POUR LA PRÉCONTRAINTE ADDITIONNELLE EXTÉRIEURE

Jorge Parente, Josée Bastien et André Picard

Département de génie civil Université Laval Ste-Foy, Québec

RÉSUMÉ: Dans le contexte d'un renforcement de pont à l'aide d'une précontrainte additionnelle extérieure, des bossages sont ajoutés à la structure existante afin de mettre en tension les câbles de précontrainte. Étant donné le peu d'études réalisés sur ce sujet particulier, des modèles réduits de bossages ont été soumis à un chargement. Leur comportement, sous l'influence de différents paramètres, a été étudié. Des résultats partiels du programme expérimental sont présentés et commentés. Finalement, l'applicabilité de certaines théories et hypothèses généralement utilisées pour le dimensionnement des bossages est sujet à discussion et des constats pratiques sont présentés.

INTRODUCTION

Le renforcement des structures, en vue d'en allonger la vie utile ou pour accroître leur résistance étant donné des surcharges routières accrues, peut se faire à l'aide d'une précontrainte de renfort. Cette précontrainte est rendue possible par l'ajout de câbles de précontrainte additionnelle devant parfois prendre obligatoirement appui sur des bossages. Le bossage d'ancrage proprement dit est une pièce prismatique en béton sur laquelle vient se loger le dispositif d'ancrage et sur laquelle les vérins de mise en tension des câbles s'appuyent. Cette pièce doit donc faire l'objet d'un soin particulier lors de sa conception de même que lors de son exécution.

Afin de "clouer" le bossage sur la structure existante on se sert d'armatures de précontrainte de faible longueur. La force de clouage dépend des hypothèses faites concernant le transfert de la force des câbles ancrés sur les bossages à l'ossature de l'ouvrage. Pour ce faire, on se base lors de la conception des bossages sur la théorie de cisaillement-frottement (shear-friction theory). L'utilisation de cette théorie laisse l'ingénieur praticien face à différentes questions lors de la conception des bossages. En effet, les études sur le thème des bossages d'ancrage de précontrainte additionnelle extérieure ne sont pas nombreuses, ni conclusives. Par exemple, pour le choix du coefficient de frottement entre le béton du bossage et celui de la structure de même que pour le choix des coefficients de sécurité à retenir, les concepteurs doivent se baser sur les propositions des normes (ACI(1987), PCI(1977), CSA A23.3(1994)) traitant de pièces en béton armé telles que les consoles d'appui. Or, la plupart des chercheurs ayant étudié le transfert des efforts de cisaillement de la console d'appui à la membrure qui la supporte, suggèrent la révision des normes, les considérant trop conservatrices et limitatives (ex. Shaihk (1978)). De plus, dû à un manque de données sur le comportement des bossages, il est difficile d'évaluer la distribution des efforts dans ces éléments. Cette inconnue amène alors le concepteur à se questionner sur l'applicabilité et la justesse des techniques de dimensionnement des zones d'ancrage de poutres précontraintes (les seules disponibles) au calcul de l'armature de frettage d'un bossage.

Les résultats de l'étude expérimentale entreprise à l'université Laval sur le comportement des bossages permettra de mieux évaluer et dimensionner ces éléments.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental comprend 7 essais. Chaque essai utilise un spécimen représentant un modèle réduit d'un bossage (450 x 550 x 470 mm) coulé sur une plaque, également en béton armé, coulée trois mois au préalable. On veut de cette manière tenir compte de l'influence du retrait différentiel entre le béton du bossage fraîchement coulé et celui de la plaque dont le mécanisme d'hydratation est avancé. Cette plaque de 270 mm d'épaisseur simule l'âme d'un hourdis. Sur le bossage, une charge (P) est appliquée à l'aide d'un vérin pour représenter l'effet d'un câble de précontrainte. Les bossages sont cloués à la plaqueà l'aide six barres d'acier à haute résistance placées perpendiculairement à l'interface bossage-plaque (Fig. 1).

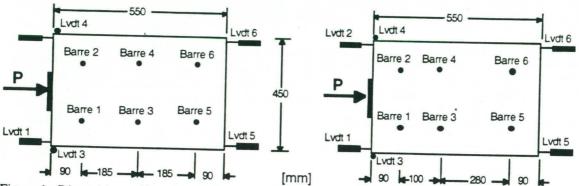


Figure 1 : Disposition uniforme et non-uniforme des barres de clouage et déflectomètres electroniques (LVDT).

Dimensionnement des spécimens et matériaux

La résistance en compression à 28 jours du béton des modèles réduits à été spécifiée à 40 MPa. Cette résistance a été obtenue sans difficulté dans la plaque (43,2 MPa) alors que dans le bossage, elle s'est limitée à 36,1 MPa. Les barres utilisées pour le clouage des bossages sont d'un acier de type 4140 dont la limite élastique est de 881,6 MPa et dont la limite ultime est de 1002,3 MPa. Ces barres ont un diamètre de 15,875 mm (5/8") et une longueur de 800 mm. La construction des spécimens a été réalisée au Département de Génie civil de l'Université Laval.

Dans les bossages, l'armature de frettage a été calculée d'après la méthode bidimensionnelle de dimensionnement des zones d'about des pièces précontraintes. Pour sa part, l'acier d'armature dans la plaque a été choisi de façon à ce que celle-ci résiste en flexion au couple induit par l'excentricité de la charge P sur le bossage. Le renforcement de la plaque et du bossage a été fait en considérant les états limites ultimes.

Essais sur les modèles réduits

Sept essais sur des spécimens bossage-plaque ont été réalisés. Les caractéristiques de chacun des essais sont présentées au tableau 1. Plusieurs paramètres ont été étudiés, soit : le type de surface sur laquelle le bossage a été coulé, l'excentricité de la précontrainte extérieure (e), la disposition des barres de clouage et la précontrainte initiale (N₀) des barres de clouage. Deux types de surface ont été étudiés; une surface dite "lisse" et une autre dite "rugueuse". La surface rugueuse a été réalisée à l'aide d'un marteau pneumatique afin d'obtenir des rugosités moyennes de 5 mm, tel que stipulé par les normes (ACI(1987), PCI(1977), CSA A23.3(1994)). La disposition uniforme et non-uniforme des barres de clouage est illustrée à la figure 1.

La figure 1 indique également les points de mesure instrumentés à l'aide de déflectromètres électroniques (LVDT). Ceux-ci mesurent la valeur des déplacements horizontaux (LVDT 1,2,5 et 6) et verticaux (LVDT 3 et 4) du bossage. Chacune des barres de clouage est équipée de 2 jauges électriques placées à sa mi-hauteur.

Tableau 1 : Caractéristiques des essais

No essai	Type de surface	Excentricité de la charge (e)*	Distribution des barres de clouage	Tension	intiale dans le	es barres (fpu)
1				phase 1	phase 2	phase 3
1	rugueuse	0,5d	uniforme	0,45	0,6	barres 1-2: 0,75 barres 3-4: 0,67 barres 5-6: 0,6
2	lisse	0,5d	uniforme	0,4	0,5	The second secon
3	rugueuse	0,75d	uniforme	0,4	0,5	0,6
4	rugueuse	0,5d				0,6
	. ugucusc	0,30	non- uniforme	0,4	0,5	0,6
5	rugueuse	0,5d	uniforme	0,4	0,5	0.6
6	rugueuse	0,5d	uniforme	0,4		0.6
7	rugueuse	0.5d	uniforme		0,5**	

* La signification de d est présentée à la figure 6

** Essai mené jusqu'à la rupture

Lors des essais 1 à 5, l'intensité de la précontrainte extérieure a été progressivement augmentée jusqu'à l'atteinte de 0,5 mm de déplacement (LVDT 1-2) ou encore, juste avant l'atteinte de la plastification des barres de clouage. Chaque spécimen a ainsi été soumis à 3 cas de chargement, appelés respectivement phases, qui se différenciaient par la tension initiale induite dans les barres avant l'application de la charge P. Toutefois, les essais 6 et 7 ont été menés en une seule phase et ont été poursuivis jusqu'à la plastification et l'arrachement des barres de clouage.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Tension dans les barres

La figure 2 illustre le comportement des 3 paires de barres lors de l'essai 6. Tel qu'indiqué au tableau 1, ce bossage dont les barres étaient initialement à une tension de 0,5 fpu, a été chargé jusqu'à la rupture. À la figure 2, seul le comportement jusqu'à la plastification des barres 1 et 2 est présenté. Ces courbes sont caractéristiques de l'ensemble des essais menés lors de cette étude.

De façon générale, les courbes peuvent être divisées en trois portions distinctes : la portion 1 présentant des pentes très faibles, la portion 2 où la courbe prend une allure parabolique pour tendre progressivement vers une pente rectiligne qui correspond à la portion 3. Pour les spécimens présentant une distribution uniforme des barres et une surface rugueuse (essais 1, 3, 5 et 6), la pente rectiligne de la portion 3 de la courbe tend vers la même valeur, indépendamment de l'excentricité de la charge (e) et de la tension initiale dans les barres (N₀). Ces deux derniers paramètres influencent cependant la longueur des portions de courbes 1 et 2. La portion 1 est plus longue si la tension initiale dans les barres est supérieure ou encore si l'excentricité de la charge est moindre. Lorsque la disposition des barres est non-uniforme, les barres 3 et 4 offrent une résistance plus efficace au couple Pe. En effet, l'influence de ce couple se fait sentir à des charges P plus élevées permettant ainsi aux portions 1 et 2 des courbes d'être plus longues. Dans ce cas, la pente de la portion 3 relative aux barres 1 et 2 est plus petite que sur la figure 2, alors que celle relative aux barres 3 et 4 est plus élevée. On obtient alors une meilleure distribution de la tension dans les deux paires de barres (barres 1-2 et 3-4).

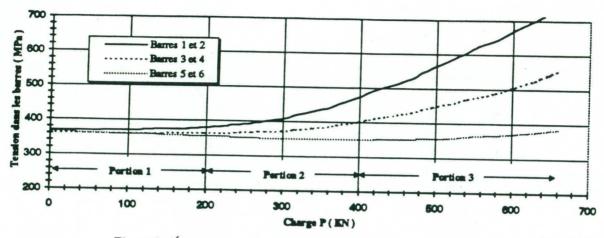


Figure 2 : Évolution de la tension dans les barres de clouage durant l'essai 6.

Lorsqu'on est en présence d'une surface lisse, la relation entre la tension dans les barres (N) et la force de précontrainte (P) ne se présente plus de la même façon. En effet, l'absence de l'enchevêtrement des granulats limite la sollicitation des barres en tension. La première portion de la courbe est alors très longue et lorsqu'une progression parabolique de la tension dans les barres débute, un déplacement horizontal soudain du bossage (LVDT 1-2) se produit obligeant ainsi l'arrêt de l'essai. L'ensemble des barres est dans ce cas beaucoup moins sollicité.

Déplacements

À titre d'exemple, à la figure 3 sont présentés les déplacements horizontaux (LVDT 1-2) et verticaux (LVDT 3-4) du bossage par rapport à la plaque. Ces résultats ont été tirés des essais 1, 5 et 6 (surface rugueuse, distribution uniforme des barres).

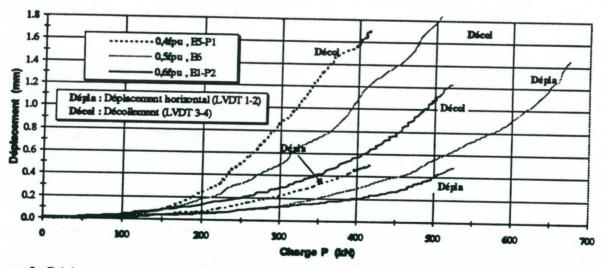


Figure 3 : Déplacements en fonction de la charge P selon la tension initiale dans les barres (disposition uniforme).

On remarque que les courbes expérimentales ne présentent pas de discontinuité en début du chargement comme le laissait présager la présence de l'adhérence. Sans conclure qu'elle était absente, nous devons admettre que l'adhérence n'a pas contribué significativement à la résistance au cisaillement. Ce phénomène peut s'expliquer par le retrait différentiel du bossage par rapport à la

plaque de béton durant l'hydratation. L'air sec du laboratoire ainsi que la masse de béton du bossage ont sans doute contribuer au mécanisme de retrait.

Il est clair que le décollement et le déplacement horizontal du bossage diminuent si la tension dans les barres (clouage) augmente. Il est intéressant de constater que le déplacement horizontal (LVDT 1-2) obtenu avec une surface lisse est inférieur à celui obtenu avec une surface rugueuse et distribution uniforme des barres. Toutefois lors de l'essai avec surface lisse, un déplacement horizontal excessif se produit de façon soudaine. Seul l'effet goujon peut alors contrer le mouvement horizontal du bossage.

Si les barres de clouage sont disposées de façon à résister plus efficacement à la flexion (disposition non-uniforme), alors le déplacement horizontal de même que le décollement sont inférieurs à ce qu'on obtient avec une disposition uniforme des barres. En effet, sous une charge P de 400 kN le déplacement horizontal est inférieur d'environ 25% alors que le décollement est inférieur d'environ 45% (essais 4-5, 6-7). De plus, cette différence augmente à mesure que la charge P appliquée augmente.

Résistance au cisaillement

La figure 4 présente graphiquement la contrainte de cisaillement (P/A) en fonction de la contrainte de compression normale (N/A) à l'interface bossage-plaque pour les deux types de disposition de barres et pour différentes tensions initiales (N₀) dans les barres (0,4; 0,5 et 0,6fpu; essais 1, 4, 5 et 6). La valeur de la contrainte normale a été obtenue en divisant la force totale dans l'ensemble des barres de clouage par la section résistante au cisaillement (A). Les courbes de la figure 4 se présentent en trois tronçons distincts tel que montré à la figure 3. Au premier tronçon vertical, l'interface résiste à la force de précontrainte P sans qu'une tension supplémentaire dans les barres (clouage) soit nécessaire pour maintenir l'équilibre. Au deuxième tronçon, la pente change progressivement pour tendre vers une droite qui se maintient jusqu'à l'arrêt du chargement (troisième tronçon).

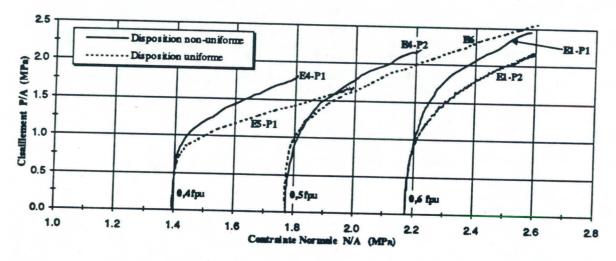


Figure 4 : Contrainte normale en fonction du cisaillement selon la disposition et la tension initiale des barres.

On observe à la figure 4 que la disposition non-uniforme des barres est nettement plus avantageuse qu'une distribution uniforme des barres. Il faut noter ici que certaines courbes de la figure 4 sont issues de la phase 2 de chargement, c'est-à-dire après détérioration de l'interface bossage-plaque de béton. Dans ces cas, la résistance réelle du système est sous-évaluée par les courbes présentées. Lorsque la force de précontrainte (P) est appliquée sur le bossage avec une excentricité (e) de 0,75d, c'est au niveau du tronçon vertical que la courbe se voit amputée par rapport à un essai avec une excentricité de la précontrainte de 0,5d. L'effet du couple P.e, qui est plus élevé, se fait sentir à une plus petite charge P limitant donc la capacité du système (non montré à la figure 4).

La figure 5 présente l'évolution du rapport de la force appliquée (P) et de la force de clouage (N) durant le chargement. Il est important de noter que la progression des courbes a été limitée par le déplacement horizontal du bossage lorsque les barres étaient initialement tendues à 0,4 et 0,5 fpu. La figure 5 présente les résultats relatifs à l'essai 2 (surface lisse) lors de la première phase de chargement. On constate que le rapport P/N atteint dépasse largement la valeur de 0,6 recommandée par les différentes normes (ACI(1987), PCI(1977)).

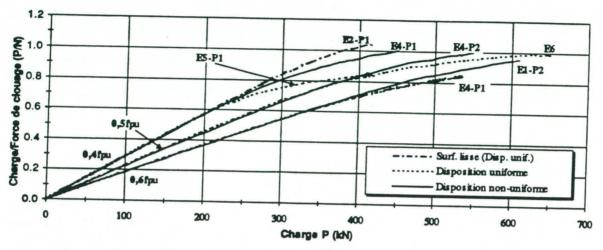


Figure 5 : Rapport P/N en fonction de la charge selon différents paramètres.

Diffusion des contraintes

Les spécimens des essais 4, 5 et 7 sont équipés sur leurs faces latérales de jauges électriques disposées en forme de rosettes rectangulaires. L'emplacement de ces points de mesure est montré à la figure 6. À partir de l'état de contraintes à ces points, on a pu construire de façon approximative le réseau principal de contraintes pour un bossage dont la disposition des barres est uniforme. À des charges P moyennes, l'orientation des contraintes principales est influencée par la disposition des barres de même que par leur tension initiale. Toutefois à des charges P élevées, la diffusion des contraintes semble peu influencée par ces deux facteurs. En effet à des charges P élevées, dû au décollement du bossage, le transfert des efforts de compression entre le bossage et la plaque se limite à une zone circonscrite en aval du bossage.

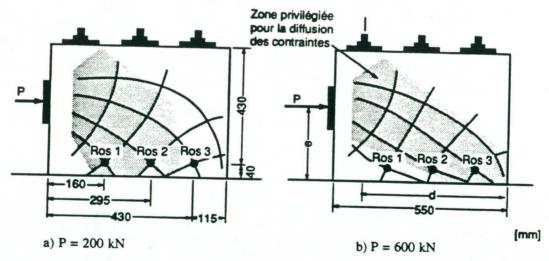


Figure 6 : Diffusion des contraintes à différentes étapes du chargement (disposition uniforme des barres).

À la lumière de ces schémas de diffusion des contraintes, il est clair que cette diffusion se fait majoritairement dans les plans perpendiculaires à l'interface bossage-plaque. L'utilisation de la méthode de Guyon pour évaluer la diffusion des contraintes ne s'applique donc pas.

CONCLUSION

Cette étude a, entre autres, montré qu'un arrangement adéquat des barres de clouage à travers l'interface bossage-plaque permet d'obtenir des résultats fort supérieurs à un clouage uniformément distribué à travers l'interface. Dans la présente étude, nous avons obtenu un comportement 30 % supérieur par le seul fait de déplacer les barres 3 - 4. Il est donc inutile de limiter le rapport e/d à 0,5 tel que suggéré par les normes (ACI(1987), PCI(1977), CSA A23.3(1994)). Cette limite de e/d demeure toutefois un point de départ utile lors du choix préliminaire des dimensions du bossage.

Cette étude à également permis de corroborer les résultats présentés par Shaikh (1978) concernant le transfert de cisaillement à travers une interface. En effet, pour des surfaces rugueuses nous avons obtenu, à l'ultime, des coefficients de frottement ($\mu = P_u/A_s f_y$) de 1,4. Ce résultat est le même indépendamment de la disposition des barres et est fort supérieur à la valeur de 1,0 proposée par les normes. De même, le coefficient de frottement proposé par ces normes pour les surfaces lisses (μ = 0,6) a été dépassé pour se situer à 1,04.

RÉFÉRENCES

- Shaikh, A.F., 1978. Proposed révisions to shear-friction provisions, Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, vol. 23, no. 2, pp. 12-21.
- Paradis, L., Picard, A.; et B. Massicotte, 1993. Comportement des blocs d'ancrage des câbles de précontrainte utilisés pour le renforcement du pont de Grand-Mère, Rapport GCI-93-13, Université Laval, Ste-Foy, 245p.
- ACI Committee 318, 1987. Building code requirements for renforced concrete, American Concrete Institute, ACI 318-83, Détroit, pp. 43-54.
- PCI, 1977. Manual for structural design of architectural precast concrete, Prestressed Concrete Institute 1st ed., 400p.
- PCI Design Handbook, 1971. Prestressed Conc. Inst., 1st ed, pp. 6-10 à 6-16.
- Concrete Design Handbook, 1994. CSA STANDARD A23.3-94, Design of Concrete Structures Canadian Portland Cement Association, Ottawa, 220 p.

ÉTUDE DE LA CONTRAINTE ULTIME DANS LES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTE NON ADHÉRENTS

Audrey Pilote

Josée Bastien

André Picard

Département de Génie civil Université Laval Québec (Québec) G1K 7P4

Résumé

Sous les charges d'utilisation, le calcul de la précontrainte extérieure ne diffère pas de celui de la précontrainte intérieure. Les mêmes méthodes de calcul s'appliquent qu'il y ait adhérence ou non. À l'état limite ultime, le comportement d'un ouvrage avec précontrainte non adhérente n'est pas facile à déterminer et présente des défis intéressants puisque dans ce cas, survient une surtension du câble due en particulier au changement d'excentricité de ce dernier et à l'ouverture des fissures dans le béton. Récemment, plusieurs auteurs ont proposé des équations pour évaluer l'accroissement de contrainte à l'ultime dans les câbles non adhérents. La performance de ces équations a été évaluée et une nouvelle équation, inspirée des travaux de Naaman et Alkhairi, est proposée.

INTRODUCTION

Plusieurs équations ont été proposées pour l'évaluation de la contrainte ultime des câbles non adhérents de précontrainte. Suite à l'évaluation de 5 équations proposées, il en résulte que l'équation la moins performante est celle spécifiée dans la norme canadienne tandis que la plus performante est celle proposée par Naaman et Alkhairi (1991,a). Suite à ce constat, une nouvelle équation pour l'évaluation de l'incrément de contrainte à l'ultime dans les câbles (Δf_{pa}) est proposée. En effet, les résultats montrent que l'équation proposée par Naaman et Alkhairi présente certaines lacunes. Entre autres, la généralité de son applicabilité est questionnée. La nouvelle équation proposée tient compte de conditions plus variées.

ÉQUATIONS ET POUTRES EXPÉRIMENTALES

Cinq équations ont été évaluées. Il s'agit de celles proposées par ACI (1989), Harajli (1990), Harajli et Kanj (1991), Naaman et Alkhairi (1991) et par la norme canadienne CAN3-A23.3-94. Dans cet article, seule l'équation la plus performante (proposée par Naaman et Alkhairi) sera examinée. L'évaluation de la performance des équations est basée sur des résultats expérimentaux puisés de la littérature. Les résultats proviennent d'essais à l'ultime de poutres sur appuis simples de section rectangulaire, chargées aux tiers points ou au centre de la travée et avec un profil horizontal de câble non adhérent. Un ensemble de 59 essais a servi à l'évaluation des équations.

ÉQUATION DE NAAMAN ET ALKHAIRI (1991,a)

L'équation la plus performante est celle de Naaman et Alkhairi (1991,a). Cette équation est basée sur le principe de la compatibilité des déformations à laquelle on applique un coefficient de réduction (Ω_u) . Ce coefficient est ajouté afin de tenir compte du fait que, pour une poutre avec précontrainte non adhérente, c'est la déformation de l'ensemble de la poutre qui entraı̂ne la déformation dans le câble puisque la déformation d'un câble extérieur est uniforme entre deux déviateurs. Par conséquent, pour atteindre, dans un câble non adhérent, une contrainte similaire à celle d'un câble adhérent, la déformation de la poutre doit être beaucoup plus importante.

L'équation de Naaman et Alkhairi est en réalité un système de deux équations, équations [1] et [2], qu'il faut solutionner pour déterminer la valeur d'accroissement de contrainte du câble à l'ultime. L'équation [1] fait appel au coefficient de réduction à l'ultime, noté Ω_{u} , qui varie selon le type de chargement (équations [3] et [4]).

[1]
$$\Delta f_{ps} = \Omega_{u} E_{ps} \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_{ps}}{c} - 1 \right) \frac{L_{1}}{L_{2}} \le 0,94 \left(f_{py} - f_{pe} \right)$$

[2]
$$0.85f_c(b_f - b_w)h_f + 0.85f_cb_w\beta_1c = A_{ps}f_{ps} + A_sf_v - A_sf_v$$

où

[3]
$$\Omega_u = 3.0/(L/d_{ps})$$
 pour un chargement aux tiers points ou uniforme

[4]
$$\Omega_u = 1.5/(L/d_{ps})$$
 pour un chargement au centre

De façon plus générale, Naaman et Alkhairi proposent, pour l'évaluation de l'incrément de contrainte d'un câble non adhérent, l'utilisation d'un coefficient Ω prenant 3 formes selon le domaine de comportement de la poutre : élastique Ω_e , élastique fissuré Ω_f et à l'ultime Ω_u . Les auteurs proposent des expressions définissant chacun de ces coefficients. Entre autres, le coefficient Ω_e varie selon le profil de câble et le type de chargement (tableau 1). Le coefficient Ω_f dépend des deux facteurs précédents et varie également selon les quantités d'armature et la forme de la section. Le coefficient Ω_u , quant à lui, a été calibré à l'aide de résultats expérimentaux issus de poutres présentant les mêmes caractéristiques que celles décrites précédemment, c'est-à-dire poutre sur appuis simples, de section rectangulaire, chargée aux tiers points ou au centre de la travée avec un profil horizontal de câble non adhérent. Les équations [3] et [4] proviennent de cette calibration.

La figure 1 présente les incréments de contrainte à l'ultime de câbles non adhérents calculés à l'aide de l'équation de Naaman et Alkhairi par rapport à ceux issus des 59 essais expérimentaux. Cette figure indique que leur équation est relativement satisfaisante puisque peu de résultats se situent au-dessus de la droite de corrélation parfaite; cette droite représentant la situation idéale. En effet, on désire éviter d'obtenir des résultats au-dessus de la droite de corrélation parfaite car ceux-ci

indiqueraient alors que l'équation suggérée donne un accroissement de contrainte à l'ultime dans le câble supérieur à celui obtenu expérimentalement. Ceci impliquerait alors une résistance ultime en flexion de la poutre supérieure à celle obtenue expérimentalement. Un indice de l'efficacité (I) de l'équation suggérée peut être obtenu en faisant la moyenne des rapports des résultats issus de l'équation suggérée sur ceux obtenus des essais expérimentaux.

[5]
$$I = \frac{\sum \left(\frac{\Delta f_{ps \ calcule}}{\Delta f_{ps \ exp.}}\right)}{nbre \ d' \ essais \ exp.} \times 100\%$$

Pour l'équation de Naaman et Alkhairi cette moyenne est 60,2 %. Cette équation est celle proposée dans l'AASHTO (1994). On se doit de rappeler ici que cette équation a été calibrée à partir d'essais sur des poutres de caractéristiques similaires (appuis simples, section rectangulaires, etc.). On peut donc se questionner sur la validité de cette équation pour une poutre présentant des caractéristiques différentes de celles du groupe témoin de poutres.

ÉQUATION DE NAAMAN ET ALKHAIRI RÉVISÉE

L'équation proposée par Naaman et Alkhairi (1991,a) s'est avérée la plus performante parmi les cinq équations étudiées. Toutefois la généralité de cette équation est discutée étant donné que le paramètre Ω_u est basé sur une calibration des résultats provenant d'essais expérimentaux peu diversifiés.

Afin de palier à cette lacune, une nouvelle définition du paramètre Ω_{u} , indépendante des résultats expérimentaux, a été recherchée. Ainsi la philosophie de l'équation [1] a été préservée : une équation de compatibilité des déformations multipliée par un facteur de réduction Ω_{u} .

Parmi l'ensemble des paramètres influençant la valeur de Ω_{u} , on note le profil du câble, le type de chargement mais également les paramètres géométriques suivants : A_{ps} , A_{s} , b_{s} , d_{s} et d_{ps} . Or il s'avère que le coefficient élastique fissuré Ω_{fr} , défini par Naaman et Alkhairi, permet de considérer tous les paramètres précédents. L'idée est d'appliquer à Ω_{fr} un coefficient de réduction choisi égal à 0,80 pour définir Ω_{u} .

[6]
$$\Omega_{u} = 0.80 \cdot \Omega_{fr} = 0.80 \cdot \Omega_{e} \frac{I_{fr}}{I_{g}}$$

L'équation [6] combinée à l'équation [1] permet le calcul de l'incrément de contrainte à l'ultime d'un câble non-adhérent. Le paramètre Ω_{ϵ} (tableau 1) permet de tenir compte du type de profil du câble et du type de chargement tandis que les inerties fissurée et brute permettent de considérer la géométrie de la section en plus des quantités d'armature passive et de précontrainte.

La figure 2 présente les résultats issus de cette nouvelle version de l'équation de Naaman et Alkhairi que l'on appelle ici "équation révisée". On remarque qu'une forte concentration de

résultats sont très près de la droite de corrélation parfaite sans toutefois se situer au-dessus de cette dernière. De plus, la moyenne des rapports des incréments de contrainte, tel que défini par l'équation [5], est passée de 60,2 % pour l'équation de Naaman et Alkhairi, à 71,8 % pour l'équation révisée. Il y a donc eu une nette amélioration.

On considère que cette nouvelle équation est très prometteuse. La définition de Ω_u proposée par [6] n'est basée sur aucun résultat expérimental et nous semble plus général. Tout permet de croire que l'équation révisée peut être utilisée avec une combinaison variée de types de section et de profils de câble. Dans le futur des essais expérimentaux diversifiés devront être réalisés afin de valider l'équation proposée. L'utilisation de l'équation [6] demande toutefois la connaissance d'un plus grand nombre de paramètres ce qui la rend plus complexe d'utilisation comparativement aux équations [3] et [4].

CONCLUSION

Les auteurs présentent une nouvelle équation pour évaluer l'accroissement de contrainte à l'ultime dans les câbles non adhérents. Comparativement aux équations proposées par le passé, son efficacité est supérieure selon les données expérimentales disponibles dans la littérature. Dans le futur, des essais expérimentaux diversifiés devront être réalisés afin de faire une évaluation plus complète de l'équation proposée. Une modélisation numérique pourrait également s'avérer utile.

RÉFÉRENCES

AASHTO 1994. "AASHTO LRFD bridge design specifications", American Association of state Highway and Transportation Officials, 955 pages.

ACI COMMITTEE 318 1989. "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89)", American Concrete Institute, 346 pages.

CSA 1994. "Design of concrete structures (CAN3-A23.3-94)", Canadian Standards Association, 199 pages.

HARAJLI, M. H. 1990. "Effect of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members", ACI Structural Journal, vol. 87, no. 3, pp. 305-312.

HARAJLI, M. H., and KANJ, M. Y. 1991. "Ultimate flexural strength of concrete members prestressed with unbonded tendons", ACI Structural Journal, vol. 88, no. 6, pp. 663-673.

NAAMAN, A. E 1990. "A new methodology for the analysis of beams prestressed with external or unbonded tendons", External prestressing in bridges SP-120, SP 120-16, pp. 339-354.

NAAMAN, A. E., and ALKHAIRI, F. M. 1991 (a). "Stress at ultimate in unbonded posttensioning tendons: part 1 - evaluation on the state-of-the-art", ACI Structural Journal, vol. 88, no. 5, pp. 641-651.

NAAMAN, A. E., and ALKHAIRI, F. M. 1991 (b). "Stress at ultimate in unbonded posttensioning tendons: part 2 - proposed methodology", ACI Structural Journal, vol. 88, no. 6, pp. 683-692.

PILOTE, A., BASTIEN, J., PICARD, A. 1996. "Études de la précontrainte extérieure en service et à l'état limite ultime", Département de génie civil, Université Laval, rapport GCI-96-16, 136 pages.

LISTES DES SYMBOLES

= aire de l'armature passive en tension.

 aire de l'armature passive en compression. A_{s}'

aire de l'armature de précontrainte.

= largeur de l'aile.

= largeur de l'âme pour une poutre en T.

= distance entre l'axe neutre et la fibre extrême en compression.

 d_{ps} = distance entre la fibre extrême en compression et le centre de gravité de l'acier de précontrainte.

= excentricité à l'appui, positif si sous l'axe neutre. = excentricité au centre, positif si sous l'axe neutre. = module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

résistance à la compression du béton.

 e_{m} f_{ps} f_{ps} f_{py} f_{y} f_{y} f_{f} f_{f} f_{g} = contrainte effective dans l'acier de précontrainte. contrainte ultime dans l'acier de précontrainte. limite élastique de l'acier de précontrainte. = limite élastique de l'armature passive en tension.

limite élastique de l'armature passive en compression.

épaisseur de l'aile.

 moment d'inertie de la section fissurée. = moment d'inertie de la section brute. = longueur de la poutre entre les appuis.

 L_{i} = somme des travées chargées pour un même câble de précontrainte.

= longueur d'un câble entre ses points d'ancrage.

= facteur de réduction de la zone en compression. β,

= augmentation de contrainte dans l'acier de précotnrainte. $\Delta f_{\rm ps}$

= déformation unitaire ultime dans la fibre extrême en compression. \mathcal{E}_{cu}

 Ω_{\star} = coefficient de réduction à l'état élastique.

= coefficient de réduction à l'état élastique fissurée. Ω_{r}

 $\Omega_{..}$ = coefficent de réduction à l'état limite ultime.

Tableau 1 - Définition de Ω_{ϵ} *

		Profil du câble	
Type de chargement	horizontal	parabolique	en V
aux tiers points	2/3	44/81+10/81.(e/e,)	23/54+13/54.(e/e _m)
au centre	1/2	$5/12+1/12.(e/e_m)$	1/3+1/6.(e/e_)

^{*} Tiré de Naaman et Alkhairi (1991,b)

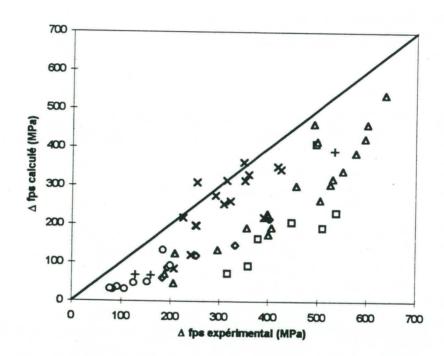


Fig. 1 - Résultats de l'équation de Naaman et Alkhairi (1991,a)

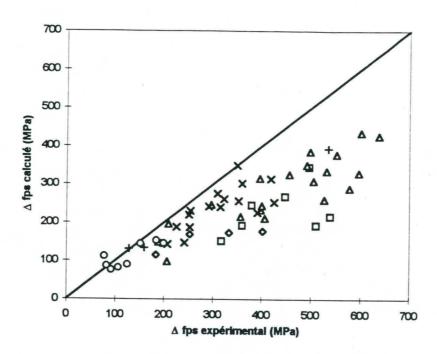


Fig. 2 - Résultats de l'équation de Naaman et Alkhairi révisée (1996)

Étude expérimentale de la capacité ultime et de la ductilité des poutres de ponts mixtes à âme élancée

Stéphane Aubé, Bruno Massicotte et Robert Tremblay Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal

Résumé

Cet article expose les résultats d'un projet de recherche portant sur l'étude du comportement en région de moment positif de deux poutres mixtes non-étayées à âme élancée. La capacité flexionnelle ultime des deux spécimens est supérieure à celle prédite par la future norme CHBDC. Les deux spécimens ont toutefois eu un mode de rupture fragile par un voilement inélastique de l'âme suivi très rapidement par l'éclatement de la dalle de béton. Ainsi, les deux poutres mixtes testées ont démontré une très faible ductilité.

INTRODUCTION

Le principe d'une section mixte résulte de l'union d'une dalle de béton et d'une section d'acier. La dalle de béton reprend la majeure partie de l'effort de compression tandis que la section d'acier reprend l'effort de traction. Compte tenu de la portée des poutres de ponts, on doit souvent recourir à des sections d'acier de type assemblé. Le processus de soudage des plaques engendre des contraintes résiduelles. Par ailleurs, pour des raisons économiques, il est d'usage courant d'utiliser une âme élancée dans la conception de poutres mixtes de ponts. Pour obtenir une meilleure résistance flexionnelle, on augmente la profondeur de l'âme de façon à augmenter le bras de levier entre les efforts. Afin de minimiser la quantité d'acier, on limite l'épaisseur de l'âme. L'élancement prononcé de l'âme peut engendrer un problème de voilement. Les poutres mixtes non-étayées sont plus sujettes à ce phénomène puisqu'elles possèdent une grande profondeur d'âme comprimée lors de la phase de construction. De plus, la présence de contraintes résiduelles peut influencer l'apparition du voilement. Une question se pose quant à savoir l'influence du voilement, et par le fait même des contraintes résiduelles, sur la capacité flexionnelle ainsi que la ductilité d'une poutre mixte à âme élancée.

Objectif

Un projet de recherche sur l'étude de la capacité en moment positif des poutres mixtes à âme élancée fut effectué à l'École Polytechnique de Montréal. Un des objectifs de ce projet était de vérifier l'influence du voilement et des contraintes résiduelles sur la capacité flexionnelle d'une poutre mixte à âme élancée et ainsi, vérifier les règles de calcul proposées dans la future norme de calcul unifiée, la norme CHBDC-97 (Canadian Highway Bridge Design Code), concernant l'évaluation de la capacité flexionnelle d'un tel type de poutre. Les paramètres pertinents à cette étude sont la distribution des contraintes résiduelles, la capacité ultime, la ductilité, la distribution des contraintes longitudinales à travers la section médiane, la position de l'axe neutre ainsi que les déformations latérales engendrées par le voilement de l'âme.

Description des spécimens et du montage expérimental

Les deux spécimens étaient composés d'une section d'acier unisymétrique avec une dalle de béton. Le choix des spécimens s'est effectué à l'aide d'un logiciel d'analyse par sections planes développé par Fournier et Massicotte (1994). L'utilisation de cet outil a permis d'effectuer le dimensionnement de nos spécimens afin d'obtenir le comportement prévu avec une rupture par voilement inélastique de l'âme. Tel qu'illustré à la figure 1, les dimensions des spécimens sont identiques à l'exception de celles de l'aile tendue.

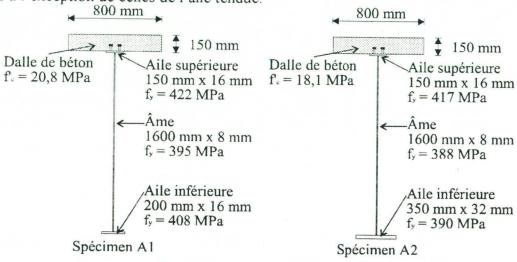


Figure 1 - Dimensions des spécimens.

En modifiant les dimensions de l'aile tendue, la principale différence entre les deux poutres était la position de l'axe neutre plastique (D_{cp}). Le premier spécimen (A1) a été dimensionné de façon à obtenir un rapport de position d'axe neutre plastique sur la profondeur de l'âme (D_{cp}/h) égal à environ 0,3 (une valeur de 0,33 fut obtenue en effectuant le calcul à l'aide des propriétés mécaniques réelles des matériaux). Pour ce qui est du deuxième spécimen (A2), nous avons opté pour une valeur de D_{cp} égale à 0,6h (0,67 h en réalité) (voir tableau 1). Cette dernière valeur correspond à une borne supérieure utilisable en pratique. Les deux poutres possèdent une position d'axe neutre plastique (D_{cp}) supérieure à la limite de classe compacte (D_{cp}) proposée par la norme CHBDC.

$$\mathbf{D}_{\mathsf{cp}\ \mathsf{lim}} \leq \frac{850}{\sqrt{\mathbf{f}_{\mathsf{y}}}} \mathbf{w}$$
 [1]

Les deux spécimens avaient une longueur de 12 192 mm (40 pieds) et reposaient sur des appuis simples. Le chargement était appliqué en deux points situés à 1524 mm de part et d'autre de la ligne de centre (voir figure 2). Des raidisseurs transversaux étaient présents dans les panneaux de cisaillement. Le panneau central, d'une longueur de 2028 mm, était sujet à un moment constant. Des mesures particulières avaient été prises de manière à localiser la rupture dans ce panneau central. Lors des essais, la poutre mixte fut testée à l'envers pour simplifier l'application du chargement ainsi que la coulée de la dalle de béton. Des supports latéraux étaient présents aux extrémités ainsi que vis-à-vis des points de chargement.

122

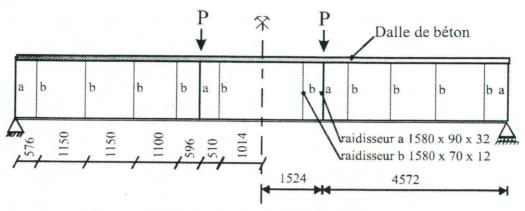


Figure 2 - Montage expérimental.

Enfin, il importe de noter que, selon la norme CHBDC, le calcul de la capacité flexionnelle des deux spécimens s'effectuera en limitant la portion d'âme comprimée selon l'équation [1]. Pour ce faire, une portion de l'âme située immédiatement sous le bloc de compression plastique de profondeur $D_{cp\ lim}$ doit être négligée afin de maintenir l'équilibre. Toutefois, aucune mesure n'est prise afin de tenir compte de l'effet défavorable des contraintes de compression induites dans la section d'acier d'une poutre mixte non-étayée lors de la phase de construction ou bien pour éviter une rupture non-ductile par éclatement de la dalle de béton. Le dimensionnement des spécimens s'est effectué en ayant comme objectif de vérifier la nécessité d'une telle prescription.

Procédure expérimentale

Pour représenter un comportement de poutre mixte non-étayée, le chargement fut appliqué en deux phases. Tout d'abord, il y a eu chargement de la section d'acier seul afin de simuler l'état de contraintes présent lors de la phase de construction. Le moment appliqué (M₁) était d'environ 50 % de la capacité de la section d'acier (M'_y). Pour le spécimen A1, un moment de 1212 kN-m fut appliqué (0,52 M'_y) tandis que le moment était égal à 1201 kN-m (0,50 M'_y) pour le spécimen A2. Ce chargement fut maintenu durant la coulée et le durcissement de la dalle de béton. Par la suite, il y a eu chargement de la section mixte jusqu'à la rupture.

Durant les essais, plusieurs paramètres ont été mesurés. Tout d'abord, il y eu mesure du chargement appliqué ainsi que la flèche verticale. Par ailleurs, des mesures ont été prises concernant les déformations longitudinales dans l'acier et le béton à la section médiane de la poutre mixte, la déformation hors-plan de l'âme du panneau central, le glissement à l'interface béton-acier ainsi que la courbure. Cette dernière fut établie en calculant la rotation à l'intérieur du panneau central.

Contraintes résiduelles et déformation hors-plan initiale

Une portion additionnelle de 3 m fut ajoutée à une extrémité de chacun des spécimens afin de mesurer le patron de contraintes résiduelles présent dans le panneau central. En effet, des analyses par éléments finis ont permis de déterminer que l'ajout de ce segment annulerait l'effet de bout. Ainsi, les contraintes résiduelles mesurées à une section située à 3200 mm de l'extrémité de la poutre allongée seraient le reflet de celles présentes au centre de la poutre. Tel qu'illustré à la figure 3, les deux spécimens ont subi un voilement élastique de l'âme lors de l'opération de

soudage de la phase de fabrication. On observe que le patron de contraintes résiduelles est typique d'un état post-voilement.

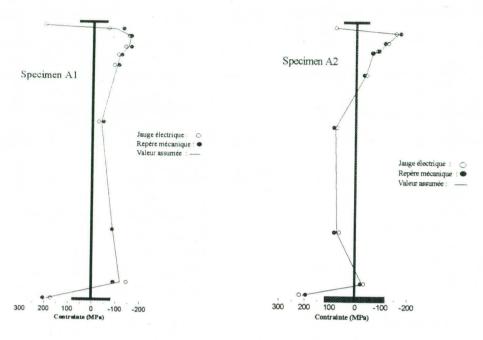


Figure 3 - Distribution des contraintes résiduelles.

Par ailleurs, la figure 4 illustre la déformée latérale de l'âme à la section médiane. On note que la flèche initiale est égale à 1/60 et 1/90 de la profondeur de la section d'acier pour les spécimens A1 et A2 respectivement. Ceci excède largement la limite permise de 1/150 généralement utilisée en pratique. Toutefois, aucune mesure n'a été prise afin de redresser l'âme car on voulait obtenir un patron de contraintes résiduelles relativement uniforme tout au long de la poutre. Ainsi, les deux spécimens possédaient de sévères déformations initiales avant même le début de l'essai.

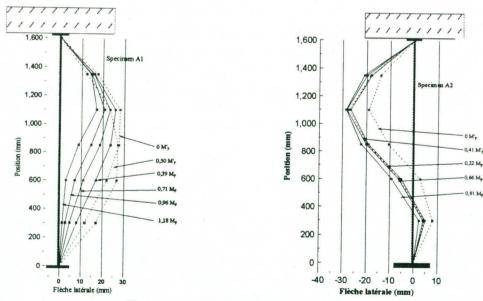


Figure 4 - Déformations latérales.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Comportement général

Les deux spécimens ont obtenu le même mode de rupture soit un voilement inélastique de l'âme suivi d'un éclatement du couvert de la dalle de béton. En effet, il y a eu un transfert rapide de l'effort de compression de l'âme voilée vers la dalle de béton. Cette dernière étant déjà fortement sollicitée, il y a eu une rupture fragile du béton (voir figure 5). Dans le spécimen A1, il y a eu plastification importante des régions d'acier tendues. Pour le spécimen A2, il y a eu de la plastification seulement dans l'aile comprimée ainsi qu'une amorce dans l'âme comprimée.



Figure 5 - Mode de rupture du spécimen A1.

Tel qu'illustré à la figure 4, on observe que les régions tendues de l'âme ont tendance à se raidir au cours du chargement. Pour les régions d'âme comprimée du spécimen A2, on note une augmentation de la déformation latérale lors du chargement de la section d'acier tandis que la déformation demeure plus ou moins constante lors du chargement de la section mixte. Ceci s'explique par deux facteurs. En premier lieu, la dalle de béton reprend la majeure partie de l'effort de compression et ainsi, l'âme devient moins sollicitée. En second lieu, la migration de l'axe neutre vers la dalle de béton limite les dimensions du panneau comprimé et par conséquent, ceci restreint la déformation latérale de l'âme.

La figure 6 illustre la variation des déformations longitudinales à la section médiane de la poutre mixte. Il est à noter que cette figure illustre les déformations dues au chargement seulement et exclut donc la présence des contraintes résiduelles. Pour la section d'acier, on note que la distribution n'est pas linéaire même au début du chargement. Ce phénomène est dû au voilement initial. On note la plastification des régions tendues du spécimen A1 et il y a même eu début d'écrouissage de ces régions. De plus, les mesures prises sur le spécimen A2 indiquent clairement qu'une portion significative de l'âme comprimée ne participe pas à la capacité flexionnelle ultime de la section mixte. La figure 6 illustre aussi les déformations longitudinales dans la dalle de béton. Pour le spécimen A1, on note que la déformation maximale enregistrée est de 2200 µє. Cette mesure permet d'estimer la contrainte présente dans la dalle de béton près de la charge de rupture. On obtient une charge excédant de 18 % la charge calculée à l'aide du concept de bloc

équivalent de compression. Ceci s'explique par le fait que, considérant la position de l'axe neutre, la dalle de béton agit beaucoup plus comme un cylindre avec contraintes uniformes qu'une poutre en béton armé. La dalle de béton du spécimen A2 a subi une legère torsion près de la charge de rupture et ceci modifie donc la distribution des contraintes dans cette région.

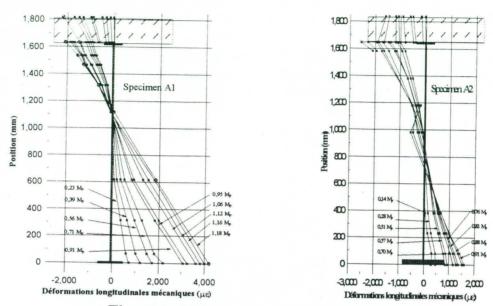


Figure 6 - Déformations longitudinales.

L'interpolation des déformations longitudinales des régions tendues a permis d'évaluer la position de l'axe neutre à chacun des pas de chargement (voir figure 7). Lors du chargement de la section d'acier du spécimen A1, la migration de l'axe neutre vers le bas est causée par la rigidification des régions tendues ainsi que le voilement de l'âme comprimée. Par la suite, l'ajout de la dalle de béton ainsi que la plastification des régions d'acier tendues ont causé une remontée de l'axe neutre. Pour ce qui est du spécimen A2, le mouvement de l'axe neutre vers le haut lors du chargement de la section d'acier s'explique par les grandes déformations latérales initiales. Pour le chargement de la section mixte, il y a tout d'abord eu une montée de l'axe neutre suivi d'une baisse. Cette descente s'explique par le voilement accru de l'âme ainsi que la plastification de l'aile comprimée.

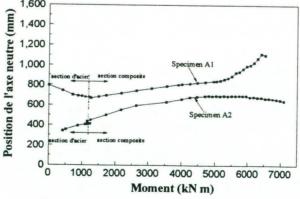


Figure 7 - Position de l'axe neutre.

Capacité flexionnelle ultime

La rupture du spécimen A1 s'est produite à un moment égal à 6530 kN-m (M_{rup}). Tel qu'illustré au tableau 1, ceci correspond à 118 % du moment plastique (M_p) et 120 % du moment calculé à l'aide de la norme CHBDC (M_{pc}). Le gain de capacité s'explique par l'écrouissage s'étant produit à l'aile tendue ainsi que l'effort repris par la dalle de béton qui excède celui calculé à l'aide du concept de bloc équivalent. En effet, il a été constaté que la dalle de béton était sollicitée à sa pleine capacité ($A_{béton} \times f'_c$) pour une charge près de la rupture. De plus, on remarque que la capacité ultime en flexion excède de 52 % la capacité prédite par un calcul élastique (M_e) tel que prescrit par la norme S6. Ceci confirme donc le caractère trop conservateur d'un calcul élastique.

Le spécimen A2 a atteint un moment ultime égal à 7090 kN-m (M_{rup}), ce qui équivaut à 91 % du moment plastique. Le sévère patron de contraintes résiduelles ainsi que la déformation latérale initiale de l'âme ont probablement empêché d'atteindre le moment plastique. Des analyses par éléments finis ont présentement lieu afin de déterminer l'influence de ces paramètres sur la capacité ultime d'une section mixte. On note au tableau 1 que le moment évalué par la future norme CHBDC sous-estime de 12 % la capacité flexionnelle du spécimen, ce qui est acceptable. De plus, on note que le calcul en supposant un calcul élastique donne une bonne estimation de la capacité ultime de la section même s'il ne tient pas compte du voilement de l'âme.

Rigidité et ductilité

La rigidité des spécimens fut calculée à l'aide de la partie linéaire de la courbe moment vs flèche (voir figure 8). Pour le spécimen A1, on obtient une rigidité (EI_{mes}) se situant entre la rigidité de la section brute (EI_t) et celle de la section effective (EI_e). Toutefois pour le spécimen A2, la rigidité mesurée (EI_{mes}) correspond 94 % de EI_e. Puisque le glissement mesuré à l'interface béton-acier est semblable pour les deux spécimens, il semble que la baisse de rigidité du spécimen A2 soit due au phénomène prononcé de voilement de l'âme.

Le graphique moment vs courbure mesuré est semblable à celui de la figure 9. En pratique, il est difficile d'obtenir le point de première plastification (point B sur la figure 9) compte tenu de la présence des contraintes résiduelles ainsi que le phénomène progressif du voilement de l'âme. Afin de mesurer la ductilité de chacun des spécimens, le point C fut pris comme courbure de plastification. Ce point est plus représentatif du comportement global de la poutre mixte. Ainsi, une ductilité en courbure de 1,4 et 1,3 a été obtenue respectivement pour le spécimen A1 et A2.

Toutefois, ces valeurs de courbure sont influencées par le chargement initial de la section d'acier. Une seconde approche utilisée consistait à soustraire la courbure initiale (point A sur la figure 9) de manière à évaluer plus adéquatement la ductilité de la section mixte. Ainsi la ductilité est calculée en effectuant le rapport de ϕ_d - ϕ_a sur ϕ_c - ϕ_a . On obtient donc une ductilité de 1,6 pour le spécimen A1 et de 1,5 pour le spécimen A2. Ceci démontre très clairement le caractère fragile des ruptures ainsi qu'un manque de ductilité pour les poutres mixtes à âme élancée.

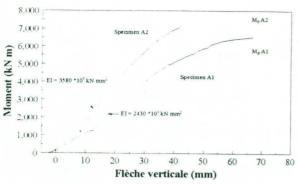


Figure 8 - Moment vs flèche.

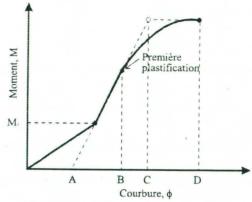


Figure 9 - Moment vs courbure.

CONCLUSION

Des essais sur deux poutres mixtes à âme élancée ont été effectués afin d'étudier le comportement général du spécimen ainsi que sa résistance flexionnelle ultime. Les deux spécimens comportaient un patron de contraintes résiduelles sévère ainsi qu'un voilement initial de l'âme. La méthode de calcul proposée par la future norme CHBDC semble adéquate pour évaluer la capacité en moment positif d'une poutre mixte à âme élancée. Toutefois, les essais ont démontré que ce type de poutre mixte peut avoir une rupture fragile par éclatement de la dalle de béton. Par conséquent, d'autres recherches sont nécessaires afin de vérifier l'influence des contraintes induites à la section d'acier lors de la phase de construction, l'effet des contraintes résiduelles ainsi que les défauts initiaux de rectitude de l'âme sur le comportement global d'une poutre mixte non-étayée à âme élancée.

REMERCIEMENTS

Ce projet de recherche a été subventionné par le Fonds pour la formation de chercheurs et l'aide à la recherche (FCAR), le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) ainsi que le Ministère des transports du Québec. Les auteurs tiennent aussi à remercier le Groupe Canam-Manac ainsi que Algoma Steel Inc. pour avoir fourni une partie du matériel nécessaire aux essais.

Tableau 1. Propriétés des spécimens

Propriétés		Spécimen A1	Spécimen A2
Profondeur d'âme comprimée	D_{cp}	523 mm	1045 mm
	$D_{cp lim}(eq.[1])$	342 mm	345 mm
Moment ultime (kN-m) ¹	M' _y	2350	2390
	M_{rup}	6530	7090
	M_p	5550 (1,18)	7820 (0,91)
	M_{pc}	5450 (1,20)	6320 (1,12)
	M_e	4290 (1,52)	6330 (1,12)
Rigidité (10 ⁹ kN-mm ²) ¹	EI _{mes}	2430	3580
	EI_{t}	2540 (0,97)	4130 (0,87)
	EIe	2350 (1,03)	3800 (0,94)

les valeurs entre parenthèses correspondent au rapport entre la valeur théorique et la valeur expérimentale

PRINCIPAUX CHANGEMENTS DANS LA FUTURE NORME CANADIENNE DES PONTS

Gérard Desgagné

Ingénieur en conception

Christian Lemay

Ingénieur en évaluation

Bruno Massicotte

Professeur agrégé

Direction des Structures Ministère des Transports du Québec Québec (Québec)

Département de Génie civil École Polytechnique de Montréal Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ: Le présent article brosse un tableau général des principales modifications qui ont été introduites par rapport au contenue de la norme précédente (S6-M88). Les principaux chapitres couverts sont: l'orientation de la norme, le calcul des charges, les méthodes d'analyse, la conception des ponts en acier et en béton ainsi que l'évaluation des ponts existants.

INTRODUCTION

La parution de la future norme canadienne des ponts (CHBDC pour Canadian Highway Bridge Design Code) est prévue pour la fin de 1997. Cette norme marque un point tournant important dans le calcul des ponts au Canada car elle combine à la fois la norme de l'Ontario (OHBDC 1993), considérée comme la plus complète, et la norme S6-M88 (CSA, 1988) qui possédait des nouveautés importantes, notamment pour l'évaluation des ponts (Chapitre 12). Sans se vouloir complet, le présent article fait un survol de certains des principaux changements afin d'informer les ingénieurs des modifications qu'amènera la publication de la norme CHBDC.

ORIENTATION ET GÉNÉRALITÉS

Tableau 1: Orientation et généralité

Principaux changements	CHBDC 97 Chapitre 1	CAN/CSA-S6-M88 Chapitre 1	
Portées Ponts de longue portée	Longues portées > 150 m	Limitée à ≤100 m	
Nouveaux types de ponts Nouveaux chapitres	7: Ponts sous remblais 13: Ponts mobiles 15: Réfection 16: Matériaux synthétiques	Aucune spécification	
Résistance aux séismes Nouvelles considérations	Protection parasismique	Aucune spécification	

CHARGES

La norme CHBDC introduit de nouveaux facteurs de charges et de nouvelles charges. Le changement le plus significatif et l'introduction d'une nouvelle charge vive de calcul assorties de nouveaux facteurs de pondération. Ces changements sont identifiés au tableau 2.

Tableau 2: Charges

Principaux changements	CHBDC 97 Chapitre 3	CAN/CSA-S6-M88 Chapitre 5
Combinaisons		
Facteurs de pondération	$\alpha_{\rm L} = 1.75$	$\alpha_{\rm I} = 1.60$
État limite de fatigue	$\alpha_{\rm L} = 1.00$	$\alpha_L = 0.9 \text{ (É.L.Utype I)}$
Charges routières		
Charge vive	Camion: CL-625 *(1+DLA) Voie: 80% CL-625+9 kN/m	CS-600 *(1+DLA) 60%CS*(1+DLA)+12*(1+0.1)
Amplification dynamique	0.50: joints 0.40: un essieu 0.30: 2 essieux ou essieux 1à3 0.25: 3 et + essieux (sauf 1à3)	0.4 un essieu 0.3 pour portée ≤ 22 m Entre 0.2 et 0.4 selon la première fréquence
Charges environnementales		
Gradient thermique	Été: +15 °C à +10 °C Hiver: +15 °C à +10 °C	Courbure
Instabilité aéroélastique	Vitesse limite pour applicabilité des méthode simplifiées	Aucune spécification
Force des vagues	Hauteur de vague à déterminer	
Cartes et tables des charges climatiques et environnementales	Températures (min/max), humidité, couvert de glace pergélisol, accélérations et vitesses, vents, neige	Cartes des accélérations et vitesses
Force de vents sur accessoires	Facteurs particulier inclus	Aucune spécification
Effet vortex	Méthode de calcul incluse	Aucune spécification
Autres Collision de bateaux	Méthode détaillée	Aucune spécification

MÉTHODES D'ANALYSE

Les méthodes d'analyse ont subi des changements majeurs, particulièrement en ce qui concerne la méthode simplifiée. Ces changements simplifient le calcul des efforts tout en assurant une meilleur protection contre des calculs erronés. Le facteur de simultanéité doit être maintenant considéré directement dans les calculs. Les méthodes d'analyse et leurs limites d'applicabilité sont maintenant beaucoup plus clairement établies. Ces changements sont décrits au tableau 3.

Tableau 3: Méthodes d'analyses

Principaux changements	CHBDC 97	CAN/CSA-S6-M88
	Chapitre 5	Chapitre 5
Efforts Efforts à considérer et exigences selon type de pont	Tableau selon le type de ponts	Aucune spécification
Méthode simplifiée: Géométrie des sections	Limites géométriques	Aucune spécification
Charge vive	Applicable à une voie	Applicable à une ligne de roues
Facteur d'essieu	$Effort = \overline{Effort} \times F_{majoration}$	$F_E = S/2D$
Facteur de distribution	$F_{\text{majoration}} = fct (W_e; L_e; Type)$	$F_E = fct (W_e; Type)$
Moments sur porte-à-faux	Nouvelle équation Rigidité des New-Jersey inclus	Équation simple
Largeur effective de la dalle	Nouvelle équation fct (B;L)	Chapitres acier ou béton
Tabliers orthotropiques	Efforts éléments porteurs	Aucune spécification
Analyse Idéalisation de la structure	Fissuré ou non, au choix	Aucune spécification
Règles d'application des méthodes raffinées	Méthodes acceptées Limites d'applicabilité	Aucune spécification
Ponts à longue portée	Effets à considérer	Aucune spécification
Analyses dynamiques	Effets à considérer	Aucune spécification
Analyses de stabilité	Effets à considérer	Aucune spécification
Annexes Méthode simplifiée	Portée simple équivalente Limites des biais Limites des ponts courbes	Aucune spécification
Analyses raffinées	Propriétés des grillages	Aucune spécification

CONCEPTION DES PONTS EN BÉTON

La conception des ponts en béton avec la nouvelle norme CHBDC sera affecté principalement au niveau du calcul à l'effort tranchant. Aussi les ponts en béton armé et en béton précontraint sont maintenant traités dans le même chapitre. Le tableau 4 présente les principales modifications.

Tableau 4: Ponts en béton

Principaux changements	CHBDC 97	CAN/CSA-S6-M88
	Chapitre 8	Chapitres 8 et 9
Matériaux Module d'élasticité	F (2000 / F	
	$Ec = (3000 \sqrt{f'_c} + 6900)$	5000 √f' c
Loi de retrait	Oui	Aucune spécification
Loi du fluage	Oui	Aucune spécification
Module de rupture	0.4 √f' c	0.6 √f' c
Limite élastique	$300 \text{ MPa} < f_y < 500 \text{ MPa}$	$f_y < 400 \text{ MPa}$
Acier de précontrainte	Torons et barres	Fils, torons et barres
Torons de précontrainte	Basse relaxation	Relaxation basse et normale
Coefficient de tenue	Partiel	Global (sauf poutre mixte)
États limites		(surpression)
Limite de contrainte de fatigue en précontraint	70 à 125 MPa	Aucune spécification
Dimensionnement		
Effets déformations imposées	Oui	Aucune spécification
Redistribution d'efforts	Oui	Aucune spécification
<u>Précontrainte</u>		•
f _{pe} min	0.45 f _{pu}	$0.5 f_{pu}$
f _{pu} (adhérent)	$f_{pu} (1 - k_p c/dp)$	fpu (1 -0,4 ρ _b <u>fpu)</u> f'c
f _{pu} (non adhérent)	f_{pe}	Aucune spécification
Flexion et charge axiale		
ε _{cu}	0.0035	0.003
Bloc de compression	Identique à A23.3-M94	Identique à A23.3-M84
Armature minimum	$Mr \ge 1,2 M_{cr}$	$M_r \ge 1,25M_{cr}$
Armature maximum	c/d ≤ 0,5	$\rho < 0.75 \ \rho_b$ Béton armé $\rho_b \ f_{ps}/f'_c + \rho f_y/f'_c - \rho' f_y/f'_c \le 0.3$ Béton précontraint
Armature maximum		$\rho < 0.75 \rho_b$ $\rho_b f_{ps}/f' c + \rho f_y/f'_c - \rho' f_y/f'_c \le 0.3$

Tableau 4: Ponts en béton (suite)

Contraintes admissibles		
Transfert-traction	0.2 √f′ _{ci}	0.25 √f° _{ci}
Service-traction	Fissuration permise, contrôlée	0.25 √f' _c ou 0.5 √f' _c
Service-compression	Aucune spécification (??)	0.4 f' _c
Cisaillement et torsion		
Armature transversale requise lorsque:	$V_f > 0.2 \phi_c f_{cr} b_v d_v + 0.5 \phi_p V_p$ $T_f > 0.25 T_{cr}$	$V_f \ge V_c / 2$ Béton armé $V_f \ge V_c / 3$ Précontraint $T_f \ge 0.1 \phi_c A_c T_c \sqrt{f'_c}$
Armature minimum	$0.15 f_{cr} (b_v s/f_y)$	0.35 b_w s/ f_y Béton armé $A_{ps}f_{pu}$ s $\sqrt{(d/b_w)}$ /80 f_y d Préc.
V _c : Béton armé	Méthode simplifiée	Méthode simplifiée
	$V_c = 0.46 \phi_c f_{cr} b_v d_v$	$V_c = V_b b_w d$
V _c : Béton précontraint	Méthode générale	Méthode simplifiée
	$V_c = 2.5 \beta \phi_c f_{cr} b_v d_v$	$V_c = \min(V_{cw}, V_{ci})$
	Théorie du champ de compression modifiée	
V _s : Béton armé	$\phi_s f_y A_v d_v / s$	$A_v f_v d/s$
V _s : Béton précontraint	$\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta / s$	$A_v f_y d/s$
	Théorie du champ de compression modifiée	
<u>Durabilité</u>		
Contrôle de la financia	Oui	Aucune spécification
Contrôle de la fissuration Béton armé	facteur β ₂ < 50 kN/mm	facteur Z < 23 ou 30 kN/mm
Béton précontraint	facteur β_2 < 30 kN/mm	Pas de fissuration permise
Armature minimum température et retrait	500 mm ² /m	250 mm ² /m
Espacement maximum	300 mm	450 mm ou 3 h

CONCEPTION DES PONTS EN ACIER

Le calcul des ponts en acier a été harmonisé avec les prescriptions de la norme S16.1 de sorte que les mêmes limites et mêmes équations s'appliquent dans de très nombreux cas. De plus, les irrégularités et erreurs contenues dans la norme S6-M88 pour les poutres mixtes non étayées en moment positif ont été rectifiées. Ces changements sont indiqués dans le tableau 5.

Tableau 5: Ponts en acier

Principaux changements	CHBDC 97	CAN/CSA-S6-M88
	Chapitre 10	Chapitre 7
Performance à long terme		
Durabilité, protection contre la corrosion	Plus d'information ajoutée, tableau avec méthode	Information minimales
Calcul des pièces	tableau avec methode	
Limites d'élancement	Identique au S16.1-94	Comme S16.1-M78
Pièces en traction	Identique au S16.1-94	Comme S16.1-M78
Pièces en compression	Identique au S16.1-94	Comme S16.1-M78
Flambement en flexion-torsion	Équation polynomiale	Aucune spécification
Poteaux-poutres	Identique au S16.1-94	Comme S16.1-M78
Poutres		
Déversement poutre monosym	Considéré	Aucune spécification
Voilement âmes de classe 4	Équation cas mono-symétrique	Cas doublement symétrique
Raidisseurs porteurs	Identique au S16.1-94	Comme S16.1-M84
Poutres mixtes: σ traction max	Condition à l'E.L. d'utilisation	Condition à l'E.L. ultime
σ compression âmes élancées	Plastique avec limite classe 3	Élastique pour classe 4
Fatigue et chocs		*
Fatigue	Nouvelle approche pour le calcul des écarts permis des contraintes; Mêmes détails	Tableau avec valeur limite selon chaque condition
Résistance aux chocs	Trois plages de températures Tableau pour les soudures Méthode de réparations	Deux plages de températures Aucune spéc. pour soudures ou méthodes de réparation

ÉVALUATION DES PONTS EXISTANTS

Les changements apportés à la méthode d'évaluation ont été relativement mineurs car le chapitre 12 de la norme S6-M88 venait tout juste d'être publié et était donc à jour. Les quelques changements sont indiqués au tableau 6.

Tableau 6: Évaluation des ponts existants

Principaux changements	CHBDC 97	CAN/CSA-S6-M88
	Chapitre 14	Chapitre 12
Types d'évaluations		Chapter 12
Procédure d'évaluation	États limites ultimes.	Évaluation aux états limites
	État limite d'utilisation pour les éléments en maçonnerie.	ultimes seulement
	États limites d'utilisation pour les éléments où la fissuration, les contraintes ou les vibrations sont excessives et évidentes	
Évaluation par essai de chargement	Méthode incluse	Aucune spécification
Affichage Procédure:	Prise en compte de la plus grande variabilité des charges d'essieux	Aucune spécification
	Affichage possible en fonction de la charge par essieu.	
Résistance des matériaux		
Résistance des matériaux	Spécifications en fonction de la date de construction lorsque les propriétés sont inconnues	Aucune spécification
Charges		
Types de charges mortes	Éléments préfabriqués et coulés en place sauf les dalles.	Tous les éléments sauf enrobé si non mesuré.
	Enrobé si mesuré.	Enrobé si non mesuré.
	Enrobé si non mesuré.	
	Dalles en béton coulées en place, couches d'usure en béton, bois etc.	

Tableau 6: Évaluation des ponts existants (suite)

Charges (suite) Charges vives	1: (trains routiers =CL625)	CS-600
	2: (semi-remorques)	
	3: (véhicules 1 unité)	
Charge répartie pour chargement de voie	9, 8 ou 7 kN/m dépendant de la classe de route	10 kN/m
Facteur de simultanéité des voies chargées	Tableau fonction du nombre de voies et de la classe de route.	100% premier véhicule 70% deuxième véhicule 40% troisième véhicule
<u>Conditions spéciales</u> Structures importantes (ponts essentiels)	Indice de fiabilité au moins 0,25 > que ceux des tableaux	Aucune spécification
Évaluation des dalles minces	Méthode incluse	Aucune spécification
Pertes de précontrainte pour acier normal	Équations incluses	Aucune spécification
Maçonnerie	Équations pour calcul de la résistance	Aucune spécification
Fatigue	Méthodes proposées pour le calcul de la vie résiduelle	Aucune spécification

CONCLUSION

Cet article avait comme objectif d'effectuer un bref survol de quelques modifications importantes qui apparaîtront dans la norme CHBDC. Les changements qui ont été apportés à la nouvelle norme sont issus d'un travail collectif colossal dans certains cas, éditorial dans d'autres. Ces modifications affecteront le calcul des ponts de façon variable. Il est certain qu'à l'usage des points forts mais aussi certaines lacunes surgiront. Il sera alors du devoir de tous les ingénieurs en ponts de les identifier afin que les éditions futures puissent être améliorées sur une base régulière. La norme CHBDC constitue la première norme Canadienne des ponts qui se démarque nettement des normes canadiennes l'ayant précédé tout comme de la norme américaine.

ÉVALUATION ET RENFORCEMENT À L'EFFORT TRANCHANT DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Marie-Claude Guérin, André Picard, ing. Ph.D

Université Laval

RÉSUMÉ

La technique de renforcement proposée consiste à placer des plaques de renfort inclinées sur les faces verticales des poutres de manière à croiser les fissures d'effort tranchant. La quantité de plaques est déterminée en séparant l'effort tranchant de la flexion. Lorsque de grands moments de flexion sollicitent la zone renforcée, il faut vérifier l'interaction flexion-cisaillement et ajuster la quantité de renfort s'il y a lieu. Un exemple de calcul et quelques résultats obtenus lors d'une étude paramétrique sont présentés.

INTRODUCTION

La méthode de renforcement proposée s'applique aux poutres en béton armé trop faibles vis-à-vis de l'effort tranchant. Elle consiste à placer des plaques de matériau composite inclinées sur les faces verticales des poutres de manière à croiser les fissures d'effort tranchant. Les matériaux composites sont préférés à l'acier en raison de leur rapport résistance/poids élevé et de leur insensibilité à la corrosion.

Cet article présente les étapes reliées au dimensionnement des plaques de même que quelques résultats obtenus lors d'une étude paramétrique. L'effet des variables suivantes sur la quantité de renfort à ajouter sera discuté: inclinaison des plaques de renforcement, propriétés mécaniques du matériau de renfort utilisé et effort tranchant présent lors de la mise en place des plaques de renforcement.

RENFORCEMENT À L'EFFORT TRANCHANT

Il y a trois étapes principales pour déterminer la quantité de renforcement nécessaire. D'abord, il faut évaluer la capacité à l'effort tranchant de la section non renforcée. Puis, les plaques sont dimensionnées pour augmenter la résistance en considérant l'effort tranchant séparé de la flexion. Finalement lorsque la section est sollicitée par de grands efforts de flexion, il faut calculer l'interaction flexion-cisaillement et vérifier si la quantité de plaques déterminée à l'étape précédente demeure suffisante. Ces trois étapes sont détaillées ci-après.

Étape 1 : Capacité ultime avant renforcement

La théorie du champ de compression modifiée est utilisée pour évaluer la capacité à l'effort tranchant d'une section. D'après cette théorie, l'effort tranchant résistant comprend deux composantes: la contribution des étriers et la contribution du béton. Cette dernière résulte de la contrainte de traction, f_1 , qui se développe dans le béton perpendiculairement aux fissures et entre les fissures (figure 1).

$$V = \frac{A_{v} \cdot f_{v} \cdot d_{v}}{s \cdot \tan \theta} + \frac{f_{1} \cdot b_{v} \cdot d_{v}}{\tan \theta}$$
 (1)

La méthode de calcul est itérative et elle est décrite dans le volume de Collins & Mitchell (1991). D'abord une faible déformation principale en traction, ϵ_1 , est appliquée à la section et l'angle d'inclinaison des fissures est ajusté pour qu'il y ait équilibre des efforts horizontaux et compatibilité des déformations. Si la force axiale appliquée est nulle, l'équilibre horizontal doit

s'établir entre l'effort provenant des armatures longitudinales et les composantes horizontales de la compression et de la traction dans la bielle de béton. L'effort tranchant peut alors être calculé. La déformation est ensuite augmentée jusqu'à ce que le premier de ces deux états limites ultimes (ELU) soit atteint: soit la plastification des étriers ou l'éclatement en compression de la bielle de béton. La section a alors atteint sa résistance ultime à l'effort tranchant.

La section en T montrée à la figure 2 a été analysée avec cette méthode. Les résultats obtenus à l'ultime sont: $V_u = 330 \text{ kN}$ (plastification des étriers), $\theta_u = 31.0^\circ$ et $\epsilon_{1u} = 0.0028 \text{ mm/mm}$.

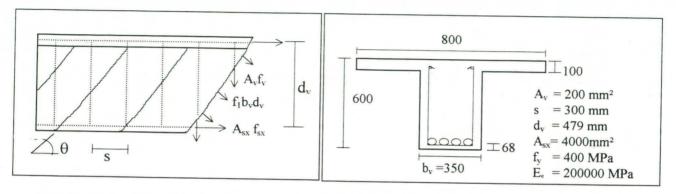


Figure 1 Poutre non renforcée

Figure 2 Caractéristiques de la poutre en T

Étape 2 : Dimensionnement des plaques de renfort

Il s'agit maintenant de calculer la quantité de plaques nécessaire pour augmenter la résistance de la section à la valeur voulue.

- Hypothèses
- La flexion n'est pas prise en compte.
- Les conditions initiales au moment du renforcement (déformation et inclinaison des fissures) sont celles qui correspondent à l'effort tranchant qui sollicite la poutre à ce moment. Cet effort tranchant est causé par les charges permanentes, V_D , et une certaine portion, plus difficilement évaluable, de la surcharge, V_L .
- La traction dans le béton est négligeable par rapport à la traction qui sera reprise par les plaques de renfort. L'effort tranchant résistant est donc la somme de la contribution des plaques et des étriers (figure 3).

$$Vr = \frac{A_v \cdot f_v \cdot d_v}{s \tan \theta} + \frac{A_m \cdot f_m \cdot d_m \sin \alpha}{s_m} \left(\frac{1}{\tan \theta} + \frac{1}{\tan \alpha} \right)$$
 (2)

- La contrainte de traction maximale acceptable dans les plaques (taux de travail) est limitée à une certaine fraction de la résistance ultime à la traction pour éviter une rupture fragile du matériau composite.

- Les plaques sont inclinées d'un angle α par rapport à l'horizontale et disposées par paire de chaque côté de l'âme.
- Les fibres du matériau composite de renfort sont parallèles à l'axe longitudinal de la plaque.
- Méthode de calcul

Le principe de calcul est le même que dans le cas de la théorie du champ de compression modifiée, c'est-à-dire l'équilibre des efforts et la compatibilité des déformations. Le dimensionnement des plaques de renfort se subdivise en trois parties:

a) Calcul de l'aire de plaque requise en supposant qu'à l'ultime les plaques auront atteint leur taux de travail admissible et que les étriers seront plastifiés.

$$A_{m} = \frac{V_{ur \, requis} - \frac{A_{v} \cdot f_{y} \cdot d_{v}}{s \tan \theta_{ur}}}{\left(\frac{\sin \alpha}{\tan \theta_{ur}} + \cos \alpha\right) \cdot f_{um} \cdot d_{m}} \cdot s_{m}$$
(3)

Dans l'équation (3), θ_{ur} représente l'angle d'inclinaison des fissures à l'état limite ultime de la poutre renforcée. Cet angle n'est pas connu ce qui complique l'utilisation de l'équation (3). Pour contrer cette difficulté, nous supposons que l'inclinaison des fissures ne variera pas une fois le renforcement effectué. Posons donc $\theta_{ur} = \theta_{D+L}$.

- b) Ensuite, il faut calculer la réponse de la poutre à partir des conditions présentes au moment du renforcement. La déformation principale en traction, ϵ_1 , est augmentée jusqu'à ce qu'un état limite survienne (atteinte de la contrainte maximale permise dans les plaques ou éclatement de la bielle comprimée). À chaque itération, l'inclinaison des fissures est ajustée pour conserver l'équilibre des efforts et la compatibilité des déformations.
- c) Une fois l'état limite ultime atteint, il faut comparer l'angle d'inclinaison des fissures utilisé pour le calcul de A_m avec celui obtenu à l'ultime. S'ils sont différents, il faut recommencer les calculs en a et b.

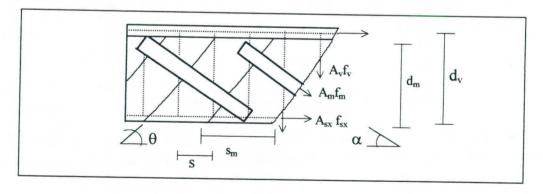


Figure 3 Poutre renforcée avec des plaques de matériau composite

Exemple

La résistance de la poutre en T de la figure 2 doit être augmentée à 425 kN. Les données nécessaires au calcul du renforcement sont présentées ci-dessous.

Avec ces données, l'aire requise d'une paire de plaques est égale à 249 mm². La capacité de la poutre est limitée par la contrainte maximale permise dans les plaques (225 MPa). À cet état limite, l'inclinaison moyenne des fissures est de 21,8 degrés et les étriers sont plastifiés ($\epsilon_{tur} = 0.0135 > f_y/E_s$).

Étape 3: Vérification de l'interaction flexion-cisaillement

La dernière étape concernant le renforcement est une étape d'analyse puisque la quantité de plaque à ajouter est maintenant connue. En fait, il faut vérifier si la flexion va affecter la résistance à l'effort tranchant après le renforcement. Pour ce faire, la réponse à l'effort tranchant est refaite (partie b de l'étape 2), mais cette fois, une itération supplémentaire est ajoutée pour évaluer la courbure de la poutre soumise à un moment de flexion M. En plus des deux états limites d'effort tranchant, il faut ajouter la plastification des armatures longitudinales.

La courbe d'interaction flexion-cisaillement pour la section en T renforcée est présentée à la figure 4. Tant que le moment fléchissant demeure inférieur à 500 kN-m, la capacité à l'effort tranchant n'est pas réduite. La résistance ultime est même un peu supérieure à 425 kN parce que l'inclinaison des fissures qui a résulté du calcul d'interaction est légèrement plus faible que celle obtenue lors du dimensionnement. Cependant, à partir du moment où ce sont les armatures longitudinales qui plastifient, la résistance à l'effort tranchant diminue rapidement.

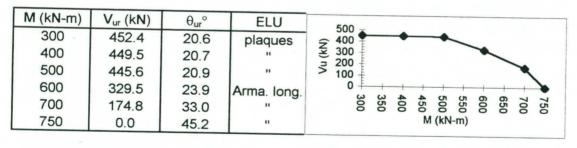


Figure 4 Interaction flexion-cisaillement

Par exemple, pour obtenir le V_{ur} requis de 425 kN avec un moment de flexion de 600 kN-m, il faudrait augmenter l'aire des plaques ou bien modifier les propriétés du matériau composite utilisé.

Tableau 1 Ajustement de l'aire des plaques en tenant compte de la flexion

$V_{ur} = 425 \text{ kN}$	E _m (MPa)	f _{um} (MPa)	$A_{\rm m}$ (mm ²)
M = 600 kN-m	20000	225	1500
	40000	450	750
	93000	618	300

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Pour la même section en T, il s'agit de voir l'influence des paramètres ci-dessous sur le dimensionnement des plaques de renfort.

Inclinaison des plaques (α)

D'après les résultats montrés au tableau 2, les plaques les plus efficaces sont celles qui sont le plus perpendiculaires aux fissures. En effet, en augmentant l'angle α de 40 à 60 degrés, il faut augmenter l'aire de plaques de 9,6%, mais leur contribution à la résistance ultime augmente davantage, soit 17,8%. De plus, choisir une inclinaison faible pour les plaques réduit l'écart entre la compression dans la bielle et la compression maximale admissible. Pour α = 30 degrés, il y a même éclatement de la bielle comprimée, c'est-à-dire $f_{2\,r} > f_{2maxr}$.

Tableau 2 Résultats de l'étude paramétrique: effet de l'inclinaison des plaques de renfort

α (deg)	A _m (mm²)	V _{um} (kN)	θ_{ur} (deg)	ε _{1ur} (mm/mm)	ε _{tur} (mm/mm)	f _{2ur} (MPa)	f _{2maxur} (MPa)	ELU
30	257	94.3	21.2	0.01820	0.02122	6.83	6.80	bielle
35	248	97.3	21.2	0.01609	0.01873	6.93	7.53	plaque
40	244	99.9	21.4	0.01440	0.01681	6.89	8.20	plaque
45	249	105.1	21.8	0.01312	0.01538	6.84	8.78	plaque
50	254	109.6	22.1	0.01220	0.01436	6.80	9.26	plaque
55	260	113.7	22.3	0.01155	0.01365	6.77	9.62	plaque
60	267	117.7	22.6	0.01113	0.01320	6.77	9.85	plaque

Module élastique du matériau de renfort (Em)

Faisons maintenant varier le module élastique du renfort en gardant constante la contrainte admissible dans le matériau (225 MPa). Les résultats obtenus montrent que la ductilité du système est réduite à mesure que E_m augmente (tableau 3). La poutre se déformant moins, l'inclinaison moyenne des fissures demeure plus élevée et, d'après l'équation (2), la contribution des étriers diminue. C'est pour cette raison que les plaques doivent travailler plus. Cependant, l'augmentation de la quantité de plaque requise est plus grande que l'augmentation de leur contribution (figure 5). Les plaques sont donc moins efficaces quand leur module élastique augmente et que f_{um} est gardé constant. Toutefois, il est logique que le taux de travail du matériau de renfort à l'ultime (f_{um}) augmente quand E_m augmente, tel qu'indiqué dans le tableau 1.

Tableau 3 Résultats de l'étude paramétrique: effet du module élastique du matériau de renfort

	۸	11		1	module clast	ique uu	materiau	de lellioi
E _m (MPa)	A _m (mm²)	V_{um} (kN)	$\theta_{\sf ur}$ (deg)	ε _{1ur} (mm/mm)	ε _{tur} (mm/mm)	f _{2ur} (MPa)	f _{2maxur} (MPa)	ELU
20000	249	105.1	21.8	0.01312	0.01538	6.84	8.78	plague
40000	366	141.4	24.4	0.00683	0.00834	6.02	13.53	
60000	450	164.7	26.2	0.00477	0.00602	5.57	16.46	plaque
80000	506	178.4	27.5	0.00377	0.00488	5.28	18.41	plaque plaque
100000	549	188.3	28.5	0.00319	0.00420	5.09	19.81	plaque

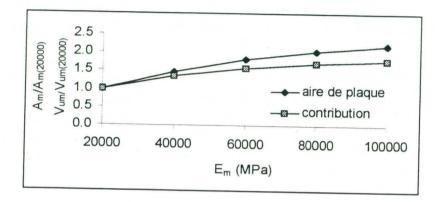


Figure 5 Augmentation de l'aire des plaques et de leur contribution à la résistance ultime

Effort tranchant au moment du renforcement (VD+L)

D'après les résultats montrés dans le tableau 4, la quantité de renfort augmente lorsque l'effort tranchant présent au moment du renforcement diminue. En effet, plus le renforcement est fait à un V_{D+L} faible, plus les plaques commencent à travailler tôt. Leur contribution à la résistance ultime est donc plus importante et c'est pourquoi il faut une plus grande quantité de plaques. Cet effet est plus remarquable lorsque le module élastique vaut 60000 MPa. Comme la valeur de V_{D+L} est assez difficile à évaluer, il serait préférable d'utiliser dans ce cas-ci le matériau composite qui a un module élastique de 20000 MPa. À noter que la contribution totale (renfort + étriers) reste constante à 425 kN.

Tableau 4 Résultats de l'étude paramétrique: effet de V_{D+I}

E _m (MPa)	V _{D+L} (kN)	A _m (mm²)	V _{um} (kN)	θ _{ur} (deg)	ε _{1ur} (mm/mm)	ε _{tur} (mm/mm)	f _{2ur} (MPa)	f _{2maxur} (MPa)	ELU
20000	100	253	106.4	21.88	0.0126	0.0147	6.79	9.08	plaque
	150	249	105.1	21.76	0.0131	0.0154	6.84	8.78	plaque
	200	243	103.1	21.65	0.0137	0.0160	6.88	8.50	
60000	100	481	172.5	26.88	0.0042	0.0054	5.42	17.49	plaque
	150	450	164.7	26.19	0.0048	0.0060	5.57		plaque
	200	425	158.2	25.61	0.0054	0.0067	5.72	16.46 15.51	plaque plaque

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus, la méthode de renforcement suggérée semble être efficace. L'étude paramétrique a montré que l'inclinaison des plaques ne doit pas être trop faible pour éviter qu'il y ait éclatement en compression des bielles de béton. De plus, lorsque le module élastique du matériau de renfort est augmenté, mais que la contrainte maximale de traction demeure constante, l'efficacité des plaques et la ductilité du système sont réduites. La valeur de l'effort tranchant présent au moment du renforcement a alors un effet plus important sur la quantité de renfort requis. La prochaine étape de ce projet consistera à valider expérimentalement la théorie et les résultats obtenus.

RÉFÉRENCE

COLLINS Michael P. et MITCHELL Denis, *Prestressed concrete structures*, Prentice-Hall, 1991, pp 338-359.

LISTE DE SYMBOLES

$A_{\rm m}$	Aire d'une paire de plaques de renfort
E_{m}	Module élastique du matériau de renfort
ϵ_{lur}	Déformation principale en traction à l'état limite ultime après le renforcement
ϵ_{tur}	Déformation des étriers à l'état limite ultime après le renforcement
f_{um}	Contrainte maximale admissible dans le matériau de renfort (taux de travail)
f_{2ur}	Compression dans les bielles de béton à l'état limite ultime après le renforcement
$f_{2\text{maxur}}$	Compression maximale acceptable dans les bielles de béton à l'état limite ultime après le renforcement
θ_{ur}	Angle d'inclinaison des fissures à l'état limite ultime après le renforcement
V_{um}	Contribution des plaques à la résistance ultime après le renforcement
V_{ur}	Résistance ultime après le renforcement (plaques + étriers)
f_{2maxur} $ heta_{ur}$ V_{um}	Compression maximale acceptable dans les bielles de béton à l'état limite ultime après le renforcement Angle d'inclinaison des fissures à l'état limite ultime après le renforcement Contribution des plaques à la résistance ultime après le renforcement

RENFORCEMENT D'OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ AVEC DES MATÉRIAUX COMPOSITES : APPLICATIONS PRATIQUES AU QUÉBEC

S. Martel, développement et applications
 P. Labossière, professeur agrégé
 K.W. Neale, professeur titulaire
 M. Demers, associé de recherche

ISIS Sherbrooke
Département de génie civil
Université de Sherbrooke
Sherbrooke (Québec) J1K 2R1

RÉSUMÉ

Nous remarquons actuellement que dans plusieurs pays à travers le monde, et plus particulièrement au Québec, de nombreux ouvrages en béton armé datant du milieu du siècle se retrouvent aujourd'hui dans un état de dégradation avancée. Les structures sont en effet soumises à des conditions sévères apportées par nos hivers rigoureux comme les écarts de température importants et l'utilisation de sels de déglaçage. C'est dans cet esprit que notre groupe de recherche travaille sur le développement des matériaux composites aptes à prolonger la durée de vie des structures existantes en plus de les renforcer. Les thèmes abordés dans nos projets de recherche sont : (i) le confinement des colonnes de béton par une enveloppe de composites; (ii) l'utilisation de laminés de composites utilisés pour des renforcements en flexion de poutres et de dalles; (iii) l'enrobage d'éléments structuraux pour limiter la progression de la corrosion; (iv) la durabilité des réparations et des matériaux composites; et (v) le monitorage des réparations exécutées avec des matériaux composites.

Pour réaliser ses objectifs, principalement au niveau de la réduction des coûts, ISIS Sherbrooke contribue à l'utilisation des composites en se joignant à des partenaires pour exécuter des travaux de réfection sur des structures existantes. Le présent exposé traite des projets de la Faculté d'administration de l'Université de Sherbrooke, du pont d'étagement à la sortie 100 de l'autoroute 10, du pont Clément à Montréal ainsi que du stationnement Webster au centre-ville de Sherbrooke, réalisations qui illustrent les réhabilitations typiques présentant les problèmes les plus souvent rencontrés au Canada, allant du renforcement en flexion à la réparation de fissures et à la protection contre la corrosion. Nous présenterons les différentes méthodes utilisées pour l'application des matériaux, les configurations choisies en lien avec les travaux effectués dans nos laboratoires, les conditions particulières relativement à chacun des projets, ainsi que l'utilisation des fibres optiques comme appareils de monitorage sur certains de ces ouvrages.

INTRODUCTION

Avec l'augmentation importante des charges sur les ponts, et la détérioration de nos infrastructures routières observée au cours des années, surtout à cause de la corrosion, de grands travaux de réhabilitation de ponts et structures sont présentement en cours et devraient être réalisés d'ici quelques années. Déjà, certaines estimations portent à plus de 10 milliards de dollars la somme des dépenses nécessaires pour remplacer ou renforcer des ponts routiers existants au Canada. Plusieurs autres types de structures présentant le même genre de dommages, comme les stationnements multiétagés et les ponts ferroviaires, devront aussi être remplacés ou renforcés. Parmi les nombreuses technologies considérées pour résoudre ce problème croissant, l'une des plus prometteuses semble être le renforcement et la réhabilitation utilisant les matériaux composites.

Les matériaux composites dont il est question ici sont des plastiques renforcés de fibres essentiellement constitués de fibres à haute performance insérées dans une matrice plastique légère. Les fibres peuvent être produites de verre, de carbone ou d'aramide, alors que la matrice est la plupart du temps à base d'époxy. Le comportement du composite ainsi produit dépend en grande partie des propriétés mécaniques et du volume de fibres; par conséquent, chaque composite possède des propriétés mécaniques uniques qu'il est possible d'ajuster en fonction des exigences d'une application structurale donnée.

Types d'applications

Les objectifs de notre projet de recherche actuel sont d'améliorer notre compréhension du comportement des matériaux composites, et d'évaluer les méthodes suivantes pour la réhabilitation des structures existantes en béton armé :

- le renforcement de colonnes en béton armé par un confinement avec des lamelles de matériaux composites;
- le renforcement de poutres en béton armé par le collage de lamelles constituées de matériaux composites;
- l'utilisation des enveloppes composites pour la protection contre la corrosion.

Dans l'avenir, nous comptons également nous attarder aussi à l'étude des structures de bois renforcées à l'aide de matériaux composites. Si l'on se limitait par exemple aux anciens ponts couverts, ce domaine d'applications toucherait environ 80 structures au Québec et plusieurs autres dans les provinces maritimes.

APPLICATIONS AU QUÉBEC

Plusieurs projets ont déjà été développés dans les laboratoires de l'Université de Sherbrooke, dans le but de connaître les caractéristiques et les possibilités offertes par le renforcement de structures avec des matériaux composites. Suite aux essais effectués à date, il nous est maintenant possible de prédire le comportement d'un renforcement sur des structures réelles en utilisant différentes configurations pour l'installation des composites. La description des projets qui suit illustre bien

146

quelques-unes des applications possibles qui ont été réalisées jusqu'à maintenant.

Faculté d'administration de l'Université de Sherbrooke

Le premier projet à utiliser les matériaux composites à haute performance pour renforcer et protéger des colonnes en béton armé a été réalisé à l'entrée du pavillon de la Faculté d'administration de l'Université de Sherbrooke. La corrosion de l'acier d'armature de ces colonnes, d'un diamètre de 305 mm et d'une hauteur de 3950 mm, a provoqué la fissuration et l'effritement du béton.

Les travaux de réparation réalisés en novembre 1995 consistaient d'abord à restaurer la section avec un coulis de ciment, puis à lisser la surface à l'aide d'un second coulis. Un abri de toile a dû être installé de façon à conserver une température ambiante suffisante pour la pose des composites. Cette première partie a été réalisée par un entrepreneur en construction de la région. Les six colonnes de la Faculté d'administration ont été réparées de la même façon, à l'exception de deux qui ont été protégées, en surplus, par une enveloppe composite de fibres de verre. L'installation de l'enveloppe composite a été effectuée par une équipe d'étudiants de deuxième et troisième cycles du Département de génie civil.

Le système TYFO S, gracieusement fourni par Composite Retrofit International Inc. de Montréal, a été le matériau composite sélectionné pour envelopper les colonnes. Il se compose de fibres de verre tissées et d'une résine à base d'époxy à deux composantes. Ce matériau s'installe facilement en trempant d'abord les fibres dans la résine, puis en enroulant le tissu mouillé autour de la colonne. Le durcissement de la résine d'époxy s'effectue en quelques heures. Un mortier de la couleur et de la texture désirées par le propriétaire a ensuite été appliqué afin d'améliorer l'esthétique des colonnes.

Pour cette première application, l'enveloppe composite a été utilisée pour étanchéiser la colonne et empêcher ainsi la progression de la corrosion de l'acier restant. La haute résistance du composite a finalement permis d'augmenter la capacité des colonnes en confinant le béton.

Pont d'étagement à Saint-Étienne-de-Bolton

En juillet 1996, la région de Sherbrooke du ministère des Transports du Québec a procédé à la réfection du pont d'étagement situé à la sortie 100 de l'autoroute 10 à Saint-Étienne-de-Bolton. Cette structure avait été identifiée dans le cadre du programme d'entretien du ministère. À partir de cette structure, un projet de démonstration intégrant l'utilisation de matériaux composites pour la réfection des colonnes de ce pont a été amorcé. Les objectifs spécifiques de cette réhabilitation étaient de :

protéger les colonnes contre la progression de la corrosion des aciers d'armature;

 démontrer la durabilité d'une réparation utilisant les composites dans des conditions climatiques sévères; former des travailleurs du Québec pour la mise en place des composites;

• intégrer à l'enveloppe composite des systèmes de mesure innovateurs à partir de fibres optiques;

mesurer les déformations des colonnes et déduire la dégradation des armatures;

établir la fiabilité des fibres optiques dans le temps.

Ce projet devient une application en vraie grandeur des travaux effectués dans notre laboratoire sur l'enrobement des colonnes avec des matériaux composites.

Le pont d'étagement de Saint-Étienne-de-Bolton comporte 18 colonnes circulaires de 760 mm de diamètre sur six mètres de hauteur. Douze colonnes nécessitaient une réparation des dommages causés par la proximité des voies de roulement. Les sels de déglaçage ainsi que le passage des chasse-neige pouvant à l'occasion heurter le bas des colonnes ont largement contribué à cette dégradation prématurée. Le pont d'étagement, construit en 1963, a déjà été soumis à une réparation conventionnelle des colonnes. La proposition d'utiliser des matériaux composites permet non seulement de réhabiliter les colonnes, mais aussi de prolonger leur durée de vie.

Neuf des 12 colonnes endommagées ont été réparées à l'aide de matériaux composites, et trois par des matériaux conventionnels. Ces trois dernières servent de colonnes témoins dans le but de comparer les solutions et de démontrer la pertinence des composites pour ce type d'application. Pour les neuf colonnes enrobées de composites, cinq le sont avec des fibres de verre, et quatre avec des fibres de carbone. Ces matériaux provenant de trois compagnies différentes, il nous est donc possible d'effectuer des mesures comparatives (quantitatives et qualitatives) entre les matériaux et les différents manufacturiers.

La réfection des colonnes s'effectue en quatre étapes principales. On doit tout d'abord enlever tout le béton ou dépôt de rouille non adhérant à la surface et nettoyer celle-ci avec un jet d'air comprimé. La colonne est ensuite réparée à l'aide d'un mortier et la surface lissée. L'enveloppe composite peut ensuite être appliquée. Celle-ci doit couvrir toute la hauteur de la colonne et se prolonger à 500 mm minimum sous le niveau du sol afin d'éviter la progression de la corrosion des armatures situées à ce niveau. La mise en place de l'enveloppe s'effectue selon la méthode recommandée par le manufacturier. Cette enveloppe est constituée de deux couches pour les colonnes de ce projet. La première couche est placée dans le sens longitudinal de la colonne, et la seconde dans le sens transversal, tout en respectant les zones de chevauchement requises pour chacun des matériaux. Ce processus est nécessaire afin de s'assurer de la présence des fibres en tout point sur la colonne. Une peinture de finition est finalement appliquée sur les colonnes afin de protéger l'enveloppe contre le rayonnement ultraviolet. Cette finition permet aussi de donner aux colonnes une apparence uniforme.

Le thème principal abordé par le Centre d'excellence ISIS Canada est l'instrumentation des structures à l'aide de fibres optiques. Dans cette perspective, des fibres optiques ont été installées à titre expérimental sur quatre des neuf colonnes renforcées de composites. Les déformations circonférentielles et axiales de l'enveloppe composite dues aux écarts de température, à la corrosion des armatures et aux effets de chargement de la structure seront mesurées. La pose des fibres optiques est l'étape préliminaire au monitorage qui permettra de valider cette technique de

mesure pour des applications dans le domaine du génie civil. Le Groupe ISIS Sherbrooke dispose d'appareils de mesure qui lui permettra d'assurer le suivi de la structure.

Pour la mise en place des fibres optiques, les étudiants de l'Université de Sherbrooke, conjointement avec des étudiants provenant d'autres universités canadiennes membres du Réseau, ont procédé à l'installation. Certains d'entre eux avaient déjà été impliqués dans la pose de fibres optiques dans un projet en Nouvelle-Écosse et pour l'instrumentation du pont de la Confédération reliant le Nouveau-Brunswick à l'Île-du-Prince-Édouard. Au Québec, il s'agit de la deuxième installation de fibres optiques de ce genre sur une structure.

Grâce à la réalisation de ce projet, il nous a été possible de constater que les coûts des matériaux composites, quoique plus élevés que ceux des matériaux conventionnels, n'engendrent pas de coûts supplémentaires pour la réalisation des travaux. Étant donné la facilité d'application et la légèreté de ces matériaux, il est possible de diminuer le nombre de travailleurs sur le chantier ainsi que le nombre d'heures de travail. Un élément ayant aussi contribué à diminuer les coûts est l'absence des coffrages habituellement utilisés pour la réfection des colonnes.

Pont Clément, Autoroute Bonaventure

La société Les ponts Jacques-Cartier et Champlain inc. a procédé à la réfection d'un pilier du pont Clément à Montréal. Les bases des piliers de ce pont sont immergées dans l'eau et soumises à un fort courant. Le pilier à réparer est situé au confluent de deux bras du Saint-Laurent, ce qui le rend plus exposé aux glaces qui s'y butent durant l'hiver et au printemps. Ce pilier a un diamètre de 1,37 m et la hauteur de la réparation est d'environ 4 m à partir de la base.

La réparation du béton est d'abord effectuée par la mise en place d'un béton projeté sur la surface délaminée. Une préparation au jet de sable a été effectuée avant d'appliquer la résine d'apprêt. Cette résine est essentielle afin de limiter la migration des alcalis du ciment à l'intérieur du composite et pour favoriser l'adhérence du composite au béton. En effet, les fibres utilisées pour la réparation sont des fibres de verre de type E (SEH51/TYFO S) de Composite Retrofit International Inc. Pour ce projet, neuf couches de composites (10 mm d'épaisseur au total) sont finalement installées sur le pilier afin d'offrir la protection et le confinement requis.

Pour la mise en place du composite, un appareil facilitant l'installation a été utilisé. Le rouleau de tissu est d'abord installé à une extrémité de l'appareil; à mesure qu'il est déroulé, le mouillage des fibres est effectué simultanément, et le tissu imprégné est ensuite enroulé à l'autre extrémité. Pour la mise en place, le rouleau est apporté près du pilier et installé en déroulant la bobine de composites. Cette méthode permet de réduire considérablement le temps requis pour saturer les fibres de résine et de transporter des longueurs plus importantes de tissu. Cette dernière caractéristique permet de diminuer le nombre de chevauchements et ainsi d'économiser sur la quantité de matériel à installer.

Dans le cadre de ce projet, une phase contrôle de la qualité en laboratoire est effectuée. Les éléments étudiés sont le comportement des fibres de verre (SEH51/TYFO S) au gel/dégel ainsi

qu'au mouillage/séchage, l'augmentation de résistance prévue par simulations à échelle réduite sur des cylindres de béton confinés par l'enveloppe composite, et finalement, la résistance en traction des fibres de verre. Ces essais sont effectués à l'Université de Sherbrooke par les membres du groupe ISIS Sherbrooke.

Stationnement Webster, Sherbrooke

Au cours de l'année 1996, la Ville de Sherbrooke a procédé à la réfection d'un stationnement municipal multiétagé au centre-ville de Sherbrooke. Ce projet faisait partie du volet 3 du programme Canada-Québec, lequel devait présenter des innovations technologiques pour la réfection d'infrastructures existantes. C'est en proposant d'intégrer des matériaux composites pour la réfection du stationnement que le groupe ISIS Sherbrooke a été impliqué dans le projet par l'intermédiaire du Groupe SM qui avait reçu le mandat de la conception.

Le stationnement était fortement détérioré dû à plusieurs facteurs, dont le mauvais liaisonnement de la dalle aux poutres de béton après la reconstruction de la dalle en 1977 et la détérioration du béton par l'attaque des sels de déglaçage. Des problèmes structuraux ont alors été observés. Notons la présence, à certains endroits, de fortes fissures à l'interface poutre-dalle, la présence de fissures dues à un manque de capacité en flexion pour quelques poutres, et la présence de fissures dues à la corrosion des armatures dans plusieurs colonnes.

Les objectifs spécifiques de cette intervention étaient la réalisation d'un projet utilisant des matériaux peu connus dans le domaine de la construction, de démontrer leur efficacité, de prolonger la durée de vie de la réhabilitation, et d'effectuer des renforcements importants pour des éléments structuraux déficients.

Les réparations de colonnes se sont effectuées de plusieurs façons, à savoir d'offrir une protection complète ou partielle de celles-ci contre la corrosion et la détérioration du béton et de permettre le renforcement en flexion pour les éléments faisant partie de cadres rigides. Ces réparations se sont réalisées en utilisant soit les fibres de verre, soit les fibres de carbone. Il est à noter que la capacité à la compression des colonnes n'a pas été augmentée significativement; cependant, la ductilité de ces éléments s'est grandement améliorée.

Le second type d'éléments ayant été réparé avec les matériaux composites sont les poutres. Pour la capacité en flexion, une augmentation de résistance allant jusqu'à 15 % de la capacité initiale a été réalisée, tandis que pour le cisaillement, une augmentation de 20 % a été atteinte. Selon les applications, certaines poutres avaient besoin d'un renforcement pour le moment négatif étant donné qu'il s'agissait de cadres rigides, et d'autres nécessitaient un renforcement pour le moment positif. Un élément important ayant conduit au besoin d'un tel renforcement est que la dalle a été reconstruite en 1977 et que le liaisonnement entre la dalle et les poutres n'était plus adéquat. Comme la conception initiale tenait compte de la participation de la dalle à la reprise des charges, on a dû restaurer ce lien important en appliquant les composites à +45° et -45° de façon à ce qu'ils reprennent les charges de cisaillement entre ces deux éléments le plus efficacement possible.

Un suivi sur cette structure sera effectué au moyen de fibres optiques déjà incorporées dans l'enveloppe composite. Les déformations pourront ainsi être mesurées à intervalles réguliers afin d'évaluer le comportement de la structure sous chargement et sous des écarts de température importants.

CONCLUSION

L'orientation des travaux de recherche de notre groupe nous a permis d'évaluer différents types de renforcement ainsi que différentes configurations possibles pour certaines applications particulières, à savoir celles des colonnes et des poutres rectangulaires en béton armé. Dans les années à venir, nous nous pencherons d'avantage sur la durabilité de ces réparations avec l'exposition en conditions réelles par l'entremise des différentes réalisations effectuées jusqu'à maintenant. De plus, nous nous intéresserons à d'autres types de structures, comme aux éléments en béton précontraint renforcés extérieurement par des enveloppes composites, ainsi qu'aux structures de bois renforcées avec des lamelles de composites.

