



## SUR LA PROGRESSION DE LA RECHERCHE Recueil QUÉBÉCOISE SUR LES OUVRAGES D'ART des communications Les 7 et 8 mai 2002



Québec 🗄

Nous sommes heureux de vous accueillir à ce 9<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Les objectifs sont de partager les résultats de recherches récentes dans le domaine des ouvrages d'art et de permettre les échanges entre les différents participants.

Au cours des deux prochaines journées, vingt-trois conférences seront présentées. Elles ont été regroupées sous les thèmes suivants : Réfection, Entretien, Conception, Matériaux et Auscultation.

Un tel colloque ne pourrait avoir lieu sans la précieuse collaboration des membres du comité organisateur soient madame Linda T. Fortier du ministère des Transports, Messieurs Marc Jolin de l'Université Laval et Bruno Massicotte de l'École Polytechnique de Montréal.

Le comité organisateur tient, tout spécialement, à remercier les conférenciers pour leur participation et leur collaboration enthousiasme et si efficace.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à tous les participants pour leur accueil favorable qu'ils réservent, année après année, au Colloque.

Bon colloque à tous!

Marjolaine Pépin Ministère des Transports - Direction des structures Responsable du collogue

RECU CENTRE DE GORCÉCRITATION	「こうないにしている」というできます。
13 MAI 2002	ALCOUNT LOUGHT
TRANSPORTS QUÉBEC	PURCHASE AND

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

QTRD

CANQ TR 954 2002

Programme du 9<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art

		La mardi 7 mai 2002					
8 h							
8h30	Comité organisateur	Mot d'ouverture					
8h35	Michel Pigeon, Université Laval	Allocution du vice-doven à la recherche de la Eaculté des sciences et de génie					
8 h 40	Guy Richard, MTQ	Allocation du directeur des structures					
	Réfection et entretien						
8 h 45	Nizar Smaoui, Université Laval	Évaluation structurale et réfection des ouvrages routiers atteints de réactivité alcalis-granulats					
9 h 15	Bernard Malric, <i>MFP SA, Genève</i> Utilisateur des inhibiteurs de corrosion dans la réhabilitation des ouvrages d'art : critères d'utilisation et exemples						
9 h 45		Pause café					
10 h 15	Richard Gagné, Université Sherbrooke	Analyse du comportement de resurfaçages adhérents utilisés pour réparer des dalles en béton armé					
10 h 45	5 Nourredine Kadoum, <i>CPI Corrosion</i> Considérations des aspects électrochimiques quant à la durabilité des ouvrages						
11 h 15	5 Louis-Marie Bélanger, MTQ Banc d'essais - Systèmes de peintures pour surfaces d'acier minimalement préparées						
11 h 45		Déjeuner					
		Conception					
13 h 30	Guy Mailhot, Les Ponts Jacques-Cartier et Champlain inc.	Projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier au moyen de panneaux préfabriqués en BHP					
14 h 15	Michaela Aldéa, MTQ, et André Mainville, SNC-Lavalin	Construction du pont Jordi-Bonet					
14 h 45		Pause café					
15 h 15	Sylvain Bédard, Dessau-Soprin	Résistance à la fatique des assemblages soudés avec gousset en aluminium					
15 h 45	Bruno Massicotte, École Polytechnique de Montréal	Conception des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières					
16 h 15	Robert Tremblay, <i>École Polytechnique de Montréal</i> , et Denis Mitchell, <i>Université McGill</i>	Éléments techniques liés à l'effondrement du pont du boulevard du Souvenir					
16 h 45	Guy Richard, MTQ	Grille d'analyse du MTQ pour évaluer la valeur patrimoniale des structures					
17 h 15	Comité organisateur	Mot de clôture					
17 h 20		Cocktail					

		Le mercredi 8 mai 2002			
8 h		Inscription et café			
8 h 25	Comité organisateur	Mot d'ouverture			
		Matériaux et matériaux composites			
8 h 30	Frédéric Côté, Université Laval	Évaluation de la performance de coulis d'injection pour les structures précontraintes par post- tension			
9 h	Mélanie Shink, Université Laval	Les bétons légers à hautes performances: des matériaux adaptés à la problématique de la réparation des ouvrages d'art			
9 h 30	h 30 Olivier Bonneau, Université de Sherbrooke Utilisation d'un BHP avec un ciment ternaire dans le cadre de la reconstruction du Édouard-Montpetit à Montréal				
10 h		Pause café			
10 h 30	Marc-Olivier Bessette, Université Laval	Influence des accélérateurs sur la durabilité des bétons projetés par voie humide			
11 h	Nikola Petrov, Université de Sherbrooke	Déformations des BHP du viaduc Peel - de la Commune à Montréal, après trois hivers			
11 h 15	Anas Harraq, Université de Sherbrooke	Comportement des poutres précontraintes renforcées en flexion à l'aide des matériaux composites			
11 h 45		Déjeuner			
		Matériaux composites et auscultation			
13 h 30	Brahim Benmokrane, Université de Sherbrooke	<ul> <li>Essai d'impact sur des glissières de ponts en béton de types PL2 et PL3 renforcées avec de l'armature non-corrosives en matériaux composites</li> </ul>			
		<ul> <li>dans la municipalité de Wotton (Québec)</li> </ul>			
14 h 15	Guy Bergeron, MTQ	Application de la profilométrie inertielle pour l'évaluation du confort au roulement à proximité des joints de tablier			
14 h 45		Pause café			
15 h 15	Patrice Rivard, Université de Sherbrooke	La mesure des contraintes de traction dans les tirants d'un barrage atteint de RAG			
15 h 45	Marc Savard, MTQ	Surveillance électronique du comportement du pont des Piles à Grand-Mère			
16 h 15	Jamal Rhazi, Université de Sherbrooke	Application de la thermographie infrarouge à différents types d'ouvrages en génie civil			
16 h 45	Guy Richard, MTQ	Mot de clôture			

Détacher en suivant le pointillé

## Table des matières

•

......

TITRE	NUMÉRO
Évaluation structurale et réfection des ouvrages routiers atteints de réactivité alcalis-granulats	1
Utilisateur des inhibiteurs de corrosion dans la réhabilitation des ouvrages d'art: critères d'utilisation et	
exemples	2
Analyse du comportement de resurfaçages adhérents utilisés pour réparer des dalles en béton armé	3
Considérations des aspects électrochimiques quant à la durabilité des ouvrages	4
Banc d'essais - Systèmes de peintures pour surfaces d'acier minimalement préparées	5
Projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier au moyen de panneaux préfabriqués en BHP.	G
Construction du pont lordi Ropot	-
	7
Resistance à la fatigue des assemblages soudés avec gousset en aluminium	8
Conception des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières	9
Éléments techniques liés à l'effondrement du pont du boulevard du Souvenir	10
Grille d'analyse du MTQ pour évaluer la valeur patrimoniale des structures	11
Évaluation de la performance de coulis d'injection pour les structures précontraintes par post-tension	12
Les bétons légers à hautes performances: des matériaux adaptés à la problématique de la réparation des ouvrages d'art	13
Utilisation d'un BHP avec un ciment ternaire dans le cadre de la reconstruction du viaduc Édouard-	
Montpetit a Montreal	14
Influence des accélérateurs sur la durabilité des bétons projetés par voie humide	15
Déformations des BHP du viaduc Peel - de la Commune à Montréal, après trois hivers	16
Comportement des poutres précontraintes renforcées en flexion à l'aide des matériaux composites	17
Essai d'impact sur des glissières de ponts en béton de types PL2 et PL3 renforcées avec de l'armature	
non-corrosives en matériaux composites	18
Utilisation d'armatures à béton en matériaux composites pour le tablier d'un pont situé dans la municipalité de Wotton (Québec)	19
Application de la profilométrie inertielle pour l'évaluation du confort au roulement à proximité des joints de tablier	20
	20

La mesure des contraintes de traction dans les tirants d'un barrage atteint de RAG	21
Surveillance électronique du comportement du pont des Piles à Grand-Mère	22
Application de la thermographie infrarouge à différents types d'ouvrages en génie civil	23

## Évaluation structurale et réfection des ouvrages routiers atteints de réactivité alcalis-granulats

Nizar Smaoui<sup>1</sup>, Marc-André Bérubé<sup>2</sup>, Benoit Bissonnette<sup>1</sup>, Benoit Fournier<sup>3</sup>, Benoit Durand<sup>4</sup>, Daniel Bouchard<sup>5</sup>, Marc Savard<sup>5</sup>, Daniel Vézina<sup>5</sup>

<sup>1</sup>CRIB, Département de génie civil, Université Laval, <sup>2</sup>CRIB, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, <sup>3</sup>ICON-CANMET, EMR-Canada, <sup>4</sup>IREQ - Hydro-Québec, <sup>5</sup>Transports Québec

#### Résumé

Un grand nombre de structures routières situées en territoire québécois sont affectées de réactivité alcalis-granulats (RAG) de type alcalis-silice (RAS). Le plus important critère d'intervention demeure la chute de la capacité portante et la stabilité structurale de ces ouvrages. L'expertise québécoise demeure limitée en ce qui concerne les effets de la RAS sur le comportement structural actuel et futur des ouvrages routiers affectés de RAS et sur les mesures de réhabilitation les plus efficaces. Le projet entrepris en 1999 par l'Université Laval en collaboration avec Transports Québec consiste à évaluer le comportement structural de trois ouvrages routièrs de différents types et atteints à divers degrés de RAS, dans le but principal d'établir les véritables relations qui existent entre l'apparence visuelle, l'état réel d'endommagement et la stabilité structurale des structures routières affectées de ce problème. Les trois ouvrages retenus sont les viaducs Du-Vallon/Charest, Du-Vallon/Père-Lelièvre et De-la-Capitale/St-David, tous situés dans la région de Québec. Deux d'entre-eux ont été carottés et les échantillons obtenus ont été soumis en laboratoire à toute une batterie d'essais et d'analyses afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques et chimiques du béton en cause, son endommagement et son potentiel résiduel d'expansion. Plusieurs composantes des ouvrages retenus ont aussi subi différents types d'intervention, particulièrement le viaduc Du-Vallon/Charest, et ont été instrumentées pour des mesures manuelles ou continues d'expansion et d'humidité. Les résultats de ces relevés pourront être comparés dans quelques années aux résultats des essais d'expansion réalisés en laboratoire sur les carottes de forage.

#### 1 – Introduction

Un grand nombre de structures routières et hydrauliques situées en territoire québécois sont affectées de réactivité alcalis-granulats (RAG) de type alcalis-silice (RAS), à un degré toutefois fort variable d'une région à une autre, d'un ouvrage à un autre et même d'une composante à une autre du même ouvrage. D'importants et fort onéreux programmes d'inspection et d'entretien ont été ainsi mis sur pied au cours de la dernière décennie dans le cas de plusieurs barrages, ouvrages pour les quels les interventions sont principalement dictées par des problèmes de dysfonctionnement des équipements associés au gonflement du béton (blocage de vannes et de turbines, etc.), alors que la stabilité structurale n'est généralement pas en cause. Dans le cas des ouvrages routiers, par contre, le plus important critère d'intervention demeure la chute de la capacité portante et la stabilité structurale des ouvrages affectés. À l'opposé de la situation rencontrée dans les barrages, l'expertise québécoise demeure limitée en ce qui concerne les effets de la RAS sur le comportement structural actuel et futur des ouvrages routiers et sur les mesures de réhabilitation les plus efficaces. Pourtant, plusieurs de ces ouvrages présentent un degré de détérioration notable, voire même inquiétant et, dans un but préventif, nécessiteraient une évaluation structurale immédiate et possiblement aussi certaines réparations. Ce type d'évaluation devient nécessaire dans un contexte de vieillissement continu de notre parc d'infrastructures routières et de restriction des crédits affectés à la construction, au remplacement et à la réparation des ouvrages.

Un projet de recherche entrepris en 1999 par l'Université Laval en collaboration très étroite avec Transports Québec consiste à évaluer le comportement structural de trois ouvrages routièrs de différents types et atteints à divers degrés de RAS, dans le but principal d'établir les véritables relations qui existent entre l'apparence visuelle, l'état réel d'endommagement et la stabilité structurale des structures routières affectées de ce problème. Les trois ouvrages retenus sont les viaducs Du-Vallon/Charest, Du-Vallon/Père-Lelièvre et De-la-Capitale/St-David, tous situés dans la région de Québec. Deux d'entre-eux ont été jusqu'ici carottés et les échantillons obtenus ont été soumis à toute une batterie d'essais et d'analyses en laboratoire afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques et chimiques du béton en cause, son endommagement (microfissuration) et son potentiel résiduel d'expansion. Plusieurs composantes des ouvrages retenus ont aussi subi différents types d'intervention. En particulier, le viaduc Du-Vallon/Charest a été le site d'importants travaux au cours de l'automne 2001. Plusieurs composantes réparées ou non des trois ouvrages à l'étude ont été instrumentées pour des mesures manuelles ou continues d'expansion, de température et d'humidité. Les résultats de ces relevés pourront être comparés dans quelques années aux résultats des essais d'expansion résiduelle réalisés en laboratoire sur les carottes de forage.

Ce travail fait état des résultats des essais réalisés en laboratoire sur les carottes de forage, des interventions réalisées sur plusieurs composantes de ces ouvragges et sur l'instrumentation qui a été mise en place. Un autre volet expérimental amorcé plus récemment et dont il ne sera pas ici question comporte la fabrication de colonnes et de poutres instrumentées fabriquées avec différents types de granulats réactifs et dont on évalue le comportement mécanique et structural en fonction de l'évolution de la RAS.

#### 2 – <u>Choix des ouvrages et travaux effectués en laboratoire</u>

Suite aux visites d'un certain nombre de structures de la région de Québec, le choix a été fixé sur trois ouvrages atteints à divers degrés de réactivité alcalis-silice:

- Le viaduc «Du-Vallon» situé au croisement de l'autoroute Du-Vallon et du boulevard Charest (autoroute 40 ouest), constitué de dalles pleines reposant sur des colonnes en Y en béton armé.
- Le viaduc «Père-Lelièvre» situé au croisement de l'autoroute Du-Vallon et du boulevard Père-Lelièvre, constitué de poutres en béton précontraint reposant sur des piliers en béton armé.
- Le viaduc «St-David» situé au croisement de l'autoroute 40 et de la rue St David, constitué de poutres en béton précontraint reposant sur des colonnes à section circulaire en béton armé.

Les carottes prélevées ont subi ou subiront différents essais et analyses:

- Propriétés physiques (absorption, réseau d'air), mécaniques (résistance en compression, en fendage (Brésilien), en traction, avec mesure du module d'élasticité lors des essais de compression et de traction) et chimiques (alcalis solubles).
- Essais d'expansion résiduelle à 38°C et 100% HR et essais d'expansion absolue en solution de NaOH 1N à 38°C.
- Évaluation et quantification par analyse automatique d'images des signes pétrographiques de RAS (gels de réaction après attaque à l'acétate d'uranyl; microfissuration après imprégnation de résine fluorescente).

#### 2.1 - Viaduc Du Vallon

L'inspection visuelle de l'ouvrage (Figures 1A-1D) et l'examen des carottes prélevées, le tout confirmé par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) (Figures 1E-1F), ont révélé que la dalle, les colonnes en Y et les massifs supportant ces colonnes présentaient d'importants signes de RAS: microfissures tapissées de produits de réaction blanchâtres («veinules de gel») dans les granulats et la pàte de ciment, gel de réaction dans les pores, auréoles foncées au pourtour des granulats, etc. Lors de l'inspection visuelle du viaduc Du-Vallon, on a pu observer des signes de corrosion à plusieurs endroits (colonnes, massifs supportant les colonnes, extrémités des dalles, etc.) mais surtout dans le cas des surfaces directement exposées au trafic de la voie sud de l'autoroute Du-Vallon. À ces endroits, plusieurs armatures sont exposées et très corrodées et le béton est sévèrement éclaté. Des relevés de potentiel électrochimique ont été effectués au cours de l'automne 2000 sur la dalle et les colonnes du viaduc Du-Vallon (CPI Corrosion et Technisol 2000). Au niveau de la dalle, ces relevés ont permis de qualifier l'état d'avancement de la corrosion du premier lit d'armatures (plus exposé aux agressions extérieures). La dalle est atteinte sur environ 80%, ce qui expliquerait le délaminage localement observé, accentué probablement par la RAS non gênée dans la direction verticale (absence d'étriers). Les colonnes, par contre, présentent une faible activité de corrosion, quoique modérée dans le cas de celles situées du côté de l'autoroute Du-Vallon, qui subissent des projections d'eau salée.

Les essais mécaniques effectués sur les carottes ont fourni les résultats présentés au Tableau 1. La mesure des caractéristiques du réseau d'air du béton de différentes composantes de l'ouvrage

indique que le béton est bien protégé contre le gel (Tableau 2). Des essais d'expansion à 38°C dans l'air humide (re: potentiel résiduel d'expansion) et en solution de NaOH 1N (re: réactivité absolue des granulats) ont été effectués sur des carottes afin d'estimer le potentiel résiduel d'expansion associée à la RAS. Les résultats de ces essais sont présentés aux Tableaux 3 et 4.



**Figure 1** – Exemples des dommages observés sur différentes composantes du viaduc Du-Vallon: (A) Délamination du béton et corrosion des aciers au niveau du lit d'armatures supérieur de la dalle. (B) Éclatement du béton au niveau de la clef de l'ouvrage dû au gonflement engendré par la RAS. (C) Fissuration polygonale, écaillage, désagrégation et pop-outs associés à la présence de granulats alcali-réactifs et gélifs. (D) Écaillage du béton et corrosion des aciers d'armature au niveau du fût de la colonne no. 38 adjacente à la voie sud de l'autoroute Du-Vallon. (E) Gel de silice tapissant un pore dans un massif supportant les colonnes. (F) Rosettes caractéristiques de la RAS tapissant une microfissure d'un granulat réactif.

			Comp	ression	Brés. <sup>1</sup>	Tra	ction	
Éléments	Conditions	Forage	Rés.	Mod. <sup>2</sup>	Rés.	Rés.	Mod. <sup>2</sup>	Remarques
			MPa	GPa	MPa	MPa	GPa	
		DV2	44.8	28.2	-	-	-	
	Non-	DV3	-	-	2.56	2.23	27.5	
	exposé	DV11	-	-	2.56	1.46	21.5	
Colonnes		DV12	48.9	33.2	-	-	-	
		moy.	46.9	30.7	2.56	1.85	24.5	
		DVP7	-	-	2.44	-	-	
	Exposé	DVP8	-	-	2.51	-	-	
		moy.	-	-	2.48	-	-	
	Moyenne	-	46.9	30.7	2.52	1.85	24.5	Modules faibles
		DVM3	29.2	12.8	2.01	1.90	24.6	
		DVM7	17.2	12.9	0.15 //	1.43	17.9	Très faible en fendage
		DVM9	-	-	1.92 //	-	-	
		"	-	-	1.77	-	-	
			-	-	1.16 //	-	-	
	Non-exposé	"	-	-	1.80 //	-	-	
	et non	"	-	-	1.99	-	-	
	chargé	"	-	-	1.78	-	-	
	U	DVM10	-	-	1.71 //	-	-	
		11	-	-	1.09	-	-	
		"	-	-	1.85 //	-	-	
		moy.	23.2	12.9	1.71 <sup>3</sup> (1.69//)	1.67	21.2	
		DVM4	18.3	18.4	2.27	0.98	21.7	D.
		DVM8	26.2	15.0	0.20 //	1.35	18.6	Très faible en fendage
		DVM11	-	-	1.53	-	-	
		"	-	-	1.79 //	-	-	
	Non-exposé	"	-	-	1.99	-	-	
Massifs	et chargé	"	-	-	1.62 //	-	-	
	Ũ	11	-	-	1.94	-	-	
		"	-	-	1.37 //	-		
		moy.	22.3	16.7	$1.79^{3}(1.59//)$	1.17	20.1	Faible en traction
		DVM1-1	17.0	10.0	-	0.74	11.5	
	Exposé et	DVM1-2	-	-	-	1.15	18.4	
	non chargé	DVM5	19.6	14.4	1.45	0.68	9.6	
	5	moy.	18.3	12.2	1.45	0.86	13.2	Très faible en traction
		DVM2-1	19.8	12.6	1.36//	0.45	5.3	
	Exposé	DVM2-2	-	-	-	0.43	6.8	
	et chargé	DVM2-3	-	-	-	0.91	16.0	
	<u> </u>	DVM6	21.0	14.2	1.85	0.51	10.3	
		moy.	20.4	13.4	1.61	0.58	9.6	Très faible en traction
	Moyenne	-	21.0	13.8	$1.71^{3}(1.62//)$	0.96	14.6	Modules faibles

Tableau 1	1 – Résultats	des essais	mécaniques	effectués sur l	e béton	du viaduc Du-Va	allon.
A STORESSE			AAA O O OTAAA O OF O LO				the second se

<sup>1</sup> Dans le cas des massifs, les forages étaient réalisés horizontalement à une distance d'environ 30-40 cm du sommet de ces massifs et le plan de fendage était parallèle (signe //) ou perpendiculaire (aucun signe) à ce sommet. <sup>2</sup> Les modules élastiques en compression et en traction sont les modules sécants calculés à 40% de la charge ultime .

<sup>3</sup> Excluant les très faibles valeurs obtenues pour l'essai de fendage.

Forage*	A	vec les grosses bu	lles	Sans les grosses bulles			
	A (%)	Alpha (mm <sup>-1</sup> )	L barre (µm)	A (%)	Alpha (mm <sup>-1</sup> )	L barre (µm)	
DV1	5.3	18.5	269	2.8	33.9	198	
DV2	6.8	11.8	338	3.7	20.9	267	
DVM5	9.9	15.8	219	7.3	21.4	213	
DVM6	11.3	15.5	203	7.9	22.2	202	
DVM7	8.3	11.6	331	5.0	18.5	283	
DVM8	9.9	11.0	273	7.6	14.1	261	
DVD1	7.0	12.1	375	4.8	17.2	317	
DVD2	4.9	14.7	303	3.9	18.4	274	

Tableau 2 – Caractéristiques du réseau d'air du béton du viaduc Du-Vallon.

\*DV pour colonne, DVM pour massif supportant les colonnes et DVD pour dalle.

**Tableau 3** – Résultats des essais d'expansion en solution de NaOH 1N à 38°C sur le béton du viaduc Du-Vallon (réactivité absolue des granulats).

Éléments	Éléments Forage		Cote d'expansion <sup>2</sup>	
Colonnos on V	DV4	0.20	Très élevée	
Colonnes en Y	DV10	0.27	Très élevée	
	DVM1a (acier transversal)	0.15	Élevée	
	DVM2	0.19	Élevée	
	DVM3	0.29	Très élevée	
	DVM4	0.20	Très élevée	
Massife	DVM5	0.16	Élevée	
WIASSIIS	DVM6	0.18	Élevée	
	DVM7	0.22	Très élevée	
	DVM8	0.26	Très élevée	
	DVM1b (acier longitudinal)	0.10	Modérée	

<sup>1</sup> Moyenne des expansions axiale et diamétrale à 1 an.

<sup>2</sup> D'après Bérubé et al. (2000a).

**Tableau 4** – Résultats des essais d'expansion dans l'air humide à 38°C sur le béton du viaduc Du-Vallon (expansion libre résiduelle).

Éléments	Forage	Expansion (%/an) <sup>1</sup>	Cote d'expansion <sup>2</sup>
	DV4	0.021	Élevée
Colonnes en Y	DV5	0.033	Très élevée
	DV7	0.034	Très élevée
	DV10	0.033	Très élevée
	DVM2a	0.013	Modérée
	DVM1	0.019	Modérée
	DVM2	0.025	Élevée
Marife	DVM3	0.017	Modérée
IVIASSIIS	DVM4	0.031	Très élevée
	DVM5	0.015	Modérée
	DVM6	0.018	Modérée
	DVM7	0.043	Très élevée
	DVM8	0.027	Élevée

<sup>1</sup> Moyenne des expansions axiale et diamétrale à 1 an.

<sup>2</sup> D'après Bérubé et al. (2000a)

#### 2.2 - Viaduc Père Lelièvre

Plusieurs carottages ont été effectués sur cet ouvrage constitué de poutres précontraintes par posttension reposant sur des chevêtres précontraints par post-tension qui reposent à leur tour sur des piliers en béton armé. Les fissures parallèles aux câbles de précontraintes suggèrent la présence d'une réaction de gonflement interne (Figures 2A, 2B). Les observations au MEB ont confirmé qu'il s'agit bien d'une réaction alcalis-silice (Figures 2C, 2D). Ce qui est remarquable dans le cas de cet ouvrage, c'est la quantité de calcite (carbonate de calcium) retrouvée dans les pores du béton, à l'interface pâte/granulats et même dans la pâte de ciment. Ceci risque de provoquer une diminution du pH de la solution interstitielle du béton et une réduction de la passivité des aciers d'armatures. En effet, lors de l'examen pétrographique visuel des carottes de ce viaduc, on a généralement observé des traces de corrosion (rouille) à la surface des armatures ou dans les empreintes des armatures visibles à la surface de quelques unes des carottes examinées.



**Figure 2** – Exemples de dommages observés sur différentes composantes du viaduc Père Lelièvre: (A) Fissures parallèles aux câbles de précontrainte dans les poutres. (B) Chevêtre et poutre présentant de la fissuration polygonale. (C) Gel de silice tapissant un pore et une partie de la pâte de ciment dans une poutre. (D) Rosettes caractéristiques de la RAS tapissant une microfissure d'un granulat réactif dans le béton d'une poutre.

Les essais mécaniques effectués sur les carottes ont fourni les résultats présentés au Tableau 5. La mesure des caractéristiques du réseau d'air du béton de différentes composantes de l'ouvrage indique que le béton est bien protégé contre le gel (Tableau 6). Des essais d'expansion à 38°C dans l'air humide (re: potentiel résiduel d'expansion) et en solution de NaOH 1N (re: réactivité absolue des granulats) ont été effectués sur des carottes afin d'estimer le potentiel résiduel d'expansion associée à la RAS. Les résultats de ces essais sont présentés aux Tableaux 7 et 8.

Éléments		Comp	ression	Brésil.	Traction		
& conditions	Forage	Rés. MPa	Mod. <sup>1</sup> GPa	Rés. MPa	Rés. MPa	Mod. <sup>1</sup> GPa	Remarques
Poutre non-exposée (mi-travée)	PL5	-	-	-	2.05	29.3	
Poutre non-exposée	PL7	-	-	2.86	-	-	
(sur pilier)	PL8	56.4	33.6	-	-	-	
, S 201 0	PL9	-	-	2.89	1.75	23.3	
Poutre non-exposée	moy.	56.4	33.6	2.88	1.90	26.3	
Poutre exposée (mi-travée)	PL2	-	-	-	2.10	28.1	
Poutre exposée	PL10	-	-	2.85	-	-	
(sur pilier)	PL11	58.9	42.1	-	-	-	
ð 187	PL12	-	-	2.46	1.75	19.5	
Poutre exposée	moy.	58.9	42.1	2.66	1.93	23.8	
Poutres	moy.	57.7	37.9	2.77	1.91	25.1	Module faible en traction
	PL14	-	-	2.94	-	-	
Chevêtre	PL15	-	-	3.11	-	-	
	moy.	-	-	3.03	-	-	
Appui	PL17	-	-	2.50	-	-	

Tableau 5 – Résultats des essais mécaniques effectués sur le béton du viaduc Père-Lelièvre.

<sup>1</sup> Les modules élastiques en compression et en traction sont les modules sécants calculés à 40% de la charge ultime .

Tableau 6 – Caractéristiques du réseau d'air du béton du viaduc Père-Lelièvre.

Forage*	Av	ec les grosses bu	lles	Sans les grosses bulles		
	A (%)	Alpha (mm <sup>-1</sup> )	L barre (µm)	A (%)	Alpha (mm <sup>-1</sup> )	L barre (µm)
PL1	6.9	16.1	290	5.6	19.4	266
PL3	6.6	20.2	235	5.9	22.7	222
PL4	6.8	10.4	446	5.1	13.3	398
PL6	7.1	10.8	389	3.1	23.3	271
PL13	5.3	19.3	289	4.3	23.5	261
PL15	6.4	16.8	285	5.3	20.3	260
PL17	3.9	21.8	242	2.5	33.5	194
PL19	3.8	15.0	415	2.6	21.2	349

\*PL1, PL3, PL4 et PL6 sont prélevées dans des poutres, PL13 et Pl15 dans un chevêtre, PL17 et PL19 dans un pilier.

Éléments	Forage	Expansion (%/an) <sup>1</sup>	Cote d'expansion <sup>2</sup>		
Doutros	PL3	0.16	Élevée		
routes	PL6	0.17	Élevée		

**Tableau 7** – Résultats des essais d'expansion en solution de NaOH 1N à 38°C sur le béton du viaduc Père-Lelièvre (réactivité absolue des granulats).

<sup>1</sup> Moyenne des expansions axiale et diamétrale à 1 an. <sup>2</sup> D'après Bérubé et al. (2000a)

**Tableau 8** – Résultats des essais d'expansion dans l'air humide à 38°C sur le béton du viaduc Père-Lelièvre (expansion libre résiduelle).

Éléments	Forage	Expansion (%/an) <sup>1</sup>	Cote d'expansion <sup>2</sup>		
	PL1	0.027	Élevée		
Poutres	PL5	0.030	Très élevée		
Founes	PL8 0.040		Très élevée		
	PL11	0.042	Très élevée		
Chevêtre	PL13	0.035	Très élevée		
	PL16	0.037	Très élevée		
Appui	ppui PL18 0.024 Élevée		Élevée		

<sup>1</sup> Moyenne des expansions axiale et diamétrale à 1 an.

<sup>2</sup> D'après Bérubé et al. (2000a)

#### 2.3 - Viaduc St David

Le troisième ouvrage en question est un viaduc de type similaire à celui de Père Lelièvre. Il s'agit d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension reposant sur des colonnes à section circulaire en béton armé. On s'intéresse aux colonnes qui présentent des signes visuels suggérant la présence d'une réaction de gonflement interne de type RAS (fissuration polygonale). Certaines colonnes du viaduc St-David montrent localement quelques éclatements du béton; on peut observer des signes de corrosion à la surface des armatures alors dégagées. Le carottage de ces colonnes sera effectué au cours du printemps 2002.



Figure 3 – Fissuration polygonale observée à la surface des colonnes cylindres du viaduc St David; les fissures ont toutefois tendance à suivre les aciers d'armature situés sous la surface du béton.

#### 3 – Discussion des résultats

#### 3.1 - Propriétés mécaniques

**<u>Résistance à la compression uniaxiale</u>** – Cette résistance est plus élevée pour le béton des poutres du viaduc Père-Lelièvre (57.7 MPa en moyenne) que pour celui des colonnes du viaduc Du-Vallon (46.9 MPa en moyenne) alors qu'elle est beaucoup plus faible dans les bases de ce dernier viaduc (21.0 MPa en moyenne). Il est en effet normal d'obtenir des résistances nettement plus élevées dans le cas d'éléments structuraux comme des poutres et des colonnes que dans des composantes massives (bases). Il n'est également pas surprenant que le béton des poutres du viaduc Père-Lelièvre, plus récent, présente une meilleure résistance que les colonnes du viaduc Du-Vallon, en raison d'un contenu probablement plus important en ciment, mais il se pourrait que le béton ait subi une certaine chute de sa résistance dans le dernier cas en raison d'un degré d'avancement plus important de la RAS.

**<u>Résistance au fendage</u>** – Encore une fois, les meilleurs résultats à cet égard sont obtenus pour les éléments armés (poutres et chevêtre) du viaduc Père-Lelièvre (2.77 MPa en moyenne), suivis des colonnes du viaduc Du-Vallon (2.52 MPa en moyenne), alors que les bases de ce dernier (1.71 MPa en moyenne, en excluant deux résultats très faibles) traînent derrière. Encore une fois, les différences observées peuvent s'expliquer par le type de composante en cause (contenu en ciment) ainsi que le degré d'avancement de la RAS.

**<u>Résistance à la traction</u>** – Dans l'ensemble, les résultats obtenus en traction nous semblent plutôt faibles par rapport aux résistances en compression uniaxiale, ce qui pourrait suggérer que la résistance en traction pure, comme d'ailleurs mentionné dans la littérature (Pleau et al. 1989; Clayton 1989; Swamy et al. 1988) est plus affectée par la RAG que les résistances en compression uniaxiale et en traction indirecte (i.e. fendage). Bien sûr, les résultats en traction dépendent fortement de la présence ou non de fissures préexistantes générées par la RAS et de leur orientation dans le béton testé. Dans le cas des bases du viaduc Du Vallon, de très faibles résistances en traction ont été obtenues pour certaines carottes, les valeurs pouvant chuter jusqu'à 0.43 MPa.

<u>Module d'élasticité</u> – Lors des essais de compression et de traction directe, des mesures de module d'élasticité ont été effectuées. En compression, les valeurs obtenues nous semblent un peu plus faibles par rapport aux résistances en compression (en moyenne: colonnes Du-Vallon: E = 30.7 GPa vs.  $f_c = 46.9$  MPa; bases Du-Vallon: E = 14.1 GPa vs.  $f_c = 21.0$  MPa; poutres Père-Lelièvre: E = 37.9 GPa vs.  $f_c = 57.7$  MPa). C'est bien connu dans le cas de la RAS que le module est plus rapidement affecté que la résistance en compression. En traction pure, les résultats obtenus, en moyenne respectivement de 24.5 GPa pour les échantillons provenant de colonnes de Du-Vallon et de 25.1 GPa pour ceux provenant des poutres de Père-Lelièvre, sont beaucoup plus faibles que ceux obtenus lors des essais en compression, soit de 20 à 45%. Dans le cas des carottes effectuées dans la base du viaduc Du-Vallon, les modules en traction et compression sont vraisemblablement les mêmes (14.1 GPa en compression et 14.6 GPa en traction).

#### 3.2 - Essais d'expansion

<u>Essais en solution de NaOH 1N à 38°C</u> – Rappelons qu'un essai sur carotte en solution alcaline ne permet pas de déterminer si le béton en service sera expansif mais nous indique essentiellement si ce béton contient des granulats réactifs et dans quelle mesure ils le sont. En effet, le béton en service pourrait ne pas contenir suffisamment d'alcalis et/ou ne pas être exposé à suffisamment d'humidité pour que la RAS se développe dans l'ouvrage en service et/ou être soumis à des contraintes l'empêchant de prendre de l'expansion. Dans le cas d'un essai en solution alcaline, les alcalis sont par contre disponibles en grandes quantités et les conditions d'humidité sont extrêmes (immersion totale). En fait, tel que discuté par Bérubé et al. (2000a), un essai d'expansion sur carottes en solution alcaline fournit essentiellement de l'information sur le degré de réactivité absolue des granulats. Nous avons présenté précédemment (Tableaux 3 et 7) les valeurs de l'expansion à un an (moyenne des expansions diamétrale et axiale). On en conclut ce qui suit:

- Les expansions obtenues à un an sont élevées à très élevées sauf dans le cas d'une seule carotte contenant une armature longitudinale et pour laquelle l'expansion est tout de même modérée. On peut en déduire que les granulats présents dans les bétons testés sont très réactifs et que ces bétons seront expansifs en service dans la mesure où les autres conditions sont satisfaites (i.e. humidité interne et contenu en alcalis suffisamment élevés pour générer de la RAS).
- Les carottes prélevées dans les poutres du viaduc Père-Lelièvre (PL3 et PL6) sont en moyenne légèrement moins expansives que celles prélevées dans les colonnes du viaduc Du-Vallon (DV4 et DV10). Les deux bétons en cause contiennent sans doute les mêmes types de granulats, très réactifs, mais le béton des poutres résiste possiblement mieux aux pressions générées par la RAS en raison d'un contenu plus élevé en ciment et/ou d'un rapport e/c plus faible. C'est d'ailleurs bien connu qu'un béton plus poreux est plus expansif en solution alcaline, toutes autres conditions étant constantes.
- Les carottes des massifs du viaduc Du-Vallon (DVMn) sont en moyenne presque aussi expansives que celles prélevées dans les colonnes. On s'attendait toutefois à des expansions plus importantes en raison de la moins grande résistance mécanique des bétons de masse.

**Essais dans l'air humide à 38°C** – Rappelons qu'un essai sur carottes dans l'air humide à 100% HR fournit plus d'information sur le véritable potentiel d'expansion du béton en service puisque celui-ci est testé avec son propre contenu en alcalis. Bien sûr, si le béton est expansif lors de l'essai, il pourrait toujours ne pas l'être en service si les conditions d'humidité n'y sont pas suffisamment élevées et/ou si des contraintes l'empêchent de prendre de l'expansion. Nous avons présenté aux Tableaux 4 et 8 les valeurs d'expansion à un an (moyenne des expansions diamétrale et axiale). On en conclut ce qui suit:

• Les expansions obtenues sont qualifiées d'élevées à très élevées (pour du béton en service) (modérées à très élevées dans le cas du béton massif des bases du viaduc Du-Vallon). Les bétons à l'étude ont donc tout ce qu'il faut pour réagir , i.e. des granulats réactifs (confirmés d'ailleurs comme étant très réactifs par les essais en solution alcaline) et un contenu suffisamment élevé en alcalis, comme le montre d'ailleurs les résultats présentés au Tableau 9. Ces bétons devraient donc être très expansifs en service surtout que des mesures effectuées dans plusieurs composantes des viaducs Du Vallon et Père Lelièvre indiquent que les conditions d'humidité internes y sont effectivement très suffisantes ( $\geq$  85% HR).

- Les carottes prélevées dans les poutres du viaduc Père Lelièvre (PL1, PL5, PL8 et PL11) sont en moyenne cette fois légèrement plus expansives que celles prélevées dans les colonnes du viaduc Du-Vallon (DV4, DV5, DV7, DV10), et ce malgré que les deux bétons en cause contiennent sans doute les mêmes types de granulats très réactifs et que le béton des poutres est plus pauvre en alcalis solubles (Tableau 9). Le phénomène est peut-être associé au fait que ce béton est au départ beaucoup moins détérioré par la RAS (i.e. microfissuré) que celui des colonnes, ce qui laisse moins de place pour loger les produits de réaction nouvellement générés lors des essais.
- Dans le cas du viaduc Du Vallon, les carottes prélevées dans les bases massives (DVMn) sont en moyenne moins expansives que celles prélevées dans les colonnes (DV4, DV5, DV7, DV10), et ce malgré qu'elles soient nettement plus riches en alcalis solubles, ce qui nous surprend d'ailleurs, considérant qu'il s'agit là d'un béton de masse normalement fabriqué avec une moins grande quantité de ciment (Tableau 9). Le ciment utilisé devait être nettement plus riche en alcalis. Ce comportement moins expansif est peut-être encore une fois relié au degré d'endommagement nettement plus important du béton (microfissuration).
- Dans le cas du viaduc Père Lelièvre, les carottes prélevées dans les poutres (PL1, PL5, PL8, PL11) et le chevêtre (PL13, PL16) semblent plus expansives que celle prélevée dans l'appui du chevêtre (PL18), et ce malgré des contenus en alcalis solubles relativement semblables dans tous les bétons à l'étude (analyses sur: poutres PL8 et PL11 vs chevêtre PL14 vs appui PL19).

Éléments (nombre d'échantillons)	Na <sub>2</sub> O soluble mesuré (%)	K <sub>2</sub> O soluble mesuré (%)	Densité du béton <sup>2</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Na <sub>2</sub> O soluble mesuré (kg/m <sup>3</sup> )	K <sub>2</sub> O soluble mesuré (kg/m <sup>3</sup> )	Na <sub>2</sub> O <sub>éq</sub> soluble mesuré <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	Na <sub>2</sub> O <sub>éq</sub> soluble corrigé <sup>4</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	COTE <sup>5</sup> (coef. ALC)
Poutres PL (4)	0,040	0.084	2400	0.96	2.02	2.29	1.85	Modéré (2)
Colonnes DV (2)	0.052	0.078	2400	1.25	1.87	2.48	2.04	Élevé (3)
Massifs DVM (2)	0.102	0.092	2400	2.45	2.21	3.90	3.46	Très élevé (4)
Dalle DVD (1)	0.086	0.071	2400	2.06	1.70	3.18	2.74	Très élevé (4)

**Tableau 9** – Contenu en alcalis solubles du béton des viaducs Du-Vallon et Père-Lelièvre<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Méthode de lixiviation à l'eau chaude (Bérubé et al. 2000b).

<sup>2</sup> Valeur estimée.

 $^{3}$  Na<sub>2</sub>O + (K<sub>2</sub>O x 0,658).

<sup>4</sup> Valeur mesurée moins la contribution estimée et pondérée des granulats présents dans le béton: 0,44 kg/m<sup>3</sup> (gros granulat calcaire siliceux du groupe de Trenton + sable granitique), selon Bérubé et al. (2000b).

<sup>5</sup> Selon Bérubé et al. (2000a).

#### 4 – Interventions et instrumentation

Avant d'entamer une réparation d'un ouvrage atteint de RAS, il faut connaître les conditions essentielles au développement et au maintien de cette réaction. Ces paramètres sont: (1), la présence de phases siliceuses réactives dans les granulats; (2), la présence d'alcalis en abondance dans la solution interstitielle du béton, et (3), des conditions d'humidité relative élevées dans le béton. Pour contrer la RAS, il faut éliminer l'une ou l'autre de ces conditions. Dans le cas d'un

ouvrage en service déjà affecté de RAS, on ne peut pas extraire les granulats du béton ni réduire les alcalis dans la solution interstitielle de celui-ci (du moins dans tout le volume des éléments affectés). On doit donc intervenir afin de réduire les conditions d'humidité ou de rendre nonexpansif les produits générés par la RAS (gel siliceux), par exemple par l'injection de lithium. D'autres mesures plus radicales (structurales) utilisées ont pour but de lutter contre les forces expansives générées par la RAS.

#### 4.1 - Interventions et instrumentation à l'automne 2000 sur les trois ouvrages

<u>Nature des interventions</u> – Au cours de l'automne 2000, un certain nombre de composantes du viaduc Du-Vallon (colonnes 25 et 28, partie nord de la base sud-ouest), du viaduc Père-Lelièvre (section des poutres nos. 1 et 2 entre les piliers P4 et P5; moitié est du chevêtre du pilier no. 4 et appui est de ce chevêtre) et du viaduc St-David (3 colonnes) ont été scellées sur toutes leurs faces exposées avec un produit à base de silane (Masterseal 40), et ce après avoir ou non nettoyé la surface du béton avec un jet de sable ou un jet d'eau sous pression (nettoyage au jet d'eau au viaduc Du-Vallon, nettoyage au jet de sable au viaduc Père-Lelière, nettoyage au jet de sable de deux des trois colonnes scellées au viaduc St-David, la troisième colonne scellée n'ayant subi aucun traitement, pour fins de comparaison).

<u>Mesures d'expansion</u> – Quelques jours après scellement, plusieurs séries de plots métalliques ont été fixés à la surface des composantes ou sections scellées (mais aussi de composantes ou sections témoins non-scellées) pour des mesures périodiques d'allongement (gonflement) vertical et horizontal. Quatre relevés ont été réalisés au cours de l'année 2001.

<u>Mesures de température et humidité internes</u> – Au même moment, i.e. à l'automne 2000, de petits trous de 20 mm de diamètre ont été pratiqués à l'aide d'une perceuse électrique dans un certain nombre de composantes scellées et non scellées du viaduc Du-Vallon (4 colonnes dont 2 scellées, 1 section non-scellée des bases), du viaduc Père-Lelièvre (2 dans une poutre scellée, 2 dans une poutre non scellée) et du viaduc St-David (3 colonnes scellées, 1 trou par colonne), pour des mesures périodiques d'humidité et de température internes. Deux relevés ont été effectués au cours de l'année 2001, en même temps que les relevés de gonflement.

**Fissuration de surface** – Deux relevés de fissures ont été effectués à l'automne 2000 sur trois colonnes du viaduc St-David, à raison de deux sections de 500 x 500 mm par colonne, soit quelques jours avant et deux jours après qu'elles aient été scellées au silane. Le relevé après scellement a été effectué après avoir constaté que le prétraitement des colonnes au jet de sable avant le scellement (dans le cas de 2 des 3 colonnes scellées) avait eu pour effet de modifier l'apparence visuelle et l'ouverture des fissures. D'autres relevés sont prévus au cours de la dernière étape du projet. En 2002, on prévoit effectuer de tels relevés sur deux colonnes témoins non-scellées du viaduc St-David, ceci afin de mieux apprécier l'évolution de la RAG mais aussi la performance du scellement des colonnes traitées au silane.

#### 4.2 - Interventions et instrumentation à l'automne 2001 sur le viaduc Du-Vallon

**Nature des dommages observés** – Le viaduc Du-Vallon présentait sur l'ensemble de ses composantes d'importants signes de détérioration associés à la réaction alcalis-silice et à la présence de granulats gélifs: délamination du béton et corrosion des aciers au niveau du lit d'armatures supérieur de la dalle (Figure 1A), éclatement et fissuration importante du béton au niveau de la clef de la dalle (Figure 1B), fissuration polygonale, écaillage, désagrégation et popouts au niveau des bases massives supportant les colonnes en Y (Figure 1C), écaillage du béton et corrosion des armatures au niveau des fûts des colonnes exposées aux projections d'eau saline venant de la voie sud de l'autoroute Du-Vallon (Figure 1D) et des bases massives supportant ces colonnes, etc. Considérant, d'une part, l'importance des dommages observés et, d'autre part, la décision prise par le MTQ de reconstruire le viaduc d'ici quelques années, il a été convenu d'expérimenter plusieurs types de réparations mais en les limitant aux bases massives exposées directement au trafic de l'autoroute Du-Vallon et aux colonnes en Y.

*Nature des interventions effectuées* – Outre les travaux déjà effectués à l'automne 2000, d'importants travaux de réparation et d'instrumentation ont été réalisés sur ce viaduc à l'automne 2001. Ces travaux sont résumés au Tableau 10. À des fins de recherche, plusieurs types de réparations ont été expérimentées:

- Enlèvement du béton de surface et pose d'une surépaisseur de béton ordinaire, autoplaçant ou projeté par voie sèche, armé ou non armé, incorporant ou non un adjuvant à base de LiNO<sub>3</sub> (fûts des colonnes des groupes est et face est des massifs supportant ces colonnes). Les caractéristiques des différents mélanges de béton utilisés pour les réparations apparaissent au Tableau 11. Au total, 12 colonnes ont été réparées, et ce de 8 différentes façons:
  - Béton non armé ordinaire (type IV) (colonne no. 41)
  - Béton non armé ordinaire (type IV) avec adjuvant de LiNO<sub>3</sub> (colonne no. 33)
  - Béton non armé autoplaçant (colonne no. 34)
  - Béton armé ordinaire (type IV) (colonnes 36, 37, 38, 40, 46 + bases est)
  - Béton armé ordinaire (type IV) avec adjuvant de LiNO<sub>3</sub> (colonne no. 42)
  - Béton armé autoplaçant (colonne no. 39)
  - Béton armé autoplaçant avec adjuvant de LiNO<sub>3</sub> (colonne no. 48)
  - Béton projeté par voie sèche (colonne no. 35)
- Nettoyage au jet de sable ou d'eau sous pression et application d'un scellant pénétrant (non coupe-vapeur) recouvert ou non d'un enduit de surface (également non coupe-vapeur) sur la totalité de 6 colonnes des groupes ouest et sur la partie nord de la base massive supportant le groupe S-O. On a utilisé 2 scellants (Masterseal SL de Master Builders, Planiseal de Mapei) et 3 enduits (Miracote, Ambex Coat, Texcote), pour un total de 5 conditions:
  - Jet d'eau + scellant Masterseal SL (en 2000, colonnes nos. 25 et 28 + section nord de la base massive supportant ces colonnes)
  - Jet de sable + scellant Planiseal (colonne no. 29)
  - Jet de sable + scellant Masterseal SL + enduit Miracote (colonne no. 22)
  - Jet de sable + scellant Masterseal SL + enduit Ambex Coat (colonne no. 23)
  - Jet de sable + scellant Masterseal SL + enduit Texcote (colonne no. 30)

#### Tableau 10 – Réparation et insrumentation du viaduc Du-Vallon.

#### Groupe Nord-Ouest (colonnes nos. 17 à 24)

•

۲

•

Élément	Partie	Intervention	Instrumentation
Colonne 17	Bras et fût	Référence (plots en 2000)	Bras et fût: plots; fût: trou H-T
Colonne 18	-	-	-
Colonne 19	-	-	-
Colonne 20	Bras et fût	Référence (plots en 2000)	Bras et fût: plots; fût: trou H-T
Colonne 21	Fût	Référence (LVDT, capteur H-T)	Fût: 2 LVDT, 3 capteurs H-T
Colonne 22	Entière	Scellant Masterseal SL + enduit Miracote	Fût: 2 LVDT, 3 capteurs H-T
Colonne 23	Entière	Scellant Masterseal SL + enduit Ambex Coat	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T
Colonne 24	Entière	Matériau composite Sikawrap 1000	Fût: 4 FO (2 hor. & 2 vert.)
	Partie nord	Référence (plots en 2000)	Face nord: plots
Base massive		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	Face ouest: plots, trou H-T
	Partie centrale	Référence (plots en 2000)	Face O: plots

#### Groupe Sud-Ouest (colonnes nos. 25 à 32)

Élément	Partie	Intervention	Instrumentation		
Colonne 25	Entière	Scellant Masterseal SL + plots (en 2000)	Bras et fût: plots; fût: trou H-T		
Colonne 26	-	_	-		
Colonne 27	-	-	-		
Colonne 28	Entière	Scellant Masterseal SL + plots (en 2000)	Bras et fût: plots; fût: trou H-7		
Colonne 29	Entière	Scellant Planiseal	Fût: 1 LVDT, 3 capteurs H-T		
Colonne 30	Entière	Scellant Masterseal SL + enduit Texcote	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T		
Colonne 31	-	-	-		
Colonne 32	-	-	-		
Base massive	Partie nord	Scellant Masterseal SL + plots (en 2000)	Face nord: plots		
			Face ouest: plots, trou H-T		

#### Groupe Nord-Est (colonnes nos. 33 à 40)

Élément	Partie	Intervention	Instrumentation		
Colonne 33	Fût	Surépaisseur béton non-armé ord. type IV + Li	Fût: 1 LVDT, 3 capteurs H-T		
Colonne 34	Fût	Surépaisseur béton non-armé autoplaçant	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T		
Colonne 35	Fût	Surépaisseur béton projeté par voie sèche	Fût: 1 LVDT, 3 capteurs H-T		
Colonne 36	Fût	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-		
Colonne 37	Fût	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-		
Colonne 38	Fût	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T		
Colonne 39	Fût	Surépaisseur béton armé autoplaçant	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T		
Colonne 40	Fût	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-		
Base massive	Face est	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-		

#### Groupe Sud-Est (colonnes nos. 41 à 48)

Élément	Partie	Intervention	Instrumentation
Colonne 41	Fût	Surépaisseur béton non-armé ordinaire type IV	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T
Colonne 42	Fût	Surépaisseur béton armé ord. type IV + Li	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T
Colonne 43	-	-	Fût: 1 LVDT, 1 capteur H-T
Colonne 44	-	-	-
Colonne 45	-	-	
Colonne 46	Fût	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-
Colonne 47	-	-	
Colonne 48	Fût	Surépaisseur béton armé autoplaçant + Li	Fût: 1 LVDT, 3 capteurs H-T
Base massive	Face est	Surépaisseur béton armé ordinaire type IV	-

Type et		Béton frais		Résistance <sup>7</sup>		Réseau d'air <sup>9</sup>		
mélange de béton	Fournisseur	Fluidité (mm)	Air (%)	7 jrs (MPa)	28 jrs MPa)	Surf.vol. (mm <sup>-1</sup> )	Air (%)	Lbarre (mm)
Ordinaire IV <sup>1</sup>	Béton Alliance	Aff. 90-130	6.2	33.7	40.1	n.d.	n.d.	n.d.
Ordinaire IV <sup>2</sup>	Béton Alliance	Aff. 90-160	5.5	34.4 42.4 <sup>8</sup>	40.3 47.1 <sup>8</sup>	20.0	4.4	271
Ordinaire IV+Li <sup>3</sup>	Béton Alliance	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Autoplaçant <sup>4</sup>	Matériaux King	Étal. 550	5.5	n.d.	53.9	21.2	5.3	252
Autoplaçant+Li <sup>5</sup>	Matériaux King	Étal. 510	4.4	42.2	55.6	19.5	5.7	276
Projeté <sup>6</sup>	M.A.H. inc.	n.a.	n.a.	27.1	41.4	$30.7^{9} \\ 21.0^{10} \\ 28.3^{11}$	$3.0^{9} \\ 6.2^{10} \\ 6.1^{11}$	235 <sup>9</sup> 225 <sup>10</sup> 162 <sup>11</sup>

Tableau 11 – Caractéristiques des bétons utilisés pour les réparations du viaduc Du-Vallon.

<sup>1</sup> Face est des bases massives des groupes N-E et S-E et fûts des colonnes nos. 37 et 46

<sup>2</sup> Fûts des colonnes nos. 36, 38, 40 et 41.

<sup>3</sup> Fûts des colonnes nos. 33 et 42.

<sup>4</sup> Fûts des colonnes nos. 34 et 39.

<sup>5</sup> Fût de la colonne no. 48. <sup>6</sup> Fût de la colonne no. 35.

<sup>7</sup> Échantillons conservés au chantier et testés au Laboratoire des Chaussées (sauf si note 8).

<sup>8</sup> Échantillons conservés en chambre humide à 23°C et 100% HR et testés à l'Université Laval.

<sup>9</sup> En ignorant les gros vides et les grosses bulles; mesures à l'Université Laval (sauf si notes 10 ou 11).

<sup>10</sup> Mesures effectuées par le laboratoire privé A.

<sup>11</sup> Mesures effectuées par le laboratoire privé B.

- Application de deux couches d'un matériau composite (Sika Wrap 100 G) sur la totalité de la colonne no. 24. Les matériaux composites sont généralement utilisés pour le renforcement des éléments de ponts présentant une déficience structurale. Dans le cas du viaduc Du-Vallon, l'utilisation de tels matériaux avait pour but d'apporter un certain confinement aux colonnes fissurées le long des aciers d'armatures mais aussi de limiter l'apport en eau au béton. Le matériau composite utilisé est constitué d'un tissu de fibres de verre unidirectionnelles que l'on imbibe de résine de polymère. Deux couches de ce matériau ont été appliquées à la surface de la colonne no. 24, la première couche avec les fibres orientées parallèlement à l'axe de cette colonne, la seconde avec les fibres orientées perpendiculairement à cet axe. L'apprêt, les fibres, les résines de polymère et l'enduit de surface ont été fournis par la compagnie SIKA Canada.
  - En guise d'apprêt, une première résine (Sika Hex 300) a été appliquée après nettoyage de la colonne au jet de sable et arrondissement des arêtes. Il s'agit d'un produit assez fluide pour pénétrer dans la peau du béton.
  - Cette première résine (Sika Hex 300) a aussi été utilisée afin de saturer les deux enveloppes de fibres avant leur mise en place. Cette résine de saturation doit être assez fluide au moment de l'application du tissu de fibres pour imprégner complètement ce tissu avant son durcissement. La deuxième résine utilisée (Sika Hex 400), plus visqueuse, a permis d'imbiber le tissu de fibres après sa mise en place sur les surfaces inclinées.
  - Le produit de finition (Sika Guard 550 W) a été appliqué en deux couches et permet d'améliorer l'esthétique de la réparation. Ce produit est également opaque aux ultraviolets.

Des problèmes sont survenus lors de l'application des matériaux composites (décollements), possiblement en raison de la température trop froide lors de la pose et du mûrissement (12°C), et ce même si cette température est supérieure à la température minimale suggérée par le fabricant. Les vides laissés localement par le décollement du matériau composite ont été remplis de Sika Dur 35.

<u>Caractéristiques des bétons de réparation</u> – On constate au Tableau 11 que tous les bétons de réparation utilisés présentent de bonnes résistances mécaniques. On remarque également, dans le cas du béton projeté, que les  $L_{\text{barres}}$  obtenus par les deux laboratoires impliqués sont passablement différents (225 vs 162 mm), la plus faible valeur nous apparaissant douteuse.

*Instrumentation et suivi* – Afin d'évaluer l'efficacité des réparations effectuées sur le viaduc Du Vallon, toutes les colonnes réparées ainsi qu'une colonne témoin (non-réparée; no. 21) ont été instrumentées (voir Tableau 10). Les équipements mis en place comprennent:

- Une jauge LVDT dans la plupart des colonnes réparées (excluant celle avec des matériaux composites) pour mesurer le gonflement global au niveau du fût, en direction N-S (2 jauges dans le cas de la colonne témoin no. 21 et de la colonne scellée no. 22, en directions N-S et E-O).
- Un capteur d'humidité et de température dans toutes les colonnes instrumentées avec une jauge LVDT, installé à une certaine profondeur le long d'un petit trou de forage de direction N-S pratiqué au niveau du fût. Dans le cas d'un certain nombre de colonnes, trois capteurs ont été installés à différentes profondeurs dans l'ancien béton de façon à pouvoir obtenir un profil d'humidité dans ce béton.
- Dans le cas de la colonne no. 24 réparée avec des matériaux composites, 4 jauges à fibre optiques (2 verticales et 2 horizontales), installées entre les deux couches de matériaux composites environ à mi-hauteur du bras est de la colonne.

Toutes les boîtes des capteurs LVDT-température-humidité sont reliées entre-elles par le biais de tuyaux en PVC de 50 mm ø et à un système d'acquisition installé sur la face ouest de la base massive N-E et adjacent à la boîte d'alimentation électrique et téléphonique. Les mesures sont effectuées toutes les 5 secondes environ et les moyennes horaires sont automatiquement effectuées. La capacité d'emmagasinement des données du système en place est d'environ 3 semaines. Grâce à une ligne téléphonique cellulaire, les données sont directement acquises à partir de l'Université Laval, soit toutes les deux ou trois semaines. Quant aux jauges optiques fixées sur la colonne réparée avec des matériaux composites, nous devons nous rendre sur place pour effectuer périodiquement les mesures, soit environ une fois par semaine.

Les réparations effectuées ont eu un impact très positif sur l'aspect esthétique de la plupart des composantes réparées, et ce surtout dans le cas des fûts de colonnes et des bases massives directement exposés au trafic de la voie sud de l'autoroute Du-Vallon (groupes est), soit les composantes qui étaient d'ailleurs les plus détériorées. De toutes les colonnes réparées avec une sur-épaisseur de béton, la plus esthétique est celle réparée avec du béton projeté. Du côté ouest, les colonnes scellées et ensuite recouvertes d'un enduit de surface ont quasiment retrouvé leur aspect original, alors que les colonnes scellées mais non revêtues d'un enduit de surface

continuent à présenter à leur surface un motif de fissuration polygonale. Par ailleurs, on ne peut pas qualifier de très esthétique la colonne réparée avec des matériaux composites. Bien sûr, il est beaucoup trop tôt pour parler de la performance à plus long terme des réparations effectuées. Les relevés continus (LVDT) et périodiques (fibres optiques) n'ont débuté qu'en décembre 2001 et les résultats ne sont pas encore exploitables.

### 5 - Conclusion

L'étude a montré que malgré que les bétons des ouvrages étudiés présentaient à leur surface des signes évidents de RAS (fissuration polygonale et exsudats de gel siliceux), leur résistance mécanique n'avait pas encore été très affectée en compression mais toutefois plus en traction et en fendage. D'autre part, des essais d'expansion accélérés ont montré que ces bétons contiennent des granulats très réactifs et possèdent un fort potentiel d'expansion résiduelle. Ces essais nous donnent bien sûr une idée de ce potentiel d'expansion en service mais d'autres conditions interviennent aussi en service (humidité, température, contraintes, etc.). C'est pourquoi plusieurs composantes ont été instrumentées pour des mesures d'expansion (plots métalliquies, fibres optiques, LVDT). Les résultats obtenus à date ne sont que préliminaires et il faudra attendre quelques années avant qu'ils ne soient exploitables.

### 6 – <u>Références</u>

Bérubé, M.A., Frenette, J., Pedneault, A., Rivest, M. (2000a): "Laboratory assessment of the potentiel rate of ASR expansion of field concrete". Comptes-rendus de la 11<sup>eme</sup> Conférence Internationale sur la RAG, Québec (Canada), pp. 821-830.

Bérubé, M.A., Frenette, J., Rivest, M., Vézina, D. (2000b): "Measurement of the alkali content of concrete using hot water extraction". Comptes-rendus de la 11<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur la RAG, Québec (Canada), pp. 159-168.

Clayton, N. (1989): "Structural performance of ASR affected concrete". Comptes-rendus de la 8<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur la RAG, Kyoto (Japon), pp. 671-667.

Pleau, R., Bérubé, M.A., Pigeon, M., Fournier, B., Raphaël, S. (1989): "Mechanical behavior of concrete affected by ASR". Comptes-rendus de la 8<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur la RAG, Kyoto (Japon), pp. 721-726.

Swamy, R.N, Al-Asali, M.M. (1988): "Engineering properties of concrete affected by alkalisilica reaction". ACI Materials Journal, Sept-Oct., pp. 367-374.

CPI Corrosion et Technisol (2000): Expertise de béton par relevés de potentiel et carottage – Structures P-13477 N et P-13477 S, Mandat 3910-00-KA01, Soumis au MTQ, Octobre 2000, 53 p.



## Utilisation des inhibiteurs de corrosion dans la réhabilitation des ouvrages d'art : critères d'utilisation et exemples.

B. Malric, MFP Canada Inc. N. Tétreault, Soconex

Les inhibiteurs de corrosion, utilisés par imprégnation sur la surface des bétons durcis lors de la réhabilitation d'ouvrages en béton armé, peuvent permettre une stabilisation générale des phénomènes de corrosion des armatures, et éviter ainsi l'enlèvement et le remplacement du béton contaminé par des chlorures ou carbonaté, mais pas encore éclaté. Toutefois, leur succès ne peut reposer que sur une identification correcte des pathologies en jeu, une mise en œuvre par des équipes spécialisées et un contrôle rigoureux et précis de la teneur en molécules inhibitrices dans le béton et au niveau des armatures à protéger. A titre d'exemple, la procédure de réhabilitation de la structure « Orbite Optique N°2 » du Parc Jean Drapeau à Montréal, est décrite.

#### 1- Introduction : le problème.

On peut considérer qu'au-delà de 80% des dégradations du béton armé sont provoquées par la corrosion des armatures, elle-même générée par la carbonatation du béton et/ou la contamination par des ions chlorures, introduits lors du gâchage du béton par l'ajout d'accélérateurs de prise du type chlorure de calcium, ou plus généralement par l'utilisation de sels de déverglaçage.

La corrosion est un phénomène de type électrochimique : on aura donc sur les armatures une juxtaposition de sites anodiques où a lieu la dissolution du fer et la formation de rouille et de sites cathodiques sur lesquels a lieu une réduction de l'oxygène et qui sont protégés de la corrosion. Les zones dégradées visibles correspondent donc à des sites anodiques, entourés de zones cathodiques, même si ces zones sont elles-mêmes contaminées. On comprendra que si on enlève le béton dégradé visible et seulement celui-là, que l'on nettoie l'acier découvert et que l'on reconstitue la surface avec un mortier par définition non contaminé, cette zone réparée ne pourra plus corroder, et sera une zone cathodique. Les zones avoisinantes toujours contaminées deviendront alors des anodes avec une accélération des phénomènes de corrosion autour de la zone réparée.

Une stratégie de réparation correcte se devra donc d'intégrer sous une forme ou une autre, la stabilisation des phénomènes de corrosion sur l'ensemble des surfaces, pour éviter ce phénomène de pile, largement responsable de la mauvaise tenue de beaucoup de réparations.

#### 2- Techniques curatives.

Par curatives, nous entendons ici les méthodes appliquées lorsque la contamination responsable des phénomènes de corrosion est déjà présente au niveau de l'armature, par opposition aux méthodes destinées à empêcher la pénétration des contaminants.

#### Méthode traditionnelle.

La méthode classique consiste à enlever le béton éclaté <u>ainsi que tout le béton contaminé et non</u> <u>protecteur.</u> Les armatures dans cette zone doivent être totalement dégagées, nettoyées de toute trace de corrosion, puis la surface est reconstituée au moyen de mortiers spéciaux à retrait compensé. Si on se contente de réparer les zones dégradées sans enlever tout le béton contaminé, le risque est grand de voir le processus de corrosion s'accélérer autour des réparations, dont la tenue sera fortement réduite.

Cette méthode est bien sur chère, lourde, et traumatisante pour l'ouvrage.

D'autres méthodes ont pour but de contrôler la corrosion des armatures depuis la surface du béton: méthodes électrochimiques et inhibiteurs de corrosion.

#### Méthodes électrochimiques.

La **protection cathodique** contrôle la corrosion par imposition d'un courant continu qui annule le courant de corrosion. L'installation et son opération sont permanentes.

La **réalcalinisation** et **l'enlèvement électrochimique des chlorures**: fonctionnent par imposition temporaire d'un courant continu qui permet la migration des chlorures vers l'extérieur et la génération d'ions OH<sup>-</sup> à l'armature, et imprégnation avec un électrolyte dont le rôle est de maintenir un pH plus élevé dans le béton.

Ces méthodes ont l'inconvénient d'une mise en ouvre lourde et complexe, de nécessiter un contrôle permanent (protection cathodique), et sont donc chères.

#### Inhibiteurs de corrosion.

Un **inhibiteur de corrosion** est une substance qui, ajoutée en petite concentration à un environnement, provoque une diminution significative de la vitesse de corrosion d'un métal situé dans cet environnement.

Depuis une dizaine d'années, les inhibiteurs sont utilisés lors de la réparation des ouvrages en béton armé, par application depuis la surface, dans le but de diminuer la corrosion des armatures dans les zones contaminées mais encore physiquement saines. Il convient de bien faire la distinction entre les inhibiteurs conçus pour être mélangés au béton frais de ceux appliqués sur le béton durci, les pré-requis sont fondamentalement différents.

Parmi ces derniers, on trouve des inhibiteurs organiques de type amino-alcohol, distribués en tant que produit, et un inhibiteur minéral de type fluorophosphate, utilisé seulement par des entreprises spécialisées dans le cadre d'un système de réparation complet. Une étude sur l'efficacité relative de divers inhibiteurs a été réalisée dans le cadre du Strategic Highway Research Program.<sup>1</sup>

Cette méthode permet se sauvegarder au maximum la surface originale du béton, point important lors de la restauration d'ouvrages à valeur architecturale, et permet une économie significative par rapport aux autres méthodes curatives citées.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> S. Dressman et al. *A screening test For Rebar Corrosion Inhibitors*. Transportation Research Board 70<sup>th</sup> Annual Meeting, 1991, Washington D.C.

Toutefois, pour que les inhibiteurs puissent être appliqués avec succès, leur utilisation impose un certain nombre de conditions indispensables :

- Diagnostic initial suffisamment complet.
- Essais préliminaires pour déterminer l'applicabilité à l'ouvrage considéré.
- Application par équipes spécialisées.
- Contrôle rigoureux de la concentration en inhibiteur dans le béton.

#### 3- Mise en œuvre des inhibiteurs de corrosion.

#### Investigations préliminaires.

En fonction des propriétés de l'inhibiteur que l'on se propose d'appliquer, il est indispensable de connaître la nature et l'étendue des pathologies affectant l'ouvrage, ainsi que la répartition et la profondeur des armatures. Ces indications permettront d'établir des objectifs pour le traitement et également de délimiter les zones décollées qui devront être nettoyées et réparées.

#### Essais de convenance.

Sur des petites zones typiques de l'ouvrage à traiter, on devra tester l'inhibiteur de façon à déterminer la meilleure procédure d'application, et pour vérifier si les objectifs fixés lors du diagnostic peuvent effectivement être atteints. Quelques jours après l'application, des carottes sont prélevées et analysées pour vérifier la concentration des molécules inhibitrices actives en fonction de la profondeur et si possible sur la trace de l'armature à protéger.

#### Nettoyage des surfaces et enlèvement du béton décollé.

Cette étape est très importante car la bonne pénétration de l'inhibiteur ainsi que la tenue des mortiers de réparation en dépendent.

La surface devra être débarrassée de tout résidu de peinture, d'huile, et autres micro-organismes. On devra s'assurer en particulier que la surface n'avait pas été récemment traitée par un produit hydrophobe, qui pourrait rendre impossible la pénétration de l'inhibiteur.

En ce qui concerne la préparation des zones à réparer (dégagement des armatures, degré de nettoyage de l'acier, traitement particulier des aciers), elle peut varier en fonction des inhibiteurs. Par exemple, dans le cas de l'utilisation d'un inhibiteur minéral de type MFP, il n'est pas nécessaire de dégager complètement les aciers ni de les nettoyer à blanc, seulement le béton éclaté ou décollé est enlevé.

#### Application de l'inhibiteur.

Bien que d'apparence simple, cette étape est cruciale et demande une grande attention. En effet, l'imprégnation du béton par un inhibiteur jusqu'à l'armature fait appel à des paramètres qui n'ont pas grand chose à voir avec des couches de peinture par exemple. On peut citer la porosité et la microstructure du béton, son degré de fissuration, son humidité, les conditions ambiantes d'humidité et de température, les propriétés de mobilité intrinsèques des ions inhibiteurs, etc. Un bon nombre de ces paramètres sont de plus changeants dans le temps. Dans ces conditions, chaque ouvrage est unique, et le mode d'application de l'inhibiteur doit être adapté en conséquence. Si pour une protection de surface, on peut recommander un certain nombre de « couches », cette notion ne peut s'appliquer à un inhibiteur d'imprégnation.

Etant donné la durée impliquée entre le moment de l'application et le contrôle de la pénétration de l'inhibiteur (quelques jours), la pénétration a lieu essentiellement par migration capillaire. La diffusion ionique ne jouera un rôle qu'à plus long terme. Pour favoriser la pénétration, il faut donc maintenir le plus longtemps possible un gradient de concentration et d'humidité maximaux. Dans ce but, une méthode d'application faisant appel à une forte gélification de la solution inhibitrice a été développée et brevetée dans le cas de l'inhibiteur minéral MFP, pour permettre d'obtenir une profondeur de pénétration et une concentration fortement accrues, particulièrement utiles dans le cas des ouvrages d'art contaminés par les sels de déverglaçage.

#### Contrôle de la pénétration.

Les mesures directes de la vitesse de corrosion sur les ouvrages ne présentent pas aujourd'hui les conditions de fiabilité, de rapidité, et de coût compatibles avec les nécessités d'un chantier de réparation. Il est donc indispensable de contrôler de façon suffisamment précise la concentration en inhibiteur après son application, au niveau des armatures à protéger. La méthode d'analyse doit permettre de quantifier précisément les molécules inhibitrices plutôt qu'un élément chimique pouvant appartenir à d'autres composés que l'inhibiteur. Une autre difficulté est l'extraction correcte des éléments à analyser d'une poudre de béton prélevée sur une carotte. Finalement, une méthode de contrôle systématique se doit d'être assez rapide pour s'adapter aux contingences des chantiers, et suffisamment bon marché. Ce souci de précision, de fiabilité, de rapidité, et de coût a amené un laboratoire suisse à développer une méthode d'extraction des anions d'une poudre de béton, associée à une analyse par chromatographie ionique, qui satisfait pleinement aux critères énoncés.<sup>2</sup> Plusieurs milliers de carottes ont été analysées par cette méthode à ce jour. En plus de l'inhibiteur, cette méthode d'analyse donne également les profils en chlorures libres, sulfates, nitrates, et phosphates solubles ; elle est donc aussi parfaitement adaptée aux travaux initiaux de diagnostic et permet d'évaluer rapidement la nature et le degré de contaminations chimiques d'un béton.

#### Travaux de reconstitution des surfaces et de finition.

Ces travaux sont exécutés de façon classique. Si l'inhibiteur est appliqué avant leur exécution, il faudra simplement s'assurer de la compatibilité chimique entre l'inhibiteur et les produits de réparation utilisés.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> T. Lutz, *Anion extraction from concrete and other mineral complexes*. International Ion Chromatography Symposium, Nice, September 2000.

## 4- Exemple d'utilisation de l'inhibiteur MFP: Orbite Optique N°2, Parc Jean Drapeau, Montréal.

Conditions initiales.



Fig. 1 : Vue générale des ailettes en béton projeté.

Fig.2 : détail d'un voile en béton projeté, montrant la fissuration.

L'œuvre Orbite Optique No 2 est intégrée à une fontaine et a subi, au cours de la période d'un peu plus de 33 ans depuis sa construction, les assauts du temps et des éléments climatiques.





Fig. 4 : éclats dus à la corrosion

La construction de la fontaine et de la sculpture est une combinaison des méthodes suivantes :

- Béton armé, coffré et coulé en place pour le bassin, la dalle sur sol, et la chape.
- Éléments préfabriqués et fixés dans un coulis pour les 48 ailerons au sol.
- Mortier projeté à sec en place sur une latte métallique fixé à une ossature en acier d'armature attachée à une structure tubulaire en acier soudée à un anneau central dans la partie supérieure et ancrée à la dalle sur sol dans la partie inférieure pour les 31 ailettes.

Les analyses et observations effectuées ont montré que les principales causes de dégradation de l'œuvre et de ses accessoires au cours des années sont les suivantes :

- La présence de nid d'abeille dans certaines zones.
- Le recouvrement de l'acier d'armature inférieur aux spécifications.
- La corrosion des armatures en surface suite à la carbonatation du béton.
- La présence de chlorures provenant sans doute de l'usage d'un accélérateur de prise de type chlorure de calcium lors de la fabrication, qui aggrave les phénomènes de corrosion.
- La présence de nombreuses fissures.
- L'écaillage du mortier de finition.
- La présence d'eau projetée par la fontaine a accéléré la progression de la corrosion des aciers.

Toutefois, l'expertise a établi que l'intégrité structurale de l'ensemble de l'œuvre n'était pas affectée à court terme par les défectuosités relevées lors des inspections, et qu'une campagne de réhabilitation était possible.

#### Procédure de réhabilitation retenue.

Considérant que pratiquement la totalité des bétons de cet ouvrage n'étaient plus protecteurs vis à vis de la corrosion, la seule alternative possible à la démolition a été l'utilisation d'un inhibiteur de corrosion de type MFP pour permettre une stabilisation de l'ensemble des surfaces vis à vis de la corrosion des armatures. De plus, le MFP possédant la propriété d'augmenter la résistance des bétons à l'écaillage<sup>3</sup>, il était bien adapté au cas présent.

Suite au diagnostic approfondi ayant permis de constater les défauts et pathologies en jeu, la procédure de réparation des bétons a inclus les étapes suivantes :

- Essai préliminaire d'application du MFP et validation des mortiers de réparation et de finition avec le traitement MFP.
- Préparation générale des surfaces incluant l'enlèvement par piquage du béton éclaté et décollé, le nettoyage des surfaces écaillées par bouchardage, et le décapage général des surfaces par jet abrasif.
- Traitement de toutes les surfaces au MFP modifié par gélification pour augmenter la pénétration.
- Contrôle de la pénétration du MFP.
- Reconstitution des zones délaminées et éclatées.
- Uniformisation des surfaces par application d'un enduit cimentaire mince.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> F. Saucier, M. Pigeon. *Evaluation de l'influence d'une imprégnation de MFP sur un béton durci de E/C=0,55*. Rapport SEM-90021-2, 1993.

#### Application de l'inhibiteur et contrôle de la pénétration.

Suite aux essais préliminaires effectués en juin 2000, qui ont montré que ce béton, en particulier le béton projeté des ailettes, était dense et difficile à pénétrer, il a été décidé d'appliquer l'inhibiteur sous forme de gel (voir fig.5) : après un premier mouillage de la surface par une solution aqueuse classique de MFP, une solution fortement gélifiée par un procédé breveté a été appliquée par pulvérisation à raison de 2 litres de gel par m2 environ soit 400 g/m2 d'inhibiteur. Après une période de séchage d'environ une semaine, une série de carottes a été prélevée pour vérifier le profil de concentration en inhibiteur dans le béton. Une attention particulière a été apportée à la localisation de certaines carottes de façon à englober une fissure, pour vérifier le degré de contamination et la possibilité de pénétration de l'inhibiteur dans ces zones sensibles.





Fig.6: exemple de résultat d'analyse sur une carotte traversante avec fissure.

A titre d'illustration de la procédure de contrôle, la figure 6 ci-dessus résume les résultats des analyses de pénétration sur une carotte traversante provenant de l'ailette N°1. On peut en tirer les enseignements suivants :

- La pénétration efficace du MFP dans la masse du béton est d'environ 25mm au moment de l'analyse. La concentration dans la zone de surface est très élevée comparée avec celle obtenue par application d'une simple solution (voir fig. 5), et constitue une réserve de diffusion dans le temps. Ce béton peut être considéré comme très dense et difficile à pénétrer, par rapport à la majorité des ouvrages rencontrés.
- Le long de la fissure, la concentration en inhibiteur reste supérieure au minimum requis sur toute l'épaisseur de l'ailette, malgré le colmatage important observé sur ces fissures.
- On observe que la teneur en chlorures ne varie pas entre la masse du béton et le long de la fissure, ce qui apporte la preuve de leur introduction dans le béton au moment de son gâchage.
- La teneur plus faible en chlorures observée près des surfaces peut être due à un effet de délavage, et/ou à un phénomène de réaction entre MFP et chlorures pour former des complexes insolubles (seuls les chlorures libres sont analysés ici), phénomène souvent observé lorsque la concentration en MFP est élevée (> 1000-1500 ppm).

#### Réparations et finitions.

Après application et contrôle de l'inhibiteur, les zones décollées ont été réparées de façon classique, puis un mortier de finition étanche et mince a été appliqué sur toute la surface. Ce mortier a été sélectionné par le client pour sa couleur et a été appliqué expérimentalement en juin 2000 sur la zone d'essai du MFP, zone particulièrement fissurée, pour en vérifier sa tenue.

Sur la photo de la fig. 7 ci-dessous, on peut voir l'aspect du mortier après 12 mois, et on peut constater qu'aucune fissure ne s'est propagée au travers du mortier au cours de cette période.



Fig. 7 : aspect de la zone d'essai MFP et apparence du mortier de finition après 12 mois.

#### 5- Conclusions.

Malgré les dépenses importantes consacrées aujourd'hui à la réhabilitation des ouvrages en béton armé, on constate souvent une ré-apparition précoce des problèmes de dégradation liés à la poursuite de la corrosion des armatures. Il est en effet difficile de garantir que l'intégralité du béton carbonaté ou contaminé par des chlorures est enlevé et reconstitué. Cette opération est de plus lourde et onéreuse.

Les inhibiteurs de corrosion spécialement sélectionnés pour leur utilisation sur le béton durci, peuvent contribuer à un allègement et à une meilleure tenue dans le temps des travaux de réparation, à la condition expresse que leur utilisation soit parfaitement maîtrisée. Leur succès sera en particulier lié à :

- Une bonne connaissance de la nature et de l'étendue des pathologies affectant l'ouvrage.
- Des essais préliminaires pour valider leur utilisation sur l'ouvrage considéré en fonction des critères de succès déterminés suite au diagnostic approfondi initial.
- Une application par des équipes spécialisées, capables de s'adapter aux nombreux paramètres influençant la pénétration des produits.
- Un contrôle rigoureux de leur pénétration dans le béton, par des analyses chimiques capables de quantifier les molécules actives elles-mêmes et pas seulement un élément chimique pouvant appartenir à diverses espèces.



# Analyse du comportement de resurfaçages adhérents utilisés pour réparer des dalles en béton armé

R. Gagné<sup>1</sup>, B. Bissonnette<sup>2</sup>, M. Lachemi<sup>3</sup>, M. Lemieux<sup>4</sup>, D. Vézina<sup>5</sup>

CRIB, Université de Sherbrooke, Sherbrooke
 2: CRIB, Université Laval, Québec
 3: Ryerson Polytechnic Universisty, Toronto
 4: DEMIX Béton, Longueuil, Canada
 5: MTQ, Service des chaussées, Québec

**RÉSUMÉ** : Cet article présente les principaux résultats obtenus d'une étude en laboratoire portant sur le comportement structural de dalles en béton armé ayant été réparées à l'aide d'un resurfaçage mince adhérent. Huit dalles de béton (3,3 m x 1,0 m x 0,2 m) ont été resurfacées selon différentes configurations et avec différents types de béton de réparation. Une dalle témoin a également été fabriquée afin de pouvoir comparer le comportement structural d'un élément intact. Toutes les dalles ont été soumises à 500 000 cycles de chargement en flexion simple. Le comportement mécanique des resurfaçages adhérents est fortement influencé par la localisation du resurfaçage. Dans le cas où le resurfaçage est localisé au niveau de la fibre comprimée de la dalle (zone de moment positif), le champ de contraintes fait en sorte que les risques de fissuration transversale du resurfaçage et de fissuration au niveau de l'interface sont très faibles. Dans le cas d'un resurfaçage localisé en zone tendue (zone de moment négatif), la présence ou l'absence d'armature dans le resurfaçage est un paramètre clé contrôlant le développement de l'endommagement au niveau de l'interface. En l'absence d'armature (barres non dégagées lors de l'enlèvement du béton dégradé) on observe systématiquement un endommagement (décollement de l'interface) apparaissant lors des cycles de chargement. Cet endommagement résulte des contraintes normales à l'interface engendrées par la courbure qu'impose le support au resurfaçage.

#### 1. INTRODUCTION

Les réseaux routiers canadiens et québécois comportent de très nombreuses infrastructures en béton armé présentant des problèmes sévères de durabilité. À chaque année, les propriétaires d'ouvrages doivent procéder à la réfection de nombreux ouvrages, dont notamment les tabliers de pont en béton armé. Habituellement, le béton du tablier est détérioré sur une profondeur assez faible. Au lieu de remplacer totalement la dalle, il serait avantageux de réparer les surfaces dégradées tout en conservant le béton encore sain. La réhabilitation au moyen d'un resurfaçage mince adhérent pourrait s'avérer la solution la plus rentable, à condition qu'elle soit durable. Les connaissances actuelles ne permettent pas d'identifier quelles sont les meilleures approches pour réparer les dalles et comment se comporte l'adhérence entre le nouveau et l'ancien béton à court et à long terme.

Une des approches de réparation actuellement envisagée consisterait à n'enlever que le béton détérioré, nettoyer ou remplacer les barres corrodées (dans le cas d'une dégradation profonde) puis remettre en place un béton de réparation. Cette approche pourrait permettre d'augmenter l'épaisseur, et possiblement la capacité structurale de la dalle réparée, en remplaçant le béton dégradé par une couche plus épaisse de béton de réparation.

#### 2. OBJECTIFS DE LA RECHERCHE

L'étude vise à mieux comprendre le comportement structural de dalles en béton armé ayant été réparées par un resurfaçage mince adhérent. Deux cas de chargement ont été considérés : chargement statique et chargement cyclique. Le chargement statique permet d'évaluer la rigidité initiale du composite (resurfaçage - support) et le chargement cyclique permet de mesurer son évolution dans le temps.

L'étude expérimentale en laboratoire a consisté à fabriquer des mini-dalles en béton armé (3,3 m x 1,0 m x 0,2 m), à les hydrodémolir en surface, à les réparer, puis à les soumettre à des essais de chargement cyclique en flexion simple. Le positionnement du resurfaçage (fibre supérieure ou fibre inférieure de la dalle) a été choisi de manière à soumettre le béton de resurfaçage à des efforts de compression ou de tension (Figure 1). Ces deux configurations visent à simuler un resurfaçage comprimé, localisé dans une zone de moment positif, ou un resurfaçage tendu, localisé dans une zone de moment négatif d'un tablier de pont en béton armé.



Figure 1. Configuration des essais de flexion permettant de soumettre les resurfaçages à des efforts de compression ou de tension.

#### 3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental est basé sur un corps d'épreuves constitué de huit dalles d'essais (3,3 m x 1,0 m x 0,2 m d'épaisseur). Chaque dalle a été réparée avec un resurfaçage mince réalisé avec différents types de béton de réparation. Avant d'être réparées, les dalles ont été hydrodémolies pour simuler l'enlèvement du béton détérioré. Quatre dalles ont été hydrodémolies sur une épaisseur de 20 mm, pour simuler des dégradations superficielles, et quatre autres ont été hydrodémolies sur une épaisseur de 95 mm pour simuler des dégradations plus profondes. La conception des dalles, les dimensions et la disposition des armatures ont été choisies pour pouvoir simuler le plus fidèlement possible les caractéristiques d'une dalle réelle.

Cinq types de bétons ont été utilisés pour effectuer l'ensemble des resurfaçages : 35 MPa, 35 MPa + 5 % latex, 35 MPa + fibres d'acier, 50 MPa et 50 MPa + fibres d'acier. Tous les bétons de réparation respectent les exigences minimales en matière de durabilité (rapport E/L, air entraîné, facteur d'espacement). Les principales caractéristiques des bétons frais et durcis sont présentées au Tableau 1.
Dalle	Témoin	TIA-C-BO	TIA-C-BOL TIIA-C-BOL	TIA-T-BOF TIIA-T-BOF	TIIB-C-BHP	TIB-T-BHPF TIIB-T-BHPF
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	431	406	384	407	431	423
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	159	160	112	152	147	144
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	733	758	931	819	772	828
Pierre (kg/m <sup>3</sup> )	1025	964	769	910	1026	920
Entraîneur d'air (ml/100 kg C)	64	86	42	178	41	177
Réducteur d'eau (ml/100 kg C)	200	-	-	-	257	252
Superplastifiant (I/m <sup>3</sup> )	-	3,0	2,6	3,6	4,1	4,1
Latex (I/m <sup>3</sup> )	-	-	38,6	-	-	-
Fibres d'acier RC-80/60 (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-	41	-	41
Teneur en air (%)	5,4	5,8	8,2	5,7	5,6	6,8
ťc à 28d (MPa)	36,0	50,2	50,3	50,4	72,1	61,3

Tableau 1. Principales caractéristiques des bétons frais et durcis

Quatre types de configurations resurfaçage-support ont été analysées (Figure 2) : deux configurations de resurfaçage sans dégagement des armatures (réparations superficielles Type IA et Type IB) et deux configurations de resurfaçage avec dégagement des armatures (réparations profondes Type IIA et Type IIB). Le sous-type A correspond à un resurfaçage plus mince prévu pour recevoir un recouvrement en enrobé bitumineux, le sous-type B simule un resurfaçage plus épais où le béton dégradé et l'enrobé bitumineux sont remplacés par une seule couche de nouveau béton de resurfaçage.



Figure 2. Représentation schématique des 4 configurations resurfaçage-support.

Le Tableau 2 présente les huit configurations resurfaçage – support évaluées dans le cadre de cette étude. On y retrouve, pour chacune des dalles d'essai, le type de béton de resurfaçage, la configuration du resurfaçage et l'orientation du resurfaçage lors des essais de flexion.

Identification de la dalle d'essai	Type de béton de resurfaçage	Type de configuration	Localisation du resurfaçage	Épaisseur finale de la dalle réparée (mm)
TIA-C-BO	35 MPa	ĬA	Zone comprimée	210
TIA-C-BOL	35 MPa + latex	IA	Zone comprimée	230
TIIA-C-BOL	35 MPa + latex	IIA	Zone comprimée	200
TIA-T-BOF	35 MPa + fibres	IA	Zone tendue	220
TIIA-T-BOF	35 MPa + fibres	IIA	Zone tendue	200
TIIB-C-BHP	50 MPa	IIB	Zone comprimée	265
TIB-T-BHPF	50 MPa + fibres	IB	Zone tendue	265
TIIB-T-BHPF	50 MPa + fibres	IIB	Zone tendue	265

Tableau 2. Configuration des dalles d'essais

L'ensemble du corps d'épreuve a été soumis à 500 000 cycles de chargement – déchargement à une fréquence de 2 Hz. Le niveau de chargement a été fixé à 80 kN, soit environ 50 % de la charge de rupture d'une dalle de 200 mm d'épaisseur.

# 4. RÉSULTATS

L'analyse du comportement structural des dalles a été effectuée à partir de deux groupes de résultats expérimentaux:

- <u>La rigidité apparente</u>: La rigidité apparente des dalles a été évaluée à partir de la pente du domaine linéaire de la relation Force – Flèche. La rigidité apparente (exprimée en kN/mm) a été calculée après 50 000, 200 000 et à la fin des essais de chargement cyclique (500 000 cycles).
- <u>Le patron des fissures</u>: À la fin des cycles de chargement, un relevé visuel détaillé des fissures a été effectué pour caractériser la fissuration transversale (fissuration de flexion perpendiculaire à l'axe longitudinal de la dalle) et de la fissuration d'interface (fissuration horizontale localisée au voisinage de l'interface resurfaçage support).

#### 4.1 Dalle témoin

La Figure 3 présente les courbes Force – Flèche en fonction du nombre de cycles de chargement de la dalle témoin. L'origine de toutes les courbes à été ramenée à 0 mm pour pouvoir comparer plus facilement l'évolution des rigidités apparentes.

L'évolution de la rigidité apparente de la dalle témoin, entre 50 000 et 500 000 cycles, est présentée à la Figure 3. On y retrouve aussi les valeurs numériques de la rigidité apparente après 50 000 ( $R_{50k}$ ), 200 000 ( $R_{200k}$ ) et 500 000 ( $R_{500k}$ ) cycles. Globalement, on constate que la rigidité apparente de la dalle témoin diminue très légèrement entre 50 000 et 500 000 cycles. En effet, la rigidité apparente initiale passe de 11,6 kN/mm à 50 000 cycles à environ 10,6 kN/mm après 500 000 cycles. Cette légère perte de rigidité apparaît normale et résulte probablement d'une faible progression de la fissuration et d'une légère perte d'adhérence entre les barres d'armature et le béton. Elle reflète le comportement d'une dalle de béton standard n'ayant subi aucune réparation.

#### 4.2 Dalles réparées

La Figure 4 présente les courbes Force - Flèche de la dalle TIA-T-BOF (resurfaçage mince tendu, béton ordinaire avec fibres). Il s'agit de courbes typiques représentatives du comportement de la majorité des dalles soumises à ce cas de chargement. Les courbes montrent qu'entre 50 000 et 500 000 cycles la rigidité apparente de la dalle a lentement mais constamment diminué. En effet, durant cette période, la rigidité apparente est passée de 11,7 kN/mm à 10,2 kN/mm, soit une perte

en zone tendue pourrait con cyclique. Il faut cependant noter que malgré des pertes de rigidité légèrement différentes, les rigidités finales de la dalle témoin et de la dalle TIA-T-BOF sont très voisines (10,6 et 10,2 kN/mm respectivement) ce qui montre que malgré la présence d'un resurfaçage, la rigidité finale de la dalle réparée peut demeurer tout à fait acceptable.

La Figure 5 présente le patron des fissures observé au-dessous et sur les côtés de la dalle TIA-T-BOF (fissuration typique). Les fissures sont essentiellement localisées dans le tiers central de la portée



Figure 3. Évolution des courbes Force – Flèche en fonction du nombre de cycles de chargement (dalle témoin).

12,7 %. Cette perte de rigidité lors des essais de chargement cyclique est légèrement supérieure à celle de la dalle témoin (8,6%), ce qui suggère que la présence de ce type de resurfaçage localisé en zone tendue pourrait contribuer à augmenter légèrement la perte de rigidité sous chargement



Figure 4. Évolution des courbes Force – Flèche en fonction du nombre de cycles de chargement (dalle TIA-T-BOF).

soit dans la zone où les contraintes de traction à la fibre inférieure (dans le resurfaçage) sont les plus importantes. Lors de l'essai cyclique, les fissures ont progressé vers le haut, en direction de l'axe neutre. De nombreuses fissures ont traversé complètement le resurfaçage pour se propager dans le béton de support situé juste au-dessus.

Pour chaque dalle, on a observé la progression de la fissuration tout au long des essais cycliques. Dans plusieurs cas, on a pu voir clairement la présence d'une importante fissuration à l'interface (Figure 5). Cette fissuration n'est pas apparue subitement lors des premiers chargements. Elle a plutôt progressé graduellement tout au long des essais cycliques. Des observations visuelles en temps réel ont montré que les fissures d'interface étaient actives, c'est-à-dire qu'on pouvait clairement les voir s'ouvrir et se refermer à chaque cycle de chargement – déchargement. Toutes les fissures d'interface se sont amorcées au niveau du point de rencontre entre une fissure verticale et l'interface. Elles ont ensuite progressé horizontalement pour éventuellement rejoindre d'autres fissures d'interface initiées localement de part et d'autre.



Figure 5. Relevé des fissures de la dalle TIA-T-BOF

Le Tableau 3 résume les principaux résultats expérimentaux permettant d'analyser le comportement structural des dalles réparées. On y retrouve, pour chaque dalle, la localisation du resurfaçage (zone comprimée = fibre supérieure, zone tendue = fibre inférieure), la charge ultime théorique (P<sub>ult</sub>), les rigidités apparentes après 50 000 cycles ( $R_{50K}$ ) et à la fin des essais cycliques ( $R_{Rup}$ ) et une caractérisation sommaire de la fissuration d'interface (si présente). Ces valeurs ont été extraites à partir des résultats expérimentaux d'un programme expérimental plus vaste réalisé par Lemieux (Lemieux, 2002).

Dalle	Localisation du resurfaçage	P <sub>ult.</sub> (kN)	R <sub>50K</sub> (kN/mm)	R <sub>Rup.</sub> (kN/mm)	Fissuration de l'interface
Témoin	n/a	132	12	9	n/a
TIA-C-BO	Zone comprimée	158	12	12	Aucune
TIA-C-BOL	Zone comprimée	194	15	15	Aucune
TIIA-C-BOL	Zone comprimée	139	10		Aucune
TIIB-C-BHP	Zone comprimée	261	31	31	Aucune
TIA-T-BOF	Zone tendue	132	12	11	Sévère
TIIA-T-BOF	Zone tendue	132	11	11	Aucune
TIB-T-BHPF	Zone tendue	132	18	15	Modérée
TIIB-T-BHPF	Zone tendue	132	23	21	Légère

Tableau 3. Résumé des principaux résultats expérimentaux de l'étude du comportement structural de la dalle témoin et des dalles comportant un resurfaçage adhérent.

### 5. DISCUSSION

L'analyse de résultats a été effectuée en regroupant l'ensemble du corps d'épreuve en deux familles : 1) Resurfaçages localisés en zone comprimée et 2) Resurfaçages localisés en zone tendue. On a choisi cette approche car ces deux cas de chargement engendrent des efforts et des contraintes internes très différents tant au niveau de l'interface qu'au niveau du béton de resurfaçage (Farhat et al., 2000).

#### 5.1 Resurfaçages localisés en zone comprimée

Cette famille regroupe 4 dalles dont le resurfacage a été positionné à la fibre supérieure de manière à soumettre le béton de resurfaçage à des efforts de compression. Le Tableau 3 indique que la dalle TIIA-C-BOL possède une capacité ultime théorique (139 kN) très voisine de celle de la dalle témoin (132 kN), car ces deux dalles possèdent la même épaisseur finale (200 mm). Le faible écart entre les capacités ultimes de ces deux dalles est essentiellement dû à l'utilisation d'un béton de resurfaçage ayant une résistance à la compression (50,3 MPa) plus élevée que celui de la dalle témoin (36,0 MPa). Les dalles TIA-C-BO, TIA-C-BOL et TIIB-C-BHP ont une capacité ultime théorique nettement supérieure à celle de la dalle témoin (Tableau 3) en raison de la plus grande épaisseur finale des dalles après la réparation (Tableau 2). Cette plus grande épaisseur découle de la configuration du resurfaçage (A ou B) ou d'une imprécision lors du contrôle de l'épaisseur du resurfacage lors de la mise en place du béton. Ces résultats suggèrent que pour ce type de configuration (resurfaçage en zone comprimée), on peut augmenter très significativement la capacité structurale d'une dalle réparée en remplaçant le béton détérioré par une plus grande épaisseur de béton de resurfaçage. Plus l'épaisseur est importante, plus la capacité est grande puisque les lits d'acier d'armature sont alors le plus éloignés de la fibre supérieure en compression.

Globalement, dans le cas des dalles comportant un resurfaçage situé en zone comprimée, on a observé aucune fissuration de l'interface resurfaçage - support. Cette absence d'endommagement est principalement responsable du très bon comportement structural de ce groupe de dalles, quel que soit le type de configuration évalué. En effet, à l'exception de la dalle TIIA-C-BOL, les trois autres dalles de ce groupe n'ont subi aucune perte de rigidité entre 50 000 et la fin des cycles (voir les valeurs de  $R_{50K}$  et  $R_{Rup}$  dans le Tableau 3). La dalle TIIA-C-BOL a subi une perte subite et importante de rigidité après environ 416 000 cycles. On a pu démontrer que cette perte de rigidité a résulté de la rupture en fatigue de cinq des huit barres d'acier d'armature et non pas de l'en-

dommagement de l'interface. On croit que le type de configuration (TIIA) et le type de béton (modifié au latex) ne sont pas responsables de cette rupture.

Globalement, les résultats de cette série de dalles montrent qu'il est tout à fait possible, dans le cas d'un resurfaçage situé en zone comprimée, de développer et de maintenir un comportement monolithique du composite rechargement - support. Par conséquent, la capacité structurale de la dalle réparée (rigidité, capacité ultime, etc.) est conservée et peu même être augmentée. Il faut cependant s'assurer de pouvoir compter sur une très bonne qualité de surface (hydrodémolition), sur une bonne mise en place et un bon mûrissement du béton de réparation.

#### 5.2 Resurfaçages localisés en zone tendue

Cette famille regroupe 4 dalles dont le resurfaçage à été positionné à la fibre inférieure de manière à soumettre le béton de resurfaçage à des efforts de traction. Les résultats du Tableau 3 indiquent que la résistance ultime théorique (Pult.) de toutes ces dalles est identique à celle de la dalle témoin. En effet, même si l'épaisseur de la dalle varie, le positionnement des barres d'armature par rapport à la fibre supérieure demeure le même dans tous les cas. C'est seulement le type et l'épaisseur du béton d'enrobage des aciers inférieurs qui varient d'une dalle à l'autre. Ces changements n'engendrent pas de variation de la capacité ultime, car les calculs théoriques négligent l'apport du béton tendu sur la capacité structurale des dalles. En pratique, cependant, on constate que les rigidités apparentes (R<sub>50K</sub> et R<sub>Rup.</sub>) des TIB-T-BHPF et TIIB-T-BHPF sont nettement supérieures à celle de la dalle témoin (Tableau 3). Cela s'explique par l'utilisation d'un resurfaçage épais (Types IB et IIB) en béton à haute performance renforcé de fibres métalliques à haut module. Ce type de resurfaçage est vraisemblablement en mesure de reprendre une partie importante des contraintes de traction engendrées dans la zone tendue de la dalle. Par rapport à la dalle témoin, cette participation du béton de resurfaçage à la reprise des efforts de traction a engendré une augmentation de la rigidité à 50 000 cycles de 50% dans le cas de la dalle TIB-T-BHPF et de plus de 90% dans le cas de la dalle TIIB-T-BHPF.

Les résultats du Tableau 3 indiquent que le type de resurfaçage tendu exerce une grande influence sur le développement de la fissuration au niveau de l'interface. En effet, aucune fissuration d'interface n'a été observée dans le cas de la dalle TIIA-T-BOF alors que la dalle TIA-T-BOF montre une fissuration sévère à l'interface resurfaçage – support. Pour tenter de comprendre comment le type de resurfaçage peut influencer la fissuration d'interface, considérons d'abord les dalles TIA-T-BOF et TIIA-T-BOF qui possèdent approximativement la même épaisseur que celle de la dalle témoin (200 mm environ). Dans le premier cas (TIA), le béton de resurfaçage ne comporte pas de barres d'armature et dans l'autre (TIIA), l'interface est située entre les deux lits d'armature. Au terme des essais cycliques de la dalle TIA-T-BOF, on a observé de nombreuses fissures se développant au niveau de l'interface (ouverture < 100  $\mu$ m). Par contre, dans le cas de la dalle TIIA-T-BOF, aucune fissure n'a été observée à l'interface. En fait, dans ce dernier cas, les fissures observées sur les côtés de la dalle n'ont pas atteint l'interface. Pour faciliter l'analyse de ces différences de comportement, on a schématisé, à la Figure 6, la configuration des dalles de cette série et la localisation de l'endommagement observé (fissures transversales sous la charge, fissures d'interface).

Dans le cas de la configuration de type IA, la courbure du support impose une courbure au resurfaçage situé au-dessous. Au bout de la fissure transversale centrale, il se développe des contraintes normales à l'interface car le resurfaçage résiste à cette courbure imposée. Tout se passe

comme si on tentait de coller une plaque de béton plane sur une surface légèrement courbée. Sur tout le périmètre de la plaque, il se développe des contraintes de traction. Plus la courbure du support est importante, plus les contraintes normales engendrées aux extrémités de la plaque seront importantes. Lors de l'essai de chargement statique, ces contraintes normales ne sont probablement pas assez importantes pour initier le décollement. Cependant, les résultats de cette étude montrent bien que sous un chargement cyclique, le niveau de contrainte atteint a été suffisant pour engendrer un décollement par fatigue de certaines zones de l'interface.

Pour la configuration de type TIIA, la courbure du support impose aussi une courbure au resurfaçage situé en dessous. Dans ce cas, cependant, on n'a pas observé de fissuration d'interface. Cette



Figure 6. Représentation schématique des configurations et de la localisation des endommagements typiques dans les dalles comportant un resurfaçage en zone tendue.

différence s'explique probablement par le fait que le resurfaçage inclus des barres d'acier du lit inférieur. Ces barres sont fortement tendues et légèrement courbées. Elles ont donc pour effet de plaquer le resurfaçage contre le support. Le plaquage du resurfaçage contribue à diminuer les contraintes d'arrachement à l'interface et, par conséquent, à empêcher la fissuration de l'interface.

Considérons maintenant les resurfaçages de type TIB et de type TIIB pour lesquels la dalle réparée est nettement plus épaisse que la dalle d'origine. Dans un cas (TIB), le béton de réparation ne comporte pas de barres d'armature (Figure 6) et dans l'autre (TIIB), l'interface est située entre les deux lits d'armature. Pour ces deux types de configuration, on a observé de la fissuration à l'interface. Dans le cas de la dalle TIB-T-BHPF, la fissuration à l'interface peut encore s'expliquer par la courbure imposée au resurfaçage. Ce dernier s'oppose à cette courbure et il se développe de fortes contraintes d'arrachement au voisinage des lèvres de la fissure transversale centrale (Figure 6). De nombreuses fissures d'interface ont été observées avec cette configuration. La fissuration plus importante découle probablement du fait que le béton est plus rigide (BHP) et surtout du fait que le resurfaçage est plus épais. Entre les fissures transversales, on retrouve alors des «pavés» (section de béton entre deux fissures) épais et rigides qui résistent très fortement à la courbure qui leur est imposée par le support. Dans le cas de la dalle TIIB-T-BHPF, on a aussi observé une fissuration d'interface, mais cette fissuration est nettement moins importante que celle observée avec la dalle précédente. On croit que la cause de cette fissuration est la même que celle invoquée pour les dalles précédentes. C'est la courbure du support qui impose une courbure au resurfaçage

et qui engendre ainsi des contraintes de traction perpendiculaires à l'interface au voisinage des lèvres de la fissure transversale centrale. Il est important de noter que des fissures d'interface se sont développées malgré la présence de barres d'acier d'armature dans le matériau de resurfaçage. On croit que les barres ont permis de diminuer les contraintes normales d'interface, sans cependant les diminuer en dessous du seuil critique. En effet, pour cette configuration, le resurfaçage est très épais et le béton est très rigide. Entre les fissures transversales, le resurfaçage forme alors des «pavés» très rigides qui résistent très fortement à la courbure imposée pour le support.

L'analyse de la fissuration peut contribuer à mieux évaluer la durabilité à long terme de ce type de réparations. En comparant les patrons de fissuration des dalles TIA-T-BOF et TIIA-T-BOF, on a constaté que les fissures de la dalle TIIA-T-BOF sont plus nombreuses, plus rapprochées et plus fines. Ceci confirme les hypothèses à l'effet que c'est l'obtention de «pavés» plus petits qui a contribué à empêcher la décohésion de l'interface. L'analyse du patron de fissuration de la dalle TIB-T-BHPF est aussi très révélatrice. Les fissures y sont peu nombreuses, très ouvertes et très espacées. Les «pavés» sont donc plus grands et les contraintes d'arrachement à l'interface sont plus importantes. Parmi toutes les dalles testées, c'est effectivement celle qui a développé la plus forte fissuration d'interface. Le patron de fissuration de la dalle TIB-T-BHPF présente approximativement les mêmes caractéristiques que celui de la dalle TIB-T-BHPF. Les fissures sont peu nombreuses et relativement larges. L'action des barres d'armature semble avoir permis une répartition plus homogène des déformations de traction dans le resurfaçage. Les «pavés» sont donc plus petits et, par conséquent, les décollements d'interface ont été moins importants.

Globalement, les résultats de cette série montrent que l'utilisation d'un resurfaçage adhérent en zone tendue ne compromet pas la capacité structurale d'une dalle en béton armé lorsque la réparation est effectuée selon les règles de l'art. L'utilisation d'un resurfaçage plus épais et l'utilisation de fibres d'acier (même à un dosage relativement faible, 40 kg/m<sup>3</sup>) permet aussi d'améliorer significativement la rigidité et la capacité ultime de la dalle réparée. Il faut cependant noter que, dans le cas des resurfaçages plus épais (Type B), on a observé une légère perte de rigidité lors du chargement cyclique, mais la rigidité finale ( $R_{Rup}$ .) est néanmoins demeurée supérieure à la rigidité initiale de la dalle avant la réparation (Tableau 3).

## 6. CONCLUSION

Le comportement mécanique des resurfaçages adhérents utilisés pour réparer des dalles en béton armé est fortement influencé par la localisation du resurfaçage. Dans le cas où le resurfaçage est localisé au niveau de la fibre comprimée de la dalle (zone de moment positif), le champ de contraintes fait en sorte que les risques de fissuration transversale du resurfaçage et de fissuration au niveau de l'interface sont très faibles. Dans ces conditions, on a trouvé que la dalle et le support conservent un comportement monolithique et la capacité structurale (rigidité) est maintenue jusqu'à la fin des essais cycliques. Dans le cas où le resurfaçage est localisé au niveau de la fibre tendue (zone de moment négatif), le champ de déformation engendre des contraintes normales au niveau de l'interface. Sous l'effet d'un chargement cyclique en flexion, un décollement de l'interface peut se produire. L'intensité de cet endommagement est fonction de la configuration du resurfaçage (type de béton, épaisseur, présence de barres d'armature dans le resurfaçage).

Dans le cas d'un resurfaçage localisé en zone tendue, la présence ou l'absence d'armature dans le resurfaçage s'avère un paramètre clé contrôlant le développement de l'endommagement au niveau de l'interface. En l'absence d'armature (barres non dégagées lors de l'enlèvement du béton dégra-

dé) on observe systématiquement un endommagement (décollement de l'interface) apparaissant lors des cycles de chargement. Cet endommagement résulte des contraintes normales à l'interface engendrées par la courbure du béton de resurfaçage imposée par le support. La présence de barres d'armature fortement tendues et courbées dans le resurfaçage a pour effet de diminuer ces contraintes en contribuant à plaquer le resurfaçage contre le support. L'utilisation d'un resurfaçage plus épais (surépaisseur) ou plus rigide (BHP) en zone tendue a pour effet d'augmenter les risques de décollement d'interface car le resurfaçage est alors formé de «pavés» plus épais et plus rigides qui résistent plus fortement à la courbure imposée. L'endommagement de l'interface resurfaçage – support a peu d'effet sur la capacité structurale de la dalle (rigidité) car l'acier d'armature tendu est toujours en mesure d'assurer la reprise des contraintes de traction engendrée par la flexion.

### 7. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada, le ministère des Transports du Québec, Ciment Québec inc., Ciment St-Laurent, Lafarge Canada inc., Le Groupe SM inc. et SNC-Lavalin pour le support technique et financier accordés dans le cadre de cette étude.

# 8. RÉFÉRENCES

- Farhat, H; Lachemi, M. et Gagné R. (2001) Étude par éléments finis des mécanismes de rupture des resurfaçages minces adhérents, En préparation, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.
- Granju, J.L.; Turatsinze, A. et Farhat, H. (1998) Les paradoxes de la durabilité des rechargements minces adhérents, *Troisième colloque international francophone sur les bétons renforcés de fibres métalliques*, Québec, p. 65-76.
- Lemieux, M. (2002) Resurfaçage mince adhérent de dalles structurales en béton armé, *Mémoire de maîtrise*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 160 p.
- Ong, K.C.G.; Paramasivam, P. et Subramaniam, M. (1997) Cyclic behavior of steel-fiber mortar overlaid concrete beams, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 9, No. 1, p. 21-29.



# Considérations des aspects électrochimiques quant à la durabilité des ouvrages

6

Nourredine Kadoum, électrochimiste, M.Sc.A Menouar Hassaim, B. Ing., M.Sc.A génie civil, Stéphanie Dontigny, Ing. métallurgie et génie des matériaux

Face à l'état de dégradation des structures en béton armé soumises au phénomène de corrosion des aciers d'armature, le plus souvent causés par la diffusion des sels de déglaçage à travers le béton, les interventions de réhabilitations généralement envisagées consistent à enlever le béton dégradé, nettoyer ou remplacer les vieilles armatures et à mettre en place un nouveau béton ainsi qu'un nouveau bitume lorsqu'il s'agit d'une structure de transport.

Toutefois, on se soucie très peu du risque de corrosion des aciers d'armature encouru lors de la réhabilitation de vieilles structures avec du nouveau béton et bien souvent, on estime que la mise en place du nouveau béton élimine toute corrosion des armatures ainsi que toutes dégradations du béton et ce, pour de nombreuses années. Néanmoins, les principes fondamentaux de la corrosion et l'expérience montrent que la réalité est tout autre à ces prédictions.

Cet article traite des aspects fondamentaux et d'ordre pratique permettant l'optimisation des interventions afin d'assurer l'intégrité des structures conduisant à des économies substantielles à court, moyen et long terme.

## **POSITION DU PROBLÈME**

La dégradation des structures en béton armé, telles que les ponts et viaducs, a très souvent pour origine la corrosion des aciers d'armature. Celle-ci se manifeste par l'apparition de traces de rouille sur la surface du béton, la présence de délaminage et parfois même l'éclatement du béton de recouvrement comme l'illustrent les photos 1 et 2.



Photo 1 Vue d'une glissière en béton confrontée à la corrosion de ses aciers d'armature

Photo 2 Dégradation d'un chevêtre par la corrosion des aciers d'armature

Les conséquences engendrées par la présence d'une activité de corrosion dans le béton s'expliquent par le processus de corrosion de l'acier d'armature. En effet, en présence d'agents agressifs dans le béton, tels que les ions chlorures ou dioxyde de carbone ( $CO_2$ ), une initiation de la corrosion de l'acier est entamée. Cette dernière se traduit par des échanges ioniques, dans le

béton, entre différentes zones de l'acier ainsi qu'à la dissolution des atomes de fer. L'état de corrosion se traduit au cours du temps par une diminution du diamètre effectif des barres d'armature (photo 3) et la formation de rouille qui a pour caractéristiques d'être fortement expansive et d'occuper un espace de 5 à 7 fois supérieure à celui de ses composants à leur état initial, d'où la fissuration et l'éclatement du béton (photo 4).



Photo 4 État de corrosion d'une armature dans le béton



Photo 3 Barre d'armature soumise à une forte activité de corrosion

Face à l'état de dégradation d'une structure en béton armé soumise au phénomène de corrosion des aciers d'armature, les interventions de réhabilitations généralement envisagées consistent à enlever le béton dégradé, nettoyer ou remplacer les vieilles armatures et à mettre en place un

nouveau béton ainsi qu'un nouveau bitume lorsqu'il s'agit d'une structure de transport (photo 5).

#### Photo 5 Travaux de réfection du tablier d'un pont

Toutefois, on se soucie très peu du risque de corrosion des aciers d'armature encouru lors de la réhabilitation de vieilles structures avec du nouveau béton et bien souvent, on estime que la mise en place du nouveau béton élimine toute corrosion des armatures ainsi que toutes



dégradations du béton et ce, pour de nombreuses années. Néanmoins, les principes fondamentaux de la corrosion et l'expérience montrent que la réalité est tout autre à ces prédictions.

#### **PROCESSUS DE CORROSION DES ACIERS D'ARMATURE**

La corrosion des aciers d'armature est la conséquence d'un phénomène électrochimique qui consiste en une réaction d'oxydo-réduction entre une zone anodique et une zone cathodique des aciers d'armature. De ce fait, le processus sera assimilé à une corrosion par micropiles dans le cas où la superficie des zones anodiques et cathodiques mise en jeu serait faible ou de macropiles dans les autres cas.

Très brièvement, nous rappelons que la réaction de la zone anodique résulte en la dissociation du fer de ses électrons, tandis que dans la zone cathodique, l'oxygène présent dans le béton entourant les aciers d'armature réagit avec les atomes de fer pour former des ions hydroxydes (OH<sup>-</sup>). L'association de ces ions hydroxydes avec le fer dissous dans le béton conduit à la formation de produits très expansifs que l'on appèle plus communément la rouille (figure 1) et qui sont à l'origine du délaminage du béton.



Figure 1 Processus de corrosion des aciers d'armature

### Principes fondamentaux de corrosion mis en jeu dans le cadre des réparations du béton

Dans le cadre de la réhabilitation d'une structure en béton, notre étude sur la question montre que des risques de corrosion des aciers d'armature sont présents, notamment par l'influence des phénomènes suivants :

- ✓ Présence de micropiles sur les vieilles armatures;
- Présence d'une macropile entre le vieux réseau d'armature et les armatures nouvellement installées ou nettoyées;
- ✓ Influence du gradient de chlorure entre le vieux et le nouveau béton.

#### Corrosion sous forme de micropiles

La mise en place d'un nouveau béton sur de vieilles armatures partiellement ou entièrement dégagées présente un milieu propice à la formation de différentes micropiles.

#### a- Cas où le nouveau béton est installé sur la face de l'armature existante

La mise en place d'un nouveau béton sur une armature partiellement dégagée aura pour conséquence de mettre une partie de l'armature en contact avec le nouveau béton tandis que l'autre partie adhère toujours avec le vieux béton tel que l'illustre la figure 2.

La rencontre du vieux béton et du nouveau béton sur une même section d'armature aura pour conséquence l'apparition d'une micropile mettant en jeu une zone cathodique sur la face de l'armature en contact avec le nouveau béton alors que l'agressivité du vieux béton avec ses chlorures alimentera la zone anodique de l'armature. Dans ce cas, la section d'armature agressée par le vieux béton se corrodera en faveur de la zone cathodique.



Figure 2 Corrosion par micropile sur une même section d'armature

De ce fait la présence de ce type de phénomène sur toute l'étendue des réparations d'une structure induira l'initiation d'une multitude de micropiles qui auront pour conséquences d'accélérer la corrosion du vieux réseau d'armature et l'apparition de délaminage à l'interface acier-béton et donc « nouveau béton-vieux béton », d'où le décollement probable des réparations.

Ceci est d'autant plus grave, qu'un quelconque problème d'adhérence du nouveau béton favorisera l'infiltration des chlorures et du dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) dans le vieux béton avec toutes ses conséquences fâcheuses.

### b- Cas où le nouveau béton est mis sur une section d'armature entièrement dégagée

La démolition, dans certains cas, du béton jusqu'à une certaine profondeur supérieure à celle du béton de recouvrement permettra de recouvrir entièrement la section d'armature concernée par les réparations tandis que le reste de l'armature sera en présence du vieux béton. La figure 3 illustre ce cas.

La mise en place du nouveau béton et le nettoyage de la section d'armature dégagée aura pour effet de créer une zone où l'armature sera saine et donc une zone cathodique. La présence d'une telle zone accélérera très rapidement la corrosion de l'armature baignant dans le vieux béton en raison du fait que l'armature en contact avec le vieux béton sera une source de dissociation du fer. Zone anodique



Figure 3 Corrosion par micropile sur une même armature

On retrouve également ce phénomène lorsque la section d'armature dégagée est remplacée par une nouvelle armature et recouverte d'un béton de réparation. Ceci peut notamment se produire lorsque la vieille armature est dans un état de dégradation très avancée.

La formation de ce type de micropile surviendra systématiquement lorsque l'armature sera dégagée ou remplacée et le nouveau béton mis en place. De plus, les effets de celle-ci seront combinés à ceux cités dans le cas a), et de ce fait la corrosion du vieux réseau d'armature sera accentuée et l'adhérence des réparations ainsi que la durabilité du béton remises en cause.

#### Corrosion sous forme de macropiles

La mise en place du nouveau béton à la suite de la démolition du béton détérioré est généralement suivie de l'installation de nouvelles barres d'armature ou le nettoyage des vieilles barres d'armature.

L'installation de ces nouvelles armatures dans le béton ou le nettoyage des vieilles barres d'armature aura pour effet la passivation de ces dernières qui se caractérisera par le fait que les potentiels naturels de ces armatures dans le béton seront très faibles, soit de l'ordre de -100 mV et -200 mV. D'un autre coté, le vieux réseau d'armature enrobé dans le vieux béton, contaminé par les chlorures ou atteint par la phénomène de carbonatation, et dont la couche de passivation a déjà été perdue au cours du temps aura un potentiel naturel s'approchant des -350 mV ou encore plus électronégatif.

Par conséquent, le moindre contact électrique entre le vieux réseau d'armature et les nouvelles armatures ou nouvellement nettoyées entraînera la formation d'une macropile du fait de la grande différence de potentiel. Cela revient tout simplement à la création d'une grande pile dont le pole négatif, et donc la zone anodique, est représenté par le vieux réseau d'armature et la zone cathodique, ou pole positif, est assurée par les nouvelles armatures.

De ce fait, les nouvelles armatures se verront protégées contre la corrosion par les vieilles armatures qui se corroderont d'autant plus vite que la différence de potentiel est élevée et que la superficie du nouveau réseau est importante.

Pour exemple, les photos 6 et 7 prises lors de travaux de réparation sur un pont de l'autoroute 40, illustrent les conséquences que peuvent avoir des réparations du béton dans l'accélération du processus de corrosion des aciers d'armature.





Photo 7 Conséquence de la macropile de corrosion

Photo 6 Vue d'une section de béton réparée entourée par du vieux béton

En effet, au vu de ces photos, on constate que le béton ainsi que les armatures présents autour d'une section de béton réparée, au cours des dernières années, sont dans un état de dégradation avancée (photo 6). De plus, l'inspection visuelle d'une barre d'armature traversant le nouveau béton et le vieux béton indique qu'une **frontière nette** sépare l'état oxydé de la section d'armature plongée dans le vieux béton et la partie saine de l'armature se trouvant dans le nouveau béton (photo 7).

Cette situation trouve son explication dans le phénomène de macropile induit par la mise en place du nouveau béton. Celle-ci s'est manifestée par une accélération du processus de corrosion des armatures présentes dans le vieux béton et proche des réparations tandis que les sections d'armatures plongées dans le nouveau béton sont protégées contre la corrosion et représentent la zone cathodique de la macropile de corrosion tel que le montre la figure 4.



Figure 4 Corrosion par la présence de macropile

Par ailleurs, la présence de chlorures dans le vieux béton diminue la résistivité du béton, ce qui ne peut que faciliter les échanges ioniques entre le vieux et le nouveau béton, et stimuler ainsi le rendement électrique de la pile ainsi formée.

### **RÉHABILITATION PAR LA TECHNIQUE DE PROTECTION CATHODIQUE**

Les problèmes de corrosion que présentent les réparations de béton sont liés à des différences de potentiel des aciers d'armature entre les zones anodiques et cathodiques résultant des phénomènes de micropiles et de macropile de corrosion apparaissant entre autre lors de réparations, tel que le présente la figure ci-dessous.



Figure 5 Processus de corrosion des aciers d'armature

La solution à ce problème de corrosion est l'atténuation des différences de potentiel que l'on peut constater au niveau des macropiles de corrosion. Pour ce, le moyen le plus approprié afin de réaliser cette atténuation est l'application du principe de la protection cathodique lors des travaux de réparation d'une structure afin d'assurer la durabilité de celle-ci (figure 6).



Figure 6 Processus de protection contre la corrosion des aciers d'armature

La protection cathodique consiste à imposer, par le biais d'un matériau anodique, un courant suffisamment important pour que le potentiel des armatures d'un même réseau soit d'une part, pratiquement constant et d'autre part, à un niveau tel que le phénomène de corrosion ne peut avoir lieu. Le graphique ci-après illustre ce phénomène.



Le niveau d'immunité est atteint lorsque les courants d'anode permettent une polarisation complète des armatures devant être protégées.

Ainsi, la protection cathodique permet de contrer de manière efficace les conséquences des réparations et donc, de minimiser le nombre d'interventions à court, moyen et long termes et les coûts associés. Il s'agit donc d'une solution présentant un intérêt technico-économique appréciable et facilement applicable à l'ensemble du parc de structures.



## BANC D'ESSAIS - SYSTÈMES DE PEINTURES POUR SURFACES D'ACIER MINIMALEMENT PRÉPARÉES

Louis-Marie Bélanger, Direction des structures – MTQ Michel Bélanger, Direction des structures – MTQ Thinh Phuc Tran, Direction du laboratoire des chaussées – MTQ

#### Résumé

La réalisation du banc d'essais visait à évaluer la performance de différents systèmes de peintures pour surfaces d'acier minimalement préparées («surface tolerant coatings»). Les observations et les résultats obtenus lors de ce banc d'essais serviront à guider le Ministère pour de futurs projets de peinturage et pour une éventuelle stratégie d'entretien d'éléments de ponts en acier par la méthode de l'encapsulage («overcoating»).

Le banc d'essais a permis d'expérimenter des techniques de préparation de surfaces qui sont propres à la stratégie de l'encapsulage, tel le nettoyage à l'eau haute pression et le pistolet à aiguilles. Le projet a également permis d'expérimenter en laboratoire une procédure d'exposition des plaquettes d'essais combinant le brouillard salin cyclique et le vieillissement artificiel accéléré (QUV). Cette procédure d'exposition a été effectuée en parallèle avec la procédure d'exposition au brouillard salin conventionnel.

Un des points qui ressort de l'interprétation des résultats d'essais en laboratoire est que l'épaisseur totale du feuil sec du système de peintures semble avoir un effet notable sur sa performance de résistance à la corrosion. Les observations faites sur des planches d'essais réalisées sur des poutres existantes de pont ont montré que les exigences de préparation de surfaces n'étaient pas suffisantes, particulièrement dans les zones où les surfaces d'acier étaient corrodées. La mise en place de plaquettes sur deux ponts existants a permis d'évaluer les systèmes de peintures en milieu maritime et en milieu urbain.

#### 1. Problématique

Le Ministère des transports du Québec (MTQ) a entrepris ce projet dans le but de développer un programme d'évaluation pour les systèmes de peintures pour surfaces minimalement préparées («surface tolerant coatings»). Ces peintures, considérées comme étant plus permissives, sont conçues pour être appliquées sur des surfaces d'acier où seules les parties détachables sont enlevées. La méthode de peinturage par encapsulage prévoit donc l'application de la première couche de peinture sur des surfaces présentant une peinture existante ou de la rouille qui sont bien adhérentes.

Des systèmes de peintures performants pouvant être appliqués sur des revêtements existants contenant des matériaux dangereux seront de plus en plus requis dans le futur dans le but de réduire les quantités de résidus accompagnant un décapage complet par sablage et de réduire par le fait même les coûts qui leur sont associés.

#### 2. Objectifs

Les objectifs principaux du projet sont :

- Établir une comparaison de performance entre les systèmes de peintures soumis.
- Faire ressortir des paramètres d'exécution propres à une stratégie d'encapsulage et évaluer la compatibilité des systèmes de peintures avec des revêtements existants.

### 3. Programme d'essais

#### 3.1 Paramètres pour la sélection des systèmes

Pour être évalués dans le cadre du banc d'essais, les systèmes de peintures devaient comporter une couche primaire suffisamment permissive pour pouvoir être appliquée sur des surfaces minimalement préparées. Les systèmes de peintures devaient également offrir une bonne durée de vie anticipée dans des environnements fortement exposés aux sels et à l'humidité, et soumis aux effets des rayons ultraviolet.

#### 3.2 Systèmes sélectionnés

Quatorze fournisseurs ont soumis seize systèmes de peintures pour faire partie du banc d'essais. Les seize systèmes ont pu être regroupés en six familles selon l'identification générique présentée au tableau ci-dessous.

Composition	Identification générique	Codification des systèmes	
Époxy / Époxy / Polyuréthane (3 couches)	É(2)-P	É(2)-P #1-2-3-4	
*MC Polyuréthane (3 couches) * Moisture-Cure	mcP(3)	mcP(3) #1-2-3-4	
Époxy / Polyuréthane (2 couches)	É-P	É-P #1-2-3-4-5	
Latex acrylique (2 couches)	L(2)	L(2)	
Alkyde (1 couche)	AK	AK	
Bitume – Aluminium (1 couche)	BT	ВТ	

## 3.3 Évaluation des systèmes

L'évaluation des systèmes de peintures s'est faite à l'aide d'essais de caractérisation et d'essais de performance en laboratoire ainsi qu'à partir d'observations de planches et de plaquettes d'essais en conditions réelles d'exposition sur le terrain.

## 3.4 Procédures d'essais en laboratoire

Les seize systèmes sélectionnés ont été mis à l'essai en laboratoire pour évaluer leur résistance aux principaux mécanismes de dégradation. Afin de reproduire les conditions les plus représentatives possibles des surfaces d'acier que l'on retrouve dans des projets d'encapsulage, les essais ont été effectués sur deux types de surface d'acier. Les deux types de plaquettes d'essais ayant été utilisées sont:

- Plaquettes «R» : surface d'acier à nu (non peinturé) avec une rouille adhérente;
- Plaquettes «P» : surface d'acier recouverte d'une peinture préalablement vieillie.

Les essais de caractérisation sur les peintures individuelles ont été réalisés selon des normes établies pour en déterminer les propriétés physiques et chimiques. Les essais de performance ont été réalisés sur les systèmes de peintures pour en évaluer principalement la résistance à la corrosion (cloquage et rouille), l'adhérence ainsi que la perte de brillant.

Les essais de performance ont été effectués selon les types d'exposition suivants :

- État initial (avant exposition 0 h).
- Exposition combinée- brouillard salin cyclique / QUV (jusqu'à 3 024 h).
- Exposition au brouillard salin conventionnel (jusqu'à 4 000 h).

## 3.5 Procédures d'essais sur le terrain

# 3.5.1 Planches d'essais – Pont Riv. Chaudière

Les systèmes de peintures ont fait l'objet d'une application dans des conditions réelles sur le terrain. Les peintures ont été appliquées sur des planches d'essais localisées sur des surfaces d'une poutre à âme pleine d'un pont sur l'autoroute 73 au-dessus de la rivière Chaudière, tout près de l'extrémité sud du pont Pierre-Laporte à St-Romuald.

Les seize planches d'essais ont été réparties en deux groupes, situés à chaque extrémité du pont. Cette séparation des planches d'essais a été jugée nécessaire en raison des contraintes d'exécution des travaux ainsi que pour avoir des conditions originales de substrat les plus uniformes possibles.

Un nettoyage à l'eau sous pression a été réalisé sur l'ensemble des surfaces. Les surfaces d'acier ont été décapées à l'aide d'un jet d'eau sous pression ( $\pm$  20 MPa (3 000 psi)), et avec un pistolet à aiguilles («needle gun») pour les endroits plus difficiles à préparer. La préparation recherchée correspondait à un degré de nettoyage SSPC-SP 3 « Nettoyage mécanique », c'est-à-dire l'enlèvement des particules de peinture et de rouille qui ne sont pas fermement adhérentes à la surface d'acier.

L'application des peintures s'est faite généralement à l'aide d'un pistolet, sauf pour deux systèmes où la peinture primaire a été appliquée avec un pinceau. Le peinturage a été réalisé par un entrepreneur spécialisé, dans des conditions les plus uniformes possibles.

## 3.5.2 Plaquettes d'essais – Expositions diverses

Le comportement des peintures a également été évalué à partir de plaquettes exposées dans deux types de milieu : maritime et urbain. Pour cette évaluation, les plaquettes «P» et les plaquettes «R» préparées en laboratoire ont été utilisées avec les différents systèmes soumis.

Pour l'exposition en milieu maritime, les plaquettes ont été fixées sur les glissières d'un pont de la route 132 à Matane, à proximité du fleuve St-Laurent. Pour l'exposition en milieu urbain, les plaquettes ont été positionnées en bordure de la chaussée sur le pont Mercier à Montréal.

#### 4. Résultats des essais

### 4.1 Résultats d'essais en laboratoire

Les résultats des essais de caractérisation des peintures individuelles ont été enregistrés pour fins d'identification. Les résultats des essais de performance sur les systèmes de peintures ont été compilés en vue de faire une évaluation comparative.

### 4.2 Observations sur le terrain

L'évaluation du comportement des systèmes de peintures sur le pont de la rivière Chaudière a été réalisée à partir d'inspections visuelles faites à intervalles réguliers sur toutes les planches d'essais. Les observations ont été faites lors de trois inspections effectuées un an, trois ans et quatre ans après les travaux.

Une évaluation visuelle des plaquettes aux deux sites d'exposition a été effectuée à trois reprises, sur une base annuelle à partir de 1999. L'évaluation des plaquettes s'est faite à partir de constats représentatifs du cloquage, de la rouille et de l'étendue des défauts.

#### 5. Interprétation des résultats

Suite aux tests effectués en laboratoire et à l'exposition des planches et des plaquettes d'essais en conditions réelles sur le terrain, une procédure d'analyse a été développée en vue de produire des grilles comparatives pour les différents systèmes de peintures faisant partie du projet.

## 5.1 Interprétation de résultats obtenus en laboratoire

## Exposition combinée – Brouillard salin cyclique / Vieillissement accéléré (QUV)

## Cloquage et rouille – Comparaison avec exposition au brouillard salin conventionnel

Bien que l'on puisse observer une correspondance grossière entre le classement des deux méthodes d'essais, aucune corrélation précise ne peut être déduite des observations du cloquage et de la rouille relevées suite aux deux types d'exposition.

### • *Résistance à la corrosion - Cloquage et rouille*

Les observations du cloquage et de la rouille après les neuf cycles complets de l'exposition combinée (9 x 336 h) ont permis d'observer que la résistance des systèmes contre la corrosion étaient meilleures sur les plaquettes «P» que sur les plaquettes «R». Ce constat semble logique puisque les plaquettes «P» comportent un degré de protection supplémentaire en raison de la couche de peinture vieillie présente sur le substrat.

### • Cloquage et rouille – En fonction de l'épaisseur

Un des constats les plus évidents à l'analyse des résultats des plaquettes «P» et «R» à la fin de l'exposition est la relation qui existe entre la performance des systèmes et leur épaisseur totale. À partir des résultats, nous avons pu remarquer que (voir figure) :

- En considérant les six systèmes les moins performants contre la corrosion, cinq d'entre eux ont une épaisseur inférieure à la moyenne (± 260 µm).
- À l'inverse, en considérant les six systèmes les plus performants contre la corrosion, cinq d'entre eux ont une épaisseur supérieure à la moyenne.



Cette corrélation entre l'épaisseur du revêtement et la résistance du système contre la corrosion semble tout à fait pertinente. En effet pour une stratégie d'encapsulage, la majorité des systèmes se basent sur des peintures primaires qui forment un effet de barrière («barrier coating») pour contrer le phénomène de corrosion. Pour ce type de peintures, la protection contre la corrosion peut se faire à partir de certains pigments (aluminium lamellaire, oxyde de fer micacé), mais elle est surtout assurée par «l'épaisseur de la barrière».

Brillant

Parmi les observations qu'il a été possible de faire relativement au brillant, il faut mentionner que six systèmes ont eu une perte de brillant de plus de 60 %.

### 5.2.1 Observation des planches d'essais - Pont Riv. Chaudière

On a pu remarquer que les feuils secs des systèmes mesurés sur le terrain étaient en moyenne près de 40% plus épais que les feuils secs spécifiés par les fournisseurs.

À la suite des trois observations visuelles faites sur les planches d'essais, il a pu être déduit que l'extrémité Sud du pont représentait des conditions plus agressives que l'extrémité Nord. Il a donc été convenu de faire une évaluation séparée des deux parties de pont faisant partie du projet (zones Sud et Nord).

Malgré une certaine ressemblance dans l'allure générale des classements, il a été plutôt difficile d'établir une véritable corrélation entre les résultats d'essais en laboratoire et ceux obtenus sur le terrain. Pour la zone Sud, deux des systèmes ayant les pires rendements sont situés à proximité du joint de tablier. Pour la zone Nord, une meilleure corrélation a pu être notée entre le rendement des huit systèmes ayant été appliqués.

L'évaluation visuelle des planches d'essais a également permis de constater que la dégradation des revêtements protecteurs et l'apparition de rouille se sont manifestées d'une façon croissante surtout au bas de l'âme, sur la semelle ainsi que sur les arêtes. Ces constats nous ont permis de conclure que la préparation des surfaces à l'aide d'une pression d'eau d'environ 20 MPa (3 000 psi) est insuffisante pour les zones présentant de l'acier corrodé.

Une pression d'eau de l'ordre de 20 Mpa pourrait être suffisante pour le nettoyage de la saleté et pour l'enlèvement des ions chlorure sur des surfaces relativement lisses comme celles ayant un revêtement de peinture existant qui n'est pas détérioré. Pour des surfaces corrodées en profondeur, une pression d'eau plus grande apparaît nécessaire pour déloger les ions chlorure imbriqués dans le profil rugueux de l'acier.

# 5.2.2 Évaluation des plaquettes d'essais – Expositions diverses

Même si une certaine correspondance peut être constatée entre les résultats obtenus sur les deux sites d'exposition, il est possible d'observer que la majorité des systèmes sont moins performants au site du pont Mercier qu'à celui de Matane. Ce constat est certainement attribuable au grand débit de circulation et à la très forte exposition aux éclaboussures de sels de déglaçage sur le pont Mercier.

Finalement, une certaine similitude des résultats peut être observée entre les plaquettes exposées en conditions réelles sur le terrain pendant environ trois ans, et les plaquettes soumises à l'exposition combinée complète en laboratoire (voir figure ci-dessous).



### 6. Conclusions

Le banc d'essais visant à évaluer des systèmes de peintures pour surfaces d'acier minimalement préparées a permis d'expérimenter et d'analyser plusieurs aspects de la stratégie de protection anticorrosive par la méthode de l'encapsulage.

Un des principaux constats faits à partir des essais réalisés sur le terrain est que la préparation des surfaces à l'aide d'un jet d'eau doit se faire à une pression minimale bien supérieure à la pression de 20 Mpa (3 000 psi) qui avait été exigée pour le projet. La détermination de la pression d'opération doit se faire en fonction du degré de corrosion des surfaces à peinturer.

Même si l'interprétation des résultats d'essais obtenus en laboratoire est très variable, il en ressort tout de même une corrélation assez évidente entre l'épaisseur des revêtements et la résistance de ceux-ci contre la corrosion.

Malgré des écarts appréciables pour quelques systèmes, un certain parallèle peut être observé entre les résultats de résistance à la corrosion obtenus en laboratoire et les évaluations faites sur le terrain.

### Références

- « Protective Coatings for Bridge Steel », NCHRP 136, TRB Dec. 1987.
- « Effects of Surface Contaminants on Coating Life », FHWA-RD-91-011, Nov. 1991.
- « Guidelines for Repair and Maintenance of Bridge Coatings: Overcoating », FHWA-RD-97-092, Aug. 1997.



## PROJET DE REMPLACEMENT DU TABLIER DU PONT JACQUES-CARTIER AU MOYEN DE PANNEAUX PRÉFABRIQUÉS EN BHP

Guy Mailhot, ing., M. Eng. Directeur adjoint, Ingénierie

## Les Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporée 1111, rue Saint-Charles Ouest, Tour Ouest, bureau 600, Longueuil (Québec) J4K 5G4

**RÉSUMÉ :** Ouvert à la circulation en 1930, le pont Jacques-Cartier enjambe le fleuve Saint-Laurent entre Longueuil et Montréal. Construit principalement en acier avec un tablier en béton armé, il mesure approximativement 3 km de long et comporte cinq voies de circulation. La circulation annuelle sur ce pont est évaluée à 43 millions de véhicules, le classant ainsi parmi les ponts les plus achalandés en Amérique du Nord au niveau de sa densité de circulation par voie.

Les effets combinés de son âge, l'augmentation en nombre et en poids des camions et l'utilisation intensive des sels de déglaçage a amené le Propriétaire à entreprendre le remplacement de l'ensemble du tablier actuel par un nouveau tablier fait de béton haute performance et constitué principalement de panneaux préfabriqués précontraint qui sont mis en post-tension dans les sens longitudinal et transversal après leur installation sur le pont.

Ce projet, de grande envergure, faisant une utilisation importante de BHP, est présentement en cours de réalisation sur une longueur de plus de 2,7 km et sur une largeur de 23,5 m (incluant le trottoir et une nouvelle piste cyclable), ce qui représente une superficie de plus de 62 000 m<sup>2</sup> à remplacer.

Ce projet, réalisé selon la méthode design-construction et dont le coût est de 110 M\$, représente le plus important projet de réfection d'un tablier jamais entrepris pour un pont au Canada.

## PARTICULARITÉS DU PROJET

Le projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier comporte plusieurs particularités techniques et administratives.

Au niveau de l'administration et de la gestion du contrat, on retrouve les particularités suivantes :

- La méthode design-construction est utilisée pour réaliser les travaux de réfection sur un pont majeur existant.
- L'appel d'offres a été lancé et le contrat adjugé en utilisant un système d'appel d'offres comprenant deux phases distinctes (phase I Qualification des entreprises, phase II Invitation aux entreprises qualifiées) et en utilisant un système d'approvisionnement qui prévoyait l'évaluation des propositions techniques et financières et l'adjudication du Contrat à l'entreprise ayant déposé la proposition offrant le meilleur rapport qualité-prix.
- Le projet doit être réalisé selon un régime accéléré (fast-track).

- Le contrat comporte une prime d'exécution (boni) de même que des dommages-intérêts (pénalités) qui sont rattachés à des jalons spécifiques.
- Des dommages-intérêts importants sont prévus au contrat pour la non-ouverture des voies à l'heure précise prévue.
- Le projet comporte un échéancier de réalisation ambitieux de même que l'exigence de réaliser les travaux en deux saisons de construction et sur deux secteurs distincts (tronçon sud et tronçon nord du pont).
- Le projet prévoit la fermeture complète du pont la nuit sur un des deux tronçons à la fois.
- Le pont reçoit une très grande densité de circulation nécessitant la mise en place de mesures visant à atténuer les impacts aux usagers (automobilistes, camions, véhicules d'urgence, cyclistes et piétons).
- Les travaux doivent être réalisés au-dessus d'axes routiers importants, des voies de navigation, de réseaux d'utilité publique majeurs de même que de zones urbaines.

En ce qui concerne la conception et la construction du nouveau tablier lui-même, on retrouve les particularités techniques suivantes :

- La conception est fondée sur une durée de vie utile de plus de 50 ans.
- Le nouveau tablier est préfabriqué en usine en utilisant un béton à haute performance (BHP) ayant une résistance en compression f'<sub>c</sub> de 60 Mpa, un rapport eau / liant de 0,30 et une perméabilité (diffusion) aux ions chlore inférieurs à 500 coulombs.
- Une usine de préfabrication temporaire servant à la fabrication des panneaux du nouveau tablier a été construite uniquement pour la durée du projet. Cette usine, située tout près du pont, est certifiée selon la norme CSA A23.4. Celle-ci permet de produire la majorité des 1 680 panneaux requis pour le remplacement du tablier.
- L'utilisation du béton précontraint fait appel à une mise en précontraint par pré-tension en usine et une mise en post-tension des panneaux dans les deux sens longitudinal et transversal sur le pont.
- L'utilisation d'un mortier à base de phosphate de magnésium à prise très rapide pour remplir les ouvertures (joints) de 40 mm situé entre les panneaux. Ce mortier, qui comporte des fibres d'acier et un gros granulat de 10 mm, permet de développer une résistance en compression de l'ordre de 25 Mpa après trois heures seulement.
- Plusieurs systèmes structuraux différents ont dû être conçus et installés de manière à adapter le nouveau tablier aux différentes configurations structurales existantes du pont, de même qu'aux éléments d'acier devant être conservés.

- Des modifications importantes à la géométrie de la section du pont désignée «Courbe Craig» seront apportées, dont l'augmentation du rayon de la courbe de 76 m à 180 m et l'implantation d'un nouveau devers de 2% pour remplacer le profil transversal existant qui est plat.
- Le développement d'un système de pontage par l'entrepreneur pour construire les joints de dilatation sans perturber indûment la circulation sur le pont.

Cette présentation fera ressortir plusieurs des particularités mentionnées précédemment au moyen de photos et de figures (voir diapositives extraites de la présentation) identifiant les différents systèmes structuraux utilisés, les principales étapes de construction à l'usine de préfabrication de même que les opérations de construction et de montage réalisées sur le pont.

Cette présentation exposera également les facteurs qui ont amené le Propriétaire (Les Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporée) à retenir une solution faisant appel au BHP, à la préfabrication, ainsi qu'à la méthode design-construction pour réaliser le remplacement du tablier tout en minimisant les perturbations à la circulation.

Finalement, des animations informatiques seront présentées permettant de bien illustrer la séquence des travaux visant la mise en place du nouveau tablier sur le pont.

## **INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES**

Des informations complémentaires concernant le projet de remplacement du pont Jacques-Cartier peuvent être obtenues, soit en consultant le site Internet : <u>www.pjcci.ca</u>, site du Propriétaire dont une partie est dédiée au présent projet ou en consultant les références mentionnées ci-dessous qui sont en voies de publication.

## RÉFÉRENCES

- Mailhot, G. et Zaki, A., «Projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier (Montréal) - les défis techniques visant la conception et la construction» 4<sup>e</sup> conférence spécialisée en génie des structures, Société canadienne de génie civil, Montréal, Juin 2002 (communication déposée pour publication).
- Carlin, G.P., Beaudoin, P., Mailhot, G. et Cap, R., «Re-decking of the Jacques Cartier Bridge, Montreal, Canada», 6<sup>th</sup> International Conference on Short & Medium Span Bridges, Canadian Society for Civil Engineering, Vancouver, July – August 2002 (communication déposée pour publication).













Ö

.

.











































ñ





Avancement des travaux (au 2002/04/02)				
Panneaux préfabriqués :		1189 / 1 680 total (71%)		
Panneaux installés :		729 / 1 680 total (43%)		
Surface complétée :	30752 m² / 61 932 m² (50%)			
Réalisé/ Contractuel 2001:	28 84	9 m² / 26 153 m² (110%)		
P		Canadă		




## **CONSTRUCTION DU PONT JORDI-BONET**

Michaela Aldea, ing. Direction de l'Est-de-la-Montérégie Ministère des Transports du Québec Michel Lacroix, ing. Direction des Structures Ministère des Transports du Québec André Mainville, ing. Olivier Joly, ing. Consortium SLCG (SNC-Lavalin / Cima / Génivar)

Résumé : Un état de détérioration avancé, une capacité structurale restreinte et une capacité de circulation insuffisante ont emmené le Ministère des Transports a procédé à la démolition de l'ancien pont reliant les villes de Beloeil et de Mont-Saint-Hilaire, séparées par la rivière Richelieu. Un nouveau pont, répondant aux besoins actuels en circulation, fut construit au même emplacement. Des contraintes difficiles de maintien de la circulation, de protection environnementale et d'harmonie avec le paysage environnant ont façonné ce projet. La construction, réalisée entre avril 2000 et septembre 2001, s'est révélée être un succès à plusieurs points de vue.

### 1 LOCALISATION

Faisant le lien entre les municipalités de Beloeil et de Mont-Saint-Hilaire, le pont Jordi-Bonet permet à la route 116 de traverser la rivière Richelieu. Il permet également le passage de la route 116 au-dessus des routes 223 et 133, cette dernière étant mieux connue sous le nom du « Chemin des Patriotes ».

### 2 PROBLÉMATIQUE

L'ancien pont était un pont tournant. D'une largeur de 13,7 mètres, il supportait une voie de circulation et un trottoir dans chaque direction. La partie tournante pivotait sur un pilier central circulaire en béton. Les travées de chaque côté de ce pilier central était de 39,1 mètres. De chaque côté de la partie tournante, le pont se continuait sur 3 travées d'environ 31 mètres. Ces 8 travées était constituées de 2 poutres en acier à profondeur variable supportant une dalle de béton pour les parties fixes et un caillebotis pour la partie tournante. Une travée supplémentaire de 20,1 mètres à chaque extrémité, faite de poutres de béton armé permettait le passage de la route 116 au-dessus des routes 133 et 223. Le pont se terminait à chaque bout par une culée évidée.

Les rapports d'inspection de l'ancien pont, remontant jusqu'à 1995, montraient que la superstructure du pont, de façon générale, était détériorée (fissuration des soudures, corrosion en profondeur, délaminage du béton, etc.) et que les éléments de fondation étaient très endommagés sous le niveau des eaux.

Une analyse de l'acier de la structure, faite en 1996, montrait que les poutres étaient constituées d'un acier sans résilience à basse température, favorisant une rupture par fragilisation.

Suite à l'évaluation structurale du pont faite en 1997, les charges d'utilisation du pont sont limitées à 26 tonnes pour les camions à une unité et 32 tonnes pour les camions à deux unités.

Tous ces éléments d'analyse de la structure existante, associés aux problèmes de circulation sur ce tronçon de la route 116, ont conduit à la préparation d'une étude d'opportunité relative à l'intervention à préconiser au pont (préparée entre juin 1997 et novembre 1998).

L'étude d'opportunité arriva à la conclusion que le pont devait être reconstruit. En plus du problème structural, le problème de manque de capacité pour les débits de circulation actuels et futurs de la route fut identifié.

L'élaboration de l'avant-projet et des plans et devis a été réalisée entre juin 1999 et janvier 2000, rendant ainsi possible la réalisation des travaux à partir d'avril 2000 pour une durée totale d'un an et demi.

### **<u>3</u>** CONTRAINTES

Pour minimiser les impacts sur l'économie locale et l'environnement urbain très bien implanté, il fallait construire le nouveau pont dans le même axe que l'ancien, garder en tout temps pendant la construction deux voies ouvertes à la circulation (automobiles, camions, véhicules d'urgence) en plus d'un trottoir piétonnier, tout ceci en respectant rigoureusement le caractère navigable de la rivière (maintien de la circulation maritime), ainsi que les exigences environnementales.

### Environnement

Les exigences environnementales, définies suite aux rencontres avec les représentants du Ministère de l'Environnement et de Pêche et Océans Canada, imposaient des délais très serrés pour l'exécution des travaux en rivière, principalement pour protéger les habitats fauniques des espèces de poissons présents dans ce secteur. Les travaux en rivière devaient ainsi être réalisés entre le 1<sup>er</sup> août et le 1<sup>er</sup> avril.

### Glaces

De plus, l'étude hydraulique sur les embâcles et le couvert des glaces, qui mentionnait le danger d'une embâcle sur la rivière Richelieu à partir du 15 février, réduisait la durée des travaux dans l'eau à six mois. En effet, lors des travaux, les nouvelles piles et les anciennes piles vont se trouver simultanément présentes dans la rivière jusqu'à la démolition des anciennes piles. La largeur hydraulique ainsi réduite venait augmenter les possibilités d'embâcle.

### Structure existante

La structure existante, constituée de deux poutres en acier rendait difficile une solution de reconstruction en deux phases (difficulté d'assurer l'intégrité structurale du système pendant la première phase des travaux).

### Espace restreint

La circulation devait être maintenue non seulement sur la route 116 mais également sur les routes 133 et 223 que surplombe le pont. Dans cette situation, le maintien de la circulation tant sur le pont que sous le pont a emmené une contrainte de dégagements verticaux et horizontaux pour la construction du nouveau pont et a mis au défi les concepteurs pour la recherche de solutions ingénieuses.

### Réaménagement des approches

Pour redonner au nouveau tronçon un niveau de service en concordance avec les débits actuels de la route 116 sur ce tronçon, il fallait construire quatre (4) voies de 3,65 mètres chacune, prévoir au moins un trottoir de 1,80 mètres, améliorer le tracé et le profil aux deux approches du pont, dans les villes de Beloeil et Mont-Saint-Hilaire pour rencontrer les normes de géométrie routière actuelles.

Assurer un lien moderne et sécuritaire entre les deux rives du Richelieu, étant aussi un des buts du projet, les concepteurs ont dû prévoir des voies de virage protégées par les feux de circulation (aux approches de Beloeil et Mont-Saint-Hilaire), réaménager et moderniser la géométrie de l'intersection de la route 116 avec la rue Laurier (Vieux Beloeil) et optimiser l'aménagement et l'emplacement des arrêts d'autobus et des traverses piétonniers.

Des demandes du milieu ont également amené l'ajout d'une piste cyclable d'une largeur de 3,00 mètres sur le pont, adjacente au trottoir.

### Milieu résidentiel et touristique

Le milieu touristique du site de franchissement imposait la réalisation d'un ouvrage qui s'intègre par son esthétique au paysage avoisinant et qui respecte le patrimoine riche d'histoire du chemin des Patriotes. Les poutres à géométrie variable ressemblant à celles du pont existant et les éléments décoratifs (garde-fous et lampadaires), prévus dans le cadre d'une entente de partage avec les deux villes sont deux des éléments que les concepteurs ont eus à intégrer dans leur projet. Deux belvédères furent également aménagés sur le pont, de manière à créer une halte pour les piétons qui désirent admirer les vieilles villes de Beloeil et de Mont-Saint-Hilaire. Des plaques commémoratives, la première résumant la vie de l'artiste ayant donné son nom au pont et la seconde résumant l'histoire de la traversée du Richelieu, y ont été installées depuis.

### **<u>4</u>** CONCEPT DU NOUVEAU PONT

Les contraintes de réalisation ont amené comme solution la construction d'un pont à 5 travées variant de 43 à 55 mètres pour la partie du pont situé au-dessus du Richelieu (secteur 2) et de 2 fois 2 travées de 27 à 32 mètres (secteurs 1 et 3) pour le passage de la route 116 au-dessus des routes 133 et 223.

La section au-dessus du Richelieu est constituée de poutres en acier composites avec la dalle de béton et continues sur les 5 travées.

Les sections des approches sont, par contre, constituées de poutres en béton précontraint préfabriquée AASHTO de type III pour le secteur 1 (côté Beloeil) et de type V pour le secteur 3 (côté Mont-Saint-Hilaire).

Les piles existantes n'étant pas réutilisables, la construction du nouveau pont inclut la construction de 8 nouvelles piles et 2 nouvelles culées.

#### **Construction** par phases

Afin de maintenir en tout temps une voie de circulation dans chaque direction de même qu'un trottoir, le nouveau pont a été construit en 2 phases principales.

La première phase comporte la démolition du porte-à-faux de l'ancien pont puis la construction de la moitié aval du nouveau pont (figure 1) à une élévation légèrement supérieure à l'existant. Les nouvelles piles doivent ainsi être construites sous le pont existant et certains chevêtres doivent être laissés inachevés jusqu'à la phase suivante. La circulation demeure alors sur l'ancien pont mais avec des voies de circulation réduites.

La deuxième phase débute avec le transfert de la circulation sur la partie construite du nouveau pont et se poursuit avec la démolition de l'ancien pont, incluant la démolition des piles. La partie amont du nouveau pont est alors construite pour obtenir l'ouvrage final.

#### Accès par barges

Les exigences environnementales interdisait la construction de jetées, l'accès aux piles a donc été effectué par barges. Un quai en aval du pont était à la disposition de l'entrepreneur mais celui-ci préféra construire son propre accès en utilisant une barge coulée au fond de la rivière ainsi qu'une rampe en remblai déposé sur la rive.

#### Batardeaux en acier

Toujours pour répondre aux exigences environnementales, des batardeaux en acier furent exigés pour la construction des nouvelles piles.

### Délais de réalisation

Les exigences dictées par le milieu aquatique et par le couvert des glaces imposèrent des restrictions quant aux travaux effectués dans l'eau (interdits entre le 1<sup>er</sup> avril et le 1<sup>er</sup> août) de même que l'établissement de dates butoirs pour la démolition des anciennes piles. En effet, la présence simultanée des nouvelles piles avec les anciennes piles risquait de provoquer un embâcle. Les anciennes piles devaient donc être démolies avant le 15 février, date prévue du début de la fonte des glaces.



۲

.

•

Figure 1 : Étapes de réalisation

### 5 RÉALISATION

### Travaux en rive

Le chantier a débuté au printemps 2000 par l'aménagement de voies réduites sur l'ancien pont et par la démolition, sur les rives de Beloeil et de Mont-Saint-Hilaire, d'une partie des culées et des piles existantes. Cette démolition nécessita la mise en place de soutènement temporaire (photo 1), et le réaménagement géométrique des approches. L'entrepreneur, ne pouvant réaliser de travaux en rivière, concentra ses effectifs de part et d'autre de la rivière.

### Mise en place du quai-barge

À partir du 1<sup>er</sup> août, les travaux en rivière étaient permis . L'entrepreneur installa une barge qu'il déposa au fond de la rivière et qui, reliée par un remblai sur la rive, formait un chemin d'accès (photo 2). Un remorqueur de même que plusieurs barges de travail furent également utilisés pour les travaux de démolition et de construction.



Photo 1 : Soutènement temporaire



Photo 2 : Quai-barge

### Installation des batardeaux et nettoyage au roc

Des batardeaux sont enfoncés dans le lit de la rivière jusqu'au roc. Ensuite, les batardeaux sont excavés puis nettoyés jusqu'au roc (photo 3 et 4). Les fonds des excavations ont été inspectés par une équipe de plongeurs pour s'assurer de leur conformité. Les matériaux d'excavation étaient déposés sur une des barges à même un bassin de décantation. Des prises d'échantillons d'eau de la rivière furent effectuées régulièrement afin de s'assurer du contrôle des matières mises en suspension durant les travaux.







Photo 4 : Nettoyage des fonds d'excavation

#### Bétonnage sous l'eau

Une fois les fonds d'excavation nettoyés, une base d'étanchement fut coulée sous l'eau (photo 5) puis l'intérieur du batardeau put être asséché et nettoyé (photo 6).



Photo 5 : Bétonnage sous l'eau

### Piles, chevêtres et culées

Les piles et les chevêtres furent réalisés à sec à l'intérieur des batardeaux. Étant donné la présence de l'ancien pont, la construction de plusieurs chevêtres s'est faite également en phases, en laissant de l'armature en attente (photo 7). Les culées furent également réalisées en phases avec l'utilisation de soutènement temporaire.



Photo 7 : Pile et chevêtre

### Mise en place des poutres

La mise en place des poutres s'est effectuée à partir de la terre ferme pour les poutres en béton précontraint des secteurs 1 et 3 et à partir de barges pour les poutres en acier du secteur 2 (photo 8). Dans ce secteur, des contreventements temporaires reliant les nouvelles poutres à la dalle de l'ancien pont furent utilisés pour stabiliser l'ouvrage (photo 9).



Photo 8 : Mise en place des poutres



Photo 9 : Contreventements temporaires

# Coulée de la dalle (protection par temps froid) et transfert de circulation

Pour effectuer la coulée de la dalle à l'abri des conditions hivernales, un abri charpenté fut construit et la coulée de la dalle put avoir lieu. La finition de la dalle s'est faite avec un finisseur automoteur. Un pavage temporaire fut mis en place puis le transfert de la circulation sur la portion aval du nouveau pont fut effectuée.

### Couvert de glace

Afin de retarder la formation de glace au droit du nouveau pont, un rideau de bulles d'air fut installé. Son effet est double : le remous en surface prévient la formation de la glace et le courant d'eau ascendant permet de ramener à la surface les couches d'eau légèrement plus chaudes qui se trouvent en profondeur.

### Démolition de l'ancien pont

La circulation ayant été retirée de l'ancien pont, la démolition de celui-ci put être réalisée (photos 10 et 11). La démolition de la charpente métallique de même que celle des piles a été effectuée à partir des barges. La démolition incluait également l'enlèvement des pièces mécaniques qui servaient à effectuer la rotation du pont. En effet, l'ancien pont était un pont tournant.



Photo 10 : Démolition des poutres



Photo 11 : Démolition de la pile centrale

### 2<sup>e</sup> phase des travaux

La deuxième phase des travaux consistait en la construction de la 2<sup>e</sup> portion des culées et des chevêtres, la mise en place des poutres puis la coulée de la dalle, la pose de la membrane d'étanchéité et la pose du pavage final. Alors en période estivale, la construction d'un abri charpenté n'était pas requise.

### Finition de la dalle

Comme toutes les structures récentes du Ministère des Transports, la dalle du pont est en béton haute-performance. Des fissures furent observées dans la partie de la dalle coulée lors de la première phase. Il fut alors décidé de modifier la méthode de cure. Une cure immédiate à l'eau fut utilisée. C'était l'une des premières utilisation de cette technique au Ministère. Celle-ci correspond aux devis-types actuels du Ministère des Transports et consiste en une bruine qui est appliquée immédiatement derrière le finisseur automoteur (photo 12) puis en l'installation d'une toile absorbante imbibée d'eau dès que le béton a assez durci pour ne pas y laisser de traces (photo 13). Conjointement à cette méthode de cure, une séquence de bétonnage où les zones de moment négatifs sont coulés en un deuxième temps a été utilisée. Ces deux modifications ont résulté en un nombre de fissures considérablement réduit par rapport à la dalle coulée en première phase.





Photo 12 : Cure à l'eau (bruine)



Photo 13 : Cure à l'eau (toile absorbante)

### Joints de tablier

La dalle du pont étant continue sur plus de 250 mètres, des joints de tablier modulaires à deux et trois garnitures ont été installés sur le pont. Ces joints, sont en période d'essai au Ministère des Transports.

### Aménagements finaux

L'aménagement des lieux fut l'objet d'une attention particulière et fut principalement réalisé à la fin des travaux. Des plantations de pommetiers, de cerisiers, de chênes et de plusieurs autres espèces d'arbres et d'arbustes viennent assurer l'harmonie de l'ouvrage avec les lieux.

### 6 CONCLUSION

La construction du pont Jordi-Bonet s'est révélé être un succès à tous points de vue. Les travaux furent effectués en minimisant les impacts sur le voisinage et sur les usagers de la route. L'environnement délicat des lieux fut protégé et l'intégration visuelle des solutions techniques modernes à un environnement chargé de patrimoine et d'histoire est complète. Le nouveau pont répond ainsi aux besoins des usagers et des riverains comme le montre l'attachement des gens du milieu à « leur » nouveau pont.

Pour réaliser ce succès, des partenariats forts furent créés entre le Ministère des Transports et les villes de Beloeil et Mont-Saint-Hilaire, ainsi qu'entre le Ministère des Transports et le concepteur : le consortium SNC-Lavalin/Cima/Génivar de même qu'avec l'entrepreneur : l'entreprise Simard-Beaudry Construction inc.

Le nouveau pont a été inauguré officiellement le 19 octobre 2001 par Monsieur Jacques Baril, ministre délégué aux Transports et à la Politique maritime et par le député de Borduas : Monsieur Jean-Pierre Charbonneau de même que les maires de Beloeil et de Mont-Saint-Hilaire. Le nom de Jordi-Bonet a été donné en hommage au sculpteur, muraliste et peintre du même nom.



# RÉSISTANCE À LA FATIGUE DES ASSEMBLAGES SOUDÉS AVEC GOUSSET EN ALUMINIUM

### Sylvain Bédard, ing. M.Sc.A.

### Dessau-Soprin inc. 1200, boul. St-Martin Ouest, bureau 300 Laval (Québec) H7S 2E4

**RÉSUMÉ**: L'utilisation des portiques de signalisation aérienne en aluminium est largement répandue au Québec. En dépit de leur popularité, ces structures présentent fréquemment des signes de détérioration imputables à la fatigue des joints soudés. Dans le but d'améliorer la performance de ces structures, des essais expérimentaux portant sur un nouvel assemblage soudé avec gousset ont été menés à l'École Polytechnique. Ces recherches ont permis d'émettre des recommandations au MTQ et aux fabricants sur l'utilisation de ces assemblages.

### **1. INTRODUCTION**

Les poutres des portiques de signalisation aérienne (Figure 1) sont constituées de quatre longerons reliés entre eux, sur les plans horizontaux et verticaux, par des diagonales principales. La configuration spatiale du joint rappelle la lettre K, d'où leur appellation de joint en K. Certains des joints en K possèdent également des diagonales secondaires reliant les longerons opposés.



#### Figure 1 : Poutre triangulée

Les assemblages en K ont subi plusieurs améliorations au cours des dernières années. Cependant, une étude récente (Bédard *et al*, 2000) a démontré que les joints soudés des longerons sont particulièrement vulnérables à des ruptures par fatigue. Afin d'améliorer la performance des structures de signalisation aérienne, un nouveau type d'assemblage avec gousset a été mis à l'épreuve. Ces essais ont été menés à l'école Polytechnique de Montréal sous la supervision de Bruno Massicotte et avec l'appui du ministère des transports.

### 2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les deux configurations de joints présentées aux figures 2 et 3 ont été soumises à un chargement cyclique reproduisant les efforts rencontrés dans une poutre triangulée. La figure 2 représente la configuration du joint présentement utilisé pour la fabrication des portiques de signalisation aérienne. La figure 3 montre la modification proposée, laquelle fait l'objet de l'étude.

Dans le cas des joints actuels, la fissure s'est initiée à la pointe de la diagonale tendue pour, par la suite, se propager dans le longeron. Dans le cas du joint avec gousset, la fissure s'est initiée à l'intersection de la diagonale tendue et du gousset. Dans ce cas, la fissure s'est propagée dans la diagonale au lieu du longeron, comme ce fut le cas pour les joints sans goussets. Pour les joints avec goussets, nous avons également observé une augmentation du nombre de cycle avant la rupture.







Afin d'accumuler un plus grand nombre de données sur le comportement des joints avec gousset, il a été décidé de procéder à des essais de fatigue en traction directe sur des spécimens droits. Ce type de spécimen permet d'éliminer les moments secondaires présents dans les essais sur les spécimens en K. Les éléments consistent en deux tubes de 480 mm de longueur, ayant un diamètre de 60.3 mm et une épaisseur de 5.54 mm pour une aire nominale de 953 mm<sup>2</sup>. De plus, deux entailles longitudinales de 90 mm de longueur, diamétralement opposées, sont pratiquées à l'extrémité de chacun des tubes afin de permettre l'insertion d'un gousset de 6.35 mm d'épaisseur. Quatre soudures d'angle, d'environ 6 mm de section et ayant approximativement 90 mm de longueur, relient chaque tube au gousset, tel que montré sur la Figure 4.

### 3. RÉSULTATS DES ESSAIS

Le mode de rupture a été le même pour tous les cas, c'est-à-dire la rupture du tube à l'extrémité du gousset (Figure 5). Certains spécimens ont présenté des fissures longitudinales dans les soudures d'angle le long des tubes, mais aucune n'a causé la rupture.



Figure 4 : Spécimen type



Figure 5 : Mode de rupture type

Tous les résultats obtenus de ces essais ont été portés sur un graphique Log-Log (Figure 6). À titre de comparaison, les courbes S-N de la version préliminaire de la norme CSA-S157 (1992) « Strength design of Aluminum » sont également montrées sur le graphique. La catégorie E semble donc appropriée pour ce type de détail. On remarque une plus grande dispersion des résultats pour les essais à basse amplitude de contrainte. Cette dispersion s'explique par la méthode de fabrication des spécimens. On a observé que les assemblages, dont les soudures n'étaient pas prolongées jusqu'au bout de l'entaille (Figure 7), présentent une moins bonne performance. L'arrêt prématuré de la soudure cause une zone de concentration de contrainte dans la région de l'entaille et accélère la fissuration. En contrepartie, les spécimens qui ont dépassé le million de cycles, avaient des soudures qui atteignaient ou dépassaient la fin de l'entaille.



Figure 6 : Résultats des essais de fatigue



Figure 7 : Terminaison inadéquate de la soudure au bout de l'entaille.

# 4. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'utilisation de goussets dans les joints en K ne semble pas augmenter de façon significative la résistance en fatigue des assemblages. Cependant, il importe de souligner que l'ajout des goussets dans ce type d'assemblage permet de réduire, voire même éliminer, les excentricités entre les membrures. Dans le cas des joints en K, cela se traduit par une réduction de l'amplitude des contraintes de l'ordre de 20 à 30 %. Récemment, les fabricants ont modifié leur procédure de soudage et sont en mesure de faire des assemblages en K tube sur tube sans excentricité dans les poutres de type T2, T3 et T4.

Un autre aspect positif de l'ajout des goussets vient du mode de rupture lui-même. Avec l'ajout des goussets, la fissuration est orientée vers la diagonale au lieu du longeron. La diagonale constitue une pièce secondaire comparativement au longeron, lequel constitue une pièce essentielle à l'intégrité de la structure. Les goussets facilitent également la réfection des structures qui ont subit des dommages. On peut facilement venir boulonner une diagonale temporaire sur le gousset.

En dépit du fait que l'ajout des goussets contribue à augmenter les sollicitations dues au vent et qu'il constitue un détail plus coûteux à réaliser que le détail actuel, l'utilisation de ce type de connexion est recommandée dans la fabrication des portiques de signalisation aérienne en raison du fait qu'il permet d'éviter la fissuration des longerons. La fissuration des diagonales constitue certes une préoccupation importante, mais d'un tout autre ordre par rapport à celui des longerons. Finalement, mentionnons que la mise en application de ce détail de connexion sur des spécimens réels permettrait de valider plus exhaustivement les résultats de cette étude.

### RÉFÉRENCE

Bédard, S., Massicotte, B. et Picard, A. 2000 «Comportement des structures de signalisation aérienne en aluminium soumises à des sollicitations cycliques ». Rapport EPM/GCS-2000-17, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

CSA, 1992, «<u>CAN/CSA-S157-92</u>, <u>Draft Version – Strength Design in Aluminum</u>», National Standard of Canada, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario;



### CONCEPTION DES DALLES DE PONT FORTEMENT SOLLICITEES PAR LES SURCHARGES ROUTIERES

**Steve Nolet** Étudiant à la maîtrise **Bruno Massicotte** Professeur titulaire

### École Polytechnique de Montréal Montréal (Québec) H3C 3A7

**RÉSUMÉ**: Les dalles de tablier des ponts sont parmi les éléments les plus sollicités, tant par les charges quelles supportent que par les agents corrosifs qui les endommagent. Il apparaît que les dalles des ponts dont le système structural est flexible, se détériorent par l'action des charges routières et non seulement dues à la corrosion des armatures ou les effets des cycles gel et dégel. Les observations faites sur le terrain montrent effectivement que les dalles de béton de certains ponts de longue portée se détériorent prématurément par le délaminage de sa partie supérieure au niveau de la surface de roulement. C'est dans ce contexte qu'un projet de recherche a été élaboré afin de déterminer les conditions favorisant le délaminage des dalles de béton tout en proposant une ou des solutions pratiques permettant de résoudre ce problème. Pour y parvenir, des analyses par éléments finis ainsi que des essais en laboratoire ont été effectués sur le modèle d'un pont où le problème a été observé afin de finalement produire des conclusions générales. Cet article traite des résultats expérimentaux obtenus lors de la campagne d'essais en laboratoire réalisée à l'automne 2001.

### INTRODUCTION

Les observations faites sur le terrain, ici comme ailleurs (TRB, 1999), montrent que dans certaines conditions les dalles de béton des ponts sur poutres d'acier où l'on retrouve de forts débits de camions se détériorent prématurément. Cet effet a été observé en particulier sur les ponts dont le système structural est flexible. Les grandes déformations subies sous l'action des charges routières induisent un délaminage qui survient parfois seul ou qui s'ajoute à celui causé par la corrosion des armatures ou les effets des cycles gel et dégel. C'est dans ce cadre qu'un projet de recherche a été élaboré suite à une collaboration entre le ministère des Transports du Ouébec (MTQ) et l'École Polytechnique de Montréal.

Les deux principaux objectifs de ce projet de recherche sont de déterminer les conditions favorisant le délaminage des dalles de béton tout en proposant une ou des solutions pratiques permettant de résoudre ce problème. Deux ponts qui présentaient ce type de problème ont été retenus par le MTQ : le pont Charles-de-Gaulle, situé dans la région métropolitaine de Montréal, et le pont traversant la rivière Chaudière pour l'accès Sud du pont Pierre-Laporte près de la ville de Québec, communément identifié comme le pont Risi, en l'honneur de son concepteur. Le système structural du pont Charles-de-Gaulle est constitué de deux poutres caissons continues sur huit travées faisant environ 61 m de portée chacune. Le système structural du pont Risi est fait de 5 poutres assemblées en I continues sur 3 et 4 travées dont la portée maximale atteint près de 43 m. On est donc en mesure de s'attendre à des comportements différents dans ces deux cas.

Dans le cadre de la partie expérimentale du projet de recherche (Nolet et Massicotte, 2002), une attention particulière a été portée au pont Risi car ce dernier fera l'objet de travaux de réfection en 2002 et les résultats de la recherche étaient attendus afin de valider et, au besoin, de bonifier la

solution retenue. Le pont Charles-de-Gaulle a quant à lui subi une réfection majeure il y a quelques années. L'objet de la recherche dans ce cas consiste à comparer les deux types d'ouvrage et tenter d'expliquer si les causes de la détérioration sont les mêmes, si la solution retenue pour le pont Risi auraient pu également s'appliquer pour le pont Charles-de-Gaulle et si celle-ci pourrait être étendue à un plus grand nombre d'ouvrages.

Pour réaliser l'étude du pont Risi, des résultats de carottages ont été mis à notre disposition. De plus, les résultats d'essais de chargement avec mesure de flèches et déformations réalisés par l'équipe du Laboratoire Mobile du ministère des Transports ont également été transmis afin de valider les modèles analytiques. Finalement nous avons participé à une inspection du pont Risi au printemps 2001. Cette inspection a permis d'identifier la nature et la localisation des principaux défauts de la dalle et du tablier en plus d'orienter le type d'analyse et les essais à effectuer. Le présent article porte essentiellement sur la partie expérimentale de la recherche.

-

Ē

ā

.

### PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### Objectifs du programme expérimental

Le programme expérimental comportait deux objectifs principaux. Le premier objectif était de reproduire le plus fidèlement possible en laboratoire les conditions prévalant sur le pont réel en tentant de mesurer lesquelles favorisent le délaminage des dalles de béton. L'atteinte de cet objectif permettra d'expliquer la présence significative de délaminage de la dalle de béton au niveau de la surface de roulement du pont Risi. Le second objectif visait à quantifier les améliorations amenées par la solution retenue en ce qui a trait au délaminage et à la fissuration en général de la dalle de béton par rapport à la condition actuelle. Ainsi deux types de dalles ont été fabriquées et testées. Le premier type représente la dalle existante sur le pont Risi alors que le second type représente la dalle de remplacement proposée

#### Solution retenue pour la conception de la nouvelle dalle

La solution retenue pour la dalle de remplacement identifiée en début de projet par le ministère des Transports était l'utilisation d'une dalle d'épaisseur accrue en béton renforcé de fibres dans laquelle la quantité d'armature obtenue selon les règles classiques du code des Ponts (CSA, 2000) serait conservée. Ainsi il était anticipé que l'ajout d'un volume de fibres permettrait de limiter le délaminage alors que l'épaisseur accrue de la dalle assurerait un enrobage suffisant tout en amenant une rigidité additionnelle au système structural.

Les poutres principales étant espacées de 2591 mm, l'épaisseur de la nouvelle dalle a été fixée à 220 mm. Le volume de fibres a été déterminé en fonction des études réalisées sur les dalles de béton renforcé de fibres avec armatures réduites (Massicotte et collaborateurs, 1999 et 2000). Les critères de performance en ce qui a trait à la résistance post-fissuration du béton avec fibres dans le cas où les armatures sont réduites sont bien connus car le rôle des fibres est bien identifiable. Toutefois, dans le cas du pont Risi, le rôle des fibres est plus secondaire et était moins bien cerné en début de projet. Il a donc été décidé arbitrairement, sur la base de l'expérience acquise, d'utiliser le même type de fibres utilisé dans les projets antérieurs, à un dosage réduit cependant. Ainsi le choix s'est arrêté sur des fibres à crochets de 60 mm de longueur et 0.75 mm de diamètre à un dosage de 50 kg/m<sup>3</sup>. Le type et le volume de fibres n'ont pas été optimisés vu les contraintes de temps.

#### Montage expérimental

Les essais ont été réalisés sur un montage reproduisant les conditions d'hyperstaticité des dalles de pont. Les spécimens, qui reproduisaient une tranche transversale d'une dalle de pont, avaient une longueur de 5.0 m et une largeur de 1.0 m et étaient supportés en quatre points tel qu'illustré sur la figure 1. Les appuis aux extrémités, assurés par des tirants ancrés au plancher du laboratoire, induisaient un moment négatif vis-à-vis des appuis intermédiaires dont l'espacement était le même que celui des poutres du pont Risi. La force dans les tirants était ajustée en cours d'essai en fonction de l'amplitude de la charge appliquée afin de conserver une répartition réaliste des moments entre les zones positives et négatives.

### Type d'essais

Le programme expérimental réalisé avec les dalles modélisant la situation actuelle du pont Risi (béton armé) et avec le nouveau type de dalle en béton renforcé de fibres comprenait deux types d'essai: statiques monotoniques et cycliques de fatigue. Le but des essais statiques monotoniques était d'obtenir une référence pour les deux types de dalles afin de mesurer la résistance ultime, d'observer le patron de fissuration et de vérifier le mode de rupture. Les essais monotoniques ont donc consisté à appliquer une charge croissante au centre des appuis et à mesurer les flèches, les patrons de fissures et l'ouverture de celles-ci.

L'objectif des essais cycliques de fatigue était de vérifier la résistance ultime des dalles, tout en observant leur mode de rupture, après que celles-ci aient subi plusieurs millions de cycles. Ces essais permettent également de mesurer toute baisse éventuelle de résistance et de rigidité des dalles attribuable aux chargements cycliques, tel que rapporté dans la littérature (Verna, 1963).

Les essais cycliques comportaient trois étapes: la fissuration initiale, le chargement cyclique et le chargement conduisant à la rupture de la dalle. La charge initiale de fissuration a pour fonction d'endommager la dalle à un niveau comparable à celui que l'on pourrait s'attendre à observer sur un ouvrage réel lors du passage d'une charge très lourde mais très occasionnelle. La charge cyclique est déterminée en fonction des charges usuelles de camion que l'on s'attend à retrouver sur les routes. Dans ce cas, la variation des contraintes dans les armatures est fixée à la limite d'endurance des armatures. Ainsi, en aucun temps, les efforts appliqués ne devaient faire en sorte que la variation de contrainte dans les armatures excède 125 MPa, et ce, afin d'éviter une rupture par fatigue des armatures. Cette dernière règle a permis de fixer la charge minimale et maximale des cycles à près de 25 kN et 100 kN dans le vérin respectivement. Cette variation de 75 kN dans la charge représente environ la charge transmise par une roue de camion CL-625. Les charges cycliques représentent donc un niveau réaliste d'efforts pour une dalle.

Pour des raisons pratiques, chacun des essais de fatigue a été limité à une semaine, de sorte que le nombre de cycles appliqué sur les dalles a été fixé à 2.5 millions, ce qui correspond à environ 5 années de charges cycliques lourdes pour le pont Risi. Malgré le nombre de cycles limité, les observations réalisées durant et après les essais ont permis d'arriver à des conclusions claires.

### RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

### Mode de rupture

Tant dans le cas des dalles en béton armé que pour les dalles faites de béton renforcé de fibres, le chargement cyclique n'a pas influencé d'une manière significative la résistance des dalles et le mode de rupture. Cependant, les deux types de dalle ont présenté des modes de rupture très différents.



### Figure 1 – Patron de fissuration de la face supérieure des deux types de dalles à la fin des essais cycliques

Les dalles existantes ont eu un comportement en flexion jusqu'à la rupture qui a été subite et s'est produite en cisaillement. Les dalles renforcées de fibres ont présenté essentiellement un comportement en flexion sans pour autant qu'il soit possible d'atteindre la rupture. En effet, ces dalles sont tellement ductiles que la course du système de chargement a été atteinte, ce qui a forcé l'arrêt des essais avant que la résistance des dalles n'ait été complètement atteinte.

#### Fissuration

Le chargement cyclique a profondément modifié le patron de fissuration de la dalle en béton armé. Contrairement à l'essai monotonique où la dalle ne présentait que des fissures de flexion parallèles au premier plan rang d'armature, le patron de fissuration de la dalle soumise à l'essai cyclique était composé de fissures formant un quadrillage, tel que l'illustre la figure 2. Il peut être conclu aisément que la présence éventuelle d'un plan de fissuration au niveau du premier rang d'armature viendrait créer une séparation de l'enrobage des armatures et permettrait le détachement de ce dernier en plaques, tel qu'observé sur le pont Risi. Afin d'observer la formation d'un plan de fissuration parallèle à la surface au niveau des armatures, un carottage a été réalisé sur la dalle soumise au chargement cyclique. Celui-ci est venu confirmer la présence d'une amorce de fissure horizontale dans le plan des rangs d'armatures. Il est donc fort probable que des essais sur une période plus longue auraient conduits au délaminage de la dalle.

Dans le cas des dalles renforcées de fibres, le chargement cyclique n'a pas modifié le patron de fissuration et seules des fissures flexionnelles exclusivement localisées en haut des appuis en moment négatif se sont produites. Afin d'observer un endommagement plus sévère des dalles renforcées de fibres, dû à leur faible fissuration, la charge maximale du chargement cyclique a été doublée à 200 kN (*au lieu des 100 kN initiaux*) après 2.3 millions de cycles pour une durée de 100000 cycles. Cette amplitude représente deux fois la charge de service. De plus, la charge minimale appliquée par le vérin lors du chargement cyclique, a été augmentée afin de conserver la même amplitude des cycles de 75 kN. Malgré cette augmentation du taux de chargement à la fin de l'essai, la dalle renforcée de fibres n'a présenté aucune fissure perpendiculaire aux fissures principales de flexion. Ainsi le patron de fissuration en forme de quadrillage observé pour la dalle en béton armé n'a donc pu se développer.

#### Rigidité

La rigidité des dalles soumise au chargement cyclique a été mesurée en cours d'essai. La figure 2 permet de constater une perte de rigidité de 30% après 2,5 millions de cycles pour la dalle en béton armé comparativement à une perte de moins de 10% pour la dalle en béton armé renforcé de fibres. La baisse de rigidité est donc moins importante pour la dalle renforcée de fibres ce qui s'explique par le fait que cette dernière est beaucoup moins fissurée que la dalle en béton armé. De plus, il est aisé de remarquer que, tout au long de l'essai, la rigidité de la dalle en béton armé. Ce fait s'explique toutefois en partie par la profondeur de la dalle renforcée de fibres qui est de 220 mm au lieu des 180 mm de la dalle en béton armé.



Figure 2 – Rigidité des deux types de dalles en fonction du nombre de cycles

### Ductilité

La ductilité en flexion des deux dalles ayant subi les charges cycliques est illustrée sur la figure 3. La comparaison entre les courbes permet de constater que l'ajout des fibres a permis d'augmenter substantiellement la ductilité ce qui permet d'obtenir de grandes déformations de la dalle avant la rupture de cette dernière. De plus, ces courbes témoignent d'un point intéressant. En effet, les courbes de la dalle en béton renforcé de fibres partent de l'origine alors que celles de la dalle en béton armé ont subi un décalage. Ceci démontre que même après avoir subi plus de 2.5 millions de cycles de chargement sévère, les fissures de la dalle faite en béton armé de fibres sont non seulement demeurées très fines sous les charges cycliques, mais se sont pratiquement refermées une fois la charge enlevée. En contrepartie, les fissures de la dalle en béton armé sont demeurées suffisamment ouvertes après l'enlèvement de la charge pour laisser une courbure résiduelle.

### CONCLUSION

Les résultats expérimentaux des essais réalisés sur les dalles en béton renforcé de fibres démontrent que ce type de dalle a peu été affecté par le chargement cyclique. Sous des charges de service cycliques aucune fissure additionnelle visible n'est apparue tandis que la rupture a été caractérisée par un comportement en flexion très ductile. D'après les résultats obtenus, il apparaît clairement que ce type de dalle est en mesure de résister à la formation et à la propagation des fissures de délaminage et à accroître l'endurance des dalles de pont fortement sollicitées par les charges routières.



Figure 3 – Graphique du moment en fonction de la courbure des essais cycliques

De plus, quatre points majeurs distinguent la dalle existante du pont Risi de la dalle proposée pour son remplacement. Premièrement, l'ajout de fibres au béton, combinée à l'augmentation de l'enrobage des armatures, ont permis d'éviter le développement des fissures parallèles aux armatures principales de flexion de la dalle qui, combinées avec des fissures de flexion, sont en mesure de former un patron de fissuration en quadrillage susceptible de permettre le délaminage de l'enrobage supérieur du béton en plaques. Deuxièmement, la faible ouverture des fissures en service de la dalle en béton renforcé de fibres lui permet de conserver sa rigidité et de maintenir des fissures très faiblement ouvertes une fois les charges enlevées. Troisièmement, l'ajout des fibres, dont un apport significatif est l'augmentation substantielle de la ductilité, a permis d'obtenir de grandes déformations de la dalle avant la rupture de cette dernière. Enfin, l'augmentation de la profondeur de la dalle, combinée à l'augmentation de la résistance en cisaillement apportée par les fibres, a permis d'obtenir une rupture flexionnelle au lieu d'une rupture subite en cisaillement.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier, le ministère des Transports du Québec, le CRSNG et le fonds FCAR.

### RÉFÉRENCES

ACI 408.2.R-92, 1992. "State-of-the-art report on bond under cyclic loads", ACI Committee 408, Détroit, 32 pages.

Canadian Standard Association - CSA (2000). "Code canadien sur le calcul des ponts routiers". Rexdale (Ontario).

MASSICOTTE, B., DEGRANGE, G., BÉLANGER, A., MOFFAT, K. et FRAGAPANE, L. 1999. "Utilisation des bétons haute performance avec fibres d'acier (BHPHA) dans les dalles de pont en vue d'accroître leur ductilité." Rapport EPM/GCS-1999-06, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 106 pages.

Massicotte, B. et Moffatt, K. 1999. "*Utilisation structurale des bétons fibrés*". Compte rendu du 6<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec les 4 et 5 mai, pp.

Massicotte, B. et Bélanger, A. 2000. "Utilisation du BHPFA pour la conception des dalles de pont". Compte rendu du 7<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec les 8 et 9 mai, pp.23.1-23.10.

NOLET, S. et MASSICOTTE, B. 2002. "Comportement des dalles de pont en fonction de la rigidité du système structural du tablier", Rapport EPM/GCS-2002-02, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 74 pages.

TRB: Transportation Research Board - (1999) "*Effect of superstructure flexibility on bridge deck deterioration*". Committee A2C03 Research Statement. Washington D.C.

VERNA, J. R., 1963. "Repeated loading effect on ultimate static strength of concrete beam", Journal of the American Concrete Institute, pp. 743-749.



### Éléments techniques liés à l'effondrement du pont du boulevard du Souvenir

par

Robert Tremblay<sup>1</sup> et Denis Mitchell<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Québec <sup>2</sup> Département de génie civil et de mécanique appliquée, Université McGill, Montréal, Québec

### Résumé

Dans cet article, on traite des conditions d'appui et de retenue qui prévalaient pour les poutres du pont du boulevard du Souvenir au moment de leur effondrement le 18 juin 2000. La structure du pont et les appareils d'appui sont d'abord brièvement décrits, de même que l'état d'avancement des travaux au moment de l'effondrement. On présente ensuite les principaux essais qui ont été effectués pour déterminer les propriétés mécaniques des appareils d'appui et celles des tirants métalliques utilisés entre les poutres. Dans la dernière partie de l'article, on discute de la stabilité des poutres du tablier et on présente un exemple illustrant la méthode de calcul qui a été utilisée.

#### Introduction

En juin 2000, un nouveau pont était en construction à Laval pour le passage du boulevard du Souvenir au-dessus de l'autoroute 15. Il s'agissait d'un pont à quatre travées de 144 m de longueur dont le tablier était fait de poutres préfabriquées en béton précontraint AASHTO de type V supportant une dalle de béton. L'élévation du pont en construction est illustrée à la Fig. 1. Le matin du dimanche 18 juin, 32 poutres étaient en place et les travaux de coffrage étaient en partie complétés en vue de faire la coulée des entretoises et de la dalle du tablier dans les prochains jours. Vers midi, les quatre premières poutres du côté sud des deux travées centrales s'effondrent sur l'autoroute 15. La chute des quatre poutres correspondantes dans les deux travées de rive est freinée par les murs de mur de garde des culées. Par mesures de sécurité, on provoquera l'effondrement de ces huit autres poutres quelques heures plus tard.



Fig. 1 Élévation du pont du boulevard du Souvenir - vue du sud avant l'effondrement.

Un comité d'experts est formé pour identifier les causes techniques de cet effondrement. Les travaux de ce comité comprennent l'inspection des dommages subis par la structure, l'étude de la conception et des méthodes de construction de la structure, une vérification de la géométrie de l'ouvrage, un examen de la qualité des matériaux et la réalisation d'essais sur certaines des composantes de la structure. Le comité soumet son rapport (Tremblay et al. 2000) au ministre

des Transports le 29 octobre 2000. Dans cet article, on reprend les principaux éléments de ce rapport qui sont liés à la stabilité des poutres au moment de l'effondrement. En particulier, on y montre que les poutres étaient en état d'équilibre précaire compte tenu des appareils d'appui utilisés et de l'absence d'un système de contreventement adéquat.

#### **Appareils d'appuis**

Le tablier du pont faisait 29 m de largeur sur 144 m de longueur et devait être construit sans aucun joint de dilatation sauf un, dans la direction longitudinale, à la culée 5. La culée 1 a alors été retenue comme point fixe dans cette direction. Des coussins en élastomère ont été utilisés à cette culée alors que des appuis à élastomère confiné permettant le mouvement dans la direction longitudinale ont été retenus à tous les autres appuis. Compte tenu de l'importance de la largeur du pont, on a décidé de supporter les poutres 1 à 4 et 12 à 15 sur des appareils permettant le mouvement dans la direction transversale, tel qu'indiqué sur la vue en coupe de la Fig. 2. À la culée 1, des tiges en acier pour le transfert des forces horizontales n'ont donc été utilisées que pour les poutres 5 à 11. Aux piles 2 à 4, de même qu'à la culée 5, seuls les appareils d'appui à élastomère confiné sur lesquels reposaient les poutres 5 à 11 étaient munis de guides longitudinaux, tel qu'illustré sur la vue en plan de la Fig. 2. Sur la figure, on indique que la construction du pont se faisait en deux phases. Au moment de l'effondrement, on travaillait à la phase I qui comprenait les poutres 1 à 8 (seule la phase I est montrée sur la vue en plan).



O appui à élastomère confiné multi-directionnel (GOODCO série PM)

D appui à élastomère confiné unidirectionnel (GOODCO série PMG)

VUE EN PLAN DU SYSTÈME D'APPUIS (PHASE I)

Fig. 2 Appareils d'appuis.

10 - 2

Le détail des appareils est montré à la Fig. 3. À la culée, le coussin en élastomère mesurait 350 mm x 450 mm x 25 mm d'épaisseur. Aux piles, on a adopté une solution qui ne comprenait qu'un seul appareil d'appui pour les deux poutres, comme montré à la Fig. 3. Un espace de 300 mm était laissé entre les poutres qui devait être comblé par du béton au moment de la coulée des entretoises. La figure 4 montre le détail des deux modèles d'appareil utilisés aux piles 2 à 4 selon que le mouvement transversal était empêché ou permis. Dans les deux cas, l'appareil comprenait un disque de caoutchouc de 340 mm de diamètre sur 25 mm d'épaisseur qui est confiné à l'intérieur d'un pot en acier. Lorsque comprimé sous le poids du tablier, ce disque se comporte comme un fluide, ce qui donne une appui très flexible en rotation. Les mouvements horizontaux sont quant eux favorisés par l'emploi d'une interface acier inoxydable poli-téflon (PTFE) entre les parties supérieure et inférieure des appareils. Des appareils identiques, mais de plus petites dimensions (disques de 230 mm x 20 mm) ont été utilisés à la culée 5.



Fig. 3 Détails des poutres sur les appareils d'appui.

### Conditions prévalant au chantier

Au moment de l'effondrement, les poutres 1 à 8 reposaient sur les appareils d'appui. Certains des appareils à élastomères confinés étaient encore munis des plaques de transport qui sont utilisées par le manufacturier pour maintenir en place les parties supérieure et inférieure des appareils jusqu'à ce que leur installation soit complétée. À la hauteur de la semelle supérieure des poutres, on avait attaché les poutres les unes aux autres, à chacune de leurs extrémités, au moyen d'une tige filetée de 13 mm de diamètre. Cette tige était recourbée et était fixée par boulonnage aux connecteurs de cisaillement des poutres (barres d'armature No. 10 en U), tel qu'illustré à la Fig. 5. Les coffrages de la dalle et des entretoises intermédiaires étaient en place, prévenant dans une certaine mesure le mouvement transversal des poutres les unes vers les autres.



Fig. 4 Détails des appareils d'appui à élastomère confiné (piles 2 à 4).

La figure 5 montre la séquence probable d'effondrement des poutres du pont, telle que permise par les conditions prévalant entre les axes 2 à 5. Le système n'offrait en effet que très peu de résistance à la rotation des poutres autour de leur axe longitudinal et une faible sollicitation latérale s'exerçant du nord vers le sud a pu faire pivoter les poutres vers le sud. Lorsque l'inclinaison des poutres 1 à 4 a atteint la valeur critique correspondant au coefficient de friction à l'interface acier inoxydable-PTFE des appareils d'appui, le glissement s'est amorcé et les quatre poutres se sont déplacées vers le sud. Les tirants reliant les poutres les unes aux autres n'avaient ni la rigidité ni la résistance pour prévenir ce mouvement. Une fois le glissement amorcé, la rotation des poutres s'est accentuée, précipitant ainsi la chute des poutres. La figure 6 montre les poutres 1 à 4, entre la pile 4 et la culée 5, avant que l'on provoque leur chute.

### Essais en laboratoire

Afin de valider le mécanisme de ruine de la Fig. 5, on a effectué des essais en laboratoire pour déterminer les propriétés mécaniques des principaux éléments impliqués. Les résultats de ces essais ont ensuite été incorporés dans un modèle numérique pour l'analyse de la stabilité du tablier. Des essais de traction ont d'abord été réalisés sur les tirants en respectant le plus fidèlement possible les conditions d'attache des tirants aux armatures servant de connecteurs de cisaillement. Ces essais ont démontré que ce mode de fixation avait un impact sur la rigidité et la résistance des tirants. De plus, les propriétés des tirants variaient selon le niveau de serrage imposé au moment de leur installation. En raison de ces facteurs, les tirants étaient entre 100 et 900 fois plus flexibles qu'une d'une tige droite de mêmes diamètre et longueur qui aurait été fixée à des assemblages rigides. Leur résistance variait entre 14% et 41% de celle d'une tige droite équivalente.



Fig. 5 Mode d'effondrement des poutres 1 à 4.



Fig. 6 Vue des poutres 1 à 4 à la pile 4 (vue vers l'est).

On a procédé à une série d'essais visant à déterminer le coefficient de frottement à l'interface acier inoxydable-PTFE des appareils à élastomère confiné. Le montage utilisé est montré à la Fig. 7a. Les essais ont été faits simultanément sur deux appareils identiques afin d'obtenir un montage symétrique. Après avoir appliqué une charge normale correspondante au poids des poutres et des coffrages au chantier, on a amorcé puis maintenu à taux constant le glissement des appareils et mesuré la force requise pour produire ce mouvement. Le coefficient de friction statique obtenu de ces essais variait entre 0.6% et 4.9% alors que le coefficient de frottement dynamique se situait entre 0.46% et 2.1%.



Fig. 7 Essais sur appuis à élastomères confinés : a) Mesures du coefficient de frottement; b) Mesures de la rigidité en rotation.

Dans une troisième série d'essais, on a mesuré la rigidité et la résistance en rotation des appareils d'appui à élastomère confiné autour de l'axe longitudinal des poutres. Comme montré sur la Fig. 7b, on a d'abord appliqué la charge de gravité présente sur les appareils puis, par serrage manuel en alternance de deux tiges d'acier, imposé un cycle complet de rotation à l'appareil d'appui. Tout comme dans les essais de frottement, des tests ont été effectués avec et sans plaques de transport. Le résultat obtenu pour un des appuis des piles 2 à 4 (appareil de type PMG-300) est donné sur la Fig. 8. On remarque que sans les plaques de transport, les appuis se comportent tel qu'anticipé, c'est-à-dire qu'ils n'offrent qu'une très faible résistance à la rotation. Pour l'appui montré, la rigidité en rotation,  $K_{\theta}$ , est de 150 kN-m/rad, ce qui signifie qu'une force transversale

de 0.9 kN appliquée au sommet d'une poutre la ferait s'incliner de 1%. Comme décrit plus bas, cette force est en fait réduite par les effets P-delta. En raison de leur diamètre plus faible, les appareils à la culée 5 (PMG-150) n'avaient qu'une rigidité de 50 kN-m/rad. Des essais similaires ont aussi été effectués sur les coussins en élastomère utilisés à la culée 1. Ces appareils étaient beaucoup plus rigides (ex. : rigidité sécante à 0.01 radian = 4800 kN-m/rad).



Fig. 8 Résultats des essais de rigidité en rotation sur appareil de type PMG-300 avec et sans plaques de transports.

#### Analyses de la stabilité du tablier

Un modèle 3D du tablier a été créé qui comprenait les 32 poutres présentes le 18 juin 2000 ainsi que les éléments requis pour simuler l'effet des tirants et des divers appareils d'appui. On a considéré la présence des tiges d'acier à la culée 1 (rotation bloquée pour les poutres 5 à 8) ainsi que la présence des plaques de transports pour certains des appareils d'appui. Plusieurs sollicitations ont été considérées, incluant la poussée du vent, les défauts d'installation (erreur d'alignement, inclinaison initiale, etc.) ainsi que les déformations thermiques des poutres. Ces analyses ont démontré que ces sollicitations pouvaient induire une rotation suffisante des poutres de rive (poutres no. 1) pour que le glissement s'amorce à sa base vers le sud.

Pour illustrer la démarche suivie pour le calcul des rotations, on présente ici un exemple simplifié du calcul pour la poutre de rive de la travée 4-5. Il ne s'agit pas de la situation réelle car on suppose que la poutre est isolée du reste de la structure et qu'elle repose à ses deux extrémités sur un appui guidé de type PMG-150, celui utilisé à la culée 5. La figure 9a montre la poutre ainsi que le modèle qui a été adopté pour les calculs. Le ressort horizontal au niveau de l'aile supérieure représente la contribution des deux tirants localisés chacun à un bout de la poutre (2  $K_t$ ). On fait ici l'hypothèse que ces tirants sont fixés à un point d'ancrage fixe à la gauche de la

poutre. La rotation de la poutre se produit autour d'un point situé au-dessus du disque de caoutchouc de l'appareil d'appui. Seuls le poids de la poutre,  $W_p$ , et l'effet du vent, succion p, sont considérés ici. L'équilibre des moments par rapport au point de rotation dans la position déformée donne, si on suppose que les déformations sont petites :

[1] 
$$\left[ 2K_t (d_p + e)^2 + 2K_\theta - W_p (y_p + e) \right] \theta = pL_p d_p (0.5d_p + e)$$

Si on pose  $K_t = 110 \text{ kN/m}$ ,  $K_{\theta} = 50 \text{ kN-m/rad}$ , e = 0.09 m et que les caractéristiques de la poutre sont les suivantes :  $W_p$ , = 600 kN,  $d_p = 1.6 \text{ m}$ ,  $y_p = 0.811 \text{ m}$  et  $L_p = 38.5 \text{ m}$ , on obtient une rotation  $\theta = 0.029$  rad sous une succion due au vent aussi faible que 0.10 kPa.



Fig. 9 Étude de la stabilité d'une poutre sur deux appareils d'appui PMG-150 : (a) poids de la poutre et vent; (b) (a) + poids supplémentaire et défaut d'alignement.

Dans le modèle de la Fig. 9b, on a inclut d'autres paramètres qui peuvent influencer la stabilité d'une poutre : un poids supplémentaire,  $W_c$ , appliqué ici à la semelle supérieure de la poutre et à une distance horizontale, a, du centre de la poutre, de même qu'un écart,  $\delta_0$ , entre le centre de la poutre et le centre de l'appareil d'appui. Cet écart peur résulter d'une erreur d'alignement de la poutre sur l'appareil d'appui, mais aussi d'une courbure horizontale de la poutre (défaut de fabrication, effets thermiques, etc.). Pour ce second modèle, l'équilibre est décrit par :

$$[2] \qquad \left[2K_{t}(d_{p}+e)^{2}+2K_{\theta}-W_{p}(y_{p}+e)-W_{c}(d_{p}+e)\right]\theta = pL_{p}d_{p}(0.5d_{p}+e)+W_{p}\delta_{0}+W_{c}(a+\delta_{0})$$

Si on ajoute au cas précédent une charge  $W_c = 20$  kN appliquée à a = 0.3 m ainsi qu'un écart  $\delta_0 = 10$  mm, la rotation augmente de façon marquée, pour atteindre 0.115 rad. Ce simple exemple démontre bien la vulnérabilité des poutres reposant sur des appareils d'appui à élastomère confiné et la nécessité de bien les contreventer. Il faut noter que l'interface acier inoxydable-PTFE de l'appareil d'appui subit la même rotation que la poutre. Si l'inclinaison dépasse le coefficient de friction de cette interface, le glissement peut s'amorcer et, s'il s'agit d'un appui non guidé, se poursuivre et contribuer à augmenter davantage la rotation. Dans la structure du pont du Souvenir, les tirants ne reliaient que les poutres entre elles, sans attache à un point fixe,

ce qui représentait une situation encore plus critique. Les calculs réalisés sur le modèle complet du tablier démontrent bien que la structure était, au moment de l'effondrement, dans un état d'équilibre précaire et que cet équilibre pouvait être rompu par une très faible sollicitation. **Conclusion** 

L'examen de la structure du nouveau pont du boulevard du Souvenir après l'effondrement des poutres le 18 juin 2000 a permis de constater que les poutres du tablier n'étaient pas contreventées de façon adéquate compte tenu du type d'appareil d'appui qui était utilisé pour la structure. On a déterminé au moyen d'essais en laboratoire les propriétés mécaniques des principaux éléments pouvant contribuer à la stabilité des poutres. Les analyses réalisées sur un modèle du tablier incluant ces propriétés ont démontré que le tablier était, au moment de l'effondrement, dans un état d'équilibre précaire et que cet équilibre pouvait être rompu par une très faible sollicitation. On a présenté dans l'article un exemple de calcul qui démontre la tendance marquée des poutres reposant sur des appuis à élastomère confiné à subir une rotation autour de leur axe longitudinal. L'approche utilisée dans cet exemple peut être reprise pour le calcul d'un système de contreventement pour des situations similaires.

#### Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier MM. Jocelyn Labbé, Jacques Prévost et Jean Grenier pour leur collaboration aux travaux décrits dans cet article.

#### Références

- Tremblay, R., Mitchell, D., Labbé, J. and Prévost, J. 2000. Causes techniques de l'effondrement des poutres du pont d'étagement du boulevard du Souvenir. Rapport soumis au Ministère des Transports du Québec, Canada.
- Tremblay, R. et Mitchell, D. 2000. Évaluation de la stabilité des poutres du pont d'étagement du boulevard du Souvenir, Laval, Québec. Rapport EPM/GCS-2000-14, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Canada.
- Mitchell, D. et Tremblay, R. 2000. Essais sur les appareils d'appui du pont d'étagement du boulevard du Souvenir, Laval, Québec. Rapport conjoint Structural Engineering Series No. 2000-06, McGill University & Génie civil - Structures EPM/GCS-2000-13, École Polytechnique, Montréal, Canada.
- Tremblay, R. et Mitchell, D. 2000. Évaluation des effets thermiques sur les poutres du pont d'étagement du boulevard du Souvenir, Laval, Québec. Rapport EPM/GCS-2000-12, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Canada.
- Tremblay, R. 2000. Influence de la tension initiale sur le comportement des tirants servant de retenue transversale temporaire des poutres du pont du boulevard du Souvenir. Rapport No. EPM/GCS-2000-11, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Canada.
- Tremblay, R. 2000. Essais de traction sur les tirants servant de retenue transversale temporaire des poutres du pont du boulevard du Souvenir. Rapport No. EPM/GCS-2000-10, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Canada.


## GRILLE D'ANALYSE DU MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC POUR ÉVALUER LA VALEUR PATRIMONIALE DES STRUCTURES

G. Richard, J. Normandeau

Direction des structures, ministère des Transports du Québec, Canada

#### RÉSUMÉ

Un fort pourcentage des ponts québécois ont été construits il y a plus de 50 ans. Dans plusieurs cas, ces structures seront remplacées car leur réhabilitation ne serait pas économique.

Il peut cependant exister des facteurs autres que ceux purement économiques qui vont amener le gestionnaire à décider de réhabiliter une structure. C'est le cas des ponts auxquels on attribue une certaine valeur patrimoniale tels que les ponts couverts, fermes métalliques ou ponts en arche.

Afin de se doter de règles claires en matière de conservation des ponts à valeur patrimoniale, le ministère des Transports a effectué une recherche sur les méthodes utilisées par les autres administrations en cette matière. Les résultats de cette recherche ont servi de base à l'élaboration d'une grille qui comprend une série de critères et des pointages associés qui permettent de calculer l'indice de valeur patrimoniale d'une structure.

## 1. INTRODUCTION

Un fort pourcentage des ponts québécois ayant été construits il y a plus de 50 ans, quelques milliers de structures ont déjà nécessité ou nécessiteront dans un avenir assez rapproché des travaux de réhabilitation majeurs. Dans plusieurs cas, ces structures seront mêmes remplacées car leur réhabilitation ne serait pas économique.

Il peut cependant exister des facteurs autres que ceux purement économiques qui vont amener le gestionnaire à réhabiliter une structure. C'est le cas des ponts auxquels on attribue une certaine valeur patrimoniale tels que les ponts couverts. D'autres types de structures telles que les ponts à poutres triangulées, les ponts en arc ou autres types de ponts, qui ont pour la plupart plus de 50 ans, peuvent aussi receler une certaine valeur historique. Le Québec ne possédait pas de règles ou de critères définis permettant de déterminer si un pont possède une valeur patrimoniale. Cette absence de critère était parfois la source de délais coûteux et de batailles médiatiques houleuses lors de l'annonce du remplacement d'une structure. La décision de reconnaître une valeur patrimoniale à une structure et de la conserver était donc prise de façon *ad hoc*, sans guide ou balise, et était souvent sujette à controverse. De plus, l'absence de critères précis pouvait tout aussi bien entraîner la démolition d'ouvrages qu'il aurait été important de conserver.

Afin de se doter de règles claires en matière de conservation des ponts à valeur patrimoniale, la Direction des structures du ministère des Transports a effectué une recherche sur les méthodes utilisées par les autres administrations nord-américaines en cette matière. Il en ressort que bien peu de travail a déjà été effectué sur ce sujet, particulièrement au Canada. Le fait de considérer la valeur historique d'une structure pour décider de la réhabiliter et de la conserver est un phénomène relativement nouveau.

Comme le ministère des Transports désirait se doter d'une politique d'identification et de conservation des ponts à valeur patrimoniale, les résultats de cette première recherche ont servi de base à l'élaboration d'une méthode permettant de classifier les ponts selon leur valeur historique. Cette méthode comprend une série de critères et des pointages associés qui permettent de calculer l'indice de valeur patrimoniale d'une structure. La méthode est présentée. À titre d'exemple, quelques structures ont été évaluées à l'aide de cette méthode et les résultats sont présentés ici.

Enfin, nous terminerons en présentant des éléments d'une éventuelle politique ministérielle concernant les ponts ayant une valeur patrimoniale établie. Il ne s'agit là que d'une ébauche qui permettra d'orienter la réflexion des autorités du Ministère.

## 2. CONTEXTE AMÉRICAIN

Mentionnons tout d'abord qu'il existe aux États-Unis un « National Register of Historic Places » (NRHP). Ce registre définit, de façon générale, les qualités ou critères que doivent posséder des sites ou des ouvrages pour être placés sur une liste de propriétés protégées. Ce registre permet donc de déterminer quelles propriétés (sites, édifices, structures ou ouvrages) seront protégées en vertu du « National Historic Preservation Act » de 1966.

Pour être classé au NRHP, un ouvrage ou un site doit posséder une certaine signifiance, c'est-àdire, démontrer une certaine intégrité dans le design, la localisation, le milieu, les matériaux, l'exécution, le sentiment et l'association.

Il doit de plus être lié d'une quelconque façon à l'histoire locale ou nationale ou être la représentation d'un type d'ouvrage, d'une période donnée, d'une méthode de construction particulière, être l'œuvre d'un maître dans le domaine ou posséder des qualités artistiques élevées. En règle générale, un ouvrage qui a été déplacé est exclu de la liste à moins que sa valeur historique ne découle surtout de ses qualités architecturales ou d'ingénierie. Les ouvrages considérés sont aussi ceux âgés de 50 ans ou plus, à moins de posséder des caractéristiques exceptionnelles. Bien que chaque ouvrage soit différent et qu'il ne remplisse pas toutes les catégories de critères énoncés précédemment de façon égale, il ne devrait être dépourvu d'aucune catégorie pour être éligible au classement NRHP.

Pour une structure, le fait d'être listée ou éligible au NRHP donne lieu à des subventions du gouvernement américain permettant de défrayer une partie ou la totalité des coûts de sa conservation. Les différentes méthodes de classement mises de l'avant par les états américains sont donc toutes plus ou moins basées sur les critères généraux énoncés dans le NRHP.

## 3. MÉTHODES ET CRITÈRES AMÉRICAINS

Il existe 2 façons de déterminer l'importance d'une structure aux fins d'évaluation de ses qualités historiques. On peut tout d'abord procéder de façon intuitive, en éliminant certains ponts dans les diverses catégories, pour n'étudier de façon plus poussée que les ponts ayant le plus de chances de posséder une certaine valeur patrimoniale.

La seconde façon est d'inclure tous les ponts de chacun des types à l'étude et de les classifier de façon systématique. Cette méthode est alors plus coûteuse.

Le Transportation Research Board a recensé 3 types de méthodes utilisées par les différents états américains pour classifier leurs structures :

- les méthodes de classification numériques;
- les méthodes directement basées sur le NHRP;
- les méthodes d'échantillonnage stratifié.

Les méthodes numériques sont basées sur une liste d'attributs ou de qualités que doit posséder la structure à l'étude. Une valeur numérique est alors octroyée pour chaque attribut, selon que la structure répond plus ou moins bien au critère. Une pondération des différentes catégories d'attribut est parfois déterminée et permet de calculer la cote finale de la structure. Enfin, une cote charnière permet de déterminer quelles structures seront inscrites sur la liste des ponts à valeur historique

Les méthodes directement basées sur le NRHP peuvent comporter plus de critères que ce dernier (en général des critères spécifiques aux différents types de ponts). Ce ne sont cependant pas des méthodes numériques : on juge des qualités de la structure de façon qualitative seulement.

Les méthodes d'échantillonnage stratifié quant à elles, permettent de classer les ponts selon leur type de structure pour ensuite déterminer lesquels sont les plus représentatifs pour chaque catégorie. Les critères auxquels doivent répondre les structures semblent laissés à l'appréciation des ingénieurs devant effectuer le classement.

Les méthodes numériques ont l'avantage de standardiser la procédure d'évaluation. Les critères numériques sont aussi plus facilement communicables et défendables que les résultats obtenus par les méthodes où seul le jugement des évaluateurs est en jeu. Il faut par contre souligner que les échelles numériques, les facteurs de pondération des critères ainsi que les cotes charnières sont eux-mêmes déterminés de façon arbitraire et peuvent aussi prêter à discussion et controverse. Les critères particuliers aux méthodes numériques doivent souvent être adaptés aux divers types de structure à l'étude. Ces méthodes permettent en général d'identifier de façon claire les ponts les plus ou les moins représentatifs de chaque catégorie mais elles laissent place à une grande quantité de cas litigieux qu'il faut analyser plus à fond afin d'en effectuer le classement.

## 4. MÉTHODE D'ÉVALUATION DES PONTS À CARACTÈRE PATRIMONIAL

La méthode retenue par le ministère des Transports du Québec est une méthode numérique, c'est à dire que des points sont attribués pour la possession de caractéristiques diverses. Cette méthode a l'avantage d'être standardisée et les différentes caractéristiques patrimoniales des structures peuvent être insérées facilement dans une base de données. L'indice de valeur patrimoniale peut alors être calculé de façon automatique. Bien qu'une quantité importante de travail ait déjà été effectuée par la Direction des structures pour élaborer cette méthode, elle ne l'a pas fait seule. La Direction des structures a consulté des partenaires tels que le ministère de la Culture et des Communications ainsi que plusieurs personnes reconnues pour leur expertise dans ce domaine, pour s'assurer de la pertinence de sa méthode d'évaluation. Cette méthode est donc présentée aujourd'hui dans sa forme définitive.

## 4.1 GRILLE D'ÉVALUATION DE LA VALEUR PATRIMONIALE D'UNE STRUCTURE

## 4.1.1 Type de structure

Max 20 points

Une quantité variable de points est attribuée à des structures dont le type suscite l'intérêt des historiens, des ingénieurs ou du public en général. Certains types de structure, tel que les ponts acier-bois, ont aussi été retenus pour le rôle que ceux-ci ont joué dans le développement de certaines régions du Québec.

Dans ce document, l'expression « **type de structure** » réfère à la géométrie de la poutre, dans le cas des poutres triangulées en bois ou en acier. On considère donc qu'une ferme métallique Pratt est différente d'une ferme métallique Camelback au sens de l'évaluation de la valeur patrimoniale. Bien que ces deux configurations de poutres triangulées se méritent toutes deux 15 points pour le type de structure, elles seront évaluées séparément pour les critères de volumétrie et de caractéristiques particulières (on compare les fermes Pratt avec les autres fermes Pratt). De même, chacun des types de pont en arc est considéré comme possédant une configuration géométrique différente. Un pont en arc à tablier inférieur en acier sera donc comparé aux autres ponts de cette catégorie lors de l'évaluation. Dans le cas des ponts mobiles (qui peuvent être tournant, basculant ou levant) ceux-ci ont été regroupés et ne forment qu'un seul type.

Poutres triangulées en bois et ponts couverts	20 points
Poutres triangulées en métal	15 points
Ponts en arc	15 points
Ponts mobiles	15 points
Ponts suspendus	10 points
Ponts à haubans	5 points
Ponts à poutres en bois	5 points
Ponts acier-bois	2 points
Tous les autres types de ponts	0 point

4.1.2 Concepteur

Max 5 points

Des points sont attribués lorsque le nom du concepteur d'un pont est connu. Le concepteur est réputé être connu lorsqu'il s'agit d'un pont construit par le gouvernement (bien que le nom exact de l'ingénieur ayant conçu le pont ne soit pas toujours connu). On lui attribue alors 2 points.

Concepteur connu et renommé	5 points
Concepteur connu	2 points
Projet gouvernemental	2 points
Inconnu	0 point

#### 4.1.3 Constructeur

Des points sont aussi attribués lorsque le nom de la compagnie ayant construit le pont est connu. Dans le cas des ponts couverts, ceux-ci ont souvent été construits par la main-d'œuvre locale, sous la direction d'ingénieurs ou de contremaîtres municipaux ou gouvernementaux car leur construction ne nécessitait pas d'ouvriers spécialisés. Dans ce cas, on indiquera alors « pont de colonisation ».

Constructeur connu et renommé	5 points
Constructeur connu	2 points
Pont de colonisation	2 points
Inconnu	0 point

Volumétrie 4.1.4

Pour chaque type de structure, on a identifié les travées longues, moyennes et courtes. Dix points sont octroyés aux travées longues, tandis que les travées moyennes se méritent 5 points. Aucun point n'est attribué aux travées courtes.

11	5	Caractáristique	a portiouliàrea
T.I.		Caracteristique	s particulieres

Des points sont attribués aux structures pour leur rareté, leur unicité ou la possession de caractéristiques particulières. Il est à noter qu'une structure ne peut se voir attribuer qu'une seule caractéristique pour les catégories a) à e) ci-après décrites. Par exemple, une structure à laquelle on aurait octroyé 25 points parce qu'elle serait l'unique spécimen d'un type de structure restant au Québec ne pourrait pas se mériter les 10 points attribués au plus vieux spécimen de ce type de structure au Québec. Par contre, pour refléter l'importance des caractéristiques particulières dans l'évaluation de la valeur patrimoniale, la catégorie entière n'est pas limitée par un nombre de points maximum.

a) Unicité	(max. 35 points)
Exemplaire unique d'un type de structure en Amérique du Nord Exemplaire unique d'un type de structure au Québec Premier spécimen du type de structure en Amérique du Nord Premier spécimen du type de structure au Québec Plus vieux spécimen d'un type de structure en Amérique du Nord Plus vieux spécimen d'un type de structure au Québec	35 points 25 points 20 points 15 points 15 points 10 points
b) Points pour la rareté du type de structure ou de poutre triangulée	(max. 15 points)
<ul> <li>- 2 ou 3 restants au Québec</li> <li>- 4 à 9 restants au Québec</li> <li>- 10 à 20 restants au Québec</li> </ul>	15 points 10 points 5 points

#### Max 5 points

Max 10 points

# Pas de maximum

c)	Plus longue travée d'un type de structure	(max. 15 points)
- en . - au (	Amérique du Nord Québec	15 points 10 points
d)	Plus long spécimen d'un type de structure (longueur totale)	(max. 15 points)
- en . - au (	Amérique du Nord Québec	15 points 10 points
e)	Type d'assemblage	(max. 10 points)
- à cl - à ri	nevilles (en bois ou en acier) vets	15 points 5 points
f)	Autres caractéristiques	(pas de maximum)
Pont (ASC Exen Élém Élém Élém Élém	ayant obtenu une distinction d'un organisme national ou international CE, OIQ, SCGC, Unesco, ONU) mplaire unique d'une structure d'un concepteur ou d'un constructeur ments structuraux décoratifs ments non structuraux décoratifs ments structuraux distinctifs du concepteur ou du constructeur ments non structuraux distinctifs du concepteur ou du constructeur ments non structuraux distinctifs du concepteur ou du constructeur ments brevetés	10 points 10 points 5 points 5 points 5 points 5 points 5 points 5 points
f)	Autres caractéristiques (suite)	
Élém Unite Conf Prem ou de	ents structuraux en fer forgé ou en fonte és de fondation en maçonnerie figuration géométrique exceptionnelle ier pont pour lequel on a fait usage de matériaux nouveaux e techniques nouvelles de construction (pour l'époque) : pour un élément principal pour un élément secondaire	5 points 5 points 10 points 10 points 5 points
g)	Caractéristiques particulières aux ponts couverts	
Dalle Larm Linte Porti Porti Porti	es d'approche ou avant-pont liers à faux cintre aux cintrés ques cintrés ques d'inspiration américaine ques avec entablement ques en encorbellement	2 points 2 points 2 points 2 points 2 points 2 points 2 points 2 points

ō

.

.

•••••

#### g) Caractéristiques particulières aux ponts couverts (suite)

Portiques avec jambages Cordes supérieures et inférieures doubles	2 points 2 points
Jets d'eau au bas des jambages, murs latéraux, culées ou piliers	2 points 2 points
Revêtement de planches verticales Toiture de bois	2 points 2 points
Éperon intégré au pilier ou brise-glace en amont	2 points 2 points
Ouvertures latérales non usuelles	2 points 2 points
Planchers avec roulières	2 points 2 points

## 4.1.6 Degré d'intégrité

Max 15 points (Min 0 point)

15 points

Les structures n'ayant pas subi de modifications (qui sont donc demeurées dans leur état original) se méritent un maximum de points pour leur intégrité structurale et architecturale. Des points sont déduits lorsque la structure a subi des modifications ou des réparations qui ont modifié son apparence, sa fonction porteuse ou lorsqu'on a utilisé des techniques de construction ou des matériaux incompatibles avec la structure d'origine.

inclure, curees, pries et fondations à l'état originat
--

Déduire des points pour :

Transfert de la fonction porteuse vers un autre élément	5 points
Changement de géométrie de la poutre triangulée	5 points
Remplacement de platelage en bois (dalle) par d'autres matériaux	3 points
Changement de géométrie d'une ou des membrures	3 points
Remplacement de chevilles par des boulons ou des clous	3 points
Remplacement de rivets par des boulons	2 points
Remplacement d'une ou des membrures par un type d'acier différent	
(ex. acier noir vs acier galvanisé)	2 points
Structure déplacée	2 points
(*sauf si le déplacement a été effectué il y a plus de 50 ans)	
Culées ou piles modifiées	2 points
Remplacement des glissières d'origine du pont	2 points
Changement de la couverture (ponts couverts)	1 point
Changement des revêtements (ponts couverts)	1 point
Ouvertures latérales modifiées (ponts couverts)	1 point
Modification des portiques (ponts couverts)	1 point
Poutres d'acier transversales ajoutées (ponts couverts)	1 point
Ajout de pavage sur le tablier	1 point

## 4.1.7 Ancienneté

## Max 10 points

Le nombre de points attribués à ce chapitre est le même pour tous les types de structure et dépend de la période pendant laquelle elles ont été construites. Ce découpage en trois périodes distinctes est assez représentatif des changements ayant marqué l'évolution dans la construction de structures en Amérique du Nord.

Avant 1900 1900 à 1930 1931 et plus	10 points 5 points 0 point
4.1.8 Importance historique	Max 10 points
Selon les critères du Ministère de la Culture et des Communications.	
Est à l'origine de la localité A grandement contribué à l'histoire de la communauté Est à l'origine d'une histoire ou d'une légende A participé de façon normale au développement de la communauté Constitue un élément accessoire d'une histoire ou d'une légende Importance mitigée pour la communauté N'a eu aucune influence sur l'évolution de la communauté ou inconnu	10 points 8 points 6 points 5 points 4 points 2 points 0 point
4.1.9 Qualité de l'environnement	Max 10 points
Selon les critères du Ministère de la Culture et des Communications.	
<ul> <li>Comprend un ou des éléments naturels ou humanisés exceptionnels (chute, cascade, flux et reflux des marées, hameau etc.)</li> <li>Idem, mais avec des éléments dégradés ou des irritants et/ou fait partie d'un paysage harmonieux d'intérêt</li> <li>Environnement naturel ou bâti harmonieux</li> <li>Environnement naturel ou bâti dégradé mais récupérable</li> <li>Environnement dégradé et irrécupérable</li> <li>4.1.10 Potentiel de mise en valeur</li> </ul>	10 points 8 points 6 points 1 à 4 points 0 point Max 10 points
Selon les critères du Ministère de la Culture et des Communications.	
a) Accessibilité	
Le long d'un circuit routier majeur Le long d'un circuit routier secondaire Éloigné de tout circuit, mais à moins de 3 km d'un axe routier majeur À plus de 3 km d'un axe routier majeur À plus de 3 km d'une route pavée À plus de 3 km d'un chemin de gravier	5 points 4 points 3 points 2 points 1 point 0 point

### b) Aménagements

Halte routière avec services Halte routière sans services Stationnement aménagé et/ou point d'accès à un parc public, une Z E C	5 points 4 points
ou autre Stationnement non aménagé Aucun aménagement, mais avec potentiel Aucun aménagement et sans potentiel à cause des contraintes physiques	3 points 2 points 1 points 0 point
c) Intérêt du milieu	Max 10 points
Selon les critères du Ministère de la Culture et des Communications.	
Interet unanime pour la conservation et gestes poses	10 nointa
par le milleu en ce sens (amenagements, interpretation, etc.)	10 points
Interet unamme pour la conservation mais sans action concrete	6 points
Intérête discordante ou miticée	4 points
Indifférence – aucun intérêt marqué nour ou contre la conservation	2 points
Opposition à la conservation	0 point
Inconnu	0 point
Note maximale pouvant être obtenue :	150 points

La note obtenue pour chaque structure évaluée est divisée par 1,5 pour en ramener le maximum à 100 et ainsi devenir l'indice de valeur patrimoniale.

Indice patrimonial  $\geq$  70 points : valeur patrimoniale élevée Indice patrimonial entre 50 et 69 points : valeur patrimoniale moyenne Indice patrimonial  $\leq$  49 points: valeur patrimoniale faible.

## 4.2 Évaluation de la valeur patrimoniale de quelques structures

Plusieurs structures ont été évaluées en utilisant cette méthode. On a tout d'abord évalué quelques structures dont notre intuition nous permettait de penser qu'elles possédaient une grande valeur patrimoniale. On a aussi évalué des structures plus récentes, ou d'autres dont la valeur patrimoniale semblait plus faible à première vue. Il reste encore quelques recherches à effectuer pour finaliser l'évaluation de ces structures. Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 1 ci-

No de structure	Nom	Note sur 150 (points)	Indice de valeur Patrimoniale sur 100
04295	Pont de Québec	150	100
06182	Pont de St-Raymond	125	83
01763	Pont Turcot	120	80
06204	Pont de Shannon	113	75
03102	Pont de Powerscourt	110	73
05228	Pont de l'Ile d'Orléans	103	69
01996	Pont McVetty-McKerry	133	89
13628	Pont Laviolette	94	63
16152	Pont de Boischatel	39	26
16049	Pont de Portneuf	32	21

Tableau 1. Résultats obtenus suite à l'évaluation de la valeur patrimoniale de certaines structures

## 5. POLITIQUE DE CONSERVATION DES PONTS À CARACTÈRE PATRIMONIAL

La valeur patrimoniale d'une structure, représentée par son indice de valeur patrimoniale, est une des données dont doit tenir compte le gestionnaire lors de la prise de décision qui permet d'établir le type d'intervention appropriée ainsi que l'ordonnancement des travaux. La valeur patrimoniale d'une structure doit donc être prise en compte lorsque des réparations doivent être effectuées ou lorsque l'on recommandera la démolition d'une structure. Pour les structures à haute valeur patrimoniale, certaines réparations ayant pour conséquence de diminuer l'intégrité structurale ou architecturale devront être évitées lorsque c'est techniquement possible.

Afin de guider le gestionnaire dans le choix de ses interventions, les principes suivants devraient s'appliquer :

- les ponts couverts, les ponts en arc et les fermes métalliques ainsi que tous les ponts de plus de 50 ans d'âge devront faire l'objet d'une évaluation de leur valeur patrimoniale avant d'y effectuer toute intervention ou de procéder à leur démolition;
- tous les efforts raisonnables doivent être mis en œuvre afin de maintenir les structures à haute valeur patrimoniale en service;
- les caractéristiques architecturales et structurales originales de la structure devraient être sauvegardées le plus possible lors de toute intervention (entretien et/ou réfection);
- les éléments démontrant le savoir-faire d'artisans, d'ouvriers ou de techniques de construction spécialisées devraient être sauvegardés le plus possible;

- les éléments structuraux et architecturaux devraient être réparés plutôt que remplacés lorsque c'est possible. Lorsqu'un élément doit être remplacé, le nouveau matériau devrait comporter les mêmes éléments de design, de couleur, de texture ou d'aspect visuel (même matériau si possible);
- lors de travaux, on devrait tenter de maintenir l'apparence originale de la structure lorsqu'il n'est pas possible de respecter son intégrité.
- 5.1 Nature des interventions

Afin de guider le gestionnaire dans le choix de ses interventions, une liste hiérarchisée – allant de la plus désirable à la moins désirable – est présentée ici.

a) Structure conservée telle quelle

Il s'agit d'une structure ne nécessitant pas de travaux de réfection majeurs et pouvant être affichée, si cela est requis. Seul des travaux d'entretien préventif et courant doivent y être effectués, en respectant toutes les caractéristiques patrimoniales de la structure.

b) Réhabilitation avec altération nulle ou légère des caractéristiques patrimoniales

Il s'agit ici d'une structure qui nécessite des travaux mais dont il est possible, à prix raisonnable, de conserver la plupart des caractéristiques patrimoniales. La structure peut aussi être affichée, si requis.

c) Réfection majeure ou renforcement, avec altération moyenne ou importante des caractéristiques patrimoniales

La structure nécessite des travaux importants qui sont techniquement réalisables. Le maintien d'une certaine intégrité architecturale et structurale peut être assuré, parfois en allouant des sommes supplémentaires (mais justifiables) aux coûts des travaux. Le pont peut demeurer affiché suite aux travaux si les conditions de circulation le permettent.

d) Construction d'un nouveau pont et remise de l'ancien à la municipalité

Le pont, de faible capacité, est situé sur un tronçon de route dont les conditions de circulation ne permettent pas la présence d'un pont affiché. De plus, le renforcement du pont aux charges légales n'est pas techniquement réalisable ou économiquement justifiable. Le pont remis à la municipalité est soit affiché ou n'est ouvert que pour la circulation des piétons, des vélos et/ou des motoneiges.

e) Déménagement

Le déménagement d'une structure sur un autre site peut être envisagé afin de la conserver mais est difficilement réalisable car il n'est pas facile de trouver un site approprié, dans un rayon raisonnable, pour y placer une structure ancienne.

## f) Démolition

Cette solution ne doit être considérée qu'en dernier recours lorsque toutes les alternatives de conservation ont été envisagées et qu'aucune d'elles n'ait été techniquement réalisable ou économiquement justifiable.

## 6. CONCLUSION

Quelle que soit la méthode utilisée, il est important de définir des critères précis quant à la détermination des ponts à valeur patrimoniale. Selon la méthode choisie, le travail de recherche et de documentation demandera une quantité d'effort plus ou moins importante. On pourra alors être certain de conserver les structures les plus significatives de l'histoire des ouvrages d'art au Québec.

On devra par la suite décider des gestes à poser pour préserver ces structures et déterminer les sommes disponibles à ces types d'intervention. L'établissement de normes ou de règles de préservation des ponts à caractère patrimonial pourrait apporter des modifications dans les méthodes de travail actuellement en vigueur. En plus des critères techniques ou esthétiques, les coûts de réhabilitation et de conservation de ces structures auront une grande importance lorsque la décision de démolir ou de conserver une structure sera prise.

## 7. **REFERENCE**

- Chamberlin, W. P., *Historic bridges Criteria for decision making*, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 101, octobre 1983.
- Comité interministériel sur les ponts couverts, *Les ponts couverts du Québec Proposition d'une approche gouvernementale*, ministère de la Culture et des Communications, ministère du Tourisme et ministère des Transports, septembre 1994.



## ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DE COULIS D'INJECTION POUR LES STRUCTURES PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION

F. Côté<sup>A</sup>, J. Bastien<sup>A</sup>, D. Beaupré<sup>A</sup>, K. Khayat<sup>B</sup> A Département de génie civil, Université Laval, Canada B Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Canada

**Résumé :** Les coulis à base de ciment sont utilisés couramment comme matériau d'injection dans les gaines de précontrainte par post-tension. À l'heure actuelle, les coulis d'injection utilisés ne semblent pas toujours assurer un enrobage adéquat des armatures de précontrainte et les essais de caractérisation normalisés ne semblent pas représentatifs de la qualité retrouvée sur le chantier. La qualité de la mise en oeuvre et la formation du personnel sont également souvent pointées du doigt. Compte tenu des éléments précédents, une étude a été entreprise à l'Université Laval afin de comparer la performance de divers coulis disponibles sur le marché européen et nord américain. Cette étude a notamment pour objectif d'identifier les caractéristiques requises afin qu'un coulis soit de bonne qualité et possède une composition robuste, c'est-à-dire répondant à des impératifs de durabilité à long terme et de protection.

#### 1. INTRODUCTION

Actuellement de nombreuses recherches portent sur l'amélioration de la durabilité des infrastructures et notamment par l'amélioration des bétons, des détails de construction et, dans le cas de la post-tension, des matériaux d'injection. Le coulis d'injection représentant la dernière barrière protectrice des câbles contre la corrosion, celle-ci s'amorce donc aux endroits où le coulis fait défaut. Par exemple, la présence de fissures dans un coulis (dues au retrait par exemple) ou encore la présence de vides d'injection ou d'eau de ressuage permettent aux agents agressifs d'atteindre rapidement les câbles et de favoriser la corrosion des ouvrages précontraints par post-tension. Ces défauts proviennent soit d'un manque de stabilité du coulis ou d'une mauvaise mise en œuvre lors de l'opération d'injection. Ces défauts et la corrosion résultante peuvent conduire à une dégradation prématurée et catastrophique de la structure.

Jusqu'à maintenant, aucune méthode d'inspection non-destructive ne semble évaluer correctement la protection offerte par les coulis d'injection. Bien que certaines techniques soient utilisées pour des applications particulières, elles ne sont pas adaptées à la diversité des situations et conditions rencontrées sur une structure exposée (Hamada et al, 2001). Cette situation accroît le besoin de développer de meilleurs coulis ainsi que des procédures d'essais qui permettent de représenter leur performance tant dans des conditions de chantier que de laboratoire. Dans ce contexte, le « Post-Tensioning Institute » (PTI) et la Fédération internationale du béton (*fib*) ont récemment proposé de nouveaux essais de caractérisation, et ont formulé des recommandations concernant les procédures d'injection.

Cet article présente quelques résultats issus d'un programme global de recherche qui a pour but d'étudier la performance de sept (7) coulis commerciaux disponibles en Amérique du Nord ou en Europe. L'objectif principal étant de quantifier la performance de ces produits commerciaux tout en évaluant l'utilité d'un nouvel essai « essai du tube incliné » proposé par la *fib*. Finalement, une révision des spécifications actuelles du Ministère des Transports (MTQ) sera proposée au besoin.

## 2. RECOMMANDATIONS ACTUELLES

Aux États-Unis, le PTI propose plusieurs essais pour mesurer la qualité du coulis. Ceux-ci inclus les essais normalisés tel que le temps de prise (ASTM C953), la résistance en compression (ASTM C942), les caractéristiques des vides d'air (ASTM C1090), la perméabilité aux ions chlores (ASTM C1202), la teneur en ions chlores (ASTM C1152), le changement de volume (ASTM C1090), l'écoulement au cône (ASTM C939), le ressuage sous pression (Gelman test) et l'essai de corrosion accélérée (ACTM). Dans sa dernière édition, le PTI (2001) propose un essai de ressuage statique modifié « l'essai de la mèche » (ASTM C904 modified). Cet organisme recommande également une certification de la procédure d'injection ainsi que de la main d'œuvre.

En Europe, le *fib* devrait prochainement émettre ces propres recommandations concernant l'injection (*fib*, 2001). Outre les essais normalisés (tout comme le PTI : résistance en compression, perméabilité, teneur en ions chlores, écoulement au cône, changement de volume, etc.), le *fib* suggère deux nouveaux essais pour évaluer le ressuage, qui semble-t-il seraient plus représentatifs des conditions de chantier : l'essai d'injection au tube incliné et au tube vertical. Le *fib* recommande également la certification de la procédure d'injection ainsi que de la main d'œuvre. (note : la procédure pour le tube vertical a été modifiée depuis la réalisation de cette étude).

Jusqu'à maintenant, la majorité des coulis utilisés par le MTQ sont de simples mélanges d'eau et de ciment ayant un rapport eau/ciment (E/C) de 0.45 à 0.50 contenant un agent expansif et quelquefois un agent anti-ressuage. Les spécifications actuelles du MTQ pour les coulis de ciment sont désuètes et considérées insatisfaisantes par le MTQ (tableau 1).

Référence	Spécifications	
	0,45	
CSA A23.2-1B	20 MPa à 7 jours	
CSA A23.2-1B	de 3 à 8 %	
CSA A23.2-1B	2 % max. 0 % après 24 h	
ASTM C 939	$12 \sec \langle E \langle 35 \sec \rangle$	
ASTM C 1064	$5 ^{\circ}\text{C} < \text{T} < ^{\circ}30 \text{C}$	
	Reference           CSA A23.2-1B           CSA A23.2-1B           CSA A23.2-1B           ASTM C 939           ASTM C 1064	

Tableau 1- Spécifications du MTQ

Source : Cahier des charges et devis généraux, 1997, norme 3901.

#### **3. PROGRAMME EXPERIMENTAL**

Le programme expérimental d'essais est brièvement décrit dans le paragraphe qui suit, plus de détails peuvent être trouvés dans Côté et al. (2001). Le programme expérimental a été réalisé en deux étapes. Premièrement, les différents coulis ont été évalués en laboratoire selon des procédures normalisées typiques incluant la résistance en compression (ASTM C942), le minicône d'affaissement (ASTM C143 mod), le temps de prise (ASTM C953), le ressuage statique (ASTM C940), les caractéristiques des vides d'air (ASTM C457), le changement de volume (ASTM C1090), l'écoulement au cône (ASTM C939) et la résistance au gel-dégel (ASTM C666). Deuxièmement, les coulis ont été évalués par la méthode du tube incliné et du tube vertical à deux températures ambiantes différentes (5°C et 30°C).

Pour les essais effectués en laboratoire, nommé "laboratoire", une mixette (drill mixer) a été utilisée pour la préparation des coulis. Pour les essais d'injections, identifiés "coulis @  $30^{\circ}$ " et "coulis @  $5^{\circ}$ ", les mélanges ont été réalisés avec un malaxeur colloïdal à haut taux de cisaillement, tel qu'utilisé en chantier.

L'essai au tube incliné consiste à injecter un tube de 5 m de longueur, incliné à 30 degrés, et contenant 12 torons (fig.1). Cet essai à échelle réelle est considéré plus représentatif des conditions retrouvées en chantier que les essais normalisés typiques. L'objectif de cet essai est de quantifier le ressuage des coulis amplifié par l'effet filtre provoqué par la présence des torons. Des études antérieures (Fuzier, 2001) ont montré que les torons offrent un passage privilégié à l'eau qui s'achemine à la partie supérieure du tube sous l'action des forces de capillarité nommée "wick action" ou l'effet mèche. Il est également assumé que l'inclinaison du tube favorise la sédimentation du coulis, ce phénomène étant connu sous l'expression "Boycott effect" (Chaussin et Chabert, 2001). En somme, l'objectif général de cet essai est de déterminer la stabilité du coulis dans des conditions similaires aux conditions retrouvées sur chantier.



Figure 1 – Essai d'injection au tube incliné et vertical.

Les tubes inclinés sont en PVC transparents possédant un diamètre approximatif de 80 mm et une longueur de 5 m dans lesquels sont introduits 12 torons de 15 mm de diamètre. Chaque tube incliné possède un bouchon à chaque extrémité, une valve d'entrée (partie inférieure) et un évent de sortie (partie supérieure). Des thermocouples sont également installés à l'intérieur des tubes afin de permettre l'enregistrement des variations de température dans le temps (voir résultats). Les tubes verticaux de 2 m (montrés en arrière plan de la figure 1) sont également en PVC transparent ayant un diamètre de 100 mm. La dernière version de cet essai vertical spécifie que des torons doivent être insérés dans les tubes pour mesurer le ressuage et le changement de volume. Toutefois dans le cadre du programme d'essai actuel, les tubes verticaux utilisés ne contiennent pas de torons.

Pour chaque injection, le coulis de ciment a été préparé immédiatement avant son emploi afin de conserver sa fluidité. Tous les coulis ont été injectés dans les tubes inclinés moins de 15 minutes suivant leur préparation. Les coulis étudiés ont toujours été préparés en respectant la formulation et la méthode de fabrication proposées par les fournisseurs. Chaque tube incliné a été injecté à partir du bas à un taux approximatif de 40 à 50 l/min. Après la purge et le remplissage, une pression de 0,5 MPa (70 psi) a été maintenue pendant 1 minute. Les tubes verticaux de 2 m ont également été remplis au même taux, à partir du bas jusqu'à environ 80% de la hauteur du tube de façon à pouvoir mesurer le gonflement ou le retrait. Ces tubes ne sont pas injectés sous pression.



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

Suite à la réalisation des essais de stabilité au tube, une évaluation de la quantité d'eau de ressuage et de volume de vide d'air est réalisée à l'aide d'un examen visuel pendant une période de 24 heures suivant l'injection. Lors de la fabrication des coulis, des essais de caractérisation ont été réalisés qui consistent en : l'écoulement au cône, le ressuage statique avec insertion d'un toron (figure 2), la densité humide, le mini-cône d'affaissement et la résistance en compression (tableau 6). Des échantillons ont été prélevés sur les tubes de 2 m pour mesurer les caractéristiques des vides d'air et la résistance au gel-dégel (voir résultats). Des échantillons ont été prélevés sur les tubes inclinés de 5 m afin d'évaluer la qualité de l'enrobage des torons par le coulis. La figure 2 présente le montage expérimental pour les essais de ressuage statique, de ressuage statique avec l'insertion d'un toron (essai de la mèche) et de ressuage statique sur tubes verticaux de 2 m.

## 4. RÉSULTATS

L'injection des tubes a été complétée sans aucun problème particulier et les premières constatations visuelles indiquent que tous les torons ont été adéquatement enrobés par le coulis

bien que certains coulis aient démontré un ressuage important au sommet des tubes inclinés et cela 15 minutes après le début de l'injection (figure 3).



Figure 3: Ressuage du coulis F et G, peu de temps après l'injection.

Le temps d'écoulement des coulis est présenté au tableau 2 dans lequel le rapport E/C recommandé par les fabricants est indiqué entre parenthèses suivant l'identification des différents coulis. Selon le PTI (2001), le temps d'écoulement après le malaxage, devrait se situer entre 20 et 30 secondes. Les résultats présentés montrent que la majorité des coulis rencontre ce critère. Le coulis préparé en laboratoire semble comparable au coulis préparé avec le malaxeur colloïdal, le temps d'écoulement étant similaire à température normale. Par ailleurs, les temps d'écoulement des coulis @5°C sont légèrement supérieurs à ceux des coulis @30°C en raison de l'augmentation de la viscosité de l'eau à basse température. Dans les conditions d'injection à basse température, les matériaux constitutifs des coulis étaient maintenus à 5°C préalablement au malaxage. Le malaxage complété, les coulis ont atteint en moyenne une température de 10°C.

	Labo	ratoire		Coulis @ 30°C			Coulis @ 5°C		
Identification	Temps	Temp.	ρ	Temps	Temp.	ρ	Temps	Temp.	ρ
du coulis	d'écoulement			d'écoulement			d'écoulement		
	(sec)	(°C)		(sec)	(°C)		(sec)	(°C)	
A (0,28)	19,7	25	2,06	15,2	30	1,89	45,69	11	1,99
A (0,28)	25,0	*	*	26,0	25	1,98			
B (0,30)	17,8	26	2,06	11,0	26	1,96	14,38	12	2,04
B (0,30)	21,9	28	*	15,9	24	1,97	24		
C (0,40)	15,1	24	1,87	10,3	28	1,75	14,3	10	2,08
C (0,40)	15,6	29	1,92	12,7	24	1,90			
D (0,45)	16,8	24	1,86	10,8	30	1,81	11,41	8	1,79
D (0,45)	18,0	*	1,88						
E (0,35)	16,3	25	2,12	12,2	28	1,91	16,92	9	2,09
E (0,35)	17,0	23	2,05						
F (0,29)	61,8	25	2,13	11,7	30	2,05	blocage	19	2,14
F (0,29)	blocage	26	2,13	15,4	25	2,12			
G (0,33)	22,9	24	2,06	11,4	29	1,91	11,9	7	1,96
G (0,33)	19,5	24	2,08						

Tableau 2 – Résultats d'écoulement au cône ASTM

\* non mesuré

Pour le tube incliné, la procédure adoptée par le *fib* demande de déterminer le ressuage et le volume d'air au sommet des tubes inclinés. Tel que montré à la figure 3, ces évaluations ne sont pas toujours aisées car la forme du volume de ressuage est quelques fois irrégulière et difficile à déterminer. De façon globale, suite à un examen visuel, il est constaté que les coulis F et G ont produit un grand volume de ressuage alors que les autres coulis présentent aucun ou un faible ressuage. Afin de néanmoins quantifier, le ressuage et le vide au sommet des tubes, il y a eu remplissage des tubes avec de l'eau suite au durcissement des coulis puis récolte de l'eau contenue dans chaque tube. La quantité d'eau ainsi récoltée divisé par le volume total de chaque tube, exprimée en pourcentage, est identifiée par ''vide d'air'' dans le tableau 3. Il s'agit évidemment d'une valeur imparfaite du ressuage puisqu'elle inclut d'autres phénomènes (porosité, changement de volume, etc.). Il s'agit donc d'une valeur « amplifiée » qui ne saurait être comparée à des valeurs normatives.

Le tableau 3 présente également les résultats du ressuage statique, du tube vertical (2 m) et de l'essai de la mèche. Les résultats obtenus de l'essai de ressuage statique (échantillon de 11itre, sans toron) sont similaires de ceux obtenus du tube vertical (2 m, sans toron). En accord avec la fib(2001), la quantité d'eau de ressuage après 3 heures pour les essais sur tubes verticaux doit être inférieure à 0,3% en volume : les coulis F et G ne rencontrent pas ce critère. Tel que prévu, la présence du toron (essai de la mèche : 1L, avec toron) augmente de façon marquée la quantité d'eau de ressuage par rapport à l'essai de ressuage classique (1L, sans toron). Toutefois les résultats de l'essai de la mèche sont nettement plus élevés que ceux du tube incliné (vide d'air) pourtant reconnus pour amplifiés le ressuage. Il y a donc lieu de se questionner sur la représentativité de l'essai de la mèche par rapport aux conditions usuelles de chantier.

	Laboratoire	0	Coulis @ 30°			Coulis @ 5°		
	Ressuage	Tube Test de la		Tube	Tube	Test de la	Tube	
	statique	vertical	mèche	incliné	vertical	mèche	incliné	
Lintification	Ressuage	Ressuage	Ressuage	Vide d'air	Ressuage	Ressuage	Vide d'air	
Identification	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
A (0,28)	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	0,0	0,4	
A (0,28)				1,6				
B (0,30)	0,0	0,1	5,0	0,4	0,0	1,3	0,4	
B (0,30)	0,0			1,5				
C (0,40)	0,0	0,0	7,7	1,5	0,0	*	1,2	
D (0,45)	0,0	0,0	*	0,3	0,0	3,5	0,6	
E (0,35)	0,0	0,0	*	0,3	0,0	0,0	0,6	
F (0,29)	0,6	0,4	8,0	3,4	0,1	0,0	0,4	
F (0,29)				2,2				
G (0,33)	0,9	0,3	*	2,1	0,3	1,3	2,2	

Tableau 3 – Résultats du ressuage (après 3 heures pour le ressuage statique, le tube vertical et le test de la mèche; après 24 heures pour le tube incliné).

\*non mesuré

Concernant le changement de volume (tableau 4), il doit être maintenu entre -1% et 5% du volume initial (*fib*, 2001). Ce critère n'est pas respecté avec l'essai de la mèche.

	Laboratoire	ire Coulis @ 30°C		Coulis	s @ 5°C
	Ressuage statique	Tube vertical	Test de la mèche	Tube vertical	Test de la mèche
Identification	Changement volume (%)				
A (0,28)	0,0	1,6	7,3	0,6	0,6
B (0,30)	1,6	0,5	5,0	3,0	3,7
C (0,40)	5,6	9,0	12,8	1,8	*
D (0,45)	12,8	> 20	*	10,0	14,0
E (0,35)	0,0	0,0	*	0,0	0,4
F (0,29)	-1,2	-0,7	-8,0	-0,1	0,0
G (0,33)	-1,0	0,3	*	0,4	-1,3

Tableau 4 – Changement de volume (après 3 heures pour le ressuage statique et le test de la mèche ; après 24 heures pour les essais de tubes verticaux).

\*non mesuré

(-) retrait

La détermination des paramètres de vides d'air dans le coulis durci est réalisée selon la norme ASTM C457. Cet essai consiste à déterminer les paramètres de vide d'air comme le pourcentage d'air, le ratio vide/pâte et le facteur d'espacement. Pour chaque tube de 2 m, 2 échantillons ont été prélevés pour réaliser l'essai. Le tableau 5 présente les résultats obtenus. Les résultats sont relativement homogènes pour l'ensemble des coulis sauf le coulis D qui se démarque avec un pourcentage d'air de l'ordre de 20% et un espacement moyen des bulles d'air de 300µm. Par ailleurs, les résultats de résistance en compression montrent une forte variabilité entre les coulis (tableau 6). À 28 jours, ceux-ci varient entre 20 et 90 MPa.

Tableau 5 – Paramètres de vides d'air pour les opérations d'injection @ 30 °C.

Identification	A(%)	rapport	diam. moyen	alpha(mm-1)	ī
		air/pate	(µm)	1 ( )	(µm)
A1 (0,28)	8,4	0,11	359	16,7	364
A2 (0,28)	7,6	0,1	431	13,9	465
B1 (0,33)	5,4	0,06	335	17,9	452
B2 (0,33)	6,3	0,07	339	17,7	427
C1 (0,40)	8,1	0,09	499	12	559
C2 (0,40)	7,1	0,08	438	13,7	520
D1 (0,45)	24,6	0,33	586	10,2	299
D2 (0,45)	24,3	0,32	594	10,1	309
E1 (0,35)	6,3	0,07	448	13,4	566
E2 (0,35)	4,8	0,05	387	15,5	551
F1 (0,29)	4,8	0,05	321	18,7	461
F2 (0,29)	4,1	0,04	362	16,6	553
G1 (0,33)	7,1	0,08	453	13,2	539
G2 (0,33)	9,3	0,1	527	11,4	550

			Résistance	en compres	ssion (MPa)			
h.	Laboratoire			Coulis	@ 30°C	Coulis	Coulis @ 5°C	
Identification	7 jours	28 jours	90 jours	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	
A (0,28)	38	39	*	30	48	34	46	
				39	42			
A (0,33)	32	39	55			25	31	
B (0,30)	40	53	59	47	53	38	59	
				51	61			
B (0,35)	40	60	76			31	41	
C (0,40)	27	31	33	22	31	36	35	
				46	46			
C (0,45)	21	27	30					
D (0,45)	18	21	26	10	22	20	25	
D (0,50)	16	21	28					
E (0,35)	52	60	80	39	49	53	62	
E (0,40)	35	55	49					
F (0,29)	68	94	105	60	58	62	81	
F (0,34)	55	58	88	65	66			
G (0,33)	57	78	69	48	49	54	60	
G (0,38)	41	75	80			5000 300 and		

Tableau 6 - Résistance en compression.

La figure 4 présente l'évolution de la température des coulis après l'injection des tubes inclinés à 30°C afin de quantifier l'énergie développée par l'hydratation du ciment. Suite à l'injection à 30°C, une hausse de la température initiale des coulis de 10 à 20°C est survenue. Quant à l'injection à 5°C, la température initiale des coulis (entre 10 et13°C) a été suivie d'une baisse graduelle vers la température ambiante de 5°C (non montré sur figure 4).



Fig. 4 - Lecture des thermocouples - injection à 30 Celsius

## 5. CONCLUSIONS

Les conclusions suivantes peuvent être faites :

- 1. La méthode de préparation des échantillons de coulis en laboratoire (avec la mixette) est probablement adéquate puisque les mesures d'écoulement au cône et de ressuage sont similaires à ceux obtenus avec le malaxeur colloïdal pour les essais à échelle réelle.
- 2. Les coulis commerciaux ont un comportement variable. Certains ne respectent pas les limites de ressuage, de changement de volume ou encore de résistance à la compression.
- 3. Il peut être difficile de déterminer la quantité de ressuage à l'intérieur des tubes inclinés : la norme devrait être plus précise sur la façon de réaliser cette mesure.
- 4. L'essai du tube incliné est efficace pour distinguer un bon coulis d'un mauvais coulis.
- 5. La représentativité de l'essai de ressuage statique à la mèche (11 itre, avec toron) est questionnée.

Les résultats présentés ici sont partiels, leur interprétation doit être réalisée avec précaution.

### 6. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les partenaires et collaborateurs qui contribuent à cette étude. Le Ministère des Transports du Québec pour leur apport financier et les fournisseurs suivants pour leur contribution matérielle au projet : Matériaux King et Compagnie, Master Builders Technologies, VSL International Ltd, Ciment Origny, Sika Canada Inc. et Lafarge Canada Inc.

#### 7. RÉFÉRENCES

- 1. Hamada, Y., Ishikawa, Y., Mizoe, M. and T. Miyagawa, 2001, 'Maintenance of Prestressed Concrete Bridges'. Fib bulletin 15 : Durability of post-tensioning tendons, Workshop, Belgium, 109-120.
- Côté F., Bastien, J., Beaupré, D. et K Kayat, 2002, Evaluation of cement grouts for posttensioned structures, Accepté à la Société canadienne de génie civil (SCGC), 6<sup>e</sup> Conférence internationale sur les ponts de petite et moyenne portée (SMSB VI), Vancouver, 31juillet-2 août 2002.
- 3. PTI, 2001, 'Guide specification for grouting of post-tensioned structures', Post-Tensioning Institute, 69p.
- 4. *fib*, 2001, 'Grouting of tendons in prestressed concrete', fib taskgroup 9.8 draft document.
- 5. Fuzier, J. -Ph., 2001, ' Development of grout and grouting techniques', Freyssinet International (France), FIB Bulletin 15 : Durability of post-tensioning tendons, 173-194.
- 6. Chaussin, R. and A. Chabert, 2001, Stategies for improvement Approach in France'. Fib bulletin 15: Durability of Post-Tensioning Tendons, Workshop, Belgium, 235-244.



## LES BÉTONS LÉGERS À HAUTE PERFORMANCE : DES MATÉRIAUX ADAPTÉS À LA PROBLÉMATIQUE DE LA RÉPARATION DES OUVRAGES D'ART

Mélanie Shink, Richard Pleau

CRIB - Centre de recherche interuniversitaire sur le béton Département de génie civil, Université Laval email: mshink@gci.ulaval.ca, rpleau@gci.ulaval.ca

#### Résumé

Les bétons légers à haute performance sont des matériaux adaptés à la réparation des ouvrages d'art. En effet, lorsqu'ils sont bien formulés (matrice à haute performance, air entraîné et granulats légers), ces bétons offrent une grande capacité déformationnelle en plus d'être résistants et durables. Ils présentent également l'avantage, non négligeable dans bien des cas, de diminuer la charge morte sur les structures.

Cet article a pour objectif de passer en revue les avantages et les limitations des bétons légers à haute performance dans le contexte particulier de la réparation des ouvrages d'art.

#### 1 Introduction

La performance d'une réparation superficielle dépend de la qualité du système composite créé par l'ancien et le nouveau béton. Les déformations de ces deux phases, qu'elles soient d'origine mécanique, thermique ou hydrique, doivent donc être compatibles afin de maintenir l'intégrité de la structure réparée.

Les bétons légers à haute performance (BLHP), d'une masse volumique de 1500 à 1900  $kg/m^3$  et d'une résistance à la compression de 40 à 90 MPa, se distinguent par leur faible module élastique (de 15 à 25 GPa) et leur grande capacité de fluage. Ils suivent un comportement linéaire quasi-monolithique qui résulte d'un excellent rapport de compatibilité entre les déformations générées dans un granulat isolé et celles du béton environnant. Par conséquent, le matériau peut subir de plus grandes déformations tout en préservant son intégrité car le problème de la fissuration des interfaces pâte-granulat est nettement diminué. Cette compatibilité élastique peut aussi accroître substantiellement la durabilité à long terme des structures réparées car la diminution de la microfissuration aux interfaces pâte-granulats permet de préserver la faible perméabilité du matériau de réparation.

La porosité des granulats légers est aussi une caractéristique avantageuse car l'eau absorbée lors du gâchage ou par un prémouillage est ensuite disponible pour l'hydratation interne de la matrice. Cette réserve d'eau contribue donc à réduire les effets néfastes du séchage qui constitue l'un des principaux facteurs responsable du décollement ou de la fissuration des réparations.

## 2 Granulats légers et formulation des bétons

Les granulats légers pour bétons de structure disponibles en Amérique du nord sont en général manufacturés à partir d'argile, de schiste ou de laitiers expansés. La taille des granulats légers peut varier de 2 mm pour un sable léger à plus de 16 mm et la densité apparente des grains de 1,0 à 1,9. Plus les granulats sont gros, plus ils sont légers, fragiles et absorbants. Le module d'élasticité des granulats légers, nettement inférieur à celui des granulats rigides habituels, varie selon la densité apparente entre 8 et 30 GPa.

À l'exception des granulats légers, les méthodes de formulation des bétons légers de structure sont les mêmes que pour les bétons de densité ordinaire. Les conditions les plus favorables pour obtenir un BLHP sont la diminution du rapport eau/ciment, l'entraînement d'air et l'utilisation de granulats légers de bonne qualité, d'une densité apparente légèrement inférieure à celle du béton à fabriquer. L'entraînement d'air est particulièrement important pour diminuer le module élastique de la matrice. Selon les performances désirées et les granulats légers disponibles, les BLHP sont faciles à optimiser en faisant appel à des modèles d'homogénéisation [1].

## 3 Comportement mécanique

Dans les BLHP, les vides ajoutés par l'intermédiaire des granulats légers et l'air entraîné contribuent à diminuer la masse volumique et le module élastique du béton, mais non la résistance. En effet, contrairement aux bétons de granulats rigides, les BLHP ont l'avantage d'être formulé de telle façon que les déformations générées dans un granulat isolé et celles du béton environnant soient compatibles (i.e  $E_g/E_b \approx 1$ ). Les concentrations de contraintes, causées par un chargement quelconque, sont alors diminuées de façon très significative et le matériau peut subir de plus grandes déformations sans développer de microfissures aux interfaces pâte-granulats. De la même manière, l'homogénéité des BLHP diminue la microfissuration due aux variations thermiques et hydriques au jeune âge. Il en résulte un matériau léger, caractérisé par un comportement linéaire quasi-monolithique, d'une résistance similaire aux bétons à haute performance de densité ordinaire mais beaucoup plus déformable.

La figure 1 montre l'évolution de la résistance en compression et du module élastique en fonction de la masse volumique des bétons légers ordinaires et à haute performance. On remarque que le module élastique est directement lié à la masse volumique des bétons légers et non à la résistance. Pour une masse volumique de 1500 à 1900  $kg/m^3$ , la résistance en compression et le module élastique des BLHP varient respectivement de 40 à 90 MPa et de 15 à 25 GPa. La résistance en traction n'augmente cependant pas de façon aussi significative (de 5 à 7 MPa en flexion) et l'énergie de rupture est inférieure aux bétons de granulats rigides car les fissures se propagent directement à l'intérieur des granulats et non aux interfaces. L'utilisation de fibres d'acier demeure une solution efficace pour augmenter la résistance en traction et la ductilité des bétons légers.

Le faible module élastique des granulats légers augmente les déformations instantannées du béton mais également les déformations sous un chargement constant. En effet, contrairement aux bétons de granulats rigides, les granulats légers ne gênent pas les déformations de la pâte de ciment. Cette propriété est particulièrement intéressante, dans la mesure ou elle permet de soulager les contraintes induites par le retrait empêché des couches de réparation.



Figure 1: Résistance en compression et module élastique en fonction de la masse volumique des bétons légers ordinaires (BLO) et à haute performance (BLHP).

#### 4 Stabilité thermique et hydrique

La compatibilité des déformations d'origine thermique et hydrique est essentielle afin d'éviter les problèmes de fissuration et de décollement des réparations. Du point de vue thermique, les granulats légers résultent d'un procédé de fabrication à très haute température et sont alors très stables. Ainsi, le coefficient de dilatation thermique des bétons légers, qui varie de 7 à  $12 \times 10^{-6}$ /°C, est sensiblement le même que celui des bétons de densité ordinaire.

Le retrait de séchage, lorsqu'il est empêché, induit des contraintes de traction qui peuvent rapidement dépasser la résistance du béton. Dans les BLHP, l'intensité du retrait de séchage est influencé par le degré de saturation des granulats. En effet, les granulats légers, qui peuvent être très absorbants (8 à 20% en poids après 24h d'immersion), sont rarement utilisés à sec. On effectue en général un prémouillage afin d'éviter les pertes trop rapide de maniabilité. Ainsi, l'eau absorbée lors du gâchage ou d'un prémouillage permet de maintenir l'humidité interne du matériau sur une plus longue période et améliore l'hydratation de la matrice. Cet effet augmente en diminuant la taille des grains et en augmentant la proportion volumique des granulats.

La figure 2 reproduit quelques résultats de travaux récents sur l'efficacité des granulats légers à prévenir les dommages dus au retrait endogène [2]. Contrairement au béton de densité ordinaire, les bétons légers ont présenté peu de retrait (on observe plutôt une expansion continue dans le cas BL-SSS). Par conséquent, les contraintes induites en condition de retrait empêché sont aussi largement diminuées. La faible intensité des contraintes induites est également influencée par le faible module élastique des bétons légers.

#### 5 Durabilité à long terme

L'utilisation des granulats légers n'affecte pas la durabilité à long terme du béton. En effet, la porosité des granulats est généralement discontinue et n'influence pas la perméabilité du béton. Cette propriété est plutôt contrôlée par la pâte de ciment durcie et par la qualité des interfaces pâte-granulats. Dans les BLHP, l'utilisation d'un faible rapport eau/ciment et la diminution de la microfissuration aux interfaces ne favorise pas le transfert de matières à l'intérieur du béton. Lorsque les granulats légers sont saturés avant la fabrication du béton, par exemple pour faciliter le pompage, on augmente toutefois les risques d'endommagement du matériau si ce dernier est rapidement soumis à des cycles répétés de gel-dégel. L'endommagement par le gel peut être évité si le matériau est séché adéquatement avant l'exposition. L'air entraîné, préalablement requis pour obtenir un BLHP, permet de protéger le matériau contre les effets du gel.



Figure 2: Déformations libres et contraintes induites par le retrait empêché en fonction du temps (bétons légers avec granulats séchés à l'air, BL-SA, et saturés surface sèche, BL-SSS; béton de densité ordinaire, BO), d'après [2].

#### 6 Conclusion

Les bétons légers à haute performance semblent pouvoir assurer un niveau d'efficacité adéquat et rentable dans le contexte de la réparation des ouvrages d'art. En effet, ces bétons se distinguent des bétons de granulats rigides par leur homogénéité et leur grande capacité déformationnelle. De plus, l'eau absorbée par les granulats légers s'avère être une protection efficace contre les effets néfastes du séchage, l'un des principaux facteur de détérioration des réparations.

**Remerciements:** Les auteurs tiennent à remercier le Fonds FCAR et son partenaire, le ministère des Transports, ainsi que le CRSNG pour leur aide financière.

- 1. SHINK, M., (2002), Comportement mécanique et optimisation des bétons légers à haute performance, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada. (en préparation)
- BENTUR, A., IGARASHI, S.-I., KOVLER, K., (2001), Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates, Cement and concrete research, vol. 31, p. 1587-1591.



## UTILISATION D'UN BÉTON À HAUTE PERFORMANCE AVEC UN CIMENT TERNAIRE DANS LE CADRE DE LA RECONSTRUCTION DU VIADUC ÉDOUARD-MONTPETIT À MONTRÉAL

Bonneau, O.<sup>1</sup>, Khayat K. H.<sup>1</sup>, Morin R.<sup>2</sup>, Vézina D.<sup>3</sup>

1. Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton (CRIB) Université de Sherbrooke

> 2. Section du laboratoire de la division de la voirie Service des travaux publics et de l'environnement Ville de Montréal

> > 3. Secteur béton de ciment Service des matériaux d'infrastructures Ministère des Transports du Québec

#### **Résumé :**

Afin d'obtenir une durée de service minimale de 75 ans, il a été décidé de reconstruire le viaduc Édouard-Monpetit, un ouvrage qui appartient conjointement à la Ville de Montréal et au Ministère des Transports du Québec, à l'aide de béton à haute performance (BHP). Lors de ce projet, il a également été jugé opportun d'utiliser les nouveaux types de ciment ternaire sur le marché contenant deux sous-produits de l'industrie soit d'une part la fumée de silice et d'autre part la cendre volante ou le laitier de hauts-fourneaux.

L'objectif de cette étude était de comparer dans les mêmes conditions environnementales les performances du BHP avec le ciment ternaire, contenant 20 % de cendre volante et 5 % de fumée de silice, avec les performances d'un BHP de référence, contenant un ciment binaire avec environ 8 % de fumée de silice. Pour cela, le tablier et un parapet ont été coulés avec un ciment ternaire et le parapet opposé avec le ciment binaire. Les caractéristiques comparées sont l'ouvrabilité et les déformations in-situ, les performances mécaniques et la durabilité mesurées sur corps d'épreuve.

Jusqu'à 28 jours le comportement mécanique et la durabilité des deux bétons étaient très proches. La résistance à la compression et les critères de durabilité spécifiés étaient atteints par les deux BHP, même pour celui incorporant 20 % de cendre volante. À 91 jours, les différents résultats ont montré que la réaction supplémentaire de la cendre volante permettait d'améliorer encore les performances avec le ciment ternaire par comparaison avec le ciment binaire.

Les résultats de cette étude montrent que l'utilisation d'un ciment ternaire s'avère prometteuse pour des infrastructures réalisées en BHP lorsque nous nous référons aux performances mécaniques et à la durabilité.

#### 1. Introduction :

L'utilisation des BHP au Québec a commencé au début des années 1980 notamment dans le cadre des recherches menées par la Chaire en technologie du béton de l'Université de Sherbrooke [1]. Ces nouveaux bétons ont pu être développés grâce à l'utilisation conjointe de superplastifiant et de ciment binaire contenant de la fumée de silice, qui est une poudre ultrafine aux propriétés pouzzolaniques [2, 3].

À la fin des années 1990, la politique de développement durable appliquée aux procédés industriels demandait entre autres une réduction des émissions des gaz à effet de serre et une revalorisation des sous-produits industriels qui allaient devenir ainsi des co-produits. Dans ce contexte, l'industrie cimentière réagissait en mettant au point des ciments performants contenant principalement les trois co-produits suivants : la fumée de silice, la cendre volante et le laitier de haut-fourneau. Des liants ternaires sont ainsi apparus récemment sur le marché québécois.

Lors de la réhabilitation du viaduc Édouard-Monpetit, une des 27 structures situées au-dessus de l'autoroute Décarie à Montréal, il a été décidé de reconstruire le tablier ainsi que les parapets avec un BHP afin d'obtenir une durée de service minimale de 75 ans. Il a été également jugé opportun d'utiliser un des ciments ternaires présents sur le marché.

L'objectif de cette étude est de comparer, dans les mêmes conditions environnementales, les performances d'un BHP avec le ciment ternaire contenant de la fumée de silice et de la cendre volante avec les performances d'un BHP de référence contenant un ciment binaire à la fumée de silice. Pour cela, le tablier et un parapet ont été coulés avec un ciment ternaire et le parapet opposé avec le ciment binaire. Les caractéristiques comparées sont l'ouvrabilité et les déformations in-situ, les propriétés physiques, les performances mécaniques et la durabilité mesurées sur corps d'épreuve.

#### 2. Conditions expérimentales

#### 2.1 Ciment

Le ciment binaire contient 92 % de clinker et de régulateur de prise et environ 8 % de fumée de silice. La composition du ciment ternaire, telle que donnée par le fournisseur, est la suivante : 75 % de clinker et de régulateur de prise, 5 % de fumée de silice et 20 % de cendre volante.

La fumée de silice et la cendre volante sont des pouzzolanes, c'est à dire qu'elles réagissent avec l'hydroxyde de calcium  $[Ca(OH)_2]$  qui provient de l'hydratation du clinker pour former des silicates de calcium hydratés (C-S-H). La fumée de silice réagit la première, après 3 jours environ. Plus tard, généralement après un mois, la cendre volante se combine avec l'hydroxyde de calcium. La différence de cinétique de réaction entre ces deux pouzzolanes s'explique avant tout par la différence de surface spécifique, respectivement et approximativement 20 m<sup>2</sup>/g pour la fumée de silice et 1 m<sup>2</sup>/g pour la cendre volante. Ainsi la poudre la plus fine, et la plus amorphe, réagit plus rapidement.

#### 2.2 Béton à Haute Performance

La composition des bétons est donnée dans le tableau 1.

Le tablier a été réalisé par pompage alors que les deux parapets l'ont été par déversement direct à partir du camion malaxeur.

Afin de conserver un volume d'air acceptable après le pompage, la teneur en agent entraîneur d'air a été augmentée pour le béton ternaire pompé par rapport au béton ternaire mis en place par déversement.

Compte-tenu qu'un ciment ternaire réagit plus lentement qu'un ciment binaire, afin d'obtenir des résistances à la compression à 28 jours équivalentes il est nécessaire d'apporter les modifications suivantes au béton ternaire par rapport au béton binaire :

- 1- le rapport eau/liant a été abaissée, 0,35 contre 0,36;
- 2- la quantité de liant par mètre cube augmentée, 450 kg/m<sup>3</sup> contre 420 kg/m<sup>3</sup>.

Mélange	Ter	Ternaire		
Élément		Tablier	Parapet	Parapet
Mise en place	,	Pompé	Déversé	Déversé
Rapport Eau/Liant		0,	0,35	
Eau	kg/m <sup>3</sup>	153		148
Ciment	type	terr	ternaire	
Ciment	kg/m <sup>3</sup>	4	450	
Sable	kg/m <sup>3</sup>	750		800
Granulat Ø14 mm	kg/m <sup>3</sup>	9	87	985
Superplastifiant	L/m <sup>3</sup>	3	à 4	3 à 4
Agent réducteur d'eau	ur d'eau $ml/m^3$ 720		20	672
Retardateur de prise	ml/m <sup>3</sup>	1350		1260
Agent entraîneur d'air	r d'air ml/m <sup>3</sup>		158 144	

## Tableau 1 : Composition des BHP utilisés

#### 3. Résultats

#### 3.1 Propriétés à l'état frais

Les propriétés des BHP à l'état frais ainsi que les spécifications correspondantes s'il y a lieu sont données dans le tableau 2.

Au total, 171 m<sup>3</sup> de béton ternaire ont été nécessaires pour la coulée du tablier. Le fournisseur de béton a livré cette quantité en 19 camions toupie. La totalité du béton était conforme aux spécifications et a donc pu être mis en place. Les résultats proviennent de prélèvements réalisés sur une seule bétonnière, avant et après le pompage du béton.

Pour le parapet en béton binaire, un seul camion du même fournisseur a livré les 8 m<sup>3</sup> nécessaires à la coulée. Là encore, le béton était conforme aux spécifications et aucun refus n'a été observé.

Le tablier et les deux parapets ont subi un mûrissement humide ininterrompu, soit une vaporisation d'eau dès la mise en place suivie de l'application d'un géotextile maintenu humide depuis le durcissement du béton jusqu'à 7 jours. Quant aux corps d'épreuve prélevés in-situ, ils sont placés dans une chambre humide depuis le démoulage jusqu'au début de la procédure propre à chacun des essais.

Nous observons une diminution de 1,2 % du volume d'air entraîné suite au pompage, soit 5,0 % après le pompage contre 6,2 % avant le pompage.

Mélange		Spécification	Ternaire		Binaire
Élément	<u>.</u>		Tablier		Parapet
Échéance du prélèvement			Avant pompage	Après pompage	Après Déversement
Air entraîné	%	5,0 à 8,0	6,2	5,0	7,0
Affaissement	mm	140 à 200	190	190	180
Température	°C	10 à 22	16,6	18,0	21,4
Masse volumique	kg/m <sup>3</sup>	non spécifiée	2279	non mesurée	2291

## Tableau 2 : Propriétés à l'état frais

## 3.2 Déformations in-situ

Les déformations et la température sont mesurées à l'aide d'extensomètres à corde vibrante équipés de thermistances. Au total, 30 extensomètres ont été installés dans la structure. Le système d'acquisition de données est connecté, via un modem, à une ligne téléphonique, permettant ainsi de rapatrier instantanément les données depuis l'Université de Sherbrooke. Nous présentons les températures et les déformations totales à 30 mm de la surface du béton mûrie à l'eau. Les résultats pour le tablier en béton ternaire et le parapet en béton binaire sont donnés dans la figure 1, pour laquelle l'axe des abscisses correspondant à l'âge du béton, soit le temps écoulé depuis le contact entre l'eau et le ciment.



Fig. 1 Évolution de la température et de la déformation totale du béton en fonction de son âge

Pour les deux BHP, nous observons un maximum de température à 1 jour après le contact de l'eau avec le ciment. Ce pic thermique est la conséquence de l'hydratation exothermique des ciments. Il faut remarquer également que le pic est plus étroit pour le béton binaire que pour le

béton ternaire. Ce comportement est dû au volume de béton mis en place, en effet le parapet moins massif se refroidit plus rapidement que le tablier.

Le gonflement initial du béton, provenant de l'hydratation du ciment, est plus important pour le béton ternaire que pour le béton binaire, d'une part parce que le refroidissement du tablier est plus lent que celui du parapet comme déjà souligné, d'autre part le retrait endogène du ciment ternaire est plus faible que celui du ciment binaire au jeune âge [4]. La déformation totale étant la somme des déformations thermiques et endogènes en l'absence d'évaporation et de chargement, il est donc tout à fait logique d'obtenir un gonflement total supérieur pour le tablier en BHP ternaire que pour le parapet en BHP binaire.

Les résultats illustrés dans la figure 1 montrent également que le BHP ternaire commence à être sollicité en traction à partir d'environ 2,5 jours alors que la mise en traction s'effectue dès 1,5 jours pour le BHP binaire. Aussi, le tablier en BHP ternaire aura-t-il un jour de plus que le parapet en BHP binaire pour accroître sa résistance à la traction, lors du passage du mode comprimé au mode tendu de l'élément de béton.

La température et la déformation totale pour le tablier en béton ternaire et le parapet en béton binaire sont données également dans la figure 2, mais cette fois-ci dans une échelle des temps différente de celle de la figure 1. Ici l'origine des temps considérée est la coulée du tablier en BHP ternaire. Le parapet en BHP binaire ayant été coulé en fait 7 jours après le tablier.



Fig. 2 Évolution de la température et de la déformation totale du béton en fonction de l'âge de la structure

Il faut noter que les températures des deux éléments de bétons sont en phase avec une fréquence de 24 heures, ceci provient évidemment des variations de températures diurne et nocturne. Nous observons également que les déformations totales des deux bétons sont en phase. Ce comportement découle directement des variations de la température du béton en fonction de la température ambiante.

#### 3.3 Propriétés au cours du durcissement

#### 3.3.1 Module élastique

La détermination du module élastique dynamique du béton est obtenue à partir de la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques à travers le matériau. La correspondance entre le module élastique et la mesure de la vitesse de propagation a été définie lors de travaux antérieurs [5]. Les résultats sont donnés dans la figure 3 pour les deux bétons.



Fig. 3 Module élastique dynamique en fonction de l'âge du béton

Nous remarquons ici que le ciment ternaire réagit avant le ciment binaire car le module élastique dynamique est plus élevé pour le premier jusqu'à 13 heures. Ensuite, nous observons qu'à partir de 13 heures les deux courbes se superposent, indiquant que la cinétique d'hydratation des deux ciments devient très semblable.

#### 3.3.2 Coefficient de dilatation thermique (CDT)

Nous avons appliqué pour la première fois dans des conditions de chantier, une procédure expérimentale de mesure du CDT qui avait été développée précédemment au laboratoire [6]. Les résultats sont donnés dans la figure 4 pour les deux bétons.



Fig. 4 Coefficient de dilatation thermique en fonction de l'âge du béton

Le commentaire est exactement le même que pour le module élastique dynamique. Le CDT associé au ciment ternaire décroît le premier pour ensuite rejoindre à 13 heures celui associé au ciment binaire, montrant là-aussi que le ciment ternaire réagit avant le ciment binaire et qu'à partir de 13 heures, la cinétique d'hydratation des deux ciments est très semblable.

#### 3.4 Propriétés à l'état durci

3.4.1 Caractéristiques physiques

La masse volumique du béton durci ainsi que les caractéristiques du réseau d'air entraîné sont données dans le tableau 3.

#### Tableau 3 : Caractéristiques physiques

Le coefficient de variation, défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne, est donné entre parenthèses après la moyenne

Mélange	Mélange Spécification		Terr	Binaire	
Élément		Tab	Parapet		
Échéance du prélèvement			Avant pompage	Après pompage	Après Déversement
Facteur d'espacement	μm	≤ 325* BNQ	182 (9)	270 (9)	189 (7)
Masse volumique à 28 jours	kg/m <sup>3</sup>	non spécifiée	non mesurée	2341 (1)	2373 (0)

\* valeur après pompage donnée par la norme NQ 2621-900 (en cours d'enquête publique). Cette valeur maximale de 325 µm est utilisée dans les devis techniques du Ministère des Transports du Québec depuis 1996.

La perte d'air lors du pompage du BHP ternaire entraîne également une augmentation de 88  $\mu$ m du facteur d'espacement, soit 182  $\mu$ m avant pompage et 270  $\mu$ m après pompage. Toutefois, les deux BHP respectent bien les spécifications concernant le facteur d'espacement.

La masse volumique à l'état durci est supérieure à celle à l'état frais pour les deux BHP. La densification du matériau provient essentiellement du retrait endogène puisque le béton se contracte alors que sa masse reste constante.

#### 3.4.2 Performances mécaniques

La résistance à la compression et à la flexion ainsi que le module élastique statique et le coefficient de Poisson ont été mesurés à différentes échéances. Les résultats sont donnés dans le tableau 4.

L'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge est donnée dans la figure 5. Jusqu'à 28 jours, les courbes associées aux deux BHP sont superposées. Nous remarquons que les deux BHP satisfont la résistance à la compression spécifiée, soit 50 MPa à 28 jours. Après 28 jours, nous observons une légère augmentation de la résistance pour le béton ternaire alors que celle du béton binaire reste stable.

Mélange		Échéance de l'essai	Spécification	Ternaire	Binaire
Élément				Tablier	Parapet
Échéance du prélèvement				Après pompage	Après Déverseme
		1 j	non spécifiée	27 (3)	26 (6)
	-	3 ј	non spécifiée	35 (4)	35 (2)
Résistance à la compression		7 ј	non spécifiée	33* (0)	33* (0)
	MPa ·	28 j	≥ 50	<b>60</b> (4)	<b>58</b> (3)
		91 j	non spécifiée	70 (2)	59 (2)
		6 mois	non spécifiée	72 (2)	65 (2)
Résistance à la flexion	MPa	28 ј	non spécifiée	6,5 (2)	6,3 (6)
Module élastique		28 j	non spécifié	34 (0)	35(1)
	GPa ·	91 j	non spécifié	39(1)	36 (3)
Coefficient de Poisson	sans	28 j	non spécifié	0,23 (2)	0,20 (3)
	unité	91 j	non spécifié	0,17 (6)	0,18 (9)

## Tableau 4 : Caractéristiques physiques

\* la perte de résistance à la compression entre 3 jours et 7 jours est due à un artefact de la mesure, provenant à la fois d'une modification de la préparation de l'échantillon et d'un changement de presse et d'opérateur/opératrice.

L'optimisation de la composition du ciment ternaire et celle de la formulation du béton associé ont donc permis d'obtenir un BHP tout à fait identique au BHP contenant le ciment binaire, et ce depuis 1 jour jusqu'à 28 jours, lorsque nous nous référons à l'évolution de la résistance à la compression et à l'ensemble des valeurs pour les autres caractéristiques mécaniques à 28 jours. Ceci montre donc que même avec un volume de cendre volante de l'ordre de 20 %, la cinétique d'hydratation avec le ciment ternaire est très semblable à celle du ciment binaire lorsque le dosage en ciment ternaire est plus élevé que celui en ciment binaire, respectivement 450 kg/m<sup>3</sup> et  $420 \text{ kg/m}^3$ .

Après 28 jours, nous observons une amélioration sensible des propriétés mécaniques associés au ciment ternaire par rapport au ciment binaire qui est due à la réaction supplémentaire des cendres volantes.


Fig. 5 Évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton

# *3.4.3 Durabilité selon des essais accélérés* Les propriétés de durabilité des deux BHP sont données dans le Tableau 5.

T	abl	leau	5	Dura	bil	ité
	we.	00000	~	2 000 000		

Mélange		Échéance de l'essai	Spécification	Ternaire	Binaire
Élément				Tablier	Parapet
Échéance du prélèvement				Après pompage	Après Déversement
Résistance au gel/dégel	sans unité	28 j	≥ 80	100 (0)	99 (0)
après 300 cycles	en %	91 j	non spécifié	99 (1)	98 (1)
Résistance à l'écaillage	2	28 ј	≤ 500	460 (1 mesure)	93 (41*)
Masse de résidu après 50 cycles	g/m²	91 j	non spécifiée	120 (1 mesure)	47 (41**)
		28 ј	non spécifiée	550 (2)	730 (1)
Perméabilité aux ions chlorures Charge électrique ayant traversé	С	91 j	non spécifiée	240 (5)	420 (7)
		6 mois	non spécifiée	210(1)	470 (2)

Le coefficient de variation, défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne, est donné entre parenthèses après la moyenne

 \* les deux valeurs ponctuelles sont 55 g/m<sup>2</sup> et 130 g/m<sup>2</sup>, le coefficient de variation est grand car nous pouvons considérer que les valeurs mesurées sont vraisemblablement du même ordre que la précision de l'essai.

\*\* raisonnement identique avec comme valeurs ponctuelles respectives 55 g/m<sup>2</sup> et 20 g/m<sup>2</sup>.

Les deux BHP respectent les spécifications concernant la durabilité. Il faut noter que le BHP ternaire satisfait la limite de 500 g/m<sup>2</sup> associée à l'essai de résistance à l'écaillage même à 28 jours alors que ce béton contient un volume de cendre volante de 20 %.

Nous observons que l'action des cendres volantes à 91 jours est très significative pour améliorer la résistance à l'écaillage et diminuer la perméabilité aux ions chlorures du BHP ternaire. Le phénomène est également observé pour le ciment binaire sans cendre volante, mais dans des proportions moins élevées.

#### 4. Conclusion

Depuis l'âge de 13 heures jusqu'à 28 jours, le comportement mécanique et la durabilité des BHP binaire et ternaire sont très proches. Ce comportement a pu être obtenu par une augmentation du dosage en ciment et une diminution du rapport E/L pour le BHP ternaire par rapport au BHP de référence contenant du ciment binaire. La résistance à la compression et les critères de durabilité spécifiés à 28 jours sont atteints par les deux BHP, même pour celui contenant un volume de cendre volante de 20 %. À 91 jours, les différents résultats montrent que la réaction supplémentaire de la cendre volante permet d'améliorer sensiblement les performances avec le ciment ternaire par comparaison avec le ciment binaire.

L'ensemble des résultats de cette étude montrent que l'utilisation d'un ciment ternaire s'avère prometteuse pour des infrastructures réalisées en BHP.

Le traitement de toutes les données concernant le suivi jusqu'à 2 ans des déformations in-situ permettra de confirmer les résultats des études précédentes au laboratoire indiquant que le ciment ternaire permet de diminuer le retrait endogène par rapport au ciment binaire.

## 5. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier les personnes suivantes pour leur implication dans ce projet :

- Laboratoire de Béton Itée : Yves Geoffroy, Éric Généreux et leurs coéquipiers
- Université de Sherbrooke : Denis Bolduc, Philippe Fonollosa, Ghislaine Luc, Marie-Andrée Pelletier, Nikola Petrov, Sylvain Roy
- Ville de Montréal : Yves Martin et Michel Thibault

# 6. Références

- 1 Aïtcin, P.-C. (1998) High Performance Concrete, E & FN Spon, Londres, 591 pp. ISBN 0-419-19270-0
- 2 Aïtcin, P.-C. (1992) The use of superplasticizers in high performance concrete, dans High performance concrete : from Material to Structure, E & FN Spon, Londres, G.-B., pp. 14-33.
- 3 Khayat, K., Aïtcin, P.-C. (1992) Silica fume in concrete An overview, 4th CANMET/ACI International Conference on the Utilization of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Natural Pozzolans in Concrete, Istambul, Turquie, ACI SP-132, vol. 2, mai, pp. 835-872.
- 4 Petrov, N., Bonneau, O., Leduc J.-C., Pinsonneault P., Aïtcin, P.-C. (2001), *Prévention de la fissuration des bétons au jeune âge par l'utilisation d'un ciment ternaire*, 8<sup>e</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada, 08-09 mai.
- 5 Mesbah H.A., Lachemi M., Aïtcin P.C (2002) Determination of Elastic Modulus and Poisson's Ratio of Concrete at Early Age, ACI Materials Journal, vol. 99, n. 1, 37-41.
- 6 Kada H., Lachemi M., Petrov N., Bonneau O., Aïtcin P.-C. Determination of the Thermal Expansion Coefficient of Concrete from Initial Setting, accepté pour Int. Journal Materials and Structures (21 pages).



# INFLUENCE DES ACCÉLÉRATEURS SUR LA DURABILITÉ DES BÉTONS PROJETÉS PAR VOIE HUMIDE

Marc-Olivier Bessette, Marc Jolin et Denis Beaupré Département de génie civil, Université Laval, Québec

# RÉSUMÉ

Cet article présente les résultats d'une étude effectuée dans le but d'évaluer la durabilité au gel de béton projeté par voie humide contenant un adjuvant accélérateur de prise. Dans une première partie, plusieurs accélérateurs liquides pour béton projeté ont été sélectionnés en fonction de leurs familles chimiques et ont été testés à différents dosages. Les paramètres évalués sont: la projectabilité, le temps de prise, la qualité du réseau des bulles d'air, la résistance à la compression à court et à long terme, et la durabilité aux cycles de gel-dégel. La performance des bétons projetés a été analysée en terme de dosage minimum d'accélérateur pour un développement des résistances mécaniques adéquat aussi bien qu'en terme de dosage maximum pour une durabilité adéquate. À la lumière des résultats obtenus, les accélérateurs pour béton projeté par voie humide ont été classifiés selon différentes catégories telles: adjuvants augmentant l'épaisseur maximale de projection, adjuvants accélérant le développement des résistances mécaniques avec des conditions d'expositions sévères (réparations). Finalement, les résultats de validation d'un essai de scissomètre modifié pour remplacer de l'approche traditionnelle de la caractérisation de l'épaisseur maximale de projection sont présentés.

# **1.0 INTRODUCTION**

L'emploi d'accélérateur de prise dans le béton projeté par voie humide permet de diminuer le temps de prise et ainsi d'accroître l'épaisseur des couches de béton lors de la mise en place. De plus, certains accélérateurs permettent d'augmenter la cinétique du développement des résistances mécaniques. Il en découle une exécution des travaux plus rapide et moins coûteuse. L'impact pour le grand public est une remise en service plus rapide des infrastructures routières. Il existe malheureusement un sérieux désavantage relié à l'utilisation des adjuvants accélérateurs. Certains d'entre eux ont des effets négatifs sur le développement des résistances mécaniques à long terme et sur la durabilité aux cycles de gel-dégel et aux attaques chimiques du béton [1]. Afin de pouvoir éclairer l'ingénieur dans son choix d'un accélérateur pour un projet donné, il est nécessaire de bien connaître l'effet des accélérateurs sur la durabilité des bétons projetés.

Cet article présente donc les résultats d'une étude réalisée sur le béton projeté par voie humide contenant un accélérateur de prise. La première partie traite de la performance du béton projeté par voie humide contenant un accélérateur de prise liquide. Les paramètres évalués sont : la projectabilité, le temps de prise, la qualité du réseau des bulles d'air, la résistance à court et à long terme, et la durabilité aux cycles de gel-dégel. Les variables de l'étude sont le dosage et le type d'accélérateur (famille chimique).

La deuxième partie présente les résultats de validation d'un essai de scissomètre modifié, en remplacement de l'essai classique d'épaisseur maximale de projection. En effet, la mesure classique de l'épaisseur maximale de projection n'est pas représentative de l'effet réel des accélérateurs de prise : elle ne tient pas compte du facteur temps.

# 2.0 DURABILITÉ DU BÉTON PROJETÉ PAR VOIE HUMIDE

# 2.1 Composition du mélange

La sélection des accélérateurs a été effectuée en fonction de leur famille chimique et ils ont été évalués à des dosages proposés par le fabricant. L'accélérateur a été ajouté directement à la lance de projection à l'aide d'une pompe à adjuvant produisant un débit constant en accélérateur.

Produit	Famille chimique	Dosage (%)
А	Sulfate d'aluminium	3; 5 et 7
В	Nitrate de calcium	2,5 et 4
· C	Silicate de sodium	2; 4 et 6

<b>Tableau 1</b> : Familles chimiques et dosages d	es accélérateurs
--	------------------

\* Les dosages d'accélérateur sont en pourcentage de la masse de liant

Cette étude a été effectuée sur une période de trois ans, au cours de laquelle deux mélanges de base ont été employés. Le mélange #1 possédait une quantité de pâte légèrement faible, ce qui rendait l'opération de pompage difficile. C'est pourquoi le mélange 2 contient un peu plus de ciment. Les accélérateurs A et B ont été ajoutés au mélange de base #1, alors que l'accélérateur C a été ajouté au mélange de base #2.

## Tableau 2 : Composition des mélanges de base

Mélar	nge #1	Mélange #2				
Matériau <sup>*</sup>	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )	Matériau <sup>*</sup>	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )			
Ciment type 10 SF	380	Ciment type 10 SF	400			
Eau	152	Eau	160			
Sable	1100	Sable	900			
Pierre 10 mm	500	Pierre 10 mm	700			

\*Superplastifiant, réducteur d'eau et agent entraîneur d'air tel que requis

Tous les mélanges ont été produits en utilisant le concept de la haute teneur en air initiale dans le but d'améliorer la projectabilité du mélange de béton et de produire un facteur d'espacement du béton durci adéquat pour assurer une bonne résistance aux cycles de gel/dégel [2, 3].

# 2.2 Évaluation des propriétés du béton projeté par voie humide

Les temps de prises initiale et finale ont été évalués selon la norme ASTM C1117, «*Time of setting for shotcrete mixtures by penetration resistance* ». La figure 1 présente les temps de prise initiale et finale du béton projeté avec les différents accélérateurs. On constate que le temps de prise est peu (accélérateur B), moyennement (accélérateur C) ou très (accélérateur A) affecté par la présence d'accélérateur.



Figure 1 : Temps de prises initiale et finale des mélanges de béton projeté.

Le tableau 3 présente l'ensemble des résultats des essais sur le béton durci. Jusqu'à un âge de 24 heures, les résistances à la compression ont été mesurées selon le « *End Beam Test* », alors que les résistances à 7, 28 et 56 jours ont été mesurées à partir de cylindres carottés dans les panneaux de béton projeté. Les accélérateurs A et B ont eu pour effet d'accélérer le développement des résistances mécaniques dans les premières 24 heures. Toutefois, l'accélérateur C n'a pas augmenté le développement des résistances mécaniques dans les premières heures. Tel que prévu, on constate (figure 2) que l'ajout d'accélérateur à pour effet de diminuer la résistance à la compression à long terme (56 jours) des mélanges accélérés par rapport aux mélanges de référence. Cependant, l'ajout de l'accélérateur B n'a que légèrement réduit la résistance à long terme. L'augmentation du dosage en accélérateur a entraîné une diminution de la résistance à long terme pour tous les accélérateurs. L'accélérateur C a un effet très marqué, qui s'intensifie avec le dosage. Notons cependant que sauf pour l'accélérateur C , tous les mélanges possèdent une résistance à 56 jours supérieure à 50 MPa.

Une teneur en air initiale élevée avant pompage a été atteinte avec tous les mélanges, résultant en une teneur en air après projection dans l'intervalle de 4% à 6% assurant généralement la création d'un excellent réseau de bulles d'air compatible avec une bonne résistance aux cycles de gel-dégel. Le facteur d'espacement est parfois légèrement au dessus de la limite conservatrice de 250 µm pour une bonne résistance au gel.

E	ssais	Témoin #1	A-3%	A-5%	A-7%	B-2%	B-4,5%	Témoin #2	C-2%	C-4%	C-6%
Air (%) a pompage	vant	19	16,5	15	17	17	17	12	9,5	9,5	12
Air (%) a projection	près 1	3,8	5,2	6,7	7,3	3,5	5,2	2,8	3,2	4,1	4,3
LBarre (µ projection	ım) après 1	213	297	309	288	310	297	260	346	260	277
	4 heures	-	4,2	6,8	5,9	1,9	1	0,3	0,4	0,9	3,8
à la on	8 heures	7	20	21	16	11	8	12	7	8	8
nce essi Pa)	24 heures	29	32	34	29	29	22	22	19	15	9
npr (MI	7 jours	49	38	35	33	56	44	26	41	25	14
tési con	28 jours	66	51	46	48	71	59	39	44	32	22
H	56 jours	70	53	51	50	75	63	51	48	32	13
Absorptio	on (%)	4,6	6,1	6,7	6,8	3,4	4,6	5,7	7	8	9,6
Vol. vide perméabl	s es (%)	9,8	12,5	13,3	13,7	7,5	11,0	13	15	17,5	20
Retrait à (µm/m)	120 jours	577	717	786	737	595	690	590	-	665	721

Tableau 3 : Résultats des essais sur béton durci





# 2.3 Durabilité

Le tableau 4 présente les résultats des essais effectués afin d'évaluer la durabilité des bétons projetés. Les essais d'écaillage ont été effectués selon la norme ASTM C672, «*Scaling resistance of concrete surfaces exposed to deciding chemical*». L'ajout d'accélérateur entraîne une augmentation de la masse des résidus accumulés lors de l'essai d'écaillage en présence de sel fondant. La perte à l'écaillage augment lorsque le dosage en accélérateur s'accroît. Toutefois, à faible dosage, l'augmentation de la perte à l'écaillage est acceptable.

Essais	Témoin #1	A-3%	A-5%	A-7%	<b>B-2</b> %	B-4,5%	Témoin #2	C-2%	C-4%	C-6%
Résistance à l'écaillage				,						
Surfaces finies (kg/m <sup>2</sup> )	0,3	2,3	2,7	4,3	0,7	2,9	1,5	1,4	3,1	6,4
Surfaces sciées	1,1	2,6	1,2	2,9	0,7	4,5	1,0	0,7	0,9	1,5
Gel/Dégel										
Facteur de durabilité (%)	101	102	105	100	98	Échec	99	94	110	Échec

Tableau 4 : Résultats des essais de durabilité au gel

Les essais de résistance au gel/dégel dans l'eau ont été effectués selon la norme ASTM C666A, «*Resistance of concrete to rapid freezing and thawing* ». Les résultats obtenus lors de l'essai de gel/dégel démontrent qu'il est possible d'obtenir une bonne résistance aux cycles de gel/dégel même lorsqu'un accélérateur est ajouté à faible dosage.

# 3.0 STABILITÉ DU BÉTON PROJETÉ PAR VOIE HUMIDE

# 3.1 Limitations de l'essai d'épaisseur maximale de projection classique

L'essai d'épaisseur maximale de projection classique « *Maximum Build-up thickness* » comporte certaines limitations. Lors de l'essai, on voit apparaître graduellement la présence d'un monticule de béton au centre du montage. Ce monticule se présente sous la forme d'un cône tronqué. Les dimensions prédéfinies du moule dans lequel le béton est projeté limite la croissance de ce monticule, donc lorsque l'on augmente le dosage en accélérateur, on observe un plafond limite de l'épaisseur maximale de projection (Figure 3). En fait, il existe une limite d'épaisseur au delà de laquelle le cône de béton est très instable, ce qui rend le résultat de l'essai peu fiable. Pour cette raison, l'essai de scissomètre modifié a été utilisé.



Figure 3 : Plafond de croissance de l'épaisseur maximale de projection

# 3.2 Essai scissomètre modifié

L'essai de scissomètre modifié consiste à projeter le béton dans un moule circulaire équipé de pales de cisaillement (similaire a un Vane test). Le béton est projeté de façon à noyer le scissomètre dans le matériau frais. Ensuite, le couple nécessaire pour provoquer la rupture en cisaillement de l'échantillon est mesuré à différents intervalles de temps après la projection.

L'essai de scissomètre modifié permet d'étudier l'évolution du développement de la résistance au cisaillement en fonction du temps. De plus, il est possible à partir de la valeur du cisaillement de déduire la résistance en tension du béton projeté frais puisque celle-ci lui est directement proportionnelle [4]. Par la suite, ces données peuvent être employées pour établir un modèle prédictif permettant d'évaluer la performance des différents accélérateurs et de déterminer la combinaison dosage/accélérateur permettant d'obtenir l'épaisseur de projection désirée.



Figure 4 : Montage de l'essai de scissomètre modifié



Figure 5 : Évolution du développement de la résistance au cisaillement

L'effet de l'ajout d'accélérateur sur le développement de la résistance au cisaillement est clairement démontré à la figure 5.

# 4.0 CLASSIFICATION DES ACCÉLÉRATEURS

Au terme de cette étude, la classification des combinaisons dosage/accélérateur peut être effectuée selon différentes catégories telles : adjuvants augmentant l'épaisseur maximale de projection, adjuvants accélérant le développement des résistances mécaniques en bas âges, et/ou adjuvants compatibles avec des conditions d'expositions sévères (réparations). Le tableau 5 présente la classification des combinaisons dosage/accélérateur.

Catégories	A-3%	A-5%	A-7%	B-2%	B-4,5%	C-2%	C-4%	C-6%
Accélère le développement des résistances mécaniques en bas âges	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	non	non	non	non
Compatible avec des conditions d'expositions sévères (réparations)	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	non	$\checkmark$	$\checkmark$	non
Augmente l'épaisseur maximale de projection	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	*	*	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$

Гab	leau	5	:	Classification	des	accélérateurs	de	prsie
-----	------	---	---	----------------	-----	---------------	----	-------

\* non disponible

On constate que l'accélérateur A cumule les trois classes alors que l'accélérateurs C permet seulement d'augmenter l'épaisseur de projection

# 5.0 CONCLUSION

A la lumière des résultats obtenus au cours de cette étude sur la performance des bétons projetés par voie humide contenant un accélérateur de prise, il est maintenant plus facile d'effectuer un choix d'accélérateur à un dosage donné qui procure les propriétés recherchées pour un projet donné. L'ajout d'accélérateur diminue les temps de prises de façon significative, mais peuvent affecter considérablement la résistance à la compression à long terme et la durabilité. Ainsi, certains accélérateurs employés à des dosages élevés entraîne une diminution importante des propriétés mécaniques à long terme et de la durabilité du béton projeté. Par conséquent, il est recommandé de déterminer les dosages minimal et maximal pour lequel un accélérateur produira les propriétés requises pour une utilisation spécifique.

L'essai de scissomètre modifié au cisaillement est un outil qui permet de suivre l'évolution du développement de la résistance du béton projeté dans les premiers instants suivant la projection. L'ajout d'accélérateur de prise permet d'accroître la cinétique du développement de la résistance en cisaillement et parallèlement de la résistance en tension du béton projeté frais. Une conclusion importante de cette étude est qu'au moins un accélérateur de prise (à base de sulfate d'aluminium) est compatible avec les exigences d'une utilisation dans le domaine des réparations. Cette identification constitue une première pour le béton projeté par voie humide.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour son support financier de la *Chaire industrielle sur le béton projeté et les réparations en béton*. Les membres de cette chaire sont le Ministère des transports du Québec, la Ville de Québec, la Ville de Montréal, Master Builders Technologies Ltd, Béton Mobile du Québec Inc., King Package Materials and Co., Ciment St-Laurent Inc., Lafarge Canada Inc., Rhodia, Grace et Hydro-Québec.

# **BIBLIOGRAPHIE**

- 1. Jolin, M., Beaupré, D., Pigeon, M. and Lamontagne, A., (1997), "Use of Set-Accelerating Admixtures in Dry-Mix Shotcrete", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 9, No 4, pp. 180-185.
- 2. Beaupré, D., (1994), "*Rheology of High Performance Shotcrete*", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 250 pages.
- Marc Jolin et Denis Beaupré, (2000), "Temporary High Initial Air Content Wet Process Shotcrete", American Shotcrete Association magazine, Vol.2, No.1, pp. 22-23.
- 4. Jolin, M., (1999), "*Mechanisms of placement and stability of dry process shotcrete*" Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 157 pages.



# Déformations des BHP du viaduc Peel – de la Commune à Montréal après trois hivers

### N. Petrov, R. Morin, O. Bonneau et P.-C. Aïtcin

#### INTRODUCTION

Le viaduc Peel – de la Commune, qui supporte les voies ferrées du Canadien National avant la gare Windsor, a été construit à l'automne 1999. Une colonne ainsi que deux sections du tablier ont été instrumentées avec des jauges de déformations du type corde vibrante munie d'un thermocouple. Le développement des déformations et de la température du béton dans les éléments instrumentés a été suivi en continu pendant une année. Ces résultats ont été présentés lors du 7<sup>e</sup> Colloque du Ministère des Transport sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art en mai 2000.

Trois hivers après la construction du viaduc, nous sommes retournés mesurer les déformations. Tous les instruments noyés dans le béton qui étaient en bon état de fonctionnement le 25 septembre 2000, au moment où nous avions cessé de prendre les mesures de façon continue, l'étaient toujours le 21 février 2002, date à laquelle nous avons pris les mesures dont nous allons discuter les résultats.

Les premiers résultats obtenus avaient montré qu'à jeune âge, les déformations thermiques étaient prépondérantes par rapport au retrait endogène pour le béton de rapport E/C égal à 0,38. À moyen terme, les déformations du tablier et de la colonne étaient uniquement d'origine thermique, c'est-à-dire proportionnelles aux variations de température selon un coefficient constant de dilatation thermique. Cette observation indiquait qu'après une année, le fluage de la colonne sous le poids du tablier était négligeable.

Une augmentation du retrait a été constatée durant la période allant de septembre 2000 à février 2002, soit durant les dix-huit derniers mois. Cependant, comme le démontrera l'analyse des résultats présentée par la suite, cette augmentation du retrait est attribuée au déformations endogènes du béton.

Après un bref retour sur l'ouvrage, sur l'instrumentation installée et les déformations à jeune âge et à moyen terme que nous avons déjà discuté, nous allons présenter et discuter les déformations mesurées le 21 février 2002.

# RAPPEL SUR LA CONSTRUCTION ET L'INSTRUMENTATION

Une vue globale du viaduc instrumenté est présentée à la figure 1. Les éléments structuraux instrumentés sont :

une colonne construite en BHP de rapport E/L égal à 0,38. Le béton à air entraîné contenait 390 kg/m<sup>3</sup> de ciment de Type 10SF. Sa teneur en air entraîné était de 8,4% et sa résistance à la compression à 28 jours de 52 MPa. La colonne instrumentée est de forme cylindrique, ayant un diamètre de 1,2 m et une hauteur de 5 m. Une particularité de la construction des colonnes du viaduc Peel – de la Commune est que ces colonne ont été protégées par le

coffrage et un remblai de terre d'une épaisseur de plusieurs mètres pendant les 60 premiers jours qui ont suivi la mise en place du béton. Aucun mûrissement à l'eau n'était alors possible. La température maximale atteinte au cœur de la colonne a été de 54 °C, elle a été enregistrée 40 heures après la mise en place du béton. Un refroidissement très lent de seulement 0,2 °C/heure s'est produit après que le maximum de température ait été atteint.

le tablier de 1,3 m d'épaisseur, 16 m de largueur et 66 m de longueur. Il a fallu mettre en place 1370 m<sup>3</sup> de béton qui renferme 105 tonnes d'armature pour construire tout le tablier. La température maximale atteinte par le béton a été de 60 °C, elle a été atteinte 20 heures après la mise en place du béton et s'est maintenue à ce niveau pendant environ 18 heures. Le béton du tablier contenait 450 kg/m<sup>3</sup> de ciment de type 10BA (BA – à faible teneur en alcalis). Le rapport E/C utilisé lors de la construction du béton du tablier était de 0,37. Ce béton renfermait 6% d'air entraîné et sa résistance à la compression à 28 jours etait de 40 MPa. Le tablier a été soumis à la post-contrainte, et 20 jours plus tard, le remblai en dessous du tablier a été déblayé. Le béton de la surface supérieure du tablier a été soumis à un mûrissement à l'eau continu pendant 7 jours.



Figure 1 Viaduc instrumenté

Une colonne de la partie nord du viaduc a été instrumentée avec six cordes vibrantes. Quatre de ces cordes ont été placées verticalement, deux près du coffrage et des barres d'armature et deux autres à l'intérieur d'une section située à environ 400 mm du coffrage, qui ne contenait aucune armature. Les deux dernières cordes ont été placées horizontalement, selon la tangente, à mi-

rayon du centre de la section. Toutes les cordes ont été placées à 2,3 m du sommet de la colonne qui au moment de sa construction était enterrée, rappelons-le (figure 2).



Figure 2 Schéma du positionnement des instruments dans la colonne

Les cordes vibrantes placées dans le tablier ont été orientées verticalement et horizontalement, selon l'axe transversal et longitudinal du viaduc. Certaines cordes vibrantes ont été placées près des surfaces supérieures ou inférieures, donc également à proximité des armatures, tandis que d'autres ont été placées plus profondément dans le béton, à une distance de 300 à 400 mm de l'armature ou de la surface.

Après un gonflement initial de 60  $\mu\epsilon$  en moyenne lors des premières 2 jours, le béton de la colonne a ensuite subi un retrait d'environ 200  $\mu\epsilon$  pendant les 6 à 8 jours suivants. Ces déformations étaient homogènes et uniformes dans toute la section. Par la suite, et ce pendant une année, les déformations isothermes sont demeurées pratiquement inchangées. Les seules déformations significatives durant cette période de temps se sont produites lors du déblaiement du remblai, c'est-à-dire lors de la mise en charge des colonnes par la masse du tablier. Naturellement, à ce moment, le béton s'est contracté selon l'axe vertical (l'axe de chargement) à raison de 8,8  $\mu\epsilon$  (moyenne de 4 mesures ayant un écart type de seulement 0,5  $\mu\epsilon$ ), tandis qu'en même temps, une expansion latérale de 1  $\mu\epsilon$  a été enregistrée par les deux cordes placées horizontalement, ce qui nous a permis de calculer le coefficient de Poisson du béton armé qui est de 0,11.

Dès sa mise en place, le béton du tablier a présenté des déformation qui n'étaient pas uniformes selon l'épaisseur du tablier, contrairement à celles mesurées dans la colonne. La raison de ce phénomène est la non-uniformité de l'environnement du béton. Le béton près de la surface supérieure a reçu plus d'eau de mûrissement que celui situé au bas du tablier. Cependant, la température du béton à l'intérieur de la section était plus élevée de 10 °C que celle du béton près de la surface supérieure. Le plus grand gradient de déformation isotherme, d'environ 200 µm, a été enregistré le quatrième jour après le bétonnage, juste avant le début de l'application de la post-tension. Les mesures des déformations dues au retrait ont été perturbées par l'application de la post-tension au béton. Les instruments ont enregistré les déformations dues à la post-tension en

montrant un retrait significatif de 120  $\mu\epsilon$  dans le cas de la corde du tablier positionnée horizontalement sur les colonnes et orientée selon l'axe longitudinal du tablier et de 400  $\mu\epsilon$  dans le cas de la corde de position et orientation égales, mais à un tiers de la portée. L'effet de la post-tension appliquée sur les mesures des autres cordes, positionnées selon l'axe transversal du tablier ou de celles positionnées verticalement, est minime. Une fois la mise en post-tension terminée, les déformations enregistrées par les cordes peu ou pas affectées par cette post-tension (les cordes verticales et horizontales transversales), étaient de l'ordre de  $\pm$  25  $\mu\epsilon$  à un an (Figure 3). Cependant, les cordes horizontales longitudinales ont continué à enregistrer l'augmentation du retrait, qui jusqu'à l'âge d'un an, a augmenté de 100  $\mu\epsilon$ . Cette déformation peut être attribuée au fluage du béton soumis à la compression par post-contrainte. Autrement dit, il existe une perte des contraintes de post-tension appliquées.





# TROIS HIVERS APRÈS LA CONSTRUCTION

Les valeurs des déformations totales mesurées et des valeurs isothermes calculées à partir de la mise en place du béton, donc y compris les déformations dues à l'application de la post-contrainte dans le cas du tablier, déterminées le 5 septembre 2000 et le 21 février 2002 sont présentées dans les tableaux 1 et 2. Le signe positif est attribué à une expansion qui apparaît par endroits dans le cas du tablier à cause de la post-contrainte, tandis que le signe négatif est attribué au retrait.

## Colonne

Le retrait du béton de la colonne, entre le 5 septembre 2000 et le 21 février 2002, était uniforme et homogène. Le retrait total maximal le 21 février 2002 était de 200  $\mu\epsilon$  (la température du béton était de 1,5 °C). Le retrait maximal de 500  $\mu\epsilon$  avait déjà été mesuré dans la colonne au mois de

janvier 2000 alors que la température externe avait été inférieure à -20 °C pendant plusieurs jours.

Position at ariantation do la	Déformat	ion totale	e (με)	Déformation isotherme (µɛ)			
corde vibrante	5 sept. 2000	21 fév. 2002	Δε	05 sept. 2000	21 fév. 2002	Δε	
verticale prés du coffrage (1)	-160	-300	-140	-115	-170	-55	
verticale prés du coffrage (2)	-160	-310	-150	-135	-190	-55	
verticale intérieure (1)	-220	-420	-200	-195	-260	-65	
verticale intérieure (2)	-210	-370	-160	-180	-230	-50	
horizont. intérieure (1)	-90	-260	-170	-65	-115	-50	
horizont. intérieure (2)	-90	-280	-190	-70	-130	-60	
Moyenne (µɛ)	-155	-320	-170	-130	-180	-55	
Écart type (με)	56	60	23	54	56	6	
Coefficient de variation (%)	36	19	14	43	31	10	

Tableau 1 Déformations du béton de la colonne

Les déformations totales et les déformations isothermes du béton de la colonne en fonction du temps sont présentées aux figures 4 et 5, respectivement. L'analyse des déformations développées depuis la construction montre que les déformations majeures du BHP de la colonne sont dues à deux causes principales : les déformations endogènes, qui se développent en grande partie durant les quelques premiers jours, et les déformations thermiques. À jeune âge, les déformations endogènes sont grandement influencées par l'historique thermique du béton. En effet, le retrait endogène est partiellement compensé par l'effet de la dilatation thermique.





16-5

Le  $20^{ieme}$  jour après la mise en place du béton, les déformations totales ont atteint un retrait moyen de 120 µɛ. Le retrait endogène pendant cette période était d'environ 200 µɛ. La différence de 80 µɛ est la conséquence de la compensation partielle du retrait par la dilatation thermique à très jeune âge. Par la suite, les déformations totales ont varié entre -500 µɛ et 0,0 µɛ tandis que le retrait isotherme a augmenté lentement et continuellement pour atteindre 180 µɛ, en moyenne, trois hivers après la construction. Étant donné les 200 µɛ de retrait endogène développés lors des 20 premiers jours, la contribution de ce type de déformation aux déformations totales, lorsqu'on ne tient pas compte des 20 premiers jours, est tout à fait négligeable. Autrement dit, les déformations de la colonne instrumentée en service sont au moins à 95 % d'origine thermique tandis que seule une petite partie des déformations peut être attribuée à d'autres causes telles que les déformations endogènes, le séchage, la charge de service ou le fluage.



Figure 5 Développement des déformations isothermes dans la colonne en fonction du temps

L'uniformité des déformations isothermes du béton de la colonne, déterminée après trois hivers, confirme la conclusion précédente. Un séchage du béton dans un élément de la dimension de la colonne instrumentée résulterait nécessairement en un gradient de déformations. Cependant, il n'existe pas de différence significative entre les déformations mesurées près de la surface et au centre de la colonne. Le fluage ou les déformations causées par la charge de service provoqueraient des déformations différentes selon l'orientation des mesures, mais les instruments positionnés verticalement et horizontalement n'ont pas montré de différences significative dans les déformations.

### Tablier

Il n'est pas tout à fait approprié de considérer les moyennes des déformations du béton du tablier, car ces déformation, comme on l'a déjà montré, ne sont pas uniformes. L'influence significative des conditions de mise en place et de mûrissement du béton, ainsi que des contraintes de post-tension appliquées, sur les différences de déformations selon la position et l'orientation des instruments dans le béton a été démontré précédemment. Cette non-uniformité des déformations persiste à long terme.

	Déformat	tion total	e (µɛ)	Déformation isotherme (µɛ)			
Position et orientation de la corde vibrante	5 sept. 2000	21 fév. 2002	Δε	5 sept. 2000	21 fév. 2002	Δε	
verticale, bas, portée	+30	-170	-200	+60	+10	-50	
verticale, haut, portée	0	-220	-220	+20	-50	-70	
horiz., bas, portée, transversale	-80	-240	-160	-45	-90	-45	
horiz., haut, portée, transversale	-60	-310	-250	-20	-110	-90,	
horiz., bas, portée, longitudinale	-620	-890	-270	-590	-730	-140	
verticale, bas, appui	-110	-310	-200	-60	-120	-60	
horiz., bas, appui, longitudinale	-250	-430	-180	-205	-265	-60	
Moyenne (µɛ)	-156	-367	-211	-120	-194	-74	
Écart type (με)	224	245	38	223	251	33/16*	
Coefficient de variation (%)	144	67	18	186	130	45/25*	

 Tableau 2
 Déformations du béton du tablier

\* calculées en excluant la valeur de -140 de la section la plus sollicitée par la post-contrainte

Trois hivers après la construction, le retrait total mesuré varie entre 170 et 890  $\mu\epsilon$ , tandis que l'augmentation de ce retrait entre le 5 septembre 2000 et le 21 février 2002 varie entre 160 et 270  $\mu\epsilon$  (figure 6).



Figure 6 Développement des déformations dans le tablier en fonction du temps

Même en excluant l'effet thermique et la déformation « instantanée » causée par l'application de la post-contrainte, le retrait isotherme varie de façon significative entre 45 et 140  $\mu\epsilon$  (tableau 2). Le développement des déformations isothermes du tablier en fonction du temps est présenté à la figure 7. La section du béton la plus sollicitée par la post-tension, où une contraction de 400  $\mu\epsilon$  a

été mesurée lors de l'application de la post-tension et qui par la suite, jusqu'à 340 jours d'âge, a subi une nouvelle contraction due au fluage de 100  $\mu\epsilon$ , continue à se contracter le plus pour subir encore 140  $\mu\epsilon$  de retrait entre le 5 septembre 2000 et le 21 février 2002. En même temps, les autres instruments ont enregistré un retrait isotherme assez uniforme de l'ordre de 60  $\mu\epsilon$ . Nous pouvons donc en conclure que le béton soumis à la post-tension continue de fluer, ce qui a nécessairement pour conséquence une perte des contraintes de post-tension appliquées.



Figure 7 Développement des déformations isothermes dans le tablier en fonction du temps

Les variations des déformations du béton du tablier sont plus élevées que celles du béton de la colonne, même quand on exclut les déformations des sections les plus affectées par la posttension. Cela montre que l'uniformité du béton obtenu lors de la fabrication de l'élément n'a pas seulement une influence significative sur ces propriétés à jeune et à moyen âge, mais aussi à long terme.

#### CONCLUSION

Les déformations à long terme prédominantes du béton de la colonne sont d'origine thermique. Le fluage et le retrait de séchage sont minimes, tandis qu'un faible retrait d'environ 50  $\mu\epsilon$  qui s'est développé de façon homogène dans la colonne lors des derniers 18 mois, est d'origine endogène. En excluant les déformations développées lors des 20 premiers jours, les déformation thermiques présentent au moins 95% des déformations totales du béton de la colonne.

La sollicitation du tablier par l'application de la post-contrainte augmente la non-uniformité des déformations du béton du tablier. Les déformations dues au fluage sont enregistrées selon l'axe longitudinal du tablier. L'hétérogénéité de déformations subies par le béton du tablier est la conséquence des conditions différentes auxquelles le béton est soumis depuis la mise en place, incluant le mûrissement lors de la prise et du durcissement, la sollicitation par post-contrainte et les charges de service.



# COMPORTEMENT DES POUTRES PRÉCONTRAINTES RENFORCÉES EN FLEXION A L'AIDE DES MATÉRIAUX COMPOSITES

A. Harraq<sup>(1)</sup>, K. W. Neale<sup>(2)</sup> et P. Paultre<sup>(2)</sup>

(1) Étudiant au Doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada

(2) Professeur, Université de Sherbrooke, Québec, Canada

# RÉSUMÉ

L'état actuel des ouvrages d'art du Québec suscite un grand intérêt en raison de l'état de dégradation qui est généralement observé. Les structures en béton précontraint présentent un intérêt particulier : l'infiltration des sels de déglaçage provoque la corrosion des câbles de précontrainte et l'écaillage de la surface du béton. Ces mécanismes de dégradation peuvent être beaucoup plus sévères et compromettre ainsi dangereusement la sécurité de l'ouvrage.

Le renforcement et la réhabilitation de ces structures constitue une alternative de taille compte tenu des coûts prohibitifs qui découleraient de leur remplacement. Les polymères renforcés de fibres (PRF) se sont rapidement taillé une place de choix comme matériau utilisé dans le renforcement et la réhabilitation de ce type de structures. La popularité des ces matériaux provient de leur légèreté et de leur solidité, leur résistance à la corrosion, leur durabilité et leur facilité d'installation.

Une étude est en cours à l'Université de Sherbrooke dans le but d'étudier le comportement de poutres précontraintes renforcées en flexion à l'aide de PRF de carbone. Un total de sept poutres à l'échelle une demie de la section canadienne standardisée CPCI 900 mm sont fabriquées dans le cadre de cette étude, comprenant deux poutres de contrôle et cinq poutres renforcées avec différentes configurations afin d'optimiser le renforcement en flexion.

## 1. INTRODUCTION

Durant les dernières décennies, les ingénieurs responsables de la maintenance des ponts ont concentré leurs efforts sur l'étude des conditions de détérioration des ponts existants. De nombreux ponts et autres structures comportent des déficiences dues à la détérioration et la corrosion résultant de l'action des sels de déglaçage, et à l'augmentation considérable de la charge d'exploitation sur ces ponts. De ce fait la réparation et la réhabilitation de ces structures doivent être envisagées. L'utilisation des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) constitue une meilleure alternative afin de pallier aux problèmes de dégradations des structures, compte tenu de leur légèreté, leur rapport résistance/poids élevé et leur résistance à la corrosion.

Cette étude a pour objectifs d'évaluer le potentiel de renforcement des poutres en béton précontraint soumises à la flexion, par collage de lamelles de fibres de carbone sur la face inférieure, et de vérifier la faisabilité de l'utilisation de cette technique afin d'améliorer le comportement des poutres de ponts endommagées.

# 2. ÉTUDE ANALYTIQUE

### 2.1 Calcul du moment nominal

Des équations de design selon les normes de calcul en vigueur ont été élaborées dans le but de calculer la résistance en flexion des poutres en béton précontraint renforcées avec des PRFC. La méthode utilisée constitue une extension de celle déjà courante pour les poutres en béton précontraint, mais adaptée pour tenir compte de l'effet des matériaux composites sur le comportement des sections.

Les hypothèses suivantes ont été considérées pour les calculs :

- i) Les sections planes restent planes
- ii) Une adhérence parfaite est assumée entre le béton et le composite

L'équation générale permettant la détermination du moment nominal pour une poutre précontrainte renforcée à l'aide des matériaux composites est comme suit :

$$M_n = A_s' f_s'(\frac{a}{2} - d_s') + f_s A_s(d - \frac{a}{2}) + A_{ps} f_{ps}(d_p - \frac{a}{2}) + A_{frp} f_{frp}(h - \frac{a}{2})$$

Où:

 $A_s$ : Aire de la section des armatures d'acier en tension (mm<sup>2</sup>)

 $A'_{\rm s}$ : Aire de la section des armatures d'acier en compression (mm<sup>2</sup>)

 $A_{frp}$ : Aire de la section de matériaux composites (mm<sup>2</sup>)

 $f_s$ : Contrainte de tension dans l'armature d'acier (MPa)

 $f_{s}'$ : Contrainte de compression dans l'armature d'acier (MPa)

 $f_{ns}$ : Contrainte dans l'acier de précontrainte (MPa)

 $f_{frp}$ : Contrainte de tension dans les (MPa)

#### 2.2 Comportement moment-courbure

La détermination de la relation moment-courbure de la section d'une poutre fléchie nous permet de comprendre son comportement durant toutes les phases du chargement, d'identifier les points critiques où ce comportement change. On peut déterminer la relation moment-courbure d'une section en utilisant les équations d'équilibre et de compatibilité des déformations et en utilisant les relations contrainte-déformation des matériaux. Afin de prédire la réponse complète d'une poutre, il s'agit donc de trouver la déformation du béton  $\mathcal{E}_{cc}$  et la hauteur c de la zone comprimée, satisfaisant l'équation traduisant l'équilibre des efforts, pour en déduire le moment. Cependant, il est possible d'établir pas à pas le diagramme moment-courbure. En effet, en fixant la déformation de la fibre supérieure du béton  $\mathcal{E}_{cc}$ , on peut déterminer la hauteur du béton comprimé c en résolvant l'équation d'équilibre des efforts. Le moment correspondant est ensuite calculé et la courbure de la section peut être déduite des déformations de deux points quelconques. Ce processus répété pour des déformations croissantes, permet d'obtenir des points successifs du diagramme moment-courbure. Cette méthode nécessite dans un premier temps la détermination

point par point du diagramme moment-courbure, son avantage principal est d'éviter les problèmes de divergence au voisinage du moment maximal. Cette procédure a été programmée dans le logiciel WMNPhi. Ce logiciel a été utilisé dans le cadre de cette étude pour déterminer la réponse moment-courbure des poutres précontraintes renforcées extérieurement avec des PRFC.

# 2.3 Comportement des matériaux

Le comportement du béton en compression est représenté par une fonction parabolique. La courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature est considérée comme élastique parfaitement plastique. Le matériau composite est représenté par une relation contrainte-déformation linéaire parfaitement élastique. Et la relation contrainte-déformation d'un câble de précontrainte est représentée par la fonction modifiée de Ramberg-Osgood.

# 3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Cette section décrit la procédure expérimentale réalisée dans le but d'étudier le comportement de poutres précontraintes renforcées extérieurement avec des lamelles en PRFC. Le programme expérimental est réalisé au laboratoire de l'Université de Sherbrooke. Les principaux objectifs de cette étude expérimentale sont de vérifier l'efficacité et la faisabilité de l'utilisation des lamelles de PRFC afin d'augmenter la résistance en flexion et améliorer le comportement des poutres de ponts endommagées.

# 3.1 Description des poutres

Sept poutres de 4400 mm de longueur, sont construites pour le programme expérimental. Les poutres sont à l'échelle une demie de la section canadienne standardisée CPCI 900 mm. La hauteur totale des poutres est de 530 mm. La largeur de la table inférieure est de 225 mm, celle de la table supérieure est de 150 mm. L'épaisseur minimale de l'âme est de 75 mm. Les poutres supportent une dalle d'une épaisseur de 80 mm. Les détails des géométries des poutres sont illustrés à la figure 1.

Le ferraillage comprend des armatures passives en compression et en tension, les étriers sont espacés de 200 mm. Quatre poutres sont précontraintes par deux torons de diamètre nominal de 9.53 mm, et les trois autres sont précontraintes par quatre torons de diamètre nominal 9.53 mm. Les torons sont relâchés après 7 jours. Les sept poutres comprennent deux poutres de contrôle et cinq poutres renforcées avec des PRFC. Les détails du ferraillage sont donnés à la figure 2.

Trois types de matériaux composites sont utilisés dans le cadre de ce projet de recherche, soient deux types de fibres de carbone (Type R et C) et des fibres de verre (Type T). Les fibres de carbone servent de renforcement en flexion et sont collées sur la face tendue de la poutre et les fibres de verre (bande en U) servent d'ancrage de la plaque dans le but d'empêcher le décollement de cette dernière en fournissant une surface de cisaillement supplémentaire afin d'équilibrer la tension dans le composite et d'augmenter la résistance au cisaillement de la poutre. Les détails des spécimens constituant le programme expérimental sont représentés au tableau 1.

# 3.2 Propriétés des matériaux

Au cours de ce programme expérimental, trois types de matériaux composites ont été utilisés à savoir des plaques de fibres de carbones, des lamelles de fibre de carbone et des lamelles de fibre de verre dont les propriétés sont présentées au tableau 2. Les trois types de matériaux sont constitués de fibres unidirectionnelles. Les propriétés du béton sont données au tableau 3 et celles des barres d'armatures sont présentées au tableau 4.

# 3.3 Instrumentation

Les déformations sont mesurées à l'aide de jauges de déformations, des jauges sont placées sur les étriers dans la zone de cisaillement ainsi que sur l'acier en tension à mi-portée et au quart de la portée, une jauge est placée sur l'acier en compression à mi-portée, et deux jauges sont placées sur l'acier de précontrainte à mi-portée et au quart de la portée. Les déplacements le long de la poutre sont mesurés à l'aide de six LVDT. Des jauges additionnelles sont placées sur la surface du béton et sur celle des PRFC. De plus des plots sont placés en quatre rangées le long de la hauteur de la poutre afin de mesurer la largeur des fissures. Le chargement sera exercé par des vérins hydrauliques et sera contrôlé manuellement. Enfin les lectures des jauges, LVDT et de la charge seront enregistrées par un système d'acquisition. Le détails de l'instrumentation sont présentés à la figure 3.

# 4. RÉSULTATS ANALYTIQUES ET DISCUSSION

Un perte de résistance de 25 % a été considérée comme étant due aux problèmes de corrosion. Deux poutres de contrôle ont été considérées : PCB1 précontrainte avec quatre torons de 9.53 mm et PCB2 précontrainte avec deux torons de 9.53 mm afin de simuler les pertes de précontrainte. Afin de compenser les pertes de précontraintes, la poutre PCB2 a été renforcée avec différentes configurations avec des PRFC. La figure 4 montre la réponse moment-courbure pour les poutres considérées. L'application des PRFC, a permis d'augmenter la résistance des poutres PCB2R2 (2 couches de Replark), PCB2R3 (3 couches de Replark), et PCB2C1 (Carbodur) par environ 20 %, 30 % et 50 %, respectivement, par rapport à la poutre de contrôle PCB2. Toutes les poutres renforcées ont cédé par rupture du composite.

# 5. CONCLUSION

Les effets de renforcement par collage externe de PRFC se sont avérées satisfaisants, et le renforcement effectué peut être obtenu par la méthode de calcul conventionnelle. Le collage de PRFC a permis d'augmenter la résistance en flexion des poutres. De plus, la résistance peut être améliorée en augmentant la quantité de fibre du carbone. Le renforcement avec les PRFC a aussi permis de compenser les pertes de précontraintes.

# 6. **REMERCIEMENTS**

Ce projet de recherché a été supporté financièrement par le Réseau des Centres d'excellence ISIS Canada. L'assistance technique de Claude Aubé et Marc Demers a été essentielle pour l'accomplissement des travaux en laboratoire.

# 7.

REFERENCES

Collins, M.P. et Mitchell, D. (1997) Prestressed Concrete Structures, Response Publications, Canada.

Manfroni, O., Di Tommaso, A. et Bergmeister, K. (2000) Full Scale Bending Tests up to Collapse of PC Beams Strengthened with Bonding FRP, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Humar. J., Razaqpur, A.G., Editors., Ottawa, Ontario, Canada.

Nanni, A., Huang, P.C. et Tumialan, J.G. (2001) Strengthening of Impact-Damaged Bridge Girder Using FRP Laminates, Structural Faults and Repairs, London, UK,

Picard, A. (2001) Béton Précontraint, 2è Édition, Gaëtan Morin, Québec, Canada.

Sakamoto et al., (1995). A Test on PC Girders Reinforced by Using Carbon Fibre Sheets, The Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Proceeding of the 5<sup>th</sup> Symposium on Developments in Prestressed Concrete.

Vrana, J., (1983). The Behaviour and Repair of Prestressed Bridge Girders in Shear, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, McGill University, Montreal, Québec, Canada.

WMNPhi (2001). WMNPhi - Version. P & P Engineering, Québec, Canada.

Yagi K., Tanaka T. et Jinnai T., (1996). Experimental Studies on Strengthening of Prestressed Concrete Beam with Carbon Fiber Sheet. Proceedings of ICCI96, Saadatmanesh H., Ehsani M.R., Editors, Tucson, Arizona, US.







Figure 2. Détails de renforcement



•

•

Figure 3. Détails de l'instrumentation



Figure 4. Réponse Moment-courbure

Nom du spécimen	Section de la précontrainte A <sub>ps</sub> (mm <sup>2</sup> )	Type de fibres	Nombre de couches	Remarque
PCB1	220	-		Poutre de contrôle
PCB2	110	-		Poutre de contrôle
PCB2R2	110	R + T	2 couches	Poutre renforcée
PCB2R3	110	R + T	3 couches	Poutre renforcée
PCB2C1	110	C + T	1 couche	Poutre renforcée
PCB1R3	220	R + T	3 couches	Poutre chargée jusqu'à fissuration puis renforcée
PCB2R3D	220	R + T	3 couches	Poutre avec 2 câbles de précontrainte coupés à 400 mm du centre des 2 côtés puis renforcée

# Tableau 1 - Programme expérimental

Tableau 2 - Propriétés physiques des types de PRF

Type de fibres	Type R	Туре С	Туре Т
Nom de fibres	Replark-20 (Mitsubishi)	Carbodur-S (Sika)	Tyfo-S (Hexcel fyfe)
Épaisseur	0.11 mm/ couche	1.2 mm/ couche	1.3 mm/ couche
Résistance en tension	3400 Mpa	2400 MPa	454 MPa
Déformation ultime	0.0148	0.00155	0.02
Module élastique	230 Gpa	155 GPa	22.7 GPa

f'c (MPa)	ε' <sub>c</sub> (%)	f <sub>r</sub> (MPa)	E (MPa)	ε' <sub>cmax</sub> (%)
40	0.0021	3.795	28460.5	0.0035

Tableau	1 -	Dro	nriétés	du	renforcemen	t
I abicau	-	110	pricus	uu	remotentien	ι

Type de renforcement	A $(mm^2)$	E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	Fonction
10 M	100	200000	400	Longitudinal
D6.5	42.1	200000	400	Étriers
D8.5	54.9	200000	400	Connecteurs de cisaillement
Toron de 9.53 mm	54.8	185000	1715	Précontrainte

![](_page_173_Picture_0.jpeg)

# ESSAI D'IMPACT SUR DES GLISSIÈRES DE PONTS EN BÉTON DE TYPES PL2 ET PL3 RENFORCÉES AVEC DE L'ARMATURE NON-CORROSIVES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

#### Éhab El-Salakawy, Fédéric Brière, Radhouane Masmoudi et Brahim Benmokrane

Chaire de recherche du CRSNG sur les renforcements en matériaux composites pour les structures en béton, ISIS-Canada, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1

**RÉSUMÉ**: Cet article présente les résultats d'essais d'impact par pendule à l'aide d'une boule de démolition en acier de trois tonnes et d'une grue réalisés sur des glissières rigides de ponts en béton de types PL-2 et PL-3 (selon le nouveau Code canadien pour le calcul des ponts routiers, CAN/CSA, 2000). Huit glissières de dix mètres de longueur ont été construites et soumises aux essais sur le terrain, dont quatre glissières de type PL-2 et quatre glissières de type PL-3. Pour chacun des deux types, deux glissières ont été armées avec de l'armature conventionnelle en acier et deux autres d'armature en matériaux composites à base de fibres de verre. Dans tous les cas, l'armature de connexion entre la dalle et la glissière est issue du prolongement de l'armature verticale principale de la glissière jusque dans la dalle à l'aide de barres courbées. L'essai tient dans la comparaison du comportement des deux types de glissières selon le matériau d'armature; la quantité de dommage à l'impact, la densité, la distribution et la largeur des fissures.

#### **INTRODUCTION**

Un programme élaboré de recherche pour étudier le comportement des glissières rigides de type PL-2 et PL-3 armées a'l'aide d'armature en matériaux composites à base de fibre de verre se tient depuis quatre ans au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke (Sherbrooke, Québec). Un nouveau type de connexion dalle-glissière constitué d'une armature en matériaux composites en fibre de verre a été introduit. Le programme de recherche comprenait deux volets dont le premier est complété : essais de chargement statique (Masmoudi et al., décembre 2001). En premier lieu il est conclu que le comportement général des glissières armées de barres en matériaux composites est très similaire à celui des glissières armées de barres d'acier. De plus, le nouveau type de connexion dalle-glissière (armature courbée en matériaux composites) a résisté à la charge de rupture de la glissière.

Le nouveau Code canadien pour le calcul de ponts routiers (CAN/CSA-S6-00, 2000) et l'AASHTO (1989 et 1994) exigent que la résistance des glissières devrait être déterminée selon un essai d'impact à l'aide d'un véhicule normalisé. Récemment, un essai d'impact par pendule a été utilisé comme alternative à l'essai d'impact avec véhicule pour fins de comparaison entre types de glissières (Scanlon et al., 1989 et Klement et Aly, 1998). Dans le deuxième volet du programme de recherche un essai d'impact par pendule a été réalisé sur des glissières identiques, dans les mêmes conditions, mais dont l'armature était pour certaines en acier et pour les autres en barres en matériaux composites constitués de Polymères Renforcés de Fibres de Verre (PRFV). La comparaison du comportement des deux types de glissières est possible puisqu'il a été démontré par l'usage que les glissières à armature d'acier résistent aux conditions de service à long-terme. Des ingénieurs de la Direction des Structures du ministère des Transports du Québec ont assisté aux essais qui se sont déroulés pendant trois jours au printemps 2001. Ce manuscrit présente les résultats et les conclusions des essais d'impact par pendule sur les glissières de types PL-2 et PL-3 à armature d'acier et d'armature en PRFV réalisés par des chercheurs du département de Génie Civil de l'Université de Sherbrooke.

## **PROGRAMME D'ESSAI**

## **Description des glissières**

Huit glissières de dix mètres de longueur ont été construites et soumises à l'essai d'impact sur le terrain. On trouvait deux séries de glissières selon leur type, PL-2 et PL-3, et quatre glissières de chacun des deux types, dont deux armées de barres d'acier (ST) et deux armées de barres de PRFV (ISOROD<sup>TM</sup> (Pultrall Inc. 2000) (IS). Ainsi les glissières portent l'identification suivante pour fins de repérage : PL2-ST1, PL2-ST2, PL2-IS1, PL2-IS2, PL3-ST1, PL3-ST2, PL3-IS1, PL3-IS2.

La géométrie et le design selon le Code canadien pour le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00, 2000) des deux types de glissières, PL-2 et PL-3, sont montrés aux figures 1 et 2. On y trouve également le détail de la connexion dalle-glissière. La hauteur et la profondeur des glissières sont de 880 mm et 410 mm pour les PL-2 et 1140 mm et 435 mm pour les PL-3.

Le coffrage des glissières s'est fait en deux étapes. En premier lieu une dalle de 11,0 m de longueur par 1,5 m de largeur et 0,25 m d'épaisseur, armée de deux rangs d'armature d'acier, 15M @ 100 mm (transversalement) et 15M @ 200 mm (longitudinalement) a été montée. Des trous d'un diamètre de 76 mm dans la dalle, distribués à 0,5 m de chaque côté de la glissière, obtenus en installant des segments de tuyau de PVC avant le bétonnage, permettent de fixer la dalle-glissière au moyen de barres Dywidag encastrées dans le massif d'ancrage au sol. Après mûrissement partiel de la dalle (3-4 jours) l'armature longitudinale et verticale des glissières a été mise en place. Les figures 3 et 4 montrent la construction des glissières.

#### Matériaux

Le béton utilisé est un béton de ciment de masse volumique normale (Type V – MTQ) avec une résistance en compression moyenne mesurée de 42 Mpa à 28 jours. Les barres PRFV sont constituées de 75% de fibre de verre de type E et 25% de résine Vinyl ester. Les propriétés mécaniques des barres d'armature ont été déterminés à partir d'au moins cinq segments droits de barres pris à même les lots de barres pliées fournies, pour l'acier comme pour les barres PRFV. Les propriétés des barres d'acier et PRFV sont données au tableau 1.

#### Instrumentation

Dans chaque glissière vingt-six jauges de déformation de 5 mm ont été fixées aux points critiques sur les barres d'armature. Un accéléromètre a été installé sur la face arrière (tension) des glissières, vis-à-vis du point d'impact, pour mesurer la force au moment de

l'impact et sa durée. Également, la largeur des fissures a été mesurée à chaque essai. Un système d'acquisition de données à très haute vitesse (5 000 Hz), fourni par le ministère des Transports du Québec, a permis d'enregistrer les données transmises par l'accéléromètre et les jauges. Tous les essais ont été enregistrés sur bandes vidéo.

Tableau 1. Propriétés des barres d'armature d'acier et PRFV.

Type de barre		Limite élastique, $f_y$ (MPa)	Résistance tension <i>f<sub>fu</sub></i>	e en garantie,	Module d'élasticité, <i>E</i> (GPa)	Déformation ultime, ε <sub>u</sub> (%)
ACIER		400	$(MPa) f_s = 600$		200	$\varepsilon_y = 0.20$
ISOROD	No.16 (droite)	N/A	640		41	1.55
	No.16 (pliée)	N/A	740		42	1.76
	No.19 (pliée)	N/A	730		49	1.49

### Essai d'impact par pendule

Un massif d'ancrage de 12,0 m de longueur par 2,0 m de largeur et 1,0 m d'épaisseur a été coulé dans le sol. Vingt-quatre barres Dywidag de diamètre de 26 mm disposées verticalement avec une longueur encastrée de 0,95 m et 0,50 m libre à 1,0 m d'espacement allaient permettre l'ancrage des dalle-glissière. Le niveau du massif ancrage a été vérifié à l'aide d'un niveau d'arpentage. Les glissières étaient amenées au massif d'ancrage à l'aide d'une grue et d'un fardier. Les glissières étaient levées par le crochet du câble de la grue depuis quatre câbles de levage (œillets) coulés dans la dalle lors de sa construction. La disposition de ces ancrages devait faire en sorte qu'aucune contrainte n'entraîne la fissuration pendant la manutention. Une fois la glissière en place des écrous et plaques de 45 mm d'épaisseur et 200 mm par 200 mm sont serrés pour assurer la rigidité du système.

L'impact par pendule est produit par le mouvement d'une boule de démolition de trois tonnes soutenue par une grue de 80 tonnes perpendiculairement à la glissière. Le mât de la grue atteignait environ 30 m au dessus du niveau du sol à l'emplacement de la glissière. L'impact sur les glissières est produit à une hauteur de 0,75 m (PL-2) et 0,90 m (PL-3). La boule de démolition est montée au moyen d'un treuil sur la grue, à la hauteur déterminée à l'aide d'un niveau d'arpentage. Ensuite on relâche le treuil qui laisse ainsi descendre la boule selon un mouvement pendulaire. La figure 6 illustre le système.

Quelques essais ont été requis pour déterminer la configuration du système de transmission des charges et la hauteur de la boule pour produire un dommage représentatif sur les glissières. Ces essais ont été pratiqués aux extrémités d'une première glissière PL-2 à armature d'acier.

Finalement la transmission des charges par l'apposition de deux plaques d'acier de 1200 mm de largeur par 900 mm de hauteur et 50 mm d'épaisseur a été retenue. Ces plaques étaient déposées sur des supports en bois, à la base de la glissières, pour s'assurer d'un contact uniforme des plaques sur le béton de la face avant des glissières. On marquait le point d'impact projeté sur la plaque de manière à pouvoir déterminer avec précision la hauteur de la boule de démolition. C'est un essai sur la glissière PL2-ST1 à 1,25 m de l'extrémité

droite, depuis une hauteur de boule de 3,0 m du point d'impact qui a produit in dommage jugé suffisant pour fins de comparaison pour les autres essais. Les dommages s'étendaient sur 2,9 m de glissière.

Pour les glissières PL-3 le même système a été retenu mais la boule de démolition a été montée à un niveau de 3,5 m du point d'impact. Les premiers essais ont été réalisés sur la glissière PL3-ST1, à 1,25 m de ses deux extrémités. Des résultats similaires ont été obtenus. Les dommages obtenus étaient suffisants pour fins de comparaison avec le reste des glissières.

Les données des essais réalisés aux extrémités des glissières n'ont pas été considérées dans l'analyse. Toutefois il a quand même été noté que les dommages subis aux extrémités sont plus importants qu'au centre des glissières. De plus amples détails sur les résultats des essais d'impact sont disponibles (El-Salakawy et al. 2001).

## **RÉSULTATS ET DISCUSSION**

Les résultats discutés sont ceux des essais réalisés au centre de glissières témoins. L'énergie délivrée par la boule de démolition à la glissière au moment de l'impact est de 86 818 J et 101 288 J pour les hauteurs de 3,0 m et 3,5 m respectivement. Cette énergie potentielle, qui est présumée égale à l'énergie cinétique, est calculée en fonction de la relation :

## [1] $m \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2$

où m est la masse de la boule de démolition (2 850 kg), g l'accélération gravitationnelle  $(9,81 \text{ m/s}^2)$ , h est la hauteur de la boule par rapport au point d'impact et v est la vitesse de la boule. Cette énergie initiale est utilisée à déformer la glissière pendant l'impact. Au déplacement maximum de la glissière, la vitesse de l'impact devient nulle et toute l'énergie est dissipée dans la glissière en assumant que les pertes dues aux déformations des barres Dywidag, à la déformation de la boule de démolition et au système sont négligeables. Les contraintes développées dans la glissières sont de deux sources : la force directement induite par la frappe de la boule de démolition et la force d'inertie produite par la vibration de la glissière. Après le premier instant de l'impact les contraintes développées sont causées seulement par l'inertie de la glissière. Les forces d'impact et d'inertie dépendent de la rigidité du système, plus le système est rigide, plus grandes sont les forces. Si la glissière ne peut admettre toute l'énergie, celle-ci est dissipée par la déformation et la fissuration. Pour des glissières soumises à la même quantité d'énergie, la déformation résiduelle (permanente) dépend des propriétés des matériaux, de la rigidité de la glissière et de la distribution et la largeur des fissures. À cause de la rigidité plus faible des barres d'armature en PRFV un plus grand nombre de fissure et des fissures plus larges sont prévisibles comparé à des glissières semblables dont l'armature est en acier. Pour calculer la force d'impact les valeurs données par l'accéléromètre ont été employées. Ces valeurs sont données au tableau 2.

#### Tableau 2. Sommaire des résultats

Glissière		Accélération (m/s2)	Force d'impact (kN)	Largeur maximale des fissures		
				Face avant	Face arrière	
		(11.02)	(111)	(mm)	(mm)	
	PL2-ST1	257	758	0.65	0.70	
PL-2	PL2-ST2	234	690	0.45	0.46	
	PL2-IS1	248	731	0.75	0.66	
	PL2-IS2	245	728	0.85	0.90	
PL-3	PL3-ST1	243	716	0.60	0.45	
	PL3-ST2	173	511	0.56	0.65	
	PL3-IS1	252	744	0.54	0.55	
	PL3-IS2	220	649	0.80	0.55	

On peut noter, pour la glissière PL3-ST2, la valeur faible de l'accélération mesurée au moment de l'impact. Par conséquent la force et l'énergie sont moindres comparé à des essais à des hauteurs de frappe semblables. Cela peut être rattaché à l'effet d'un serrage inégal des écrous pour fixer la glissière au massif d'ancrage ce qui a engendré une perte d'énergie dans le déplacement de la glissière. Également, la proximité des valeurs pour les hauteurs 3,0 m et 3,5 m peuvent être expliquées de la même façon. L'impact dure environ 0,1 s et atteint sa valeur maximale pendant les premières 0,003 s. Il a pu être observé qu'aucune rupture du système de connexion entre la dalle et la glissière à l'aide de barres en PRFV n'a été causée. Les résultats d'essais seront présentés en fonction des schémas de fissuration et des déformations dans les barres.

#### Fissuration des glissières

La figure 7 montre la fissuration, au tiers médian sur la face avant, des glissières PL-2. Toutes les glissières PL-2, soit renforcées de barres PRFV ou d'acier, se sont comportées de façon semblable. Les fissures sont réparties symétriquement selon l'axe vertical qui passe par le point d'impact. Ces fissures se sont étendues sur une longueur, définie par l'AASHTO (1994) comme la longueur critique, de 2,9 m (acier) à 3,3 m (PRFV) au sommet de la glissière et 0,9 m (acier) à 1,2 m (PRFV)à la base de la glissière. Les longueurs critiques mesurées sont près des valeurs théoriques établies par l'approche selon la ligne de faiblesse (2,60 m pour l'acier et 2,77 m pour les barres PRFV) développée par Hirsch (1978) et adoptée plus tard par l'AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1994). On peut remarquer aussi que la résistante nominale aux charges transversales et 2,67 fois la résistance permise par l'AASHTO pour les glissières PL-2. Suivant le même raisonnement pour les glissières PL-3 on obtient un rapport de 1,87 fois la résistance permise par l'AASHTO (El-Salakawy et al. 2001).

Pour les glissières PL2-IS1 et PL2-IS2 armées de barres PRFV, le nombre de fissures était plus important mais l'espacement entre les fissures moindres que dans le cas des glissières à armature d'acier. La largeur maximale de fissure sur la face avant des glissières PL2-ST1 et PL2-ST2 (acier) était de 0,45 et 0,65 mm et des mesures de 0,46 et 0,70 ont été observées les faces arrière. Pour les glissières PL2-IS1 et PL2-IS2 les mêmes mesures ont donné des valeurs de 0,75 et 0,85 mm (face avant) et 0,66 et 0,90 mm (face arrière) (figure 8). La

moyenne des largeurs de fissure des glissières armées en PRFV sont de 1,45 (face avant) et 1,35 (face arrière) fois celles des glissières à armature d'acier.

La figure 9 montre la fissuration, au tiers médian de la face avant, des glissières PL-3. Toutes les glissières PL-3, armées d'acier ou de barres PRFV, ont eu un comportement semblable tel que pour les glissières PL2. Les fissures diagonales se sont étendues sur des longueurs critiques de 3,7 (acier) à 4,1 m (PRFV) au sommet et 1,0 m (acier) à 1,3 m (PRFV) au pied de la glissière. Ces mesures sont près des valeurs prédites par l'approche par la ligne de faiblesse, 4,4 m et 4,6 m pour l'acier et le PRFV (El-Salakawy et al. 2001).

Pour les glissières PL3-IS1 et PL3-IS2 armées de PRFV, la densité et la largeur des fissures étaient très semblables aux glissières PL3 à armature d'acier. Sur les glissières PL3-ST1 et PL3-ST2 (acier), la largeur maximale des fissures était de 0,60 et 0,56 mm (face avant) et 0,45 et 0,65 mm (face arrière) (figure 10). Du côté des glissières PL3 à armature PRFV ces mesures ont été de 0,54 et 0,80 mm (face avant) et 0,55 mm pour les deux glissière (face arrière).

La moyenne des largeurs maximales des fissures sur les glissières PL3 à armature PRFV est très semblable à celle des glissières PL3 à armature d'acier, soit de seulement 1,0 à 1,15 fois la largeur des fissures des glissières à armature d'acier. Cela peut être attribuable à deux causes. Premièrement, l'espacement moindre entre les barres horizontales par rapport aux glissières PL2. Deuxièmement, à cause de sa plus grande inertie, l'effet de la rigidité de l'armature sur la rigidité globale des glissières PL3 est moindre que pour les glissières PL2 qui ont une moins grande inertie.

On remarque aussi que la surface d'endommagement des glissières est semblable pour les glissières PL2 et PL3. Sur les glissières PL2 à armature en PRFV, la densité de fissuration est plus grande que sur les glissières PL2 à armature d'acier. Toutefois, cette dispersion plus dense s'observe sur des surfaces semblables ce qui entraîne à dire que les déformations dans les barres PRFV sont plus grandes que dans les barres d'acier. Cela est attribuable à la rigidité plus faible des barres PRFV par rapport à l'acier, soit environ un cinquième de la rigidité de l'acier. Aussi, cela explique pourquoi la largeur des fissures n'était pas cinq fois plus grande mais seulement de l'ordre de 1,35 à 1,45 fois la largeur des fissures sur les glissières à armature d'acier. Tel que mentionné, pour les glissières PL3, l'espacement horizontal moindre entre les barres et l'effet réduit de la rigidité de l'armature sur la rigidité globale de la glissière a conduit à des fissurations similaires pour les glissières armées de PRFV comme d'acier. Également, cela permet de conclure que les barres d'armature en PRFV ont démontré une bonne adhérence au béton.

#### Déformation dans l'armature

Les déformations mesurées dans les barres d'armature horizontales, près de la face arrière, sont moindres dans les barres d'acier (1 170  $\mu\epsilon$  - PL2 et 2 760  $\mu\epsilon$  - PL3) que dans les barres de PRFV (2300  $\mu\epsilon$  - PL2 et 3 540  $\mu\epsilon$  - PL3). Cependant, les déformations mesurées dans les barres verticales sur la face avant des glissières sont plus grandes dans l'armature d'acier (5 280  $\mu\epsilon$  - PL2 et 4 900  $\mu\epsilon$  - PL3) que dans l'armature de PRFV (4 150  $\mu\epsilon$  - PL2 et 4 720  $\mu\epsilon$  - PL3). Cela indique que, à cause de la rigidité supérieure de l'acier, la majeure partie de
l'impact est reprise par l'armature d'acier verticale qui se trouve près de la surface de la face avant de la glissière. Cependant, dans le cas de l'armature de PRFV, dont la rigidité est moins grande, les barres horizontales sont davantage mises à contribution et la charge est donc plus répartie.

## Effet de rive ou de coin

Les deux types de glissières ont été plus affectés aux impacts près des extrémités qu'au centre. Pour les glissières PL2-ST1 et PL3-ST1, la largeur maximale des fissures sur la face avant était de 1,05 et 1,25 mm à l'impact à 1,25 m de l'extrémité, alors que de 0,65 et 0,60 mm au centre. Sur la face arrière, ces mesures étaient de 1,20 et 1,10 mm alors que de 0,70 et 0,45 lors de l'impact au centre. Le rapport de la largeur des fissures est donc près du double (1,65 et 2,25) lorsque l'impact se produit près de l'extrémité de la glissière. À noter que les essais effectués près des extrémités n'ont été réalisés que sur des glissières à armature d'acier.

#### CONCLUSIONS

Ce article présente les résultats des essais d'impacts par pendule réalisés sur des glissières rigides de ponts en béton armé de types PL2 et PL3. L'étude des résultats a porté sur la comparaison du comportement des glissières selon une armature d'acier ou de PRFV en regard de la fissuration à l'impact. Un nouveau type de connexion dalle-glissière a également été validé. À la lumière des résultats obtenus et des observations, on peut tirer les conclusions suivantes :

- 1. Le comportement des glissières PL2 et PL3 à armature de PRFV soumise à un essai d'impact est très similaire à celui des glissières de même type mais à armature d'acier soumises au même impact.
- 2. Sur les glissières PL2 et PL3 à armature de PRFV, la largeur maximale des fissures sur la face avant est de 0,80 et 0,67 mm, ce qui représente seulement 1,45 et 1,15 fois la largeur maximale des fissures sur la face avant des glissières semblables à armature d'acier. Cela explique le nombre et la densité accrus de fissures sur les glissières PL2 à barres d'armature de PRFV dont la rigidité est environ le cinquième des barres d'acier.
- 3. Le nouveau type de connexion dalle-glissière a résisté aux impacts sans montrer aucun signe de rupture ni de détérioration.
- 4. Dans les glissières PL2 à armature de PRFV, les barres horizontales contribuent davantage à répartir la charge que dans le cas des glissières à armature d'acier. Cela est dû à la rigidité plus grande de l'acier qui entraîne une reprise supérieure de l'impact au niveau des barres verticales près de la face avant des glissières. Par conséquent, il est recommandé d'augmenter la quantité de barres horizontales dans les glissières PL2. L'espacement des barres horizontales tel que dans les glissières PL3, soit de 140 mm, semble être adéquat pour contrôler la fissuration.
- 5. À cause de l'effet de rive, les dommages causés aux glissières lors d'un impact près de l'extrémité sont supérieurs à ceux causés au centre pour le même chargement. Pour compenser cet effet, la quantité d'armature près des extrémités devrait être doublée (doubler l'armature de la figure 1 PL2 et de même pour les PL3).

Les deux types de glissières rigides en béton, PL2 et PL3, à barres d'armature en PRFV utilisant le nouveau type de connexion (prolongement de l'armature verticale de la glissière dans la dalle) sans corrosion ont été approuvés par la Direction des Structures du ministère des Transports du Québec et par conséquent sont utilisés dans la construction de nouveaux parapets de ponts dans la province de Québec (Desgagné, G. et Benmokrane, B. 2001).

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Direction des Structures du ministère des Transports du Québec et Pultrall Inc., qui a généreusement fourni les barres d'armature en PRFV, pour leur appui financier. Également, Béton Demix, pour la fourniture du béton, Aciers Orford, pour la fourniture de l'acier d'armature et Les Coffrages Carmel Inc pour la maîtrise d'œuvre et la construction des glissières. Aussi, pour la contribution financière du Conseil National de Recherche en Sciences Naturelles et du Génie du Canada (CRSNG)et du Réseau des Centres d'Excellence de ISIS-Canada. De même que François Ntacorigira, Hélène Nadeau et Frédéric Turcotte, membres du personnel technique du département de Génie civil de l'Université de Sherbrooke pour leur précieuse collaboration.

## REFERENCES

- AASHTO (1989) Guide Specifications for Bridge Railing, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- AASHTO (1994) LRFD Bridge Design Specifications, 1<sup>st</sup> ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- CAN/CSA-S6-00 (2000) Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standard Association, Rexdale, Toronto, Ontario, Canada, 734p.
- Desgagné, G. et Benmokrane, B. (2001) "Conception de glissières de ponts armées avec de l'armature en matériaux composites", Innovation Transport, Bulletin Scientifique Technologique, No.11, octobre, 3-6.
- El-Salakawy, E.F., Brière, F., Masmoudi, R., et Benmokrane, B. (2001) Essai d'impact sur des glissières à armature de polymère renforcé de fibres de verre, *Rapport technique final*, Phase III, Dépôt au Ministère des Transports du Québec, Canada, août 2001, 75p.
- Hirsch, T.J. (1978) Analytical Evaluation of Texas Bridge Rails to Contain Buses and Trucks, Research Report 230-2, *Texas Transportation Institute*, Texas A&M University, Collage Station, TX, août.
- Klement, T. and Aly, A. (1998) Pendulum Testing of the Ontario Bridge Barrier, prépublication, 23p.
- Masmoudi, R., El-Salakawy, E.F., Beaumier, É., and Benmokrane, B., (2001) Comportement sous charges statiques de glissières de Types PL2 et PL3 armées avec de l'armature en matériaux composites, *Rapport technique final*, Phase II, dépôt au Ministère des Transports du Québec, Canada, 52p.
- Pultrall Inc. (2000) ISOROD Composite Reinforcing Rod, fiches techniques, Thetford Mines, Québec.
- Scanlon, A., McClure, R.M., Spitzer, P., Tessaro, T., and Mansour, A. (1989) Performance Characteristics of Cast-in-Place Bridge Barrier, Research Report No. 87-21, Prepared for the *Pennsylvania Department of Transportation*, State University,



.

•

•

•

۲

.

.

.





Figure 2. Dimensions et détail d'armature pour les glissières PL-3



Figure 3.Armature PRFV (glissières PL-2)



Figure 4. Glissières PL-2 et PL-3



Figure 5. Schéma du système



Figure 6. Photographie du système







Figure 7. Fissuration sur la face avant des glissières PL-2







Figure 8. Fissuration sur la face arrière des glissières PL-2



PL3-IS2 Figure 9. Fissuration sur la face avant des glissières PL-3





PL3-ST2

Figure 10. Fissuration sur la face arrière des glissières PL-3









## UTILISATION D'ARMATURES À BÉTON EN MATÉRIAUX COMPOSITES POUR LE TABLIER D'UN PONT SITUÉ DANS LA MUNICIPALITÉ DE WOTTON (QUÉBEC)

## Ehab El-Salakawy, Chakib Kassem et Brahim Benmokrane

Chaire de recherche du CRSNG sur les renforcements en matériaux composites pour les structures en béton, ISIS-Sherbrooke, Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1

**RÉSUMÉ**: Un nouveau pont en béton a été construit dans la municipalité de Wotton (Wotton, Québec) durant l'été 2001 en utilisant des barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone et de fibres de verre pour le renforcement de la dalle du tablier. Le pont a été instrumenté à l'aide de capteurs à fibre optique à des endroits spécifiques pour mesurer les déformations et les températures. Un système d'acquisition de données relié à un modem a été installé sur place pour permettre la télésurveillance à distance du comportement du pont en service. Aussi, le pont a été testé pour évaluer son comportement sous charges statiques et dynamiques en utilisant des camions à poids calibré comme spécifié dans le nouveau Code canadien pour le calcul des ponts routiers. Ce projet permet l'évaluation sur le terrain et à long terme de différents types de barres en matériaux composites utilisées comme armature pour le renforcement de la dalle du tablier ainsi qu'une comparaison directe avec des armatures en acier sous les mêmes conditions environnementales et de service. Cet article présente les détails d'armature de la dalle du pont ainsi que les résultats d'essais de chargement statique effectués sur le pont.

## INTRODUCTION

Les tabliers de ponts en béton armé sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature d'acier, la fissuration du bitume et l'éclatement du béton. En Amérique du Nord et plus particulièrement au Québec, la corrosion occasionnée par l'épandage de sel de déglaçage est le premier facteur réduisant la durée de vie de l'ouvrage et engendrant des coûts de réparation très grands. L'une des solutions envisagées pour éliminer le problème de corrosion est l'utilisation d'armatures en matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres (PRF).

On fait maintenant de plus en plus appel à cette nouvelle technologie des armatures en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres pour les structures en béton armé dont les tabliers de ponts (Benmokrane and Rahman, 1998; Japan Concrete Institute, 1997; Neale et Labossière, 1992). En plus d'être très résistantes à la corrosion, les armatures en matériaux composites présentent d'autres avantages par rapport à l'armature conventionnelle en acier en termes de légèreté, de résistance mécanique et de neutralité électromagnétique. L'armature à béton en matériaux composites pour les tabliers de ponts (dalles et poutres) (GangaRao et al., 1997; Rizkalla et al., 1998; Rizkalla et Tadros, 1994). Ces nouvelles armatures à béton font maintenant l'objet d'une nouvelle Section (Section 16) dans le nouveau Code canadien pour le calcul de ponts routiers (CAN/CSA-S6-00, 2000).

## PROJET DE RECHERCHE SUR L'ARMATURE À BÉTON EN MATÉRIAUX COMPOSITES POUR LES TABLIERS DE PONTS

Ce projet de recherche en collaboration avec le ministère des Transports du Québec comprend trois Phases. La Phase 1 du projet de recherche a traité des essais préliminaires effectués sur l'armature en matériaux composites à base de fibre de carbone Isorod produite par la compagnie Pultrall inc. (Thetford Mines, Québec)). Ces essais visaient à optimiser les propriétés mécaniques et structurales de la nouvelle barre en fibre de carbone en terme de taux optimum en fibre de carbone d'une part, et de la mise au point d'un nouveau procédé pour le revêtement extérieur de l'armature afin d'assurer une bonne adhérence au béton structural, d'autre part.. Les essais préliminaires effectués comprenaient des essais de traction uniaxiale, des essais de durabilité (armature sous tension en milieu alcalin), des essais d'adhérence armature/béton et des essais de flexion sur des poutres en béton armé. Les résultats préliminaires obtenus dans la Phase 1 du projet (Laoubi et al., 2000), ont été très satisfaisants, ce qui a permis la poursuite du projet de recherche.

La Phase 2 du projet de recherche a porté, quant à elle, sur les résultats d'essais effectués sur l'armature en fibre de carbone optimisée. Les résultats des essais de traction, des essais d'adhérence de l'armature noyée dans le béton et des essais de chargements statiques effectués sur des dalles unidirectionnelles en béton armé à l'aide d'armature en matériaux composites et avec de l'armature conventionnelle en acier ont été décrits et analysés (Kassem et al., 2001).

Les résultats d'essais effectués en laboratoire ont montré la bonne performance de l'armature en matériaux composites pour son utilisation dans les tabliers de ponts en béton armé. Ce projet de recherche s'est donc poursuivi pour la mise en application de cette armature dans un projet pilote comportant un pont en béton armé sur le terrain (Phase 3 du projet de recherche). Le pont qui a été retenu pour ce projet par le ministère des Transports du Québec se situe sur le chemin du 6<sup>e</sup> Rang Ouest, au-dessus de la rivière Nicolet-Centre à Wotton (Québec). De concert avec les ingénieurs du ministère des Transports du Québec (Direction des Structures) et du consultant chargé du projet de reconstruction de ce pont (Le Groupe Teknika), ce projet pilote comprend l'utilisation de l'armature en matériaux composites dans une partie de la dalle et du chasse-roue du pont.

## **OBJECTIFS DU PROJET**

Les objectifs de ce projet de recherche sont :

- Optimiser les méthodes de design et d'installation de l'armature en matériaux composites dans les tabliers de ponts..
- 2) Évaluer le comportement à court et à long terme de l'armature en PRF sous différentes conditions de charge de service et différentes conditions environnementales et effectuer une comparaison directe avec les armatures en acier
- 3) Définir une stratégie d'instrumentation à l'aide de capteurs à fibre optique pour les futurs projets de construction de ponts
- 4) Améliorer et valider les méthodes de design et les codes de calcul tel que le nouveau Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00, 2000)
- 5) Augmenter la confiance des ingénieurs, des autorités gouvernementales et des utilisateurs pour employer ces nouvelles technologies, qui présentent une solution potentielle aux problèmes de corrosion des structures en béton armé.

## TRAVAUX DE RECONSTRUCTION DU PONT

Notre mandat dans le cadre de ces travaux de reconstruction du pont consistait à:

- Établir la partie des plans et devis qui concerne le projet de recherche (partie de la dalle en béton armé à l'aide de l'armature en matériaux composites). Cette étape du projet a été réalisée en collaboration avec les ingénieurs du ministère des Transports du Québec et du consultant chargé du projet de reconstruction du pont ( Le Groupe Teknika).
- 2. S'occuper du volet instrumentation durant la construction de la dalle et après la mise en service du pont.

## Localisation et détails géométriques du pont

Le pont faisant l'objet de ce projet se situe sur le chemin du 6<sup>e</sup> Rang Ouest, au-dessus de la rivière Nicolet-Centre à Wotton (Québec). Le pont projeté pour la reconstruction est un pont biais à une seule travée d'une longueur totale de 30,60 m et d'une largeur de 8,90 m. La dalle du tablier a une épaisseur de 200 mm et repose sur quatre poutres en béton précontraint AASHTO de type IV avec un espacement entre poutres de 2,3 m et un porte à faux de 1 m de chaque coté du tablier. L'armature en matériaux composites a été utilisée dans la moitié de la dalle du pont, pour la nappe supérieure , et sur une longueur de 5 m pour la nappe inférieure. De l'armature Isorod à base de fibre de verre (No16 - 15.9 mm) a été utilisée dans toutes les directions excepté dans la direction transversale de la nappe inférieure où de l'armature Isorod à base de fibre de carbone (No10 - 9.5 mm) a été utilisée. Le reste de la dalle du tablier du pont a été renforcée avec des barres en acier de 15M.

Le design de la partie de la dalle du tablier du pont armé à l'aide de l'armature en matériaux composites a été fait conformément à la Clause 16.8.7 du nouveau Code canadien pour le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00, 2000). Ce design a abouti à la configuration d'armature en matériaux composites suivante :

Nappe supérieure

Armature en fibres de verre Isorod No 15 @ 150 mm dans le sens transversal

Armature en fibres de verre Isorod No 15 @ 165 mm dans le sens longitudinal Nappe inférieure

3 barres d'armature en fibres de carbone Isorod No 10 pré-assemblées @ 90 mm dans le sens transversal

Armature en fibres de verre Isorod No 15 @ 165 mm dans le sens longitudinal.

Plus de détails sur la disposition de l'armature de la dalle du pont sont donnés dans les figures 1 et 2. Il est à noter que de l'armature droite et courbée en matériaux composites à base de fibre de verre Isorod (No16 - 15.9 mm) a été utilisée pour le renforcement du béton du chasse-roue sur une longueur correspondant à la moitié du pont; l'autre moitié du chasse-roue a été armée avec de l'armature conventionnelle en acier.

Un béton normal (Type V MTQ) avec une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 37 MPa a été utilisé pour la dalle du tablier du pont. Les figures 3 et 4 montrent des photos du pont pendant les différentes étapes de construction. Des chaises en plastique ont été espacées à 1.0 m de distance dans les deux directions pour soutenir les barres en matériaux composites et pour maintenir un enrobage de 35 mm pour la partie inférieure et de 65 mm pour la partie supérieure de la dalle. La construction du pont a commencé en fin de juillet et a pris fin en début du mois d'octobre 2001. La dalle du tablier du pont a nécessité environ 55 m<sup>3</sup> de béton.

## Instrumentation du pont

L'instrumentation retenue dans le cadre de ce projet permet de déterminer l'influence précise des différentes sollicitations que pourra subir le pont sur une longue période de temps. Quel que soit le type de sollicitation que le pont subira: thermique, mécanique, impact, vibration, etc., les instruments de mesure utilisés permettront d'évaluer l'effet spécifique de chaque type de sollicitation et d'enregistrer des données. Par ailleurs, l'instrumentation retenue permettra d'établir une comparaison directe entre le comportement de l'armature en matériaux composites à celui de l'armature en acier sous l'effet des efforts du trafic et des sollicitations environnementales.

La stratégie d'instrumentation retenue est montrée dans les figures 5 et 6. Ces figures illustrent les positions des capteurs à fibre optique utilisés dans le cadre de ce projet. L'instrumentation mise en place comprend:

30 capteurs de déformation à fibre optique pour l'instrumentation de l'armature en matériaux composites et de l'armature en acier,

6 capteurs de déformation à fibre optique noyés dans le béton,

12 capteurs de déformation à fibre optique collés sur les poutres,

2 capteurs de température à fibre optique noyés dans le béton.

Tous les capteurs à fibre optique utilisés dans ce projet sont de Type Fabry-Perot commercialisés par la compagnie Roctest Ltée (Saint-Lambert, Québec). Un système d'acquisition de données a été installé à même le pont pour l'enregistrement des données et la surveillance du comportement de l'ouvrage à distance. Il est à noter que les instruments de mesure retenus dans ce projet sont analogues à ceux utilisés précédemment lors de la reconstruction du pont Joffre (Sherbrooke) en 1997 (Benmokrane et al., 2001).

Le pont a été testé pour évaluer son comportement sous charges statiques et dynamiques en utilisant des camions à poids calibré (camion à trois essieux ayant 102 KN sur l'essieu à l'avant et approximativement 116 KN pour chacun des essieux à l'arrière) comme spécifié dans le nouveau Code canadien pour le calcul des ponts routiers. Les essais de chargement sur le pont ont été effectués le 16 novembre 2001 soit à environ six semaines après l'ouverture du pont au trafic de véhicules. Les essais statiques ont été effectués à l'aide de deux camions (voir la figure 7). Un système d'acquisition de données à haute vitesse (1000 Hz) a été installé sous le pont pour enregistrer les données des capteurs à fibre optique pendant les essais comme indiqué sur la figure 8. Aussi pendant les essais statiques et dynamiques, les déflections de la dalle et des poutres ont été mesurées en utilisant un système de règles et de théodolites.

Trois différents cheminement dans chaque direction (six cheminements au total) ont été marqués sur le pont comme représenté sur les figures 9 et 10. Neuf stations (arrêts de camion) ont été également marquées le long de la direction longitudinale du pont à des emplacements donnant des déformations maximum dans les barres et les sections de béton instrumentées. La première étape de l'essai a été effectuée à l'aide d'un seul camion pour un total de 54 (9 stations  $\times$  6 cheminements) lectures enregistrées pour chaque jauge. Dans la deuxième étape de l'essai, deux camions ont été utilisés simultanément. Seulement deux cheminements ont été utilisés, A-A1 et C1-C1 de sorte à avoir un total de 18 (9 stations  $\times$  2 cheminements) lectures enregistrées pour chaque jauge.

## **RÉSULTATS DES ESSAIS STATIQUES**

Les figures 11 à 13 montrent les déformations maximum mesurées dans les barres en matériaux composites et les barres en acier, ainsi que dans le béton par rapport à la position du camion le long du pont. Dans ces figures, les valeurs maximum de déformations ne coïncident pas avec la valeur de l'abscisse zéro. Cela provient de l'excentrement du centre de gravité des trois essieux par rapport à l'emplacement de la jauge de déformation. Les valeurs des déformations dépendent du cas de chargement, à savoir la position du camion et le cheminement. Pour chaque graphique, c'est le cheminement qui donne les déformations maximum qui est considéré.

Sur la figure 11, on peut voir qu'une variation de la déformation de 12  $\mu\epsilon$  seulement a été mesurée dans le béton quand le camion se déplace sur le pont. Il est à noter que les jauges noyées dans le béton de la dalle ont été placées, entre deux barres, à 65 mm pour la nappe supérieure et à 35 mm pour la nappe inférieure. En utilisant la théorie de la flexion simple, on peut montrer que les déformations en traction dans le béton à la surface supérieure et à la surface inférieure atteignent un maximum de 10 et 25  $\mu\epsilon$ , respectivement. Ces-valeurs de déformations sur les surfaces du béton de la dalle du tablier sont bien au-dessous de la déformation à la fissuration du béton  $\epsilon_{fis} = 125 \ \mu\epsilon$  (pour  $f_c = 35$  MPa and  $E_c = 28$  GPa).

Sur les figures 12 et 13, on peut voir des variations de la déformation de 4 et 15  $\mu\epsilon$  seulement ont été mesurées dans les barres de la nappe supérieure à base de fibre de verre de la nappe supérieure et dans barres de la nappe inférieure à base de fibre de carbone de la nappe inférieure, respectivement, quand le camion se déplace sur le pont. Ces valeurs représentent moins de 1% de la déformation ultime des matériaux.

La figure 14 montre la distribution des déformations le long de la hauteur de la poutre à la mi portée due à la charge du camion pour différents cheminements. La déformation en traction maximum dans le béton correspond à 45  $\mu$ e approximativement.

Pendant les essais statiques, les déflections de la dalle et des poutres ont été aussi mesurés. Les déflections maximum enregistrées pour la dalle et des poutres du pont étaient inférieures à 5 mm et 10 mm, respectivement.

## CONCLUSIONS

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

- 1. Aucun problème de manutention ou de placement relié a l'utilisation des armatures en matériaux composites durant la construction du pont n'a été signalé.
- 2. La performance des barres en matériaux composites est très similaire à celle des barres en acier.
- 3. Les déformations en traction dans le béton sur la surface supérieure et inférieure atteignent un maximum de 10 et 25  $\mu\epsilon$ , respectivement. Ces-valeurs sont bien audessous de la déformation à la fissuration du béton qui est de 100 à 125  $\mu\epsilon$  pour un béton normal avec une résistance à la compression de 30 à 35 MPa ( $E_c = 28$  GPa).
- Durant les essais statiques, la déformation en traction maximum dans les barres en matériaux composites était de 15 με. Cette valeur représente moins de 1% de la déformation ultime du matériau.
- 5 La déflexion du tablier du pont reste inférieure aux limites permises par le Code AASHTO.

L'instrumentation du pont à l'aide de capteurs à fibre optique reliés à un acquisiteur de données muni d'un modem nous permettra de suivre son comportement à distance sur une longue période de temps et de comparer l'armature en matériaux composites à celle en acier sous des conditions réelles de service.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le ministère des Transports du Québec (Direction des structures), la municipalité de Wotton, Pultrall Inc., Roctest Ltée, Les Coffrages Carmel Inc., le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), le réseau de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISI-Canada) et l'Université de Sherbrooke (Programme de centres de recherche d'excellence) pour leur soutien technique et financier de ce projet de recherche.

## RÉFÉRENCES

- Benmokrane, B., and Rahman, H., eds. (1998) Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction, *Proceeding of the First International Conference*, Sherbrooke, Québec, Canada, 692p.
- Benmokrane, B., Rahman, H., Mukhopadhyaya, R., Masmoudi, R., Zhang, B., Lord, I., and Tadros, G. (2001) Fiber-Optic Sensors Monitor FR-Reinforced Bridge, ACI International, American Concrete Institute, Vol. 23, No.6, Detroit, USA, pp. 33-38.
- CAN/CSA-S6-00 (2000) Canadian Highway Bridge Design Code, Canadian Standard Association, Rexdale, Toronto, Ontario, Canada, 734p.
- GangaRao, H.V.S., Thippesway, H.K., Kumar, S. V., and Franco, J.M. (1997) Design, Construction and Monitoring of the First FRP Reinforced Concrete Bridge Deck in the United States, *Proc.s of the third Int. Symp. (FRPRCS 3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, Vol. 1, pp. 647-656.
- Japan Concrete Institute, ed. (1997) Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, *Proc. of the third Int. Symp. (FRPRCS-3)*, Sapporo Japan, Vol. 1, 728p.
- Kassem, C., Laoubi, K., Tighiouart, B., Masmoudi, R., Benmokrane, B. (2001) Tabliers de ponts en béton armés avec de l'armature en fibre de carbone Isorod, *Rapport technique (Phase 2)*, soumis au ministère des Transports du Québec, Juillet, 36p.
- Laoubi, K., Lord, I., Robert, J.F., Masmoudi, R., Benmokrane, B. (2000) Tabliers de ponts en béton armés avec de l'armature en fibre de carbone Isorod, *Rapport technique* (*Phase 1*), soumis au ministère des Transports du Québec, Mars, 33p.
- Neale K.W., and Labossière P., eds. (1992) Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, *Proceeding of the First International Conference*, Sherbrooke, Québec,
- Rizkalla, S., Shehata, E., and Abdelrahman, A. (1998) Design and Construction of a Highway Bridge Reinforced for Shear and Prestressed by CFRP, *American Concrete Institute Seminar on Field Applications of FRP Reinforcement to Concrete: Part I and Part II*, Atlanta, Georgia, 5p.
- Rizkalla, S., and Tadros, G. (1994) First Smart Bridge in Canada, ACI Concrete International, Vol. 16., No. 6, June 1994, pp. 42-44.



....

Figure 1. Armatures de la nappe supérieure de la dalle du tablier



Figure 2. Armatures de la nappe inférieure de la dalle du tablier



Figure 3. Installation des barres courbes en PRF à base de fibre de verre



Figure 4. Tablier du pont pendant le coulage du béton



Figure 5. Capteurs à fibre optique noyés dans le béton et sur l'armature



Figure 6. Capteur à fibre optique sur la surface du béton de la poutre



Figure 7. Camions sur le pont et mesure de la éflection



Figure 8. Acquisition des données pendant les essais



Figure 9. Essai statique sur le pont



Figure 10. Cheminement des camions durant l'essai



Figure 11. Déformation en traction maximum dans le béton



Figure 12. Déformation maximum en traction de l'armature de la nappe supérieure

19-10



Figure 13. Déformation maximum en traction de l'armature de la nappe inférieure







## APPLICATION DE LA PROFILOMÉTRIE INERTIELLE POUR L'ÉVALUATION DU CONFORT AU ROULEMENT À PROXIMITÉ DES JOINTS DE TABLIER

Guy Bergeron, ing. M.Sc. Ministère des Transports du Quebec Direction du laboratoire des chaussées Service des chaussées

#### Résumé

L'utilisation de profilomètres inertiels est une pratique courante dans le domaine du génie routier depuis environ une dizaine d'années pour mesurer le confort au roulement sur les chaussées. Le pseudo-profil de la chaussée mesuré avec ce type d'appareil permet le calcul de divers indices caractérisant l'uni de la chaussée.

Pour les fins de l'étude, les données provenant de relevés effectués à l'été 1997 couvrant sept routes (2 autoroutes, 3 routes nationales et 1 régionale) totalisant 3950 km et comportant 447 structures ont été considérées afin d'établir une image représentative de la qualité de roulement de l'ensemble du réseau routier. L'analyse de ces relevés a mis en évidence que l'indice international de rugosité (IRI), qui exprime la qualité de roulement, est nettement plus élevé sur les structures et leurs approches que celui évalué sur les chaussées. Sur l'ensemble des routes considérées, on estime que 33% des structures affichent un indice IRI supérieur à 3.0 alors que l'indice IRI sur le réseau routier dépasse 3.0 dans seulement 13% des cas.

Une analyse détaillée des profils fournis par le profilomètre indique que les irrégularités du profil à proximité des joints de tablier ont un impact significatif sur la qualité de roulement. Des relevés ont été effectués à l'été 2001 sur diverses structures ayant fait l'objet de travaux de réfection et de remplacement de joints. Un indice, basé sur la dérivée seconde du pseudo-profil, permet de quantifier l'accélération verticale ressentie par l'usager au passage sur un joint de tablier. Les résultats indiquent clairement que l'élimination des joints, la pose d'une couche de correction à l'aide de techniques permettant d'implanter un profil uniforme et l'utilisation de joints de type «HSS» constituent des avenues prometteuses pour atténuer de façon significative l'inconfort ressenti par les usagers à proximité des joints de tablier.

#### Introduction

Il est connu que la qualité de roulement sur les ouvrages routiers constitue le principal paramètre pour évaluer la satisfaction des usagers. On note fréquemment, lorsque l'on circule sur une structure ou à l'approche de celle-ci, une diminution du confort au roulement lors du passage sur les joints de dilatation. Plusieurs études sur le sujet (1) démontrent que cette problématique est étroitement liée à divers aspects du comportement de l'ouvrage et des techniques d'entretien utilisées. Cette problématique a en plus des impacts importants sur les coûts d'entretien des structures.

Cette problématique constitue une préoccupation pour le ministère des transports du Québec (MTQ) puisque de nombreux travaux d'entretien et de réfection majeure sont effectués annuellement parmi les 3077 structures réparties sur le réseau routier supérieur (28 000 km). Des démarches entreprises depuis quelques années visent, entres autres, à adapter les pratiques d'entretien utilisées lors de travaux aux joints de dilatation et lors de construction d'ouvrages neufs dans le but d'améliorer le confort au roulement.

La pratique actuelle visant à contrôler l'uniformité du profil à proximité des joints de dilatation se limite à l'application de la mesure de la dénivelée sous la règle de 3.0 m. suite à la pose du revêtement bitumineux. Cette approche demande un suivi constant lors des travaux et ne permet pas de détecter tous les types de défauts du profil affectant le confort au roulement sur le tablier d'une structure. De plus en pratique, on note une utilisation plutôt sporadique de ce moyen de contrôle. Quelques auteurs (2,3,4) ont démontré que les profilomètres inertiels utilisés couramment dans le domaine des chaussées, constituent un outil valide permettant diverses approches d'analyse pour caractériser le confort au roulement sur les structures.

Dans le cadre de cette étude, la première démarche a consisté à évaluer la qualité de roulement sur plusieurs structures afin de dresser un bilan représentatif de la situation au Québec et établir une comparaison avec le réseau routier. Par la suite, des relevés effectués sur des structures ayant fait l'objet de travaux de réfection récents ont permis de quantifier l'efficacité de pratiques d'entretien en regard de la qualité de roulement.

La présente étude se veut une première étape vers le développement de critères de mesure de l'uni et l'établissement de valeurs admissibles en ce qui concerne la qualité de roulement sur les structures.

#### **Profilomètre inertiel**

Depuis 1994, le MTQ utilise ce type de profilomètre pour mesurer l'uni des chaussées tant pour évaluer le confort au roulement à l'échelle du réseau que pour effectuer le contrôle de l'uni sur divers contrats. Le principe de fonctionnement de l'appareil repose sur la combinaison de deux lectures simultanées, soit celles de senseurs infrarouges qui mesurent la distance par rapport au sol et celle d'accéléromètres qui visent à corriger les mouvements verticaux du véhicule et établir une référence inertielle dans l'espace. Ces deux composantes sont montées sur le pare-choc du véhicule, ce qui permet la mesure du profil sans contact avec la chaussée (photo 1). Les mesures d'élévation sont prélevées à tous les 50 mm. Une valeur moyenne est enregistrée comme donnée du profil à tous les 150 mm. La précision des lectures est de 0.1 mm et les relevés peuvent être effectués à une vitesse variant entre 30 et 100 km/h, généralement 80 km/h. Ce type de profilomètre est classé au premier niveau selon les critères de l'ASTM.

Les données sont saisies et traitées par un système d'acquisition situé dans le véhicule. Une transformation des données brutes par l'application d'un filtre, permet d'éliminer les effets reliés à la topographie du profil ou d'autres phénomènes de grande longueur d'onde et ainsi générer le pseudo-profil de la chaussée conformément à la norme ASTM E950-94.



photo 1 : Profilomètre inertiel

figure 1 : Variation de pente  $(S_b)$ 

Les données composant le pseudo-profil de la chaussée peuvent servir au calcul de divers indices afin de représenter et quantifier l'état de la chaussée en ce qui a trait au confort au roulement.

#### L'indice international de rugosité (IRI)

L'indice international de rugosité (IRI), exprimé en m/km, est l'indice couramment utilisé par le MTQ et reconnu mondialement. Cet indice exprime la sommation des déplacements verticaux d'un véhicule de référence (Quarter car) sur une longueur fixe de 1 km. Les modèles mathématiques développés par la Banque mondiale (5) permettent le calcul de l'IRI à partir des données du pseudo profil. Sur une revêtement neuf, l'indice IRI est généralement de l'ordre de 1.0 tandis que les seuils d'intervention sur autoroutes, routes nationales, régionales et collectrices sont respectivement de 2.2, 2.5, 3.0 et 3.5. Un indice IRI supérieur à 4.0 caractérise une chaussée en très mauvais état.

#### Accélération Verticale

La fréquence de lecture (150 mm) fournie par le profilomètre permet de définir un pseudo-profil quasi continu de la chaussée. Par définition, la dérivée seconde du profil d'une chaussée est proportionnelle à l'accélération verticale d'un véhicule en contact avec la chaussée circulant à une vitesse constante. En d'autres termes, selon les caractéristiques propres à chaque véhicule telles que la suspension et l'empattement, l'accélération verticale ressentie par un usager dépend principalement des variations de pente du profil (S<sub>b</sub>) en chaque point sur la chaussée. L'accélération ressentie par le phénomène de roulis relié aux différences entre le profil de chaque sentier de roue est estimé par la moyenne des valeurs (absolues) S<sub>b</sub> calculée pour chaque sentier de roue.

Le concept de l'indice RMSVA (root-mean-square vertical acceleration), couramment utilisé pour ce type d'analyse (6,7), exprime les variations de pente du profil sur une longueur de base (b = ks) tel que décrit à l'équation 1. Pour les fins de cette étude, l'accélération verticale a été exprimée par la valeur absolue du paramètre S<sub>b</sub> (mm/m) puisque que les autres paramètres, de l'équation 1 ont été considérés constants.

Pour tous les points d'élévation de chaque sentier de roue, la pente moyenne du profil a été évaluée en appliquant une moyenne mobile sur le profil brut sur une longueur de base (b = ks) fixée à 3.15 m (figure 1). Le choix de la longueur de base est justifié d'une part, par le fait que les phénomènes de courte longueur d'onde, de l'ordre de 1 m à 20 m, sont responsables en grande partie des sensations d'inconfort (8). Une longueur de base inférieure à 5 m permet de mieux quantifier l'effet de phénomènes affectant "localement" le profil de la chaussée tels les joints des structures. De plus, le choix de la longueur de 3.15 m vise à établir une relation avec des pratiques courantes de mesures de la dénivelée du profil prise à l'aide de la règle de 3.0 m. Ainsi, pour chaque point de la chaussée, selon un intervalle d'échantillonnage (s) de 0.15 m, la différence de pente (S<sub>b</sub>) a été évaluée à l'aide de l'équation 2.

Équation 1

: 
$$VA_b = c \left[ \sum_{i=k+1}^{n-k} \frac{(S_b)_i^2}{n-2k} \right]^{1/2}$$

Équation 2

$$(S_b)_i = \frac{Y_{i+ks/2} - Y_{i-ks/2}}{ks} - \frac{Y_{(i+s)+ks/2} - Y_{(i+s)-ks/2}}{ks}$$

où

- Y<sub>i</sub>: Point d'élévation au point i (mm)
- S<sub>b</sub>: Différence de pente du profil longitudinale (mm/m)
- VA<sub>b</sub>: Accélération verticale RMSVA correspondant à la longueur de base, b.
- c: constante pour la conversion des unités en accélération, fonction du type de véhicule et de la vitesse.
- b = Longueur de base, 3.15 m;
- s : Distance horizontale entre deux points d'élévation adjacents selon le pas de prise de données (0.15 m)
- k = 21; Entier utilisé pour définir "b" (3.15m) comme multiple de "s" (0.15m)

#### **Oualité de roulement sur le réseau routier et sur les structures**

Des relevés de profilométrie inertiel, effectués à l'été 1997 dans le cadre des relevés d'inventaire routier, ont permis l'évaluation de la qualité de roulement sur 447 structures réparties sur 3950 km d'autoroutes, routes nationales et routes régionales (figure 2). L'indice IRI a été évalué sur les routes concernées ainsi que sur les tabliers de chaque structure rencontrée incluant les approches (60 m de chaque côté).



Figure 2 : Routes concernées dans l'étude





20 - 4

L'ensemble des résultats (9) met en évidence que la qualité de roulement sur les structures et ses approches est nettement inférieure aux valeurs couramment mesurées sur le réseau routier. Comme le montre la figure 3, seulement 25% des 447 structures considérées (tous types de structure confondus), ont un indice IRI inférieur à 2.0, soit un confort au roulement jugé excellent. Sur le réseau routier, on retrouve un indice IRI inférieur à 2.0 dans 62% des cas. Également selon la figure 3, 33% des structures sous étude affichent un indice IRI supérieur à 3.0. Sur le réseau routier, on retrouve un indice IRI supérieur à 3.0 dans 13% des cas. Une comparaison entre les indices IRI mesurés sur les structures et les seuils d'intervention utilisés sur le réseau routier révèle que sur les autoroutes (20 et 40), près de 50% des routes dépassent ce même critère. Sur les routes nationales, le pourcentage de structure ayant un indice IRI supérieur au seuil d'intervention tandis que moins de 30% des routes dépassent ce même critère. Sur les routes nationales, le pourcentage de structure ayant un indice IRI supérieur au seuil d'intervention (IRI > 2.5) est de l'ordre de 68% contre 35% sur les routes.

#### Relevés 2001

L'apparition et le développement d'une discontinuité du profil aux approches des structures ou à proximité des joints de tablier est une problématique courante dont les causes sont souvent complexes et multiples. Une classification des causes possibles a été proposée par Kramer (1991) (10) et est résumée au tableau 1.

	CAUSES			
Tassements différentiels				
<ul> <li>Compression des sols</li> </ul>	Consolidation des sols, fluage.			
<ul> <li>Compression des sols de remblai</li> </ul>	,,,			
<ul> <li>Tassements locaux à l'interface</li> </ul>				
pont/chaussée				
Mouvement de la culée				
<ul> <li>Mouvements verticaux</li> </ul>	Tassements des sols sous la culée, érosion des sols			
	sous et autour de la base de la culée			
<ul> <li>Mouvements horizontaux</li> </ul>	Pression latérale excessive, mouvements thermiques,			
	Déformation latérale du remblai et des sols.			
Conception	Choix des matériaux, exigences compacité,			
	mouvements saisonniers anticipés,			
lvlise en œuvre				
	Matériels inadéquats, excavation, nivellement			

Tableau 1 : Discontinuité du profil aux approches des structures : causes possibles

Sur des structures "existantes", les irrégularités du profil observées aux approches peuvent être reliés à un ou plusieurs aspects du comportement à long terme des matériaux composant le revêtement, le remblai, les éléments de fondation et la structure elle-même. Déterminer dans quelle mesure chacune de ces composantes contribue à cette problématique nécessite des études spécifiques et rigoureuses qui dépassent largement les objectifs du présent article.

Le but poursuivi par la campagne de relevés effectués à l'été 2001, comprenant 19 structures (tableau 2), visait à quantifier l'effet de diverses pratiques d'entretien des structures sur la qualité de roulement. La campagne de relevés, effectués moins d'un an suite aux travaux de réparation ou de construction (sauf Autoroute 10) a permis d'atteindre les objectifs visés tout en excluant les phénomènes qui se produisent à long terme et qui contribuent au développement d'irrégularités du profil à proximité des structures.

Pour les fins du présent article, cinq cas types ont été sélectionnés afin de mettre en évidence les effets bénéfiques de certaines pratiques d'entretien sur la qualité de roulement et juger du potentiel d'application de la profilométrie inertiel pour quantifier ces effets.

			-		
Route	Municipalité	Numéro De dossier	Longueur du tablier	Type de	Description des travaux
			(m)	joints	
20	St-Michel-de-Bellechase	01024N	61,2	2	Planage et recouvrement bitumineux
20	Drummondville	002288	288,2	1	Reconstruction (élargissement) et rapiéçage (10 sept 2001)
25	Terrebonne	07724N et S	155,9	1	Reconstruction
10	Bolton-ouest	09869N et S	63,3	2 et 3	Réparation (1991) et recouvrement bitumineux (1998)
283	Lac Frontière	10701	65,0	1	Reconstruction
40	Louiseville	14462N et S	100	1 et 2	Remplacement de joints et élimination de joints
73	St-Isidore	14983	70,2	1	Remplacement de joints
73	St-Isidore	14915	79,4	1	Remplacement de joints
73	Scott	14999E et W	36,4	1 et 2	Remplacement joint, planage et recouvrement bitumineux
73	Scott	15306E et W	48,7	1	Remplacement des joints
73	Ste-Marie	15663	124,2	1	Remplacement des joints
73	Ste-Marie	15664E et W	36,2	1 et 2	Remplacement joint, planage et recouvrement bitumineux
573	Québec (Dufferin)	14170FH	200,4	1 et 2	Remplacement et enlèvement de joints.

 Type de joint :
 1 : joint conventionnel avec garniture élastomère

 2 : enlèvement de joint

3 : joint "HSS".

#### Tableau 2 : Liste des structures ; Relevés de profilométrie 2001

Pour chacun des sites retenus, l'analyse des relevés s'est limitée dans un premier temps, au calcul de l'indice IRI et du paramètre  $S_b$  indiquant l'accélération verticale. La dénivelée verticale, mesurée à l'aide d'une règle de 3.0 m, a été évaluée sur plusieurs sites afin d'établir une mesure de référence. Une appréciation visuelle de l'état du revêtement sur divers sites a permis de constater qu'il y avait une bonne concordance entre l'inconfort ressenti localement lors du passage sur les structures et les valeurs calculées.

#### Principaux résultats

#### Autoroute 20, Pont des Voltigeurs (02288)

Ce pont a fait l'objet de travaux majeurs en 2000 comportant entre autres, le remplacement du tablier, la reconstruction des joints de même que la chaussée aux approches de la structure. Les relevés de profilométrie effectués sur chacune des voies (2 voies) dans les deux directions ont permis de quantifier l'effet des joints sur la qualité de roulement (figure 4). Des travaux de rapiéçage ont été effectués en septembre 2001 dans le but de limiter l'inconfort ressenti à proximité des joints nouvellement posés.

Les essais effectués après ces travaux correctifs, indiquent que l'indice IRI dans les secteurs avoisinant les joints est généralement supérieur à 4.0 tandis que la valeur moyenne sur le reste de l'ouvrage et des approches est 1.3 sur les voies de droite et de 2.1 dans les voies de gauche. Notons que des valeurs IRI supérieures à 1.8 sont très peu fréquentes suite à un recouvrement bitumineux. La valeur S<sub>b</sub>, calculée sur

une longueur de base de calcul de 3.15 m, a permis de quantifier et localiser de façon plus précise l'effet des irrégularités du profil de plus courte longueur d'onde. Les valeurs  $(S_b)$  mettent en évidence que les valeurs IRI plus élevées à proximité des joints sont dues principalement à un inconfort ressenti très localement au passage sur le joint et ses épaulements. Les valeurs  $S_b$  sont comprises entre 25 mm/m et 40 mm/m au droit des joints et sont généralement inférieures à 3.0 mm/m sur le reste de l'ouvrage.

#### Autoroute 73, Scott (14999W) et Ste-Marie (15664E)

Construits respectivement en 1977 et 1982, ces deux ponts (poutres de béton précontraint) comportaient, avant les travaux d'entretien, effectués en 2000 et 2001, deux joints "standard" (garniture élastomère enclenchée) comprenant un épaulement de béton (400 mm de chaque côté du joint). Les travaux de réparation ont consisté au remplacement d'un joint à l'extrémité nord et l'élimination du joint à l'extrémité sud. Les travaux relatifs à la structure située à Ste-Marie ont comporté la pose d'enrobé, sur environ 5 m de part et d'autres de chaque joint tandis que la réfection du pont de Scott se sont intégrés à des travaux de recouvrement bitumineux sur la chaussée adjacente.

Le confort au roulement, exprimé par l'indice IRI et  $S_b$ , sur le tablier du pont de même que 60 m de part et d'autres est présenté aux figures 5 et 6. Dans un premier temps (figure 5), on constate que les travaux de recouvrement bitumineux se sont traduit par une excellente qualité de roulement sur le pont de "Scott" (14999W) et sur la chaussée adjacente. Les valeurs  $S_b$  sont de l'ordre de 2.5 mm/m et l'indice IRI inférieur à 1.5 ce qui répond presque en tout point aux exigences d'uni couramment utilisés sur les chaussées nouvellement recouvertes (IRI admissible  $\leq 1.2$ ). Au droit du joint, on note une augmentation importante de l'IRI (3.6) et de la valeur  $S_b$  atteignant plus de 25 mm/m ce qui traduit un inconfort jugé significatif. L'enlèvement du joint sud a permis la pose de l'enrobé sur le tablier et la chaussée adjacente en une opération continue produisant ainsi un profil plus uniforme n'entraînant aucune discontinuité. Les valeurs  $S_b$  au droit de l'ancien joint sont inférieures à 3.0 mm/m.

Un constat semblable a été effectué sur le pont de "Ste-Marie" où l'on note une valeur  $S_b$  supérieure à 30 mm/m au droit du joint nord et une valeur  $S_b$  de l'ordre de 3.0 mm/m à l'extrémité sud du tablier suite à l'enlèvement du joint (figure 6). Le décalage observé (photo 2), à l'interface entre l'épaulement de béton du joint et le revêtement bitumineux, évalué à 15 mm à la règle de 3,0 m, explique en majeur partie l'inconfort ressenti au passage sur le joint. D'ailleurs, le décalage moins important mesuré dans la voie de gauche (7 mm) correspond à une valeur  $S_b$  réduite de moitié (15 mm/m). Mis à part l'effet néfaste du joint Nord sur la qualité de roulement, on note une meilleure qualité de roulement sur le tablier par rapport à celle mesurée sur la chaussée adjacente (côté sud) où les valeurs  $S_b$  sont comprises entre 5 et 12 mm/m. Notez que dans ce secteur, l'indice IRI de l'ordre de 3,5 ce qui est supérieur au du seuil d'intervention couramment utilisé sur les autoroutes (IRI  $\leq 2,2$ ).

Ces deux cas mettent en évidence que le remplacement d'un joint "standard" se traduit généralement par une discontinuité locale du profil ressenti par l'usager par une accélération verticale significative mais de très courte durée. Également, on note que l'enlèvement des joints est une pratique qui permet d'améliorer de façon significative le confort au roulement à l'approche d'une structure. Dans un tel cas, la qualité de roulement y est semblable à celle mesurée suite à des travaux de recouvrement bitumineux sur chaussées.

#### Autoroute 20, Saint-Michel-de-Bellechasse (01024N)

Construit en 1968, ce pont (type poutres en béton armé) a fait l'objet de travaux à l'été 2001 impliquant l'enlèvement du revêtement sur le tablier suivi d'un recouvrement bitumineux couvrant les joints existants et également la chaussée adjacente. Le but de l'intervention vise à repousser d'environ 5 ans ,des travaux de réfection majeurs prévus sur la structure.

Les indices IRI et la valeur  $S_b$  sur la structure 01024N en direction Ouest sont présentés à la figure 7. Les valeurs Sb , inférieurs à 5 mm/m sur le tablier et la chaussée adjacente, indiquent clairement que le recouvrement des joints a permis à toutes fins d'éliminer le soubresaut couramment ressenti à l'entrée et à la sortie d'une structure. Ces résultats dénotent que la pose en continu du revêtement à l'entré de la structure

permet de limiter le nombre de défauts de courtes longueurs d'onde et d'assurer la planéité du profil au droit des joints. La distribution des indices IRI indique cependant que la qualité de roulement sur le tablier (incluant les joints) est nettement inférieure à celle de la chaussée adjacente. L'IRI moyen sur le tablier est de 2,8 tandis qu'il est de 1,2 de part et d'autres du pont. Ce constat met en évidence que les défauts de plus grande longueur d'onde tels la cambrure des poutres entre chaque pile, influencent la valeur de l'IRI et que la valeur Sb s'avère un indicateur permettant de quantifier uniquement l'effet de défauts ponctuels.

#### Autoroute 10, Bolton (09869S et N)

Construit en 1966, ce pont (poutre en béton précontraint préfabriquée) a fait l'objet de travaux de remplacement de joints en 1991 par des joints de type HSS "Hollow structural system" (garniture élastomère enclenchée et épaulement en acier) et l'élimination des deux autres joints sur la structure. En 1998, des travaux de recouvrement ont été effectués sur le tablier et la chaussée adjacente.

Les valeurs  $S_b$  mesurées sur les deux structures et la chaussée adjacente, sont en générales inférieures à 3 mm/m sauf au droit du joint HSS où elles varient entre 10 mm/m et 23 mm/m (figure 8).

Ces résultats dénotent d'une part, que la présence d'un joint HSS semble réduire l'inconfort ressenti par rapport à un joint "standard".

#### Autoroute 40, Pointe-du-Lac (14462S et N)

Avant les travaux réalisés à l'été 2001, cette structure comportait sept travées de 20 m reliées par huit joints "standard" incluant ceux situés aux culés. Les travaux de réfection ont consisté à éliminer quatre joints au droit des piles, à remplacer deux joints "standard" et à éliminer les deux joints situés aux culés. La correction du profil de la dalle par la pose d'une couche de correction a nécessité l'utilisation d'un finisseur muni d'une règle optique (laser). Cette approche a permis l'ajustement de l'épaisseur de pose de l'enrobé selon la cambrure du tablier pour ainsi implanter un profil uniforme.

Les relevés de profilométrie effectués avant et après travaux ont permis de quantifier les effets bénéfiques de ces travaux sur la qualité de roulement. A titre d'exemple, la voie rapide (direction Ouest) se caractérisait, avant travaux, par des valeurs  $S_b$  de l'ordre de 25 mm/m à chaque joint (figure 9) et les valeurs IRI sur l'ensemble de la structure variaient de 4,0 à 5,0. Suite aux travaux, on note que l'enlèvement des quatre joints aux piles dans la partie centrale de la structure et la correction du profil du tablier a permis d'améliorer de façon significative la qualité de roulement. L'indice IRI est compris entre 1,5 et 2,0 et les valeurs  $S_b$  sont généralement inférieures à 4 mm/m, ce qui est jugé excellent. On note cependant qu'au droit des joints "standard" les valeurs  $S_b$  demeurent élevés (30 mm/m) et même supérieures à celles mesurées avant travaux

En résumé, le confort au roulement a été amélioré sur l'ensemble de la structure dans la mesure ou le nombre de soubresauts ressentis par l'usager est passé de huit avant travaux à deux après travaux.



Variation de pente (S<sub>b</sub>) et indice IRI





Variation de pente (S<sub>b</sub>) et indice IRI Structure 14999W, Scott (Direction sud - voie lente)

Figure 5 : Autoroute 73, Scott (14999W)

Variation de pente (S<sub>b</sub>) et indice IRI Structure 15664E, Ste-Marie (Direction nord - voie lente)

Ŷ



Figure 6 : Autoroute 73, Ste-Marie (15664E)





Variation de pente (Sb) et indice IRI Structure 009869S, Bolton Ouest (Direction est - voie rapide)



-

.

Structure 01024N, St-Michel-de-Bellechasse (Direction ouest - voie rapide) S<sub>b</sub> (mm/m) 4 2 Distance (m)

Variation de pente (S<sub>b</sub>) et indice IRI

Figure 7 : Autoroute 20, Se-Michel-de-Bellechasse (1024N)

Variation de pente (S<sub>b</sub>) et indice IRI Structure 14462N Pointe-du-Lac (direction ouest, voie rapide)



Figure 9: Autoroute 40, Pointe-du-Lac (14662N)

#### Synthèse des résultats

Les valeurs  $S_b$  mesurées sur l'ensemble des sites d'essais 2001 (figure 10) indiquent clairement que l'inconfort ressenti localement au droit des joints varie selon le type de joint. Une valeur  $S_b$  moyenne de l'ordre de 28 mm/m caractérise l'accélération verticale ressentie au droit des joints "standard" tandis que la valeur  $S_b$  moyenne sur les joints HSS est de 19 mm/m. On note que l'enlèvement de joints constitue, dans tous les cas, une approche efficace pour réduire cette problématique.



Figure 10 : S<sub>b</sub> sur ponts AVEC et SANS joint

La dénivelée mesurée sous la règle de 3,0 m au droit des joints est une pratique courante utilisée comme critère d'acceptation (11). La valeur maximale admissible est fixée à 6 mm. La dénivelée maximale ( $\Delta h$ ) mesurée dans le sentier des roues au droit des joints a été comparée avec la valeur S<sub>b</sub> calculée à partir du



Figure 11 : dénivelée sous la règle de 3,0 m ( $\Delta h$ ) vs différence de pente ( $S_b$ )

pseudo profil fournit par le profilomètre (figure 11). On note, dans la forte majorité des cas, qu'une dénivelée supérieure à 9 mm correspond à des valeurs  $S_b$  de l'ordre de 9 mm/m et plus. Notons qu'un seul des 22 joints "standard" considérées lors des relevés 2001 rencontre le critère de dénivelée admissible (6 mm) et les valeurs  $S_b$  sont généralement supérieures à 14 mm/m. Les relevés sur les sites d'essais ont permis d'établir un lien entre les observations et les valeurs  $S_b$ . On note que l'inconfort lors du passage sur les joints est jugé significatif aux endroits ou la valeur  $S_b$  est supérieur à 15 mm/m et dérangeant au delà de 25 mm/m. Ces constats sont en accord avec la pratique actuelle qui stipule qu'une dénivelée ( $\Delta h$ ) inférieure à 6 mm se traduit par un confort de roulement acceptable.

#### Conclusions

La pseudo profil fourni par le profilomètre inertiel permet le calcul de divers indices caractérisant le confort au roulement et constitue un outil adapté pour évaluer l'uni sur les structures. L'indice international de rugosité (IRI) calculé par segment de 20 m donne un bon aperçu de l'inconfort ressenti sur le tablier. Cependant, la représentativité de la valeur au droit des joints est compromise puisque le calcul de l'IRI intègre des défauts couvrant une large gamme de longueur d'onde.

L'ensemble des résultats de la campagne de relevés 2001 indique que la valeur  $S_b$ , calculée sur une longueur de base de 3,15 m, est un indicateur fiable de l'accélération verticale causée par des défauts du profil de courte longueur d'onde (défauts locaux). La valeur  $S_b$  permet de quantifier l'inconfort ressenti localement au passage sur un joint et ainsi préciser l'efficacité de diverses approches d'entretien. On note une bonne corrélation entre les observations faites sur les sites et les valeurs  $S_b$  mesurées.

La présence de joints de tablier (enclenchement avec garniture élastomère) "standard" se traduit généralement par une valeur  $S_b$  supérieure à 25 mm/m. On note qu'à 15 mm/m, l'inconfort est jugé significatif et dérangeant au-delà de 25 mm/m. Ces résultats mettent en évidence que la minutie apportée lors des opérations de mise en place du joint ont une conséquence directe sur la qualité de roulement.

L'élimination des joints de dilatation a un effet bénéfique significatif sur le confort au roulement, Les valeurs  $S_b$  mesurées indiquent que l'accélération verticale ressentie au passage sur ces secteurs est négligeable et similaire à celui mesuré sur une chaussée conventionnelle suite à la pose d'un nouveau revêtement.

Les valeurs  $S_b$  plus faibles mesurées sur un pont comportant un joint de type "HSS" (épaulement en acier) dénotent que la diminution de la largeur de l'épaulement du joint (127 mm de chaque côté) contribue à réduire l'inconfort ressenti localement au passage sur le joint. Ces données dénotent le potentiel d'utilisation élevé de ce type de joint pour réduire la problématique sous étude.

La correction du profil du tablier par la pose d'une couche de correction, à l'aide de techniques permettant d'éliminer les ondulations du profil reliées à la cambrure des poutres, contribue de façon significative à réduire les défauts de grande longueur d'onde. Cet aspect de la qualité de roulement est mis en évidence par l'indice IRI calculé par segment de 20 m.

La présente étude se veut un premier pas vers l'établissement de critères d'acceptation de l'uni dans le cadre de travaux d'entretien ou de réfection majeure de structures.

#### **Références:**

- 1 Briaud, J.L., James, R.Q. *et al.*, (1997), Settlement of Bridge approaches (the bump at the end of the bridge), NCHRP no 234, Washington, D.C.
- 2 McGhee, P.E. (1997), Prescribing a bridge deck ride quality repair using the south Dakota road Profiler and the dipstick. Viginia Transportation research Council. VTRC 97-TAR2,
- 3 McGhee, K.K. (2002). "A smoothness provision for bridge decks." in TRB 81st annual meeting, January 13-17 2002. Washington, D.C.: Transportation Research Board, Paper #02-2553, 2002.
- 4 Heywood, R.J. et al. (1996), Road Roughness-Infrastructure damage based standards. Proceeding Roads 96 Conference, Part 4.
- 5 Guidelines for Conducting and calibrating Road Roughness Measurements, Sayers, , M.W et al. (1986). World Bank Technical Parper Number 46. ISBN 0-8213-0590-5.
- 6 Hudson, W. R et al. (1985), Root-mean-square vertical acceleration as a summary Roughness statistic, Measuring Road Roughness and its Effects on user cost and comfort, ASTM STP 884, T.D
- 7 Gillespie and Michael Sayers, Eds., American Society for testing and materials, Philadelphia, 1985, p. 3-24.
- 8 Caractéristiques de surface des revêtements routiers: Leur interaction et leur optimisation. Rapport réalisé par un groupe d'experts scientifiques de L'OCDE. (1984)
- 9 Bergeron, G. (2001), Étude de la Qualité de roulement sur les structures (2001), Rapport interne Service des chaussées, Secteur Expertises en chaussées.
- 10 Kramer, S.L. (1991), and P. Sajer, Bridge Approach Slab Effectiveness, Report No. Qa-RD 227.1, Washington State Department of Transportation, Olympia (December 1991), 116 pp.
- 11 Cahier des charges et devis généraux, Édition 1997, Publications du Québec, ISBN 2-551-17909-2.

#### **Remerciements :**

Ce projet n'aurait pu être mené à bien sans la participation de Denis Bérubé, ing et Danielle Fleury, ing. de la direction des structures du MTQ. Soulignons également, l'excellente collaboration des personnes responsables de l'entretien des structures dans divers Directions territoriales du MTQ.



# La mesure des contraintes de traction dans les tirants d'un barrage atteint de réactivité alcalis-granulats

Patrice Rivard, Claude Faucher, Clermont Gravel, Gérard Ballivy Laboratoire de Mécanique des Roches et Géologie Appliquée Département de génie civil Université de Sherbrooke J1K 2R1

Mario Veilleux Direction expertise et support technique de production Hydro-Québec Montréal H2L 4P5

## Résumé

L'expansion des ouvrages en béton atteints de réactivité alcalis-granulats (RAG) provoque des efforts de traction parfois considérables dans les barres d'armature de l'ouvrage. Une méthode de mesure des contraintes de traction dans les barres a été développée et validée au Laboratoire de mécanique des roches et géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke. Le but ultime du projet était de mesurer ces contraintes dans les tirants de l'évacuateur de crues du complexe hydroélectrique Song Loulou au Cameroun, un ouvrage en opération sévèrement atteint de RAG. La méthode devait répondre aux conditions particulières prévalant à Song Loulou (température et humidité élevées, fortes contraintes anticipées, faible dégagement des barres, etc.).

La méthode consiste à dégager les barres, puis de les instrumenter à l'aide de jauges extensométriques à corde vibrante. Un deuxième système de mesure a été utilisé, soit le poinçonnement des barres et la mesure de la distance entre ces points à l'aide d'un déflectomètre de type Demec. Les barres sont ensuite coupées et la déformation est mesurée à l'aide des deux systèmes. La valeur enregistrée permet de calculer la contrainte à laquelle était soumise la barre avant la coupure. Comme l'ouvrage investigué est toujours en opération, les barres devaient être raccordées. Un système innovateur a été développé à l'Université de Sherbrooke, permettant de raccorder les barres et de les remettre en traction.

La méthode a été appliquée avec succès au barrage Song Loulou. Les valeurs mesurées in situ ont corroboré les prédictions du modèle par éléments finis. Les contraintes mesurées variaient de 240 MPa à 378 MPa.

## 1. Introduction

Le gonflement des ouvrages en béton atteints de réactivité alcalis-granulats (RAG) peut générer des pressions si importantes que des efforts de traction considérables sont développés dans les barres d'armature ou les tirants de l'ouvrage. Dans certains cas, les contraintes sont tellement grandes que la limite d'élasticité de l'acier peut être atteinte, particulièrement dans les barres situées près de la surface de la structure affectée. L'acier ne peut alors plus jouer son rôle structural et l'intégrité de l'ouvrage peut être remise en cause.

Ce problème affecte le complexe hydroélectrique Song Loulou, construit sur la rivière Sanaga au Cameroun. La construction de l'aménagement a débuté en 1976 et s'est terminée en 1982. De sérieux problèmes de détérioration précoce du béton et de gonflement de l'ouvrage sont apparus à
peine quinze ans après la fin des travaux de construction et sont attribuables à la réaction alcalisgranulats et à la sulfatation (Nadon 1992, Durand 1999).

Un modèle mathématique par éléments finis a été élaboré afin de calculer les déplacements anticipés à divers endroits sur le barrage (Veilleux et *al*. 2001). Les résultats ont indiqué des contraintes de traction avoisinant la limite d'élasticité de l'acier dans les tirants de l'évacuateur de crues. La surcharge est principalement reliée au gonflement découlant de la RAG puisque l'étude rapporte que la charge hydrostatique induirait des contraintes variant de 20 à 140 MPa selon le degré de fissuration près des barres.

### 2. Objectifs de l'étude

L'objectif de l'étude expérimentale était la validation en laboratoire d'une méthode de mesure des contraintes dans les tirants du barrage Song Loulou afin de corroborer les résultats du modèle par éléments finis. L'étude s'est déroulée en deux volets. Brièvement, le premier volet consistait à valider un système de mesure des déformations et de coupure des barres d'armature soumises à des efforts de traction. Le deuxième volet englobait le développement d'un système permettant de raccorder et de remettre les barres sectionnées au niveau de traction avant coupure. Par la suite, la méthode a été appliquée pour évaluer les contraintes développées au barrage Song Loulou.

## 3. Approche expérimentale

L'approche expérimentale repose sur le fait que les barres d'armature ou tirants se trouvent fortement sollicitées en traction mais leurs déformations demeurent entièrement dans le domaine élastique. Par conséquent, la loi de Hooke ( $\sigma = E\varepsilon$ ) s'applique: la déformation d'une barre est directement proportionnelle à la contrainte exercée sur cette barre.

Puisque aucun suivi des déformations des tirants n'avait été réalisé sur l'ouvrage étudié, la seule façon de connaître la déformation des barres consistait à faire le chemin inverse: si la contrainte est supprimée, la barre retrouvera sa longueur initiale. En mesurant le retrait, la contrainte avant coupure pourra être calculée. La méthodologie employée fut la suivante:

- 1. lecture entre deux points sur la barre;
- 2. coupure de la barre: relâchement des contraintes (la barre retrouve sa longueur initiale);
- 3. nouvelle lecture entre les deux même points;
- 4. calcul de la contrainte selon la loi de Hooke;
- 5. remise en traction de la barre.

Ce dernier point constituait un défi, c'est-à-dire mettre au point un système s'ajustant sur les barres coupées et permettant de les remettre au niveau de contrainte avant coupure. De plus, le système devait être en mesure de maintenir cette contrainte dans le temps.

## 4. Validation de la méthode en laboratoire

## 4.1 Montage

Un montage expérimental a été conçu afin de simuler les conditions de terrain. Deux bâtis ont été fabriqués et utilisés pour effectuer les essais. Les bâtis ont été conçus pour mettre en traction une seule barre d'armature à la fois. L'encombrement des barres tel qu'il était susceptible d'être rencontré sur le barrage a été recréé.

Le montage expérimental est présenté à la figure 1. Un vérin hydraulique a été utilisé pour augmenter la contrainte de traction dans la barre. La contrainte appliquée était lue à partir d'une cellule de charge. Des barres de section équivalente à  $819 \text{ mm}^2$  et  $1000 \text{ mm}^2$  ont été utilisées puisque nous ne connaissions pas avec certitude les dimensions des tirants du barrage Song Loulou.

Les essais ont été réalisés entre  $30^{\circ}$ C et  $35^{\circ}$ C dans une chambre humide (H.R. > 80%). Cette procédure avait pour but de s'assurer que le système de mesure était opérationnel et efficace dans un climat tropical comme celui qui prévaut au Cameroun.



Figure 1 Bâti dans la chambre humide, barre instrumentée en traction avec manchon

#### 4.2 Système de mesure

Le système de mesure choisi se compose de jauges extensométriques à corde vibrante de type SM-2W, soudées aux deux extrémités de la barre. Les jauges à corde vibrante ont été ajustées pour travailler soit en compression (déplacement négatif), soit en traction (déplacement positif).

Les barres ont été légèrement meulées afin d'obtenir une surface plane pour un meilleur contact avec la jauge à corde vibrante. Le meulage de la surface réduit sensiblement la section de la barre, ce qui amène une surestimation de la contrainte mesurée. Un facteur de correction a été introduit afin de tenir compte de la réduction de la section causée par le meulage (Gravel et *al.* 2001). Les jauges ont ensuite été soudées à l'aide d'une soudeuse à point (Fig. 2).

De plus, pour valider les mesures, nous avons décidé d'utiliser un déflectomètre de type Demec (Fig. 3). Cet appareil est composé de deux pointes d'acier qui permettent de mesurer avec une précision de l'ordre du micromètre la distance entre deux points.

Plusieurs essais de chargement ont été exécutés suivant des paliers réguliers de chargement. À chaque niveau de contrainte correspond un déplacement mesuré par les jauges extensométriques. Un exemple est illustré à la figure 4. On remarque que la tendance est généralement linéaire et

que la déformation est proportionnelle au chargement appliqué sur la barre. Les pentes sont toutefois différentes, ceci étant relié au fait que les surfaces meulées n'ont pas exactement la même profondeur pour chacune des jauges. Cela se traduit par des contraintes de différentes intensités (un meulage plus profond engendrant une contrainte et une déformation plus élevées). Le facteur de correction a permis d'obtenir des pentes similaires.

Afin de reproduire les opérations devant être exécutées au barrage Song Loulou, les barres ont été mises en traction à divers niveaux de contraintes dont la valeur la plus élevée fut de 320 MPa. Les barres ont été instrumentées à l'aide de jauges extensométriques et de petits trous ont été forés pour la mesure avec le déflectomètre. Les barres ont été coupées à l'aide d'une meule et la déformation a été mesurée. Les contraintes alors calculées à partir des déformations de la barre correspondaient aux valeurs lues par la cellule de charge avant coupure.

Afin de raccorder les barres sectionnées, un manchon a été conçu et fabriqué avec un ensemble de coins de serrage et d'anneaux dont le trou intérieur est conique de façon à ce que le manchon puisse s'ajuster sur des barres d'armature de diamètre variant entre 30 et 35 mm (Fig. 5).



Figure 2 Jauge à corde vibrante SM-W2



Figure 3 Déflectomètre Demec



Figure 4 Déformations mesurées par les jauges extensométriques en fonction de la contrainte appliquée (sans facteur de correction)



Figure 5 Manchon développé par le LMRGA de l'Université de Sherbrooke

La remise en traction des barres est effectuée en resserrant les écrous du manchon, ce qui amène les anneaux à venir coincer le dispositif et à glisser le long des coins. La remise en traction s'est effectuée par paliers progressifs à l'aide d'une clef dynamométrique qui permet de resserrer les 3trois écrous à la même force. La contrainte originale a ainsi pu être atteinte de nouveau grâce au dispositif de remise en traction. Des essais ont été réalisés afin de s'assurer de l'efficacité du manchon suite à la remise en traction. Une très légère baisse des contraintes de traction a été mesurée dans les barres après 48 heures en chambre humide (tableau 1). La variation fut toutefois négligeable au cours des jours suivants.

# TABLEAU 1STABILITÉ DU MANCHON SUR<br/>UNE PÉRIODE DE 48 HEURES

	lecture (µɛ)		variation
	t = 0	<i>t</i> =48 h	(%)
cv1	2641	2628	-0,5
cv2	3241	3218	-0,7
cv3	3537	3518	-0,5
cv4	3587	3562	-0,7
cellule*	2384	2388	0.2

\*puisque la cellule se trouve en compression un relâchement des contraintes se traduit par une déformation croissante (variation positive)

# 5. Mesures des contraintes sur le site

### 5.1 Préparation

La figure 6 illustre une vue en coupe de l'évacuateur de crues du barrage Song Loulou où les travaux ont été exécutés. Les tirants, inclinés d'environ 19° permettent de reprendre une partie des efforts générés sur la vanne.

Trois niches, dont les schémas se retrouvent à la figure 7, ont été creusées près des consoles d'appui des vannes. Les tirants ont été dégagés à l'aide de marteaux piqueurs. Le dégagement des tirants fut horizontal dans le cas des niches A et B, alors qu'il fut vertical dans le cas de la niche C.

# 5.2 Coupure des barres et mesures des déformations

Une fois les jauges à corde vibrante installées et les points Demec forés, les barres ont été coupées et remises en traction une à la fois. Un point à éclaircir concernait le transfert potentiel aux autres barres des efforts relâchés suite à la coupure d'une barre. Pour y répondre, les barres à proximité de la coupure ont été instrumentées. La comparaison des lectures avant et après coupure a permis de constater que l'effet de la coupure sur les barres avoisinantes est négligeable. La remise en traction des barres a été réalisée grâce à l'installation du manchon développé à l'Université de Sherbrooke. Comme les barres dans une niche sont relativement rapprochées, les manchons ont été placés en quinconce dans les niches A et B. La remise en traction s'est effectuée comme en laboratoire, i.e. par palier à l'aide d'une clef dynamométrique. Les déformations de la barre ont été lues directement à partir des deux jauges à corde vibrante. La remise en traction s'est poursuivie jusqu'à ce que l'on atteigne la lecture avant coupure.



D







#### 5.3 Suivi des déformations post-coupure

Les deux jauges avant servi à mesurer les contraintes de traction dans les tirants ont été enlevées. Une troisième jauge à corde vibrante, ajustée pour travailler en traction, est soudée sur la barre pour le suivi à long terme des déformations. L'excitateur a été installé sur la jauge et fixé à l'aide d'attaches de plastique. Un scellant à base de silicone a été appliqué au pourtour de l'excitateur pour isoler et protéger la jauge. La figure 9 montre les barres de la niche C remises en traction et instrumentées pour le suivi ultérieur. Les niches ont ensuite été remplies par du béton.



Figure 9 Remise en traction et instrumentation des barres de la niche C

## 5.4 Résultats

Les contraintes de traction mesurées dans tous les tirants sont présentées au tableau 2. Les valeurs indiquées représentent les moyennes des mesures des jauges extensométriques et des points de mesure Demec. À l'origine, six barres devaient être coupées et instrumentées dans les niches A et B. Toutefois, la distance entre les barres 3 et 4 était beaucoup trop courte pour permettre l'instrumentation des deux barres. La barre 6 était inaccessible étant donné sa grande profondeur et le faible dégagement en hauteur. Seulement quatre barres ont donc fait l'objet de travaux dans ces niches.

Les contraintes mesurées pour les cinq barres de la niche A sont inférieures à 300 MPa. De façon générale, les contraintes augmentent vers l'extérieur de la niche. Les contraintes de traction sont nettement plus importantes dans la niche B comparativement à la niche A. La valeur moyenne de la niche B est de 369 MPa. Ici aussi, il semble que les contraintes augmentent vers l'extérieur, à l'exception de la barre 5 dans laquelle une contrainte moyenne de 378 MPa a été mesurée. La disposition des tirants dans la niche C a permis d'instrumenter les six barres de la niche. Il est à noter que le dégagement des barres de cette niche était différent, soit vertical et en surface (Fig. 7). Une valeur moyenne de 342 MPa a été enregistrée dans cette niche. Selon les données recueillies, les tirants aux extrémités (i.e. 1 et 6) sont moins sollicités que ceux à l'intérieur (2, 3, 4 et 5).

D	Contraintes mesurées (MPa)		
Barre	Α	В	С
1	277	377	323
2	254	362	360
3	262	359	363
4			346
5	240	378	348
6			313
moyenne niche	258	369	342

#### TABLEAU 2 CONTRAINTES MOYENNES MESURÉES DANS LES NICHES A, B ET C

#### 6. Conclusion

La méthode développée au Laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke s'est avérée efficiente pour mesurer les contraintes de traction exercées dans les tirants de l'évacuateur de crues du barrage Song Loulou au Cameroun.

Des contraintes en traction très élevées ont été mesurées dans les tirants, particulièrement dans les niches B et C avec des contraintes moyennes respectives de 369 et 342 MPa. La contrainte moyenne dans la niche A a été de 258 MPa. Cette valeur plus faible peut s'expliquer par la configuration particulière où se trouve cette niche. Ce pilier est en effet situé à l'extrémité de l'évacuateur et subit une compression verticale causée par la poussée longitudinale de la prise d'eau sous l'effet de la RAG.

#### Remerciements

Cette étude a été réalisée grâce à la contribution financière d'Hydro-Québec et des organismes subventionnaires du groupe de recherche (FCAR et CRSNG). Les auteurs tiennent à remercier le personnel du Laboratoire de mécanique des roches et géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke, particulièrement M. George Lalonde pour sa contribution. Nous remercions également la Société Nationale d'Électricité du Cameroun (SONEL) pour avoir facilité le séjour de l'équipe technique au Cameroun.

#### Références

- Durand, B. 1999. Analyses en laboratoire du béton du barrage de prise et de l'évacuateur de crues à l'aménagement Song Loulou, rapport interne, Hydro-Québec, juin 1999.
- Gravel, C., Rivard, P., Faucher, C., Lalonde, G., Charbonneau, D. 2001. Ingénierie détaillée des essais sur tirants des piles à l'évacuateur de crues du barrage de Song Loulou (Cameroun): validation de la méthodologie en laboratoire, report GR-01-07-02, Laboratoire de mécanique des roches et de géologie appliquée, Université de Sherbrooke, 16 pages + annexes.
- Nadon, M. 1992. Song Loulou Expertise technique: désordres et fissuration du béton de la centrale, rapport interne, Hydro-Québec, novembre 1992.
- Veilleux, M., Nsangou, T., Roberge, M., 2001. Effect of concrete swelling on the structural safety of the Song Loulou dam, Proceedings of the ICOLD European Symposium, 25-27 June 2001, Geiranger, Norvège : 365-374.



# SURVEILLANCE ÉLECTRONIQUE DU COMPORTEMENT DU PONT DES PILES À GRAND-MÈRE

Marc Savard, Ph. D., ing.

Direction des structures Ministère des Transports du Québec

# RÉSUMÉ

La télésurveillance permet de suivre l'évolution de l'état d'une structure par l'entremise de mesures obtenues dans des conditions normales d'exploitation (*in-service monitoring*). Le pont des Piles enjambant la rivière St-Maurice à Grand-Mère fait l'objet d'une télésurveillance depuis le 15 mai dernier. 24 capteurs de température, 15 inclinomètres et 3 fissuromètres sont régulièrement interrogés par un système d'acquisition de données installé dans la structure. Les données sont régulièrement acheminées par téléphonie cellulaire jusqu'à une centrale de traitement des données. L'analyse des mesures a révèle que l'instrumentation déployé ne permettait pas de cerner complètement le comportement de cette structure. Deux capteurs supplémentaires ont été rajoutés récemment pour mesurer le déplacement horizontal de deux des appuis mobiles du pont.

## **1. INTRODUCTION**

Le pont des Piles à Grand-Mère comptant deux voies de circulation permet au trafic routier de l'autoroute 55 de franchir la rivière St-Maurice. La géométrie de ce pont construit par encorbellements successifs est présentée sommairement sur la figure 1. À l'époque de la construction de ce pont, la travée centrale de 181,4 m constituait un record pour cette catégorie de ponts.

Dès sa mise en service en novembre 1978, une flèche permanente est apparue graduellement au centre de la travée centrale. En 1987, cette affaissement atteignant 300 mm et était accompagné de nombreuses fissures dans le hourdis supérieur des travées d'extrémité et dans la travées centrale (Ouellet et Gaumond, 1992). Le manque de précontrainte ayant causé ces désordres origine de trois influences différentes, à savoir (Rivest et Massicotte, 1993) :

1) l'utilisation de coefficients de calcul de perte de précontrainte trop optimistes;

- 2) la mauvaise qualité des matériaux et le manque de soin dans la mise en œuvre causant un fluage plus important;
- 3) les effets des gradients thermiques qui ont été négligés dans les calculs lors de la conception.
- 4) Les mauvaises proportions de la travée centrale, le ratio portée/profondeur ne répondant pas aux recommandations émises à l'époque.

Pour corriger cette situation, des travaux de renforcement ont été réalisés en 1992 et consistaient en l'ajout des câbles de précontrainte à l'intérieur de l'unique caisson formant la section du pont, soit l'équivalent de 30 % de la précontrainte initiale.

Par ailleurs, en 1997, l'évaluation du pont suspendu donnant accès à la ville de Grand-Mère par la route 153 a conduit à une restriction des charges permises sur cette structure. Les véhicules dépassant la limite permise doivent dorénavant emprunter le pont des Piles pour franchir la rivière St-Maurice. Le débit journalier moyen annuel (DJMA) du pont des Piles s'élève maintenant à 10 400 véhicules, dont 1150 véhicules lourds.

Le pont des Piles fait actuellement l'objet d'une télésurveillance pour vérifier si l'affaissement de la travée centrale a été enraillé par la précontrainte rajoutée, et ce, sous l'effet de charges lourdes plus fréquentes depuis la limitation de charge imposée au pont suspendu de Grand-Mère.

# 2. INSTRUMENTATION ET DÉMARCHE

Avant de procéder à la surveillance proprement dite du pont des Piles, on doit vérifier que le mode de rupture anticipé a un caractère ductile (Savard, 2001). L'affaissement progressif du centre d'une travée d'un pont continu en béton précontrainte répond à ce critère de ductilité (redondance interne favorisée par les câbles de précontrainte rajoutés).

Par la suite, on doit déployer l'instrumentation requise pour mesurer l'affaissement (appelé la variable à expliquer) et les phénomènes ayant une influence réversible sur l'affaissement, soient les variables explicatives. Dans le cas du pont à l'étude, on a estimé qu'à priori, les effets thermiques représentés par la température moyenne et la composante linéaire du gradient thermique seront les seules variables explicatives.

Pour mesurer la flèche au centre, on a disposé treize inclinomètres espacés de 7,5 m sur le hourdis inférieur de la moitié de la travée centrale, du côté St-Georges. La figure 2b illustre les inclinomètres disposés le long de la travée. Ces inclinomètres sont fabriqués par Applied Geomechanics, modèle *Tuff Tilt 801*. Ils ont une plage de mesure de  $\pm 3$  degrés, une résolution de l'ordre de  $6x10^{-4}$  degrés et une linéarité inférieure à 2% de la pleine échelle. Ils ont été installés sur une plaque en aluminium fixée à l'aide d'un ancrage dans le béton. Trois vis d'ajustement permettent la mise au niveau des appareils.

Pour mesurer les effets thermiques, soit la température moyenne et le gradient thermique, 24 sondes thermiques de précision (de type RTD) ont été introduites dans les parois d'une même section située près du centre de la travée centrale du pont, tel que montré sur la figure 2a. Pour compléter l'instrumentation, le souffle de trois fissures importantes localisées dans la travée extérieure du côté St-Georges a été enregistré à l'aide de potentiomètres. Tous ces capteurs sont reliés à un système d'acquisition de données doté d'un modem exploitant la téléphonie cellulaire.

Une fois l'instrumentation en place et validée, on doit procéder à la phase d'apprentissage. Cette phase consiste à enregistrer et analyser toutes les données dans le but d'établir un modèle représentatif du comportement de l'ouvrage surveillé. Ce modèle doit être capable de prédire la valeur de la variable à expliquer à partir des valeurs des variables explicatives. L'analyse par régression linéaire convient particulièrement bien pour établir ces liens de causalité (Fauchoux, 1995). À noter que cette phase d'apprentissage doit être suffisamment longue pour que la plage des valeurs possibles des variables explicatives soit couverte de manière à éviter les prévisions obtenues par extrapolation.

# 3. INTERPRÉTATION DES MESURES

## Estimation du gradient thermique et de la température moyenne

Un structure isostatique soumise à un gradient non linéaire de température (variant suivant la hauteur de la section) subira des déformations axiales associées à la variation de la température moyenne (TM) de la section, un changement de courbure associé à la composante linéaire du gradient thermique et des déformations correspondant aux contraintes autoéquilibrées. Ces dernières n'induisent aucun effort interne et assurent la planéité du champ de déformation sur la hauteur de la section. Dans le cas d'une structure hyperstatique, des moments dits de continuité influence la déformée par l'entremise des réactions d'appuis supplémentaires qui empêchent les déplacements horizontaux ou vertical, selon le cas.

On peut, à l'aide des mesures des sondes thermiques montrées sur la figure 2a, décomposer le gradient thermique non linéaire en une composante uniforme (la température moyenne TM) et une composante linéaire (le gradient thermique linéaire GT). Pour simplifier les calculs, on suppose que la température est uniforme sur la largeur de la section. Une description complète de la procédure de calcul est présentée par Michaud *et al* (1998). On a, en connaissant les propriétés géométriques de la section :

$$TM(t) = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{n} T_i(t) A_i$$
 (1)

$$GT(t) = \frac{h}{I_z} \sum_{i=1}^{n} T_i(t) y_i A_i$$
(2)

À noter qu'un gradient thermique positif est associé à un raccourcissement des fibres supérieures et à un élongation (de même grandeur) des fibres inférieures.

# Estimation de la flèche au centre

Différentes approches peuvent être exploitée pour estimer la flèche au centre à partir des mesures d'inclinaison en différents points. Pour cette étude, une procédure d'intégration numérique a été utilisée. Les mesures de quatre inclinomètres successifs ont été utilisés pour déterminer les coefficients d'un polynôme du troisième ordre représentatif de la variation de la rotation  $\theta(x,t)$  le long d'un tronçon de 22,5 mètres. On a l'équation suivante :

$$\theta(x,t) = ax^3 + bx^2 + cx + d \tag{3}$$

qui peut être écrite pour chacun des quatre points de mesure du tronçon i. La résolution du système d'équations permet de déterminer les valeurs à attribuer aux variables a, b, c et d. L'intégration de l'équation 3 peut être sommée pour chaque tronçon i de manière à approcher la flèche totale D(t) au centre. Ayant numéroté les capteurs de suite cette procédure conduit à l'équation suivante, compte tenu de l'espacement de 7,5 m entre chaque inclinomètres :

$$D(t) = 2,8125 \sum (\theta_1 + \theta_{13}) + 5,625 \sum (\theta_4 + \theta_7 + \theta_{10}) + 8,4375 \sum (\theta_2 + \theta_3 + \theta_5 + \theta_6 + \theta_8 + \theta_9 + \theta_{11} + \theta_{12})$$
(4)

# 4- ANALYSE DES RÉSULTATS

Pour porter un jugement sur l'évolution de la flèche au centre de la travée centrale, on doit extraire des mesures de la flèche les variations saisonnières réversibles (*désaisonnaliser* la variable à expliquer). La fonction résiduelle qui en résulte peut témoigner ou non de la progression d'une forme d'endommagement irréversible. Ce processus d'extraction nécessite l'établissement d'un modèle représentatif des effets réversibles affectant le paramètre à expliquer. Tel que mentionné auparavant, une analyse par régression linéaire peut servir à établir ce modèle. Dans le cas d'une régression linéaire bivariate, celui-ci est de la forme :

$$D(t) = a_0 + a_1 GT(t) + a_2 TM(t) + \varepsilon(t)$$
(5)

où GT et TM sont les variables explicatives définies auparavant,  $a_0$ ,  $a_1$  et  $a_2$  sont les paramètres d'ajustements issus de la régression linéaire. La variable  $\varepsilon(\tau)$  représente le résidu, soit la partie «inexpliquée» du paramètre D(t). Pour que ce modèle linéaire soit acceptable, la fonction résidu doit être de nature aléatoire et ne doit pas présenter d'effets de structure (Fauchoux, 1995).

En admettant que le gradient thermique mesuré soit valable sur toute la longueur du pont, on peut employer les variables GT et TM montrées sur la figure 4 pour établir ce modèle. On présente sur la figure 3 la variation de la flèche au centre du pont telle qu'obtenue avec l'équation (5) (dénotée flèche mesurée) en fonction de l'amplitude de la composante linéaire du gradient thermique, soit GT. On constate qu'effectivement, la flèche n'est pas proportionnelle au GT, laissant croire qu'une variation quadratique relie ces deux variables, ou qu'un autre paramètre doit être inclus dans le modèle. À noter le passage d'un régime de proportionnalité (pente positive) à une proportionnalité inverse après le 20 octobre.

La figure 4 confirme ce résultat. Le coefficient de détermination calculé en considérant l'amplitude du GT et la flèche D s'élève à 0,70 avec les données acquises avant le 20 octobre. Ainsi, 70 % de la flèche mesurée serait «expliquée» par la variation du GT. Lorsqu'on inclut les données acquises après le 20 octobre dans les calculs de corrélation, le coefficient de détermination chute progressivement jusqu'à zéro, indiquant l'entrée en jeu d'un paramètre «majeur» ayant une incidence non négligeable sur la flèche. Ce «changement de régime» apparaît à peu de choses près lorsque l'amplitude du GT passe d'une valeur négative (en été) à une valeur positive (en hiver).

On peut comparer sur la figure 5 la flèche au centre du pont telle qu'obtenue avec l'équation (5) (dénotée flèche mesurée) à celle proposée par un modèle de régression linéaire bivariate (impliquant le GT et la TM). L'analyse a conduit aux résultats suivants :

COEFFI- CIENT	ESTIMA- TION	ÉCART TYPE	LIMITE SUPÉRIEURE	LIMITE INFÉRIEURE
a <sub>0</sub>	8,89	0,20	9,29	8,49
a <sub>1</sub>	2,19	0,03	2,25	2,13
a <sub>2</sub>	0,28	0,017	0,314	0,246

15 mai au 20 octobre 2001

#### 20 octobre 2001 au 11 mars 2002

COEFFI- CIENT	ESTIMA- TION	ÉCART TYPE	LIMITE SUPÉRIEURE	LIMITE INFÉRIEURE
a <sub>0</sub>	-1,50	0,06	-1,38	-1,62
a <sub>1</sub>	-0,127	0,045	-0,037	-0,217
a <sub>2</sub>	0,376	0,014	0,404	0,348

Tableau 1 – Valeurs des coefficients de l'analyse par régression linéaire

On peut vérifier que les coefficients de régression ne sont pas nuls pour une intervalle de confiance de 95%.

Sur la figure 5, on constate un très bon couplage entre les prévisions du modèle bivariate et les valeurs mesurées dans la première moitié du graphique (jusqu'au 20 octobre 2001 environ). Le coefficient de détermination entre les valeurs mesurées et calculées s'élève à 0,72 lorsque le gradient thermique (GT) est négatif et atteint 0,32 avec les mesures obtenues après le 20 octobre. La courbe la plus pâle représente la prévision d'un modèle linéaire ne comportant que le GT comme variable explicative. On constate que ce modèle ne suit pas de manière satisfaisante la flèche mesurée et que le modèle bivariate semble plus approprié, sans être satisfaisant. On remarque également sur la figure 5 qu'après le 20 octobre, la prévision du modèle bivariate n'est plus en phase avec les mesures de flèche.

Malgré l'évidente difficulté à établir un modèle représentatif des effets réversibles avec les variables explicatives choisies, les résidus de l'extraction des prévision du modèle bivariate ont été analysés statistiquement.

## 5. ANALYSE STATISTIQUE DES RÉSIDUS

La moyenne  $\mu$  et l'écart-type  $\sigma$  des résidus  $\varepsilon(t)$  s'élève à -1,84 mm et 3,52 mm respectivement. À partir de ces valeurs, on peut calculer les résidus centrés réduits (RCR) à l'aide de l'équation suivante :

$$RCR = \frac{\varepsilon(t) - \mu}{\sigma} \tag{6}$$

On a représenté sur la figure 6 la variation des RCR en fonction du temps. Si le modèle est satisfaisant les RCR se retrouvent compris dans l'intervalle  $\pm 2$  et ne comporte pas d'effets de structure (Fauchoux, 1995). On constate sur la figure 6 que de nombreux résidus s'écartent de plus de deux écart-types de la valeurs moyenne, ce qui témoigne de l'innocuité du modèle décrit par les paramètres du tableau 1.

Pour vérifier la normalité des résidus, on a représenté sur la figure 7 la probabilité cumulée de ceux-ci en fonction des résidus eux-mêmes. On remarquera l'échelle dite «normale» ou «gaussienne» de l'ordonnée. Sur une tel graphique, la probabilité cumulée des résidus sera distribuée sur une droite (dite de Henry) si les résidus sont distribués suivant une loi de probabilité normale. On observe que les résidus obtenus en éliminant de la flèche mesurée les effets du gradient thermique (GT) sont affectés par un effet de structure important. Les résidus issus de la soustraction des effets du GT et de la TM se rapprochent davantage de la distribution normale, sans y adhérer parfaitement.

Pour vérifier le caractère aléatoire des données, on a calculé l'autocorrélation de la fonction résidu. On s'assure ainsi que le résidu à un instant  $t_1$  donné n'est pas influencé par la valeur du résidu à un autre instant  $t_2$ . Les résultats sont montrés sur la figure 8. On constate que les résidus sont faiblement corrélés entre eux, ce qui est souhaitable. À noter la forte corrélation lorsque  $t_2$  égal 0 ou  $t_f$ , ce qui est conforme aux attentes.

#### 4. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La composante linéaire du gradient thermique et la température moyenne ne suffisent pas pour représenter, dans toute la gamme des températures d'exploitation du pont des Piles, les effets réversibles ayant une incidence sur la flèche au centre de la travée centrale. D'autres variables «explicatives» devront être rajoutées pour enrichir le modèle. Par exemple, les mouvements horizontaux des appuis sont des paramètres explicatifs intéressants dans la mesure où ils peuvent témoigner de disfonctionnements mécaniques en plus d'être intimement influencés par les variations thermiques. Deux capteurs ont été rajoutés récemment à cette fin et sont interrogés à la même fréquence que tous les autres.

Par ailleurs, la programmation du système d'acquisition de données installé sur le site sera revue de manière limiter encore davantage les effets du trafic routier sur les mesures. En effet, un camion chargé (maximum légal) induit une flèche au centre qui est de l'ordre de grandeur de la plus grande flèche causée par les effets thermiques.

Ce programme de télésurveillance s'inscrit dans la problématique plus générale de la gestion des infrastructures routières, plus particulièrement l'évaluation de la fiabilité d'une structure existante. Des efforts de recherche sont actuellement déployés en collaboration avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées pour étudier l'influence de la présence d'un système de haute surveillance sur l'indice de fiabilité à retenir dans les calculs d'évaluation (le système de surveillance détectant les signes précurseurs d'une rupture ductile).

#### **5. REMERCIEMENTS**

Des remerciements sincères sont adressés à MM. Jean-François Laflamme, ing. et Michel Ricard, technicien. principal pour leur précieuse collaboration lors des travaux d'instrumentation.

#### **6. BIBLIOGRAPHIE**

MICHAUD, M, MASSICOTTE, B. et BASTIEN, J. 1998. «Déformations différées des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place», Rapport No EPM/GCS-1998-04, École Polytechnique de Montréal, décembre.

FAUCHOUX, G. 1995. «Analyse des résidus d'une régression linéaire appliquée à la surveillance métrologique des Ouvrages d'Art». Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées – 200, novembre-décembre.

LCPC 1998. «Auscultation, Surveillance renforcée, Haute surveillance, Mesures de sécurité immédiate ou de Sauvegarde», Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art – deuxième partie, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, France.

RIVEST, S. et MASSICOTTE, B. 1993. «Étude du comportement du pont de Grand-Mère et évaluation de son renforcement». Rapport No. EPM/GCS-1993-10, École Polytechnique de Montréal, novembre.

SAVARD, M. 2001. «Télésurveillance des ponts». 8<sup>ième</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Qué.







b) localisation des 13 inclinomètres

# Figure 2 – Position des capteurs dans le pont



Figure 3 - Variation de la flèche mesurée en fonction de l'amplitude du GT



Figure 4 - Gradient thermique (GT), température moyenne (TM) et coefficient de détermination (r<sup>2</sup>) en fonction du temps – du 15 mai 2001 au 11 mars 2002



Figure 5 – Comparaison entre les flèches mesurée et estimée



temps





Figure 8 – Auto-corrélation des résidus



9<sup>e</sup> Colloque sur la Progression de la Recherche Québécoise sur les Ouvrages d'Art Université Laval, Québec (Québec), 7 et 8 mai 2002

# **APPLICATION DE LA THERMOGRAPHIE INFRAROUGE À DIFFÉRENTS TYPES D'OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL**

C. Ostrowski<sup>1,2</sup>, D. Defer<sup>2</sup>, J. Rhazi<sup>1</sup>, G. Ballivy<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Groupe de Recherche sur l'Auscultation et l'Instrumentation Département de génie civil, Université de Sherbrooke <sup>2</sup>Université d'Artois, L.A.M.H.<sup>2</sup>, Béthune, France jamal.rhazi@courrier.usherb.ca christopher.ostrowski@caramail.com

Résumé :

Cet article explore les différentes possibilités qu'offre la thermographie infrarouge dans l'auscultation des ouvrages de Génie Civil. Depuis plusieurs années, l'utilisation de la thermographie est nettement améliorée par les progrès technologiques réalisés au niveau des équipements, de même que ce sont développés deux principes de détection des anomalies: la thermographie passive et la thermographie active. Des exemples d'auscultation thermographique passive, avec des traitements d'image 2D et 3D, sont présentés, concernant des parements en béton d'une station de métro de Montréal et un terril situé dans le nord de la France. En outre, des travaux de recherche, actuellement en cours dans le cadre d'une thèse, illustrerons une des applications de la thermographie active. Ces études consistent en l'utilisation de l'effet Joule dans l'évaluation de l'état des câbles des structures en béton précontraint par thermographie infrarouge. Bien que l'analyse des thermogrammes par méthode pulsée, modulée ou modulée-pulsée ne soit pas encore d'actualité; les premiers essais, réalisés sur un modèle de poutre précontrainte, permettent une détection de vide d'injection dans la gaine.

Mots clés : contrôle non destructif, thermographie infrarouge 2D et 3D, terril, parement de béton, câble précontraint, effet Joule.

#### Introduction

Dans le domaine de l'auscultation en Génie Civil, la thermographie infrarouge offre un énorme potentiel d'adaptation à l'étude de différents types d'ouvrages. Les travaux exposés dans le cadre de ces journées illustrent les différentes applications possibles mais non exhaustives de cette technique de contrôle non destructif. L'auscultation par thermographie infrarouge s'appuie sur l'étude des phénomènes thermiques [1]. Elle fournit des renseignements sur le comportement thermique des objets auscultés. Elle permet de réaliser une mesure sans contact des températures de surface de l'objet étudié minimisant les perturbations d'observation. L'auscultation est basée sur l'étude des thermogrammes. Un thermogramme est une cartographie, dans le temps et dans l'espace, des températures apparentes de surface de la scène thermique étudiée. L'apparente complexité de l'interprétation des thermogrammes est liée aux paramètres influençant les mesures sur le terrain (emissivité, température ambiante, température environnementale, distance, hygrométrie). Les températures obtenues sont calculées à partir de la quantité de rayonnement électromagnétique émise par la surface du matériau et captée, dans le spectre infrarouge moyen, par les détecteurs. L'épaisseur du matériau étudié n'excède donc pas la quinzaine de micromètre, mais les anomalies thermiques d'un objet détectées par thermographie infrarouge peuvent renseigner sur des défauts situés à plusieurs centimètres de profondeur de la surface.

On distingue deux méthodes d'auscultation: la thermographie passive et la thermographie active. La première consiste en une simple détection des anomalies thermiques de l'ouvrage grâce à la seule excitation thermique naturelle de l'environnement. Cette technique se limite à la saisie de données qualitatives de la structure étudiée sous forme de thermogramme. La thermographie active, quant à elle, est un outil de caractérisation de l'objet par une sollicitation thermique artificielle, externe ou interne. La difficulté majeure de ce type de procédé résulte dans le fait de produire une sollicitation adaptée et contrôlée afin d'obtenir les données quantitatives permettant de caractériser au mieux les éléments de la structure. Trois procédés ont été développés afin d'optimiser l'analyse des thermogrammes : la thermographie pulsée, la thermographie modulée et la thermographie modulée-pulsée [2]. Des exemples d'auscultation thermographique passive, avec des traitements d'image 2D et 3D, sont présentés, concernant des parements en béton d'une station de métro de Montréal et un terril situé dans le nord de la France. En outre, des travaux de recherche, actuellement en cours dans le cadre d'une thèse, illustrerons une des applications de la thermographie active. Ces études consistent en l'utilisation de l'effet Joule dans l'évaluation de l'état des câbles des structures en béton précontraint par thermographie infrarouge.

#### Cas 1 : Détection d'écoulement d'eau sous une dalle de béton

Afin d'apporter des informations aux problèmes d'infiltration d'eau et de suintements observés au niveau d'une dalle située dans une station du métro de Montréal, la thermographie infrarouge a été employée. L'auscultation a été effectuée au moyen d'une caméra thermographique Thermacam PM 575 à matrice microblométrique non refroidie, de bande spectrale de détection 7.5-13.5 µm. L'auscultation a été réalisée sur 70 % de la surface de dalle (figure 1, zone auscultée, vue de face). Lors de la campagne de mesure, le degré hygrométrique, la température de l'air et la température environnementale n'ont pas été relevés. Mais la relative stabilité des

conditions in situ et les contrastes thermiques observés permettent de nous affranchir de ces données [3]. De même, les distances d'auscultation par rapport à la paroi (de 1 à 10 m, figure 2, profil de la dalle) permettent de considérer que le coefficient de transmission atmosphérique est unitaire et son influence sur la mesure est donc négligeable. Le coefficient d'émissivité pour le béton a été estimé proche de celui rencontré communément dans la littérature ( $\varepsilon 0 = 0.92$ ).

On peut voir sur la mosaïque de thermogamme (figure 3, thermogramme de la dalle) que l'amplitude thermique

moyenne (8°C) de la surface auscultée permet d'avoir des contrastes thermiques élevés, révélant deux zones : une supérieure chaude homogène (zone claire), où les gradients de température à l'intérieur sont presque nuls, et une inférieure froide hétérogène (zone sombre), où les amplitudes thermiques entre les anomalies sont de l'ordre de 6°C. Sur la mosaïque de thermogramme, le front thermique se situe entre les madriers de

bois (50\* 100 mm ou 2"x4").







fig. 3, thermogramme de la dalle (en °C), voir emplacement de la caméra infrarouge figure 2.

Compte tenu de l'uniformité des températures de surface, la zone supérieure peut être considérée comme sans anomalie. La zone inférieure est affectée de défauts sur la presque totalité de sa surface. Les zones noires confirment la présence de résurgences et de ruissellements (visible à l'œil nu) ou d'humidité dues à l'existence de fissures ouvertes ou encore d'un phénomène de capillarité au travers de la dalle dans une zone de béton altéré. Le front thermique (tracé noir, invisible à l'œil nu), peut être considéré comme l'interface remblai/roc ou comme le niveau de la

colonne d'eau en face arrière de la dalle. Il n'est pas exclu qu'il y ait une corrélation entre les deux. Ce phénomène très contrasté thermiquement pourrait résulter d'un désordre de la structure du remblai sous-jacent à la dalle de béton. L'eau souterraine en contact avec la surface arrière de la dalle migrerait vers la surface par ascension capillaire. L'infiltration d'humidité concernerait toute la partie inférieure. Ce qui expliquerait les basses températures rencontrées en surface. Deux hypothèses ont été avancées quant à l'explication des désordres observés:

- dans la partie supérieure de la dalle, les températures uniformes de la surface sont proches de celles de l'environnement thermique de la station. Ce phénomène serait du à la présence en face arrière de la dalle d'un vide d'air d'épaisseur supérieure au centimètre. Il jouerait le rôle d'isolant entre l'eau souterraine dans la couche de remblai et la face arrière de la dalle.
- Le front thermique qui est présent sur toute la largeur de la dalle semble suivre une fissure ouverte, ceci permet de supposer que la colonne d'eau est en dessous de cette fissure.

# Cas 2 : Évaluation de l'état des câbles de précontrainte

La nécessité de connaître l'état des ouvrages d'art en service est une priorité pour les gestionnaires des réseaux routiers. La durabilité d'un ouvrage en béton précontraint passe par l'évaluation de l'état des câbles de précontrainte telle que la connaissance de la configuration spatiale des câbles ainsi que de leur état de corrosion afin de planifier d'éventuelles interventions. Différentes techniques de contrôles non destructifs ont été développées afin d'évaluer l'état des câbles de précontraintes. Certaines donnent d'excellent résultat, comme la technique gammagraphique [4] mais sont extrêmement contraignantes, d'autres bien que faciles à employer, fournissent des données difficiles à interpréter. L'objectif de ce projet de recherche est donc de proposer une technique d'auscultation par thermographie infrarouge à la fois qualitative et quantitative afin de diagnostiquer au mieux l'état des câbles de précontrainte. Le système

C.I.D.E.T.I. (Chauffage Interne et Détection Externe par Thermographie Infrarouge) [5] a été développé afin de répondre au problème rencontré par les organismes chargés des entretiens des O.A.B.P.(Ouvrages d'Art en Béton Précontraint). Ce procédé consiste en l'utilisation de l'effet Joule dans l'évaluation de l'état des câbles des structures en béton précontraint par thermographie infrarouge. Un système de chauffage s'inspirant du procédé CIDETI est en cours de développement pour effectuer des essais sur des modèles de poutres précontraintes. Ce système devrait permettre de répondre à certaines exigences :



fig. 4, dispositif CIDETI.

- 1) localiser les câbles (profondeur, tracé, etc.),
- 2) détecter les ruptures de câble,
- 3) détecter les vides d'injection de coulis (localisation, volume, etc.),
- 4) détecter les zones de réduction de section due à la corrosion (étendue, réduction de section, etc.).

Différents axes de recherche, comme le traitement des images par une approche qui combine simultanément les avantages de la thermographie infrarouge pulsée et modulée et la validation du système CIDETI in situ sur des poutres précontraintes restent à développer.

La caméra thermique utilisée est du type AGEMA 570, c'est un système de maintenance à infrarouge, elle mesure et transcrit par image les rayonnements infrarouges émis par un système. La plage de mesure de température est de -20°C à 500°C, la précision est de ± 2% de la plage. Le détecteur est de type microbolomètres non refroidis, la gamme spectrale s'étend de 7.5 µm à 13µm, la caméra est également équipée d'un filtre atmosphérique. A l'aide d'un système de chauffage électrique, on injecte dans les câbles de façon contrôlée un courant de forte intensité qui les sollicite par effet Joule. Ces derniers jouent le rôle de résistance. Leur montée en température permet d'en effectuer l'auscultation par thermographie active [6], (figure 4. dispositif expérimental). Le contrôle par programmation des sollicitations thermiques permet de réaliser une analyse, dans le domaine temporel et fréquentiel, des thermogrammes de surface des poutres afin d'obtenir des réponses qualitatives (tracés des câbles, rupture, etc.) mais surtout quantitatives sur l'état des câbles (pourcentage de vide, réduction de section, etc.). La thermographie pulsée ou impulsionnelle: dans notre cas, consiste à fournir, à un instant T0, une impulsion spatialement uniforme de chaleur à travers la pièce que l'on souhaite contrôler (toron) et d'observer l'évolution de la température de surface au cours du transfert de chaleur par conduction dans l'épaisseur. La présence d'une discontinuité perturbe le flux thermique ce qui se traduit par un écart de température appelé contraste thermique. La mesure de ce contraste et de l'instant T, pour lequel il est maximum, renseigne sur la nature et la profondeur du défaut. La thermographie modulée consiste en un apport périodique ou apériodique de chaleur. La présence de discontinuité se traduit par un déphasage entre l'évolution de la température de surface du matériau sain et celle du matériau défectueux. Les 2 méthodes utilisées sont surfaciques, c'est à dire que l'apport de chaleur se fait au niveau du toron mais l'observation est réalisée sur un élément de surface de la structure à contrôler. Des séquences d'images sont enregistrées afin de décrire l'évolution de la température de surface au cours du temps en chaque point de la zone contrôlée.

Bien qu'une analyse théorique est nécessaire, une étude analytique du système est difficile, c'est pourquoi il apparaît évident que la réalisation d'essais expérimentaux et des simulations numériques sont nécessaires. Une méthodologie de développement pour ce type de CND a été développée. De plus, bien que l'analyse des thermogrammes par méthode pulsée, modulée ou modulée-pulsée ne soit pas encore d'actualité; les premiers essais, réalisés sur un modèle de poutre précontrainte, permettent une détection du tracé des câbles et des zones de vide d'injection dans la gaine. Les prochaines études seront axées sur la détection et l'analyse des vides d'injection. En effet, les inspections effectuées sur les ouvrages en béton précontraint ont montré que la corrosion se développait aux niveaux des zones où il y a un manque de coulis [7]. Des tests doivent être encore effectués afin d'améliorer les performances de l'appareillage électrique, tant au niveau du gradateur que des connexions toron-appareillage. Il est prévu de mettre au point une tour d'observation bi-mode (infrarouge et visible) de façon à pouvoir balayer à distance un OABP tout en obtenant une résolution des images thermiques maximales sur des zones d'intérêt et tout en détectant les positions exactes de ces zones grâce à des repères visibles montés sur le OABP inspecté.

# Cas 3 : Cartographie en relief des températures de surface d'un terril

En France, les collectivités locales sont confrontées à la gestion du patrimoine de l'exploitation minière. Dans le Nord Pas de Calais, les gestionnaires se préoccupent des risques de certains sites miniers, en particulier les terrils, qui sont des accumulations de déchets houillers. En effet, des études montrent qu'une trentaine de terrils sont concernés par un phénomène de combustion. Les terrils contiennent souvent des roches riches en sulfure de fer. Celui-ci se décompose parfois en produisant de l'acide sulfurique et un fort dégagement de chaleur. Si la température dépasse un seuil critique, le charbon résiduel entre alors en combustion. Cela a pour effet d'accroître davantage la température interne. Dans ces conditions, les roches peuvent fondre et "prendre en masse". La combustion des résidus de charbon entraîne aussi une perte de matière et l'affaissement progressif des versants. Un suivi de ces derniers est donc nécessaire afin d'évaluer les problèmes environnementaux. Plusieurs techniques d'auscultation sont employées : la tomographie électrique, la progression sismique et la thermographie infrarouge par voie aérienne. Cette dernière est onéreuse et est limitée par les conditions météorologiques et par la disposition géographique des populations autour du site. De plus, les images aériennes n'apportent pas une précision satisfaisante en terme d'échelle de température et de localisation. C'est pourquoi le développement d'une technique apportant une facilité d'intervention et améliorant la précision des mesures de température a été mise au point. Elle permet d'offrir une représentation en relief des températures de surface du site.

Afin de modéliser en trois dimensions la zone auscultée, une campagne topographique a été effectuée à l'aide d'un théodolite à distancemétre à visée décalée et d'une mire à prisme réflecteur. La position de la caméra est relevée ainsi que celle du théodolite si nécessaire. Pour certains points topographiques judicieusement choisis, un réflecteur thermique est installé au pied de la mire et un thermogramme de la zone entourant le point est saisie. Ils servent de lien

entre les images thermographiques et le relief modélisé. Certaines précautions doivent être prises sachant que l'on travaille parallèlement avec la caméra infrarouge. Il faut procéder à une implantation impliquant un minimum de déplacement de la caméra et du théodolite. La caméra thermique est du type AGEMA 570. c'est système un de maintenance à infrarouge, elle mesure et transcrit par image les rayonnements infrarouges émis par un système. La plage de mesure de température est de -20°C à 500°C,



la précision est de  $\pm 2\%$  de la plage. Le détecteur est de type microbolomètres non refroidis, la gamme spectrale s'étant de 7.5  $\mu$ m à 13 $\mu$ m, la caméra est également équipée d'un filtre atmosphérique. La première étape a consisté en la modélisation en 3 dimensions du site. Le données topographiques ont été traitées afin de réaliser un maillage composé d'éléments

triangulaires qui permet d'atteindre une configuration proche de celle du terrain (figure 5.a, topographie modélisée). La méthode de triangularisation de Delaunay a été retenu afin d'améliorer la rapidité du traitement. Le traitement des données est réalisé sous Matlab. La deuxième étape a consisté à intégrer les températures de surface, sous forme de thermogramme, au maillage du modèle. Chaque surface élémentaire de la modélisation qui correspond à un pixel du thermogramme de la zone auscultée se voit affecter de la température de ce dernier (figures 5.b et 5.c, températures de surface). L'avantage de cette technique est qu'elle permet d'étudier l'évolution des températures de surface du site à des différentes périodes de l'année. Deux campagnes de mesure ont permis de constater une propagation du phénomène de combustion sur 4 mois d'intervalle (figure 5.d, évolution différentielle). Les résultats des premières campagnes ont montrées l'intérêt de cette technique pour ce type de site et de phénomène. La méthode permet d'atteindre une localisation précise des températures de surface. Cet axe de recherche a abouti à la mise en place d'un projet visant à automatiser le traitement et la saisie des thermogrammes in situ. Le système comportera une motorisation pilotée par micro-ordinateur de la caméra ainsi qu'un traitement en temps réel. Cette méthodologie peut être appliquée à d'autres domaines du Génie Civil comme la localisation de fuites d'eau, la dégradation de remblais granulaires pyriteux.....

#### Conclusion

Les différentes applications, discutées dans cet article, montrent l'énorme potentiel de la thermographie dans l'auscultation des ouvrages de génie civil. Son intérêt réside dans son adaptation aux différents types d'ouvrages. Le contrôle non destructif sans contact par thermographie infrarouge demande certes un investissement financier important mais les résultats obtenus font de cette technique l'une des plus innovante en matière d'auscultation.

#### Remerciements

Ce travail constitue une des activités menée dans le cadre de la chaire CRSNG-Industrie sur l'auscultation des structures en béton. Nos remerciements s'adressent aussi au CERIU et à la STCUM pour leur collaboration ainsi qu'au Ministère de l'Éducation , de la Recherche et de la Technologie (France).

# **Références bibliographiques**

[1] GAUSSORGUES G., La thermographie infrarouge-Principes, technologies et applications, Editions TEC DOC, Isbn 2-7430-0290-5,1995.

[2] MALDAGUE X., Pulse phase infrared thermography, Jounal of Applied Physics, vol 79, No 5, pp. 2694-2698, 1996.

[3] INAGAKI T., Diagnosis of leakage point on a structure surface using infrared thermography in near ambient conditions, NDT&E. International, vol. 30, No 3, pp 135-142, 1997.

[4] GUINEZ R., Contrôle non destructif des ouvrages d'art par gammagraphie, radiographie et radioscopie, Bull. liaison labo. P. et Ch., 171, janv-fevr, pp.83-92, 1991.

[5] DUBOIS P.-M, Procédé et dispositif permettant l'investigation et l'intervention sur les armatures et des câbles et gaines dans des ouvrages en béton ou des haubans, brevet déposé, 1997.

[6] De HALLEUX B., Auscultation des ouvrages d'art pour établir le tracé des armatures par voie thermographique, Comptes-rendus du 5éme colloque du CRIB, Université de Sherbrooke, pp. 29-43. , mai 1998.

[7] LE ROY R., Identification des paramètres favorisant la formation de poches d'air et d'eau dans les coulis de ciment pour gaines de précontrainte, Bull. liaison labo. P. et Ch., 229, nov-dec, pp.53-70, 2000.



Afin de cerner vos attentes, le comité organisateur apprécie vos commentaires. Veuillez nous en faire part s.v.p.

Merci!

Vos commentaires nous aident à mieux vous servir.

Veuillez déposer dans la boîte prévue à cet effet.

Merci!

← Détacher suivant le pointillé

