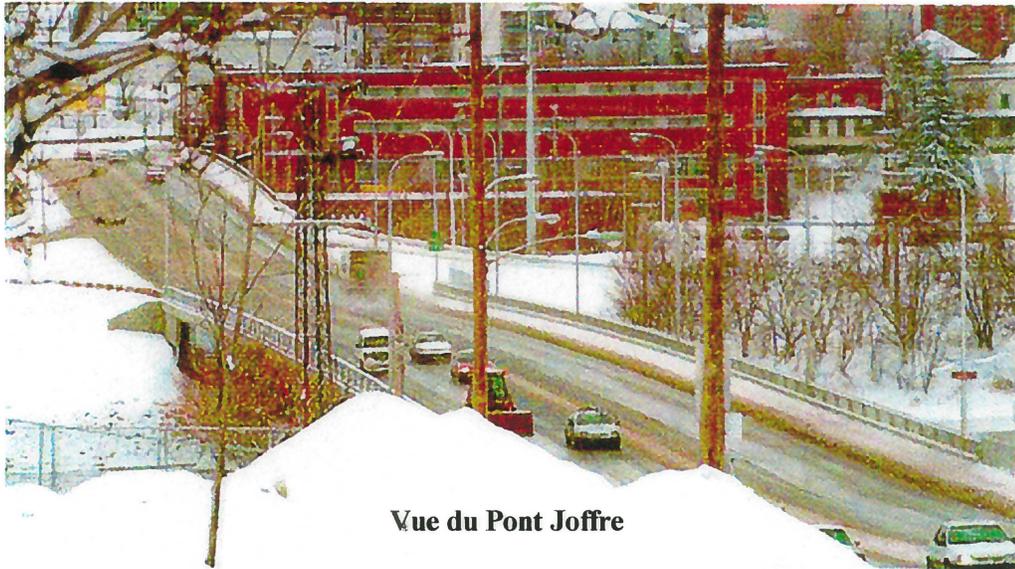


Contrat : 1220-97-BD07

TABLIER DE PONT ARMÉ À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES (À BASE DE FIBRES DE CARBONE): ESSAIS EN LABORATOIRE ET APPLICATION AU PONT JOFFRE

RAPPORT FINAL



Vue du Pont Joffre

Préparé par :

**B. Benmokrane, R. Masmoudi, B. Tighiouart, J.-F. Nicole,
M. Chékired, Z. Debbache, C. Kassem et I. Lord**

ISIS-Sherbrooke, Département de génie civil, Faculté de génie
Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1

Tél. : (819) 821-7758

Fax. : (819) 821-7974

E-mail: bbenmokrane@andrew.sca.usherb.ca



ISIS CANADA

The canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures
Le réseau canadien de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec système de détection intégré

Mars-2000

© Benmokrane et al.

Préambule

Dans le cadre du contrat de recherche 1200-97-BD07 entre le Ministère des Transports du Québec (MTQ) et l'Université de Sherbrooke, une nouvelle armature en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) a été utilisée dans une portion du tablier du pont Joffre à Sherbrooke, pendant les travaux de reconstruction de ce pont en 1997.

Le pont a été instrumenté avec différents types d'instruments de mesure incluant des capteurs à fibre optique intégrés dans le renforcement en PRFC. Au total, plus de 180 instruments de mesure (capteurs à fibre optique, jauges de déformation électriques, extensomètres à corde vibrante et thermocouples) ont été mis en place à des localisations stratégiques, non seulement sur les renforcements en PRF, mais aussi sur l'armature conventionnelle, dans le béton et sur les poutres maîtresses en acier.

Ce rapport final fait suite aux rapports d'étape No.1, No.2 et No.3 remis au Ministère des Transports du Québec (Direction des structures) sur le projet du pont Joffre. Le rapport d'étape No.1 (août 1998) a porté sur la description du programme expérimental de la phase laboratoire, la description et l'identification des différents types d'instruments de mesure mis en place sur le pont Joffre ainsi que les différentes phases de la mise en place de l'armature et du béton du tablier du pont. Le rapport d'étape No.2 (juin 1999) a porté, quant à lui, sur les résultats d'essais entrepris en laboratoire pour déterminer les propriétés physiques, mécaniques et structurales de l'armature en matériaux composites utilisée pour le tablier du pont. Le rapport d'étape No.3 (février 2000) a porté sur les résultats obtenus à l'aide des capteurs à fibre optique sous charges de service (trafic normal) ainsi que les résultats d'essais de chargement statique et dynamique réalisés sur le pont à l'aide de camions à poids calibrés.

Le présent rapport fera un survol des résultats présentés dans les trois rapports précédents et inclura des recommandations préliminaires pour le design des tabliers de ponts en béton armé de barres en matériaux composites.

CANIQ
US
188
2000



Mots clés : Tablier de pont, béton armé, armature en matériaux composites, polymères renforcés de fibres, fibres de carbone, fibres de verre, treillis Nefmac, capteurs à fibre optique, instrumentation, essais de chargement statique et dynamique, déformation, contrainte, température, construction.

TABLE DES MATIÈRES

PRÉAMBULE	
1.	INTRODUCTION..... 1
2.	OBJECTIFS DU PROJET..... 2
3.	ÉTUDE AU LABORATOIRE..... 3
3.1	Matériaux..... 3
3.2	Caractéristiques des dalles à grande échelle..... 4
3.3	Instrumentation et montage expérimental..... 5
4.	RESULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT SUR DALLES ... 5
4.1	Largeur des fissures sous chargement statique..... 5
4.2	Largeur des fissures sous chargement cyclique..... 6
4.3	Déflexion maximale sous chargement statique..... 6
4.4	Déflexion maximale sous chargement cyclique..... 6
4.5	Déformations de l'armature et du béton..... 6
4.6	Modes de rupture..... 7
5.	APPLICATION SUR LE SITE (PONT JOFFRE)..... 7
5.1	Design de structures et détails de construction..... 7
5.2	Instrumentation..... 8
5.3	Performance structurale..... 9
5.4	Essais statique et dynamique sur le pont Joffre..... 10
5.4.1	Résultats d'essais statiques sur le pont Joffre..... 11
5.4.2	Résultats d'essais dynamiques sur le pont Joffre..... 11
6.	CONCLUSIONS..... 13
7.	RECOMMANDATIONS PRÉLIMINAIRES POUR LE DESIGN DES DALLES DE TABLIERS DE PONTS EN BÉTON ARMÉ DE BARRES EN MATÉRIAUX COMPOSITES..... 17
	Remerciements..... 23
	Références.....24

LISTE DES FIGURES

Figure 1.	Vue rapprochée d'un treillis Nefmac instrumenté de capteurs à fibre optique.....	27
Figure 2.	Dalle en béton armé de renforcement PRFC sous chargement cyclique	27
Figure 3.	Effet du type et du pourcentage d'armature sur la largeur des fissure...	28
Figure 4.	Variation de la largeur des fissures sous chargement cyclique.....	28
Figure 5.	Effet du type et du pourcentage d'armature sur la déflexion maximale..	29
Figure 6.	Déflexion maximale sous chargement cyclique.....	29
Figure 7.	Déformations des différents types de renforcement et du béton.....	30
Figure 8.	Modes de rupture et réseaux de fissuration des dalles.....	30
Figure 9.	Vue en plan et coupe transversale du pont Joffre.....	31
Figure 10.	Vue générale des treillis Nefmac placés dans la dalle du tablier du pont Joffre.....	31
Figure 11.	Vue globale des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés dans un treillis Nefmac (3.6 m × 2.4 m) pour la dalle du tablier du pont Joffre.....	32
Figure 12.	Image au microscope électronique à balayage d'un capteur à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégré dans une armature PRF (Nicole 2000).....	32
Figure 13.	Vue rapprochée de 3 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés dans un treillis Nefmac.....	33
Figure 14.	Vue générale de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur un treillis Nefmac.....	33
Figure 15.	Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur un treillis Nefmac.....	34
Figure 16.	Treillis Nefmac instrumenté durant son installation sur le site (pont Joffre).....	34
Figure 17.	Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot installés dans la dalle du tablier du pont Joffre avant le coulage du béton.....	35

Figure 18. Capteur à fibre optique Fabry-Pérot, capteur Bragg et jauge de déformation électrique collés sur une barre d'armature PRFC comme effets thermiques.....	35
Figure 19. Vue rapprochée d'une barre d'armature Nefmac en PRFC Instrumentée PRFC comme effets thermiques.....	36
Figure 20. Disposition des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W, de jauges de déformation électriques et des extensomètres à cordes vibrantes soudés sur la poutre principale en acier (pont Joffre).....	36
Figure 21. Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur l'âme de la poutre principale (#C) du pont Joffre.....	37
Figure 22. Vue générale du pont Joffre lors de son ouverture.....	37
Figure 23. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC (treillis Nefmac #LS6) durant les conditions de service.....	38
Figure 24. Comparaison des données enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés et collés sur l'armature PRFC (treillis Nefmac #LS7) durant les conditions de service.....	38
Figure 25. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type EFO noyés dans le béton de la dalle du tablier du pont Joffre durant les conditions de service.....	39
Figure 26. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés à l'âme de la poutre principale durant les conditions de service.....	39
Figure 27. Disposition du cheminement des camions de chargement.....	40
Figure 28. Disposition des camions de chargement suivant la direction Transversale du pont.....	41
Figure 29. Camions positionnés sur le pont Joffre pour un essai de chargement statique.....	41
Figure 30. Système d'acquisition de données pour le suivi des déformations sur le site.....	42

Figure 31. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC pour les essais de chargement statique (treillis Nefmac #LS9-1A).....	42
Figure 32. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés sur l'armature PRFC de la dalle du tablier pour les essais de chargement statique (treillis Nefmac #LS7-1C).....	43
Figure 33. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type EFO noyés dans le béton de la dalle pour les essais de chargement statique.....	43
Figure 34. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement A).....	44
Figure 35. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement B).....	44
Figure 36. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement C).....	45
Figure 37. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement A').....	45
Figure 38. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS9-1A).....	46
Figure 39. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS7-1C).....	46
Figure 40. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type EFO noyés dans le béton de la dalle du tablier sous différentes conditions de chargement (dalle #FO-EM-1).....	47
Figure 41. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS9-1A).....	47
Figure 42. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO installés sur l'armature PRFC durant les essais	

de chargement statique.....	48
Figure 43. Profils de déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale durant les essais de chargement statique	48
Figure 44. Vue générale d'un camion en mouvement sur le pont Joffre pour les essais de chargement dynamique.....	49
Figure 45. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO-W soudés au milieu de la poutre principale durant les essais de chargement dynamiques.....	50
Figure 46. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés au milieu de l'âme de la poutre principale durant 2 essais similaires de chargement dynamique.....	51
Figure 47. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés au milieu et en bas de l'âme de la poutre principale durant les essais de chargement dynamique.....	51
Figure 48. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés au treillis Nefmac de la dalle du tablier durant les essais de chargement dynamique (SFO#100 1467).....	52

Préambule

Dans le cadre du contrat de recherche 1200-97-BD07 entre le Ministère des Transports du Québec (MTQ) et l'Université de Sherbrooke, une nouvelle armature en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) a été utilisée dans une portion du tablier du pont Joffre à Sherbrooke, pendant les travaux de reconstruction de ce pont en 1997.

Le pont a été instrumenté avec différents types d'instruments de mesure incluant des capteurs à fibre optique intégrés dans le renforcement en PRFC. Au total, plus de 180 instruments de mesure (capteurs à fibre optique, jauges de déformation électriques, extensomètres à corde vibrante et thermocouples) ont été mis en place à des localisations stratégiques, non seulement sur les renforcements en PRF, mais aussi sur l'armature conventionnelle, dans le béton et sur les poutres maîtresses en acier.

Ce rapport final fait suite aux rapports d'étape No.1, No.2 et No.3 remis au Ministère des Transports du Québec (Direction des structures) sur le projet du pont Joffre. Le rapport d'étape No.1 (août 1998) a porté sur la description du programme expérimental de la phase laboratoire, la description et l'identification des différents types d'instruments de mesure mis en place sur le pont Joffre ainsi que les différentes phases de la mise en place de l'armature et du béton du tablier du pont. Le rapport d'étape No.2 (juin 1999) a porté, quant à lui, sur les résultats d'essais entrepris en laboratoire pour déterminer les propriétés physiques, mécaniques et structurales de l'armature en matériaux composites utilisée pour le tablier du pont. Le rapport d'étape No.3 (février 2000) a porté sur les résultats obtenus à l'aide des capteurs à fibre optique sous charges de service (trafic normal) ainsi que les résultats d'essais de chargement statique et dynamique réalisés sur le pont à l'aide de camions à poids calibrés.

Le présent rapport fera un survol des résultats présentés dans les trois rapports précédents et inclura des recommandations préliminaires pour le design des tabliers de ponts en béton armé de barres en matériaux composites.

Mots clés : Tablier de pont, béton armé, armature en matériaux composites, polymères renforcés de fibres, fibres de carbone, fibres de verre, treillis Nefmac, capteurs à fibre optique, instrumentation, essais de chargement statique et dynamique, déformation, contrainte, température, construction.

1. 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 et l'éclatement du béton (gel/dégel, séchage/mouillage, humidité, sels de déverglaçage, surcharges mécaniques dues à un flux de circulation de plus en plus dense et à des moyens de transports de plus en plus lourds). Par conséquent, la durée de vie des tabliers de ponts se trouve considérablement réduite engendrant ainsi des coûts de réparation très élevés. L'utilisation de béton à faible perméabilité, l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement, le traitement des surfaces extérieures du béton à l'aide de silanes, la protection cathodique des renforcements, le revêtement de l'acier à l'aide d'une couche de résine d'époxyde, la galvanisation et l'utilisation de l'acier inoxydable sont les principales techniques qui ont été considérées en pratique pour retarder la corrosion de l'acier et l'éclatement du béton. Cependant, ces matériaux et techniques se sont avérés inefficaces, surtout dans le cas de structures exposées à des environnements particulièrement agressifs, tels que les tabliers de ponts, les constructions côtières et les stationnements multi-étagés dans les régions nordiques où l'on a souvent recours à l'utilisation de sel et de produits pour le déverglaçage. Pour augmenter la durée de vie des structures en béton armé, on fait maintenant de plus en plus appel à la nouvelle technologie des armatures en matériaux composites constitués de polymères renforcés de fibres [1-4]. 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 peut donc constituer une solution très avantageuse pour les tabliers de ponts (dalles et poutres) [5-7].

À la suite d'une dégradation importante de la dalle du tablier et des poutres principales (corrosion de l'armature d'acier), la Ville de Sherbrooke a entrepris en juillet 1997, en collaboration avec le ministère des Transports du Québec, des travaux de reconstruction majeurs du pont Joffre. Ces travaux consistaient à reconstruire et élargir le tablier et à remplacer les poutres principales en béton précontraint par des poutres en acier. Dans ce contexte, l'implantation de la technologie de l'armature à béton en matériaux composites combinée à celle des capteurs à fibre optique a été retenue. Cette utilisation des deux technologies permet de concevoir des structures non-corrosives, durables et dites intelligentes. ✓

Cette première réalisation au Québec portant sur l'utilisation d'armatures en matériaux composites a été effectuée en collaboration avec le ministère des Transports du Québec, la Ville de Sherbrooke et le bureau d'ingénieurs conseils Le Groupe Teknika (Sherbrooke). Une partie de la dalle de béton du tablier du pont Joffre a été renforcée à l'aide d'une armature principale en matériaux composites, de même qu'une partie du chasse-roue et du trottoir. Les armatures en matériaux composites (à base de fibres de carbone pour la dalle et à base de fibres de verre pour le chasse-roue et le trottoir) ont fait l'objet de nombreuses études en laboratoire dans le but de définir leur comportement sous différentes sollicitations. Par ailleurs, une stratégie d'instrumentation du pont a été établie pour entre autres, définir les niveaux de contraintes (déformations) dans l'armature en matériaux composites utilisée dans la dalle du pont ainsi que sur les poutres principales en acier. Dans cette stratégie, on retrouve notamment l'intégration de capteurs à fibre optique dans l'armature ainsi que l'instrumentation du tablier (dalle et poutres).

Aussi, ce projet s'inscrit parmi les travaux de recherche menés par les membres du groupe de recherche du Professeur Brahim Benmokrane (Département de génie civil, Université de Sherbrooke) dans le cadre du Réseau de Centres d'Excellence sur les Innovations en Structures avec Systèmes de Détection Intégrés (ISIS Canada).

2. OBJECTIFS DU PROJET

Les objectifs de ce projet d'envergure réalisé pour une première fois au Québec sont:

- 1) Planter et valider la technologie des matériaux composites dans la construction et la réhabilitation des ponts;
- 2) Évaluer la performance, à court et à long termes, des renforcements en matériaux composites dans des dalles de tabliers de ponts en béton sous charges de service et sous des conditions environnementales réelles ;
- 3) Planter et expérimenter sur le terrain la technologie d'instrumentation à l'aide de capteurs à fibre optique;
- 4) Établir des recommandations pour le design de dalles de tabliers de ponts en béton armé d'armature en matériaux composites.

3. ETUDE EN LABORATOIRE

Une mise à jour des connaissances a permis de définir les matériaux susceptibles de répondre aux exigences en vigueur dans la construction des ponts. Les travaux de recherche menés sur les renforcements en matériaux composites au Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke depuis les dix dernières années et à l'Institut de Recherche en Construction (IRC) du Conseil National de Recherche du Canada (CNRC, Ottawa) ont permis de bien cerner les paramètres déterminants du projet. Aussi, les données recueillies d'Autocon Composites Inc., de Pultrall Inc., et de Marshall Industries Composites Inc. (respectivement manufacturiers des armatures en matériaux composites Nefmac, Isorod et C-BAR) ont fourni des données pratiques quant à l'utilisation des renforcements en matériaux composites.

Des essais en laboratoire ont été ainsi menés sur des dalles en béton (3200mm x 1000mm x 260mm). Ces essais ont permis de définir le comportement de l'armature principale en matériaux composites retenue pour le projet et d'établir aussi une comparaison à celui de l'armature conventionnelle en acier. Quatre dalles en béton armé ont été testées en flexion sous chargements statiques et cycliques jusqu'à 4 millions de cycles. Les détails de cette étude expérimentale et les résultats obtenus sont présentés dans les sections suivantes.

3.1 Matériaux

Un treillis (bi-dimensionnel) en matériaux composites connu sous le nom commercial Nefmac (New Fiber Material for Concrete) et produit par la compagnie Autocon Composites Inc., a été retenu comme armature principale pour son utilisation dans les essais en laboratoire et dans la dalle du tablier du pont Joffre. Le treillis Nefmac choisi est constitué de fibres de carbone et d'un polymère (résine vinylester). Le dosage des fibres en volume correspond à environ 42%.

Deux types de treillis Nefmac de section rectangulaire ont été utilisés pour les essais en laboratoire. Le premier treillis (Nefmac C16) ayant un épaisseur constante de 16 mm (aire de l'armature 100mm, équivalent à l'armature d'acier 10M) forme un grillage avec des espacements longitudinal et transversal de 200 mm et 100 mm respectivement. Le type Nefmac C16 a été utilisé pour les dalles JB1 et JB2. Le deuxième type de treillis (Nefmac C19-R2) est identique au

premier à l'exception de l'épaisseur qui est de 19 mm (aire de l'armature 200mm, équivalent à l'armature d'acier 15M). Le type Nefmac C19-R2 a été utilisé pour la dalle JB4.

Des essais en laboratoire, utilisant la méthode d'immersion d'échantillons dans l'eau, ont donné une masse volumique du produit Nefmac de 1360 kg/m^3 . Aussi, des essais de traction statique ont donné en moyenne les résultats suivants: 1) résistance à la traction uniaxiale égale à 1400 MPa, 2) module d'élasticité en traction uniaxiale égal à 90 GPa et 3) déformation ultime en traction uniaxiale égale à 1,55 %.

De plus, de l'acier ordinaire de nuance $f_y = 400 \text{ MPa}$ et un béton normal ont été utilisés pour la fabrication des dalles. Des essais de compression réalisés sur des cylindres de béton (100 mm x 200 mm) ont donné une résistance à la compression de 45 MPa et un module d'élasticité de 37 GPa à 28 jours.

3.2 Caractéristiques des dalles en béton armé

Quatre dalles unidirectionnelles ont été testées en flexion. Les dimensions des quatre dalles sont: 3200 mm de longueur, 1000 mm de largeur et 260 mm d'épaisseur. Le tableau 1 présente les numéros de référence, le type de renforcement utilisé, la section totale de l'armature principale et le pourcentage d'armature, pour chacune des quatre dalles. Les dalles JB1 et JB2 sont armées en traction d'un treillis Nefmac de type C16, alors que la dalle JB3 est armée de barres d'acier de diamètre 15 mm espacées longitudinalement de 225 mm et transversalement de 150 mm (cette disposition de l'armature d'acier correspond à celle utilisée par les ingénieurs du Le Groupe Teknika pour l'armature supérieure de la dalle du tablier du pont Joffre). La dalle JB4 est armée en traction d'un treillis Nefmac de type C19-R2. La figure 1 montre une vue du treillis en matériaux composites Nefmac de type C19-R2.

De l'acier ordinaire lisse de 6 mm de diamètre a été utilisé comme armature supérieure pour les quatre dalles (zone du béton comprimé lors des essais de flexion) . Cette armature forme un grillage de 100 mm x 100 mm d'espacements longitudinal et transversal.

3.3 Instrumentation et montage expérimental

L'instrumentation de chaque dalle est composée de: 1) deux LVDTs installés à mi-portée pour mesurer la déflexion maximale, 2) cinq jauges électriques collées sur les faces latérales de la dalle, 3) deux jauges électriques collées sur la face supérieure (comprimée) et au milieu de la dalle, 4) deux LVDTs à haute résolution pour mesurer l'ouverture des fissures et 5) onze jauges électriques collées sur l'armature principale de traction pour mesurer sa déformation. Pour la dalle JB4, deux capteurs à fibre optique ont été intégrés au treillis Nefmac C19-R2 durant sa fabrication (Figure 1) et deux autres ont été placés dans le béton pour mesurer l'effet du retrait et la variation de la température du béton durant la période de mûrissement .

Deux modes de chargement ont été utilisés. Le premier, à quatre lignes de flexion, a été utilisé pour la dalle JB1. Ce mode de chargement, à quatre lignes de flexion, a été utilisé lors d'une étude précédente sur le comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé d'armatures en matériaux composites à base de fibres de carbone et de fibres de verre [8]. La distance entre les lignes de charge est de 1000 mm et elles sont positionnées au tiers central de la portée de 3000 mm. Le deuxième mode de chargement est une charge concentrée placée au milieu de la face supérieure de la dalle. Un vérin hydraulique (de type MTS) de capacité 500 kN et un système d'acquisition de données ont été utilisés. La figure 2 montre le montage expérimental, à charge concentrée, utilisé pour les dalles JB2, JB3 et JB4. Cette dernière dalle (dalle JB4) a été soumise, en premier lieu, à plus de quatre millions de cycles. L'amplitude des charges cycliques a varié entre 10 kN et 100 kN. Les deux premiers millions de cycles ont été réalisés à une fréquence de 2Hz, alors que les deux derniers millions ont été faits à une fréquence de 3Hz.

4. RESULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT SUR DALLES

4.1 Largeur des fissures sous chargement statique

La figure 3 montre et compare les largeurs de fissures mesurées pour les quatre dalles testées. Notons qu'au niveau des charges de service (≈ 100 kN), la largeur des fissures de la dalle JB4 est très proche de celle de la dalle JB3 armée de barres d'acier conventionnelles. De plus, cette figure

montre, comme on s'attendait, que le treillis Nefmac C19-R2 génère des largeurs de fissures plus faibles que celles générées par le treillis Nefmac C16. Une analyse théorique utilisant les équations de prédiction des codes ACI [9] et CSA [10] a été réalisée et les résultats sont publiés ailleurs [11].

4.2 Largeur des fissures sous chargement cyclique

La figure 4 montre la variation de la largeur des fissures sous chargement cyclique pour la dalle JB4. Il est important de noter qu'après quatre millions de cycles, la largeur maximale des fissures est d'environ 0,42 mm, ce qui représente une bonne performance.

4.3 Déflexion maximale sous chargement statique

La figure 5 présente les courbes charge-déflexion des quatre dalles testées. Au niveau des charges de service (≈ 100 kN), la déflexion maximale de la dalle JB4 est d'environ 8 mm, comparativement à 6 mm pour la dalle JB3, alors que les dalles JB1 et JB2 ont donné lieu à des déflexions maximales d'environ 10 mm sous le même niveau de chargement. Aussi, une analyse théorique utilisant les équations de prédiction des codes ACI [8] et CSA [9] a été réalisée et les résultats sont publiés ailleurs [11].

4.4 Déflexion maximale sous chargement cyclique

Le comportement charge-déflexion de la dalle JB4 sous chargement cyclique est montré à la figure 6. On peut conclure qu'après quatre millions de cycles, la déflexion maximale mesurée est d'environ 12 mm.

Après les chargements cycliques, la dalle JB4 a été sollicitée jusqu'à la rupture sous chargement statique. Les déflexions et les largeurs des fissures mesurées sont présentées aux figures 3 à 6. La charge de rupture enregistrée de la dalle JB4 est de 290 kN.

4.5 Déformations de l'armature et du béton

La figure 7 présente les comportements des différents types de renforcements utilisés et du béton, en terme de déformations en fonction du moment maximum appliqué. Cette figure montre que le renforcement Nefmac de type C19-R2 présente des déformations quasi-identiques à celles des

barres d'acier conventionnelles, donnant lieu à un meilleur contrôle de la largeur des fissures et de la déflexion de la dalle.

4.6 Modes de rupture

La figure 8 montre la distribution des fissures et les modes de rupture des dalles testées. Tel qu'illustré, la dalle JB4 a rompu en flexion par compression du béton. Cette rupture par compression a été suivie par une rupture en cisaillement qui s'est propagée jusqu'au bord libre de la dalle. Ce mode de rupture est typique au renforcement sous forme de treillis comme expérimenté dans une autre étude [12]. Le mode de rupture de la dalle JB3 a été en flexion par traction, tel que prévu théoriquement, alors que les dalles JB1 et JB2 ont rompu en flexion par compression du béton.

Les résultats des essais effectués en laboratoire ont permis de choisir le treillis Nefmac de type C19-R2 comme armature principale pour une portion de la dalle du tablier du pont Joffre.

5. APPLICATION AU PROJET DU PONT JOFFRE

5.1 Design de structures et détails de construction

Le Pont Joffre, situé au-dessus de la rivière St-François à Sherbrooke (Québec) a été construit initialement en 1950 et reconstruit en 1997 à la suite d'importantes détériorations du tablier en béton et des poutres principales dues à la corrosion de l'armature. Le Pont Joffre est constitué de 5 travées longitudinales de différentes longueurs (entre 26 et 37 mètres) et de 4 travées transversales de 3,7 mètres chacune (Figure 9). L'épaisseur de la dalle du tablier est de 260 mm. Des portions du tablier, du trottoir pour piétons et du chasse-roue du pont, comme montrées à la figure 10 ont été sélectionnées pour leur renforcement à l'aide d'armature en matériaux composites. Le design structural a été réalisé suivant le code canadien (CSA A23.3, 1994) de la pratique pour les structures en béton armé de barres d'armature conventionnelles. Toutefois, le changement du module élastique des armatures en matériaux composites a été pris en compte.

La portion du tablier en béton sélectionnée (7,3 x 11,5 m) a été armée à l'aide de barres d'armature en matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC). L'armature à la surface supérieure du tablier est un treillis en PRFC mais des barres d'armature en acier ont été placées à

la surface inférieure du tablier (Figure 10). Cet agencement est dû au fait que les armatures à la surface supérieure du tablier, proche de la surface de roulement, sont plus soumises à la corrosion et ont été donc remplacées par des barres en composites en PRF. Le renforcement en PRFC consiste en 10 treillis Nefmac de 3,60 m de longueur et 2,30 m de largeur. Aussi, un total de 12 treillis Nefmac de 2,3 x 1,15 m chacun, ont été utilisés comme joints dans les 2 directions longitudinales et transversales par rapport aux treillis principaux (Figure 10). Les treillis ont été placés de façon à ce qu'un espacement longitudinal de 200 mm et un espacement transversal de 100 mm par rapport au tablier soient respectés. La légèreté des barres d'armatures en PRF a été très utile et pratique pour la facilité de manutention et de placement durant la construction. Des écarteurs en plastique ont été utilisés au niveau du chevauchement des barres d'armature en PRFC et des barres d'armature en acier pour éviter un quelconque contact entre celles-ci (**Figure 19**). Une vue générale des barres d'armatures en PRF installées dans le tablier est montrée à la Figure 10. L'aire du renforcement en PRFC est d'environ $2000 \text{ mm}^2/\text{m}$ dans la direction transversale de la dalle (pourcentage d'armature 1%). L'armature en acier utilisée consiste en des barres crénelées de 15 mm de diamètre et un espacement de 150 mm de centre à centre (pourcentage d'armature 0,66%). Des épaisseurs de recouvrement de 60 mm et 35 mm à la partie supérieure et inférieure, respectivement, ont été initialement recommandées pour ce projet. L'épaisseur de recouvrement n'a pas été changée pour la partie de la dalle du tablier renforcée avec les treillis en PRFC.

5.2 Instrumentation

Le pont a été instrumenté avec 3 types d'instruments de mesure (capteurs à fibre optique, extensomètres à cordes vibrantes, jauges de déformation électriques) avec un total de 180 positions stratégiques dans le béton de la dalle du tablier et sur les poutres principales en acier. Un total de 44 capteurs à fibre optique ont été installés pour le suivi de la déformation et de la température, incluant 26 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur le treillis Nefmac, 6 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés dans le treillis Nefmac, 2 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type TFO et 2 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type EFO noyés dans le béton, 3 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale, 3 capteurs à fibre optique de type Bragg collés sur le treillis Nefmac et 1 capteur Fabry-Pérot de type SFO et un capteur à fibre optique de type Bragg collés sur la barre

en PRFC pour le suivi de la déformation thermique. Les figures 11 à 15 montrent un treillis Nefmac instrumenté avec des capteurs à fibre optique durant le processus de fabrication. Cela a été une première tentative mondiale à utiliser des capteurs à fibre optique intégrés pour suivre la performance des armatures en PRF à l'intérieur du béton dans une structure de pont. Les figures 14 et 15 montrent une vue générale et une vue rapprochée des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur le treillis Nefmac. Les figures 16 et 17 montrent le treillis Nefmac et les capteurs à fibre optique pour la pose finale dans la dalle du tablier. Les figures 18 et 19 montrent l'instrumentation avec des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO et de type Bragg de la barre d'armature en PRFC, insérés à l'intérieur d'un tube en PVC pour son isolation du béton comme référence des effets thermiques. La figure 20 montre une description schématique des jauges installées sur les poutres principales en acier et les 9 positions des jauges de déformation noyées dans le béton. Les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W, ainsi que des jauges de déformation électriques et les extensomètres à cordes vibrantes ont été collés à 3 différentes positions, à savoir en haut, au milieu et en bas de la poutre principale en acier respectivement comme montré à la figure 21. Plus de détails sur les jauges et la procédure d'instrumentation peuvent être trouvés dans la référence (Benmokrane et al., 1998).

5.3 Performance structurale

Après l'exécution des travaux de construction avec succès, le pont a été ouvert au trafic le 5 décembre 1997 comme montré à la figure 22. Les réponses statiques et dynamiques des différentes composantes du pont ont été enregistrées régulièrement en utilisant un système d'acquisition de données. Bien qu'il soit encore prématuré de conclure sur le service à long-terme ou la performance de la structure, les premiers résultats justifient clairement l'importance et la valeur de ce projet de recherche pour construire avec sécurité des structures en béton armé de PRF et l'utilisation de l'instrumentation pour le suivi de la performance structurale à long-terme. Les figures 23 à 26 montrent les données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot et instrumentés sur le pont Joffre sous des conditions de service normal pour environ 30 mois. On peut voir que la température obtenue à partir des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot noyés dans la dalle du tablier varie avec le temps, plus basse en hiver et plus haute en été. La déformation thermique enregistrée sur la barre Nefmac à partir des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO est faible, présentant une légère augmentation avec une

augmentation de température. Les valeurs des déformations du treillis Nefmac obtenues, à partir des capteurs à fibre optique de type SFO collés et intégrés, sont toujours les mêmes, donc variant avec la température et exhibant toujours la même fonction avec le temps comme la température. Les 2 capteurs à fibre optique de type SFO collés et intégrés ont enregistré une variation de déformation maximum d'environ 200×10^{-6} m/m dans l'armature en PRFC Nefmac (Figures 23 et 24). Une variation similaire de la déformation à celle du treillis en PRFC Nefmac a été aussi enregistrée dans le béton et la poutre principale en acier au moyen des capteurs à fibre optique de type EFO noyés dans le béton et des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale (Figures 25 et 26). La variation des déformations enregistrées en fonction du temps et de la température indiquent clairement qu'il est possible d'obtenir de façon utile et consistante des résultats à l'aide des capteurs à fibre optique et que la température constitue un facteur prédominant des déformations enregistrées dans la dalle de béton du tablier de pont.

5.4 Essais statique et dynamique sur le pont Joffre

En novembre 1998, soit une année après l'ouverture du pont au trafic routier, des essais statique et dynamique, utilisant des camions lourds à poids calibrés ont été réalisés sur le pont afin d'évaluer le niveau des contraintes dans les différents types d'armature en PRF, dans le béton de la dalle du tablier et dans les poutres principales en acier. Les charges du camion ont été appliquées aux travées I (renforcées avec des PRFC), II et III du tablier de façon à s'assurer à ce que les charges sur les portées IV et V ne devraient pas créer des effets de contraintes critiques additionnelles sur les barres d'armature en PRFC sur la portée I. Le poids d'un camion était d'environ 25 tonnes (245 kN). La charge maximale combinée des roues avant (essieu avant) était de 8 tonnes (79 kN) et celle des roues arrières (essieux arrières) étaient de 19 tonnes (187 kN). Plusieurs cheminements critiques ont été sélectionnés le long de la portée du tablier de pont et les positions du camion ont été choisies pour créer des conditions de contraintes maximales possibles sur le tablier du pont. L'identification du passage du chargement est montrée dans les figures 27 et 28. La figure 29 montre trois camions à poids calibrés et positionnés sur le pont pour des essais de chargement statique. Un système d'acquisition de données à été installé sur le pont pour l'enregistrement des lectures à partir des capteurs à fibre optique comme montré à la figure 30.

5.4.1 Résultats d'essais statiques effectués sur le pont Joffre

Les figures 31 à 43 montrent des résultats types des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot sur les treillis Nefmac, sur le béton de la dalle du tablier et sur la poutre principale du Pont Joffre durant les essais de chargement statique. On peut voir que les déformations obtenues du treillis Nefmac, du béton de la dalle du tablier et de la poutre principale à la position des capteurs à fibre optique varient avec la position de chargement des camions. La figure 42 montre la déformation de l'armature en PRFC sous des essais statiques, enregistrée par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot. On peut voir aussi, pour des charges données, que la variation des déformations de l'armature en PRFC est faible pour des essais de charge statique similaires. La figure 43 décrit le profil de déformation le long de la profondeur de la poutre instrumentée du pont, dû à un camion à des positions A2, B2, C2 et les effets combinés des 3 positions A2-B2-C2. La figure 43 reflète certains facteurs intéressants. Premièrement, la présence de la déformation en traction à travers la profondeur de la section et à la partie supérieure du treillis montrent qu'une action effective du composite entre le béton de la dalle et la poutre principale existe. Deuxièmement, les profils des déformations produites par les positions A2 et C2 du camion sont similaires, ce qui montre que les cheminements A et C sont symétriques. On peut remarquer aussi, à la figure 43, que le chargement combiné des trois camions sur les positions A2, B2 et C2 produit des valeurs de déformation en haut, au milieu et en bas de la poutre principale qui correspondent approximativement à la somme de l'effet de trois chargements de camion individuel. Les résultats obtenus montrent que les déformations mesurées sur la poutre, à partir des essais statiques, sont inférieures à $120 \mu\epsilon$ et que les déformations mesurées dans le béton et dans les armatures en PRF sont très faibles (inférieures à $20 \mu\epsilon$). Ces observations montrent la fiabilité des résultats obtenus à partir des capteurs à fibre optique et démontrent leur fiabilité pour le suivi à court et à long-terme de la performance d'un pont.

5.4.2 Résultats d'essais dynamiques sur le pont Joffre

Les essais de chargement à poids calibrés ont été réalisés sur le pont en utilisant des camions lourds à poids calibrés comme montrés à la figure 44. Les figures 45 à 48 montrent les résultats types à partir des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale et les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot intégrés dans l'armature Nefmac du pont durant les essais de chargement à poids calibrés. Les figures 45a et 45b montrent les résultats des

déformations à partir des capteurs à fibre optique de type SFO-W au milieu de l'âme de la poutre principale dues au mouvement de la charge des camions suivant les cheminements B et C. Les données montrent clairement que durant la période de 35 secondes d'enregistrement, une large déformation (i.e. un camion) suivie par 2 déformations similaires (i.e. 2 camions consécutifs) ont eu lieu sur le pont. Comme indiqué sur les figures 45a et 45b, des pics de déformation d'environ 40 et 20 $\mu\epsilon$ ont été générés au milieu de la poutre principale suite au passage des 3 camions selon les cheminements B et C respectivement. Comme montré à la figure 45b, les résultats révèlent que la déformation change de signe entre les périodes de 1 à 3, 14 à 16 et 26 à 28 secondes. En effet, à la figure 45b (capteur à fibre optique de type W au milieu de la poutre principale), une déformation d'environ (-6 $\mu\epsilon$) est observée dans les capteurs à fibre optique suivie par une augmentation brusque dans la direction positive, pour atteindre environ 20 $\mu\epsilon$. Cela peut être expliqué comme suit: la poutre principale du pont est une structure continue qui a subi des déformations en compression au milieu et en bas de l'âme, juste avant le passage des camions directement au-dessus de la position des capteurs à fibre optique (mi-portée de la travée I). Les camions roulaient à une vitesse d'environ 50 à 60 km/h et généraient, au moment de leur passage au-dessus de la position des capteurs à fibre optique, des déformations en traction indiquant ainsi la flexion de l'âme de la poutre principale. Des arguments similaires expliquent les réponses des capteurs à fibre optique collés en bas de l'âme de la poutre principale.

Les figures 46 et 47 présentent les déformations enregistrées par les 2 capteurs à fibre optique de type SFO-W situés au milieu et dans le bas de l'âme de la poutre principale dues au passage des camions selon divers cheminements le long du tablier du pont.

Les données enregistrées au milieu de l'âme de la poutre instrumentée (Figure 46) obtenues des 2 essais similaires (répétition de l'essai) et les valeurs plus hautes des déformations enregistrées sur la partie inférieure de la poutre métallique qu'en son milieu (Figure 46) démontre clairement la bonne performance des jauges utilisées. Aussi, on peut voir que les déformations relevées dans la poutre métallique lors du passage du camion suivant le cheminement B (Figure 46) sont plus élevées que celles enregistrées lors du passage du camion suivant le cheminement C (Figure 47).

6. CONCLUSIONS

L'utilisation de l'armature en matériaux composites pour le renforcement de la dalle en béton armé du tablier du pont Joffre a été un grand succès. Le pont constitue la plus grande portée transversale, utilisant simultanément les matériaux composites à base de fibres de verre et de carbone comme armature, jamais expérimentée. Aussi, à l'aide d'une stratégie d'instrumentation exhaustive, le pont Joffre fournira à tous les partenaires impliqués des données précieuses sur le comportement et la performance, non-seulement sur la technologie des matériaux composites comme armature à béton pour les dalles et par conséquent pour les tabliers de ponts et les dalles de stationnement, mais aussi sur la technologie d'instrumentation des capteurs à fibre optique. La réalisation de ce projet de grande envergure a permis de tirer les conclusions suivantes en fonction des 3 étapes du projet de recherche (essais en laboratoire sur des dalles, travaux de construction du pont joffre et installation du treillis nefmac dans la dalle du pont, données relevées sur le pont sous charges de service et essais de chargement avec des camions calibrés).

Essais en laboratoire sur des dalles

Les essais de chargement statique et cyclique effectués sur quatre dalles à grande échelle ont permis d'évaluer le renforcement en matériaux composites Nefmac en tant qu'armature pour les dalles et par conséquent pour les tabliers de ponts et les dalles de stationnement. Les résultats expérimentaux obtenus ont été corroborés par les théories existantes qui peuvent prédire le comportement de structures renforcées avec ce type d'armature de façon fiable. Les conclusions suivantes peuvent être énoncées :

1. Le moment de fissuration de dalles unidirectionnelles en béton armé de treillis Nefmac peut être calculé selon la procédure recommandée par le code CSA/CAN3-A23.3-M94.
2. Les résultats expérimentaux ont montré que la dalle en béton armé avec le treillis Nefmac de type C19-R2 (de géométrie analogue à celui utilisé dans la dalle du pont Joffre) présente des déflexions, à toute fin pratique, égales à celles de la dalle armée d'acier conventionnel de 15 mm de diamètre et de 150 mm d'espacement (cas de la dalle du pont Joffre).

3. Les calculs théoriques de déflexion basés sur le concept de l'inertie effective d'éléments fléchis en béton armé de renforcement en matériaux composites, avec des équations tirées de la théorie de BRANSON, donnent de bons résultats qui concordent avec les résultats expérimentaux. Ceci permet d'avoir des méthodes simples pour prédire les déflexions de dalles en béton armé de renforcement Nefmac, sous charges de service.
4. Les essais de chargement cyclique effectués sur les dalles armées avec le renforcement Nefmac ont montré qu'après 4 millions de cycles, la déflexion maximale mesurée est d'environ 12 mm, avec une amplitude de charge variant entre 10 kN et 100 kN et une fréquence de 2 Hz. Cette déflexion maximale correspond à environ la portée (L) divisée par 250 (L/250).
5. Les résultats expérimentaux ont montré que l'équation de Gergely-Lutz, pour le calcul de l'ouverture des fissures, donne une très bonne prédiction. Il est à noter que le coefficient K_g a été pris égal à 2,22 fois celui utilisé usuellement pour l'acier ($2,22 \times 11 = (E_f/E_s) \times 11$). Par ailleurs, il a été constaté que l'utilisation du treillis Nefmac permet de mieux contrôler la largeur ou l'ouverture des fissures (contrôle de l'espacement entre les barres transversales). Aussi, la largeur de fissure mesurée sous chargements cycliques (dalle JB4) est demeurée inférieure à 0,42 mm, après 4 millions de cycles, ce qui représente une bonne performance.
6. Enfin les équations présentées dans le rapport d'étape No 2 permettent de prédire, avec une bonne précision, les capacités ultimes des dalles armées de renforcement en matériaux composites.

Travaux de construction du pont joffre et installation du treillis nefmac dans la dalle du pont

1. Les différentes phases de reconstruction du pont Joffre se sont déroulées sans difficultés. La mise en place du béton de la dalle du pont au niveau de la section renforcée à l'aide de l'armature en matériaux composites s'est effectuée de façon conventionnelle et aucune difficulté n'a été rencontrée. Les instruments de mesure et l'armature en matériaux composites ont bien supporté cette phase des travaux. Par ailleurs, la présence de l'armature en matériaux composites n'a aucunement perturbée la mise en place du béton ni ralenti le travail des ouvriers.

2. Plus de 190 instruments de mesure (capteurs à fibre optique, jauges de déformation à corde vibrante, jauges de déformation électriques) ont été installés durant les travaux de reconstruction du pont Joffre. L'intégration de capteurs à fibre optique lors de la fabrication de l'armature en PRF utilisée pour le pont Joffre constitue une première mondiale.

Données relevées sur le pont sous charges de service et essais de chargement avec des camions calibrés

1. L'action composite dalle de béton/poutres métalliques a été observée par l'analyse des déformations enregistrées lors des essais de chargement statique à l'aide de camions.
2. Les résultats obtenus montrent que les déformations mesurées sur les poutres maitresses, dues aux essais de chargement statique, sont inférieures à $120 \mu\epsilon$, et que les déformations dans l'armature en matériaux composites et dans le béton de la dalle du tablier sont inférieures à $20 \mu\epsilon$.
3. Les variations de température produisent les déformations les plus significatives dans le tablier du pont sous les conditions de service (variations cycliques de près de $300 \mu\epsilon$).
4. Les essais avec des camions à poids calibrés ont montré que les niveaux de contraintes dans l'armature en matériaux composites Nefmac sont bien inférieures aux contraintes admissibles.
5. Les données que cette instrumentation a permis de recueillir à ce jour, ainsi que les résultats des essais entrepris en laboratoire, sont très concluants et confirment un comportement attendu. Ceci permet de penser que les nouvelles armatures en matériaux composites, offrent une alternative innovatrice aux différents problèmes de corrosion des armatures conventionnelles en acier, en particulier pour les armatures de la nappe supérieure des ponts en béton armé, qui sont les plus exposées aux agents agressifs.
6. Des essais de chargement futurs sur le pont permettront l'évaluation du comportement à long terme du renforcement en matériaux composites, ainsi que de sa durabilité.
7. La technologie des capteurs à fibre optique semble constituer un outil très fiable pour la surveillance et l'évaluation de la performance à court et à long terme des ponts. Ce projet de

recherche permettra d'établir une base de données expérimentales pour des ponts renforcés à l'aide d'armatures en matériaux composites. Par ailleurs, les résultats aideront à définir les procédures de design pour les structures renforcées à l'aide d'armatures en matériaux composites. Ces essais permettront aussi de calibrer des modèles d'éléments finis (logiciels spécialisés).

8. Enfin, l'acquisition des données (variations des températures et des déformations) du pont Joffre se poursuivra durant les cinq prochaines années (2000-2005) dans le cadre des travaux de recherche de la Chaire de recherche CRSNG sur le renforcement en matériaux composites pour les structures en béton récemment attribuée (avril 2000) à l'équipe de recherche du Professeur Brahim Benmokrane. Le ministère des Transports du Québec (Direction Structures) est l'un des huit partenaires industriels de cette Chaire.

7. RECOMMANDATIONS POUR LE DESIGN DES DALLES DE TABLIERS DE PONTS EN BÉTON ARMÉ DE BARRES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

Des exemples pour le design des dalles de tabliers de ponts en béton armé de barres en matériaux composites conformément au nouveau code canadien des ponts et à des recommandations établies par des chercheurs canadiens sont données dans le paragraphe suivant. Nous traitons notamment les exemples du Pont Joffre et du pont situé sur l'autoroute 55 traversant la rivière Magog en direction Nord. Ce dernier pont est prévu d'être reconstruit au cours de l'été 2001 et les ingénieurs du ministère des Transports du Québec prévoient l'utilisation d'armatures en matériaux composites pour la dalle du pont.

1.1 Nouveau code canadien des ponts (2000)

L'Article 8.18 de ce nouveau Code prévoit que: Les armatures en matériaux composites de la nappe inférieure dans la direction transversale doivent avoir une rigidité et une résistance axiales au moins égales à celles pour les armatures en acier requises. Le reste des armatures en matériaux composites de la dalle (armature longitudinale de la nappe inférieure et armatures transversale et longitudinale de la nappe supérieure) doivent avoir au moins la même résistance que celle des armatures en acier correspondant.

1.2 Recommandations par Rizkalla et coll., (1999)

À partir de travaux de recherche expérimentaux et théoriques effectués sur des dalles de tabliers de ponts à grande échelle, Rizkalla et coll. (1999) recommandent l'utilisation d'un pourcentage d'armature égale à 0,3% pour l'armature à base de fibres de carbone (volume en fibres de carbone 60 à 65%) lorsqu' utilisée dans les nappes supérieure et inférieure dans les deux directions (transversale et longitudinale).

Pour les armatures à base de fibres de verre, Rizkalla et coll. (1999) recommandent un rapport de renforcement égale à 1,2% pour la nappe inférieure dans la direction transversale, et un rapport de 0,6% pour la nappe inférieure dans la direction longitudinale ainsi que 0,6% pour la nappe supérieure dans les deux directions.

Ces recommandations demeurent valables pour autant que le rapport entre la portée transversale (distance entre 2 poutres maîtresses) et l'épaisseur de la dalle est inférieur ou égal à 15. Cette condition est satisfaite pour les 2 ponts décrits dans ce rapport : 1) Pont Joffre (3,7m / 0,26m = 14,2) ; 2) Pont sur la 55 (2,85m / 0,22m = 12,95).

En tenant compte des recommandations ci-dessus, on peut calculer la section d'armature en matériaux composites nécessaire pour venir remplacer les armatures en acier de la dalle du tablier de pont.

Exemple du Pont Joffre

Le design conventionnel de la dalle en béton du tablier du pont Joffre a conduit aux valeurs suivantes:

Épaisseur de la dalle : 260 mm

Recouvrement supérieur : 60 mm

Recouvrement inférieur : 35 mm

Armatures en acier ($E_{\text{acier}} = 200 \text{ GPa}$, $F_{u\text{acier}} = 550 \text{ MPa}$)

Nappe supérieure

15M@ 150 mm dans le sens transversal ($A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

15M@ 225 mm dans le sens longitudinal ($A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

Nappe inférieure

15M@ 150 mm dans le sens transversal ($A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

15M@ 225 mm dans le sens longitudinal ($A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

Calcul en considérant une armature en matériaux composites à base de fibres de carbone de type Nefmac

Caractéristiques mécaniques de l'armature en matériaux composites Nefmac

$$E_{\text{composite}} = 90 \text{ GPa}$$

$$F_{u\text{composite}} = 1400 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{u\text{composite}} = 1,5 \%$$

A. Selon le nouveau code canadien des ponts [13]:

Armature transversale nécessaire (nappe inférieure)

$$E_{\text{composite}} \cdot A_{\text{composite}} = E_{\text{acier}} \cdot A_{\text{acier}}$$

ce qui donne une section d'armature en matériaux composites

$$A_{\text{composite}} = 3115 \text{ mm}^2/\text{mètre}$$

Armature transversale nécessaire (nappe supérieure)

$$F_{\text{composite}} \cdot A_{\text{composite}} = F_{\text{acier}} \cdot A_{\text{acier}}$$

ce qui donne une section d'armature en matériaux composites

$A_{\text{composite}} = 550 \text{ mm}^2/\text{mètre}$ (Il est à noter qu'une section d'armature $A_{\text{composite}}$ égale à $2000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$ a été utilisée en pratique pour le pont Joffre).

Armature longitudinale nécessaire (nappe supérieure et inférieure):

$$F_{\text{composite}} \cdot A_{\text{composite}} = F_{\text{acier}} \cdot A_{\text{acier}}$$

ce qui donne une section d'armature en matériaux composites:

$A_{\text{composite}} = 400 \text{ mm}^2/\text{mètre}$ (Il est à noter qu'une section d'armature $A_{\text{composite}}$ égale à $1000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$ a été utilisée en pratique pour le pont Joffre).

B. Selon les recommandations de Rizkalla et coll (1999) [14]

Armatures à base de fibres de carbone : Le rapport de renforcement recommandé est de 0,3 % pour la nappe supérieure et inférieure dans les deux directions. Ce rapport de renforcement conduit à la section d'armature suivante :

$$A_{\text{composite}} = 675 \text{ mm}^2/\text{mètre}$$

Cette recommandation est valable pour des armatures à base de fibres de carbone avec un dosage en volume de 60 à 65 %, ce qui résulte généralement en des valeurs de module d'élasticité du composite variant de 120 à 140 GPa. Dans le cas des armatures Nefmac (45 % de fibres en volume, $E = 90 \text{ GPa}$), on doit multiplier la section d'armature par le rapport des deux modules ($140 \text{ GPa}/90 \text{ GPa}$). Ce calcul donne une section d'armature en matériaux composites:

$$A_{\text{composite}} = 1050 \text{ mm}^2/\text{mètre}$$

Le tableau ci-après résume l'ensemble des résultats présentés ci-dessus.

Nappe inférieure			Nappe supérieure	
Cas	Armature Transversale	Armature Longitudinale	Armature Transversale	Armature Longitudinale
Calcul traditionnel avec armature en acier	Acier 15M@150mm $A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@225mm $A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@150mm $A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@225mm $A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$
Calcul avec armature en matériaux composites en fibre de carbone Nefmac selon le nouveau code des ponts	NEFMAC (Carbone) $A_{\text{composite}} = 3115 \text{ mm}^2/\text{m}$	NEFMAC (Carbone) $A_{\text{composite}} = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$	NEFMAC (Carbone) $A_{\text{composite}} = 550 \text{ mm}^2/\text{m}$	NEFMAC (Carbone) $A_{\text{composite}} = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$
Calcul avec armature en matériaux composites en fibres de carbone Nefmac selon les recommandations de Rizkalla et coll., 1999	NEFMAC (Carbone) $A_{\text{composite}} = 1050 \text{ mm}^2/\text{m}$			

Exemple du pont sur l'autoroute 55 traversant la rivière Magog

Le pont sur l'autoroute 55 traversant la rivière Magog dans la Direction sud a été reconstruit en 1999. Ce pont est composé de trois travées d'une longueur totale de 83,82 m et d'une largeur de 14,083 m. La travée centrale fait 31,394 m et les deux travées de rive font 26,213 m chacune. La dalle du tablier repose sur cinq poutres en acier de section variable. L'armature d'acier installée dans le nouveau tablier a les caractéristiques suivantes :

Épaisseur de la dalle : 220 mm

Recouvrement supérieur : 60 mm

Recouvrement inférieur : 35 mm

Armatures en acier ($E_{\text{acier}} = 200 \text{ GPa}$, $F_{u\text{acier}} = 550 \text{ MPa}$)

Nappe supérieure

15M@ 160 mm dans le sens transversal ($A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

15M@ 240 mm dans le sens longitudinal ($A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

Nappe inférieure

15M@ 160 mm dans le sens transversal ($A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

15M@ 240 mm dans le sens longitudinal ($A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{mètre}$)

Les ingénieurs du ministère des Transports du Québec envisagent la reconstruction du deuxième pont (Direction nord) au cours de l'été 2001. Ce pont sera analogue à celui de la Direction sud, tant au niveau dimensions qu'au niveau armature.

En suivant la même procédure décrite ci-dessus pour le pont Joffre, on peut calculer la section d'armature en matériaux composites nécessaire pour remplacer les armatures en acier pour ce pont. Nous allons faire les calculs en choisissant l'armature ISOROD (Armature produite par la compagnie Pultrall, Inc., Thetford Mines) en fibres de carbone et en fibres de verre.

Caractéristiques mécaniques de l' armature ISOROD en fibres de carbone:

$$E_{\text{carbone}} = 115 \text{ GPa}$$

$$F_{u\text{carbone}} = 1440 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{u\text{carbone}} = 1,25\%$$

Caractéristiques mécaniques de l' armature ISOROD en fibres de verre :

$$E_{\text{verre}} = 40 \text{ GPa}$$

$$F_{u\text{verre}} = 617 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{u\text{verre}} = 1,55\%$$

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus en utilisant le nouveau Code canadien des ponts et les recommandations de design proposées par Rizkalla et coll.

Nappe inférieure			Nappe supérieure	
Cas	Armature Transversale	Armature Longitudinale	Armature Transversale	Armature Longitudinale
Calcul traditionnel avec armature en acier	Acier 15M@160mm $A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@240mm $A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@160mm $A_{\text{acier}} = 1400 \text{ mm}^2/\text{m}$	Acier 15M@240mm $A_{\text{acier}} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$
Calcul avec armature en matériaux composites (Isorod) selon le nouveau code des ponts	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 2435 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 385 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 535 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 385 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 7000 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 895 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 1250 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 895 \text{ mm}^2/\text{m}$
Calcul avec armature en matériaux composites (Isorod) selon les recommandations de Rizkalla et coll., 1999	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 555 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 555 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 555 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Carbone) $A_{\text{composite}} = 555 \text{ mm}^2/\text{m}$
	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 2220 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 1110 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 1110 \text{ mm}^2/\text{m}$	Isorod (Verre) $A_{\text{composite}} = 1110 \text{ mm}^2/\text{m}$

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient et apprécient l'étroite collaboration des ingénieurs et techniciens du Ministère des Transports du Québec, de la Ville de Sherbrooke, du Groupe Teknika Inc., de l'Institut de Recherche en Construction du Conseil National de Recherche du Canada, de Speco-Engineering Ltée, de Roctest Ltée, de Autocon Composites Inc., de Pultrall Inc., de Marshall Industries Composites Inc., et de ISIS-Canada.

RÉFÉRENCES

- [1] Benmokrane B., and Rahman, H., (*eds.*) “Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction”, Proceeding of the First International Conference, 1998, Sherbrooke, Québec, Canada, 692p.
- [2] Japan Concrete Institute, (*ed.*), “Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”, Proceeding of the third International Symposium (FRPRCS-3), 1997, Sapporo Japan, vol. 1, 728p.
- [3] Saadatmanesh H., and Ehsani M.R., (*eds.*) “International Conference on Composites for Infrastructure”, Proceeding ICCI, 1996, Tucson, Arizona, USA.
- [4] Neale K.W., and Labossière P., (*eds.*), “Advanced Composite Materials in Bridges and Structures”, Proceeding of the First International Conference, (1992), Sherbrooke, Québec, Canada.
- [5] GangaRao H.V.S., Thippesway H.K., Kumar S. V., and Franco J.M., “Design, Construction and Monitoring of the First FRP Reinforced Concrete Bridge Deck in the United States”, Proceedings of the third International Symposium (FRPRCS 3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 1997, Sapporo, Japan, vol. 1, pp. 647-656.
- [6] Rizkalla S., Shehata E., and Abdelrahman A., “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: Parts I and II, 1998, Atlanta, Georgia, 5p.
- [7] Rizkalla S., and Tadros G., “First Smart Bridge in Canada”, ACI Concrete International, Vol. 16., No. 6, June 1994, pp. 42-44.

- [8] Michaluk C.R., Rizkalla S.H., Tadros G., and Benmokrane B., "Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements", *ACI Structural Journal*, 1998, V. 95, No. 3, 13p.
- [9] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (318R-95)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995, 369pp.
- [10] Canadian Standards Association, 1994, "Design of Concrete Structures for Buildings", CAN3 A23.3-M94, Rexdale, Toronto, Ontario, Canada.
- [11] Debbache Z., "Comportement à la flexion de dalles unidirectionnelles en béton armé de treillis en polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) ", Département de génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 1999, 117p.
- [12] Bank L.C., and Xi Z., "Pultruded FRP Grating Reinforced Concrete Slabs", *Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*, ACI-SP-138, 1993, Vancouver, British Columbia, Canada, pp. 561-581.
- [13] CSA. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 2000.
- [14] Hassan T., Rizkalla S., Abdelrahman A., and Tadros G., "Design Recommendations for Bridge Deck Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Polymers", *Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, ACI-SP-188, 1999, Baltimore, USA, pp. 313-324.

Table 1. Caractéristiques des dalles

Dalle No.	Type de renforcement	Section totale du renforcement (mm ²)	Pourcentage d'armature balancé,(%)	Pourcentage d'armature, (%)
JB1	NEFMAC C16	1000	0,37	0,49
JB2	NEFMAC C16	1000	0,37	0,49
JB3	Acier	1400	4,44	0,60
JB4	NEFMAC C19-R2	1800	0,37	0,90



Figure 1. Vue rapprochée d'un treillis Nefmac instrumenté de capteurs à fibre optique

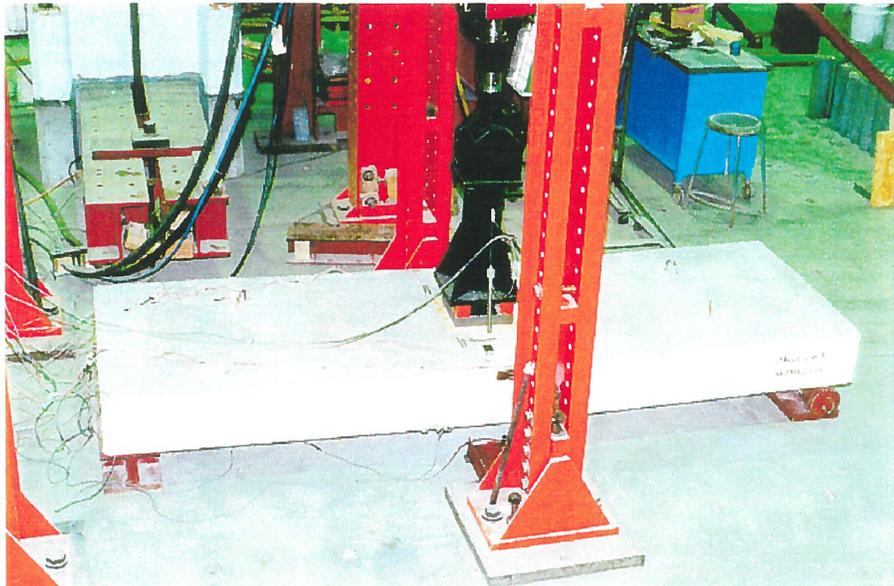


Figure 2. Dalle en béton armé de renforcement en PRFC sous chargement cyclique

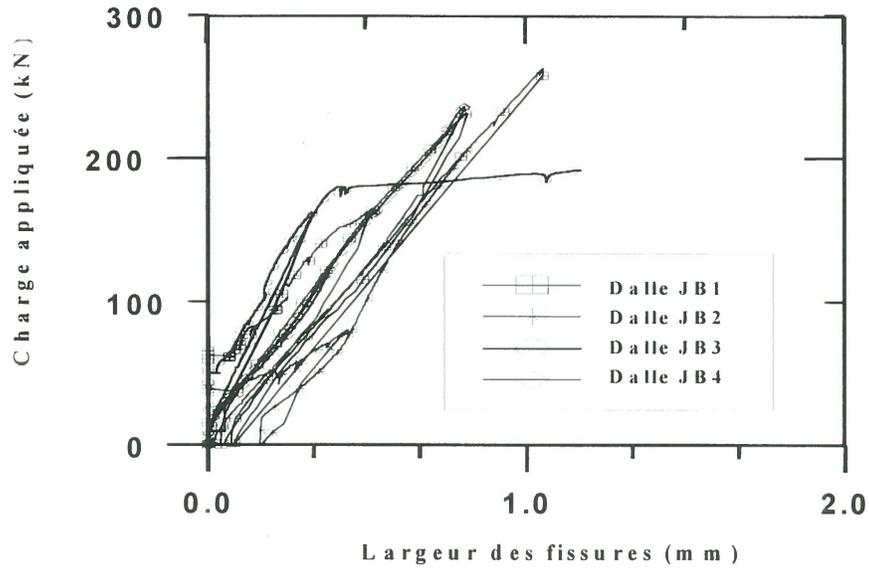


Figure 3. Effet du type et du pourcentage d'armature sur la largeur des fissures

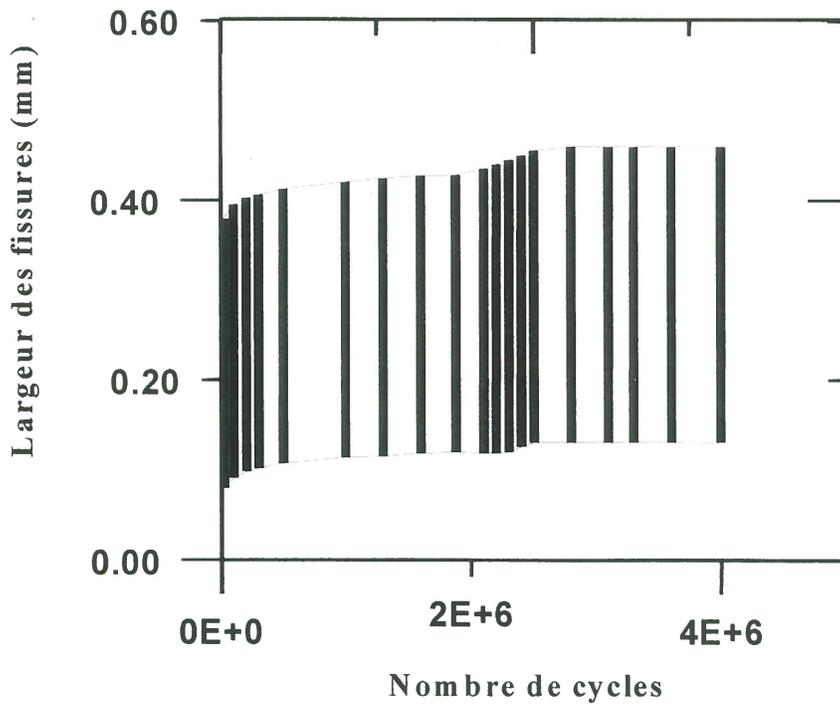


Figure 4. Variation de la largeur des fissures sous chargement cyclique

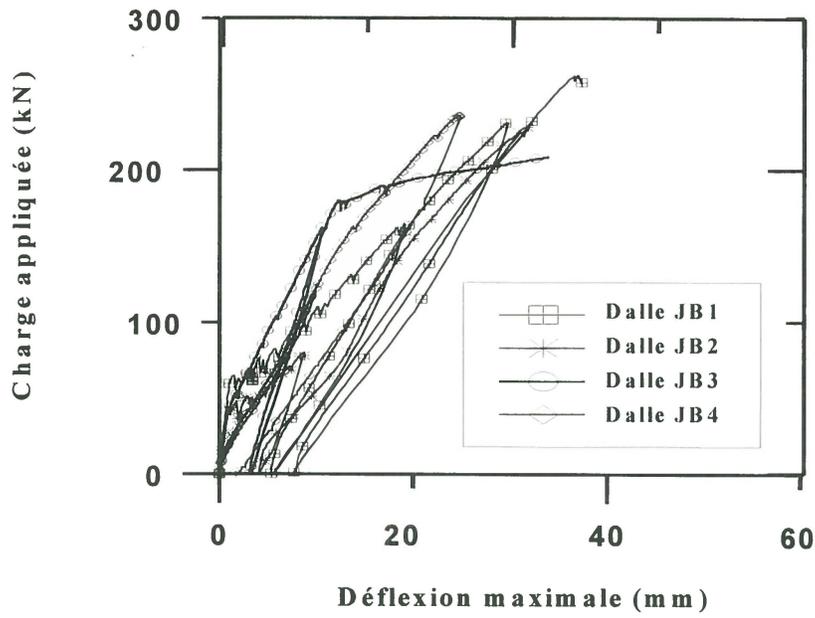


Figure 5. Effet du type et du pourcentage d'armature sur la déflexion maximale

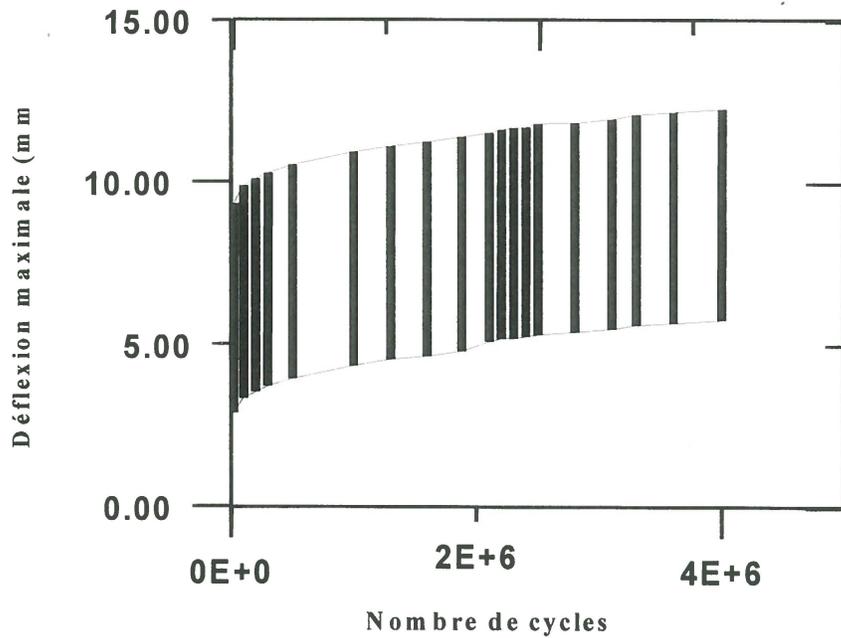


Figure 6. Déflexion maximale sous chargement cyclique

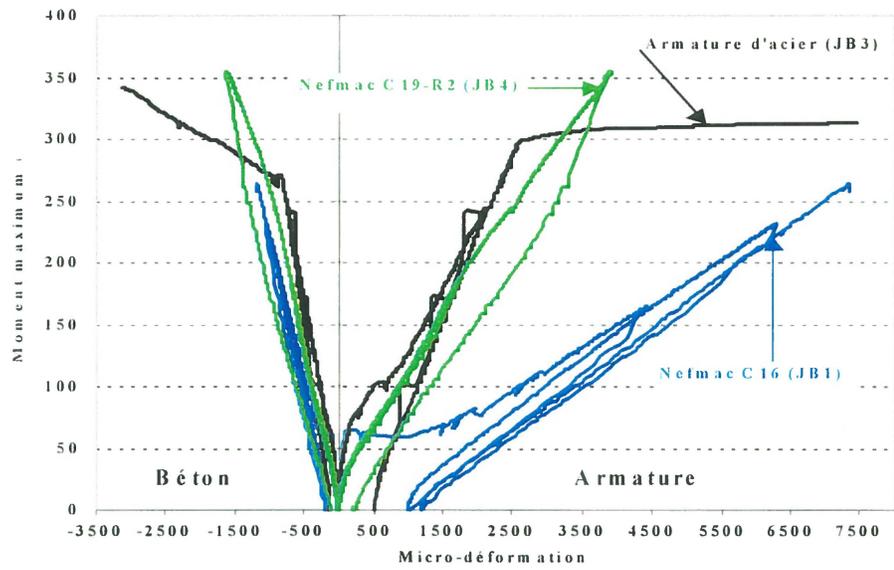


Figure 7. Déformations des différents types de renforcement et du béton



Figure 8. Modes de rupture et réseaux de fissuration des dalles

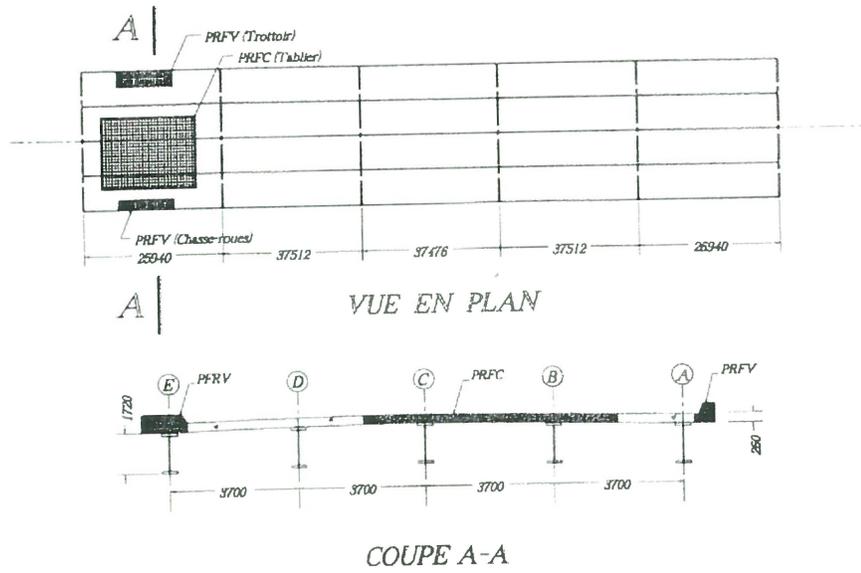


Figure 9. Vue en plan et coupe transversale du pont Joffre



Figure 10. Vue générale des treillis Nefmac placés dans la dalle du tablier du pont Joffre



Figure 11. Vue globale des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés dans un treillis Nefmac (3.6 m × 2.4 m) pour la dalle du tablier du pont Joffre

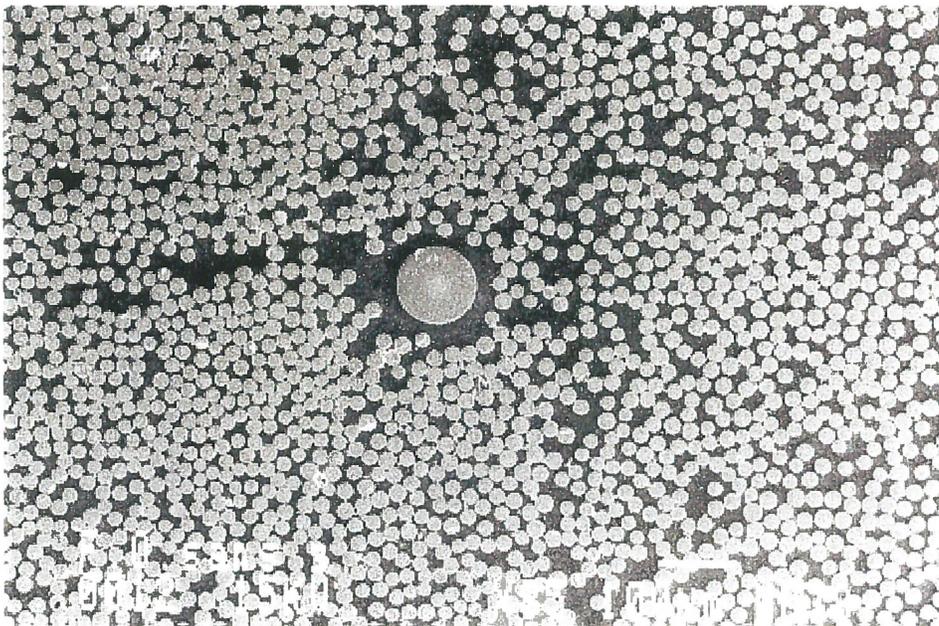


Figure 12. Image au microscope électronique à balayage d'un capteur à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégré dans une armature PRF (Nicole 2000)



Figure 13. Vue rapprochée de 3 capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés dans un treillis Nefmac



Figure 14. Vue générale de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur un treillis Nefmac

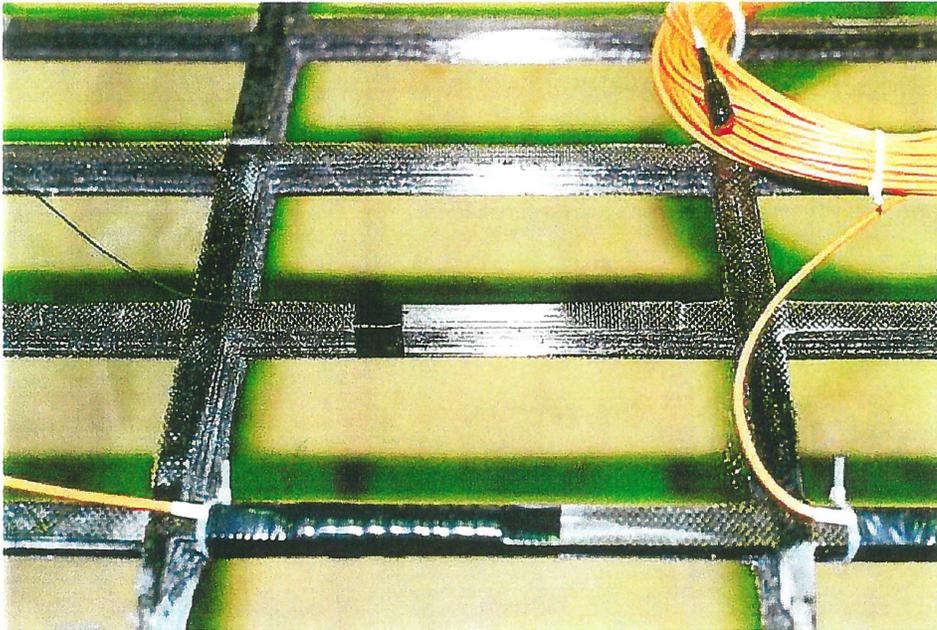


Figure 15. Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur un treillis Nefmac



Figure 16. Treillis Nefmac instrumenté durant son installation sur le site (pont Joffre)



Figure 17. Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot installés dans la dalle du tablier du pont Joffre avant le coulage du béton

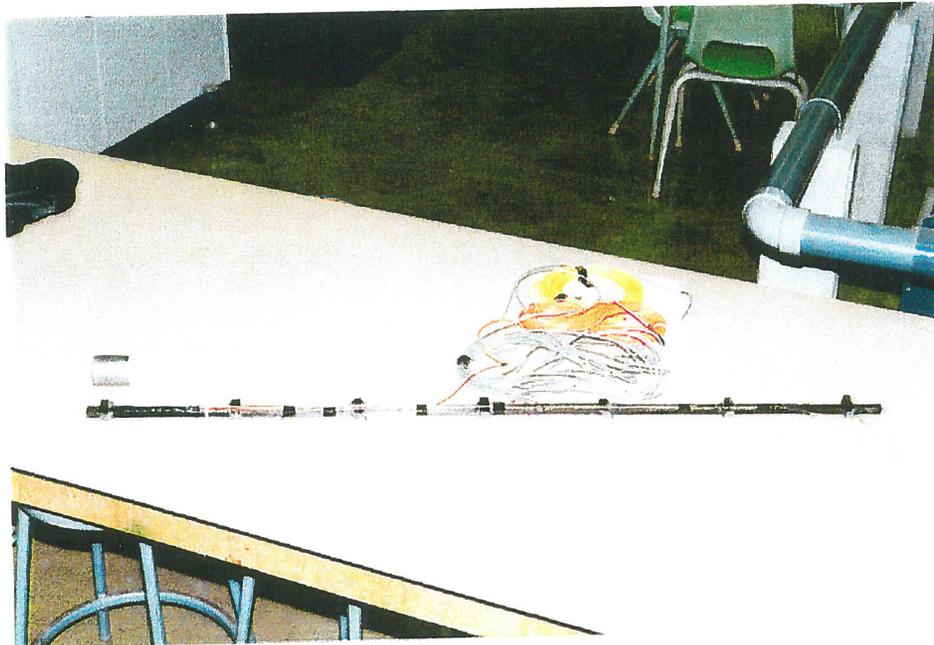


Figure 18. Capteur à fibre optique Fabry-Pérot, capteur Bragg et jauge de déformation électrique collés sur une barre d'armature PRFC comme référence pour les effets thermiques

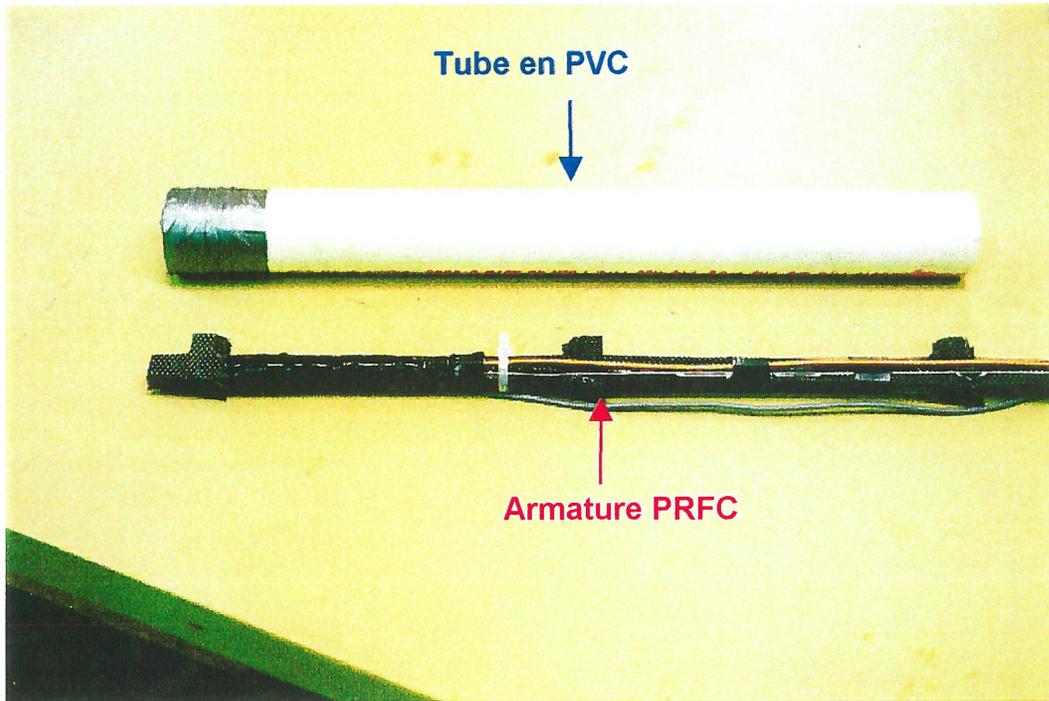


Figure 19. Vue rapprochée d'une barre d'armature en PRFC instrumentée comme référence pour les effets thermiques

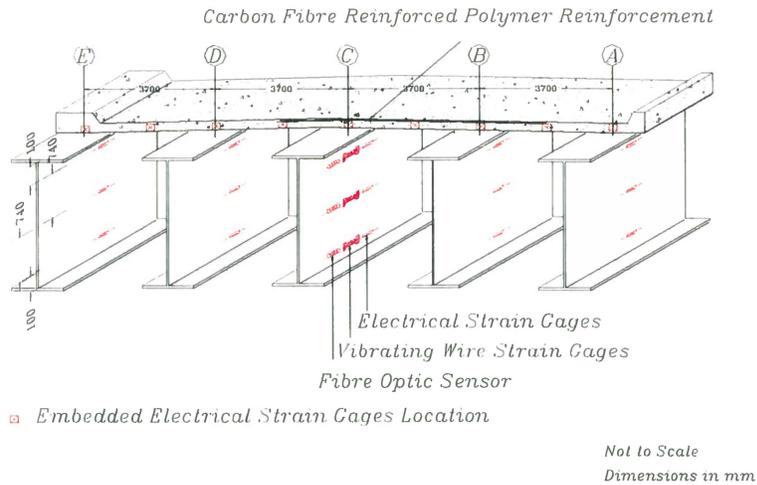


Figure 20. Disposition des capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W, de jauges de déformation électrique et des extensomètres à cordes vibrantes soudés sur la poutre principale en acier (pont Joffre)

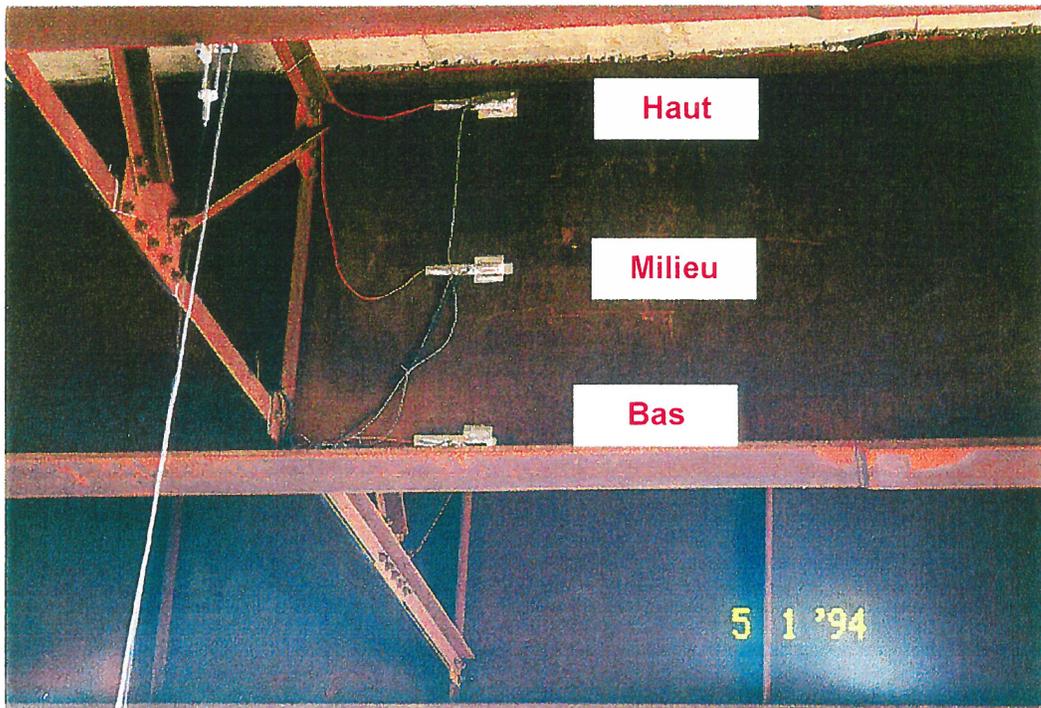


Figure 21. Vue rapprochée de capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur l'âme de la poutre principale (#C) du pont Joffre

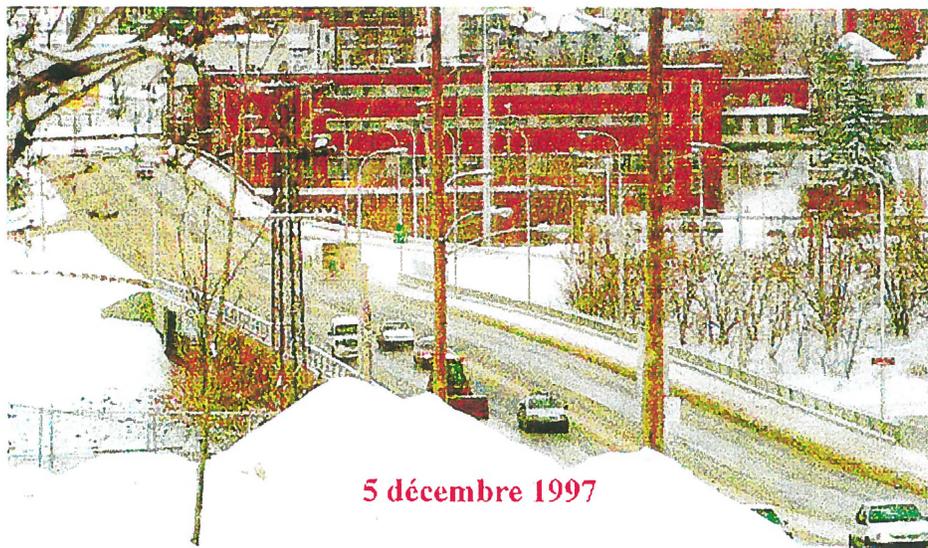


Figure 22. Vue générale du pont Joffre lors de son ouverture

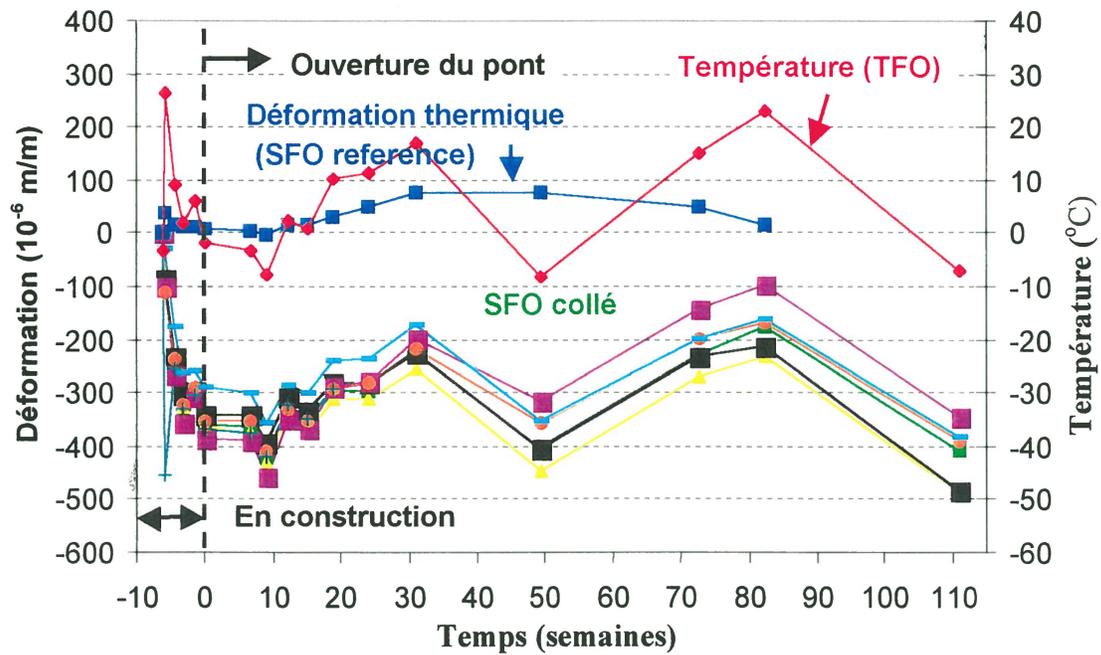


Figure 23. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC (treillis Nefmac #LS6) durant les conditions de service

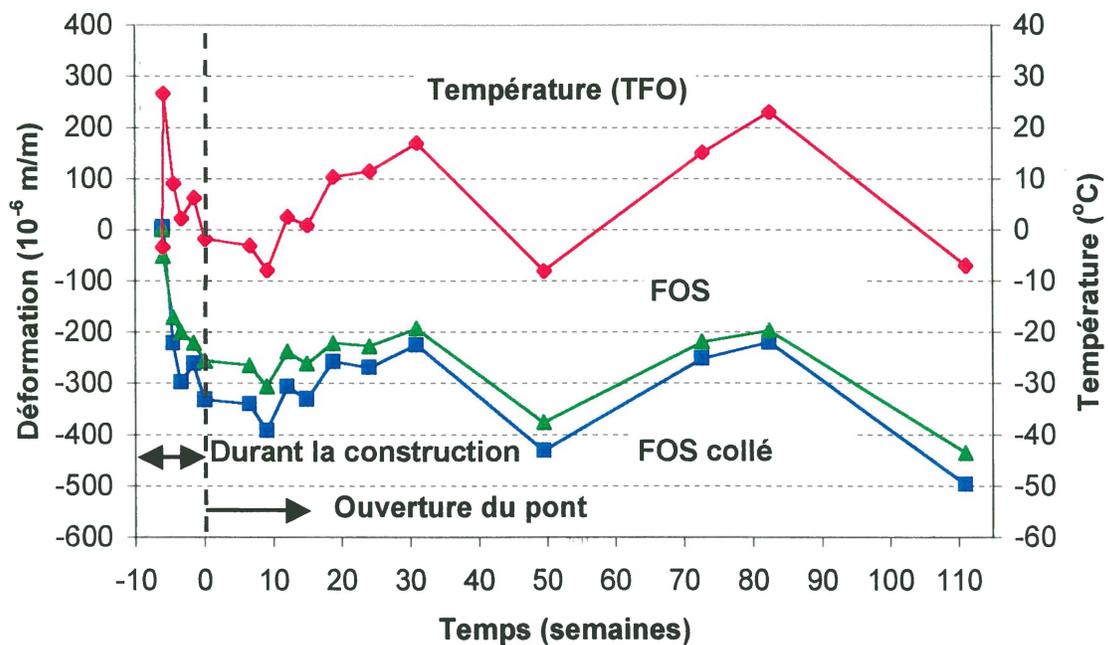


Figure 24. Comparaison des données enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés et collés sur l'armature PRFC (treillis Nefmac #LS7) durant les conditions de service

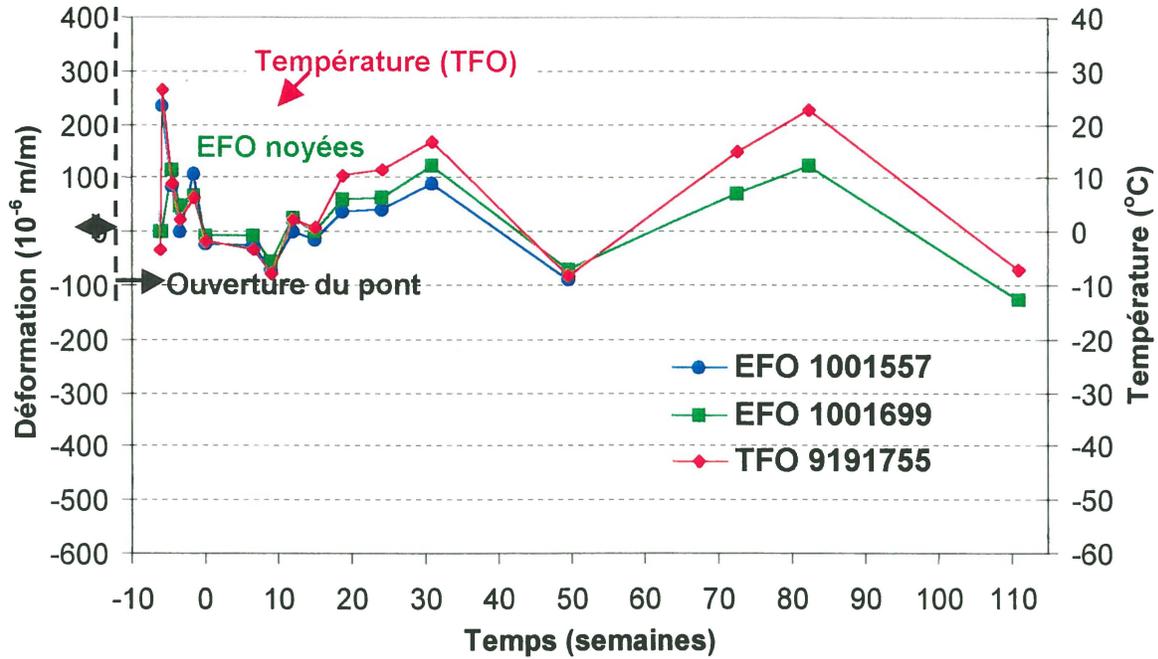


Figure 25. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type EFO noyés dans le béton de la dalle du tablier du pont Joffre durant les conditions de service

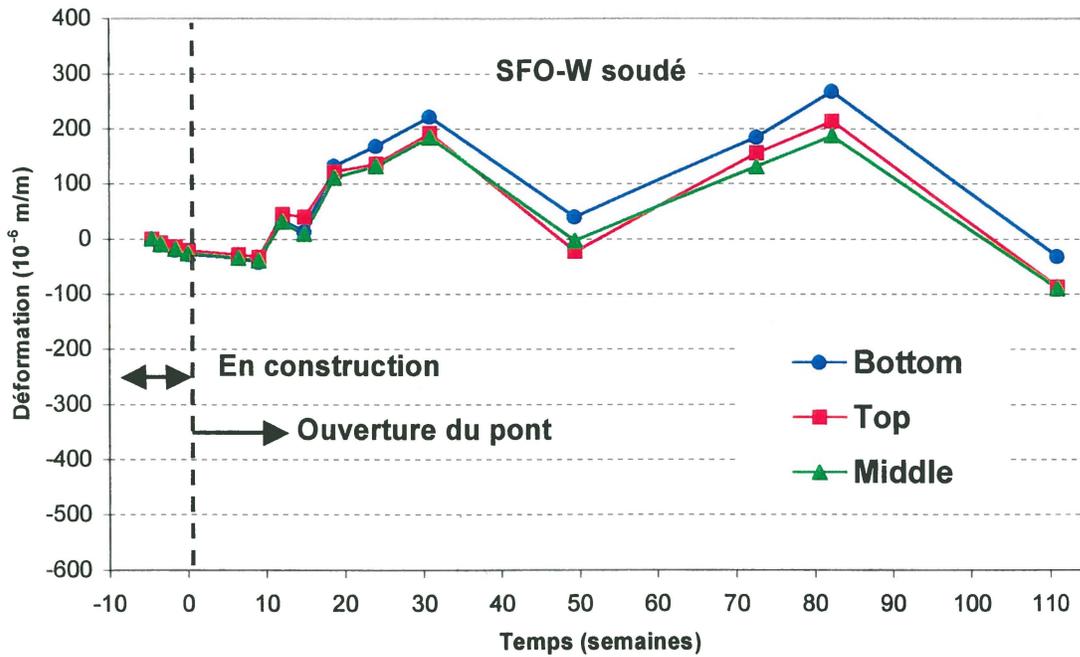
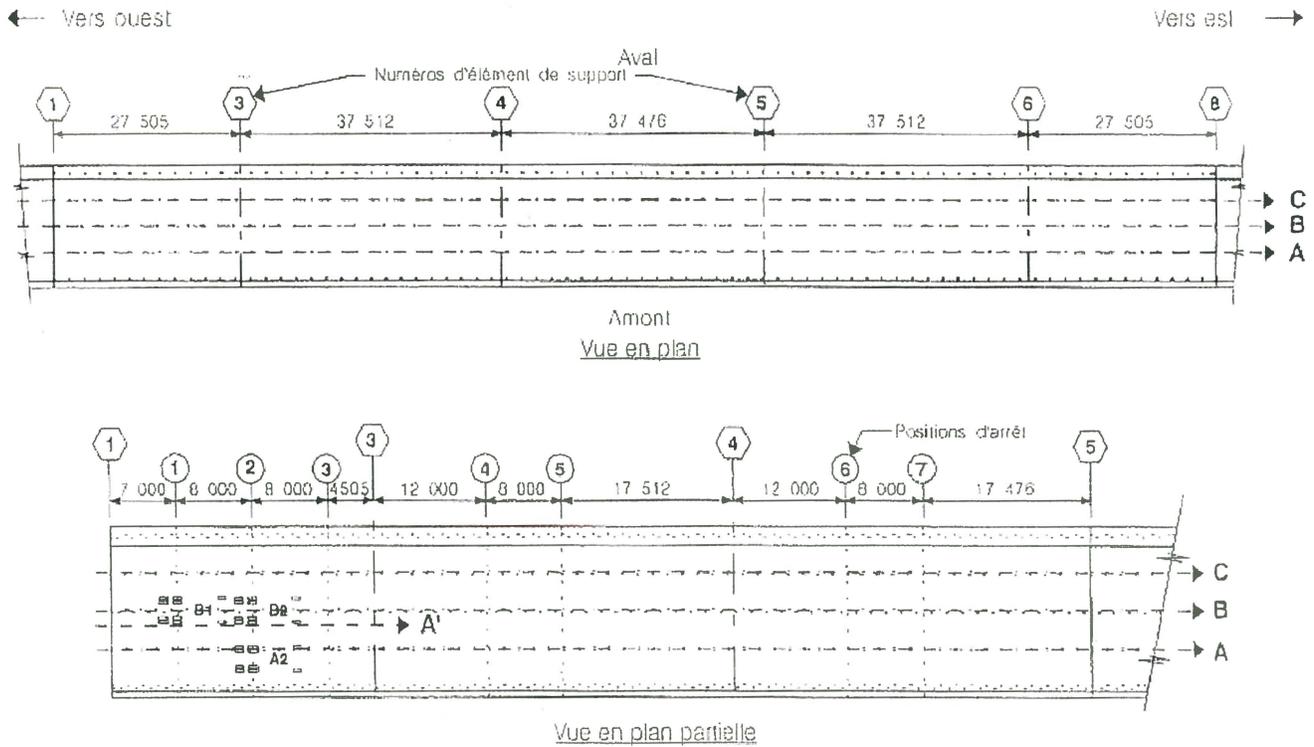


Figure 26. Données types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés à l'âme de la poutre principale durant les conditions de service

Pont Joffre

Localisation des cheminements et des positions d'arrêt



[mm]

Figure 27. Disposition du cheminement des camions de chargement

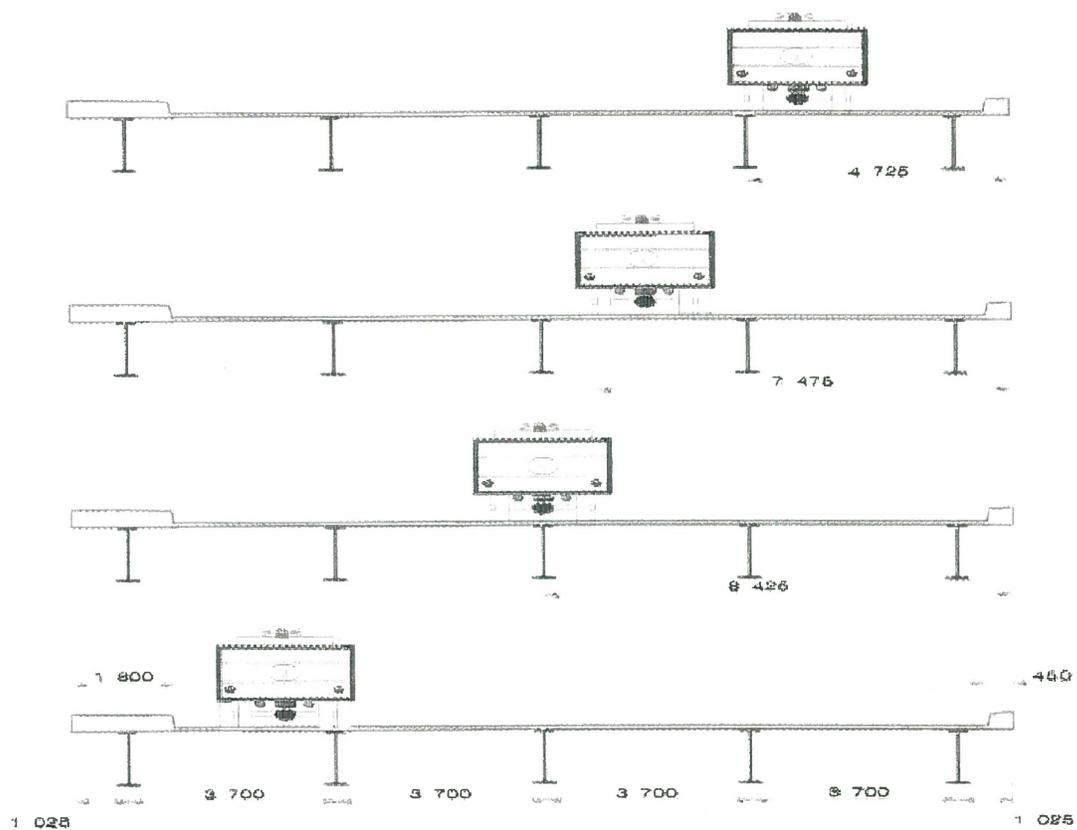


Figure 28. Disposition des camions de chargement suivant la direction transversale du pont



Figure 29. Camions positionnés sur le pont Joffre pour un essai de chargement statique



Figure 30. Système d'acquisition de données pour le suivi des déformations sur le site

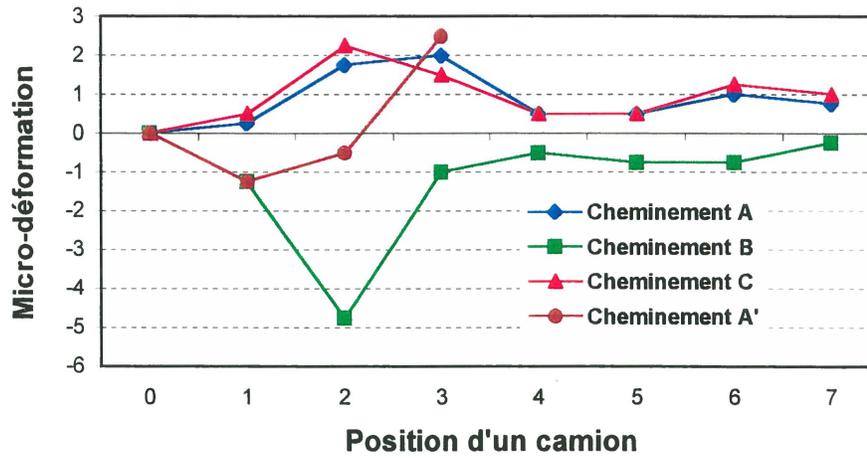


Figure 31. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO collés sur l'armature PRFC pour les essais de chargement statique (treillis Nefmac #LS9-1A)

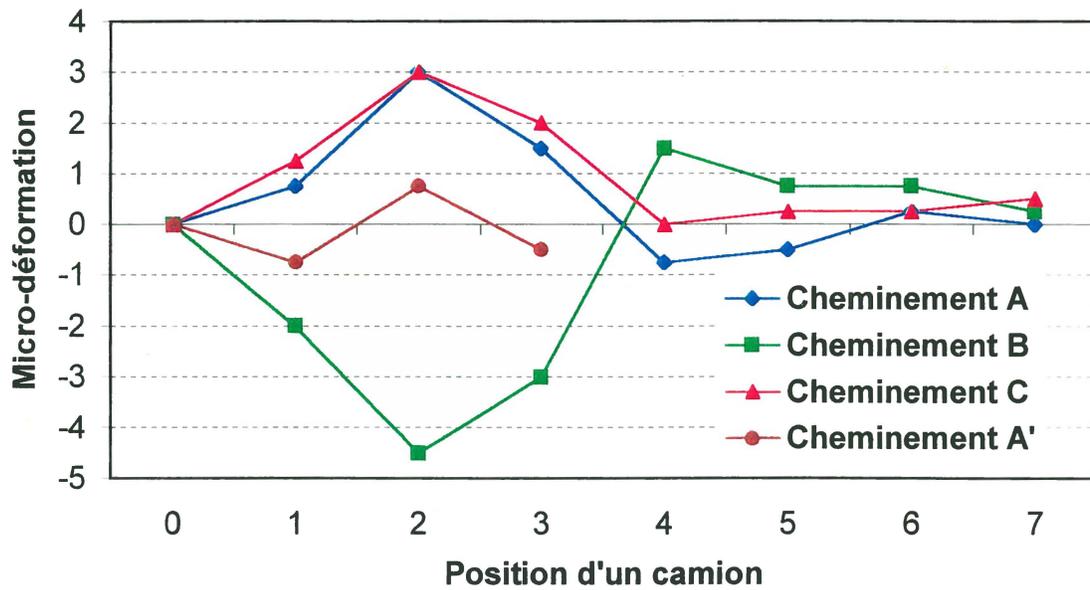


Figure 32. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés sur l'armature PRFC de la dalle du tablier pour les essais de chargement statique (treillis Nefmac #LS7-1C)

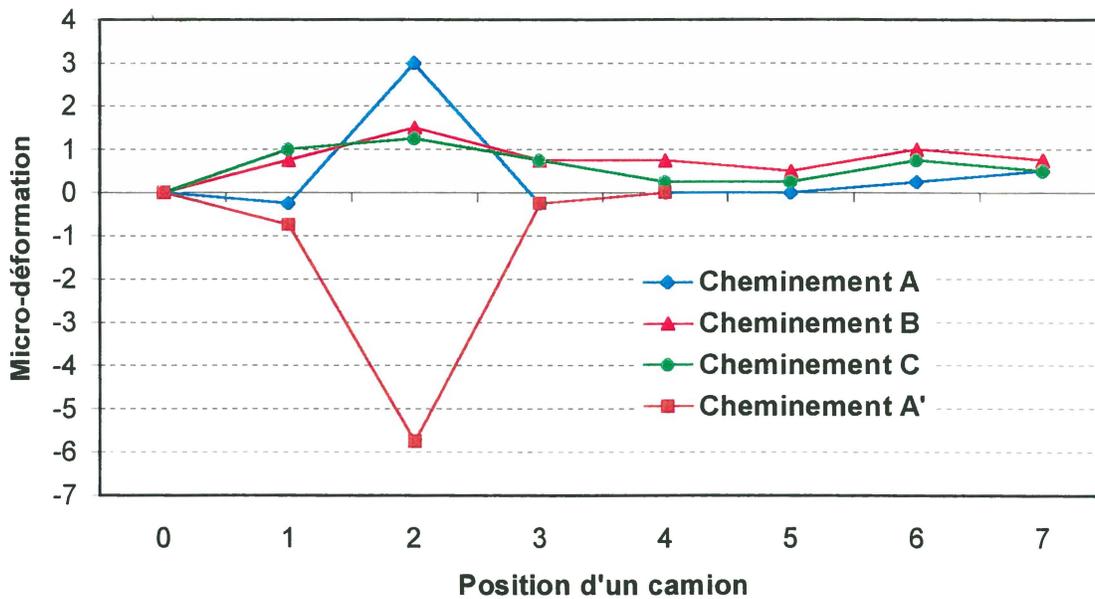


Figure 33. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type EFO noyés dans le béton de la dalle pour les essais de chargement statique

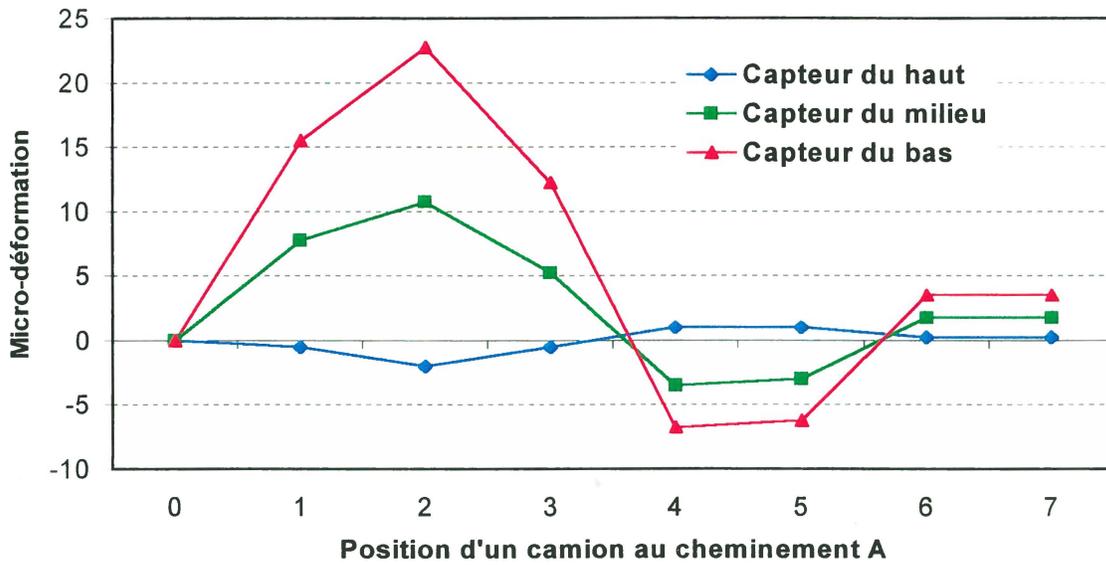


Figure 34 Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement A)

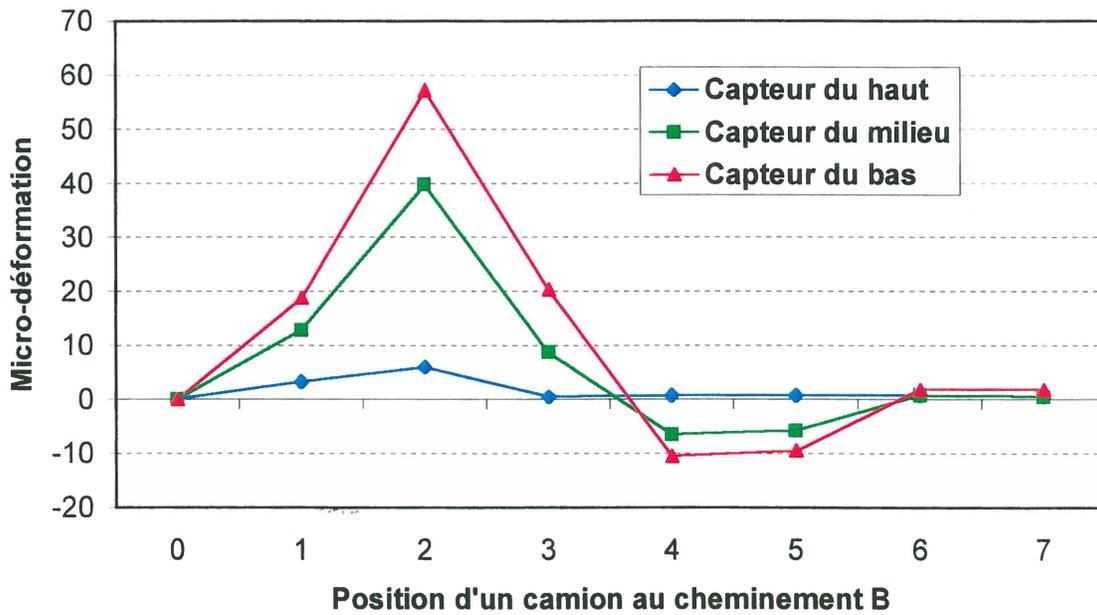


Figure 35. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement B)

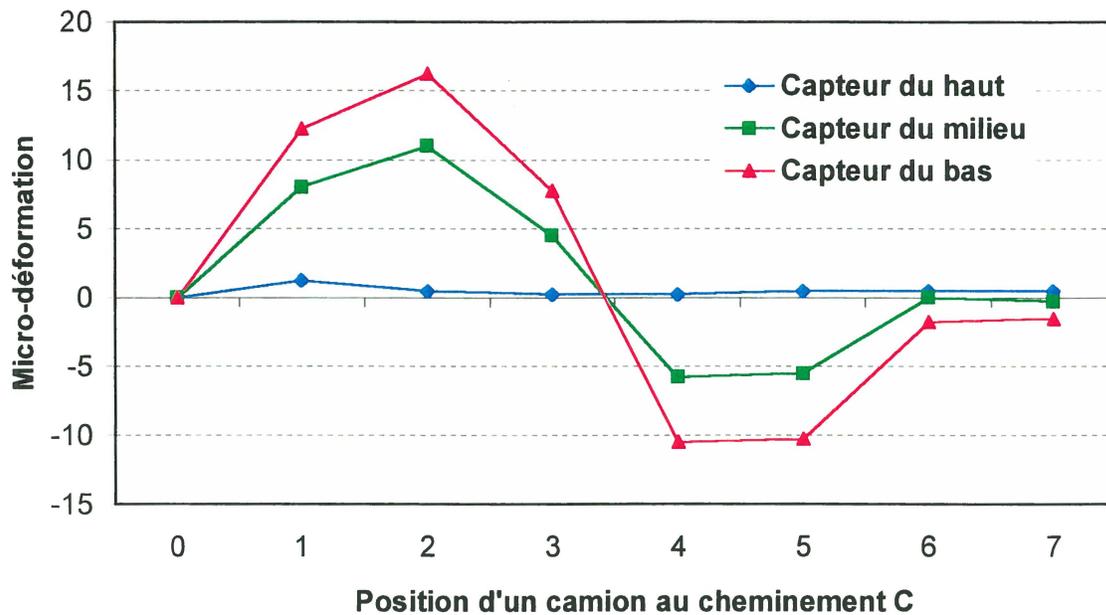


Figure 36. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement C)

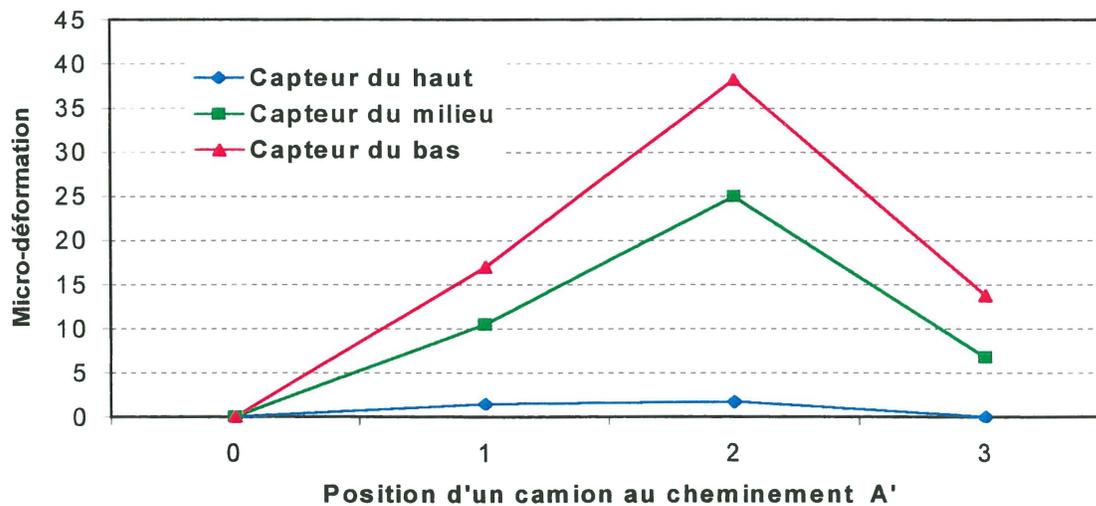


Figure 37. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale pour les essais de chargement statique (Cheminement A')

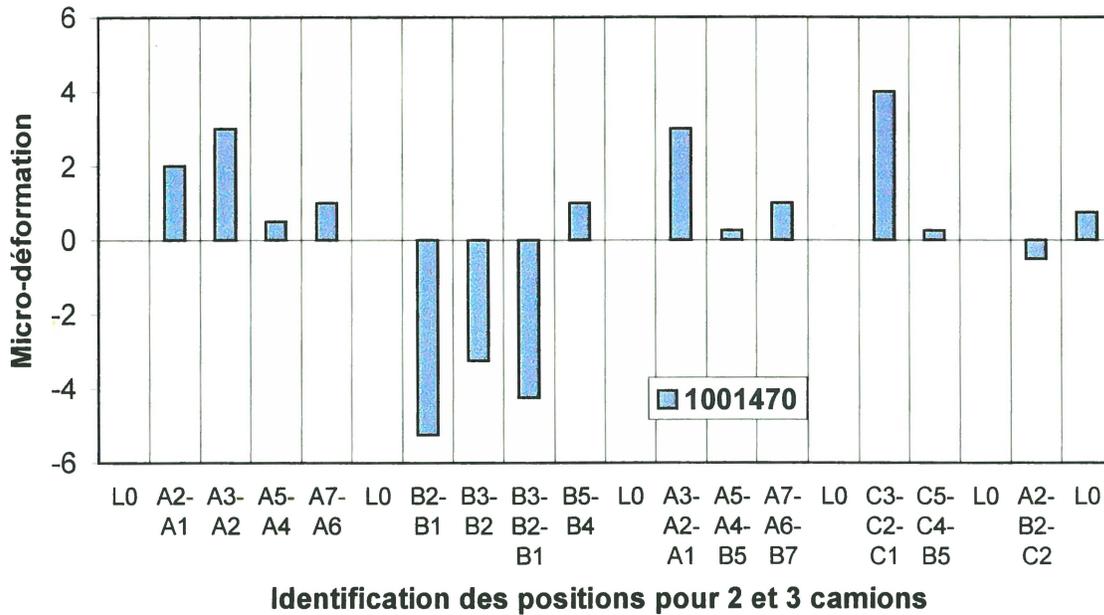


Figure 38. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de typeSFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS9-1A)

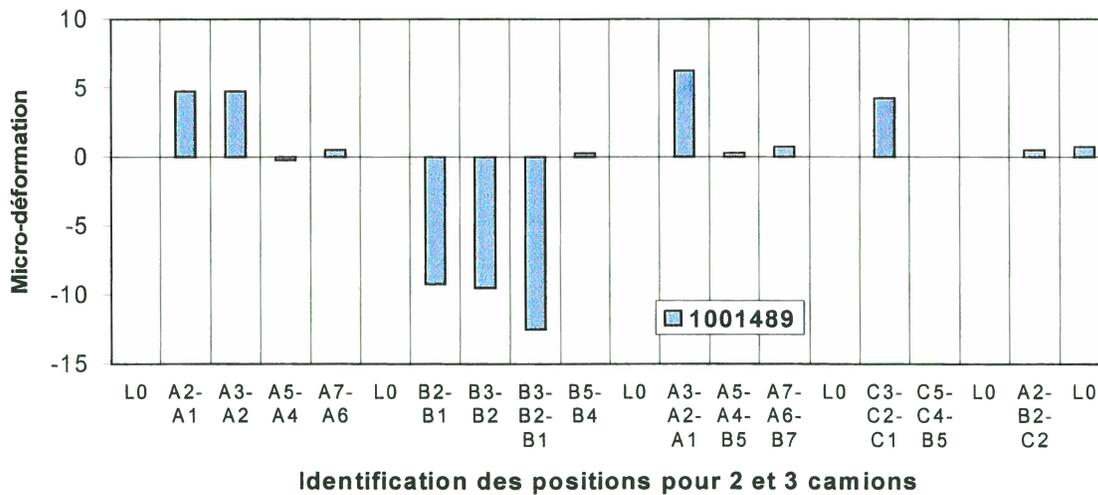


Figure 39. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de typeSFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS7-1C)

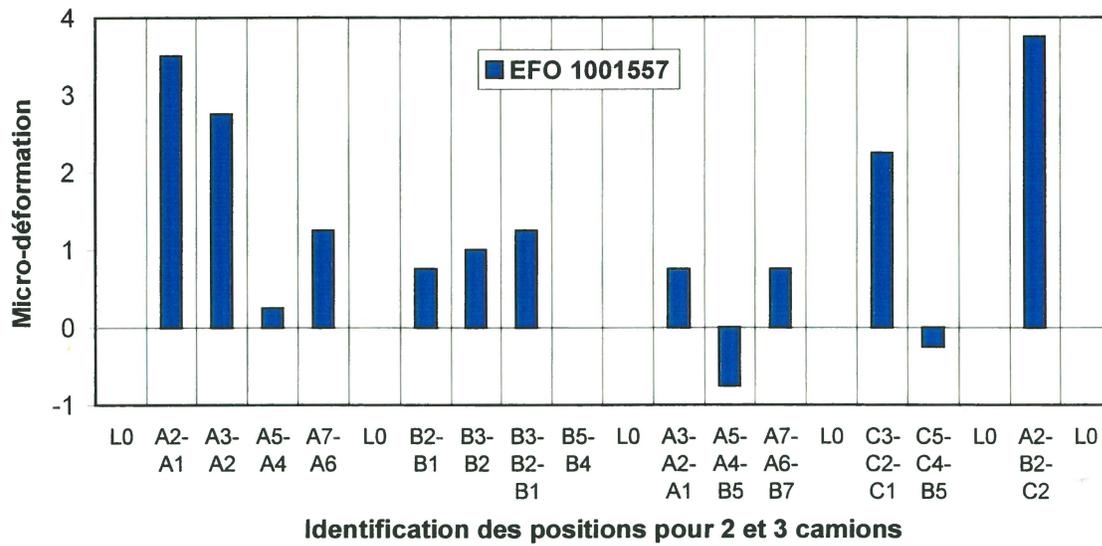


Figure 40. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type EFO noyés dans le béton de la dalle du tablier sous différentes conditions de chargement (dalle #FO-EM-1)

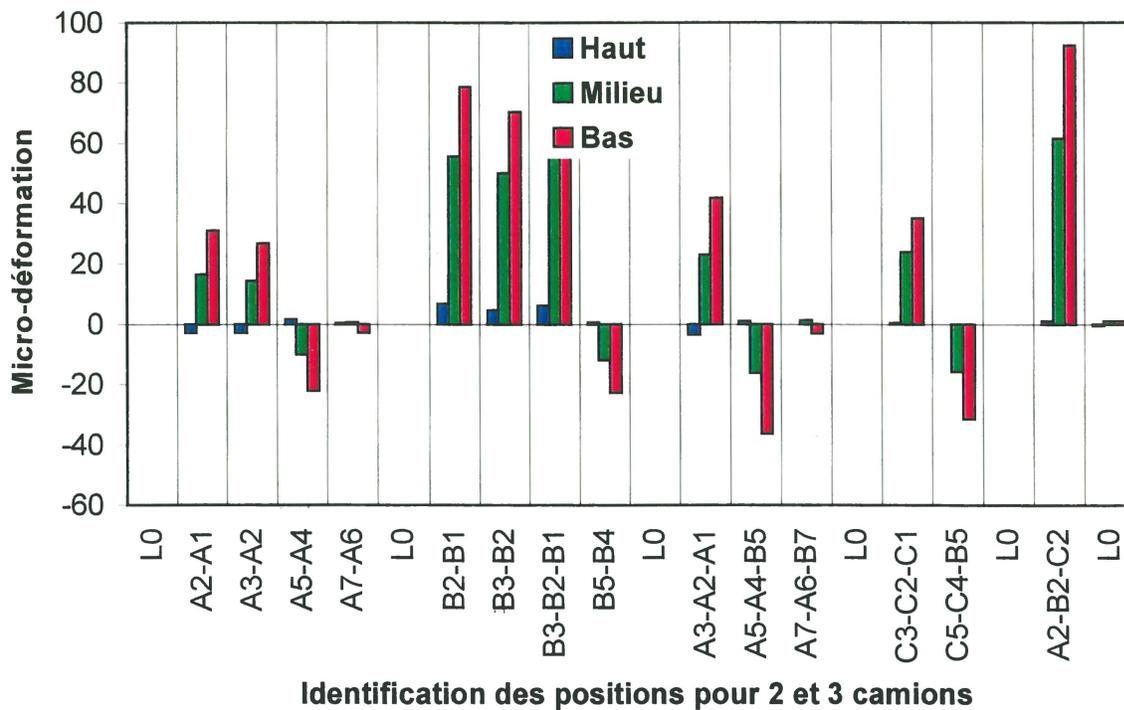


Figure 41. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO collés sur l'armature PRFC sous différentes conditions de chargement (treillis Nefmac #LS9-1A)

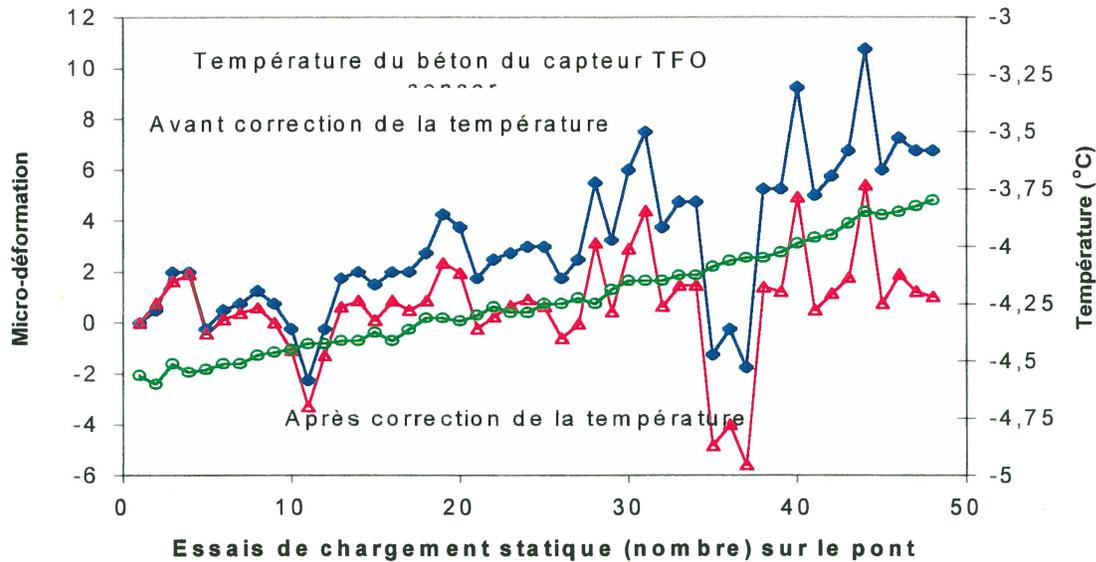


Figure 42. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO installés sur l'armature PRFC durant les essais de chargement statique

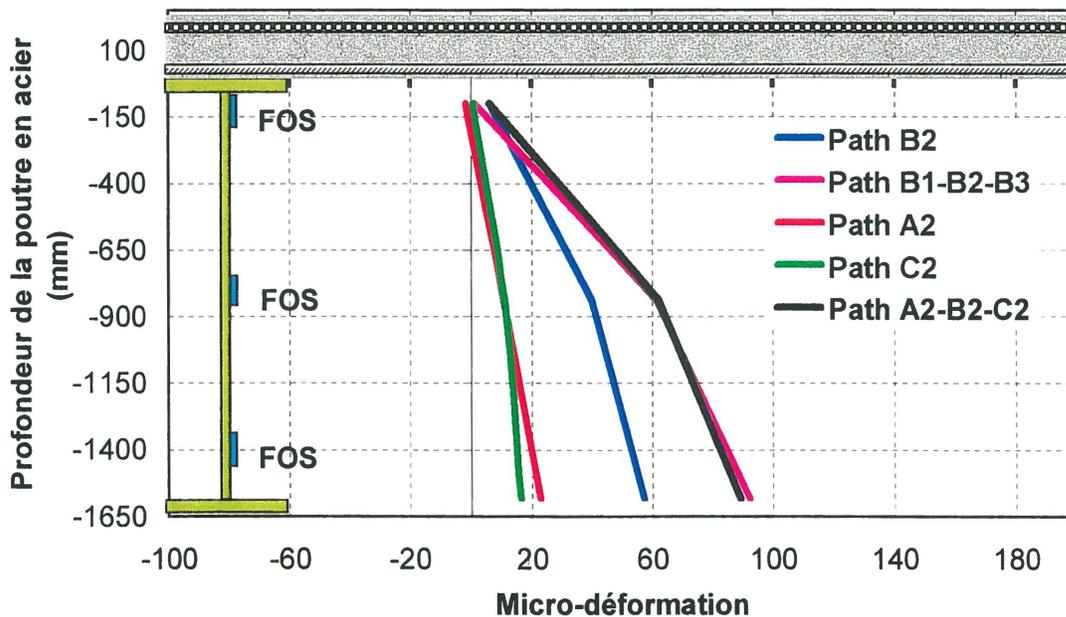
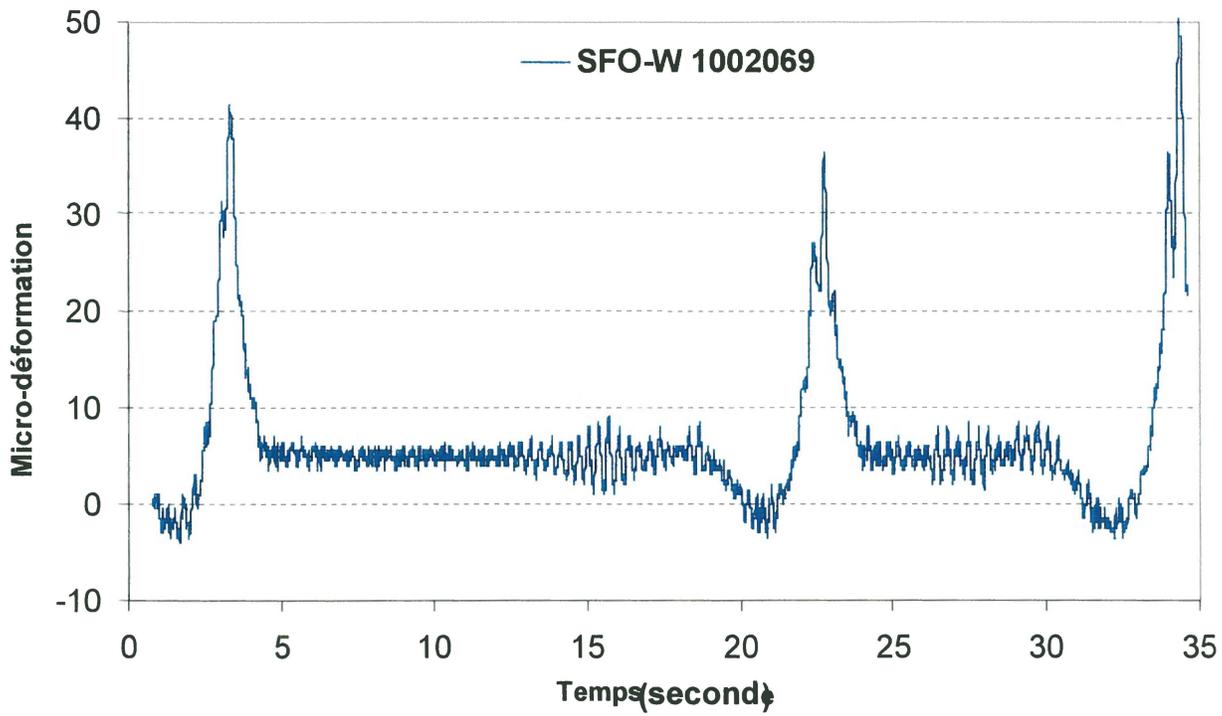


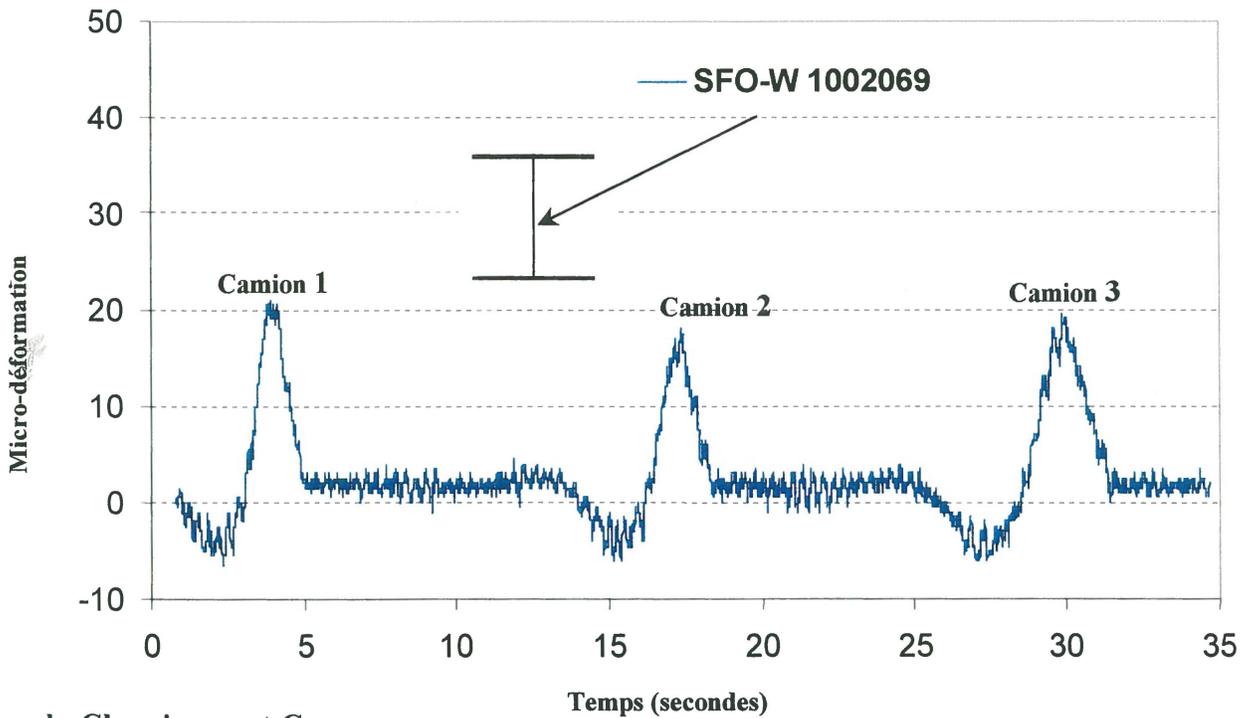
Figure 43. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés sur la poutre principale durant les essais de chargement statique



Figure 44 Vue générale d'un camion en mouvement sur le pont Joffre pour les essais de chargement dynamique



a. Cheminement B



b. Cheminement C

Figure 45 Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique de type SFO-W soudés au milieu de la poutre principale centrale durant les essais de chargement dynamique

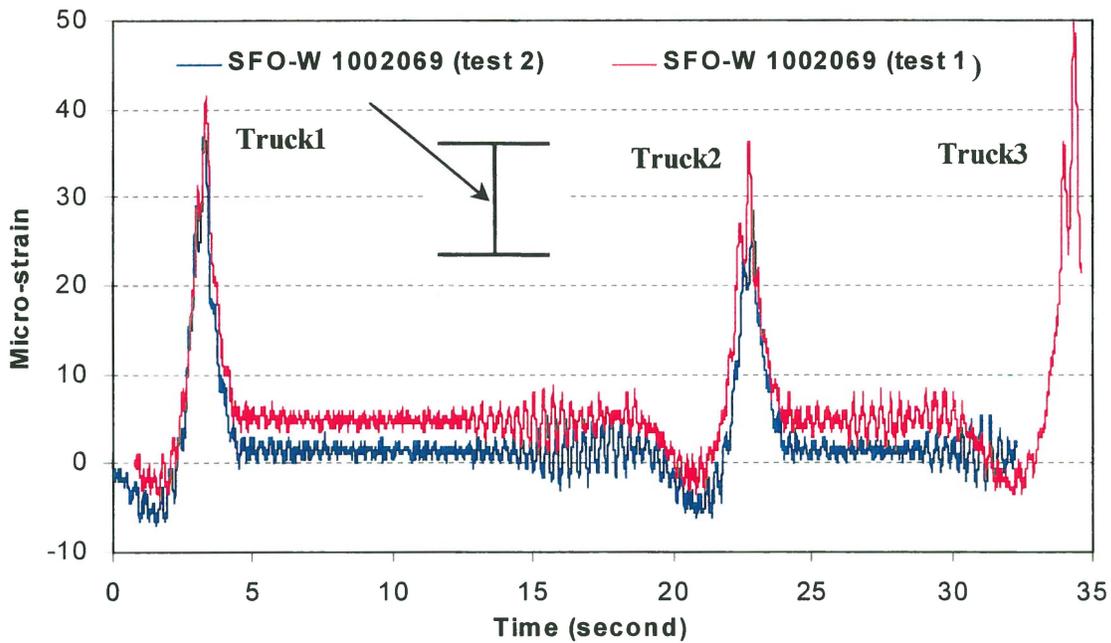


Figure 46. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés au milieu de l'âme de la poutre principale durant 2 essais similaires de chargement dynamique

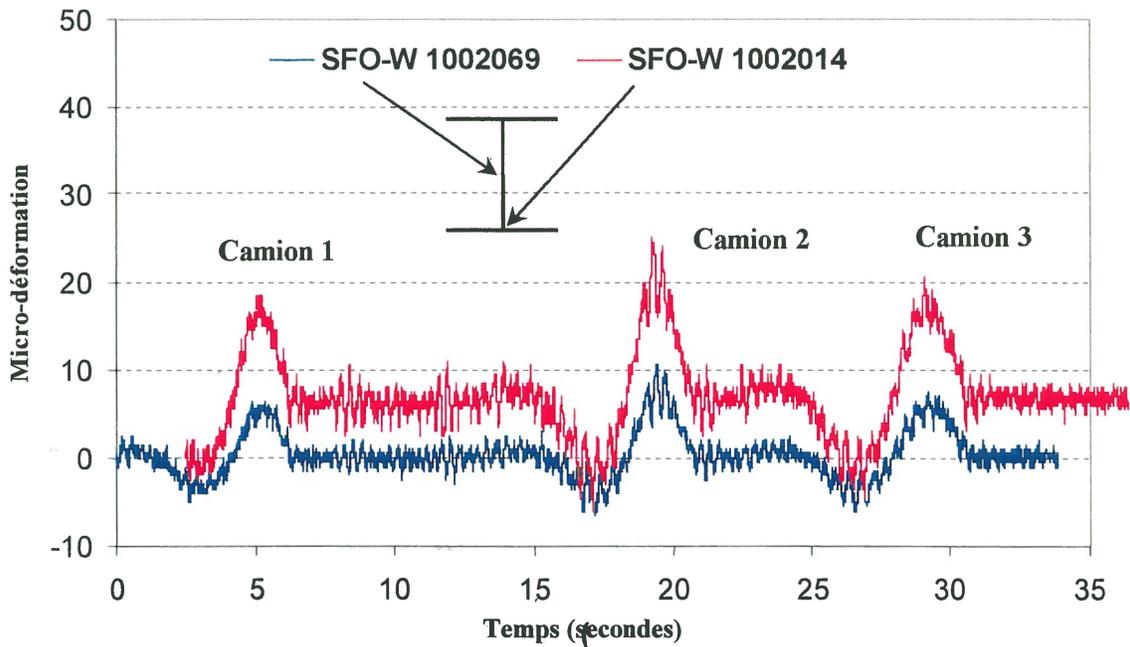


Figure 47. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO-W soudés au milieu et en bas de l'âme de la poutre principale durant les essais de chargement dynamique

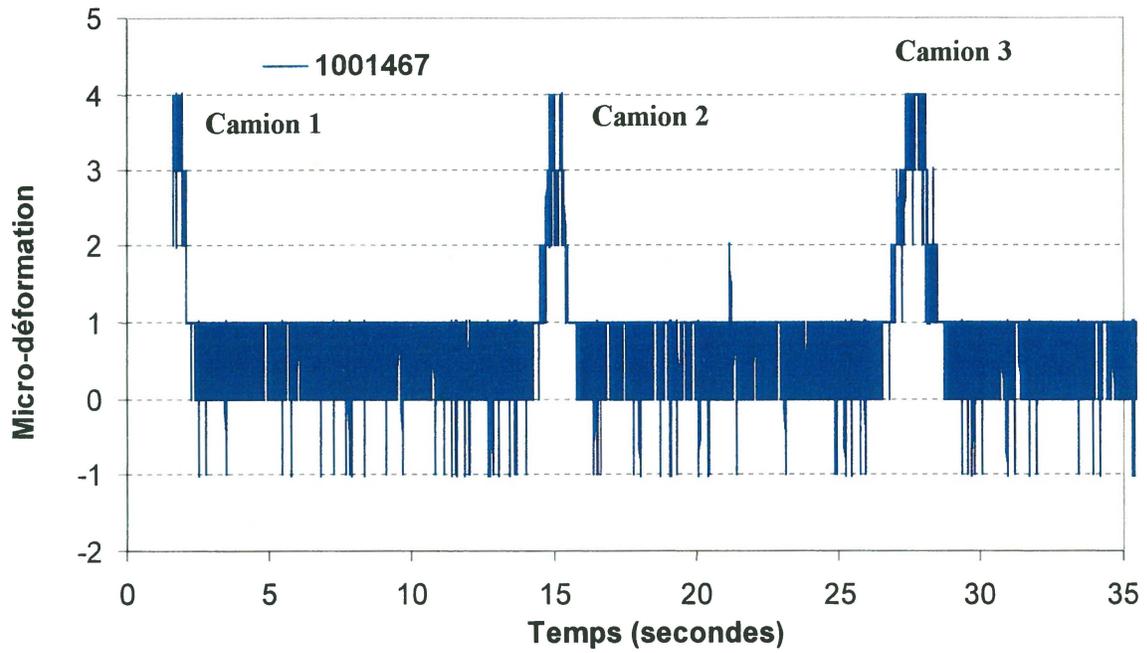


Figure 48. Déformations types enregistrées par les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot de type SFO intégrés au treillis Nefmac de la dalle du tablier du pont Joffre durant les essais de chargement dynamique (SFO#100 1467)

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 164 072